

ANEXO 3

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

Hoja: 1
Fecha: 6-ene-23

VÍA: SAN ANTONIO - SAN MIGUEL
CANTÓN: GUAYAQUIL - PLAYAS
PROVINCIA: GUAYAS

1.- DATOS GENERALES

1.1 GEOMETRÍA DEL PUENTE

LONGITUD TOTAL	Lt	=	50,000 m
ANCHO CALZADA	Ac	=	11,300 m
ANCHO PARAPETOS	Apar	=	0,00 m
ANCHO ACERAS	Aac	=	1,00 m
ANCHO PARTERRE	Apt	=	0,00 m
ANCHO TOTAL	At	=	13,30 m
LUZ DE CÁLCULO	L	=	49,392 m
PENDIENTE TRANSVERSAL	Pt	=	2,00% A ambos lados
NÚMERO DE VIGAS	Nb	=	4
SEPARACIÓN ENTRE VIGAS	S	=	3,40 m
SEPARACIÓN DE DIAFRAGMAS	Sd	=	7,056 m
NÚMERO DE VÍAS	Nvías	=	2
ESPESOR CAPA DE RODADURA	ecr	=	0,05 m
NIVEL DE RASANTE	Nr	=	12,000
ABS. INICIAL TRAMO	Absi	=	7+245,000
ABS. FINAL TRAMO	Absf	=	7+295,000

1.2 MATERIALES

HORMIGÓN	f 'c	=	280 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	Fy	=	4.200 kg/cm ²
ACERO ESTRUCTURAL VIGAS: ASTM A-588	Fy	=	3.500 kg/cm ²
ACERO ESTRUCTURAL PERFILES ASTM A-36	Fy	=	2.520 kg/cm ²
MÓDULO ELASTICIDAD ACERO	Es	=	2.030.000 kg/cm ²
MÓDULO ELASTICIDAD HORMIGÓN	Ec	=	200.798 kg/cm ²

1.3 NORMAS DE DISEÑO

AASHTO LRFD 2020

SOBRECARGA: HL - 93

1.4 FACTOR MODIFICADOR DE CARGAS

η_D	=	1,000	Factor por ductilidad
η_R	=	1,000	Factor por redundancia
η_I	=	1,000	Factor por importancia operativa
η_{max}	=	1,000	Para uso de γ_{max}
η_{min}	=	1,000	Para uso de γ_{min}

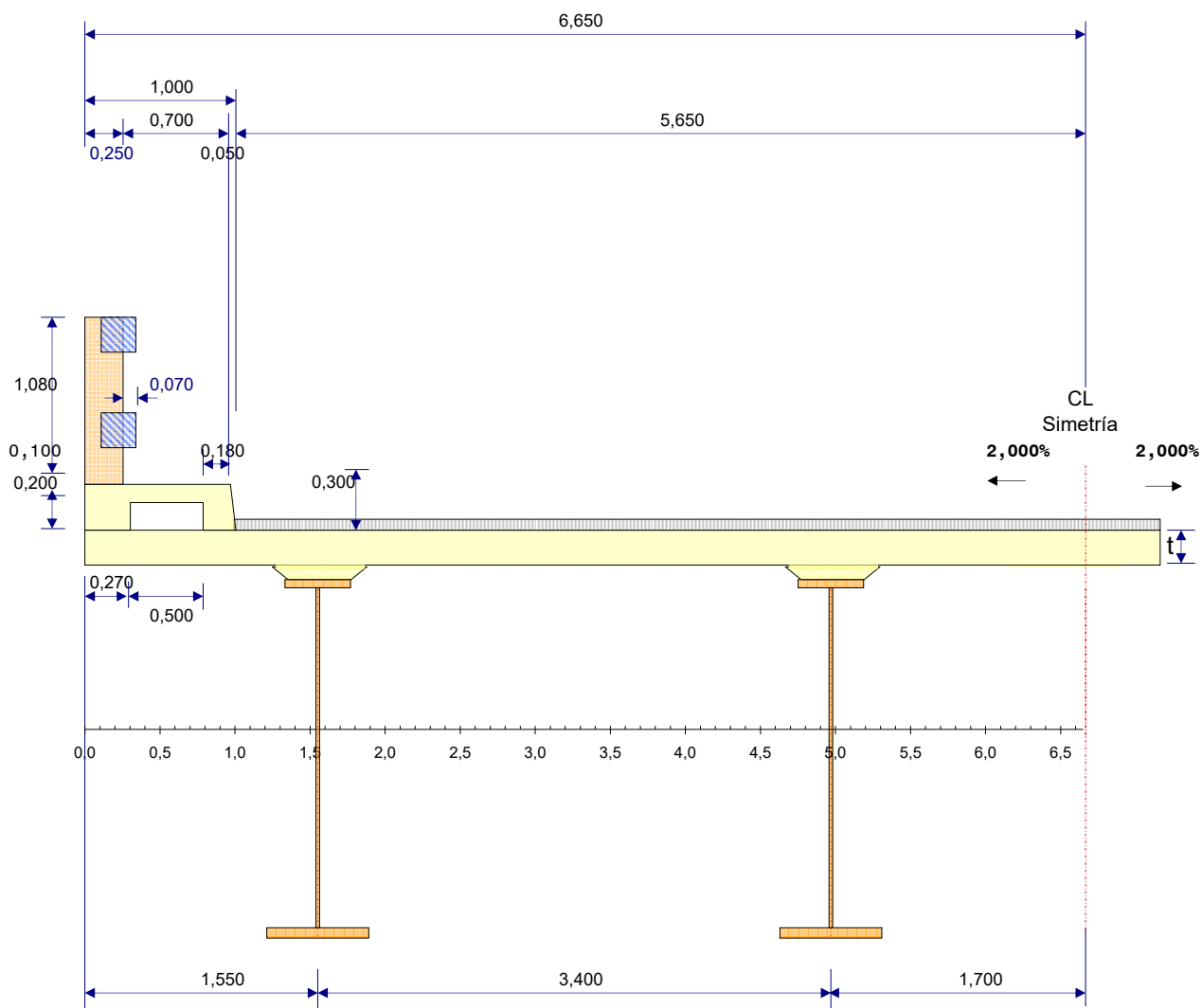
1.5 FACTOR DE PRESENCIA MÚLTIPLE

No de vías cargadas	Factor presencia múltiple m
1	1,2
2	1
3	0,85
>3	0,65

1.6 TIPO DE VÍA

TIPO VIA	DESCRIPCIÓN	SELECCIÓN
1	Interprovincial	3
2	Urbana	
3	Rural	

1.6 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE

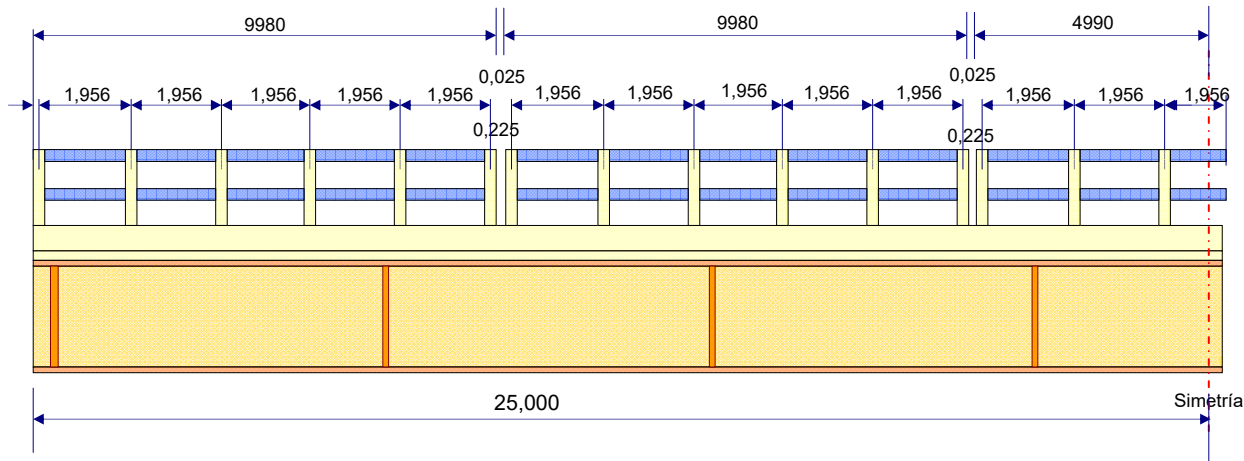


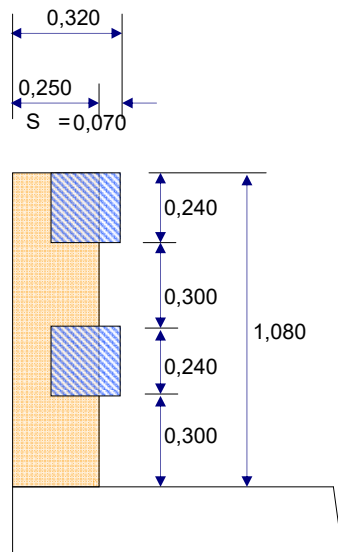
2.- PROTECCIONES LATERALES

2.1 DISEÑO DE POSTES Y BARANDALES DE HORMIGÓN

Las protecciones serán diseñadas para un nivel de ensayo 2 : TL-2

2.1.1 GEOMETRÍA Y DISTRIBUCIÓN





C	=	0,300 m	Abertura entre rieles
A	=	0,240 m	Ancho de rieles
H	=	1,080 m	Altura del poste
0,25H	=	0,270 m	
ΣA	=	0,480 m	> 0,25H
$\Sigma A/H$	=	0,444	

2.1.2 UBICACIÓN DE LA RESULTANTE

Para verificar que la ubicación de la resultante sea igual o superior que la altura efectiva de vuelco establecida, para el nivel de ensayo 2.- TL-2

$$Y_{cg} \geq H_e$$

Y_{cg} . - Ubicación de la resultante de fuerzas resistentes

H_e Altura efectiva de la fuerza de vuelco.- TL-2

$$H_e = 0,687 \text{ m}$$

Las dos rieles serán de igual resistencia, por tanto:

$$Y_{cg} = 0,690 \text{ m}$$

2.1.3 CARGAS PARA EL DISEÑO DE RIELES Y POSTES

Nivel de ensayo : TL-2

F_t	=	12,250 t
F_L	=	4,082 t
$L_t = L_L$	=	1,219 m

L.- Separación entre postes

M_p .- Resistencia inelástica o para línea de fluencia de todos los rieles que contribuyen a una rótula plástica.

P_p .- Resistencia última a la carga transversal de un único poste ubicada a una altura Y_{cg} por encima del tablero.

R.- Resistencia última o nominal de la baranda.

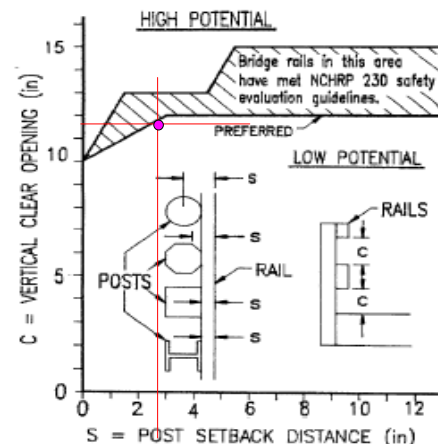


Figure A13.1.1-2—Potential for Wheel, Bumper, or Hood Impact with Post

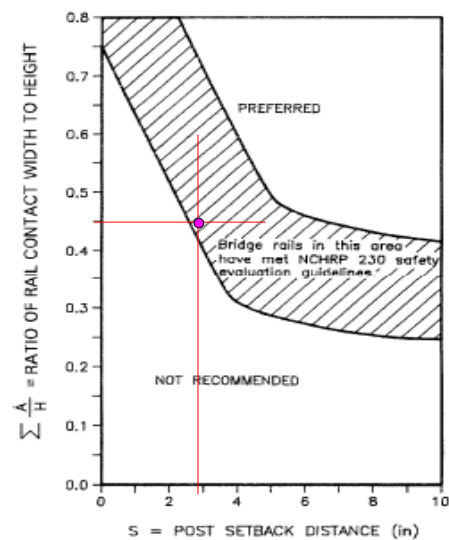
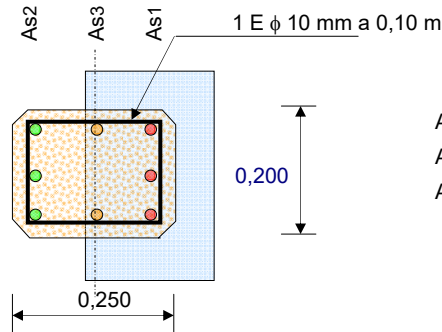


Figure A13.1.1-3—Post Setback Criteria

2.1.4 ARMADO DE PROTECCIONES

POSTE

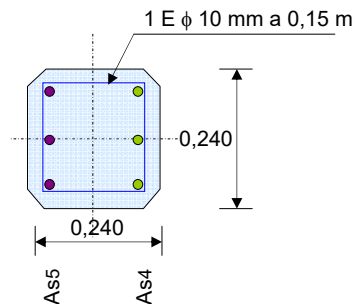
- 3 ϕ 16 mm Cara interna
- 3 ϕ 16 mm Cara externa
- 2 ϕ 12 mm en el centro



$$\begin{aligned} As1 &= 6,03 \text{ cm}^2 \\ As2 &= 6,03 \text{ cm}^2 \\ As3 &= 2,26 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

RIEL

- 3 ϕ 12 mm Cara interna
- 3 ϕ 12 mm Cara externa



$$As4 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$As5 = 3,39 \text{ cm}^2$$

2.1.4 POSTES: MOMENTOS PLÁSTICOS

MATERIALES

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del concreto

$$Fy = 4.200 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de fluencia del acero

GEOMETRÍA

$$b = 20,00 \text{ cm}$$

Base de la viga

$$h = 25,00 \text{ cm}$$

Altura de la viga

$$r = 4,50 \text{ cm}$$

Recubrimiento de As(+)

$$d' = 4,50 \text{ cm}$$

Recubrimiento de As(-)

$$d = 20,50 \text{ cm}$$

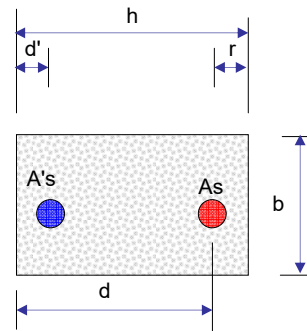
Altura efectiva

ARMADURA

$$As1 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$As2 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$As3 = 2,26 \text{ cm}^2$$



Mediante el diagrama MOMENTO - CURVATURA, se obtiene los momentos plásticos de las secciones:

MOMENTOS PLÁSTICOS RESISTENTES

$$Mpy = 5,659 \text{ tm}$$

$$Mpx = 3,486 \text{ tm}$$

2.1.5 RIELES: MOMENTOS PLÁSTICOS

MATERIALES

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del concreto

$$Fy = 4.200 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de fluencia del acero

GEOMETRÍA

$$b = 24,00 \text{ cm}$$

Base de la viga

$$h = 24,00 \text{ cm}$$

Altura de la viga

$$r = 4,00 \text{ cm}$$

Recubrimiento de As(+)

$$d' = 4,00 \text{ cm}$$

Recubrimiento de As(-)

$$d = 20,00 \text{ cm}$$

Altura efectiva

ARMADURA

$$As1 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$As2 = 3,39 \text{ cm}^2$$

MOMENTOS PLÁSTICOS RESISTENTES

$$Mpy = 3,136 \text{ tm}$$

RESUMEN DE MOMENTOS PLÁSTICOS

POSTE

$$Mpy = 5,659 \text{ tm} \quad \text{Momento plástico resistente poste, respecto al eje yy}$$

$$Ppy = 8,201 \text{ t} \quad \text{Fuerza trasnversal resistente para un poste}$$

$$Mpx = 3,486 \text{ tm} \quad \text{Momento plástico resistente poste, respecto al eje xx}$$

$$Ppx = 5,053 \text{ t} \quad \text{Fuerza longitudinal resistente para un poste}$$

RIELES

$$Nr = 2 \quad \text{Número de rieles}$$

$$Mp = 6,272 \text{ tm} \quad \text{Fuerza transversal resistente para las rieles}$$

2.1.6 RESISTENCIA DE BARANDALES

FUERZA TRANSVERSAL

INTERIOR

$$L = 1,956 \text{ m}$$

Modo de falla: Un solo tramo

$$R = \frac{16Mp}{2N L - Lt}$$

$$N = 1$$

$$R = 37,265 \text{ t}$$

Modo de falla: Dos tramos

$$R = \frac{16Mp + N^2 Pp L}{2N L - Lt}$$

$$N = 2$$

$$R = 24,908 \text{ t}$$

Modo de falla: Tres tramos

$$R = \frac{16Mp + (N - 1)(N + 1)Pp L}{2N L - Lt}$$

$$N = 3$$

$$R = 21,744 \text{ t}$$

$$R > Ft$$

$$R_{final} = 21,744 \text{ t}$$

$$R > Ft \quad \text{Bien}$$

EXTREMOS

$$L = 1,956 \text{ m}$$

Modo de falla: Un solo tramo

$$R = \frac{2Mp + 2Pp L(\sum i)}{2N L - Lt}$$

$$N = 1$$

$$R = 16,571 \text{ t}$$

Modo de falla: Dos tramos

$$R = \frac{2Mp + 2Pp L(\sum i)}{2N L - Lt}$$

$$N = 2$$

$$R = 16,471 \text{ t}$$

Modo de falla: Tres tramos

$$R = \frac{2Mp + 2Pp L(\sum i)}{2N L - Lt}$$

$$N = 3$$

$$R = 19,495 \text{ t}$$

$$R_{final} = 16,471 \text{ t}$$

$$R > Ft \quad \text{Bien}$$

2.1.7.4 LONGITUD DE DESARROLLO DEL REFUERZO

Ganchos estandar en tensión

Esta provisión puede ser usada hasta varillas No 11 (36 mm) o menores en concreto de peso normal con una resistencia a compresión del concreto para uso en el diseño de hasta 15 ksi (1050 kg/cm²)

Longitud básica de desarrollo del gancho.

La longitud de desarrollo modificada l_{dh} , en pulgadas, para barras deformadas en tensión, terminadas en un gancho estandar, especificada en el Art. 5.10.2.1 deberá determinarse como la longitud de desarrollo básica de un gancho estandar en tensión l_{hb} , ajustada por un factor modificador, aplicable, especificado en el Art. 5.10.8.2.4b, pero no deberá ser tomada menor que lo siguiente:

- 8 db
- 15,0 cm

La longitud de desarrollo modificada l_{dh} , de un gancho estandar en tensión deberá ser tomada como:

$$l_{dh} = l_{hb} \left(\frac{\lambda_{rc} \times \lambda_{cw} \times \lambda_{er}}{\lambda} \right)$$

en la cual:

$$l_{hb} = \frac{38 \text{ db}}{60} \left(\frac{F_y}{\sqrt{f_c}} \right) \quad \text{ksi, in}$$

$$l_{hb} = \frac{317,93 \text{ db}}{\sqrt{f_c}} \quad \text{cm, kg/cm}^2$$

l_{hb} .- longitud básica de desarrollo, in

λ_{rc} .- Factor por confinamiento del refuerzo

λ_{cw} .- Factor por revestimiento

λ_{er} .- Factor de exceso de refuerzo

λ .- Factor modificador de densidad del concreto

f_y .- Límite de fluencia del refuerzo, ksi

db.- diámetro nominal de la varilla

f_c .- Esfuerzo de compresión del concreto, ksi

Art. 5.4.2.8 Factor modificador de la densidad del concreto.

El factor λ deberá ser determinado como sigue:

- Donde la resistencia a tracción f_{ct} es especificada

$$\lambda = \frac{4.7 f_{ct}}{\sqrt{f_c}} \leq 1$$

- Donde la resistencia a tracción f_{ct} es especificada

$$0,75 \leq \lambda = 0,75 w_c \leq 1$$

- Donde el peso del concreto normal es usado

$$\lambda = 1$$

Factores modificadores

La longitud básica de desarrollo de ganchos estandar en tensión l_{hb} , deberá ser modificada por el siguiente factor o factores, como sea aplicable:

db	=	1,6 cm	Diámetro de la barra
f_c	=	280 kg/cm ²	= 27,48 Mpa
F_y	=	4.200 kg/cm ²	Límite de fluencia para varilla de anclaje
λ_{rc}	=	0,8	
λ_{cw}	=	1,0	
λ_{er}	=	1,0	
λ	=	1	
l_{hb}	=	$317,93 \text{ db} / \sqrt{f_c}$	
l_{hb}	=	30,40 cm	
l_{dh}	=	24,3 cm	

FUERZA LONGITUDINAL

Se puede considerar que en el sentido longitudinal, todos los postes de un tramo resistirán la fuerza longitudinal.

Np	=	6	Número de postes. (tramo con el menor número de postes)
Ppx	=	5,053 t	Carga resistente en cada poste en sentido longitudinal
RL	=	30,317 t	Resistencia de los 6 postes en el sentido longitudinal (tramo de barandales)
Fl	=	4,082 t	Fuerza longitudinal especificada por código Ver pg. 3 (Tabla A.13.2-1 AASHTO)

2.2 CARGAS POSTERIORES

Las cargas permanentes distribuimos proporcionalmente para

Where bridges meet the conditions specified herein, permanent loads of and on the deck may be distributed uniformly among the beams and/or stringers.

Np	=	30	Número de postes
----	---	----	------------------

POSTES:	=	0,078 t/m
RIELES	=	0,243 t/m
wp+p	=	0,321 t/m

Pesos Especificos usados:

Hormigón armado:	2,4 t/m ³
Asfalto:	2,2 t/m ³
Acero estructural:	7,85 t/m ³

ACERA:		
wa	=	0,462 t/m

PARTERRE

wpar	=	0,000 t/m
------	---	-----------

CAPA DE RODADURA:

Ac	=	11,300 m
ecr	=	0,050 m
wcr	=	1,243 t/m

CARGAS POR SERVICIOS PÚBLICOS

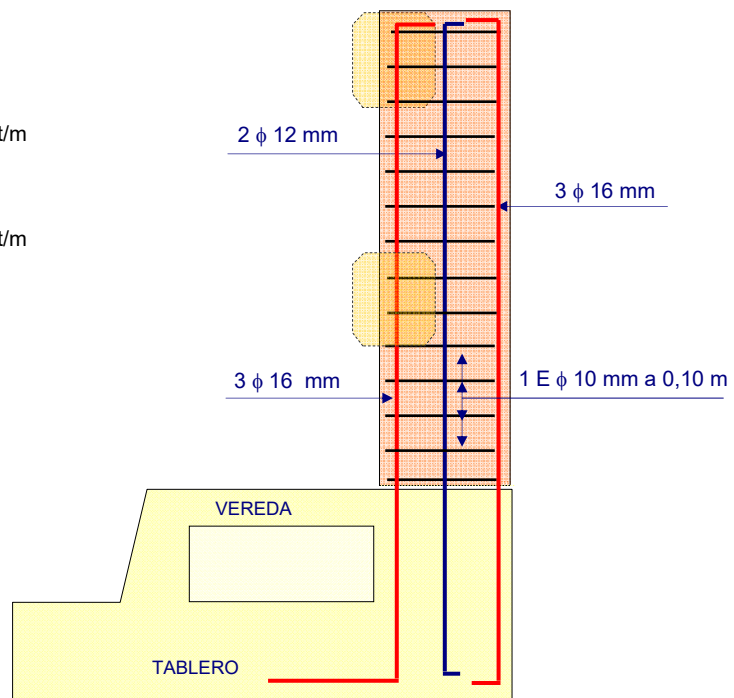
wsp	=	0,300 t/m/puente
-----	---	------------------

CARGAS POSTERIORES POR VIGA

Nb	=	4
Carga muerta		
wDCp	=	0,392 t/m

Carga de carpeta asfáltica + servicios		
wDWp	=	0,386 t/m

2.3 ARMADO DE PROTECCIONES



3.- DISEÑO DE TABLERO CON ACERA Y BARANDALES DE HORMIGÓN ARMADO

3.1 INTRODUCCIÓN Y DATOS INICIALES

GEOMETRÍA

Sv	=	3,400 m	Separación entre vigas
b	=	0,450 m	Ancho de patín superior
St	=	3,400 m	Luz de cálculo del tablero
Lvt	=	1,550 m	Longitud de voladizo al eje de viga

MATERIALES

f _c	=	280 kg/cm ²
F _y	=	4.200 kg/cm ²

3.2 ESPESOR DEL TABLERO

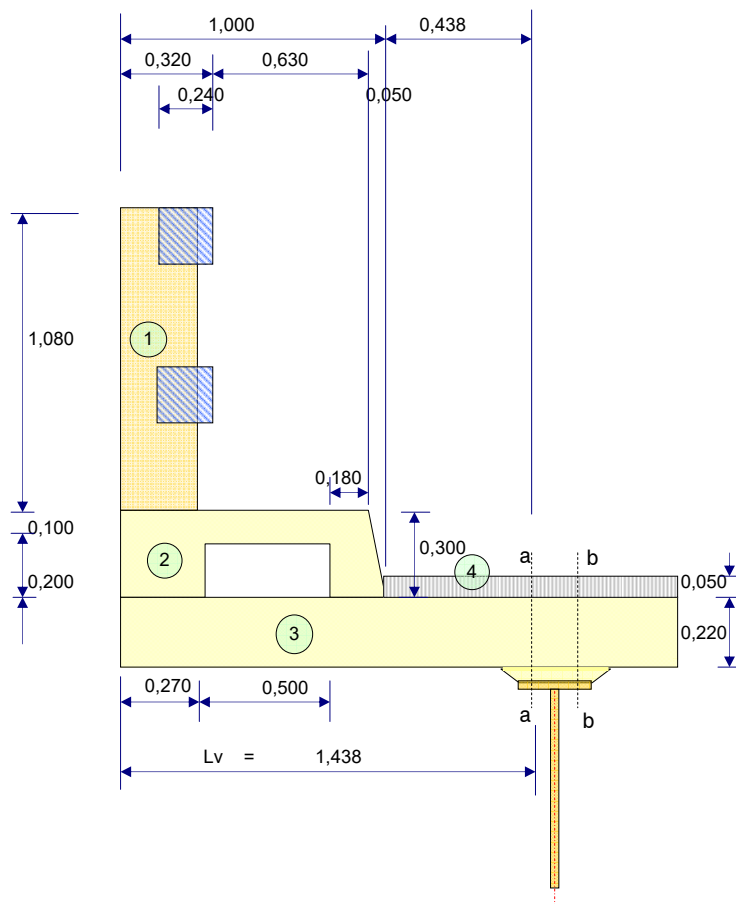
Analizaremos el tablero para 1,00 m de ancho

t _{mín}	=	0,178 m	Espesor mínimo
t	=	0,220 m	Espesor de tablero adoptado

3.3 CARGAS Y SOLICITACIONES

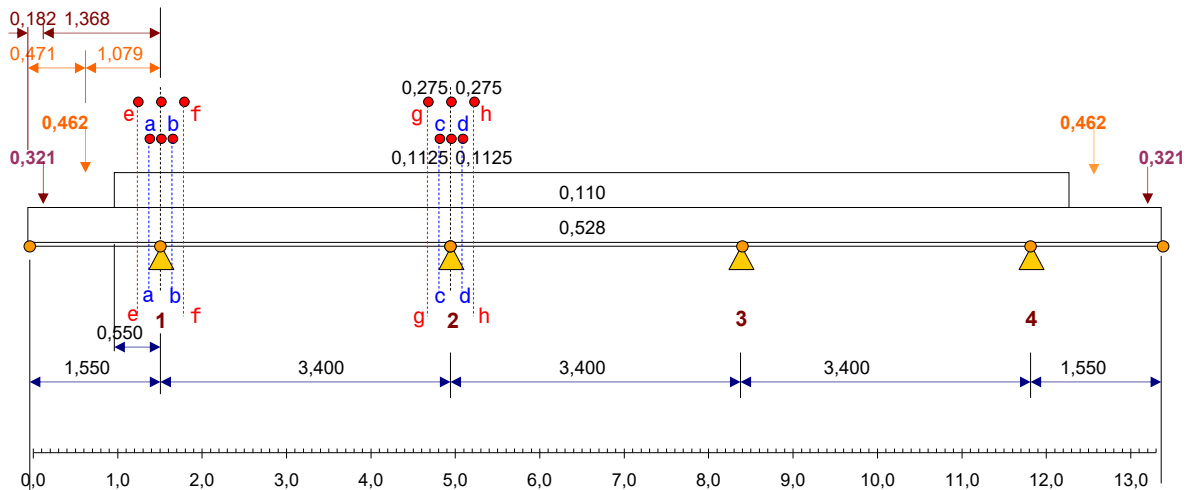
3.3.1 CARGA MUERTA Y CARPETA ASFÁLTICA

3.3.1.1 VOLADIZO: SECCIÓN aa



3.3.1.2 TRAMO Y APOYOS INTERIORES

RESOLUCIÓN ESTRUCTURAL



CARGA MUERTA

MDC1 = -1,572 tm Bien
MDC(-)2 = -0,298 tm Bien

MDC(+)1-2 = 0,000 tm Bien
MDC(+)2-3 = 0,450 tm Bien

MDCaa = -1,402 tm Bien
MDCbb = -1,443 tm Bien
MDCcc = -0,135 tm Bien
MDCdd = -0,211 tm Bien

VDCEE = 1,456 t
VDCff = -1,127 t
VDCgg = 0,378 t
VDChh = -0,752 t

CARGA DE CARPETA ASFÁLTICA

MDW1 = -0,017 tm Bien
MDW(-)2 = -0,124 tm Bien

MDW(+)1-2 = 0,093 tm Bien
MDW(+)2-3 = 0,032 tm Bien

MDWaa = -0,012 tm Bien
MDWbb = -0,002 tm Bien
MDWcc = -0,045 tm Bien
MDWdd = -0,106 tm Bien

VDWee = 0,030 t
VDWff = -0,125 t
VDWgg = 0,188 t
VDWhh = -0,157 t

3.3.2 CARGA VIVA

3.3.2.1 VOLADIZO:

Pr = 7,27 t
E = 1,143 + 0,833 x
IM = 33%
 η = 1 Pos accidental
m = 1,20

PARA MOMENTO Sección aa

Posición	Normal	Accid.
x m	0,138	0,818
E m	1,255	1,821
IM	1,330	1,330
MLL+IM tm	1,272	5,209

PARA CORTE

Sección ee

Posición	Normal	Accid.
x m	-0,025	0,655
E m	1,119	1,686
IM	1,330	1,330
VLL+IM ee t	0,000	6,372

3.3.2.2 VOLADIZO: SOLICITACIONES DEBIDAS A FUERZAS TRANSVERSALES y VERTICALES

CASO 1: ACCIÓN DE FUERZAS TRANSVERSALES TL-2

Mposte = 5,659 tm

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
 SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno
 Hoja:

10

Pp	=	8,201 t	
Wb	=	0,200 m	
db	=	0,250 m	
L	=	1,956 m	Separación postes
X	=	1,438 m	Sección aa
b	=	3,075 m	Calculado
b	=	1,956 m	Final
Md	=	12,574 tm/E	
MCTaa(h)	=	6,429 tm / m	Momento por colisión en la sección aa.- vertical
T	=	9,317 t / m	Fuerza de tracción

CASO 2: ACCIÓN DE FUERZAS VERTICALES

Fv	=	2,041 t	
Lv	=	5,500 m	
Pv	=	0,726 t	Fuerza vertical
MCTaa(v)	=	0,533 tm	Momento por colisión en la sección aa.- horizontal

3.3.2.3 MOMENTO POR COLISIÓN EN SECCION bb (Primer vano del tablero)

X	=	1,663 m	
b	=	3,525 m	Calculado
b	=	1,956 m	Final
MCTbb(h)	=	6,429 tm / m	Momento por colisión de vehículo (Ft)

3.3.2.4 TRAMO Y APOYOS INTERIORES

Ancho de faja: (en mm)

S	=	3400 mm	
Para M(+):	660 + 0,55S	E(+) =	2.530 mm = 2,530 m
Para M(-):	1220 + 0,25S	E(-) =	2.070 mm = 2,070 m

Aplicando la tabla A4-1 tenemos:

MLL+IM(+)	=	3,487 tm/m	
bf	=	0,450 m	Ancho de patín superior incluido cartelas
xbf	=	0,113 m	Distancia desde eje de apoyo a la sección ubicada a b/4
MLL+IM(-)	=	3,709 tm/m	Estos momentos ya contemplan incremento por IM y m

3.3.2.5 CORTE EN EL TABLERO

VLL+IM	=	5,962 t	Para un metro de ancho.- incluye efecto dinámico, y factor de presencia múltiple.
--------	---	---------	---

3.3.3 MOMENTOS ÚLTIMOS Para una faja de un metro de ancho

Mu	=	$\eta[1,25MDC + 1,50MDW + 1,75MLL+IM]$	RESISTENCIA I
Mu	=	$\eta[1,00MDC + 1,00MDW + 0,50MLL+IM + 1,0MCT]$	EVENTO EXTREMO II
M	=	1,0MDC + 1,0MDW + 1,0MLL+IM	SERVICIO I

VOLADIZO

Mu(-)aa	=	3,997 tm	Resistencia I	Carga de vehículo en posición normal
Mu(-)aa	=	10,887 tm	Resistencia I	Carga de vehículo en posición accidental
Mu(-)aa	=	10,448 tm	Evento Extremo II	Incluye colisión de vehículo
Maa	=	2,686 tm	Servicio I	Con Pos. Accidental

APOYO

MDCbb	=	-1,443 tm	MDWbb	=	-0,002 tm
MDCcc	=	-0,135 tm	MDWcc	=	-0,045 tm
MDCdd	=	-0,211 tm	MDWdd	=	-0,106 tm

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno
Hoja:

11

Mu(-)bb =	8,298 tm	Resistencia I	Apoyo exterior
Mu(-)bb =	10,478 tm	Evento Extremo II	Incluye colisión de vehículo
M(-)bb =	5,154	Servicio I	Apoyo interior
Mu(-)cc =	6,726 tm	Resistencia I	Apoyo interior
M(-)cc =	3,888 tm	Servicio I	Apoyo interior
Mu(-)dd =	6,913 tm	Resistencia I	Apoyo interior
M(-)dd =	4,026 tm	Servicio I	Apoyo interior

TRAMO

MDC(+)1-2=	0,000 tm	MDW(+)1-2=	0,093 tm
MDC(+)2-3=	0,450 tm	MDW(+)2-3=	0,032 tm

Mu(+)1-2 =	6,242 tm	Resistencia I
M(+) 1-2 =	3,580 tm	Servicio I
Mu(+)2-3 =	6,713 tm	Resistencia I
M(+)2-3 =	3,969 tm	Servicio I

3.3.4 FUERZA DE TRACCIÓN ÚLTIMA

Tu =	9,317 t	Evento Extremo II	Fuerza última de tracción
------	---------	-------------------	---------------------------

3.3.5 CORTE ÚLTIMO

Vuee =	13,016 t	Resistencia I	En voladizo
Vuff =	12,030 t	Resistencia I	En tramo interior
Vugg =	11,188 t	Resistencia I	En tramo interior
Vuhh =	11,609 t	Resistencia I	En tramo interior

3.4 ARMADURAS

3.4.1 ARMADURA POR TRACCIÓN

ϕ =	0,9	Factor de resistencia	$A_{st} = Tu / \phi F_y$
$A_{st} =$	2,465 cm ²		

3.4.2 ARMADURA A FLEXIÓN

3.4.2.1 CÁLCULOS

$f_c =$	280 kg/cm ²	
$F_y =$	4.200 kg/cm ²	
$b =$	100,0 cm	
$h =$	22,0 cm	
$r_i =$	2,8 cm	Recubrimiento inferior
$r_s =$	2,8 cm	Recubrimiento superior
$d_s (-) =$	18,50 cm	Altura efectiva para M(-)
$d_s (+) =$	18,50 cm	Altura efectiva para M(+)
$\phi =$	0,9	Factor de resistencia
$\beta_1 =$	0,85	

Asmín: El armadura mínima se establece en función del Momento de agrietamiento M_{cr}

$Mu_{mín1} =$	1,33 M_u	
$Mu_{mín2} =$	1,072 $fr I_g / y_t$	$= M_{cr} = 2,89 \text{ tm}$

Mu tm	Mumin tm	Asmin cm ²	Ascal cm ²	Asdefin. cm ²	Sección
10,887	2,894	4,22	16,94	16,94	aa
8,298	2,894	4,22	12,63	12,63	bb
6,726	2,894	4,22	10,11	10,11	cc
6,913	2,894	4,22	10,40	10,40	dd
6,242	2,894	4,22	9,34	9,34	Tramo 1-2
6,713	2,894	4,22	10,09	10,09	Tramo 2-3

3.4.2.2 DISPOSICIÓN DE ARMADURAS

Usar:

Superior: 1 db 14 mm a 0,25 m + 1 db 14 mm a 0,125 m

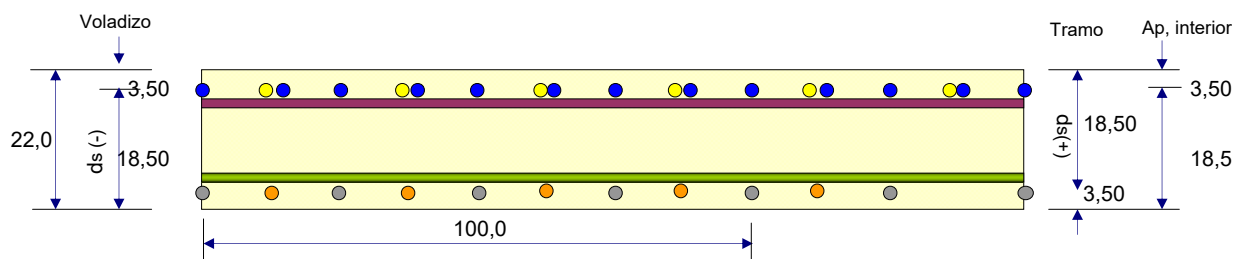
Voladizo

Superior: 1 db 14 mm a 0,25 m + 1 db 14 mm a 0,25 m

Apoyos interiores

Inferior: 1 db 14 mm a 0,125 m

Armadura inferior tramo



Armadura superior sobre voladizo

●	4 db = 14 mm	As =	6,16 cm ²	Principal	1 db 14 mm a 0,25 m
●	8 db = 14 mm	As =	12,32 cm ²	Refuerzo	1 db 14 mm a 0,125 m
Nespacios	8	As(-) =	18,47 cm ²		

Armadura superior sobre apoyo interior

●	4 db = 14 mm	As =	6,16 cm ²	Principal	1 db 14 mm a 0,25 m
●	4 db = 14 mm	As =	6,16 cm ²	Refuerzo	1 db 14 mm a 0,25 m
Nespacios	8	As(-) =	12,32 cm ²		

Armadura inferior:

●	4 db = 14 mm	As =	6,16 cm ²	Principal	1 db 14 mm a 0,25 m
●	4 db = 14 mm	As =	6,16 cm ²	Principal	1 db 14 mm a 0,25 m
Nespacios	8	As(+) =	12,32 cm ²		

3.4.2.3 VERIFICACIÓN DE ARMADURAS COLOCADAS

APOYO EXTERIOR: VOLADIZO.- MOMENTO NEGATIVO.- RESISTENCIA I

Secciones: aa, bb

As(flexión) = 18,47 cm²

c = 3,835 cm

a = 3,260 cm

d = 18,500 cm Altura efectiva

Mu(-) = 10,887 tm Exterior

φ = 1,0 Factor de resistencia

φMn(-) = 13,089 tm Interior **Bien**

APOYO EXTERIOR: VOLADIZO.- MOMENTO NEGATIVO.- EVENTO EXTREMO II

Chequeo para Efecto de colisión

Secciones: aa, bb

As(flexión) = 17,24 cm²

Restamos de la armadura colocada la necesaria para la fuerza de tracción

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez
 SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno
 Hoja:

13

c	=	3,579 cm	
a	=	3,042 cm	
d	=	18,500 cm	Altura efectiva
Mu(-)	=	10,478 tm	Exterior
ϕ	=	1,0	Factor de resistencia
$\phi M_n(-)$	=	12,294 tm	Interior Bien
1,33 Mu	=	13,936 tm	

APOYO INTERIOR: MOMENTO NEGATIVO.- RESISTENCIA I

Sección: cc

c	=	2,557 cm	
a	=	2,173 cm	
d	=	18,500 cm	Altura efectiva (=ds)
Mu(-)	=	6,726 tm	Exterior
ϕ	=	0,9	Factor de resistencia
$\phi M_n(-)$	=	8,106 tm	Interior Bien
1,33 Mu	=	8,946 tm	

MOMENTO POSITIVO.- RESISTENCIA I

Sección: Tramo

c	=	2,557 cm	
a	=	2,173 cm	
d	=	18,500 cm	Altura efectiva
Mu(+)	=	6,242 tm	Exterior
ϕ	=	0,9	Factor de resistencia
$\phi M_n(+)$	=	8,106 tm	Interior Bien
1,33 Mu	=	8,302 tm	

3.4.2.4 LÍMITES DE ARMADURAS

DUCTILIDAD

Para $\epsilon_t \geq 0,005$, el valor de $\phi = 0,9$

Para $0,002 < \epsilon_t < 0,005$, el valor de

$$\phi = 0,75 + \frac{0,15 (\epsilon_t - \epsilon_{cl})}{(\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl})} \leq 0,9$$

Para $\epsilon_t \leq 0,002$, el valor de $\phi = 0,75$

Para Momento Negativo en Apoyo exterior: voladizo:

Secciones: aa, bb

d = ds(-)	=	18,5 cm	
c	=	3,58 cm	
ϵ_t	=	0,0125	> 0,005 Bien

Para Momento Negativo en Apoyo interior

Sección: cc

dt = ds(-)	=	18,5 cm	
c	=	2,56 cm	
ϵ_t	=	0,0187	> 0,005 Bien

Para Momento Positivo: Tramo

Sección: Tramo

d = ds(+)	=	18,5 cm	
c	=	2,56 cm	
ϵ_t	=	0,0187	> 0,005 Bien

ARMADURA MÍNIMA

Obtener la armadura mínima, con el menor valor de momento de:

$$\mu_{\min 1} = 1,33 \mu_u$$

$$\begin{aligned} \mu_{cr} &= 0,67 \left(1,6 f_r \right) S_{nc} & f_r &= 0,24 \sqrt{f'_c} & \text{(unidades inglesas)} \\ \mu_{cr} &= 1,072 f_r S_{nc} & f_r &= 2 \sqrt{f'_c} & \text{en kg y cm} \\ \mu_{\min 2} &= 1,072 f_r I_g / y_t & &= \mu_{cr} \end{aligned}$$

3.4.3 CONTROL DE AGRIETAMIENTO: ESTADO LÍMITE DE SERVICIO I

$$s \leq \frac{700 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad \beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)}$$

h.- Altura total del elemento

f_s = Esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el Estado Límite de Servicio.

γ_e = 0,75 Condición de exposición.

n = 10,00 Relación de módulos de elasticidad

b = 100,00 cm Ancho de faja de diseño

3.4.3.2 CONTROL AGRIETAMIENTO: ZONA MOMENTO NEGATIVO.- VOLADIZO

Secciones: aa, bb

$$\begin{aligned} d_c(-) &= 3,5 \text{ mm} \\ h &= 22,0 \text{ cm} & \text{Altura del tablero} \\ \beta_s &= 1,27 \\ M &= 5,154 \text{ tm} & \text{Servicio I} \\ d_e &= 18,50 \text{ cm}^2 \\ y &= 6,62 \text{ cm}^2 & \text{Ubicación eje neutro} \\ I_{trnf} &= 35.741,7 \text{ cm}^4 & \text{Inercia de la sección transformada} \\ f_s &= 1.712,64 \text{ kg/cm}^2 & \text{Calculado} \\ s_{\max} &= 35,91 \text{ cm} & \text{Separación máxima} \\ S_{var} &= 12,5 \text{ cm} & \text{Separación entre varillas} \end{aligned}$$

3.4.3.1 CONTROL AGRIETAMIENTO: ZONA MOMENTO NEGATIVO.- APOYO INTERIO

Sección: cc, dd

$$\begin{aligned} d_c(-) &= 3,5 \text{ mm} \\ h &= 22,0 \text{ cm} & \text{Altura del tablero} \\ \beta_s &= 1,27 \\ M &= 4,026 \text{ tm} & \text{Servicio I} \\ A_s &= 12,32 \text{ cm}^2 \\ d_e &= 18,50 \text{ cm}^2 \\ y &= 5,63 \text{ cm}^2 & \text{Ubicación eje neutro} \\ I_{trnf} &= 26.346,7 \text{ cm}^4 & \text{Inercia de la sección transformada} \\ f_s &= 1.966,43 \text{ kg/cm}^2 & \text{Calculado} \\ s_{\max} &= 30,37 \text{ cm} & \text{Separación máxima} \\ S_{var} &= 12,5 \text{ cm} & \text{Separación entre varillas} \end{aligned}$$

3.4.3.3 CONTROL AGRIETAMIENTO: ZONA MOMENTO POSITIVO.- TRAMO

Sección: Tramo

$$\begin{aligned} d_c(+) &= 3,5 \text{ mm} \\ h &= 22,0 \text{ cm} & \text{Altura del tablero} \\ \beta_s &= 1,27 \\ M &= 3,969 \text{ tm} & \text{Servicio I} \\ A_s &= 12,32 \text{ cm}^2 \\ d_e &= 18,50 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

y	=	5,63 cm ²	Ubicación eje neutro
I _{tranf}	=	26.346,7 cm ⁴	Inercia de la sección transformada
f _s	=	1.938,86 kg/cm ²	Calculado
s _{máx}	=	30,90 cm	Separación máxima
S _{var}	=	12,5 cm	Separación entre varillas

3.4.4 REFUERZO LONGITUDINAL DE DISTRIBUCIÓN

Refuerzo longitudinal inferior: armadura de distribución

%Asd	=	121/√S	≤	67	
S	=	3,175 m			
%Asd	=	67,91	>	67	
%Asd	=	67,00			
Asd	=	8,25 cm ²	Usar:	1 db	12 mm a 0,125
Ascol	=	9,05 cm ²	Bien	Armadura colocada	Longitudinal inferior

3.4.5 REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

As	≥	$\frac{756bh}{2(b+h)F_y}$	2,33	≤	As	≤	12,70	[cm ² /m]
As	=	1,62 cm ² /m	Por cara, en cada dirección					
As	=	2,33 cm ² /m	Usar:	1 db	12 mm a 0,250			
Ascol	=	4,52 cm ² /m	Bien	Armadura colocada	Longitudinal superior			

3.4.6 CHEQUEO DEL CORTE EN TABLERO

Corte último exterior

V _u	=	13,016 t	
Cortante resistente			
V _r	=	φ V _n	
V _n	=	V _c + V _s + V _p	
V _n	=	0,25f _c b _v d _v + V _p	
V _c	=	0,0316 βλ√f _c b _v d _v	
V _p	=	0	
λ	=	1	
β	=	2,0	
V _c	=	0,530 √f _c b _v d _v	
b _v	=	100,000 cm	
d _v	=	16,7 cm	
φ	=	0,9	
V _c	=	14,763 t	
V _s	=	0,0 t	
V _{n1}	=	14,763 t	
V _{n2}	=	116,550 t	
V _r	=	13,287 t	Bien

3.4.7 LONGITUD DE DESARROLLO

ANCLAJE CON GANCHO

d _b	=	14 mm
f _c	=	280 kg/cm ²
F _y	=	4.200 kg/cm ²
λ _{rl}	=	1
λ _{cf}	=	1
λ	=	1

$$l_{db} = 0,28685 \text{ db } F_y / \sqrt{f_c}$$

$$l_{db} = 100,80 \text{ cm}$$

$$l_b = 100,80 \text{ cm} \quad \text{Sin gancho}$$

La longitud l_{dh} , en cm, para **barras que terminan en un gancho normal**, según lo que indica el Art. 5.10.2.1 no será menor que:

■ La longitud l_{hb} por un factor

$$\begin{matrix} \blacksquare & 8db & = & 1120 \text{ mm} \\ \blacksquare & 150 \text{ mm} \end{matrix}$$

$$l_{dh} = l_{hb} \left(\frac{\lambda_{rc} \times \lambda_{cw} \times \lambda_{er}}{\lambda} \right)$$

$$l_{hb} = \frac{317,93 \text{ db}}{\sqrt{f_c}} \quad \text{cm, kg/cm}^2$$

$$\lambda_{rc} = 0,8$$

$$\lambda_{cw} = 1,0$$

$$\lambda_{er} = 1,0$$

$$\lambda = 1$$

$$l_{hb} = 317,93 \text{ db} / \sqrt{f_c}$$

$$l_{hb} = 26,60 \text{ cm}$$

$$l_{dh} = 21,3 \text{ cm}$$

La barra db 14 mm, tendrá una longitud adicional a la de la sección crítica del vano mayor que la requerida

4.- CÁLCULO DE VIGAS

4.1. DATOS INICIALES PARA DISEÑO COMPUESTO

Se usará vigas de acero de alma llena y trabajarán en conjunto con el tablero.

L	=	50,000 m	Longitud total
Sv	=	3,400 m	Distancia centro entre vigas
Lc	=	49,392 m	Luz de cálculo
t	=	0,220 m	Espesor del tablero
bf	=	0,450 m	Ancho de patín superior
bs	=	3,250 m = 325,0 cm	Ancho colaborante
Nb	=	4	Número de vigas
fc	=	280 kg/cm ²	Hormigón del tablero
Fy	=	3500 kg/cm ²	Acero estructural de vigas
Es	=	2.030.000 kg/cm ²	Módulo elasticidad acero
Ec	=	200.798 kg/cm ²	Módulo elasticidad hormigón
n	=	10,0	Relación módulos elasticidad

$$12000 \sqrt{f_c}$$

4.2 CARGAS

4.2.1 CARGA MUERTA

Peso viga metálica: = 0,570 t/m

Peso del tablero y cartelas: = 1,830 t/m

WDC = 2,400 t/m

4.2.2 CARGAS POSTERIORES

Carga muerta

wDCp = 0,392 t/m

Carga de carpeta asfáltica y servicios públicos

wDWp = 0,386 t/m

4.2.3 CARGA VIVA

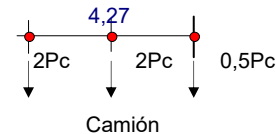
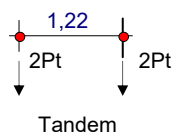
Sobrecarga:

Pt	=	5,669 t
Pc	=	7,270 t
wLL	=	0,952 t/m

CARGA DE RUEDA TANDEM

CARGA DE RUEDA CAMION DE DISEÑO

CARGA DE CARRIL DE DISEÑO



4.2.4 EFECTO DINÁMICO IM

IM.- incremento de carga dinámica

Estado Límite	Efecto dinámico
Fatiga y fractura	15%
Todos otros estados	33%

4.2.5 FACTORES DE DISTRIBUCION

DATOS:

S	=	3.400,0 mm	Separación de vigas
L	=	49.392,0 mm	Luz de cálculo
ts	=	220,0 mm	Profundidad de la losa de hormigón (mm)
Kg	=	$n (I + A e g^2)$	Parametro de rigidez longitudinal (mm ⁴) (Momento de inercia de la viga)
n	=	E_B / E_D	Relación de módulos de elasticidad
EB	=	199.260,5 Mpa	Módulo de elasticidad del material de la viga (Mpa)
ED	=	19.709,9 Mpa	Módulo de elasticidad del material del tablero (Mpa)
I	=		Momento de inercia de la viga (mm ⁴)

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

18

A = Área de la viga o larguero (mm²)
 de = 550,0 mm Distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)
 g.- Factor de distribución
 eg.- Distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero. (mm)
 Kg = 1,294E+11 mm⁴

		Factores de Distribución g					
MOMENTO	Nb	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados				
Vigas Interiores	≥ 4	0,416	0,635				
	3						
Vigas Exteriores	≥ 4	0,856	0,615				
	3						
CORTE	Nb	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados				
Vigas Interiores	≥ 4	0,806	1,028				
	3						
Vigas Exteriores	≥ 4	0,856	0,802				
	3						
Para vigas exteriores : corte y momento							
Ec.: C4.6.2.2d-1 AASHTO 2020							
R =	$\frac{NL}{Nb} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2}$	At =	13,30 m				
		Lv =	1,550 m				
		S =	3,400 m				
		Av =	1,000 m				
		Apt =	0,00 m				
R	NL	1	2	3	2	3	4
	Nb				Parterre	Parterre	Parterre
	3						
	4	0,737	0,906				
	5						
	6						

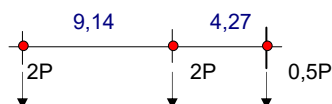
Tratándose en nuestro caso de vigas con diafragmas, los factores a usarse serán:

Resistencia I - Servicio II

gm vext = 0,906 gv vext = 0,906
 gm vint. = 0,635 gv vint. = 1,028
 gm = 0,906 Factor de distribución de momento
 gv = 1,028 Factor de distribución de corte
 IM = 1,330 Efecto dinámico en Resistencia I y Servicio II

Fatiga

gm = 0,713
 gv = 0,713
 IM = 1,150



CARGA PEATONAL

Art 3.6.1.6 AASHTO 2020

pa = 0,366 t/m²
 Au = 1,260 m Acera
 wLLp = 0,115 t/m Carga peatonal por viga

4.2.6 CARGAS DE TEMPERATURA UNIFORME

ϵ_t	=	0,0000108 / °C	Deformación unitaria por dilatación térmica
Δt	=	20,00 °C	Variación de temperatura (disminución)
ϵ_{TU}	=	0,000216	Deformación por temperatura.
A_{hn}	=	715,0 cm ²	Area de hormigón sección n
P_{TU}	=	313.513 kg	Fuerza que se aplica en el c.g. de la sección de hormigón debida a temperatura

4.2.7 CARGAS DE CONTRACCIÓN

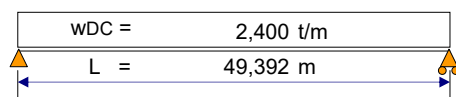
ϵ_{SH}	=	0,0002	
P_{SH}	=	290.290 kg	Fuerza que se aplica en el c.g. de la sección de hormigón debida a contracción

4.3 COMBINACIONES DE CARGA: ESTADOS LÍMITES

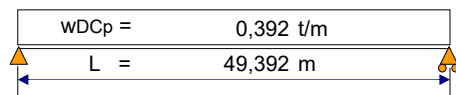
M_u	=	$\eta [1,25MDC + 1,50MDW + 1,75MLL+IM + 0,5MTU + 1,0MSH]$	RESISTENCIA I
M_u	=	$\eta [1,0MDC + 1,0 MDW + 1,3 MLL+IM + 1,0MTU + 1,0 MSH]$	SERVICIO II
M_u	=	0,80 MLL+IM	FATIGA II

4.4 CÁLCULO DE MOMENTOS

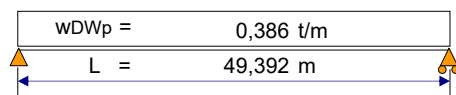
4.4.1 MOMENTOS DE CARGA MUERTA, POSTERIORES y VIVA + IMPACTO



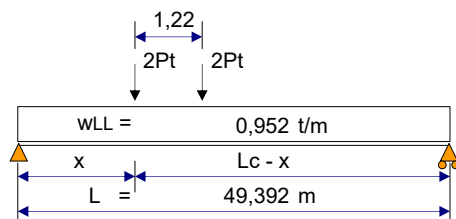
Carga muerta
Por viga



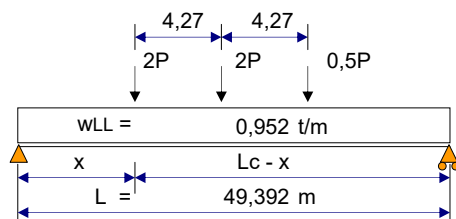
Carga muerta posterior
Por viga



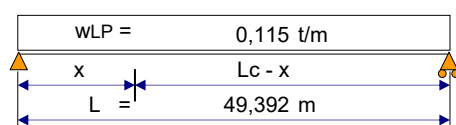
Cargas posteriores de carpeta
Por viga



Carga viva:
Carga de carril + Tandem
Por vía



Carga viva:
Carga de carril + Camión
Por vía



Carga viva:
Peatonal
Por viga

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

20

RESUMEN DE MOMENTOS

x m	MDC tm	MDCp tm	MDWp tm	MLL+IM tm	MLP tm	MLL+IM fatiga tm
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,446	26,196	4,274	4,210	25,820	1,258	10,514
2,089	118,579	19,345	19,059	116,720	5,696	47,383
3,828	209,303	34,145	33,641	205,702	10,054	83,211
6,196	321,171	52,395	51,622	314,914	15,428	126,715
9,396	450,963	73,569	72,483	440,596	21,663	175,824
10,300	483,177	78,825	77,661	471,541	23,211	187,681
12,896	564,783	92,138	90,777	549,236	27,131	217,736
16,246	646,188	105,418	103,861	625,012	31,041	248,061
18,496	685,743	111,871	110,219	662,605	32,941	261,582
19,996	705,363	115,071	113,372	680,999	33,884	267,541
21,496	719,583	117,391	115,658	693,862	34,567	271,055
24,696	731,871	119,396	117,633	702,816	35,157	270,476

4.4.2 MOMENTOS POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

MTU = PTU x e

MSH = PSH x e

4.5 SECCIONES RESISTENTES.- PROPIEDADES GEOMÉTRICAS Y ESFUERZOS

bs = 325,0 m

Ancho colaborante en diseño: tablero hormigón

D = 230,0 cm

Adoptado

Altura de alma.- viga de acero

tw = 0,8 cm

Adoptado

Espesor de alma.- viga de acero

4.5.1 ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

n = 10,0

ABSCISA		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
SECCION ACERO							
As	cm ²	698,1	698,1	698,1	685,6	670,6	633,1
ys	cm	102,4	102,4	102,4	104,3	101,3	107,2
Is	cm ⁴	7.531.736,6	7.531.736,6	7.531.736,6	7.401.431,6	7.131.266,6	6.733.597,1
Sbot	cm ³	73.531,1	73.531,1	73.531,1	70.980,7	70.394,0	62.794,9
Stop	cm ³	55.351,6	55.351,6	55.351,6	55.141,5	51.979,1	51.296,4
SECCION 3n							
y3n	cm	141,1	141,1	141,1	143,0	141,5	147,5
I3n	cm ⁴	11.650.170,3	11.650.170,3	11.650.170,3	11.402.264,0	11.267.598,6	10.498.487,7
Sbot	cm ³	82.547,4	82.547,4	82.547,4	79.721,9	79.643,9	71.171,9
Shor	cm ³	93.675,7	93.675,7	93.675,7	93.099,1	90.849,2	88.976,9
Stop	cm ³	119.652,2	119.652,2	119.652,2	119.427,3	116.130,5	115.379,3
SECCION n							
An	cm ²	1.413,1	1.413,1	1.413,1	1.400,6	1.385,6	1.348,1
yn	cm	179,4	179,4	179,4	181,0	180,4	185,3
In	cm ⁴	15.729.077,3	15.729.077,3	15.729.077,3	15.328.929,5	15.281.307,2	14.044.849,9
Sbot	cm ³	87.688,8	87.688,8	87.688,8	84.707,2	84.728,1	75.779,2
Shor	cm ³	182.628,6	182.628,6	182.628,6	181.329,5	179.478,2	175.208,5
Stop	cm ³	266.026,2	266.026,2	266.026,2	266.421,7	262.823,0	264.195,8
SOLICITACIONES							
MDC	kg cm	73.187.089,9	71.958.289,9	70.536.289,9	68.574.289,9	64.618.789,9	56.478.289,9
MDCp	kg cm	11.939.595,5	11.739.131,5	11.507.149,3	11.187.072,5	10.541.780,1	9.213.755,3
MDWp	kg cm	11.763.300,0	11.565.796,0	11.337.239,1	11.021.888,5	10.386.124,3	9.077.708,5
MLL+IM	kg cm	73.797.284,1	72.842.920,8	71.488.323,2	69.554.636,3	65.605.349,5	57.636.686,9
MLL+IM (f)	kg cm	27.047.588,4	27.105.500,8	26.754.109,5	26.158.243,8	24.806.055,5	21.773.610,6

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

21

ABSCISA		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
e	cm	75,1	75,1	75,1	73,5	74,1	69,2
PTU	kg	313.513,2	313.513,2	313.513,2	313.513,2	313.513,2	313.513,2
MTU	kg cm	23.553.009,2	23.553.009,2	23.553.009,2	23.054.613,8	23.244.800,0	21.682.812,2
PSH	kg	290.290,0	290.290,0	290.290,0	290.290,0	290.290,0	290.290,0
MSH	kg cm	21.808.341,8	21.808.341,8	21.808.341,8	21.346.864,6	21.522.962,9	20.076.678,0
ESFUERZOS							
fhor DCp	kg/cm ²	6,5	6,4	6,3	6,2	5,9	5,3
fhor DWp	kg/cm ²	6,4	6,3	6,2	6,1	5,8	5,2
fhor LL+IM	kg/cm ²	40,4	39,9	39,1	38,4	36,6	32,9
ftop DC	kg/cm ²	1.322,2	1.300,0	1.274,3	1.243,6	1.243,2	1.101,0
ftop DCp	kg/cm ²	99,8	98,1	96,2	93,7	90,8	79,9
ftop DWp	kg/cm ²	98,3	96,7	94,8	92,3	89,4	78,7
ftop LL+IM	kg/cm ²	277,4	273,8	268,7	261,1	249,6	218,2
fbot DC	kg/cm ²	995,3	978,6	959,3	966,1	918,0	899,4
fbot DCp	kg/cm ²	144,6	142,2	139,4	140,3	132,4	129,5
fbot DWp	kg/cm ²	142,5	140,1	137,3	138,3	130,4	127,5
fot LL+IM	kg/cm ²	841,6	830,7	815,3	821,1	774,3	760,6
fhor TU	kg/cm ²	12,9	12,9	12,9	12,7	13,0	12,4
ftop TU	kg/cm ²	88,5	88,5	88,5	86,5	88,4	82,1
fbot TU	kg/cm ²	268,6	268,6	268,6	272,2	274,3	286,1
fP TU	kg/cm ²	221,9	221,9	221,9	223,8	226,3	232,6
fPhor TU	kg/cm ²	22,2	22,2	22,2	22,4	22,6	23,3
fhor SH	kg/cm ²	11,9	11,9	11,9	11,8	12,0	11,5
ftop SH	kg/cm ²	82,0	82,0	82,0	80,1	81,9	76,0
fbot SH	kg/cm ²	248,7	248,7	248,7	252,0	254,0	264,9
fP SH	kg/cm ²	205,4	205,4	205,4	207,3	209,5	215,3
fPhor SH	kg/cm ²	20,5	20,5	20,5	20,7	21,0	21,5

4.5.1 ESFUERZOS EN LAS SECCIONES

n = 10,0

ABSCISA		10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
SECCION ACERO							
As	cm ²	570,6	525,6	495,6	495,6	495,6	495,6
ys	cm	116,3	106,2	112,6	112,6	112,6	112,6
Is	cm ⁴	5.954.664,9	5.272.561,6	4.923.611,2	4.923.611,2	4.923.611,2	4.923.611,2
Sbot	cm ³	51.183,2	49.636,4	43.741,0	43.741,0	43.741,0	43.741,0
Stop	cm ³	49.763,3	40.628,1	39.887,6	39.887,6	39.887,6	39.887,6
SECCION 3n							
y3n	cm	156,3	151,7	157,8	157,8	157,8	157,8
I3n	cm ⁴	9.058.178,4	8.766.817,2	8.062.297,9	8.062.297,9	8.062.297,9	8.062.297,9
Sbot	cm ³	57.950,4	57.789,2	51.078,0	51.078,0	51.078,0	51.078,0
Shor	cm ³	84.901,2	78.769,8	76.669,1	76.669,1	76.669,1	76.669,1
Stop	cm ³	113.666,5	103.999,5	103.155,1	103.155,1	103.155,1	103.155,1
SECCION n							
An	cm ²	1.285,6	1.240,6	1.210,6	1.210,6	1.210,6	1.210,6
yn	cm	191,8	190,2	194,9	194,9	194,9	194,9
In	cm ⁴	11.823.794,3	11.738.691,8	10.643.507,6	10.643.507,6	10.643.507,6	10.643.507,6
Sbot	cm ³	61.650,1	61.704,8	54.605,4	54.605,4	54.605,4	54.605,4
Shor	cm ³	166.038,4	161.333,4	156.330,7	156.330,7	156.330,7	156.330,7
Stop	cm ³	267.439,0	256.524,9	259.071,6	259.071,6	259.071,6	259.071,6

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

22

ABSCISA		10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
SOLICITACIONES							
MDC	kg cm	48.317.712,0	45.096.289,9	32.117.089,9	20.930.279,0	11.857.916,0	2.619.589,9
MDCp	kg cm	7.882.454,9	7.356.918,5	5.239.517,8	3.414.523,9	1.934.476,7	427.354,7
MDWp	kg cm	7.766.065,6	7.248.289,1	5.162.153,1	3.364.106,3	1.905.913,0	421.044,5
MLL+IM	kg cm	49.475.187,0	46.225.959,8	33.034.256,5	21.575.661,5	12.241.667,5	2.707.885,9
MLL+IM (f)	kg cm	18.768.141,2	17.582.376,2	12.671.503,6	8.321.146,5	4.738.340,9	8.321.146,5
e	cm	60,2	61,8	57,1	57,1	57,1	57,1
PTU	kg	313.513,2	313.513,2	313.513,2	313.513,2	313.513,2	313.513,2
MTU	kg cm	18.877.001,4	19.362.712,7	17.896.356,9	17.896.356,9	17.896.356,9	17.896.356,9
PSH	kg	290.290,0	290.290,0	290.290,0	290.290,0	290.290,0	290.290,0
MSH	kg cm	17.478.705,0	17.928.437,7	16.570.700,9	16.570.700,9	16.570.700,9	16.570.700,9
ESFUERZOS							
fhor DCp	kg/cm ²	4,7	4,6	3,4	2,2	1,2	0,3
fhor DWp	kg/cm ²	4,7	4,5	3,3	2,2	1,2	0,3
fhor LL+IM	kg/cm ²	29,8	28,7	21,1	13,8	7,8	1,7
ftop DC	kg/cm ²	971,0	1.110,0	805,2	524,7	297,3	65,7
ftop DCp	kg/cm ²	69,3	70,7	50,8	33,1	18,8	4,1
ftop DWp	kg/cm ²	68,3	69,7	50,0	32,6	18,5	4,1
ftop LL+IM	kg/cm ²	185,0	180,2	127,5	83,3	47,3	10,5
fbot DC	kg/cm ²	944,0	908,5	734,3	478,5	271,1	59,9
fbot DCp	kg/cm ²	136,0	127,3	102,6	66,8	37,9	8,4
fbot DWp	kg/cm ²	134,0	125,4	101,1	65,9	37,3	8,2
fot LL+IM	kg/cm ²	802,5	749,1	605,0	395,1	224,2	49,6
fhor TU	kg/cm ²	11,4	12,0	11,4	11,4	11,4	11,4
ftop TU	kg/cm ²	70,6	75,5	69,1	69,1	69,1	69,1
fbot TU	kg/cm ²	306,2	313,8	327,7	327,7	327,7	327,7
fP TU	kg/cm ²	243,9	252,7	259,0	259,0	259,0	259,0
fPhor TU	kg/cm ²	24,4	25,3	25,9	25,9	25,9	25,9
fhor SH	kg/cm ²	10,5	11,1	10,6	10,6	10,6	10,6
ftop SH	kg/cm ²	65,4	69,9	64,0	64,0	64,0	64,0
fbot SH	kg/cm ²	283,5	290,6	303,5	303,5	303,5	303,5
fP SH	kg/cm ²	225,8	234,0	239,8	239,8	239,8	239,8
fPhor SH	kg/cm ²	22,6	23,4	24,0	24,0	24,0	24,0

4.5.2 ESFUERZOS FACTORADOS EN LAS SECCIONES, SEGÚN COMBINACIONES

ABSCISA x		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
RESISTENCIA I fu = 1,25 fDC + 1,50 fDW+1,75 fLL+IM+0,50 fTU +1,00 fSH							
fhor total	kg/cm ²	138,6	137,4	135,7	134,0	130,7	122,7
ftop total	kg/cm ²	2.853,0	2.814,4	2.768,1	2.709,5	2.687,2	2.424,5
fbot total	kg/cm ²	3.178,1	3.131,6	3.072,7	3.096,3	2.932,1	2.884,8
SERVICIO II fu = 1,00 fDC + 1,00 fDW+1,00 fLL+IM+1,00 fTU +1,00 fSH							
fhor total	kg/cm ²	133,1	132,2	131,0	129,7	127,7	121,8
ftop total	kg/cm ²	2.478,8	2.448,6	2.412,4	2.366,7	2.354,0	2.149,1
fbot total	kg/cm ²	2.466,5	2.430,8	2.385,8	2.405,2	2.279,9	2.248,4
FATIGA II fu = 0,80 fLL+IM de fatiga							
ftop LL+IM f	kg/cm ²	81,3	81,5	80,5	78,5	75,5	65,9
fbot LL+IM f	kg/cm ²	246,8	247,3	244,1	247,0	234,2	229,9

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

23

ABSCISA x		10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
RESISTENCIA I	$f_u =$	1,25 fDC + 1,50 fDW+1,75 fLL+IM+0,50 fTU +1,00 fSH					
fhor total	kg/cm ²	116,1	115,7	99,4	83,4	70,3	57,0
ftop total	kg/cm ²	2.175,0	2.363,8	1.836,0	1.359,7	973,2	579,5
fbot total	kg/cm ²	3.044,3	2.881,0	2.354,4	1.570,0	932,6	282,5
SERVICIO II	$f_u =$	1,00 fDC + 1,00 fDW+1,00 fLL+IM+1,00 fTU +1,00 fSH					
fhor total	kg/cm ²	117,0	118,1	106,0	94,2	84,6	74,7
ftop total	kg/cm ²	1.954,7	2.116,7	1.703,6	1.330,5	1.027,7	719,3
fbot total	kg/cm ²	2.377,4	2.252,8	1.856,8	1.257,3	770,2	273,4
FATIGA II	$f_u =$	0,80 fLL+IM de fatiga					
ftop LL+IM f	kg/cm ²	56,1	54,8	39,1	25,7	14,6	0,0
fbot LL+IM f	kg/cm ²	243,5	228,0	185,6	121,9	69,4	0,0

4.5.3 CHEQUEO DEL DIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES

4.5.3.1 ALMA Almas con rigidizador longitudinal.

$$\frac{D}{t_w} \leq 300$$

D = 230,00 cm

t_w = 0,80 cm

D/t_w = 287,5 Bien

4.5.3.2 PATINES DE COMPRESION y TRACCIÓN

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 24$$

b_f ≥ D/6 D/6 = 38,33

t_f ≥ 1,1 t_w 1,1 t_w = 0,88 cm

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10,0$$

x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Patin compresión						
bfc (cm)	65,0	65,0	65,0	65,0	60,0	60,00
tfc (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,00
bf/tf	21,7	21,7	21,7	21,7	20,0	20,0
bf/tf ≤ 24	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
bfc (ref. cm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
tfc (ref. cm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
I _{yc}	68.656,3	68.656,3	68.656,3	68.656,3	54.000,0	54.000,0
Chequeo ancho patín	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Patin tracción						
bft (cm)	65,0	65,0	65,0	65,0	65,0	65,00
tft (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,00
bf/tf	21,7	21,7	21,7	21,7	21,7	21,7
bf/tf ≤ 24	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
bft (cm)	45,0	45,0	45,0	40,0	40,0	25,00
tft (cm)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,50
I _{yt}	87.640,6	87.640,6	87.640,6	81.989,6	81.989,6	71.911,5
Chequeo ancho patín	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
I _{yc} /I _{yt}	0,78	0,78	0,78	0,84	0,66	0,75

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

24

x	10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
Patín compresión						
bfc (cm)	60,0	45,0	45,0	45,0	45,0	45,0
tfc (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
bf/tf	20,0	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0
bf/tf ≤ 24	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
bfc (ref. cm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
tfc (ref. cm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Iyc	54.000,0	22.781,3	22.781,3	22.781,3	22.781,3	22.781,3
Chequeo ancho patín	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
Patín tracción						
bft (cm)	65,0	65,0	55,0	55,0	55,0	55,0
tft (cm)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
bf/tf	21,7	21,7	18,3	18,3	18,3	18,3
bf/tf ≤ 24	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
bft (cm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
tft (cm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Iyt	68.656,3	68.656,3	41.593,8	41.593,8	41.593,8	41.593,8
Chequeo ancho patín	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
Iyc/Iyt	0,79	0,33	0,55	0,55	0,55	0,55

4.6 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS EN ETAPA CONSTRUCTIVA

4.6.1 FLEXIÓN: ECUACIONES DE CONTROL

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yc} \quad 1$$

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_l \leq \phi_f F_{nc} \quad 2$$

$$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw} \quad 3$$

No se hace el chequeo si en la ecuación 1 $f_l = 0$

No se chequeará la ecuación 3, para almas compactas y no compactas.

f_{bu} .- Esfuerzo en el patín sin pandeo lateral del patín.

F_{nc} .- Resistencia nominal del ala.

En el cálculo de F_{nc} , en etapa constructiva $R_b = 1$

$$\phi_f = 1$$

4.6.2 CARGAS DE CONSTRUCCIÓN

En la etapa constructiva, debido al peso de encofrados, maquinaria y personal de fundición se estimará una carga adicional

$$w_{con} = 0,100 \text{ t/m}^2$$

$$w_{con} = 1,330 \text{ t/m /puente}$$

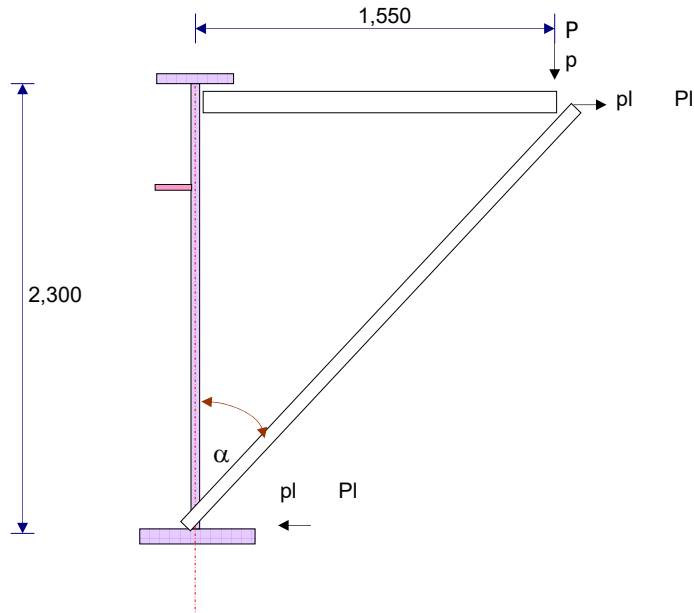
$$w_{con/viga} = 0,333 \text{ t/m}$$

4.6.3 RESUMEN DE MOMENTOS EN ETAPA CONSTRUCTIVA

ABSCISAS: DIAFRAGMAS

x m	MDC tm	MDCp tm	MDWp tm	MLL+IM tm	MLP tm	MCONST tm
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7,056	358,467	58,480	57,616	351,165	17,220	49,663
14,112	597,446	97,466	96,027	579,931	28,700	82,771
21,168	716,935	116,959	115,232	691,522	34,440	99,325

4.6.4 FLEXIÓN LATERAL EN VIGA EXTERIOR



Lb	=	7,056 m	Longitud no arriostrada
wdc	=	0,890 t/m	Carga muerta por peso del tablero (hormigón fresco)
wcon	=	0,078 tm	Cargas de construcción.
P	=	1,200 t	Carga puntual en el centro de la longitud no arriostrada.
γ_{dc}	=	1,250	
γ_{const}	=	1,500	
p	=	1,229 t/m	Carga factorada uniforme en el extremo
CARGAS HORIZONTALES			
pl	=	0,828 t/m	Carga uniforme factorada, lateral
Pl	=	0,809 t	Carga puntual factorada lateral

Momento por carga uniforme

$$Ml_p = \frac{pl Lb^2}{12} = 3,435 \text{ tm}$$

$$Ml_P = \frac{Pl Lb}{8} = 0,713 \text{ tm}$$

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

26

4.6.5 ESFUERZOS EN LAS SECCIONES DE DIAFRAGMAS

n = 10,0

ABSCISA		7,056	14,112	21,168
SECCION ACERO				
As	cm ²	495,6	628,1	668,1
ys	cm	112,6	96,8	96,4
Is	cm ⁴	4.923.611,2	6.441.044,1	6.964.040,0
Sbot	cm ³	43.741,0	66.529,3	72.251,2
Stop	cm ³	39.887,6	45.460,3	49.003,4
SECCION 3n				
y3n	cm	157,8	140,2	138,0
I3n	cm ⁴	8.062.297,9	10.746.600,3	11.365.308,2
Sbot	cm ³	51.078,0	76.657,3	82.381,1
Shor	cm ³	76.669,1	85.760,2	89.111,8
Stop	cm ³	103.155,1	109.313,6	113.042,8
SECCION n				
An	cm ²	1.210,6	1.343,1	1.383,1
yn	cm	194,9	180,8	178,1
In	cm ⁴	10.643.507,6	14.783.817,1	15.627.271,1
Sbot	cm ³	54.605,4	81.787,6	87.732,5
Shor	cm ³	156.330,7	174.458,3	178.850,9
Stop	cm ³	259.071,6	256.035,6	258.832,6
SOLICITACIONES				
MDC	kg cm	35.846.737,9	59.744.563,2	71.693.475,8
MCONST	kg cm	4.966.266,8	8.277.111,4	9.932.533,6
MDCp	kg cm	5.847.965,1	9.746.608,6	11.695.930,3
MDWp	kg cm	5.761.616,3	9.602.693,9	11.523.232,6
MLL+IM	kg cm	36.838.495,4	60.863.126,7	72.596.184,6
e	cm	57,1	73,7	76,4
PTU	kg	313.513,2	313.513,2	313.513,2
MTU	kg cm	17.896.356,9	23.118.855,8	23.944.879,5
PSH	kg	290.290,0	290.290,0	290.290,0
MSH	kg cm	16.570.700,9	21.406.347,9	22.171.184,7
ESFUERZOS				
fhor DCp	kg/cm ²	3,7	5,6	6,5
fhor DWp	kg/cm ²	3,7	5,5	6,4
fhor LL+IM	kg/cm ²	23,6	34,9	40,6
ftop DC	kg/cm ²	898,7	1.314,2	1.463,0
ftop DCp	kg/cm ²	56,7	89,2	103,5
ftop DWp	kg/cm ²	55,9	87,8	101,9
ftop LL+IM	kg/cm ²	142,2	237,7	280,5
fbot DC	kg/cm ²	819,5	898,0	992,3
fbot DCp	kg/cm ²	114,5	127,1	142,0
fbot DWp	kg/cm ²	112,8	125,3	139,9
fot LL+IM	kg/cm ²	674,6	744,2	827,5
fhor TU	kg/cm ²	11,4	13,3	13,4
ftop TU	kg/cm ²	69,1	90,3	92,5
fbot TU	kg/cm ²	327,7	282,7	272,9
fP TU	kg/cm ²	259,0	233,4	226,7
fPhor TU	kg/cm ²	25,9	23,3	22,7
fhor SH	kg/cm ²	10,6	12,3	12,4
ftop SH	kg/cm ²	64,0	83,6	85,7
fbot SH	kg/cm ²	303,5	261,7	252,7
fP SH	kg/cm ²	239,8	216,1	209,9
fPhor SH	kg/cm ²	24,0	21,6	21,0
ftop CONST	kg/cm ²	124,5	182,1	202,7
fbot CONST	kg/cm ²	113,5	124,4	137,5

4.6.6 ESFUERZOS FACTORADOS COMBINADOS

ABSCISA x		7,056	14,112	21,168
RESISTENCIA I				
f _{hor total}	kg/cm ²	104,7	128,5	140,3
f _{ar total}	kg/cm ²	1.994,6	2.763,6	3.057,0
f _{ab total}	kg/cm ²	2.615,4	2.841,9	3.141,7
SERVICIO II				
f _{hor total}	kg/cm ²	110,0	126,9	135,2
f _{ar total}	kg/cm ²	1.827,9	2.423,7	2.647,8
f _{ab total}	kg/cm ²	2.056,3	2.212,7	2.438,9

4.6.7 DATOS GEOMÉTRICOS Y ESFUERZOS POR FLEXIÓN LATERAL

ABSCISA		7,056	14,112	21,168
Lb	cm	705,600	705,600	705,600
SI bot	cm ³	1.512,5	2.622,9	2.956,3
SI top	cm ³	1.012,5	1.250,0	1.512,5
d	cm	236,0	238,5	238,5
t _{fc total}	cm	3,0	3,0	3,0
b _{fc}	cm	45,0	50,0	55,0
D	cm	230,0	230,0	230,0
Dc	cm	99,1	114,6	114,6
tw	cm	0,8	0,8	0,8
A _{fc}	cm ²	135,0	150,0	165,0
rt	cm	11,9	13,2	14,6
D/tw		287,5	287,5	287,5
F _{yc} = F _{yw} = F _{yt}		3.500,0	3.500,0	3.500,0
F _{yr}	kg/cm ²	2.450,0	2.450,0	2.450,0
M _I	kg cm	414.817,6	414.817,6	414.817,6
f _{I1 top}	kg/cm ²	409,7	331,9	274,3
f _{I1 bot}	kg/cm ²	274,3	158,2	140,3
f ₁	kg/cm ²	0,0	1.310,1	1.915,9
f ₂	kg/cm ²	1.310,1	1.915,9	2.132,8
C _b		1,75	1,17	0,95
R _b		1,00	1,00	1,00
R _h		1,00	1,00	1,00
φ _f		1,00	1,00	1,00
L _p	cm	341,9	378,7	419,8
L _b lím	cm	774,4	609,0	587,9
F _{cr}	kg/cm ²	9.938,3	8.164,8	8.155,6
f _I	kg/cm ²	1,00	1,11	1,15
f _{I top}	kg/cm ²	409,7	368,6	315,7
f _{bu}	kg/cm ²	1.310,1	1.915,9	2.132,8
t _{fc}	cm	3,0	3,0	3,0
λ _f		7,50	8,33	9,17
λ _{pf}		9,15	9,15	9,15
λ _{rf}		16,12	16,12	16,12
Tipo de ala		Compacta	Compacta	No compacta
F _{nc}	kg/cm ²	3.500,0	3.500,0	3.497,7
ds	cm	46,0	46,0	46,0
ds/Dc		0,46	0,40	0,40
ds/D		0,20	0,20	0,20
k		129,25	129,25	129,25
9/(Dc/D) ²		48,5	36,3	36,2
k final		129,3	129,3	129,3
F _{crw}	kg/cm ²	2.856,9	2.856,9	2.856,9
Límite alma no compact		137,3	137,3	137,3
2Dc/tw		247,8	286,5	286,6
Tipo de alma		Esbelta	Esbelta	Esbelta

4.6.8 CHEQUEOS DEL ALA EN COMPRESIÓN EN ETAPA CONSTRUCTIVA

Ecuación 6-10-3-2-1-1		$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yc}$	
$f_{bu} + f_{l1 \text{ top}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	1.719,8	2.284,4	2.448,5
$\phi_f R_h F_{yc} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	3.500,0	3.500,0	3.500,0
Cumple Ecuación	Bien	Bien	Bien
Ecuación 6-10-3-2-1-2		$f_{bu} + (1/3) f_l \leq \phi_f F_{nc}$	
$f_{bu} + (1/3) f_{l1 \text{ top}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	1.446,7	2.038,7	2.238,1
$\phi_f F_{nc} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	3.500,0	3.500,0	3.497,7
Cumple Ecuación	Bien	Bien	Bien
Ecuación 6-10-3-2-1-3		$f_{bu} \leq \phi_f F_{crw}$	
$f_{bu} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	1.310,1	1.915,9	2.132,8
$\phi_f F_{crw} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	2.856,9	2.856,9	2.856,9
Cumple Ecuación	Bien	Bien	Bien

4.6.9 CHEQUEOS DEL ALA EN TRACCION EN ETAPA CONSTRUCTIVA

$f_{bu} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	1.194,7	1.309,1	1.446,6
$f_{l1 \text{ bot}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	274,3	158,2	140,3
Ecuación 6-10-3-2-1-1		$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_b F_{yt}$	
$f_{bu} + f_{l1 \text{ bot}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	1.469,0	1.467,3	1.586,9
$\phi_f R_b F_{yt} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	3.500,0	3.500,0	3.500,0
Cumple Ecuación	Bien	Bien	Bien

4.6.10 CHEQUEO A CORTE EN ETAPA CONSTRUCTIVA

4.6.10.1 GEOMETRÍA DE ALMA

$$D = 230,0 \text{ cm}$$

$$t_w = 0,8 \text{ cm}$$

$$D/t_w = 287,5$$

$$A_w = 184,0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para FATIGA: IM} =$$

$$1,150 \text{ Impacto}$$

$$g =$$

$$0,713 \text{ Factor de distribución}$$

$$\text{Usar:}$$

$$\text{Camión de fatiga}$$

4.6.10.2 SOLICITACIONES DE CORTE

x	VDC	VDW	VLL+IM	VLP	VCONST	VLL+IM fatiga
m	t	t	t	t	t	t
0,000	68,940	9,526	60,593	2,847	8,211	23,817
0,650	67,125	9,276	59,453	2,772	7,995	23,464
2,089	63,108	8,721	56,957	2,606	7,517	22,682
3,528	59,091	8,166	54,502	2,440	7,038	21,901
5,292	54,167	7,485	51,549	2,237	6,452	20,942
7,056	49,243	6,805	48,657	2,034	5,865	19,984

4.6.10.3 CHEQUEOS A CORTE

$$V_u(\text{CONST}) = 1,25 \text{ VDC} + 1,75 \text{ VCONST}$$

ABSCISA	0,000	0,650	2,089	3,528	5,292	7,056
$V_u(\text{CONST}) \text{ (kg)}$	98.491,7	95.899,4	90.160,4	84.421,5	77.386,3	70.351,2
$d_o \text{ (cm)}$		65,000	143,900	143,900	176,400	176,400
d_o/D		0,283	0,626	0,626	0,767	0,767
k		67,60	17,77	17,77	13,50	13,50
$1,12 \sqrt{E_k/F_{yw}}$		221,8	113,7	113,7	99,1	99,1
$1,40 \sqrt{E_k/F_{yw}}$		277,2	142,1	142,1	123,9	123,9
C		0,745	0,196	0,196	0,149	0,149
$V_p \text{ (kg)}$		373.520,0	373.520,0	373.520,0	373.520,0	373.520,0
$A_{fc} \text{ (cm}^2\text{)}$			135,0	135,0	135,0	135,0
$A_{ft} \text{ (cm}^2\text{)}$			165,0	165,0	165,0	195,0
$2D_{tw}/(b_{fc} t_{fc} + b_{ft} t_{ft})$			1,2	1,2	1,2	1,1
$V_n = V_{cr} \text{ (kg)}$		278.186,0	294.682,0	294.682,0	275.058,6	275.058,6
ϕ_v		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
$V_u \leq \phi_v V_{cr}$		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.7 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS EN ETAPA DE SERVICIO

4.7.1 CHEQUEO DEL PATÍN DE COMPRESIÓN

ABSCISA x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Rh	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fyf (kg/cm ²)	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
ff (kg/cm ²)	2.478,8	2.448,6	2.412,4	2.366,7	2.354,0	2.149,1
0,95Rh Fyf (kg/cm ²)	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0
ff ≤ 0,95Rh Fyf	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

ABSCISA x	10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
Rh	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fyf (kg/cm ²)	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
ff (kg/cm ²)	1.954,7	2.116,7	1.703,6	1.330,5	1.027,7	719,3
0,95Rh Fyf (kg/cm ²)	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0
ff ≤ 0,95Rh Fyf	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.7.2 CHEQUEO DEL PATÍN DE TRACCIÓN

ABSCISA x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Rh	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fyf (kg/cm ²)	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
fr (kg/cm ²)	2.466,5	2.430,8	2.385,8	2.405,2	2.279,9	2.248,4
fl (kg/cm ²)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,95Rh Fyf (kg/cm ²)	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0
fr ≤ 0,95Rh Fyf	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

ABSCISA x	10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
Rh	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fyf (kg/cm ²)	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
fr (kg/cm ²)	2.377,4	2.252,8	1.856,8	1.257,3	770,2	273,4
fl (kg/cm ²)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,95Rh Fyf (kg/cm ²)	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0	3.325,0
fr + fl / 2 ≤ 0,95Rh Fyf	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.7.3 CHEQUEO DEL PATÍN POR LA RESISTENCIA AL PANDEO DEL ALMA

ABSCISA x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
d cm	238,5	238,5	238,5	238,5	238,5	238,5
tfc total cm	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
bfc cm	65,0	65,0	65,0	65,0	60,0	60,0
D cm	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0
Dc cm	116,5	116,7	116,9	115,3	118,2	113,6
ds cm	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0
ds/Dc	0,395	0,394	0,393	0,399	0,389	0,405
ds/D	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
k	123,73	123,25	122,46	128,26	118,27	129,25
9/(Dc/D) ²	35,1	35,0	34,8	35,8	34,1	36,9
k final	123,7	123,2	122,5	128,3	118,3	129,3
Fcrw kg/cm ²	2.734,9	2.724,2	2.706,8	2.835,0	2.614,1	2.856,9
fc kg/cm ²	2.478,8	2.448,6	2.412,4	2.366,7	2.354,0	2.149,1
fc ≤ Fcrw	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo:

Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

30

ABSCISA x		10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
d	cm	236,0	236,0	236,0	236,0	236,0	236,0
tfc total	cm	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
bfc	cm	60,0	45,0	45,0	45,0	45,0	45,0
D	cm	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0
Dc	cm	103,5	111,3	109,9	118,3	131,9	168,0
ds	cm	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0
ds/Dc		0,444	0,413	0,418	0,389	0,349	0,274
ds/D		0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
k		129,25	129,25	129,25	117,67	83,44	41,37
9/(Dc/D) ²		44,5	38,4	39,4	34,0	27,4	16,9
k final		129,3	129,3	129,3	117,7	83,4	41,4
Fcrw	kg/cm ²	2.856,9	2.856,9	2.856,9	2.601,0	1.844,3	914,4
fc	kg/cm ²	1.954,7	2.116,7	1.703,6	1.330,5	1.027,7	719,3
fc ≤ Fcrw		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.8 VERIFICACIÓN DE FATIGA EN LAS SECCIONES

Se chequerá la fatiga en el patín de tracción, en especial en las uniones de alas soldadas.

CATEGORIA: B

4.8.1 FLEXION

ABSCISA x		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
$\gamma(\Delta f)$	kg/cm ²	246,8	247,3	244,1	247,0	234,2	229,9
n		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
(ADTT)SL		956,3	956,3	956,3	956,3	956,3	956,3
N	ciclos	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8
(ΔF)TH		1.120,0	1.120,0	1.120,0	1.120,0	1.120,0	1.120,0
A		4,116E+15	4,116E+15	4,116E+15	4,116E+15	4,116E+15	4,116E+15
(ΔF)n		539,7	539,7	539,7	539,7	539,7	539,7
$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)n$		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

ABSCISA x		10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
$\gamma(\Delta f)$	kg/cm ²	243,5	228,0	185,6	121,9	69,4	0,0
n		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
(ADTT)SL		956,3	956,3	956,3	956,3	956,3	956,3
N	ciclos	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8	26.177.343,8
(ΔF)TH		956,3	956,3	956,3	956,3	1.120,0	1.120,0
A		4,1E+15	4,1E+15	4,1E+15	4,1E+15	4,1E+15	4,1E+15
(ΔF)n		539,7	539,7	539,7	539,7	539,7	539,7
$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)n$		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.8.2 CORTANTE EN ALMAS POR FATIGA

FATIGA I

$$Vu = Vdc + Vdw + 1,75 VLL+IM$$

ABSCISA		0,000	0,650	2,089	3,528	5,292	7,056
Vu	t		117,5	111,5	105,6	98,3	91,0
Vcr	t		278,2	294,7	294,7	275,1	275,1

4.9 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

4.9.1 CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL PATÍN DE COMPRESIÓN

ABSCISA x		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Sección compuesta		No compacta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta
Fyc	kg/cm ²	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
Fyr	kg/cm ²	2.450,0	2.450,0	2.450,0	2.450,0	2.450,0	2.450,0
d	cm	238,5	238,5	238,5	238,5	238,5	238,5
tfc total	cm	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
bfc	cm	65,0	65,0	65,0	65,0	60,0	60,0
D	cm	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0
Dc	cm	109,8	109,9	110,0	108,3	111,1	105,9
ds	cm	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0
ds/Dc		0,419	0,419	0,418	0,425	0,414	0,434

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo:

Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

31

ABSCISA x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
ds/D	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
k	129,25	129,25	129,25	129,25	129,25	129,25
$9/(Dc/D)^2$	39,5	39,4	39,3	40,6	38,6	42,4
k final	129,3	129,3	129,3	129,3	129,3	129,3
$0,95\sqrt{E_k/Fyc}$	260,1	260,1	260,1	260,1	260,1	260,1
λ_{rw}	137,3	137,3	137,3	137,3	137,3	137,3
2Dc/tw	274,6	274,7	275,1	270,8	277,6	264,8
Afc cm^2	195,0	195,0	195,0	195,0	180,0	180,0
Ah3n cm^2	238,3	238,3	238,3	238,3	238,3	238,3
fDC1 kg/cm^2	1.652,8	1.625,0	1.592,9	1.554,5	1.554,0	1.376,3
awc	0,55	0,54	0,54	0,53	0,57	0,52
Rb	0,945	0,945	0,945	0,948	0,942	0,951
Rh	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
bfc cm	65,0	65,0	65,0	65,0	60,0	60,0
tfc cm	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
λ_f	10,83	10,83	10,83	10,83	10,00	10,00
λ_{pf}	9,15	9,15	9,15	9,15	9,15	9,15
λ_{rf}	16,12	16,12	16,12	16,12	16,12	16,12
Tipo de ala	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta
ϕ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fnc kg/cm^2	3.067,6	3.068,2	3.068,6	3.077,8	3.175,8	3.206,7
fbu kg/cm^2	2.853,0	2.814,4	2.768,1	2.709,5	2.687,2	2.424,5
$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc}$	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

ABSCISA x	10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
Sección compuesta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta	No compacta
Fyc kg/cm^2	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
Fyr kg/cm^2	2.450,0	2.450,0	2.450,0	2.450,0	2.450,0	2.450,0
d cm	236,0	236,0	236,0	236,0	236,0	236,0
tfc total cm	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
bfc cm	60,0	45,0	45,0	45,0	45,0	45,0
D cm	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0	230,0
Dc cm	95,3	103,4	100,4	106,5	117,5	155,6
ds cm	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0	46,0
ds/Dc	0,482	0,445	0,458	0,432	0,391	0,296
ds/D	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
k	129,25	129,25	129,25	129,25	120,39	51,22
$9/(Dc/D)^2$	52,4	44,6	47,2	42,0	34,5	19,7
k final	129,3	129,3	129,3	129,3	120,4	51,2
$0,95\sqrt{E_k/Fyc}$	260,1	260,1	260,1	260,1	251,0	163,7
λ_{rw}	137,3	137,3	137,3	137,3	137,3	137,3
2Dc/tw	238,4	258,4	135,0	266,3	293,8	389,1
Afc cm^2	180,0	135,0	295,0	135,0	135,0	135,0
Ah3n cm^2	238,3	238,3	238,3	238,3	238,3	238,3
fDC1 kg/cm^2	1.213,7	1.387,5	1.006,5	655,9	371,6	82,1
awc	0,45	0,59	0,35	0,52	0,54	0,68
Rb	0,966	0,948	0,970	0,951	0,938	0,878
Rh	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
bfc cm	60,0	45,0	45,0	45,0	45,0	45,0
tfc cm	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
λ_f	10,00	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50
λ_{pf}	9,15	9,15	9,15	9,15	9,15	9,15
λ_{rf}	16,12	16,12	16,12	16,12	16,12	16,12
Tipo de ala	No compacta	Compacta	Compacta	Compacta	Compacta	Compacta
ϕ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Fnc kg/cm^2	3.256,2	3.317,5	3.394,5	3.327,2	3.282,7	3.074,6
fbu kg/cm^2	2.175,0	2.363,8	1.836,0	1.359,7	973,2	579,5
$f_{bu} \leq \phi_f F_{nc}$	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.9.2 CHEQUEO DE LA DUCTILIDAD

ABSCISA x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Dt cm	265,5	265,5	265,5	265,5	265,5	265,50
Dp cm	28,798	28,798	28,798	28,702	28,668	28,356
0,42Dt	111,5	111,5	111,5	111,5	111,5	111,5
Dp ≤ 042Dt	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

ABSCISA x	10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
Dt cm	263,0	263,0	263,0	263,0	263,0	263,00
Dp cm	27,835	28,108	20,650	20,650	20,650	20,650
0,42Dt	110,5	110,5	110,5	110,5	110,5	110,5
Dp ≤ 042Dt	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.9.3 CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL PATÍN DE TRACCIÓN

ABSCISA x	24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Rh	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fyt kg/cm ²	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
Fnt= Rh Fyt kg/cm ²	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
fbu kg/cm ²	3.178,1	3.131,6	3.072,7	3.096,3	2.932,1	2.884,8
fbu ≤ Fnt	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

ABSCISA x	10,300	9,396	6,196	3,828	2,089	0,446
Rh	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fyt kg/cm ²	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
Fnt= Rh Fyt kg/cm ²	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
fbu kg/cm ²	3.044,3	2.881,0	2.354,4	1.570,0	932,6	282,5
fbu ≤ Fnt	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.9.4 CHEQUEO AL CORTE

4.9.4.1 DATOS

D	=	230,0 cm
tw	=	0,8 cm
D/tw	=	287,5
Aw	=	184,0 cm ²
Fyw	=	3.500 kg/cm ²

4.9.4.2 CORTANTES

ABSCISA	0,000	0,650	2,089	3,528	5,292	7,056
Vu kg	211.485,2	206.713,4	196.201,6	185.761,6	173.061,6	160.469,5
do cm		65,000	143,900	143,900	176,400	176,400
do/D		0,283	0,626	0,626	0,767	0,767
k		67,60	17,77	17,77	13,50	13,50
1,12 √Ek/Fyw		221,8	113,7	113,7	99,1	99,1
1,40 √Ek/Fyw		277,2	142,1	142,1	123,9	123,9
C		0,745	0,196	0,196	0,149	0,149
Vp = 0,58Fyw D tw (kg)		373.520,0	373.520,0	373.520,0	373.520,0	373.520,0
Afc cm ²			135,0	135,0	135,0	135,0
Aft cm ²			165,0	165,0	165,0	195,0
2Dtw/(bfc tfc +bft+tft)			1,2	1,2	1,2	1,1
Vn = Vcr = CVp (kg)		278.186,0	294.682,0	294.682,0	275.058,6	275.058,6
φv		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Vu ≤ φv Vn		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.10 RIGIDIZADORES

4.10.1 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES INTERMEDIOS

4.10.1.1 ESPESOR DEL RIGIDIZADOR

$$tp = 0,80 \text{ cm}$$

$$tpd = 1,00 \text{ cm}$$

4.10.1.2 ANCHO DEL RIGIDIZADOR

$$bt \geq 51+(D/30)$$

$$bt \geq 12,8 \text{ cm}$$

$$bt \geq bf/4$$

$$bf = 45,0 \text{ cm}$$

$$bf/4 = 11,3 \text{ cm}$$

$$bt \leq 16 tp$$

$$bt \leq 12,8 \text{ cm}$$

$$btd \leq 16,0 \text{ cm} \quad \text{Para rigidizadores en diafragmas de tramo}$$

$$bt = 12,80 \text{ cm} \quad \text{Adoptado}$$

$$bt = 14,80 \text{ cm} \quad \text{Adoptado} \quad \text{Para los dos primeros rigidizadores}$$

$$btd = 16,00 \text{ cm} \quad \text{Adoptado} \quad \text{Para rigidizadores en diafragmas de tramo}$$

4.10.1.3 INERCIA

Vu no es mayor que $\phi_v V_{cr}$, en ninguno de los paneles del alma.

El momento de inercia de un rigidizador no será menor que:

$$It1 = b tw^3 J$$

$$b = \begin{cases} do \\ D \end{cases} \quad \text{Tomar el menor}$$

$$J = 2,5(D/do)^2 - 2,0 > 0,5$$

$$It2 = \frac{D^4 \rho t^{1,5}}{40} \left(\frac{Fyw}{E} \right)^{1,5}$$

$$Fys = 3.500,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fcrs = \frac{0,31 E}{(bt/tp)^2} \leq Fys$$

$$\rho t = Fyw/Fcrs \text{ ó } 1,0 \quad \text{El mayor}$$

ABSCISA	0,000	0,650	2,089	3,528	5,292	7,056
do cm		65,000	143,900	143,900	176,400	176,400
J		29,30	4,39	4,39	2,25	2,25
It1 cm ⁴		975,2	323,2	323,2	203,2	203,2
Fcrs kg/cm ²		1.838,7	1.838,7	2.458,2	2.458,2	2.458,2
ρt		1,904	1,904	1,424	1,424	1,424
It2 cm ⁴		11.564,56	11.564,56	7.928,57	7.928,57	7.928,57
It limite 1 cm ⁴		975,16	323,20	323,20	203,22	203,22
It limite 2 cm ⁴		531,02	239,86	207,45	169,23	211,54
Ireal cm ⁴		1.080,60	1.080,60	559,24	559,24	1.365,33
Ireal > It limite1		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien
Ireal > It limite2		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

4.10.2 RIGIDIZADOR LONGITUDINAL

4.10.2.1 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS ETAPA CONSTRUCTIVA Y SERVICIO II

Se cumple con los requerimientos de:

$$fbu \leq \phi_f Fcrw \quad \text{Etapa constructiva}$$

$$fc \leq Fcrw \quad \text{Etapa de Servicio}$$

$$Fys = 3.500,0 \text{ kg/cm}^2$$

4.10.2.2 CHEQUEO DEL ESFUERZO EN RIGIDIZADOR LONGITUDINAL EN ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

ABSCISA x		24,696	21,496	19,996	18,496	16,246	12,896
Sslacero	cm ³	86.501,29	86.501,29	86.501,29	86.844,68	80.858,04	81.849,13
Ssl3n	cm ³	240.870,30	240.870,30	240.870,30	245.344,56	234.617,77	250.016,88
Ssln	cm ³	1.553.327,62	1.553.327,62	1.553.327,62	1.795.725,88	1.671.372,25	3.375.546,47
An	cm ²	1.413,10	1.413,10	1.413,10	1.400,60	1.385,60	1.348,10
ESFUERZOS							
fsl DC	kg/cm ²	846,1	831,9	815,4	789,6	799,2	690,0
fsl DCp	kg/cm ²	49,6	48,7	47,8	45,6	44,9	36,9
fsl DWp	kg/cm ²	48,8	48,0	47,1	44,9	44,3	36,3
fsl LL+IM	kg/cm ²	47,5	46,9	46,0	38,7	39,3	17,1
fsl TU	kg/cm ²	15,2	15,2	15,2	12,8	13,9	6,4
fPsi TU	kg/cm ²	221,9	221,9	221,9	223,8	226,3	232,6
fsl SH	kg/cm ²	14,04	14,04	14,04	11,89	12,88	5,95
fPsi SH	kg/cm ²	205,43	205,43	205,43	207,26	209,50	215,33
fsl	kg/cm ²	1.613,9	1.592,8	1.568,1	1.516,7	1.532,7	1.333,7
φf		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Rh		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
φf Rh Fys	kg/cm ²	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0	3.500,0
fsl ≤ φf Rh Fys		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien

No hace falta chequear más secciones, puesto que los esfuerzos disminuyen

4.10.2.3 ESPESOR DEL RIGIDIZADOR

$$ts = 1,00 \text{ cm}$$

4.10.2.4 ANCHO DEL RIGIDIZADOR

$$bl \leq 0,48 ts \sqrt{E/Fys}$$

$$bl \leq 11,6 \text{ cm}$$

$$bl = 11,6 \text{ Adoptado}$$

4.10.2.5 INERCIA Y RADIO DE GIRO

$$It \geq Dtw^3 [2,4(do/D)^2 - 0,13]\beta$$

$$r \geq \frac{0,16 do \sqrt{\frac{Fyc}{E}}}{\sqrt{1 - 0,6 \frac{Fyc}{Rh Fys}}}$$

β.- Factor de corrección de curvatura para el rigidizador longitudinal

$$\beta = 1 \text{ Puente recto}$$

$$do = 176,40 \text{ cm} \quad \text{Tomaremos el máximo espaciamiento dado}$$

$$Rh = 1 \quad \text{Factor de hibridez}$$

Inercia mínima

$$It \geq 150,9 \text{ cm}^4$$

$$Ireal = 352,9 \text{ cm}^4 \quad \text{Bien}$$

Radio de giro mínimo

$$r \geq \frac{1,172}{0,632}$$

$$r \geq 1,85 \text{ cm}$$

$$rreal = 3,91 \text{ cm} \quad \text{Bien}$$

4.10.3 RIGIDIZADOR DE APOYO

4.10.3.1 DATOS

bf = 60,0 cm Ancho patín inferior en el apoyo
Fys = 3.500,0 kg/cm² Límite de fluencia del rigidizador

4.10.3.2 ANCHO DEL RIGIDIZADOR

bt = 29,6 cm Adoptado Ancho disponible según ancho patín inferior

4.10.3.3 ESPESOR DEL RIGIDIZADOR

tp ≥ $\frac{bt}{0,48\sqrt{E/Fys}}$
tp ≥ 2,56 cm
tp = 3,00 cm Adoptado

4.10.3.4 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

(Rsb)r = φb (Rsb)n

(Rsb)n.- Resistencia nominal al aplastamiento para los extremos recortados del rigidizador de apoyo

(Rsb)r.- Resistencia al aplastamiento, factorada, para los extremos recortados del rigidizador de apoyo.

Ancho efectivo para cálculos

bf = 50,00 cm Ancho patín superior
r = 2,00 cm Recorte en esquina del rigidizador por suelda alma-patín
ble = 22,60 cm Ancho efectivo del rigidizador
Apn = 135,60 cm²

(Rsb)n = 1,4 Apn Fys

(Rsb)n = 664.440,0 kg

φb = 1

(Rsb)r = 664,44 t

4.10.3.5 RESISTENCIA AXIAL DE LOS RIGIDIZADORES DE APOYO

Pr = φc Pn

φc = 0,90

Para miembros en compresión con elementos no esbeltos:

Si Po/Pe ≤ 2,25 entonces

$$Pn = \left[0,658^{(Po/Pe)} \right] Po$$

Si Po/Pe > 2,25 entonces

Pn = 0,877 Pe

Los elementos no esbeltos usados en secciones transversales, deberán cumplir:

b/t ≤ λr

λr = $0,45\sqrt{E/Fy}$ = 10,84 Relación de esbeltez límite

b/t = 9,87 Bien

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

A = 147,1 cm² Area del rigidizador

I = 54.000,6 cm⁴ Inercia de la sección

r = 19,2 cm Radio de giro de la sección

l = 230,0 cm Altura alma apoyo (D)

k = 0,75 Coeficiente para longitud efectiva

kl / r = 9,0 Relación de esbeltez

CARGA RESISTENTE

Po = 514,9 t Resistencia nominal equivalente

$$Pe = \frac{\pi^2 E}{(k l / r)^2} Ag$$

$$Pe = 36.359,4 \text{ t}$$

$$Po/Pe = 0,014 < 2,25$$

$$Pn = 511,88 \text{ t} \quad \text{Resistencia nominal a la compresión}$$

$$Pr = 460,69 \text{ t} \quad \text{Resistencia factorada a compresión}$$

CARGA EXTERIOR FACTORADA

$$PDC = 68,940 \text{ t}$$

$$PDW = 9,526 \text{ t}$$

$$PLL+IM = 63,441 \text{ t}$$

$$Pu = 211,485 \text{ t} \quad \text{Carga última exterior en el Estado Límite Resistencia I}$$

$$Pu \leq Pr \quad \text{Bien}$$

4.11 CONECTORES DE CORTE

4.11.1 DISEÑO POR FATIGA

$$p \leq \frac{nc Zr}{Vsr} \quad \text{Espaciamiento}$$

Vsr.- Rango de corte de carga viva más impacto en fatiga, en la sección

nc.- Número de conectores en la sección (fila)

Vfat = Vf Q/ I Rango de corte longitudinal, por fatiga, por unidad de longitud

I.- Momento de inercia de la sección compuesta de corto plazo, en las zonas de momento positivo.

Q.- Momento estático respecto al eje neutro de la sección compuesta a corto plazo del área transformada de la sección de hormigón, sujeta a compresión

Zr.- B w Resistencia a corte fatiga, de un conector individual

w.- Longitud del conector de corte canal en plg., medido transversalmente al patín de la viga.

B.- Constante, cuyo valor depende del número de ciclos de carga.

B = 9,37 - 1,08 log N

N.- Número de ciclos.

n	1,00	Número de ciclos por pasada por camión
ADT	7.500,00	Tráfico promedio diario, incluido todo tipo de vehículo
FRACCIÓN	0,15	Fracción de camiones en el tráfico.
ADTT	1.125,00	Promedio del tráfico diario de camiones, durante la vida útil de diseño
p	0,85	Fracción de tráfico de camiones en una vía.
(ADTT)SL	956	Número de camiones por día en una dirección promediado sobre el período de diseño.
N	26.177.344	Número de ciclos en un período de 75 años de vida útil
B	1,359	

$$w = 5,9 \text{ plg.} = 15,00 \text{ cm}$$

$$Zr = 3.638,8 \text{ kg} \quad Vf = 0,8 \quad [VLL+IM(+) + VLL+IM(-)] \quad \text{Fatiga II}$$

$$p_{max} = 60,0 \text{ cm}$$

nc = 1 Número de conectores por fila De acuerdo al código podrá usarse Fatiga II, si (ADTT)SL es menor que 1850

x m	VLL+IM(+) t	VLL+IM(-) t	Vf kg	y cm	Q cm3	In cm4
0,000	23,817	0,000	19.053,8	57,08	40.814,53	10.643.507,6
0,446	23,575	0,027	18.881,5	57,08	40.814,53	10.643.507,6
2,089	22,682	0,126	18.246,8	57,08	40.814,53	10.643.507,6
3,828	21,738	0,231	17.574,9	57,08	40.814,53	10.643.507,6
6,196	20,451	0,374	16.660,1	57,08	40.814,53	10.643.507,6
9,396	18,713	0,567	15.423,8	61,76	44.158,71	11.738.691,8
10,300	18,221	2,078	16.239,4	60,21	43.051,00	11.823.794,3
12,896	16,811	2,861	15.737,9	69,16	49.449,95	14.044.849,9
16,246	14,991	3,872	15.090,8	74,14	53.012,22	15.281.307,2
18,496	13,769	4,551	14.656,2	73,54	52.578,48	15.328.929,5
19,996	12,954	5,004	14.366,5	75,13	53.715,13	15.729.077,3
21,496	12,139	7,409	15.638,5	75,13	53.715,13	15.729.077,3

Esfuerzo rasante y espaciamiento de conectores

x m	Vfat = Vsr kg/cm	p cm
0,000	73,07	49,80
0,446	72,40	50,26
2,089	69,97	52,00
3,828	67,39	53,99
6,196	63,89	56,96
9,396	58,02	62,71
10,300	59,13	61,54
12,896	55,41	65,67
16,246	52,35	69,51
18,496	50,27	72,38
19,996	49,06	74,17
21,496	53,41	68,13

ncl = 69 Número de conectores hasta el centro de luz

4.11.2 COMPROBACION POR ÚLTIMA RESISTENCIA

Qr.- Resistencia última corte de un conector

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n$$

Qn.- Resistencia nominal al corte de un conector

$$n = P / Q_r \quad \text{Número de conectores mínimo en el estado límite de resistencia}$$

$$P = \begin{cases} P_{1p} = 0,85 \times f'_c \times b_s \times t_s \\ P_{2p} = A_s F_y \end{cases}$$

$$\phi_{sc} = 0,85 \quad \text{Factor de resistencia para conectores de corte}$$

$$Q_n = 0,3(t_f + 0,5t_w) L_c \sqrt{f'_c E_c}$$

Para UPN100 :	Lc	=	5,9 plg	longitud del conector
	tw	=	0,236 plg	Espesor del alma del canal
	tf	=	0,335 plg	Espesor promedio ala del canal
	bf	=	5,0 cm	Ancho del ala canal
	Fy	=	3500 kg/cm ²	Fluencia viga
	f'c	=	280 kg/cm ²	Resistencia del concreto
	Ec	=	200798,4 kg/cm ²	Módulo de elasticidad del concreto
	bs	=	325,0 cm	Ancho colaborante
	ts	=	22,0 cm	Espesor del tablero

$$Q_n = 38.883,6 \text{ kg}$$

$$Q_r = 33.051,1 \text{ kg}$$

$$A_s = 495,6 \text{ cm}^2$$

$$P_{1p} = 1.701.700 \text{ kg}$$

$$P_{2p} = 1.734.600 \text{ kg}$$

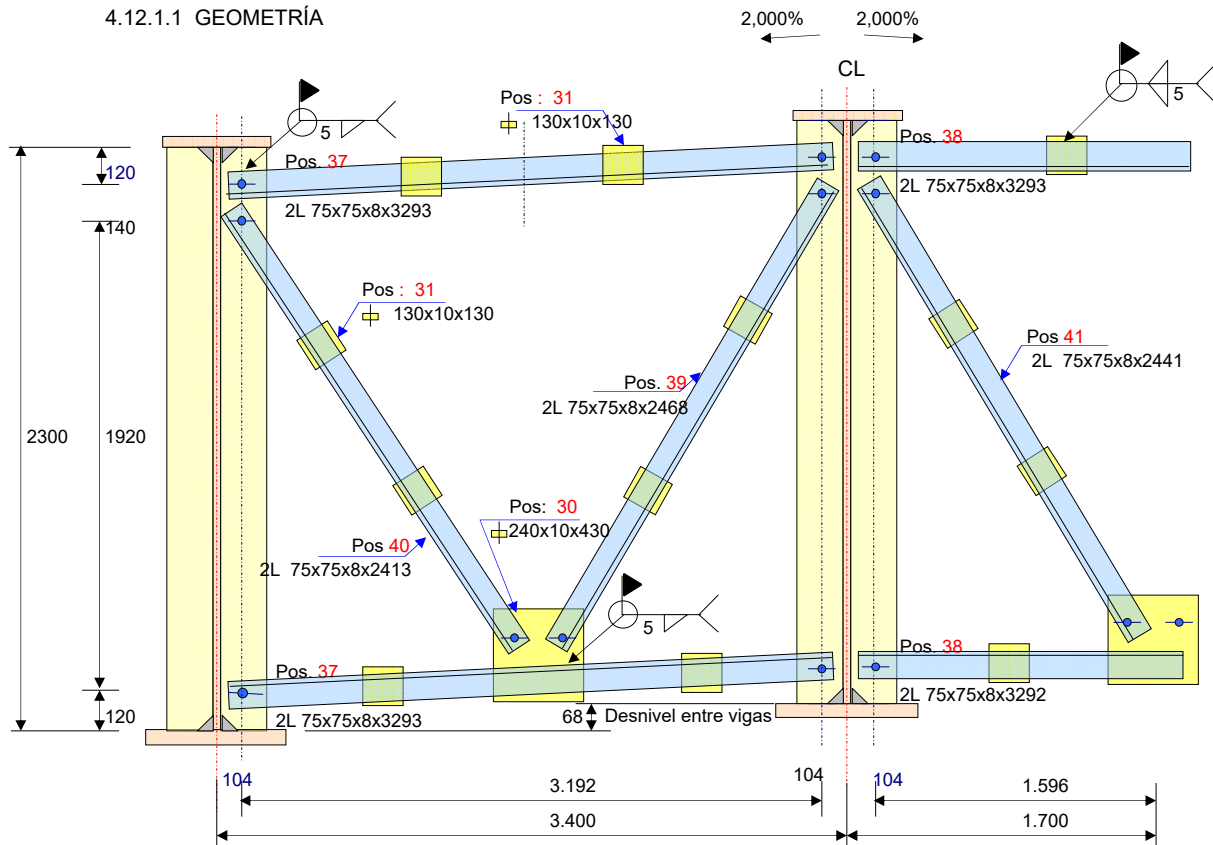
$$P = 1.701.700 \text{ kg}$$

$$n = 43,8 \text{ conectores.-} \quad \text{Mantenemos diseño por fátiga}$$

4.12 DIAFRAGMAS

4.12.1 DIAFRAGMAS INTEREDIOS

4.12.1.1 GEOMETRÍA



4.12.1.2 CARGA DE VIENTO

En el País no existen vientos de magnitud, por lo que adoptaremos una presión de viento menor a la especificada, mas con el fin de cuantificar los efectos de montaje que se producen en los diafragma y arriostramientos.

Presión calculada:

$$p_z = 2,56E-06 V^2 K_z G C_D \quad \text{En ksf}$$

V.- Velocidad del viento.

En mph

K_z.- Coeficiente de exposición a presión y elevación. Para nuestro país aplicar para categoría B

G.- Factor de ráfaga.

C_D.- Coeficiente de arrastre

$$V = 80 \text{ mph}$$

Para Resist. V

$$V = 128,72 \text{ km/hora}$$

$$K_z = 1$$

Resistencia V

$$G = 1$$

Para Resistencia V

$$C_D = 1,3$$

$$p_z = 0,0213 \text{ ksf} = 21,30 \text{ lb/pie}^2$$

$$p_z = 104,0 \text{ kg/m}^2 = p_D$$

$$p_D = 150 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Presión de viento adoptada}$$

$$w = \frac{\eta_l \gamma p_D d}{2} \quad \text{Carga de viento en ala inferior}$$

$$\eta_l = 1,00 \quad \text{Factor modificador de cargas Ver pg. 1}$$

$$\gamma_{WS} = 1 \quad \text{Factor de carga para viento en estructura, para el estado límite Resistencia V}$$

CARGA UNIFORME DE VIENTO EN PATINES

d	=	2,12 m	Altura total viga
w	=	0,159 t/m	Carga de viento factorada en ala inferior
Lb	=	7,056 m	Longitud no arriostrada

FUERZA FACTORADA DE VIENTO EN EL CORDÓN INFERIOR

$$P_{uw} = \eta \gamma_{ws} w L_b = 1,122 \text{ t}$$

Por ser el cordón de doble ángulo, el cg coincide con el punto de aplicación de la carga, a pesar de que los ángulos son soldados solo en una de sus alas. Por esta razón no consideramos flexión en el cordón.

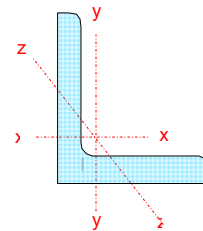
4.12.1.3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN AXIAL

Fy	=	2.520 kg/m ²	ASTM A 36
E	=	2.030.000 kg/m ²	
G	=	780.769 kg/m ²	
Pr	=	$\phi_c P_n$	
ϕ_c	=	0,9	
Po	=	FyAg	Resistencia nominal de fluencia.

4.12.1.4 CORDONES

DATOS L 75 x 75 x 8

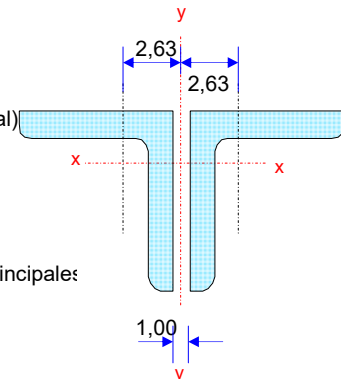
b	=	7,5 cm	
t	=	0,8 cm	
b/t	=	9,375	
A	=	11,500 cm ²	Área
Ix = Iy	=	45,600 cm ⁴	Inercia
rx	=	2,260 cm	Radio de giro eje x
ry	=	2,260 cm	Radio de giro y
rz	=	1,460 cm	Radio de giro z
e	=	2,130 cm	Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo
tp	=	1,000 cm	Separación entre ángulos (espesor placa cortapandeo = t rigidizador en diafragma)
J	=	2,423 cm ⁴	Constante torsional
$\bar{r}_o$	=	2,83 cm	Radio polar de inercia, respecto a ejes principales (un ángulo)
Cw	=	0,00	Constante de pandeo torsional
b/t	≤	λ_r	Elemento no esbelto
λ_r	=	$0,45\sqrt{E/F_y} = 10,84$	Elemento no esbelto No hay reducción de área



En los cordones se usarán doble ángulo, con dos placas cortapandeo en los tercios. Por tanto se debe chequear como conjunto y como ángulo individual con un tercio de la longitud

2L 75 x 75 x 8

A	=	23,000 cm ²	Área
rx	=	2,260 cm	Radio de giro eje x (igual a perfil individual)
Iy	=	250,289 cm ⁴	Inercia eje y (calculado)
ry	=	3,299 cm	Radio de giro y
J	=	4,847 cm ⁴	Constante torsional
$\bar{r}_o$	=	4,22 cm	Radio polar de inercia, respecto a ejes principales



$$H = 0,83$$

Relación de esbeltez de un solo ángulo

np	=	2	Número de placas cortapandeo entre los ángulos
k	=	1	
Lz	=	106,4 cm	

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_z = 72,89$$

Pandeo general del cordón

De acuerdo a la Tabla 6.9.4.1.1-1, El cordón (dos ángulos), se debe chequear pandeo por flexión y pandeo flexotorsor

Por flexión:

Eje x

$$k = 0,75$$

$$L = 319,3 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_x = 105,95$$

$$f = [(kL/r)_z / (kL/r)_x] \times 100 \leq 75\%$$

$$f = 68,80\% < 75\%$$

$$P_{ex} = 41.048,3 \text{ kg}$$

Bien

La esbeltez de un ángulo debe ser menor al 75% de la esbeltez del conjunto. Art. 6.9.4.3

Pandeo flexotorsor respecto a los ejes y y z

Eje y

$$k = 0,75$$

$$L = 319,3 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_y = 72,59$$

$$a = 106,4 \text{ cm} \quad \text{Distancia entre conexiones}$$

$$h = 5,26 \text{ cm} \quad \text{Distancia entre cg de cada ángulo}$$

$$r_{ib} = 2,260 \text{ cm} = r_x$$

$$\alpha = 1,164$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{k L}{r} \right)_y^2 + 0,82 \left(\frac{\alpha}{1 + \alpha^2} \right) \left(\frac{a}{r_{ib}} \right)^2}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_m = 78,54$$

$$P_{ey} = 74.711,7 \text{ kg}$$

Eje z

$$k_z = 0,75$$

$$L_z = 106,4 \text{ cm}$$

$$P_{ez} = 212.123,7 \text{ kg}$$

$$P_{ey,z} = 69.109,2 \text{ kg}$$

Pandeo como ángulo individual

$$L = 106,4 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{L}{r} \right)_x = 47 < 80$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_{eff} = 72 + 0,75 \frac{L}{r_x} \leq 140$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_{eff} = 107$$

Esfuerzo crítico de pandeo

$$P_{ex} = 40.011,10 \text{ kg}$$

De un solo ángulo individual

Esfuerzo efectivo final

$$P_e = 40,011 \text{ t}$$

$$P_o = 57,960 \text{ t}$$

$$P_o/P_e = 1,45$$

$$P_n = 31,609 \text{ t}$$

$$P_r = \phi_c P_n$$

$$\begin{aligned}\phi_c &= 0,9 \\ P_r &= 28,448 \text{ t} \\ P_r &> P_u \quad \text{Bien}\end{aligned}$$

4.12.1.5 DIAGONAL

Se diseñará para la fuerza de compresión que resulta de de las cargas de viento y la reacción de la carga en el cordón superior.

$$P_{ws(diag)} = \sqrt{a^2 + b^2} \left(\frac{P_{ws}}{2 n a} \right)$$

$$\begin{aligned}a &= 170,000 \text{ cm} \\ b &= 96,0 \text{ cm} \\ n &= 5 \\ P_{ws} &= 1,122 \text{ t} \\ P_{ws(diag)} &= 0,129 \text{ t}\end{aligned}$$

Número de espacios entre diafragmas

FUERZA FACTORADA

$$\begin{aligned}\gamma_{WS} &= 1 \\ P_u &= 0,129 \text{ t}\end{aligned}$$

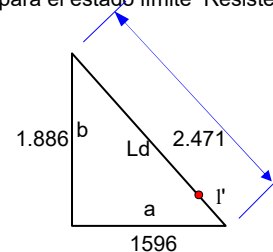
Resistencia III

Factor de carga para viento en estructura, para el estado límite Resistencia III

$$P_u = \eta \gamma_{WS} P_{ws}$$

LONGITUD DE DIAGONAL

$$\begin{aligned}l' &= 157,2 \text{ mm} \\ L_d &= 231,3 \text{ cm}\end{aligned}$$



RESISTENCIA DE LA DIAGONAL

$$\begin{aligned}P_r &= \phi_c P_n \\ \phi_c &= 0,9 \\ P_n &= A_g F_{cr}\end{aligned}$$

L 75 x 75 x 8

$$\begin{aligned}b &= 7,5 \text{ cm} \\ t &= 0,8 \text{ cm} \\ b/t &= 9,375 \\ A &= 11,500 \text{ cm}^2 \\ I_x = I_y &= 45,600 \text{ cm}^4 \\ r_x &= 2,260 \text{ cm} \\ r_y &= 2,260 \text{ cm} \\ r_z &= 1,460 \text{ cm} \\ e &= 2,130 \text{ cm} \\ t_p &= 1,000 \text{ cm} \\ J &= 2,423 \text{ cm}^4 \\ \overline{r_o} &= 2,83 \\ C_w &= 0,00\end{aligned}$$

Área

Inercia

Radio de giro eje x

Radio de giro y

Radio de giro z

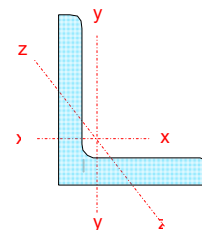
Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo

Separación entre ángulos (espesor placa cortapandeo = t rigidizador en diafragma)

Constante torsional

Radio polar de inercia, respecto a ejes principales

Constante de pandeo torsional



$$b/t \leq \lambda_r \quad \text{Elemento no esbelto}$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{E/F_y} = 10,837 \quad \text{Elemento no esbelto}$$

No hay reducción de área

En las diagonales se usarán doble ángulo, con dos placas cortapandeo en los tercios. Por tanto se debe chequear como conjunto y como ángulo individual con un tercio de su longitud

2L 75 x 75 x 8

$$\begin{aligned}A &= 23,000 \text{ cm}^2 \quad \text{Área} \\ r_x &= 2,260 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro eje x} \\ I_y &= 250,289 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia eje y}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_y &= 3,299 \text{ cm} && \text{Radio de giro y} \\ J &= 4,847 \text{ cm}^4 && \text{Constante torsional} \\ r_o &= 4,22 && \text{Radio polar de inercia, respecto a ejes principales (dos ángulos)} \end{aligned}$$

$$H = 0,83$$

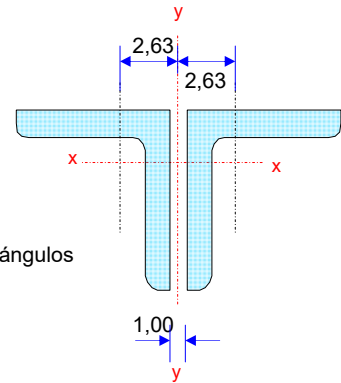
Relación de esbeltez de un solo ángulo

$$n_p = 2 \quad \text{Número de placas cortapandeo entre los ángulos}$$

$$k = 1$$

$$L_z = 77,1 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_z = 52,82$$



Pandeo general del cordón

De acuerdo a la Tabla 6.9.4.1.1-1, El cordón (dos ángulos), se debe chequear pandeo por flexión y pandeo flexotorsor

Por flexión:

Eje x

$$k = 0,75$$

$$L = 231,3 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_x = 76,77$$

$$f = 68,80\% < 75\% \quad \text{Bien} \quad \text{Art. 6.9.4.3}$$

$$P_{ex} = 78.179,0 \text{ kg}$$

Pandeo flexotorsor respecto a los ejes y y z

Eje y

$$k = 0,75$$

$$L = 231,3 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_y = 52,60$$

$$a = 77,1 \text{ cm} \quad \text{Distancia entre conexiones}$$

$$h = 5,26 \text{ cm} \quad \text{Distancia entre cg de cada ángulo}$$

$$r_{ib} = 2,260 \text{ cm} = r_x$$

$$\alpha = 1,164$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{k L}{r} \right)_y^2 + 0,82 \left(\frac{\alpha}{1 + \alpha^2} \right) \left(\frac{a}{r_{ib}} \right)^2}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_m = 56,91$$

$$P_{ey} = 142.293,0 \text{ kg}$$

Eje z

$$k_z = 0,75$$

$$L_z = 77,1 \text{ cm}$$

$$P_{ez} = 212.123,7 \text{ kg}$$

$$P_{ey,z} = 117.688,1 \text{ kg}$$

Pandeo como ángulo individual

$$L = 77,1 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{L}{r} \right)_x = 34 < 80$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_{eff} = 72 + 0,75 \frac{L}{r_x} \leq 140$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_{eff} = 98$$

Esfuerzo crítico de pandeo

$$P_{ex} = 48.383,78 \text{ kg}$$

Esfuerzo efectivo final

$$P_e = 48,384 \text{ t}$$

$$P_o = 57,960 \text{ t}$$

$$P_o/P_e = 1,20$$

$$P_n = 35,106 \text{ t}$$

$$P_r = \phi_c P_n$$

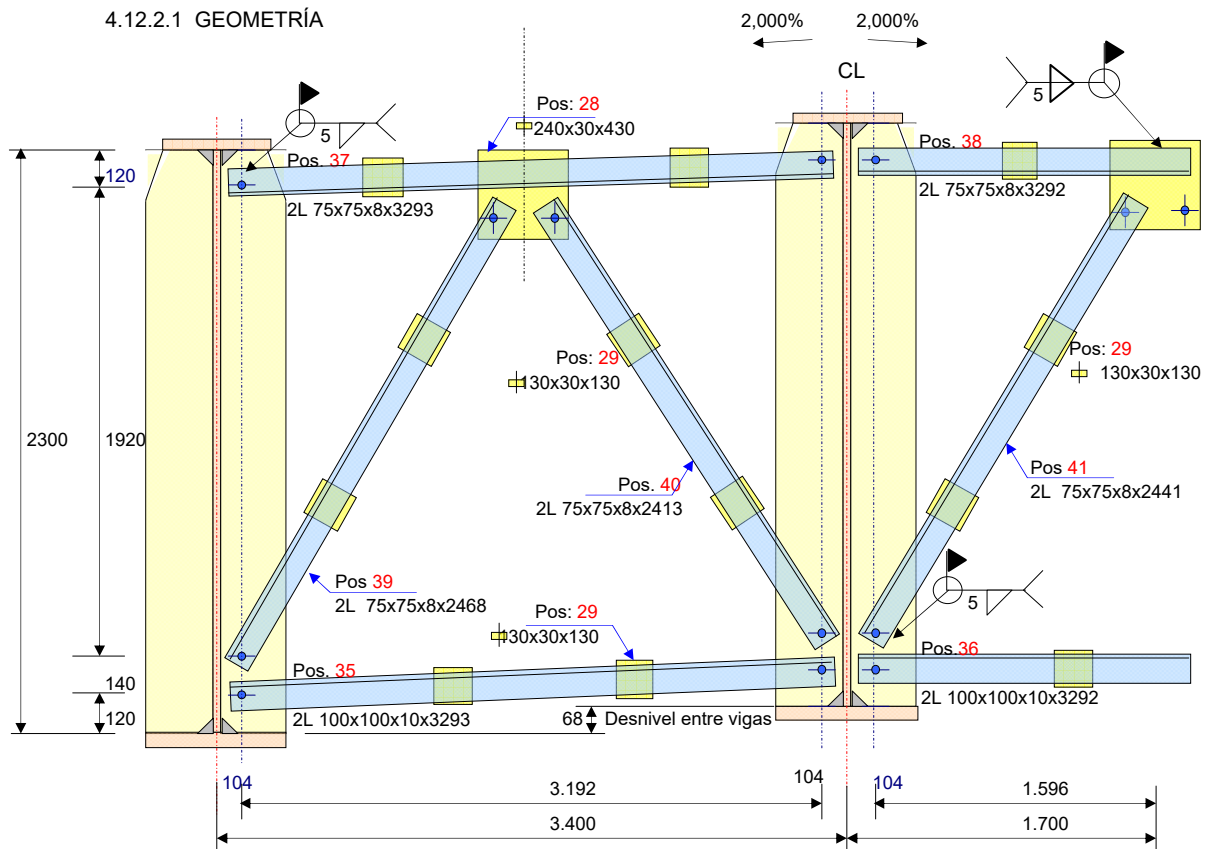
$$\phi_c = 0,9$$

$$P_r = 31,595 \text{ t}$$

$$P_r > P_u \quad \text{Bien}$$

4.12.2 DIAFRAGMA EN LOS APOYOS

4.12.2.1 GEOMETRÍA



4.12.2.2 SOLICITACIONES.

Para este diafragma, analizaremos el efecto sísmico, que se tendrá ante una acción que se produciría en el sentido del eje perpendicular al de la dirección del tráfico.

OBTENCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN LOS APOYOS

Requerimos el peso de la superestructura para determinar la fuerza sísmica. Esta fuerza aplicaremos en el tablero

$$R = 303,00 \text{ t} \quad \text{Peso de la superestructura en cada extremo}$$

$$m = 30.918,4 \text{ kg} \quad \text{Masa}$$

$$f_{eq} = 0,50 \quad \text{Factor adoptado para aplicar a la masa}$$

$$E_q = 0,50 \times 30.918,4 = 15.459,2 \text{ kg} \quad \text{Usaremos un 40% más por seguridad}$$

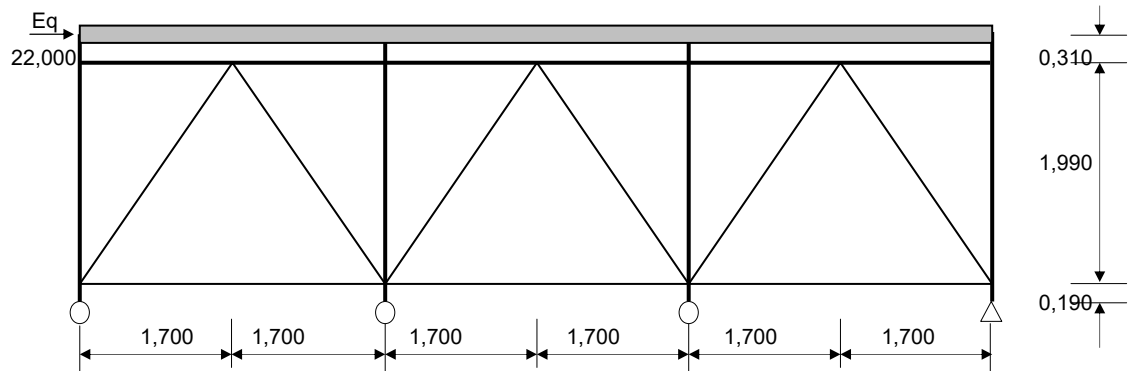
$$E_{qfinal} = 1,40 \times 15,46 = 22,00 \text{ t} \quad \text{A usarse}$$

4.12.2.3 GEOMETRÍA ESTRUCTURAL y RESULTADOS

Tablero

b = 1,624 m

h = 0,220 m



Rigidizador apoyo

bs = 29,60 cm

ts = 3,00 cm

18tw = 14,4 cm

Cordón Inferior

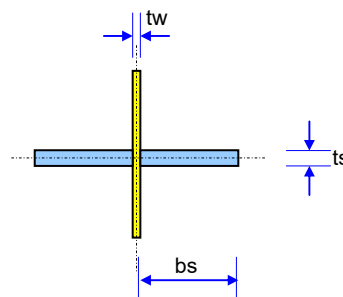
2L 100x100x10

Cordón Superior

2L 75x75x8

Diagonales

2L 75x75x8



Resultados de la acción sísmica

Cordón inferior

P = -17,533 t Compresión

Diagonal

P = -9,267 t Compresión

T = 9,227 t Tracción

El cordón superior tiene la colaboración del tablero para resistir los efectos sísmicos y adicionalmente su longitud en el diseño es menor, por lo que solo analizamos el cordón inferior.

4.12.2.4 CORDÓN INFERIOR

FUERZA FACTORADA

Evento Extremo I

$\gamma_{EQ} = 1$

Factor de carga para sismo para el estado límite Evento Extremo I

Pu = -17,533 t

Pu = $\eta \gamma_{EQ} P_{EQ}$ $\eta = 1$ Evento Extremo I

Por ser el cordón de doble ángulo, el cg coincide con el punto de aplicación de la carga, a pesar de que los ángulos son soldados solo en una de sus alas. Por esta razón no consideramos flexión por excentricidad en el cordón.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN AXIAL

Fy = 2.520 kg/cm² ASTM A 36

E = 2.030.000 kg/cm²

G = 780.769 kg/cm²

$$P_r = \phi_c P_n$$

$$\phi_c = 0,9$$

$$P_o = F_y A_g$$

L 100 x 100 x 10

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$t = 1 \text{ cm}$$

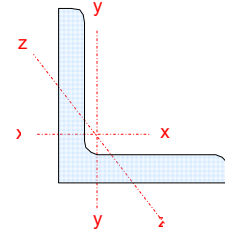
$$b/t = 10,000$$

$$A = 19,200 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 45,600 \text{ cm}^4$$

Área

Inercia



$$r_x = 3,820 \text{ cm}$$

Radio de giro eje x

$$r_y = 3,040 \text{ cm}$$

Radio de giro y

$$r_z = 3,040 \text{ cm}$$

Radio de giro z

$$e = 2,820 \text{ cm}$$

Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo

$$t_p = 3,000 \text{ cm}$$

Separación entre ángulos (espesor placa cortapandeo = t rigidizador apoyo)

$$J = 6,333 \text{ cm}^4$$

Constante torsional

$$\bar{r}_o = 2,20$$

Radio polar de inercia, respecto a ejes principales

$$C_w = 0,00$$

Constante de pandeo torsional

$$b/t \leq \lambda_r \quad \text{Elemento no esbelto}$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{E/F_y} = 10,837 \quad \text{Elemento no esbelto}$$

No hay reducción de área

En los cordones se usarán doble ángulo, con dos placas cortapandeo en los tercios. Por tanto se debe chequear como conjunto y como ángulo individual con un tercio de la longitud

2L 100 x 100 x 10

$$A = 38,400 \text{ cm}^2$$

Área

$$r_x = 3,820 \text{ cm}$$

Radio de giro eje x

$$I_y = 807,836 \text{ cm}^4$$

Inercia eje y

$$r_y = 4,587 \text{ cm}$$

Radio de giro y

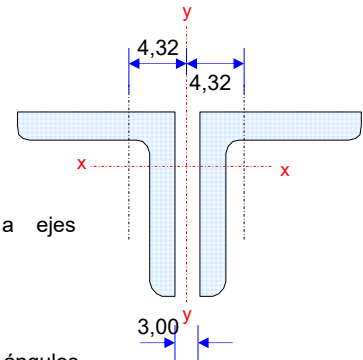
$$J = 12,667 \text{ cm}^4$$

Constante torsional

$$\bar{r}_o = 5,37$$

Radio polar de inercia, respecto a ejes principales (dos ángulos)

$$H = 0,81$$



Relación de esbeltez de un solo ángulo

$$n_p = 2$$

Número de placas cortapandeo entre los ángulos

$$k = 1$$

$$L_z = 106,4 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_z = 35,01$$

Pandeo general del cordón

De acuerdo a la Tabla 6.9.4.1.1-1, El cordón (dos ángulos), se debe chequear pandeo por flexión y pandeo flexotorsor

Por flexión:

Eje x

$$k = 0,75$$

$$L = 319,3 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_x = 62,68$$

$$f = 55,85\% < 75\%$$

Bien

Relación entre esbelteces < 75%

$$P_{ex} = 195.798,1 \text{ kg}$$

Pandeo flexotorsor respecto a los ejes y y z

Eje y

$$k = 0,75$$

$$L = 319,3 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_y = 52,21$$

$$a = 106,4 \text{ cm}$$

$$h = 8,64 \text{ cm}$$

$$r_{ib} = 3,820 \text{ cm} = r_x$$

$$\alpha = 1,131$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{k L}{r} \right)_y^2 + 0,82 \left(\frac{\alpha}{1 + \alpha^2} \right) \left(\frac{a}{r_{ib}} \right)^2}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_m = 55,15$$

$$P_{ey} = 252.962,6 \text{ kg}$$

Eje z

$$k_z = 0,75$$

$$L_z = 106,4 \text{ cm}$$

$$P_{ez} = 343.455,9 \text{ kg}$$

$$P_{ey,z} = 200.446,4 \text{ kg}$$

Pandeo como ángulo individual

$$L = 106,4$$

$$\left(\frac{L}{r} \right)_x = 28 < 80$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_{eff} = 32 + 0,75 \frac{L}{r_x} \leq 140$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_{eff} = 53$$

Esfuerzo crítico de pandeo

$$P_{ex} = 274.980,05 \text{ kg}$$

Esfuerzo efectivo final

$$P_e = 195,798 \text{ t}$$

$$P_o = 96,768 \text{ t}$$

$$P_o/P_e = 0,49$$

$$P_n = 78,686 \text{ t}$$

$$P_r = \phi_c P_n$$

$$\phi_c = 0,9$$

$$P_r = 70,817 \text{ t}$$

$$P_r > P_u \quad \text{Bien}$$

4.12.2.5 DIAGONAL EN COMPRESIÓN

Se diseñará para la fuerza de compresión que resulta de de las cargas sísmicas.

FUERZA FACTORADA

$$\gamma_{EQ} = 1$$

$$P_u = -9,267 \text{ t}$$

Evento Extremo I

Factor de carga para sismo para el estado límite Evento Extremo I

$$P_u = \eta \gamma_{EQ} P_{EQ} \quad \eta = 1 \text{ Evento Extremo I}$$

LONGITUD DE DIAGONAL

$$l' = 154,9 \text{ mm}$$

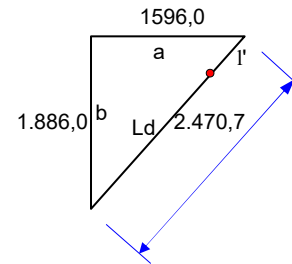
$$L_d = 231,6 \text{ cm}$$

RESISTENCIA DE LA DIAGONAL

$$P_r = \phi_c P_n$$

$$\phi_c = 0,9$$

$$P_n = A_g F_{cr}$$



L 75 x75 x 8

$$b = 7,5 \text{ cm}$$

$$t = 0,8 \text{ cm}$$

$$b/t = 9,375$$

$$A = 11,500 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 45,600 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 2,260 \text{ cm}$$

$$r_y = 2,260 \text{ cm}$$

$$r_z = 1,460 \text{ cm}$$

$$e = 2,130 \text{ cm}$$

$$t_p = 3,000 \text{ cm}$$

$$J = 2,423 \text{ cm}^4$$

$$\bar{r}_o = 2,83$$

$$C_w = 0,00$$

Area

Inercia

Radio de giro eje x

Radio de giro y

Radio de giro z

Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo

Separación entre ángulos (espesor placa cortapandeo = t rigidizador apoyo)

Constante torsional

Radio polar de inercia, respecto a ejes principales

$$b/t \leq \lambda_r \quad \text{Elemento no esbelto}$$

$$\lambda_r = 0,45\sqrt{E/F_y} = 10,837 \quad \text{Elemento no esbelto}$$

No hay reducción de área

En las diagonales se usarán doble ángulo, con dos placas cortapandeo en los tercios. Por tanto se debe chequear como conjunto y como ángulo individual con un tercio de su longitud

2L 75 x75 x 8

$$A = 23,000 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 2,260 \text{ cm}$$

$$I_y = 394,269 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 4,140 \text{ cm}$$

$$J = 4,847 \text{ cm}^4$$

$$\bar{r}_o = 4,91$$

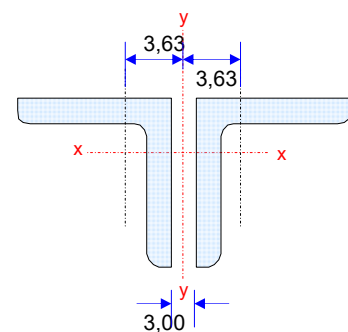
$$H = 0,88$$

Area

Radio de giro eje x

Inercia eje y

Radio de giro y



Relación de esbeltez de un solo ángulo

$$n_p = 2$$

Número de placas cortapandeo entre los ángulos

$$k = 1$$

$$L_z = 77,2 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_z = 52,87$$

Pandeo general del cordón

De acuerdo a la Tabla 6.9.4.1.1-1, El cordón (dos ángulos), se debe chequear pandeo por flexión y pandeo flexotorsor

Por flexión:

Eje x

$$k = 0,75$$

$$L = 236,8 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_x = 78,58$$

$$f = 67,28 <$$

75 Bien

Relación de esbelteces

$$P_{ex} = 74.618,6 \text{ kg}$$

Pandeo flexotorsor respecto a los ejes y y z

Eje y

$$k = 0,75$$

$$L = 236,8 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_y = 42,90$$

$$a = 118,4 \text{ cm}$$

$$h = 5,06 \text{ cm}$$

$$r_{ib} = 2,260 \text{ cm} = r_x$$

$$\alpha = 1,119$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{k L}{r} \right)_y^2 + 0,82 \left(\frac{\alpha}{1 + \alpha^2} \right) \left(\frac{a}{r_{ib}} \right)^2}$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_m = 54,39$$

$$P_{ey} = 155.772,2 \text{ kg}$$

Eje z

$$k_z = 0,75$$

$$L_z = 118,4 \text{ cm}$$

$$P_{ez} = 157.024,9 \text{ kg}$$

$$P_{ey,z} = 115.641,7 \text{ kg}$$

Pandeo como ángulo individual

$$L = 77,2 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{L}{r} \right)_x = 34 < 80$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_{eff} = 72 + 0,75 \frac{L}{r_x} \leq 140$$

$$\left(\frac{k L}{r} \right)_{eff} = 98$$

Esfuerzo crítico de pandeo

$$P_{ex} = 48.359,01 \text{ kg}$$

Esfuerzo efectivo final

$$P_e = 48,359 \text{ t}$$

$$P_o = 57,960 \text{ t}$$

$$P_e/P_o = 0,83$$

$$\begin{aligned} P_n &= 40,876 \text{ t} \\ P_r &= \phi_c P_n \\ \phi_c &= 0,9 \\ P_r &= 36,788 \text{ t} \\ P_r &> P_u \quad \text{Bien} \end{aligned}$$

4.12.2.6 DIAGONAL EN TRACCIÓN

CARGA ÚLTIMA

$$\begin{aligned} \gamma_{EQ} &= 1 & \text{Evento extremo 1} \\ T_u &= 9,227 \text{ t} & \text{Factor de carga para sismo para el estado límite Evento Extremo I} \\ & & T_u = \eta \gamma_{EQ} T_{EQ} \quad \eta = 1 \text{ Evento Extremo I} \end{aligned}$$

DIMENSIONES DEL MIEMBRO

L 75 x75 x 8

Geometría de perfil individual

$$\begin{aligned} b &= 7,5 \text{ cm} & \text{Lado del ángulo} \\ t &= 0,8 \text{ cm} & \text{Espesor del ángulo} \\ b/t &= 9,375 & \text{Relación ancho/espesor} \\ A &= 11,500 \text{ cm}^2 & \text{Área} \\ r_x &= 2,260 \text{ cm} & \text{Radio de giro eje x} \\ e &= 2,130 \text{ cm} & \text{Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo} \end{aligned}$$

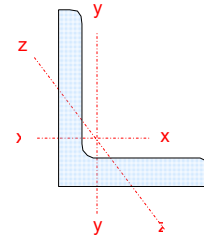
2L 75 x75 x 8

Miembro a tracción: doble ángulo

$$\begin{aligned} A &= 23,000 \text{ cm}^2 & \text{Area bruta} \\ r_x &= 2,260 \text{ cm} & \text{Radio de giro eje x} \end{aligned}$$

ESBELTEZ

$$\begin{aligned} l_a &= 236,8 \text{ cm} & \text{Longitud conectada ángulo} \\ k &= 0,75 \text{ soldada} & \text{Coef. según tipo conexión} \\ k l_a / r &= 78,58 & \text{Relación de esbeltez ángulo} \\ (kl/r)_{\max} &= 240 & \text{Para miembros secundarios} \end{aligned}$$



CARGA RESISTENTE DE LA DIAGONAL

$$\begin{aligned} F_y &= 2.520 \text{ kg/cm}^2 & \text{Límite de fluencia} \\ F_u &= 4.100 \text{ kg/cm}^2 & \text{Límite de rotura} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_r &= \phi_y P_n = \phi_y F_y A_g \\ P_r &= \phi_u P_n u = \phi_u F_u A_n R_p U \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi_{\text{perf}} &= 1,5 \text{ cm} & \text{Usamos una perforación } \phi = 15 \text{ mm} \\ A_{nc} &= 20,28 \text{ cm}^2 & \text{Área neta calculada} \\ A_n &\leq 0,85 A_g \\ A_{n\max} &= 19,55 \text{ cm}^2 & \text{Area neta máxima} \\ A_n &= 19,55 \text{ cm}^2 & \text{Area neta a usarse} \\ R_p &= 0,9 & \text{Factor de reducción para perforaciones} \\ U &= 1 - x/L & \text{Factor de retraso de corte} \\ L_w &= 10,0 \text{ cm} & \text{Longitud de soldadura} \\ U &= 0,787 \\ \phi_y &= 0,950 & \text{Factor de resistencia para fluencia} \\ \phi_u &= 0,800 & \text{Factor de resistencia para rotura} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{r1} &= 55,062 \text{ t} \\ T_{r2} &= 45,419 \text{ t} \end{aligned}$$

$$T_r = 45,419 \text{ t} \quad T_r > T_u \quad \text{Bien}$$

4.13 ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR

4.13.1 CARGA DE VIENTO Y SISMO

En el País no existen vientos de magnitud, por lo que adoptaremos una presión de viento menor a la especificada, mas con el fin de cuantificar los efectos de montaje que se producen en los arriostramientos.

$$p_D = 150 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Presión de viento adoptada}$$

CARGA UNIFORME DE VIENTO EN PATÍN INFERIOR

$$d = 3,05 \text{ m} \quad \text{Altura total viga, tablero y acera}$$

$$w = 0,229 \text{ t/m} \quad \text{Carga de viento en ala inferior}$$

$$L = 50,00 \text{ m} \quad \text{Longitud total de viga}$$

FUERZAS DE VIENTO EN UN EXTREMO

$$F_w = 5,72 \text{ t} \quad \text{Fuerza total en un extremo de la viga}$$

FUERZA SÍSMICA EN UN EXTREMO

$$F_{eq} = 22,000 \text{ t} \quad \text{Fuerza total}$$

FUERZA DE DISEÑO APLICADA EN LOS EXTREMOS

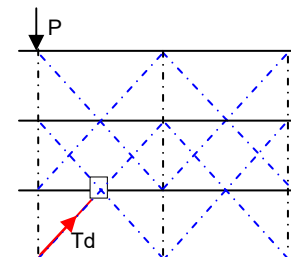
$$P = 22,00 \text{ t} \quad \text{Fuerza de diseño}$$

FUERZA EN LA DIAGONAL

La fuerza de diseño la aplicaremos como una carga de tracción en la diagonal. Asumimos que los cordones de diafragmas toman fuerzas de compresión.

Esta fuerza sirve también para cuantificar efectos de montaje

$$\begin{aligned} T_d &= P / \sin \alpha \\ a_t &= 6,800 \text{ m} \quad \text{Separación vigas exteriores} \\ S_d &= 7,056 \text{ m} \quad \text{Separación entre diafragmas} \\ l &= 9,799 \text{ m} \quad \text{Diagonal(hip.) del triángulo} \\ \sin \alpha &= 0,694 \end{aligned}$$



$$T_d = 31,704 \text{ t} \quad \text{Fuerza en la primera diagonal del arriostramiento inferior}$$

CARGA ÚLTIMA

$$\gamma_{EQ} = 1 \quad \text{Factor de carga para sismo para el estado límite Evento Extremo I}$$

$$T_u = 31,704 \text{ t} \quad T_u = \eta \gamma_{EQ} P_{EQ} \quad \eta = 1 \quad \text{Evento Extremo I}$$

4.13.2 CARGA RESISTENTE DE LA DIAGONAL

Como arriostramiento inferior, usaremos ángulos: **L100x100x10**

Estas diagonales del arriostramiento inferior, se chequearán exclusivamente a tracción

$$F_y = 2.520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Límite de fluencia}$$

$$F_u = 4.100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Límite de rotura}$$

L 100 x 100 x 10

Geometría del L perfil

$$b = 10 \text{ cm} \quad \text{Lado del ángulo}$$

$$t = 1 \text{ cm} \quad \text{Espesor del ángulo}$$

$$A = 19,20 \text{ cm}^2 \quad \text{Area del ángulo}$$

$$r = 1,95 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro del ángulo}$$

$$e = 2,82 \text{ cm} \quad \text{Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo}$$

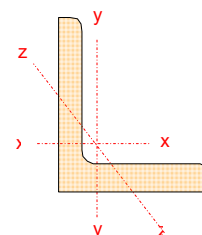
Lado del ángulo

Espesor del ángulo

Area del ángulo

Radio de giro del ángulo

Distancia desde el borde externo del lado al cg del ángulo



ESBELTEZ

l_a	=	368,40 cm	Longitud conectada ángulo
k	=	1,00 soldada	Coef. según tipo conexión
$k l_a / r$	=	188,92	Relación de esbeltez ángulo
$(kl/r)_{max}$	=	240	Para miembros secundarios

CARGA RESISTENTE DE LA DIAGONAL

$$P_r = \phi_y P_n = \phi_y F_y A_g$$

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n R_p U$$

ϕ_{perf}	=	1,5 cm	Usamos una perforación $\phi = 15$ mm
A_{nc}	=	17,5 cm ²	
$A_n \leq$		0,85 A_g	
A_{nmax}	=	16,32 cm ²	Area neta máxima
A_n	=	16,32 cm ²	Area neta a usarse
R_p	=	0,9	Factor de reducción para perforaciones
L_w	=	12,00 cm	Longitud de soldadura
U	=	1 - x/L	Factor de retraso de corte
U	=	0,765	
ϕ_y	=	0,950	Factor de resistencia para fluencia
ϕ_u	=	0,800	Factor de resistencia para rotura

$$Tr_1 = 45,965 \text{ t}$$

$$Tr_2 = 36,855 \text{ t}$$

$$Tr = 36,855 \text{ t}$$

$$P_r > P_u \quad \text{Bien}$$

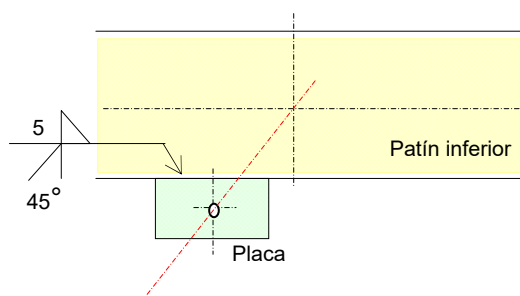
4.13.3 CONECCIÓN DEL ARRIOSTAMIENTO INFERIOR

Los ángulos del arriostamiento, se conectarán mediante soldadura a una placa que deberá a su vez soldarse al patín inferior.

La placa de sujeción de los arriostamientos, tiene una área superior a la del ángulo que conecta, por lo que los esfuerzos que se transfieren no tienen problema.

Si la placa de sujeción coincide en su ubicación, en la unión a tope de dos placas que constituyen los patines, esto no constituye problema alguno, por el contrario puede ayudar a mejorar la resistencia de la unión a tope

La unión a tope con soldadura en "V" entre la placa de sujeción de arriostamientos y el patín inferior, es suficiente para transferir esfuerzos, sin embargo adicionalmente se suma una soldadura de filete para mayor seguridad de la conexión



4.14 DEFLEXIONES

4.14.1 CÁLCULOS. Haremos un promedio de inercias y del momento de contracción y temperatura.

de	a	L m	I _{acero} cm ⁴	I _{3n} cm ⁴	I _n cm ⁴	MSH +TU kg-cm
0,000	0,446	0,446	4.923.611,2	8.062.297,9	10.643.507,6	34.467.057,8
0,446	2,089	1,643	4.923.611,2	8.062.297,9	10.643.507,6	34.467.057,8
2,089	3,828	1,739	4.923.611,2	8.062.297,9	10.643.507,6	34.467.057,8
3,828	6,196	2,368	4.923.611,2	8.062.297,9	10.643.507,6	34.467.057,8
6,196	9,396	3,200	4.923.611,2	8.062.297,9	10.643.507,6	34.467.057,8
9,396	10,300	0,904	5.272.561,6	8.766.817,2	11.738.691,8	37.291.150,4
10,300	12,896	2,596	5.954.664,9	9.058.178,4	11.823.794,3	36.355.706,4
12,896	16,246	3,350	6.733.597,1	10.498.487,7	14.044.849,9	41.759.490,2
16,246	18,496	2,250	7.131.266,6	11.267.598,6	15.281.307,2	44.767.762,9
18,496	19,996	1,500	7.401.431,6	11.402.264,0	15.328.929,5	44.401.478,4
19,996	21,496	1,500	7.531.736,6	11.650.170,3	15.729.077,3	45.361.351,0
21,496	24,696	3,200	7.531.736,6	11.650.170,3	15.729.077,3	45.361.351,0
Promedio		24,696	6.138.288,2	9.700.956,1	12.944.039,2	39.373.397,1

Deflexión en el centro de luz por carga distribuida

$$\Delta w = \frac{5w(L)^4}{384 \times E \times I} \quad L = 4.939,2 \text{ cm} \quad E = 2.030.000,0 \text{ kg/cm}^2$$

Deflexión por carga puntual en el centro de luz

$$\Delta p = \frac{P(L)^3}{48 \times E \times I}$$

4.14.2 DEFLEXIÓN POR CARGA MUERTA

$$w_{DC} = 24,00 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{cm} = 14,9 \text{ cm}$$

4.14.3 DEFLEXIÓN POR CARGAS POSTERIORES DC

$$w_{DCp} = 3,92 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{cp} = 1,5 \text{ cm}$$

4.14.4 DEFLEXIÓN POR CARGAS POSTERIORES DW

$$w_{DW} = 3,9 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{cp} = 1,5 \text{ cm}$$

4.14.5 DEFLEXIÓN POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$MSH +TU = 39.373.397,1 \text{ kg cm}$$

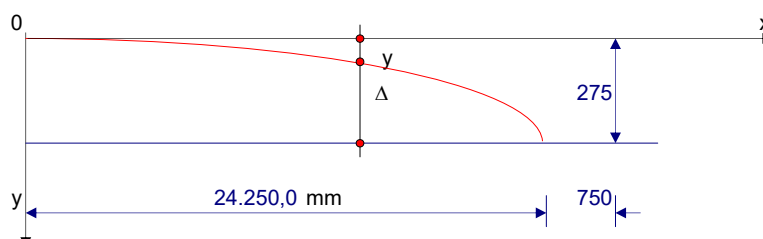
$$\Delta_{s+t} = 4,6 \text{ cm}$$

4.14.6 DEFLEXIÓN TOTAL POR CARGAS PERMANENTES

$$\Delta_{total} = 22,6 \text{ cm}$$

4.14.7 CAMBER O CONTRAFLECHA

Debido a que el cálculo de deflexiones es una aproximación y que además existen errores de fabricación y montaje, se dará un camber parabólico.



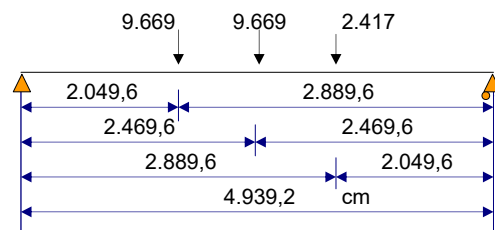
$$y = kx^2 \quad k = 4,676E-07$$

x mm	y mm	Δ mm	x mm	y mm	Δ mm
0,0	0,0	275	10.000,0	46,8	228
2.500,0	2,9	272	12.500,0	73,1	202
5.000,0	11,7	263	15.000,0	105,2	170
7.500,0	26,3	249	24.250,0	275,0	0

4.14.8 DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA MAS IMPACTO

Por Carga de Camión

No vigas= 4
 No vías = 2
 IM = 1,33
 Peje = 14.540,0 kg Peso eje camión
 Peje Δ = 9.669 kg Peso rueda en viga



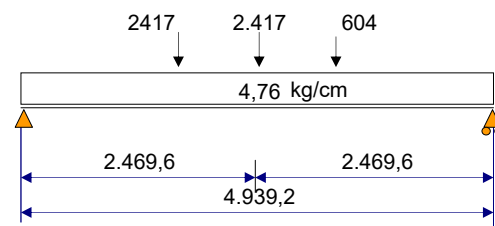
$$E = 2.030.000,0$$

$$I_n = 12.944.039,2$$

$$\Delta_{LL+IM} = 2,03 \text{ cm}$$

Por la Carga de carril + 25% de Carga de Camión

wLL = 0,952 t/m / vía
 wLL/viga = 0,476 t/m / viga
 PLL/viga = 2417 t/viga



$$\Delta_{LL+IM} = 2,14 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN ADMISIBLE

$$\Delta_{\max} = L / 1000 = 4,94 \text{ cm}$$

$$\Delta_{LL+IM} < \Delta_{\max}$$

4.15 CONEXIONES (UNIONES)

4.15.1 CONEXIONES SOLDADAS

4.15.1.1 INTRODUCCIÓN

Mínimo tamaño de soldadura de filete:

Espesor del material más grueso de las partes a unirse	Mínimo tamaño de soldadura de filete en mm
$T \leq 19 \text{ mm}$	6
$T > 19 \text{ mm}$	8

Soldadura a Tope. (ranura)

Igual al metal base por unir, salvo que se trate de metales con diferente límite de fluencia en cuyo caso regirá el de menor resistencia.

Soldadura de Filete.

$$R_r = 0,6 \phi_e F_{exx}$$

4.15.2 UNIÓN ALMA - PATÍN

Usaremos electrodos E80

$$\phi_e = 0,8$$

Factor de resistencia para metal de soldadura.

$$F_{exx} = 5600 \text{ kg/cm}^2$$

Clasificación de resistencia del metal de soldadura. Electrodo E80

$$R_r = 2688 \text{ kg/cm}^2$$

Calculamos la resistencia para 1mm de soldadura.

$$a = 0,10 \text{ cm}$$

$$q_r = 190,1 \text{ kg/cm}$$

Esfuerzo rasante horizontal admisible. (según electrodo).

$$q = VQ / I$$

CARGA MUERTA DC

$$I = 4.923.611 \text{ cm}^4$$

Inercia

$$A_{top} = 135,0 \text{ cm}^2$$

Patín superior

$$A_{bot} = 165,0 \text{ cm}^2$$

Patín inferior

$$y_{top} = 121,94 \text{ cm}$$

Para patín superior

$$y_{bot} = 111,06 \text{ cm}$$

Para patín inferior

$$Q_{top} = 16.461,50 \text{ cm}^3$$

Patín superior

$$Q_{bot} = 18.325,39 \text{ cm}^3$$

Patín inferior

$$V_{DC} = 59.270,4 \text{ kg}$$

Corte máximo de carga muerta

$$q_{DCtop} = 198,16 \text{ kg/cm}$$

Esfuerzo rasante superior

$$q_{DCbot} = 220,60 \text{ kg/cm}$$

Esfuerzo rasante inferior

CARGAS POSTERIORES DC + DW

$$A_{h3n} = 238,3 \text{ cm}^2$$

Area hormigón 3n

$$I_{3n} = 8.062.298 \text{ cm}^4$$

Inercia sección 3n

$$y_{hor} = 94,16 \text{ cm}$$

C.g. - área hormigón

$$y_{top} = 76,66 \text{ cm}$$

Patín superior

$$y_{bot} = 156,34 \text{ cm}$$

Patín inferior

$$Q_{top} = 32.789,5 \text{ cm}^3$$

Las áreas de patines inferior y superior se mantienen.

$$Q_{bot} = 25.796,6 \text{ cm}^3$$

$$V_{DCp} = 9.669,3 \text{ kg}$$

$$q_{DCtop} = 39,3 \text{ kg/cm}$$

Esfuerzo rasante superior

$$q_{DCbot} = 30,9 \text{ kg/cm}$$

Esfuerzo rasante inferior

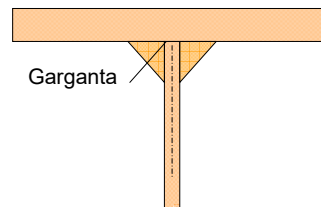
$$V_{DW} = 9.526,5 \text{ kg}$$

$$q_{DWtop} = 38,7 \text{ kg/cm}$$

Esfuerzo rasante superior

$$q_{DWbot} = 30,5 \text{ kg/cm}$$

Esfuerzo rasante inferior



CARGA VIVA LL +IM

Ahn = 715,0 cm²
 In = 10.643.508 cm⁴
 yhor = 57,08 cm
 ytop = 39,58 cm
 ybot = 193,42 cm
 Qtop = 46.158,3 cm³
 Qbot = 31.913,8 cm³
 VLL+IM+LP = 63.440,5 kg
 qLLtop = 275,1 kg/cm
 qLLbot = 190,2 kg/cm

ESFUERZO RASANTE HORIZONTAL ÚLTIMO

qu top = 836,4 kg/cm
 qu bot = 693,0 kg/cm

DISEÑO DE FILETES

Tamaño de filete: 8 mm
 Nfiletes 2
 Resistencia del filete:
 qr = 3.041,1 kg/cm Bien
 qr > qu

4.15.3 UNIÓN ALMA - RIGIDIZADOR DE APOYO

Pu = 211.485,2 kg
 Tamaño de filete: 8 mm
 Nfiletes 4
 Resistencia del filete:
 qr = 6.082,2 kg/cm
 Longitud de soldadura: 225,0 cm
 Carga resistente de las soldaduras:
 Pr = 1.368.506 kg
 Pr > Pu Bien

4.15.4 UNIÓN DE TRAMOS

La unión de tramos se hará con soldadura a tope, usando electrodos de mayor resistencia que el metal base, E80, sobretodo por las características anticorrosivas de este electrodo, similar a las del material base.

4.15.5 UNIÓN DE CONECTORES DE CORTE

Tamaño del filete: 5 mm
 Resistencia del filete:
 qr = 950,4 kg/cm
 Longitud del filete:
 El conector tipo C, está soldado en todo su contorno:
 l = 40,0 cm
 Fuerza resistente de la soldadura del conector:
 Pr = 38.014,1 kg
 Pr > Zr Zr = 3.638,8 kg Bien

4.15.6 CUBREPLACAS

Analizaremos la longitud adicional de cubreplaca, más allá del punto teórico, en donde ya no se requiere la cubreplaca

$$\begin{aligned} F_y &= 3.500 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 25,00 \text{ cm} \\ t &= 2,50 \text{ cm} \\ A_{cp} &= 62,50 \text{ cm}^2 \\ P_r &= 218.750,00 \text{ kg} \end{aligned}$$

Soldadura:

Tamaño del filete: 8 mm

Resistencia del filete:

$$\begin{aligned} q_r &= 1520,6 \text{ kg/cm} && \text{Resistencia del filete de 8 mm} \\ L_w &= 143,86 \text{ cm} && \text{Longitud de soldadura} \\ N_f &= 2 && \text{Número de filetes} \\ L_{cp} &= 71,93 \text{ cm} && \text{Longitud de soldadura, sin considerar suelda de extremo, más allá del extremo} \\ &&& \text{teórico (Mínima longitud de cubreplaca)} \end{aligned}$$

5 CÁLCULO DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS

5.1 SOLICITACIONES

$$\begin{aligned} R_{DC} &= 59,270 \text{ t} \\ R_{DCp} &= 9,669 \\ R_{DW} &= 9,526 \text{ t} \\ \Sigma R &= 78,466 \text{ t} \end{aligned}$$

$$R_{LL} = 58,689 \text{ t}$$

$$R_{total} = 137,155 \text{ t}$$

5.2 DIMENSIONES

$$\begin{aligned} \sigma_{adm} &= 11,0 \text{ Mpa} \\ \sigma_{adm} &= 112,1 \text{ kg/cm}^2 && \text{Esfuerzo admisible por compresión (AASHTO LRFD 2007)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_f &= 60,0 \text{ cm} && \text{Ancho patin inferior de viga de acero en apoyo} \\ W &= 45,0 \text{ cm} && \text{Ancho de neopreno adoptado} \\ L &= R_t / \sigma_{adm} W \\ L &= 35,0 \text{ cm} && \text{Adoptado} \\ \sigma_D &= 37,4 \text{ kg/cm}^2 && \text{Esfuerzo de compresión debido a carga muerta total (estáticas)} \\ \sigma_L &= 37,3 \text{ kg/cm}^2 && \text{Esfuerzo de compresión debido a la carga cíclica} \\ \sigma_s &= 87,1 \text{ kg/cm}^2 && \text{Esfuerzo de compresión debido a la carga total (muerta y viva)} \end{aligned}$$

5.3 FACTOR DE FORMA

$$h_{ri} = 1,4 \text{ cm} \quad \text{Adoptado}$$

Con esta dimensión el factor de forma queda determinado :

$$\begin{aligned} S &= \frac{L W}{2 h_{ri} (L+W)} \\ S &= 7,03 \end{aligned}$$

5.4 DEFORMACIÓN POR CORTE

Desplazamiento de superestructura

a) por temperatura

$$\Delta t = \pm 20,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\alpha = 1,125\text{E-}05 \quad \text{Coeficiente dilatación temperatura}$$

$$\begin{aligned}
 L_v &= 5.000,0 \text{ cm} && \text{Longitud total de viga} \\
 \delta t &= L \alpha \Delta t = 1,125 \text{ cm} \\
 \delta t (-) &= 1,125 \text{ cm} \\
 \text{b) por contracción} \\
 C_c &= 2,00E-04 && \text{Coeficiente de contracción} \\
 \delta c &= L \times C_c = 1,00 \text{ cm} \\
 \text{c) total} \\
 \delta_{\text{total}} &= 3,25 \text{ cm} \\
 \Delta s &= 3,25 \text{ cm/tramo} \\
 \gamma_{TU} &= 1,2 && \text{Factor de carga por temperatura} \\
 \Delta s/\text{lado} &= 1,95 \text{ cm} \\
 \\
 h_{rt} &\geq 2 \Delta s \\
 h_{rt} &\geq 3,90 \text{ cm} \\
 h_{ri} &= 1,40 \text{ cm} && \text{Espesor de una capa interior} \\
 n_i &= 3 && \text{Número de capas interiores} \\
 h_{re} &= 0,98 \text{ cm} && \text{Espesor máximo de capas exteriores} \\
 h_{re} &= 0,90 \text{ cm} && \text{Espesor adoptado capas exteriores} \\
 h_{rt} &= 6,00 \text{ cm} && \text{Altura total de las capas de neopreno}
 \end{aligned}$$

5.5 COMBINACIÓN DE COMPRESIÓN, ROTACIÓN Y CORTE

En el estado límite de servicio deberá satisfacer:

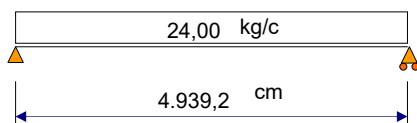
$$(\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}) + 1,75 (\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}) \leq 5$$

$$\gamma_{a,st} \leq 3$$

$$\begin{aligned}
 \text{Dureza} &= 60,0^\circ \\
 G &= 10,00 \text{ kg/cm}^2 && \text{Módulo de corte Adoptado} \\
 S &= 7,03 && \text{Factor de forma} \\
 \gamma_a &= D_a \frac{\sigma_s}{G_{Si}} && D_a = 1,4 \\
 \gamma_{a,st} &= 0,744 \\
 \gamma_{a,cy} &= 0,742 \\
 \gamma_r &= D_r \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_s}{n} && D_r = 0,5
 \end{aligned}$$

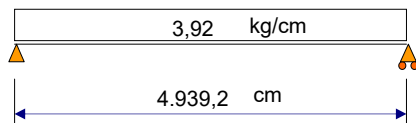
Determinación de θ_s :

Giro por carga muerta



$$\begin{aligned}
 E &= 2.030.000 \text{ kg/cm}^2 \\
 I_a &= 6.138.288 \text{ cm}^4 && \text{Inercia sección acero} \\
 \theta_{s,DC} &= 0,00967 \text{ rad.} && \text{Giro por carga muerta}
 \end{aligned}$$

Giro por cargas posteriores DC



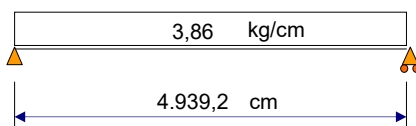
$$E = 2.030.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{3n} = 9.700.956 \text{ cm}^4$$

$$\theta_{s \text{ DCp}} = 0,00100 \text{ rad.}$$

Giro por cargas posteriores

Giro por cargas posteriores DW



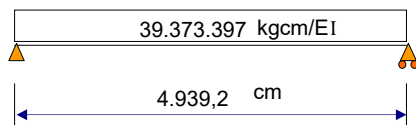
$$E = 2.030.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{3n} = 9.700.956 \text{ cm}^4$$

$$\theta_{s \text{ DW}} = 0,00098 \text{ rad.}$$

Giro por cargas posteriores

Giro por Contracción y Temperatura



$$E = 2.030.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_n = 12.944.039 \text{ cm}^4$$

$$\theta_{s \text{ SH+TU}} = 0,00370 \text{ rad.}$$

Giro por contracción y temperatura

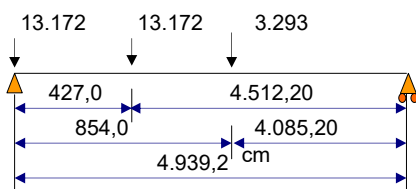
Giro por carga viva: Usamos la carga del camión:

$$g = 0,906 \quad \text{Factor de Distribución}$$

$$\text{Peje} = 14,54 \text{ t} \quad \text{Carga de eje del camión de diseño}$$

$$P' = 13.172 \text{ kg} \quad \text{Carga viva puntual/viga}$$

$$P'/4 = 3.293 \text{ kg}$$



$$E = 2.030.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_n = 12.944.039 \text{ cm}^4$$

$$\theta_{s \text{ LL}} = 0,000441 \text{ rad}$$

Giro por carga viva

Resumen:

$$\theta_{s \text{ DC}} = 0,00967 \text{ rad.}$$

Giro por carga muerta

$$\theta_{s \text{ DCp}} = 0,00100 \text{ rad.}$$

Giro por cargas muertas posteriores

$$\theta_{s \text{ DW}} = 0,00098 \text{ rad.}$$

Giro por cargas de carpeta asfáltica

$$\theta_{s \text{ SH+TU}} = 0,00370 \text{ rad.}$$

Giro por contracción + temperatura

$$\theta_s = 0,01535 \text{ rad.}$$

Giro total cargas permanentes

$$\theta_{s \text{ LL+IM}} = 0,00044 \text{ rad.}$$

Giro por carga viva

$$n = 4 \quad \text{Número de capas}$$

$$\gamma_{rst} = 1,199$$

$$\gamma_{rcy} = 0,034$$

$$\gamma_s = \frac{\Delta s}{hrt}$$

$$\gamma_{rst} = 0,325$$

$$\gamma_{scy} = 0,000 \quad \text{Adoptado por no considerar frenado}$$

$$2,268 + 1,359 = 3,627 < 5$$

$$0,744 < 3$$

5.6 ESTABILIDAD

$$2A \leq B \quad \text{Condición de Estabilidad}$$

$$A = \frac{1,92 (hrt/L)}{\sqrt{1 + (2,0 L/W)}}$$

$$B = \frac{2,67}{(Si+2,0) [1 + (L/4,0 W)]}$$

$$A = 0,2059$$

$$B = 0,2475$$

$$2A \leq B \quad \text{No cumple.- Chequear por esfuerzos}$$

$$\sigma_s \leq \frac{G_{Si}}{2A - B} \quad \text{Para puente libre de desplazarse horizontalmente}$$

$$\sigma_{total} = 87,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s \leq 428,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s \leq 112,06 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Bien}$$

Si $A - B \leq 0$, el apoyo es estable y no depende de los esfuerzos

$$A - B = -0,0416 \quad \text{Apoyo Estable}$$

5.7 REFUERZO DE ACERO

$$F_y = 2.520 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Límite de fluencia del acero}$$

$$h_{smín} = 1,588 \text{ mm}$$

5.7.1 ESTADO LÍMITE: CARGAS DE SERVICIO

$$h_s \geq 3 h_{ri} \sigma_s / F_y$$

$$h_{s \text{ mín}} = 0,15 \text{ cm} \quad \text{Espesor mínimo}$$

5.7.2 ESTADO LÍMITE: FATIGA

$$h_s \geq 2 h_{ri} \sigma_L / \Delta F_{TH}$$

Carga viva:

$$\delta_L = \sum \xi L_i h_{ri}$$

$$\sigma_L = 3,66 \text{ Mpa}$$

$$\Delta F_{TH} = 165 \text{ Mpa}$$

Constante de Amplitud de fatiga, categoría A

$$h_{s \text{ mín}} = 0,62 \text{ mm}$$

Espesor mínimo

$$h_s = 2,00 \text{ mm}$$

Espesor de lámina de acero adoptado

$$n_s = 4$$

Número de láminas de acero

5.8 DEFLEXIÓN POR COMPRESIÓN

$$S = 7,03$$

Deflexión por carga viva: deformación instantánea

$$\delta_{ti} = \sum \epsilon_{Li} h_{ri}$$

$$\sigma_L = 0,532 \text{ ksi}$$

$$\epsilon_{Li} = 2,60 \%$$

$$\delta_{ti} = 0,16 \text{ cm} = 1,560 \text{ mm}$$

Deflexión por carga muerta: deformación instantánea

$$\delta_d = \sum \epsilon_{di} h_{ri}$$

$$\sigma_s = 0,534 \text{ ksi}$$

$$\epsilon_{di} = 2,60 \%$$

$$\delta_d = 0,16 \text{ cm} = 1,560 \text{ mm}$$

Deformación por efecto de creep

$$\delta_{it} = a_{cr} \delta_d$$

$$a_{cr} = 0,35$$

$$\delta_{it} = 0,05 \text{ cm} = 0,546 \text{ mm}$$

Deformación Admisible por carga viva

$$\delta_{adm} = 3,175 \text{ mm}$$

Bien

Anclaje

$$\frac{\theta_s}{n} \geq \frac{3 \epsilon_a}{S_i}$$

$$\theta_s = 0,02112$$

$$n = 4$$

$$\frac{\theta_s}{n} = 0,00528$$

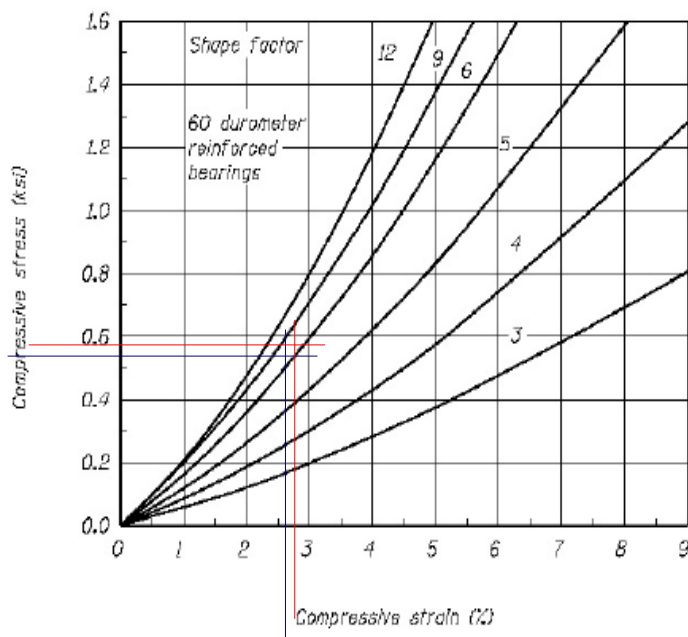
$$\epsilon_{ad} = 0,026$$

$$\epsilon_{aL} = 0,026$$

$$\epsilon_a = 0,072$$

$$\frac{3 \epsilon_a}{S_i} = 0,03051 \text{ No requiere anclaje}$$

El neopreno irá en contacto directo con el patín de la viga y el hormigón del estribo. No requiere de placas y pernos de anclaje.

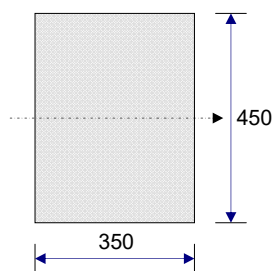


5.9 FUERZAS QUE PROVOCAN LA DEFORMACIÓN DEL APOYO

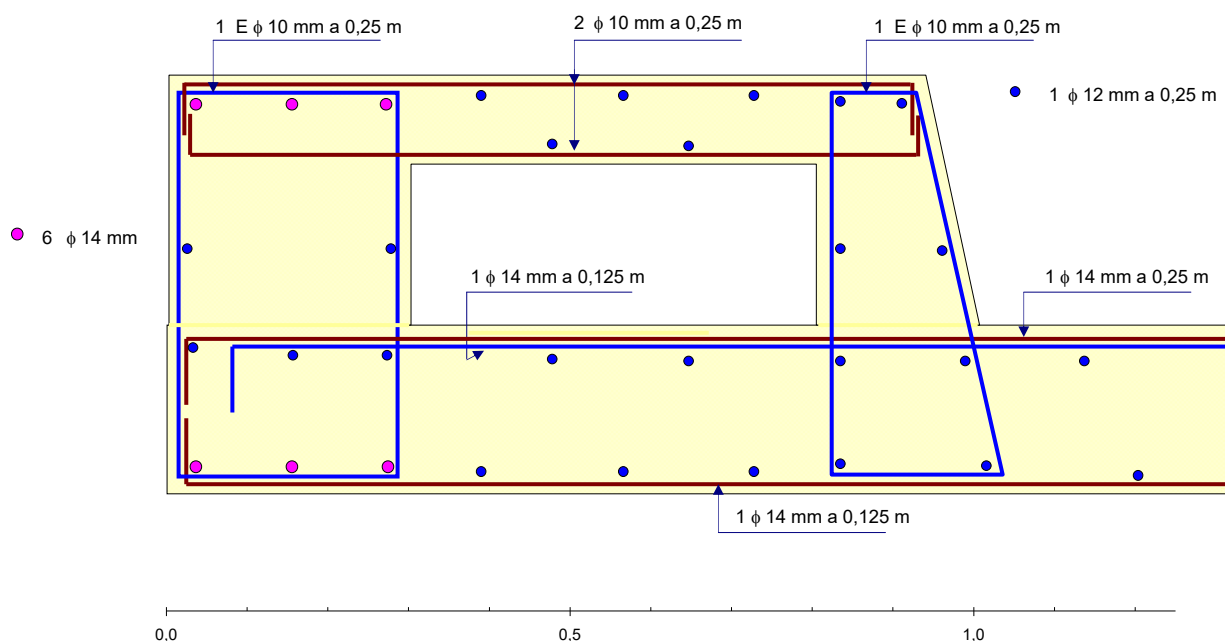
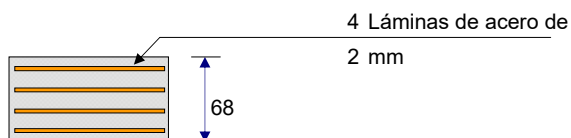
$H_u = \frac{G A \Delta u}{h_{rt}}$	
$\Delta u_{\text{máx}} = \frac{h_{rt}}{2}$	
$h_{rt} = 60,00 \text{ mm}$	
$\Delta u_{\text{máx}} = 30,00 \text{ mm}$	
$\Delta_{\text{temp}} = 5,63 \text{ mm}$	Deformación por temperatura/lado
$\Delta_{\text{cont}} = 5,00 \text{ mm}$	Deformación por contracción/lado
$\Delta_{\text{eq}} = 19,38 \text{ mm}$	Deformación que puede tomar por sismo.
$G = 0,98 \text{ Mpa}$	Módulo de corte
$A = 157.500,0 \text{ mm}^2$	Area den apoyo elastomérico
$H_{eq} = 49.922,55 \text{ N}$	Fuerza sísmica que puede absorber el neopreno por deformación
$H_{eq} = 5.094,14 \text{ kg}$	
$N_a = 4$	Número de apoyos
$H_{eqt} = 20,377 \text{ t}$	Fuerza sísmica total que absorben los apoyos en un lado.

RESULTADO DEL DISEÑO

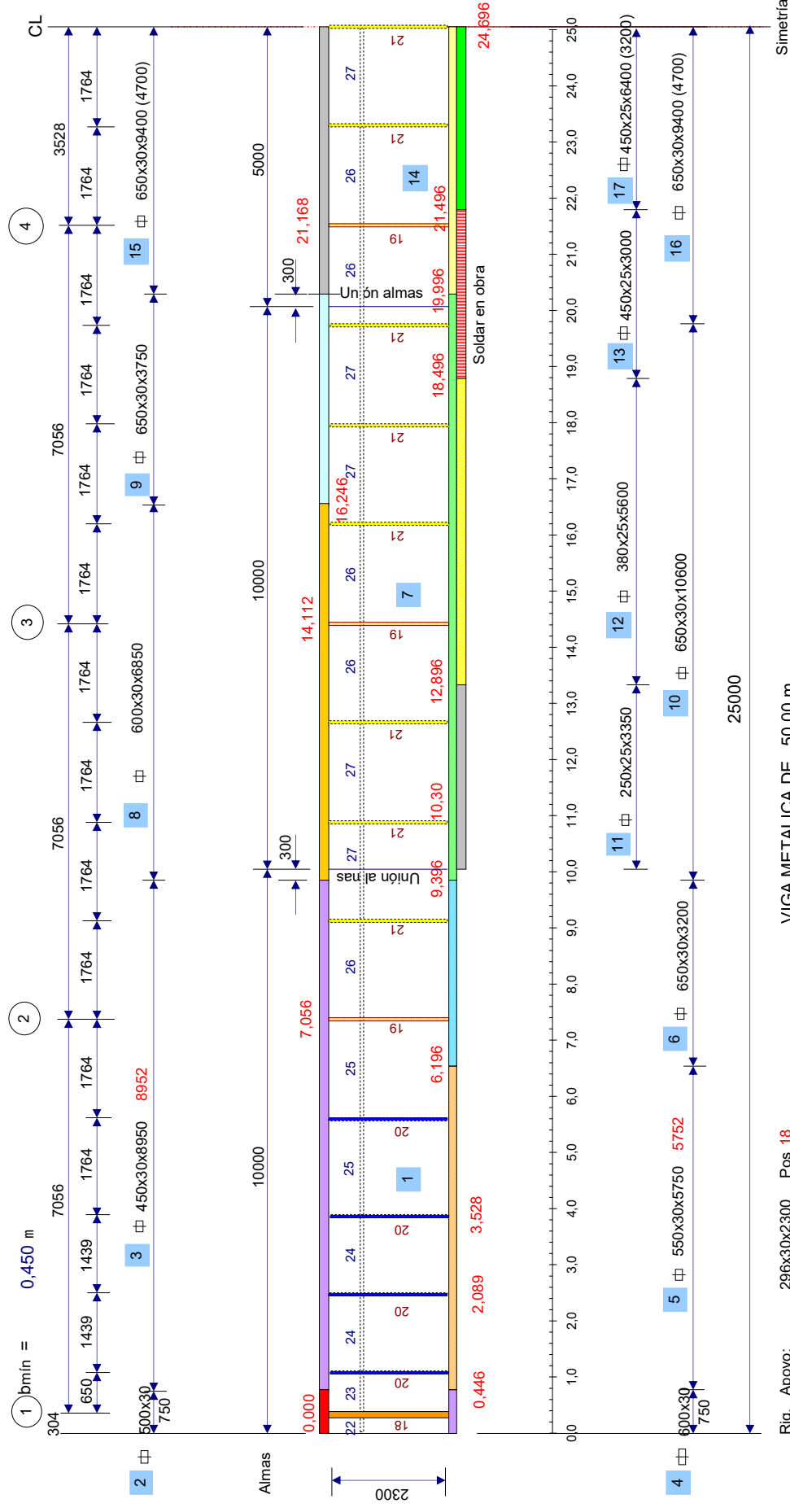
Neopreno dureza 60°



L	=	350,0 mm
W	=	450,0 mm
h _{ri}	=	14,0 mm
Número de capas interiores	=	3
h _{re}	=	9,0 mm
Espesor lámina acero	=	2,0 mm
Altura total apoyo	=	68,0 mm



VIGA DE ACERO: DISPOSICIÓN LONGITUDINAL



VIGA METALICA DE 50,00 m

Pos 1 中 2314x8x10044

Riq. Intermedio: 148x10x2298 Pos 20 Los cuatro primeros

Big	Intermedio:	128x8x2208	Pos 21

140-10-1

Rig. Longitudinal: 16x10xL Pos22, 23, 24, 25, 26, 27

Technical drawing of a building facade showing four vertical sections. The drawing includes dimensions and material specifications for each section.

Dimensions:

- Overall width: 25000
- Section widths: 7056, 7056, 7056, 3528
- Section heights: 600, 650, 650, 650
- Section 1 height: 304

Material Specifications:

- Section 1: L100x100x10x1905 (Pos 32), L100x100x10x1930 (Pos 45), L100x100x10x3955 (Pos 42), L100x100x10x3847 (Pos 46)
- Section 2: L100x100x10x1905 (Pos 33), L100x100x10x1930 (Pos 45), L100x100x10x3955 (Pos 42), L100x100x10x3847 (Pos 46)
- Section 3: L100x100x10x1905 (Pos 33), L100x100x10x1930 (Pos 45), L100x100x10x3955 (Pos 42), L100x100x10x3847 (Pos 46)
- Section 4: L100x100x10x1905 (Pos 33), L100x100x10x1930 (Pos 45), L100x100x10x3955 (Pos 42), L100x100x10x3847 (Pos 46)

Other Labels:

- Simetria
- Pos 32, Pos 33, Pos 34, Pos 42, Pos 43, Pos 44, Pos 45, Pos 46

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

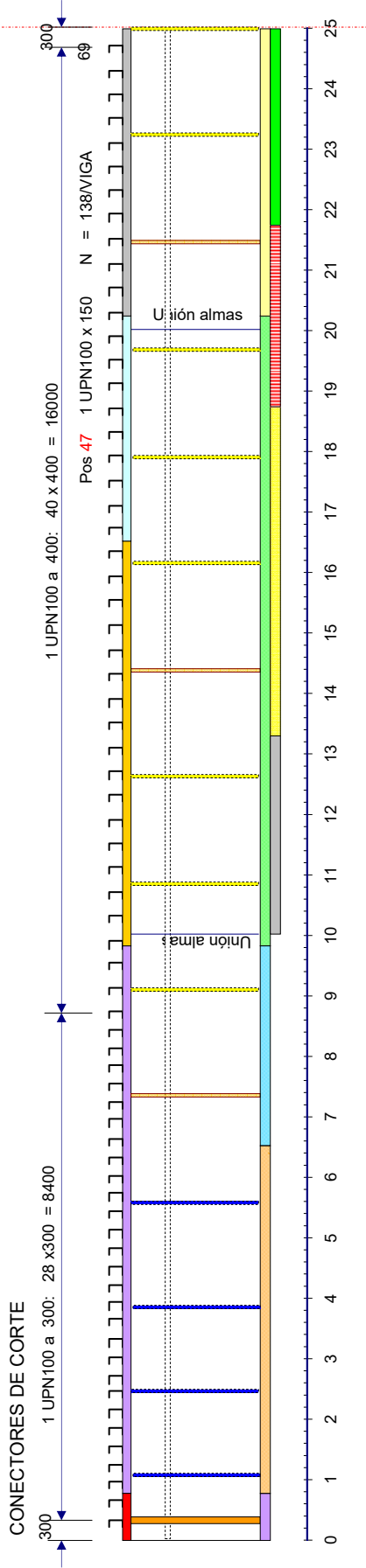
Cálculo:

Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

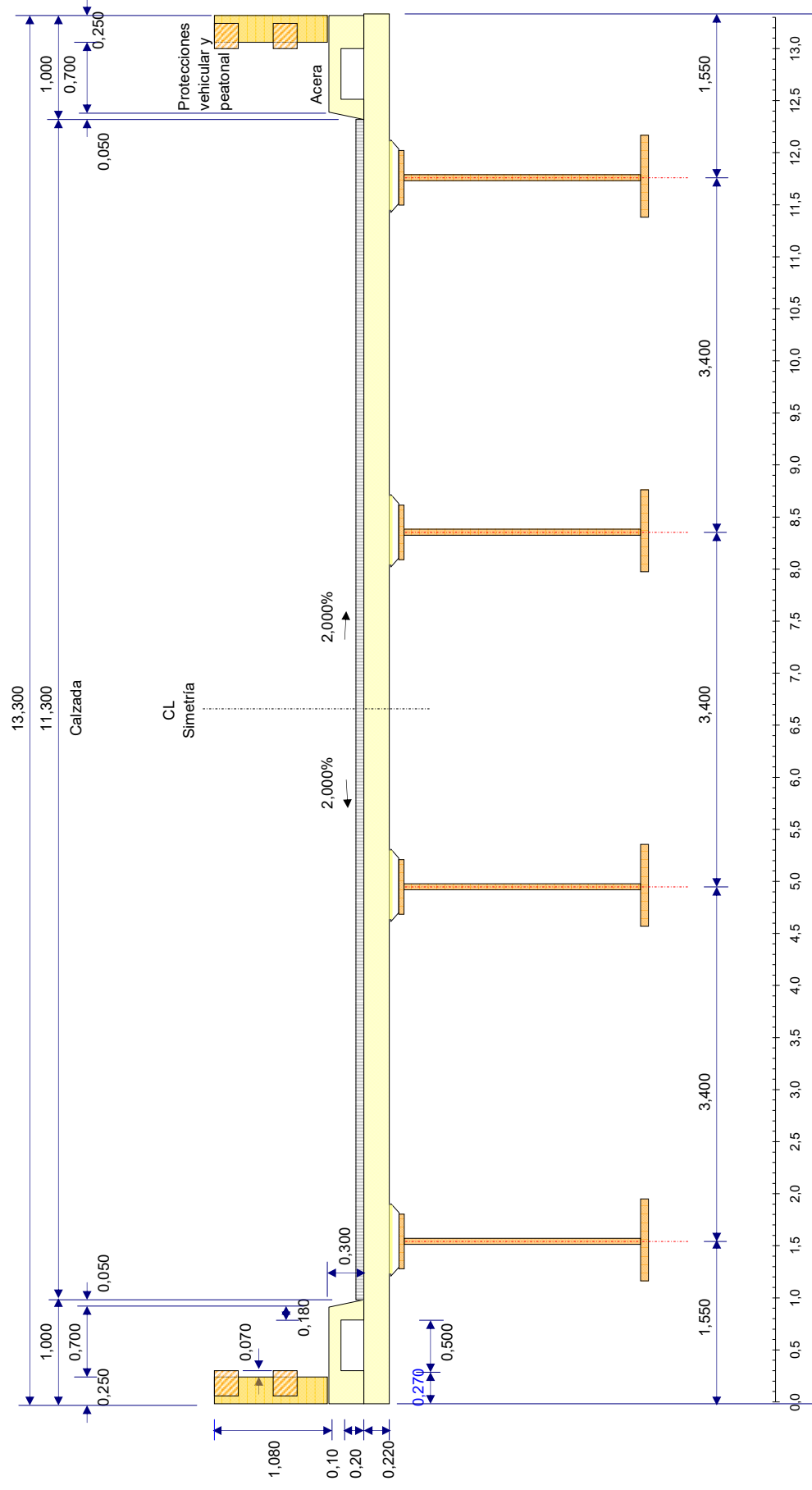
SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

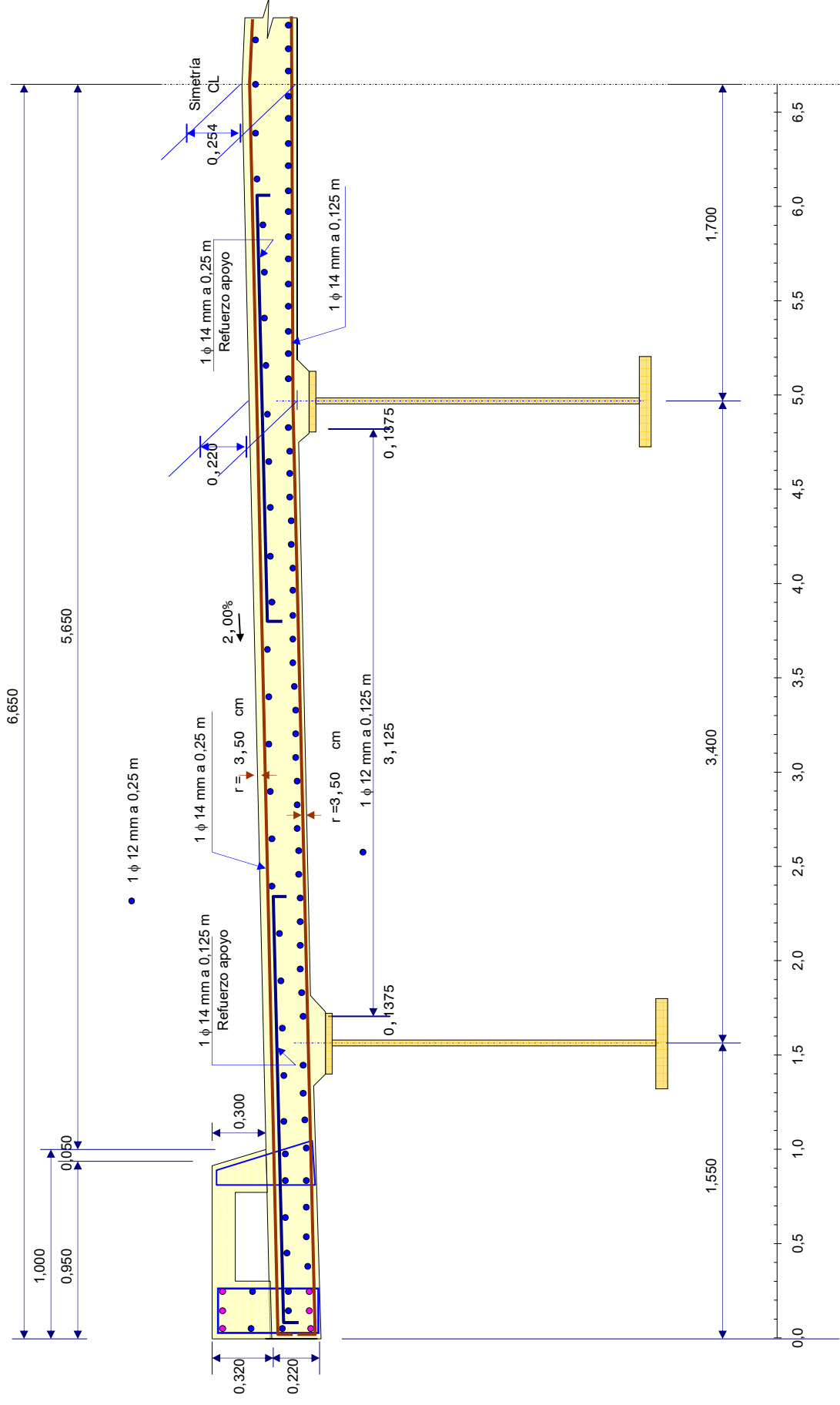
63



SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUEBLO



3.4.8 ARMADO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL



6 JUNTA DE DILATACIÓN

6.1 INTRODUCCIÓN

La junta de dilatación es el espacio dejado entre los extremos de la superestructura y la pantalla del estribo para que puedan desarrollarse libremente los movimientos que puede desarrollar la superestructura.

En realidad lo que colocamos es un tapa de la junta de dilatación, la misma que estará sometida a las cargas de tránsito, acciones del medio ambiente, y sobretodo a los movimientos de la superestructura.

Para las cargas actuantes sobre la junta, y su deterioro, es el proveedor quien da las soluciones adecuadas mediante el uso de los materiales apropiados, en base también al requerimiento de desplazamientos requeridos o la abertura dejada como junta.

Añadimos aquí algunas notas y especificaciones del tipo de junta tomado como referente, sin embargo se deja en claro que en los rubros de los planos se indica que la junta de dilatación sera tipo Composan o similar, para el caso de que se pueda usar otro tipo de junta de mercados locales y que mantengan las propiedades o características de lo especificado.

En razón de que no disponemos de especificaciones para ensayar las juntas en conjunto, ni los laboratorios que los puedan hacer, se deberá exigir al fabricante o proveedor que confiera a la institución una garantía en calidad de los materiales y en tiempo del producto que está proveyendo.

Por lo anterior lo que debemos es verificar que el espacio de junta dejado sea suficiente para los movimientos de la estructura.

6.2 MOVIMIENTOS DEL PUENTE

6.2.1 CONTRACCIÓN

$\Delta SH = 1,00 \text{ cm.}$

Tomado de pg. 57 de esta memoria.

El valor ha sido calculado con base al valor de deformación unitaris de contracción $\epsilon SH = 0,0002$. El código indica que al año de la fundición , este valor puede ser 0,0005. Esto significa que el valor podría aumentarse.

6.2.2 TEMPERATURA

$\Delta T = 1,125 \text{ cm}$

Tomado de pg. 57 de esta memoria.

Recordar que puede haber aumento o disminución de temperatura, por tanto el movimiento por esta acción sera alargamiento o acortamiento.

6.2.3 SISMO

La junta de dilatación deberá responder un alargamientos o acortamientos al movimiento de la superestructura ante una acción sísmica.

La longitud de desplazamiento que se tenga en este caso depende de los apoyos elásticos colocados bajo las vigas.

Los aparatos de apoyo deben también absorber los movimientos antes descritos de la contracción y temperatura y eventualmente la acción del simo o de una fuerza de frenado.

Como puede observarse en el cálculo y diseño de los neoprenos se contempla estas acciones y un valor de deformación la asumimos que es energía que disipa el apoyo ante las acciones sísmicas.

Debemos considerar para el cálculo de las fuerzas sísmicas, las disposiciones del código en cuanto a los aparatos de apoyo y da valores a estimarse con base a la adherencia que existe entre el caucho del apoyo y el hormigón del estribo en el que se asienta.

Si estas acciones son absorbidas por los apoyos y juntas de dilatación, al estribo se trasnfiere el sismo a través de los neoprenos y estas acciones están contempladas en el cálculo del estribo como puede verse en la pg. 5 de éstos diseños en el ordinal 2.4.3

Juntas de dilatación

La junta de dilatación es un dispositivo que permite los movimientos relativos entre dos partes de una estructura.

Para que una junta cumpla su misión correctamente debe satisfacer las siguientes funciones:

- Asegurar la libertad de movimiento del tablero.
- Dar continuidad a la capa de rodadura, siendo capaz de soportar las cargas del tráfico.
- No ser fuente de ruidos, impactos y/o vibraciones.
- Tener una buena estanqueidad y/o permitir una correcta evacuación de las aguas superficiales.

Juntas de Elastómero Armado. Definición

Están constituidas por una banda de material elastómero, normalmente una mezcla de cauchos con base cloropreno, formuladas adecuadamente para dar elasticidad, resistencia y durabilidad a la misma. Dentro de esta se encuentran unos refuerzos metálicos de acero, que le confieren la rigidez y resistencia necesarias para transmitir las cargas de tráfico e impiden su incurvación al absorber los movimientos. El conjunto se ancla mediante pernos a los bordes de la estructura.

Los pernos de anclaje de acero, se fijan a la estructura mediante resinas epoxi, y se aprietan mediante arandelas zincadas y tuercas autoblocantes. Las cabezas de los anclajes van alojadas en unos huecos previstos en los bordes y que una vez apretadas se sellan para dar continuidad a la rodadura.



1. MATERIAL ELASTOMÉRICO A BASE DE CLOROPRENO
2. CHAPAS DE ACERO
3. PERNOS DE ANCLAJE AL ACERO
4. TUERCA AUTOBLOCANTE

5. ARANDELA ZINCADA
6. MÓRTERO DE ASIENTO
7. TRANSICIÓN
8. PAVIMENTO ASFÁLTICO
9. HORMIGÓN ESTRUCTURAL

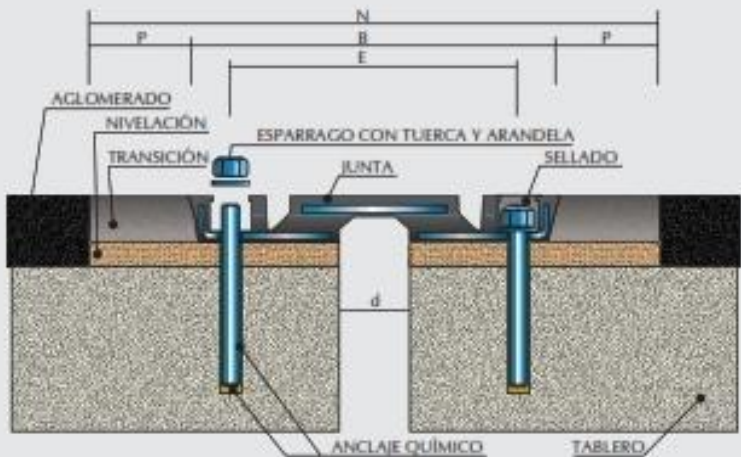
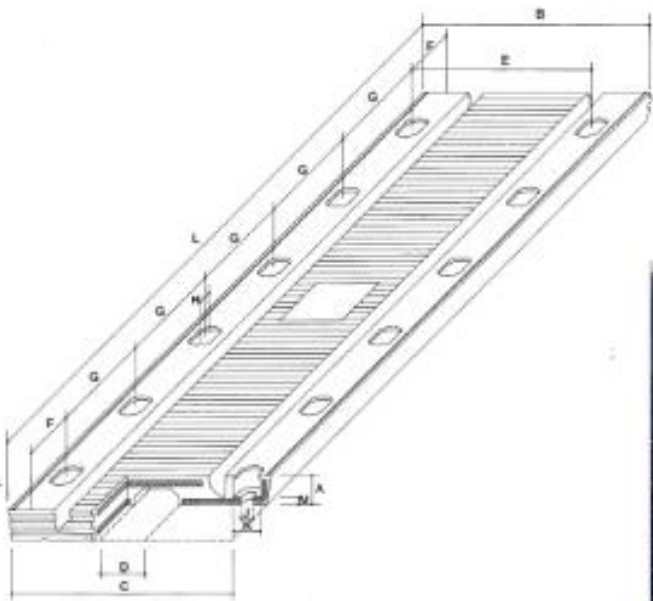
Especificaciones técnicas

Juntas ancladas (JNA)

MATERIALES PRINCIPALES

Características	Especificaciones	
Ensayos dimensionales	Internas	
Variación sobre medidas	Sobre plano	En una partida
Longitud	< 5%	< 2%
Altura	< 5%	< 2%
Ancho	< 5%	< 2%
Machihembrado	Sin deformaciones	
Caucho vulcanizado	Internas	
Dureza Shore A, S/ISO 868 (3S) (°)	60 ± 5	
Densidad según norma UNE 53526 (g/cm ³)	1.10 ± 0.5	
Resistencia a tracción (Mpa) ISO 37 (Tipo 2)	17.5 ± 2.5	
Alargamiento hasta rotura (%) ISO 37 (Tipo 2)	500 ± 50	
Resistencia a desgarro (kN/m) (UNE 53.516)	70 ± 10	
Envejecimiento térmico ISO 48 / ISO 188		
Variación de peso (%)	< 5%	
Dureza Shore A	± 15	
Variación de la resistencia a tracción (%)	± 25	
Variación del alargamiento a rotura (%)	± 40	
Resistencia al Ozono DIN 53509	Sin grietas en la zona expuesta	
Aceros ST-37-2 s/norma EN 10024	Internas	
Resistencia a tracción hasta fluencia (Mpa)	> 200	
Resistencia a tracción hasta rotura (Mpa)	> 300	
Alargamiento (%)	> 25	

JNA - 42 - 52 - 70 - 80



Modelo de junta	Maximimo Admisible	Cotas (mm)														
		A	B	C	D	E apertura de instalacion maxima	F	G	H	J	K	L	M	N	P	
JNA-42	42 mm	35	240	237	35	35	190	166	333	54	12	28	2000	6	380	70
JNA-52	52 mm	40	275	264	48	48	220	152	305	50	12	28	1829	8	435	80
JNA-70	70 mm	45	356	343	69	52	280	152	305	57	19	38	1829	10	516	80
JNA-80	80 mm	52	433	428	100	74	342	152	305	60	22	54	1829	8	633	70

Nota: estas dimensiones son únicamente a modo orientativo, reservándose Composan la libertad de modificar alguna de ellas en función de las condiciones de la obra.

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo: Ing. Juan Manuel Vinuesa Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

70

Hbu = 174,641 t. Fuerza sísmica transmitida de la super a la infraestructura. (Pg. 5, cálculo estribos)

El neopreno también actúa como un disipador de la energía sísmica, pero se limita su funcionamiento a una deformación de $h/2$, siendo h la altura del neopreno. Por ello la fuerza sísmica tomada por los neoprenos no es total y el remanente es transferida por adherencia al estribo como indica el código AASHTO.

En el evento sísmico, la limitación de su deformación transversal a $h/2$ es para un mejor diseño del apoyo, sin embargo en la realidad podrá deformarse valores mayores que posiblemente provoquen el daño en el apoyo.

Por lo anterior para los cálculos de los movimientos de la junta se asume también la fuerza de frenado, ya que para el sismo, en el diseño de los neoprenos se considera la fuerza sísmica que podría tomar estos para no superar una deformación de $h/2$ y este valor es menor $Heqt = 20,377 \text{ t}$ (Ver pg. 61 de esta memoria)

Si consideramos la fuerza de frenado, esta está calculada en la memoria de cálculo de estribos en la pg. 3

BRx = 16,358 t Fuerza de frenado en x

Considerando la expresión dada para el desplazamiento del apoyo de neopreno dado en la pg. 70, tenemos:

$$\Delta BR = \pm \frac{BRx \cdot t}{G_{inst.} \cdot a \cdot b \cdot n}$$

G_{inst.} = 14,0 kg/cm² Módulo de corte instantáneo
a = 35,0 cm Ancho del apoyo de neopreno
b = 45,0 cm Largo del apoyo de neopreno
t = 6,0 cm Espesor del neopreno
n = 3 Número de apoyos por lado

$$\Delta BR = \pm \frac{16.358,0 \cdot 6,0}{14,0 \cdot 35,0 \cdot 45,0 \cdot 3} = 1,48 \text{ cm}$$

Para la fuerza sísmica que tomarían los neoprenos:

$$\Delta EQ = \pm \frac{Heqt \cdot t}{G_{inst.} \cdot a \cdot b \cdot n}$$

Heqt = 20,377 t

$$\Delta EQ = \pm \frac{20.376,5 \cdot 6,0}{14,0 \cdot 35,0 \cdot 45,0 \cdot 3} = 1,85 \text{ cm}$$

ACORTAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA = ALARGAMIENTO DE LA JUNTA

$$\Delta TOTAL = 1,00 + 1,125 + 1,85 = 3,97 \text{ cm}$$

ALARGAMIENTO O MOVIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA = ACORTAMIENTO EN LA JUNTA

$$\Delta TOTAL = -1,00 + 1,125 + 1,85 = 1,97 \text{ cm}$$

Si tomamos en consideración que la contracción puede aumentar a más del doble y que el sismo puede provocar mayores deformaciones, la junta deberá tener una mayor capacidad de alargamiento que la de los valores dados calculados.

JUNTA SELECCIONADA:

JNA - 70

Satisface las solicitudes.

7 GLOSARIO

Para efectos de una mayor comprensión, se adjunta aquí el significado de algunos términos usados, toda vez que en la mayor parte se mantiene la terminología dada en AASHTO LRFD 2020, por lo que términos o simbologías adicionales podrán encontrarse en el código indicado.

γ .-	Factor de carga
ϕ .-	Factor de resistencia
ϵ_t .-	Deformación unitaria del acero de refuerzo/ Deformación unitaria por temperatura
Mcr.-	Momento de agrietamiento
fr.-	Límite de rotura del concreto a tracción.
fs.-	Esfuerzo en el acero de refuerzo
ts.-	Espesor del tablero
bs.-	ancho colaborante del hormigón del tablero en la sección compuesta.
gm.-	Factor de distribución de carga viva a las vigas, de momentos
gv.-	Factor de distribución de carga viva a las vigas, de cortantes
As.-	Área de acero de refuerzo o de una sección de placas, o de la viga de acero sola
ys.-	Centro de gravedad de la sección transversal de la viga de acero
Is.-	Inercia de la viga de acero sola.
Sbot.-	Módulo de sección, abajo, de la viga de acero, o se secciones compuestas 3n y n
Stop	Módulo de sección, arriba, de la viga de acero o de secciones compuestas 3n y n
y3n	Centro de gravedad de la sección compuesta 3n
I3n	Inercia de la sección compuesta 3n
Shor	Módulo de sección del borde superior del tablero en las secciones compuestas 3n y n
An	Área de la sección compuesta n
yn	Centro de gravedad de la sección compuesta n
In	Inercia de la sección compuesta n
MDC	Momento de carga muerta (DC) en cualquier punto de la viga
MDCp	Momento de carga muerta posterior (DCp) en cualquier punto de la viga
MDWp	Momento de cargas posteriores de carpeta asfáltica y servicios públicos
MLL+IM	Momento de carga viva más impacto en cualquier punto de la viga
MLL+IM (f)	momento de carga viva más impacto por carga viva de fatiga
e	Excentricidad. Distancia entre centro de gravedad de sección compuesta n y centro de gravedad de la sección colaborante del tablero de hormigón.
PTU	Carga de compresión por temperatura uniforme aplicada en el centro de gravedad del tablero
MTU	Momento de temperatura uniforme actuando en la sección compuesta n ($MTU = PTU \times e$)
PSH	Carga de compresión por contracción del concreto aplicada en el centro de gravedad del tablero
MSH	Momento provocado por la fuerza de contracción, actuando en la sección compuesta n ($MSH = PSH \times e$)
fhor DCp	Esfuerzo en el extremo superior del tablero de hormigón como parte de la sección compuesta 3n, debido a las cargas muertas posteriores
fhor DWp	Esfuerzo en el extremo superior del tablero de hormigón como parte de la sección compuesta 3n, debido a las cargas de capa de rodadura y servicios públicos.
fhor LL+IM	Esfuerzo en el extremo superior del tablero de hormigón como parte de la sección compuesta n, debido a las cargas vivas más impacto
ftop DC	Esfuerzo en la parte superior de la viga, en la sección no compuesta (solo viga de acero) por carga muerta
ftop DCp	Esfuerzo en la parte superior de la viga, en la sección compuesta 3n por carga muerta posterior
ftop DWp	Esfuerzo en la parte superior de la viga, en la sección compuesta 3n por carga muerta posterior de rodadura y servicios públicos.
ftop LL+IM	Esfuerzo en la parte superior de la viga, en la sección compuesta n por carga viva más impacto.
fbot DC	Esfuerzo en la parte inferior de la viga, en la sección no compuesta (solo viga de acero) por carga muerta
fbot DCp	Esfuerzo en la parte inferior de la viga, en la sección compuesta 3n por carga muerta posterior
fbot DWp	Esfuerzo en la parte inferior de la viga, en la sección compuesta 3n por carga muerta posterior de rodadura y servicios públicos.
fot LL+IM	Esfuerzo en la parte inferior de la viga, en la sección compuesta n por carga viva más impacto.

fhor TU	Esfuerzo en el extremo superior del hormigón del tablero, en la sección compuesta n por temperatura uniforme
ftop TU	Esfuerzo en el extremo superior de la viga de acero, en la sección compuesta n por temperatura uniforme
fbot TU	Esfuerzo en el extremo inferior de la viga de acero, en la sección compuesta n por temperatura uniforme
fP TU	Esfuerzo por la carga axial, en la viga de acero, en la sección compuesta n por temperatura uniforme
fPhor TU	Esfuerzo por la carga axial, en el tablero de hormigón, en la sección compuesta n por temperatura uniforme
fhor SH	Esfuerzo en el extremo superior del hormigón del tablero, en la sección compuesta n por contracción
ftop SH	Esfuerzo en el extremo superior de la viga de acero, en la sección compuesta n por contracción
fbot SH	Esfuerzo en el extremo inferior de la viga de acero, en la sección compuesta n por contracción
fP SH	Esfuerzo por la carga axial, en la viga de acero, en la sección compuesta n por contracción
fPhor SH	Esfuerzo por la carga axial, en el tablero de hormigón, en la sección compuesta n por contracción
fhor total	Esfuerzo total en el extremo superior del tablero de hormigón, en el estado límite respectivo, aplicando los factores de carga de dicha combinación
ftop total	Esfuerzo total en el extremo superior de la viga de acero, en el estado límite respectivo, aplicando los factores de carga de dicha combinación
fbot total	Esfuerzo total en el extremo inferior de la viga de acero, en el estado límite respectivo, aplicando los factores de carga de dicha combinación
bfc.-	Ancho del patín de compresión
tfc.-	Espesor del patín de compresión
bft	Ancho del patín de tracción
tft	Espesor del patín de tracción
Iyc	Inercia del patín de compresión, respecto al eje vertical y
Iyt	Inercia del patín de tracción, respecto al eje vertical y
tfc total.-	Espesor total del patin de compresión (platabanda y refuerzo)
VDC.-	Corte de carga muerta en la viga
VDW	Corte por cargas posteriores de capa de rodadura y servicios públicos
VLL+IM	corte por carga viva más impacto
VLP	Corte por cargas peatonales
VCONST	Corte por cargas de construcción.
VLL+IM fatiga	Corte de carga viva más impacto con carga de fatiga
D.-	Altura del alma
tw.-	Espesor del alma.
Dc.-	Altura del alma en compresión
ds.-	Ubicación del rigidizador longitudinal, desde la parte inferior del patín superior
Rh.-	Facot de híbridez
do.-	Separación entre rigidizadores transversales.
bt.-	Ancho del rigidizador transversal, o de apoyo
tp.-	Espesor del rigidizador transversal o de apoyo
Ireal.-	Inercia del rigidizador transversal
Ssl3n.-	Módulo de sección del rigidizador longitudinal, en la sección 3n
Ssln.-	Módulo de sección del rigidizador longitudinal, en la sección nn
fsl DC.-	Esfuerzo en el rigidizador longitudinal debido a la carga muerta
fsl DCp.-	Esfuerzo en el rigidizador longitudinal debido a la carga muerta posterior
fsl DWp.-	Esfuerzo en el rigidizador longitudinal debido a la carga de asfalto y servicios públicos
fsl LL+IM.-	Esfuerzo en el rigidizador longitudinal debido a la carga viva más impacto
fsl TU.-	Esfuerzo en el rigidizador longitudinal debido a la temperatura uniforme
fPsl TU.-	Esfuerzo axial en el rigidizador longitudinal debido a la temperatura uniforme
fsl SH.-	Esfuerzo en el rigidizador longitudinal debido a la contracción
fPsl SH.-	Esfuerzo axial en el rigidizador longitudinal debido a la contracción
fsl.-	Esfuerzo total en el rigidizador longitudinal en el estado límite del análisis.
ts.-	Espesor del rigidizador longitudinal
bl.-	Ancho del rigidizador longitudinal.
r.-	Radio de giro.
qr.-	Esfuerzo rasante horizontal admisible. (según electrodo).

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL

Consultor: Ing. Marco Apunte Ordóñez

Cálculo:

Ing. Juan Manuel Vinueza Moreno

SUPERESTRUCTURA: PUENTE L = 50,00 m.

Hoja:

73

Ing. Marco Apunte Ordóñez

CONSULTOR

ELABORADO POR	REVISADO POR	APROBADO POR
Ing. Juan Vinueza Moreno	Ing. Ana Torres Bermeo	Ing. Jorge Pazmiño Tituven
TÉCNICO ESTRUCTURAL DE LA CONSULTORA	SUPERVISORA DE LA PREFECTURA	DIRECTOR DE ESTUDIOS ADMINISTRADOR