



AUTOISTAS DEL SOL S.A

**ESTUDIOS DEFINITIVOS DE LA SEGUNDA CALZADA Y DISEÑO DE LA REHABILITACIÓN
DEL CORREDOR EXISTENTE DEL TRAMO GAMBOTE-VARIANTE MAMONAL Y DE LA
VARIANTE CARTAGENA.**

**INFORME FINAL
MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE
EN CONCRETO REFORZADO ARROYO PAYARES
ENTRE EL K23+965.05 Y K23+985.65**

VERSIÓN 2.0



TC-2068-134

AUTOPISTAS DEL SOL S.A

INFORME FINAL
MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE
EN CONCRETO REFORZADO ARROYO PAYARES
ENTRE EL K23+965.05 Y K23+985.65

CONTROL DE MODIFICACIONES

Versión Nº	Fecha	Numeral Modificado	Descripción de la Modificación	Responsable
2.0	Mayo de 2013	N/A	Emisión Original	Ing. José del Carmen Nieto

Elaboró:	Revisó:	Aprobó:	Fecha:
Ing. José del Carmen Nieto		Ing. José Domingo Yances	Mayo de 2013

1. ÍNDICE

1.	ÍNDICE.....	3
2.	INTRODUCCIÓN.....	5
3.	ALCANCE	5
4.	METODOLOGÍA.....	5
5.	MATERIALES	5
6.	NORMAS Y ESPECIFICACIONES	6
7.	CONDICIONES DE CARGA	6
8.	GEOMETRÍA.....	7
9.	TRABAJOS REALIZADOS.....	7
10.	PRESENTACIÓN DE DATOS	7
11.	LOCALIZACIÓN DEL PUENTE.....	8
12.	DISEÑO LOSA TABLERO METODOLOGÍA CCDSP-95.....	10
13.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS.....	15
-	NÚMERO DE VIGAS.....	15
-	ALTURA DE VIGAS	15
-	ANCHO DE VIGAS	15
-	FACTOR RUEDA	16
-	EVALUACIÓN DE CARGAS.....	19
-	RESUMEN DE MOMENTOS.....	20
-	DISEÑO A FLEXIÓN	22
-	DISEÑO A ESFUERZO DE CORTE	25
14.	DISEÑO NEOPRENO	27
15.	DISEÑO LOSA DE APROXIMACION.....	29
16.	DISEÑO DE BARANDA.....	30

17.	DISEÑO ESTRIBO	32
-	MODELO 3D ESTRIBO	35
		35
-	PLANTA ESTRIBO	35
-	COMBINACIONES DE DISEÑO ESTRIBO	36
18.	DISEÑO PILOTES	51
19.	DISEÑO TOPE SÍSMICO	73
20.	DISEÑO ESPALDAR	74
21.	VERIFICACIÓN DE LA LUZ DE APOYO DE LA SUPERESTRUCTURA.....	77
22.	FICHA TECNICA DE JUNTA DE DILATACION.....	77

2. INTRODUCCIÓN

En el presente proyecto se realiza el Análisis y Diseño Estructural de un puente en concreto reforzado de 20.50 m de longitud y 15.00 m de ancho, incluidos bordillo, baranda y andén, ubicado en un alineamiento para dos calzadas, entre las abscisas **K23+965.05 Y K23+985.65**, el ancho del bordillo es de 0.35 m y del andén de 1.60 m. El puente se apoya sobre estribos rígidos en concreto reforzado cimentados sobre pilotes, igualmente en concreto reforzado, de 1.20 m de diámetro y 15.0 m de longitud.

3. ALCANCE

El propósito del trabajo consiste en la producción de los Análisis, Diseños, Planos definitivos para construcción, y el Cálculo de las Cantidades de Obra.

4. METODOLOGÍA

Para la solución de la superestructura, se adopta un sistema estructural consistente en una placa sobre vigas reforzadas.

Para los diseños de placas y vigas se utilizan hojas de cálculo, teniendo en cuenta el efecto de la carga viva sobre las vigas por medio del factor rueda. Para el análisis de los estribos se creara un modelo tridimensional. El modelo se someterá entonces a la acción de cargas verticales (permanente y viva) y cargas horizontales respectivas.

5. MATERIALES

Concretos:	Tablero y Riostras	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
	Vigas Reforzadas	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
	Losas de Acceso	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
	Estribos	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
	Pilotes	$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Limpieza

$$f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Neopreno Reforzado Dureza 60

6. NORMAS Y ESPECIFICACIONES

- Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCSP-95.

7. CONDICIONES DE CARGA

- **Superestructura**
- **Carga Permanente:**

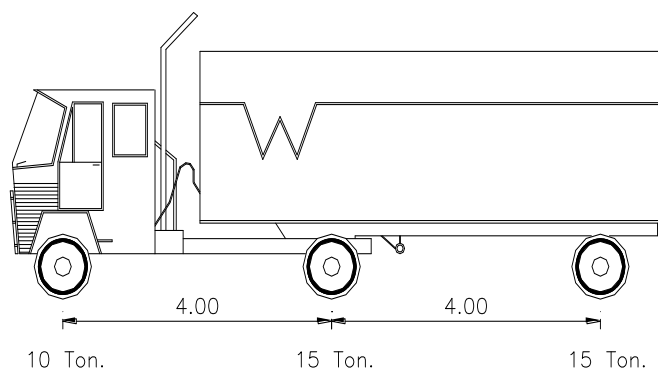
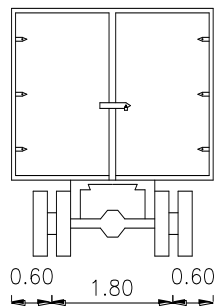
Peso propio (Vigas + Tablero)

Carpeta asfáltica (2200 kg/m³)

Barandas

Bordillo

- **Carga Viva Vehicular: Camión de diseño C40-95**



- **Parámetros Sísmicos**

- Zona de Amenaza Sísmica:

BAJA

- Coeficiente de Aceleración:

Aa = 0.10

- Clasificación por Importancia: *Grupo I (Puentes Esenciales)*
- Categoría de Comportamiento Sísmico (CCS) (Tabla A.3.5-2):

<i>Grupo I:</i>	<i>CCS – C</i>	<i>$0.09 < A \leq 0.19$</i>
-----------------	----------------	---
- *Requisitos de Análisis Sísmico:* *Regular de una sola Luz*
- *Procedimiento de Análisis Sísmico:* *PAS – S (Simplificado)*

Para puentes de una sola luz: las fuerzas sísmicas horizontales que trasmite la superestructura a los apoyos y estribos, tanto longitudinal como transversalmente, se obtienen multiplicando la reacción en el apoyo, o estribo, causada por las cargas muertas por el coeficiente sísmico A_a . En este caso las fuerzas sísmicas no se dividen por el coeficiente de modificación de respuesta R , para obtener las fuerzas de diseño.

8. GEOMETRÍA

- Sección Transversal del Tablero: 15 m
- Longitud = 20 m

9. TRABAJOS REALIZADOS

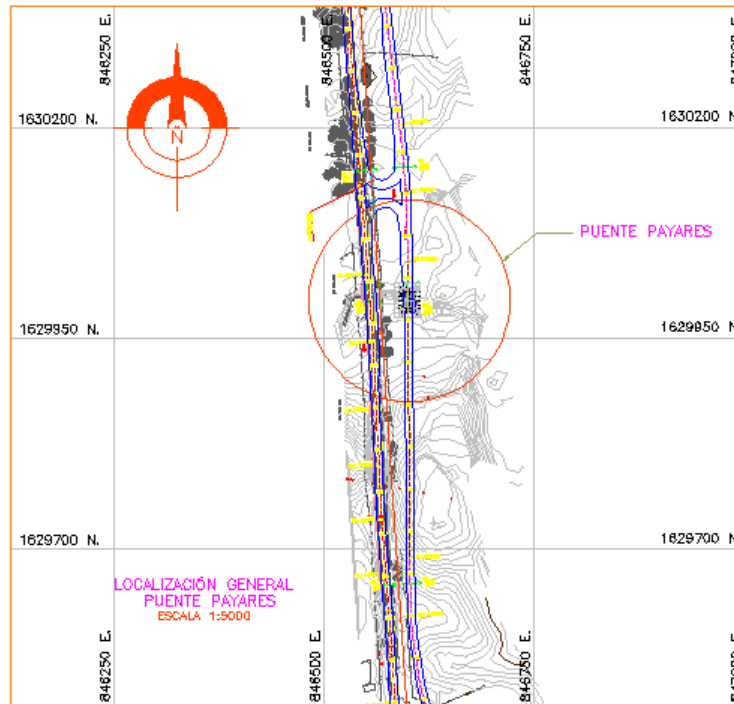
A continuación se presenta el desarrollo de la Memoria de Cálculo: El modelo estructural con sus datos de entrada, dimensiones, materiales, la aplicación de las respectivas cargas verticales, horizontales, las combinaciones correspondientes y las envolventes que nos producen los efectos más desfavorables.

10. PRESENTACIÓN DE DATOS

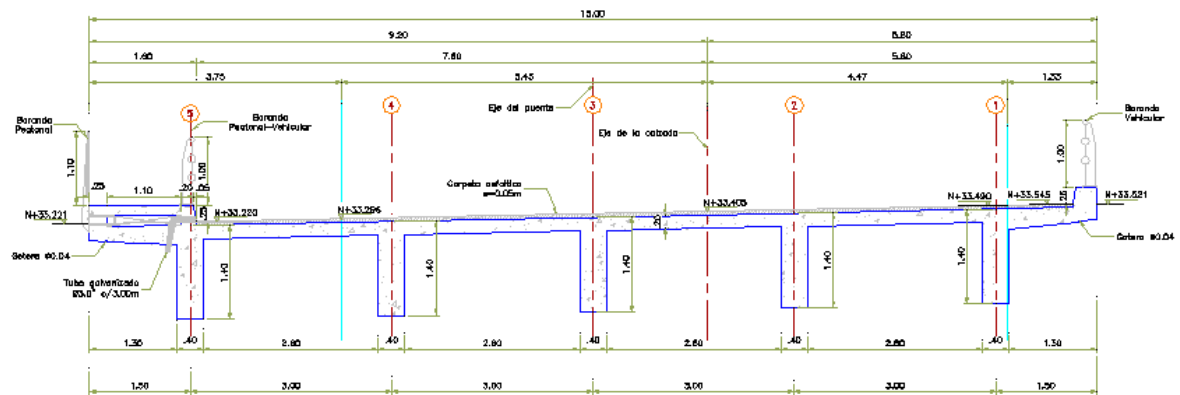
Los datos obtenidos relacionado con los esfuerzos que produce el programa en su mayoría se presentan en forma diagramática para una mejor visualización, indicando la referencia de donde procede o donde se produce.

Los diseños se presentan en hojas de cálculos (Excel) cuando se requiera, o descrita en las presentes memorias.

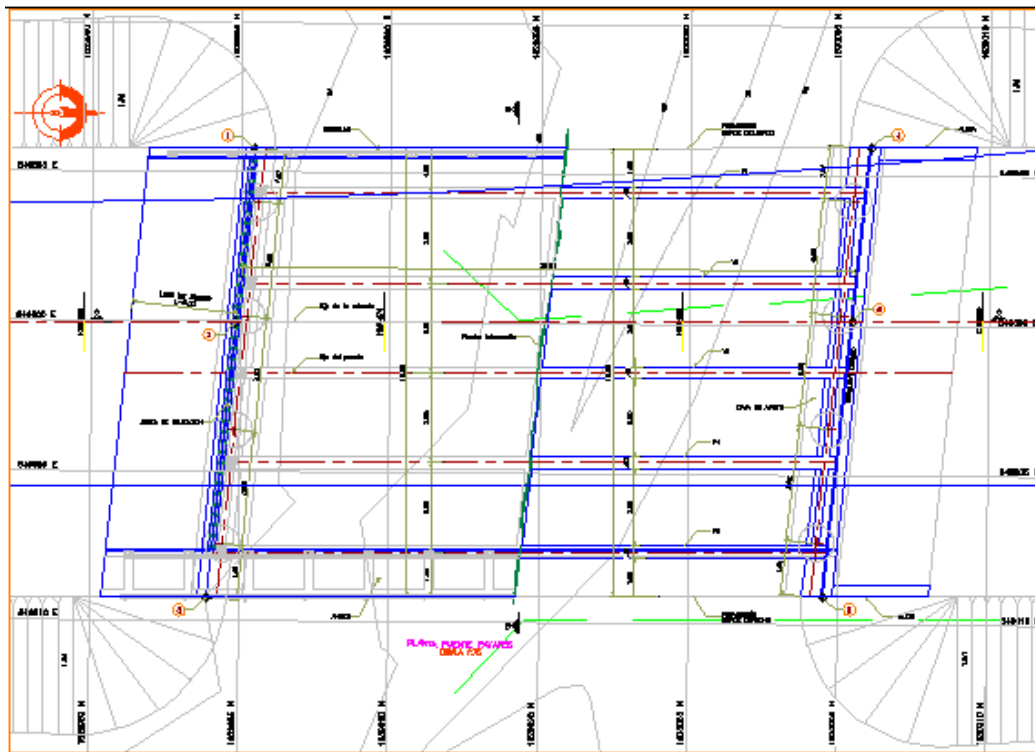
11. LOCALIZACIÓN DEL PUENTE



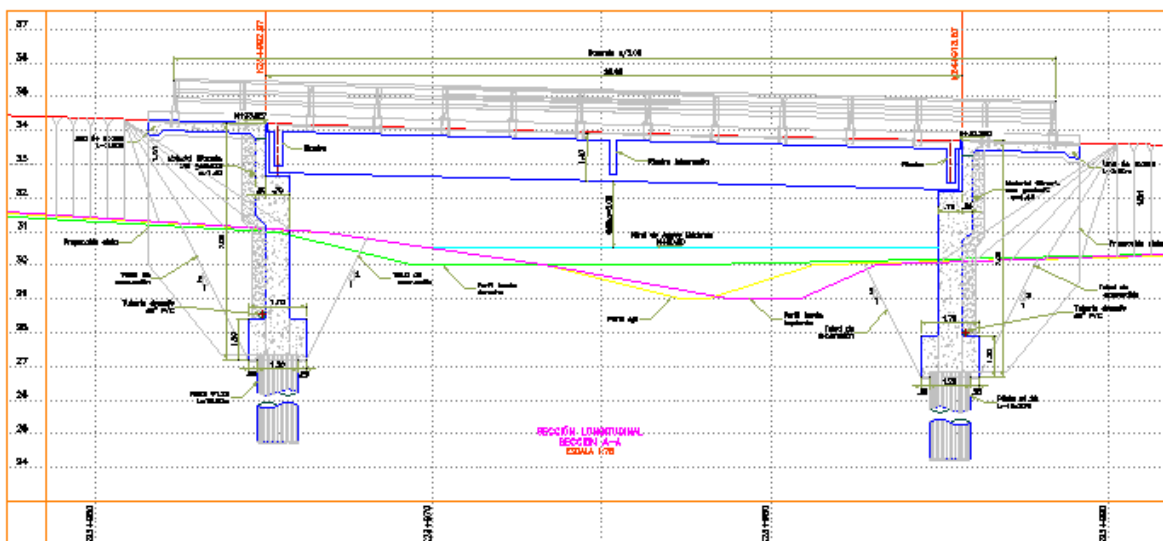
Localización General del Puente



Sección Transversal Tablero



Planta General del Puente



Perfil Longitudinal Puente

12. DISEÑO LOSA TABLERO METODOLOGÍA CCDSP-95

DISEÑO DE LA PLACA

PLACA CON REFUERZO PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRAFICO

PLACA			
DATOS			
Concreto	f_c	280 kg/cm ²	
	β_1	0.85	
	E_c	209165 kg/cm ²	
	$E = 12500 \sqrt{f_c}$		
Acero	F_y	4200 kg/cm ²	
Recubrimiento inferior	d'	3.00 cm	
Recubrimiento superior	d'	5.00 cm	
Luz de diseño o luz libre	Sp	2.60 m	
Espesor mínimo de la placa	≥ 0.165	0.188 m	TABLA A.7.1
Carpeta Asfáltica	e	0.07 m	Para Análisis
Espesor escogido	ts	0.19 m	

CARGA MUERTA		
	W Losa =	0.46 Ton/m ²
	W Carpeta Asfáltica =	0.154 Ton/m ²
	Total =	0.61 Ton/m ²
	W (CM) =	0.61 Ton/m
	M (CM) = (W.Sp ² /10) =	0.41 Ton.m/m

CARGA VIVA		
	Tipo de vehiculo =	C40-95
	Peso de la rueda trasera Q =	7.5 Ton
	Longitud del Puente L =	20.00 m
	Impacto I =	37.6 %
	Impacto $\leq 30\%$	30.0 %
	Factor de Continuidad β =	0.8
	Carga de la rueda mas impacto =	9.75 Ton
	$M (CV) =$	1.96 Ton-m/m
	$M (CV+I) =$	2.55 Ton-m/m
	$M (CV+I) = \frac{I_p + 0.65}{5.50} \cdot 0.8 \cdot (1+I)$	A 4.2.2.1.1

PARA EL GRUPO I	MU =	6.07 Ton.m/m
1.3 (MCM + 1.67M _{CV+I})		

ARMADURA PRINCIPAL

b = 100 cm
d = 15.21 cm
recubrimiento = 3.00 cm
fc = 280 kg/cm²
Cuantia minima = 0.00333
Cuantia balanceada = 0.02856
Cuantia maxima = 0.02142
Mn = 6.74 Ton.m
m = 17.65
Rn = 29.15 kg/cm²
Rn(max) = 72.97 kg/cm²
Cuantía = 0.00743
As = 11.29 cm²

Barra N° 5
Diámetro barra = 1.59 cm
As barra = 1.99 cm²
Colocar 1 # 5 cada 18 cm Inferior

b = 100 cm
d = 13.21 cm
recubrimiento = 5.00 cm
fc = 280 kg/cm²
Cuantia minima = 0.00333
Cuantia balanceada = 0.02856
Cuantia maxima = 0.02142
Mn = 6.74 Ton.m
m = 17.65
Rn = 38.65 kg/cm²
Rn(max) = 72.97 kg/cm²
Cuantía = 0.01010
As = 13.34 cm²

Barra N° 5
Diámetro barra = 1.59 cm
As barra = 1.99 cm²
Colocar 1 # 5 cada 15 cm Superior

ARMADURA DE DISTRIBUCION

Para garantizar la distribucion de las cargas concentradas, se debe colocar longitudinalmente, en la cara inferior de la losa, un porcentaje de refuerzo para momento (+) dado por:

$$\% = \frac{121}{180} \leq 67\%$$

75.0 %

A4.2.2.1.3

% Repartición = 67.0 %

As(requerido) = 8.94 cm²

Barra N° 4

Diámetro barra = 1.27 cm

As barra = 1.27 cm²

Colocar 1 # 4 cada 15 cm

ARMADURA POR TEMPERATURA

As(mínimo) = 3.00 cm²

A7.11

Barra N° 4

Diámetro barra = 1.27 cm

As barra = 1.27 cm²

Separación = 42 cm

Colocar 1 # 4 cada 40 cm

DISEÑO DE LA LOSA EN VOLADIZO
LOSA CON REFUERZO PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRAFICO

DATOS

Concreto	fc	280 kg/cm ²	
	β1	0.85	
$E = 12500 \sqrt{f_c}$	Ec	209165 kg/cm ²	
Acero	Fy	4200 kg/cm ²	
Recubrimiento inferior	d'	3.00 cm	
Recubrimiento superior	d'	5.00 cm	
Luz de diseño	S	1.30 m	
Espesor placa en el extremo	t1	0.19 m	
Espesor placa en apoyo	t2	0.35 m	
Carpeta Asfáltica	e	0.07 m	Valor solo para Análisis

Cada rueda en el elemento perpendicular al trafico debe distribuirse sobre un ancho $E = 0.8 \cdot X + 1.1$
X = Distancia desde el punto de aplicación de la carga donde se toma el momento

	X =	0.65 m
$E \leq 2.00 \text{ m}$	E =	1.62 m

CARGA MUERTA	Area (m ²)	Peso (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton.m)
Losa	0.351	0.842	0.65	0.55
Baranda	-	0.300	1.30	0.39
Bordillo	0.081	0.195	1.15	0.22
Carpeta Asfáltica	0.091	0.200	0.65	0.13
TOTAL		1.54		1.29
M (CM) =		1.29 Ton.m/m		
V (CM) =		1.54 Ton		

CARGA VIVA

Tipo de vehiculo =	C40-95
Peso de la rueda trasera = Q =	7.5 Ton
Impacto =	38.7 %
Impacto < 30%	
Utilizar	30.0 %
Carga de la rueda mas impacto =	9.75 Ton
M (CV) =	3.01 Ton.m/m
M (CV+I) =	3.91 Ton.m/m
V (cv) = Q + I / E	V (cv) = 6.02 Ton

PARA EL GRUPO I		
Mu = (1.3(CM+1.67CV))	MU =	10.17 Ton.m
Vu = (1.3(CM+1.67CV))	VU =	15.07 Ton

REVISION DEL CORTANTE		
	b =	100 cm
	d =	29.37 cm
Vc= 0.53*.85*Raiz(f'c)*b*d	Vc =	22136 Kg 22.14 Ton
	Vc > Vu	Cumple

ARMADURA PRINCIPAL		
	b =	100 cm
	d =	29.21 cm
	recubrimieto =	5.00 cm
	f'c =	280 kg/cm ²
	Cuantía mínima =	0.00333
	Cuantía balanceada =	0.02856
	Cuantía máxima =	0.02142
	Mn =	11.30 Ton-m
	m =	17.65
	Rn =	13.25 kg/cm ²
	Rn(max) =	72.97 kg/cm ²
	Cuantía =	0.00325
	As =	9.49 cm ²
	Barra N°	5
	Diámetro barra =	1.59 cm
	As barra =	1.99 cm ²
Colocar 1 #5 cada	21 cm	Superior 15 cm

13. ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS

- NÚMERO DE VIGAS

Dado que la experiencia muestra que separaciones de 2.50 m y 3.00 m centro a centro entre vigas, es una solución económica, probamos con estas separaciones. También se recomienda que una separación económica sea aquella en la que el número de vigas supera en uno al número de carriles.

$$\text{No. carriles} = \left\lceil \frac{\text{Ancho Calzada}}{3,65} \right\rceil = \left\lceil \frac{13.05 \text{ m}}{3,65} \right\rceil = 3,57 \approx 4$$

$$\text{No. Vigas} = \left(\frac{\text{Ancho Tablero}}{2.5} \right) \quad \text{ó} \quad \left(\frac{\text{Ancho Tablero}}{3.0} \right)$$

$$\text{No. Vigas} = \left(\frac{15 \text{ m}}{2.5} \right) = 6 \quad \text{ó} \quad \left(\frac{15 \text{ m}}{3.0} \right) = 5$$

Luego para el ancho del tablero del Puente, escogemos 5 vigas.

- ALTURA DE VIGAS

De acuerdo con la tabla A.7-1 del C.C.D.S.P, se tiene que para vigas T para una luz simple:

$$h_{\text{mín}} = 0.07 \times S = 0.07 \times 20 \text{ m} = 1.40 \text{ m}$$

Por tanto, empleamos una altura de 1.40 m.

- ANCHO DE VIGAS

Generalmente se emplea:

$$b_o = \frac{S_v}{7} = \frac{3,00\text{m}}{7} = 0,42 \text{ m} \quad \text{ó} \quad b_o = \frac{S_v}{6} = \frac{3,00\text{m}}{6} = 0,5 \text{ m}$$

Se selecciona un ancho de 0.40 m.

- FACTOR RUEDA

La longitud del voladizo generalmente es la mitad de la separación entre vigas.

$$L_v \leq \frac{S_v}{2}$$

Donde:

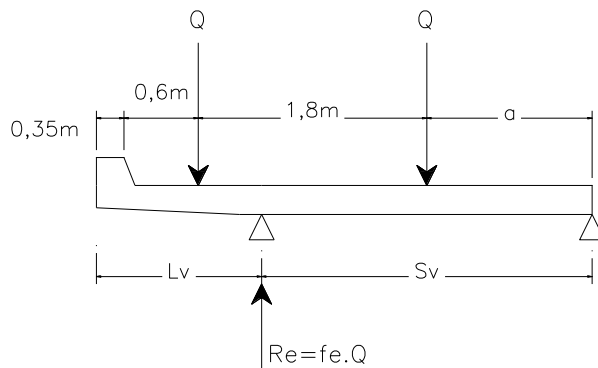
S_v = separación entre ejes de vigas

L_v = longitud del voladizo

f_e = factor de rueda de la viga exterior

f_i = factor de rueda de la viga interior

$$f_i = \frac{S_v}{1,8} \quad \text{para } S_v \leq 3.0$$



El bordillo tiene 0.35m de ancho, la carga de la rueda aplica a 0.60m del bordillo.

Se tiene un ancho fijo total de tablero de 15.0 m, y dado que vamos a usar 5 vigas, se genera un tablero con 2 voladizos y 4 luces intermedias.

$$L_v = \frac{15 - 4 \cdot S_v}{2}$$

$$a = Sv + \left(\frac{15 - 4 \cdot Sv}{2} \right) - 2,75 = \frac{9,5 - 2 \cdot Sv}{2}$$

Reemplazo a en Re:

$$Re = \frac{a \cdot Q + (a + 1,8) \cdot Q}{Sv}$$

$$Re = \left(\frac{9,5 - 2 \cdot Sv}{2} + 1,80 + \frac{9,5 - 2 \cdot Sv}{2} \right) \frac{Q}{Sv}$$

$$Re = \left(\frac{9,5 - 2 \cdot Sv + 3,60 + 9,5 - 2 \cdot Sv}{2} \right) \frac{Q}{Sv}$$

$$Re = \left(\frac{22,6 - 4 \cdot Sv}{2} \right) \frac{Q}{Sv}$$

$$Re = fe \cdot Q$$

Igualando:

$$fe \cdot Q = \left(\frac{22,6 - 4 \cdot Sv}{2} \right) \frac{Q}{Sv}$$

$$fe = \frac{11,3 - 2 \cdot Sv}{Sv}$$

Como $fe = fi$:

$$\frac{11,3 - 2 \cdot Sv}{Sv} = \frac{Sv}{1,8}$$

$$Sv^2 + 3,60 \cdot Sv - 20,34 = 0$$

$$Sv = 3,05 \text{ m}$$

Asumimos un $Sv = 3,00 \text{ m}$

$$L_v = \frac{15 - 4 \cdot S_v}{2} = \frac{15 - (4 \times 3,00 \text{ m})}{2} = 1,50 \text{ m}$$

$$f_e = \frac{11,3 - 2 \cdot S_v}{S_v} = \frac{11,3 - (2 \times 3,00 \text{ m})}{3,00 \text{ m}} = 1,76$$

$$f_i = \frac{S_v}{1,8} = \frac{3,00}{1,8} = 1,67$$

Para aplicar la ecuación simplificada del factor rueda interior, S_v , debe ser menor o igual a 3,0 por lo que los factores rueda son ligeramente diferentes, por lo tanto, realizamos el análisis con los dos y escogemos el más crítico para el diseño.

- EVALUACIÓN DE CARGAS

CARGA MUERTA

Numero de Vigas Exteriores = 2
 Numero de Vigas Interiores = 3

CARGAS COMUNES

Bordillo (0.325*0.25*2.4) 0.195 Ton/m
 Anden (0.34*2.4) 0.82 Ton/m
 Barandas (0.30*3) 0.90 Ton/m
TOTAL 1.91 Ton/m

Carga por Viga = 0.382 Ton/m

CARGAS NO COMUNES

	VIGA INTERNA	VIGA EXTERNA
Alma	(0.40*1.21*2.4) 1.16 Ton/m	(0.40*1.21*2.4) 1.16 Ton/m
Losa	(0.19*3.00*2.4)+(0.07*3.00*2.2) 1.83 Ton/m	(0.19*1.70*2.4)+(((0.19+0.35)/2)*1.30*2.4)+(0.07*2.65*2.2) 2.03 Ton/m
	TOTAL = 2.99 Ton/m	3.19 Ton/m
P (Riostras Intermedias)	1.26 Ton	P (Riostras Intermedias) 0.63 Ton
RESUMEN DE CARGA		
W (Comunes + No Comunes)	3.37 Ton/m	3.57 Ton/m
MOMENTOS EN EL CENTRO DE LA LUZ		
M=((WL ² /8) + (PL/4)	174.99 Ton.m	181.63 Ton.m

CARGA VIVA

Momento Maximo en el Centro de la Luz = 150.13 Ton.m / Via de Circulación
 a = 0.50 m
 Luz de Diseño L = 20 m
 Impacto = 16/(L+40) = 27.00 %
 Impacto ≤ 30% 27.00 %
 Factor Rueda Viga Externa = 1.76
 Factor Rueda Viga Interna = 1.67

- RESUMEN DE MOMENTOS

	Abs (m)	Momento C40-95 por Via de Circulacion (Ton-m)	CV+Impacto (Ton-m)	CARGAS COMUNES		
				Bordillo (Ton-m)	Anden (Ton-m)	Barandas (Ton-m)
	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1	29.22	37.10	0.37	1.55	1.71
	2	55.27	70.20	0.70	2.94	3.24
	3	78.17	99.28	0.99	4.16	4.59
	4	97.91	124.35	1.25	5.22	5.76
	5	114.49	145.41	1.46	6.12	6.75
	6	127.92	162.45	1.64	6.85	7.56
	7	138.18	175.49	1.77	7.43	8.19
	8	145.29	184.52	1.87	7.83	8.64
	9	149.24	189.53	1.93	8.08	8.91
CL	10	150.13	190.66	1.95	8.16	9.00
	11	149.24	189.53	1.93	8.08	8.91
	12	145.29	184.52	1.87	7.83	8.64
	13	138.18	175.49	1.77	7.43	8.19
	14	127.92	162.45	1.64	6.85	7.56
	15	114.49	145.41	1.46	6.12	6.75
	16	97.91	124.35	1.25	5.22	5.76
	17	78.17	99.28	0.99	4.16	4.59
	18	55.27	70.20	0.70	2.94	3.24
	19	29.22	37.10	0.37	1.55	1.71
	20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VIGA INTERNA					
CARGAS NO COMUNES			TOTAL MUERTA	VIVA VEHICULAR	MOMENTO ULTIMO
Alma (Ton-m)	Losa (Ton-m)	Riostras (Ton-m)	Comunes+No Comunes (Ton-m)	(CV+Impacto)*FR (Ton-m)	Mu=1.3(CM+1.67CV) (Ton-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11.04	17.39	0.63	32.68	30.98	109.75
20.91	32.94	1.26	61.99	58.61	207.84
29.62	46.67	1.89	87.92	82.90	294.27
37.17	58.56	2.52	110.48	103.83	369.04
43.56	68.63	3.15	129.67	121.41	432.16
48.79	76.86	3.78	145.48	135.65	483.62
52.85	83.27	4.41	157.92	146.54	523.42
55.76	87.84	5.04	166.98	154.07	551.57
57.50	90.59	5.67	172.68	158.26	568.06
58.08	91.50	6.30	174.99	159.20	573.11
57.50	90.59	5.67	172.68	158.26	568.06
55.76	87.84	5.04	166.98	154.07	551.57
52.85	83.27	4.41	157.92	146.54	523.42
48.79	76.86	3.78	145.48	135.65	483.62
43.56	68.63	3.15	129.67	121.41	432.16
37.17	58.56	2.52	110.48	103.83	369.04
29.62	46.67	1.89	87.92	82.90	294.27
20.91	32.94	1.26	61.99	58.61	207.84
11.04	17.39	0.63	32.68	30.98	109.75
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VIGA EXTERNA					
CARGAS NO COMUNES			TOTAL MUERTA	VIVA VEHICULAR	MOMENTO ULTIMO
Alma (Ton-m)	Losa (Ton-m)	Riostras (Ton-m)	Comunes+No comunes (Ton-m)	(CV+Impacto)*FR (Ton-m)	Mu=1.3(CM+1.67CV) (Ton-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11.04	19.24	0.32	34.23	32.65	115.38
20.91	36.46	0.63	64.88	61.77	218.45
29.62	51.66	0.95	91.97	87.36	309.23
37.17	64.82	1.26	115.48	109.43	387.69
43.56	75.96	1.58	135.43	127.96	453.86
48.79	85.08	1.89	151.81	142.96	507.72
52.85	92.17	2.21	164.62	154.43	549.28
55.76	97.23	2.52	173.86	162.37	578.53
57.50	100.27	2.84	179.53	166.79	595.48
58.08	101.29	3.15	181.63	167.78	600.36
57.50	100.27	2.84	179.53	166.79	595.48
55.76	97.23	2.52	173.86	162.37	578.53
52.85	92.17	2.21	164.62	154.43	549.28
48.79	85.08	1.89	151.81	142.96	507.72
43.56	75.96	1.58	135.43	127.96	453.86
37.17	64.82	1.26	115.48	109.43	387.69
29.62	51.66	0.95	91.97	87.36	309.23
20.91	36.46	0.63	64.88	61.77	218.45
11.04	19.24	0.32	34.23	32.65	115.38
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- **DISEÑO A FLEXIÓN**

Se realiza el diseño a flexión de la viga exterior, dado que su análisis indica que es la más crítica, este diseño aplicará a todas las vigas y se tomará como tipo.

Diseño en el Centro de la Luz

DATOS			DIMENSIONAMIENTO	
Concreto	f_c	280 kg/cm ²		Inercia $I_g = 18217255 \text{ cm}^4$
$E = 12300 \sqrt{f_c}$	E_c	209165 kg/cm ²		
Acero	F_y	4200 kg/cm ²		
Recubrimiento	d'	5.0 cm		
Luz de calculo	S	20.00 m		
Espesor de la placa		0.19 m		
Espesor carpeta asfáltica	e	0.07 m		
	T_s	0.19 m		
Altura mínima de las vigas T	h	1.40 m		
Diametro varilla	D_b	0.0254 m		
Ancho del Alma minimo	B_w	0.32 m	Usar para Analisis	
Ancho del alma escogido	B_w	0.40 m		
Separacion entre centro de vigas	S_v	3.00 m		
Separacion libre entre vigas	S_p	2.60 m		
Be (el menor)				
	$L/4$	5.00 m	Usar para Evaluacion de Cargas	
	$(12 \cdot T_s) + B_w$	2.68 m		
	S_v	3.00 m		

DISEÑO DE LA VIGA POR FLEXION

$\mu = 600.36 \text{ Ton.m}$
 $F_i = 0.85$
 $f_c = 0.28 \text{ Ton/cm}^2$
 $F_y = 4.20 \text{ Ton/cm}^2$
 $t = 19.00 \text{ cm}$
 $d = 130.11 \text{ cm}$
 $b_e = 268.00 \text{ cm}$
 $M_n = \mu / 0.9 = 667.07 \text{ Ton.m}$

$A_s = \mu / (\phi * F_y (d - t/2))$
 $A_c = (F_y * A_s) / (0.85 * F_c)$
 $a = A_c / b$
 $z = d - a/2$
 $M_n = \mu / \phi$
 $A_s = M_n / (F_y * z)$

z (cm)	A _s cm ²	A _c cm ²	a (cm)
	139.43	2460.55	9.181
125.52	110.12	1943.30	7.251
126.49	108.61	1916.58	7.151
126.54	108.53	1915.20	7.146
126.54	108.52	1915.13	7.146
126.54	108.52	1915.13	7.146
126.54	108.52	1915.13	7.146
126.54	108.52	1915.13	7.146

Filas	Cant. Barra	Barra N°	A _s cm ²	Diam. (cm)
1	13	8	5.07	2.54
2	12	8	5.07	2.54
3	0	0	0	0
4	0	0	0	0

$A_s = 126.75 \text{ cm}^2$
 $y = 9.89 \text{ cm}$
 $d = 130.11 \text{ cm}$

$a = (A_s * F_y) / (0.85 * F_c * b)$
 $M_n = A_s * F_y * (d - a/2)$
 $A_s(\text{real}) = 126.75 \text{ cm}^2$
 $a = 8.35 \text{ cm}$
 $M_n = 670.43 \text{ Ton.m}$ **Bien**

CHEQUEO DE LA CUANTIA MAXIMA

$E_s = 2040000 \text{ kg/cm}^2$
 $\epsilon_c = 0.00330$
 $\epsilon_y = 0.00206$
 $c = 80.12 \text{ cm}$
 $\beta_1 = 0.85$
 $a = \beta_1 * c = 68.10 \text{ cm}$
 $A_c = 7056.19 \text{ cm}^2$
 $C = 1679.37 \text{ Ton}$
 $T_{\text{máx}} = 1259.53 \text{ Ton}$
 $T_{\text{actual}} = 532.35 \text{ Ton}$ **Cumple**

CHEQUEO DE LA CUANTIA MINIMA A FLEXION

$\text{Eje Neutro} = 96.39 \text{ cm}$
 $I = 18217255 \text{ cm}^4$
 $\text{Modulo de Rotura } f_r = 1.98 * \text{raiz}(F_c)$
 $M_{cr} = (f_r * I) / \text{Eje neutro} = 62.62 \text{ Ton.m}$
 $1.2 * M_{cr} = 75.14 \text{ Ton.m}$
 $\mu / 0.9 = 667.07 \text{ Ton.m}$
 $(\mu / 0.9) \geq 1.2 M_r$ **Cumple**

CHEQUEO DE ESFUERZOS POR FATIGA

$n = E_s / E_c = 9.75$
 $\text{Posible eje neutro}$
 $B_e * (y^2 / 2) = n A_s (d - y)$
 $y = 30.33 \text{ cm}$
 $\text{Obtencion de la seccion homogenea}$
 $A_t = n A_s = 1235.81 \text{ cm}^2$
 $d = 130.11 \text{ cm}$
 $I_{cr} = (B_e * y^3 / 3) + (n * A_s * (d - y)^2)$
 $I_{cr} = 14796481 \text{ cm}^4$
 $\text{Esfuerzo maximo} = (\text{viva} + \text{impact.})$
 $f_{\text{max}} = 1103.14 \text{ kg/cm}^2$
 $\text{Esfuerzo minimo} = (\text{muerta})$
 $f_{\text{min}} = 1194.19 \text{ kg/cm}^2$
 $\text{RANGO DE ESFUERZOS}$
 $f_f = 1470 - 0.33 * f_{\text{min}} + 560 * (r/h)$
 $f_f = 1260.72 \text{ kg/cm}^2$ **Cumple**

Diseño Metro a Metro

DISEÑO POR RESISTENCIA ÚLTIMA

BASE	b	268 cm
	β_1	0.85
CONCRETO	f_c	280 kg/cm ²
ACERO	F_y	4200 kg/cm ²
	m	17.65
Cuantía balanceada	ρ_{bal}	0.0286
Cuantía mínima	ρ_{min}	0.0019
Cuantía máxima	ρ_{max}	0.0214

MOMENTOS ÚLTIMOS

Ordenada (m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mu (Ton-m)	0.00	115.38	218.45	309.23	387.69	453.86	507.72	549.28	578.53	595.48	600.36
Mn (Ton-m)	0.00	128.20	242.73	343.58	430.77	504.29	564.13	610.31	642.81	661.64	667.07
Altura (H) (cm)	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
(d' cm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
d (cm)	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000	130.000
Rn (Kg/cm ²)	0.00	2.83	5.36	7.59	9.51	11.13	12.46	13.47	14.19	14.61	14.73
Rn(max) (kg/cm ²)	72.97	72.97	72.97	72.97	72.97	72.97	72.97	72.97	72.97	72.97	72.97
Rn(max) < Rn	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd	Simple Armd
Cuantía sección	0.000000	0.000678	0.001291	0.001836	0.002312	0.002716	0.003048	0.003305	0.003486	0.003592	0.003623
As(cm ²)	0.00	23.62	44.97	63.96	80.54	94.63	106.18	115.14	121.47	125.15	126.21
Diámetro Refuerzo	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
Cantidad	0.00	5.00	9.00	13.00	16.00	19.00	21.00	23.00	24.00	25.00	25.00

ANÁLISIS DE CUANTIA MÍNIMA

ABSCISA	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mn = (Mu/0.90) Ton.m	0.00	128.20	242.73	343.58	430.77	504.29	564.13	610.31	642.81	661.64	667.07
Mcr (Ton.m)	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62	62.62
1.2 Mcr	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14	75.14
(Mu/0.9) ≥ 1.2 Mr		Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

- DISEÑO A ESFUERZO DE CORTE

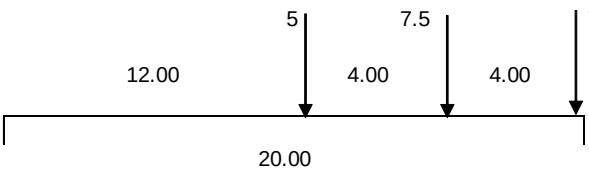
CORTANTE POR CARGA MUERTA			
En el apoyo	V (CM) =	36.04 Ton	
CORTANTE POR CARGA VIVA			
	FR =	1.76	
	V (CV) anden =	0.00 Ton	
En el apoyo	V (CV) =	22.20 Ton	
	V (CV+I) =	28.19 Ton	
	V (CV+I)+(V(CV) anden)) =	28.19 Ton	Fr = 1.76
			
CORTANTE ÚLTIMO PARA EL GRUPO I			
	Vu =	108.1 Ton	

Diagrama de Cortante Carga Muerta (Comunes + No Comunes)

Unidades (Ton)

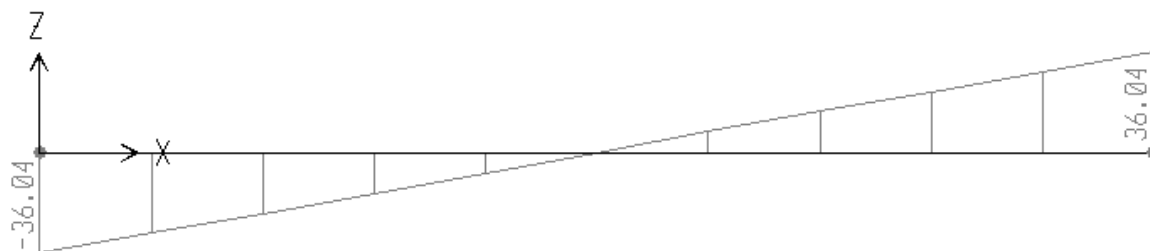
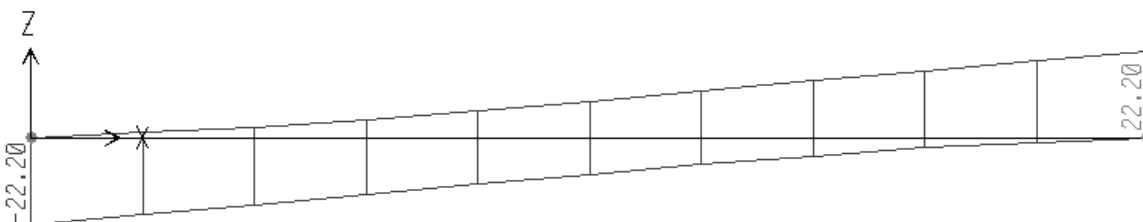


Diagrama de Cortante Carga Viva (Con Factor Rueda) sin Impacto.

Unidades (Ton)



Envolvente de Cortantes

ENVOLVENTE DE CORTANTES

$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ $s \text{ máx} = 60.0 \text{ cm}$ Separación máxima de estribos
 $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $s = d/2 = 65.1 \text{ cm}$
Longitud = 20 m $s = 60.0 \text{ cm}$
Impacto = 27.0 %
d = 130.11 cm

Abs. (m)	V(cv)+FR (Ton)	V(cv+I) (Ton)	V(Permanente) (Ton)	Vu=1.3*(V(Permanente)+ (1.67 V(cv+I)))	Vn Ton	Vc Ton	Vs Ton	Av cm ²	Sep máx (cm)	Cant $\phi = 1/2"$	Sep (cm)
0	22.20	28.19	36.04	108.06	127.13	46.16	80.97	2.54	60	6	17
1	20.91	26.56	32.46	99.85	117.47	46.16	71.32	2.54	60	5	19
2	19.62	24.92	28.89	91.65	107.83	46.16	61.67	2.54	60	4	23
3	18.34	23.29	25.32	83.48	98.21	46.16	52.06	2.54	60	4	27
4	17.05	21.65	21.74	75.27	88.55	46.16	42.40	2.54	60	3	33
5	15.77	20.03	18.17	67.10	78.94	46.16	32.79	2.54	60	2	42
6	14.48	18.39	14.60	58.90	69.30	46.16	23.14	2.54	60	2	60
7	13.20	16.76	11.03	50.73	59.69	46.16	13.53	2.54	60	2	60
8	11.91	15.13	7.46	42.54	50.04	46.16	3.89	2.54	60	2	60
9	10.63	13.50	3.88	34.35	40.41	46.16	-5.74	2.54	60	2	60
10	9.35	11.87	0.00	25.78	30.33	46.16	-15.83	2.54	60	2	60
11	10.63	13.50	3.88	34.35	40.41	46.16	-5.74	2.54	60	2	60
12	11.91	15.13	7.46	42.54	50.04	46.16	3.89	2.54	60	2	60
13	13.20	16.76	11.03	50.73	59.69	46.16	13.53	2.54	60	2	60
14	14.48	18.39	14.60	58.90	69.30	46.16	23.14	2.54	60	2	60
15	15.77	20.03	18.17	67.10	78.94	46.16	32.79	2.54	60	2	42
16	17.05	21.65	21.74	75.27	88.55	46.16	42.40	2.54	60	3	33
17	18.34	23.29	25.32	83.48	98.21	46.16	52.06	2.54	60	4	27
18	19.62	24.92	28.89	91.65	107.83	46.16	61.67	2.54	60	4	23
19	20.91	26.56	32.46	99.85	117.47	46.16	71.32	2.54	60	5	19
20	22.20	28.19	36.04	108.06	127.13	46.16	80.97	2.54	60	6	17

14. DISEÑO NEOPRENO

DATOS	
Reaccion por carga muerta	36.04 Ton
Reaccion por carga viva	22.20 Ton
Fuerza de Frenado Horizontal	1.110 Ton
Fuerza de Sismo horizontal	3.604 Ton
Luz de calculo	20.00 m
Temperatura	30 °C
Coefficiente de dilatacion Termica	0.00001080
Modulo de cortante del elastomero G=	11.500 kg/cm ²
Factor modificador b=	1.40 Capas externas
Fy=	3520 kg/cm ²
DUREZA	60
ROTACION EN RADIANES POR CARGA DE SERVICIO	
Rot=	0.002800 rad
CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL	
DEFORMACION POR TEMPERATURA	0.648 cm
DEFORMACION POR FRAGUADO	0.400 cm
Las Normas no Contemplan requisitos para desplazamientos ante las fuerzas de frenado y de sismo; dada la insertidumbre, se calculan los desplazamientos generados por el sismo de la superestructura y el frenado de los vehiculos, esto supera lo propuesto por el AASHTO, que recomienda aumetar los desplazamientos de temperatura y fraguado en un 20%. RIGIDEZ LATERAL DEL NEOPRENO $K = W * L * G / T$ $= 3232.9317 \text{ Kg/cm}$ La deformacion del neopreno por sismo la reducimos, en medida que los topes sismicos diseñados, fueron analizados para tomar la totalidad de la fuerza de sismo, dado adjudicamos solo el 40% del desplazamiento al Neopreno.	
DEFORMACION POR SISMO	0.446 cm
DEFORMACION POR FRENADO	0.172 cm
DIMENSIONAMIENTO	
Espesor Total	hrt
Espsor de cada capa	hri
Numero de capas interiores del elastomero	n
Numero de capas exteriores de elastomero	n2
DS= Movimiento maximo longitudinal del apoyo.	
ΔS =	1.67 cm
2ΔS =	3.33 cm
hrt =	5.2 cm
hri =	1.30 cm
n2	2
n =	2
T ≥ 2ΔS	Cumple

TAMAÑO DEL APOYO CON BASE EN EL ESFUERZO A COMPRESION					
Para apoyos reforzados con acero	P(total)=	58240.00 kg			
	de donde L*W=	832.00 cm ²			
Suponiendo base cuadrada	L=W=	28.84 cm			
DIMENSIONES ADOPTADAS					
Sentido Normal al eje longitudinal de Puente	W=	35 cm			
	L=	40 cm			
FACTOR DE FORMA DE UNA CAPA DEL APOYO					
S=(L*W) / (2hr*(L+W))	S =	7.18			
σc(tl)=P(total) / (L*W) <=70kg/cm2	G*S/β =	58.97 kg/cm ²	Cumple		
ESFUERZO A COMPRESION					
σC ≥ σC(tl)	σC =	41.60 kg/cm ²	Cumple		
DEFORMACION INSTANTANE POR COMPRESION					
Factor de forma=	7.18				
Capas interiores εci=	0.035	TABLA A.10,4,1,2B			
Factor de forma=S/β =	5.13				
Capas exteriores εcie=	0.042	TABLA A.10,4,1,2B			
(εci*n)+(εcie*n2)=	0.1540				
Δc=suma deformaciones unitarias*(hri)=	0.2002 cm				
Deformacion permisible 0,07 t=	0.364 cm				
CAPACIDAD MAXIMA A LA ROTACION					
α > rotación calculada	α=Δc*2/L=	0.01001 rad	Cumple		
CHEQUEO DE LA ESTABILIDAD DEL APOYO					
El espesor total del apoyo no debe exeder el menor valor					
	L/3=	13.33 cm	Cumple		
	W/3=	11.67 cm			
REFUERZO					
A.10,2,2,2,6					
El espesor del refuerzo (hs), debe satisfacer:					
	hs ≥ (1,5*(hr1+hr2)s,tl)/fy				
	= 0.051267483				
	hs ≥ (1,5*(hr1+hr2)σ,LL)/1650				
	= 0.050814545				
RESUMEN					
CAPAS INTERIORES	Numero=	2	Espesor=	1.30	cm
CAPAS EXTERIORES	Numero=	2	Espesor=	0.74	cm
REFUERZO DE ACERO	Numero=	3	Espesor=	0.30	cm
			Espesor Total=	5.0	cm

15. DISEÑO LOSA DE APROXIMACION

Momento por Carga Viva

$$M = 1.4S$$

$$S = 3.50 \text{ m}$$

$$M = 4.90 \text{ Ton.m}$$

Carga Muerta

$$W (\text{Muerta}) = \frac{0.60 \text{ Ton/m}^2}{0.60 \text{ Ton/m}^2}$$

$$M (\text{Carga Muerta}) = 0.92 \text{ Ton.m}$$

MOMENTO ÚLTIMO

$$Mu = 1.3 [M_{cm} + (M_{cv}(1.67))]$$

$$Mu = 11.83 \text{ Ton.m}$$

DISEÑO POR RESISTENCIA ULTIMA

BASE	b	100 cm
	β_1	0.85
CONCRETO	f'_c	210 kg/cm ²
ACERO	F_y	4200 kg/cm ²
	m	23.53
Cuantía balanceada	ρ_{bal}	0.0214
Cuantía mínima	$\rho_{mín}$	0.0018
Cuantía máxima	$\rho_{máx}$	0.0161

MOMENTOS ULTIMOS

	REFUERZO
Mu (Ton-m)	11.83
Mn(Ton-m)	13.14
Espesor(H) (cm)	25
Recubrimiento (d' cm)	5.0
d (cm)	19.206
Rn (Kg/cm ²)	35.63
Rn(max) (kg/cm ²)	54.73
Rn(max)<Rn	simple armd
Cuantía sección	0.009557
$\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$	Cumple
As(cm ²)	18.35
DIAMETRO REFUERZO	5
Cantidad	9.27
Separacion	11

Colocar 1 Ø 5/8" cada 0.10 m

ARMADURA DE DISTRIBUCION

Para garantizar la distribución de las cargas concentradas, se debe colocar transversalmente, en la cara inferior de la losa, un porcentaje de refuerzo para momento inferior dado por:

$$\% 55/\text{raiz}(S) \leq 50\% \quad 29.40 \% \quad A.4.2.2.2.4$$

Luego	As(requerido) =	5.69 cm ²
	Barra Nº	4
	Diámetro barra =	1.27 cm
	As barra =	1.27 cm ²
	Colocar 1 Ø 1/2" cada	15 cm

ARMADURA POR TEMPERATURA

	As(mínimo) =	3.00 cm ²
	Barra Nº	4
	As =	1.27 cm ²
	Colocar 1 Ø 4" cada	40 cm

16. DISEÑO DE BARANDA

BARRERA VEHICULAR

Método de los esfuerzos admisibles - CCDSP /95

Materiales:

Acero ASTM A709 Grado 36

$$F_y = 3241 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos Admisibles:

$$F_b = 0.66F_y = 2139 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.33F_y = 1070 \text{ kg/cm}^2$$

Separación de postes: 2.00 m

Area de secciones:

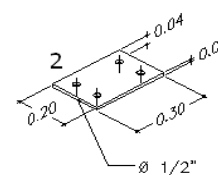
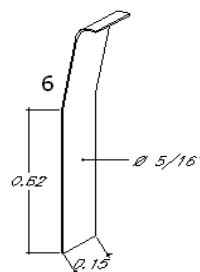
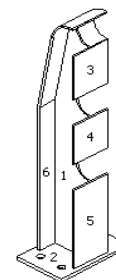
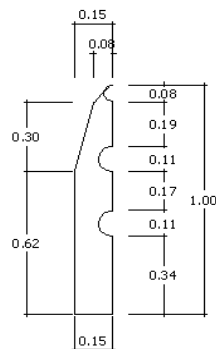
$$\text{Elemento horizontal A} = 9.64 \text{ cm}^2 \quad \text{Ø4"} \times 1.5 \text{ mm}$$

$$\text{Poste A} = 33.31 \text{ cm}^2 \quad \text{I}$$

Modulos de secciones:

$$\text{Elemento horizontal S} = 99.46 \text{ cm}^3 \quad \text{Ø4"} \times 1.5 \text{ mm}$$

$$\text{Poste S} = 221.73 \text{ cm}^3 \quad \text{I}$$



Diseño de elementos:

Acciones en el elemento horizontal

$$P = 4540 \text{ kg}$$

$$M = 0.57 \text{ t-m}$$

$$V = 1.14 \text{ t}$$

$$f_b = 571 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$f_v = 118 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\text{Esfuerzos combinados} = 0.29 \quad \text{CUMPLE}$$

Acciones en el poste:

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$c = 1.35$$

$$M = 4.08 \text{ t-m}$$

$$V = 6.00 \text{ t}$$

$$P_{\min} = 0.12 \text{ t}$$

$$f_b = 1840 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$f_v = 180 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\text{Esfuerzos combinados} = 0.88 \quad \text{CUMPLE}$$

Uniones soldadas:

Tipo de soldadura: E70XX

$$F_v = 0.27F_u = 1323 \text{ kg/cm}^2$$

Union en Elemento horizontal:

$$\text{Diametro externo} = 10.00 \text{ cm}$$

Cordon de soldadura propuesto:

$$5/16 \text{ \"}$$

$$f_b = 1180 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = 64 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = 1182 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Union en Poste:

$$h = 15.0 \text{ cm}$$

$$b = 15.0 \text{ cm}$$

$$I_{\text{sol}} = 4016 \text{ cm}^4$$

Cordon de soldadura propuesto:

$$3/16 \text{ \"}$$

$$f_b = 762 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = 420 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = 870 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

PLACA PARA BASE DE COLUMNAS - ESFUERZOS ADMISIBLES:

Materiales:

Tipo de Acero:	A-36
Fy, kg/cm ² =	2530
Fu, kg/cm ² =	4080
Fb, kg/cm ² =	1670
Fv, kg/cm ² =	835

Acciones:

P, t	0.57
Mxx, t-m (N)	4.08
P, kg	566
Mxx, kg-cm (N)	408000

Esfuerzos bajo placa:

B, cm	30
N, cm	20
A1, cm ²	600
$P/A1 + 6Mxx/(BN^2)$	204.94
$P/A1 + 6Mxx/(BN^2)$	-203.06

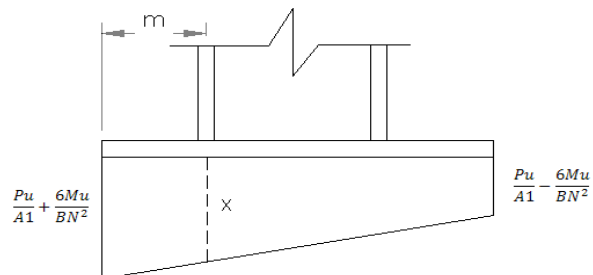
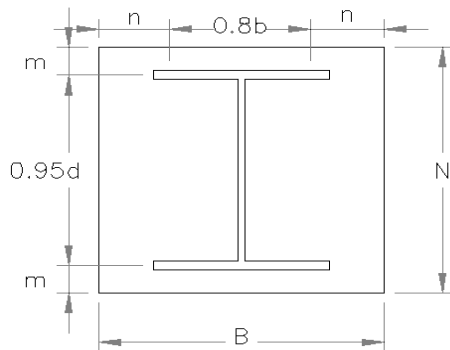
Espesor de la placa, tb:

Espesor Propuesto =	1.27 cm
b, cm	15
d, cm	17
n, cm	9
m, cm	1.925
x, kg/cm ²	185.22
V, kg	11266
Mx, kg-cm	10320

Esfuerzos en la placa:

fb, kg/cm ² =	1280
fv, kg/cm ² =	296
Esfuerzos combinados=	0.84

CUMPLE



17. DISEÑO ESTRIBO

Se presenta un estribo apoyado sobre cuatro pilotes de 1.20 metros de diámetro y 15.0 metros de profundidad. Las cargas debidas al sismo se trasmiten al estribo por los apoyos. Se aplican en el centro de gravedad de las vigas.

TIPOS DE CARGA

- **DE LA SUPERESTRUCTURA**

- Muerta $P = 36.04$ Ton por viga

- Viva $P = 22.20$ Ton por viga

- **Frenado**

5% de la carga viva en sentido paralelo a las vigas.

$$F(\text{frenado}) = 0.05 * 22.20 \text{ Ton} = 1.11 \text{ Ton}$$

- **Sismo Superestructura Y**

$$F_{sy} = P(\text{muerta}) * A_a$$

$$F_{sy} = 36.04 \text{ Ton} * 0.10 = 3.604 \text{ Ton}$$

- **Muerta Superestructura (sentido Z)**

$$F_{mz} = 36.04 \text{ Ton}$$

- **Viva Superestructura (sentido Z)**

$$F_{vz} = 22.20 \text{ Ton}$$

Aplicadas en los apoyos de las vigas sobre el estribo

- **DE LA INFRAESTRUCTURA**

- Viva (no aplica, se usa placa de acceso).

- Empujes de Relleno

- Sismo Inercial de la Estructura y del Relleno.

DATOS GEOTÉCNICOS

Peso Específico del Terreno $\gamma = 2.0 \text{ Ton/m}^3$
Peso Específico del Concreto $\gamma = 2.4 \text{ Ton/m}^3$

$i = 0^\circ$
 $\tan(i) = 0.0000$
 $\gamma = 2.0^\circ$
 $\phi = 30^\circ$
 $\delta = 0^\circ$
 $\beta = 0.00^\circ$
 $\theta = 2.862^\circ$
 $Aa = 0.10$
 $Kh = Aa/2 = 0.05$

DATOS PARA CALCULO DE EMPUJE Y EFECTO SÍSMICO**EMPUJE LATERAL ESTÁTICO**

$Ka = 0.330$

EMPUJE DINÁMICO

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\gamma_{AE} \cos^2 \theta \cos(\beta + \delta + \theta)}$$

$\Psi_{AE} = 2.184$

$K_{AE} = 0.364$

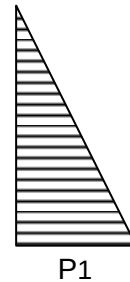
$K_E = (K_{AE} - K_a) = 0.034$

$$F_{AE} = \left[1 + \sqrt{\frac{\tan(\phi + i) \tan(\phi - i - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]$$

DIAGRAMAS DE PRESIONES

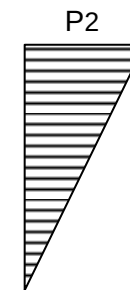
- **Empuje Estático del Relleno:**

- Peso Específico del Relleno = 2.0 Tn/m^3
- Coeficiente de presión Activa $K_a = 0.33$
- Altura del Muro $Z = 7.00 \text{ m}$
- $P_1 = 2.0 \text{ Ton/m}^3 * 0.33 * 7.00 \text{ m} = 4.620 \text{ Ton/m}^2$



- **Empuje Pseudoestático del Relleno:**

- Peso Específico del Relleno = 2.0 Ton/m^3
- $K_E = 0.034$
- Altura del Muro $Z = 7.00 \text{ m}$
- $P_2 = 2.0 \text{ Ton/m}^3 * 0.034 * 7.00 \text{ m} = 0.476 \text{ Ton/m}^2$



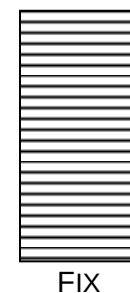
- **Empuje Inercial del Muro (sismo muro Y)**

- Espesor del Vástago = 0.70 m
- $F_{IY} = 0.70 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^2 * (0.10/2) = 0.084 \text{ Ton/m}^2$



- **Empuje Inercial de las Aletas (sismo aletas X)**

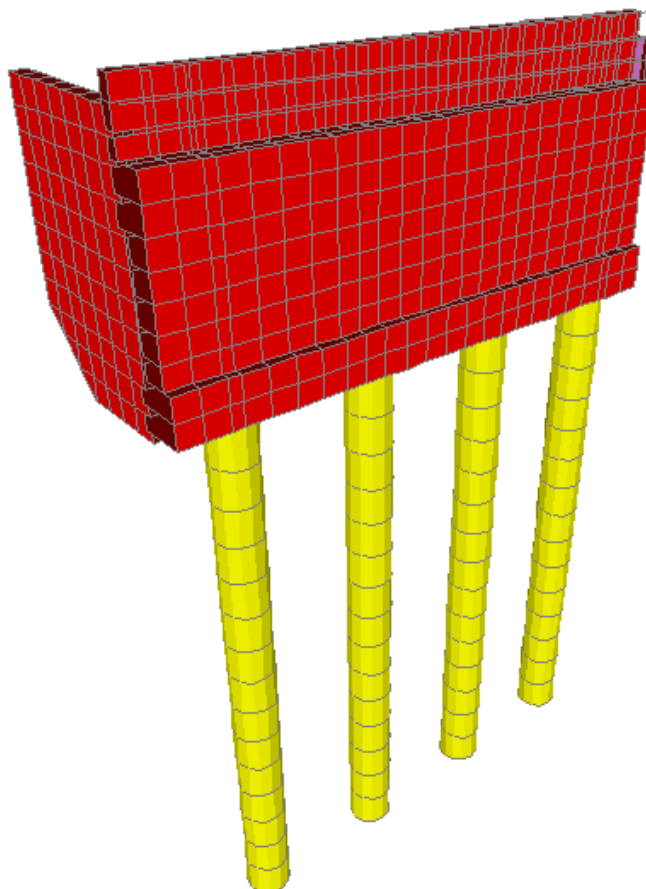
- Espesor de las Aletas = 0.35 m
- $F_{IX} = 0.40 \text{ m} * 2.4 \text{ T/m}^2 * (0.10/2) = 0.048 \text{ Ton/m}^2$



- **Relleno Vertical:**

- Dado que no se cuenta con zarpa que contenga el relleno, no aplica la inercia del relleno como fuerza horizontal.

- **MODELO 3D ESTRIBO**



- **PLANTA ESTRIBO**



- **COMBINACIONES DE DISEÑO ESTRIBO**

- ***Estados de Carga***

- Peso Propio (Modelado)
- Frenado
- Sismo Superestructura Y
- Muerta Superestructura
- Viva Superestructura
- Empuje Estático del Relleno
- Empuje Pseudoestático del Relleno
- Fuerza Inercial Muro en Y
- Fuerza Inercial Aletas en X
- Relleno Vertical
- Empuje Inercial del Relleno

GRUPOI-A

- | | |
|-------------------------------|------|
| - Peso Propio (Modelado) | 1.30 |
| - Relleno Vertical | 1.30 |
| - Empuje Estático del Relleno | 1.70 |
| - Muerta Superestructura | 1.30 |
| - Viva Superestructura | 2.17 |
| - Frenado | 2.17 |

GRUPOI-B

- | | |
|---------------------------|------|
| - Peso Propio (Modelado) | 1.30 |
| - Relleno Vertical | 1.30 |
| - Empuje Relleno Estatico | 1.70 |
| - Muerta Superestructura | 1.30 |

GRUPOI-C

-	Peso Propio (Modelado)	1.30
-	Relleno Vertical	1.30
-	Empuje Relleno Estatico	1.70

GRUPOVII-A

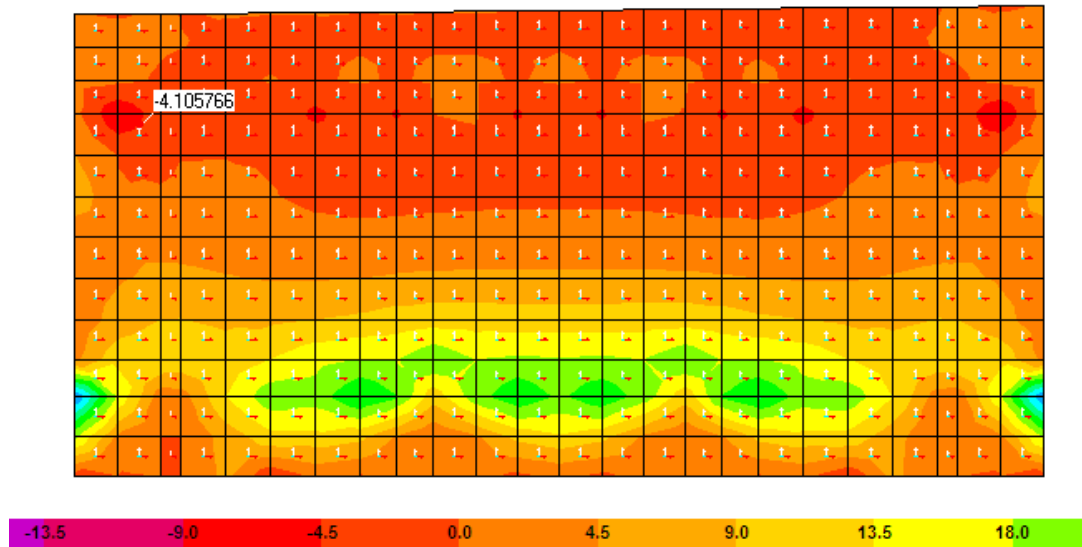
-	Peso Propio (Modelado)	1.00
-	Relleno Vertical	1.00
-	Empuje Relleno Estatico	1.00
-	Muerta Superestructura	1.00
-	Sismo Muro en Y	1.00
-	Empuje Pseudoestático del Relleno	1.30
-	Inercial Relleno	1.00
-	Sismo Superestructura Y	1.00

GRUPOI-SERVICIO

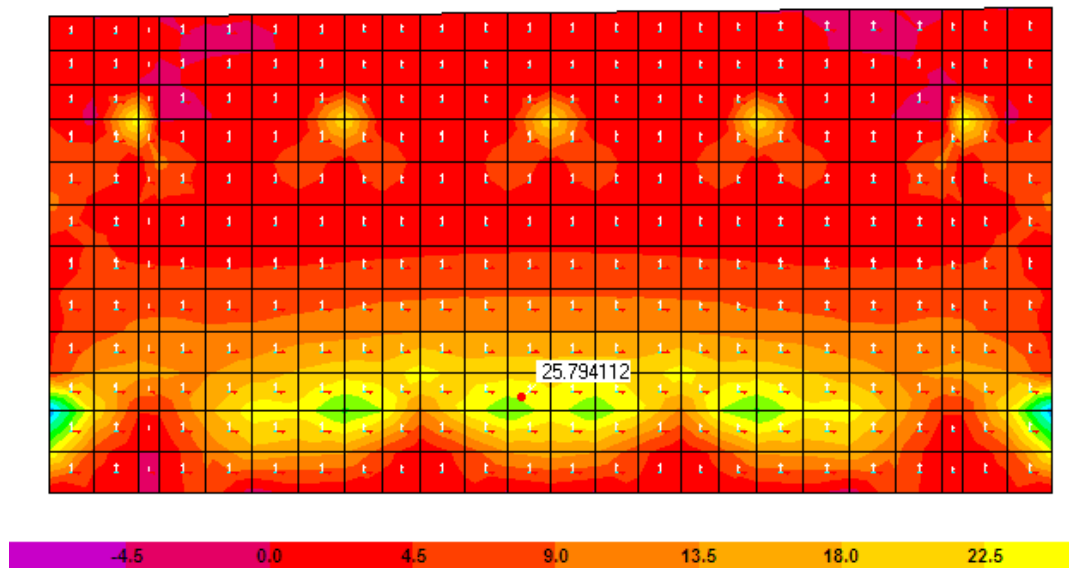
-	Peso Propio (Modelado)	1.00
-	Relleno Vertical	1.00
-	Empuje Relleno Estatico	1.00
-	Muerta Superestructura	1.00
-	Viva Superestructura	1.00
-	Frenado	1.00

VÁSTAGO

ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÍNIMOS VERTICALES (Ton.m/m) – Externo

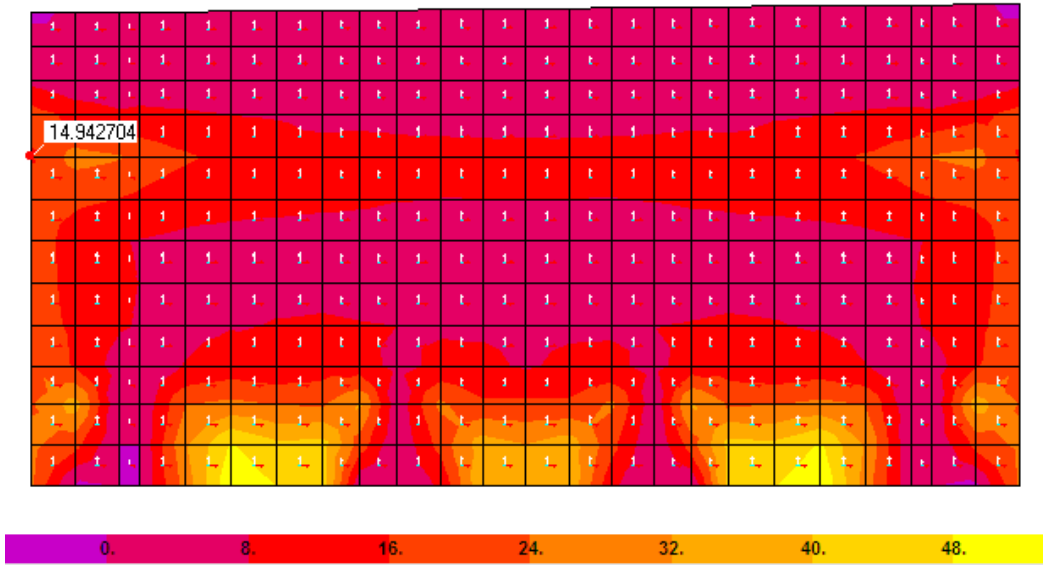


ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÁXIMOS VERTICALES (Ton.m/m) – Interno

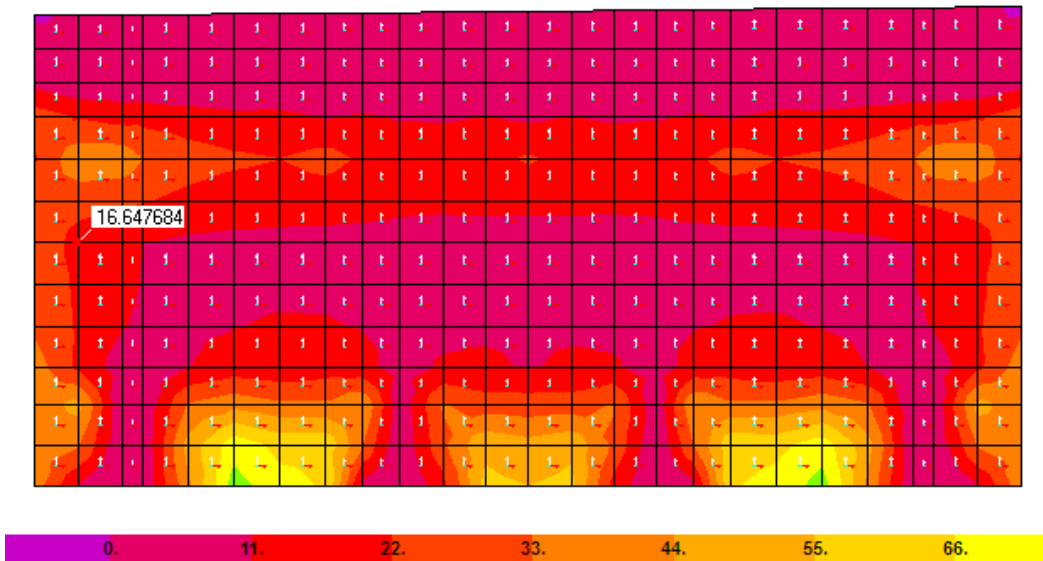


VÁSTAGO

ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÁXIMOS HORIZONTALES (Ton.m/m) – Interno

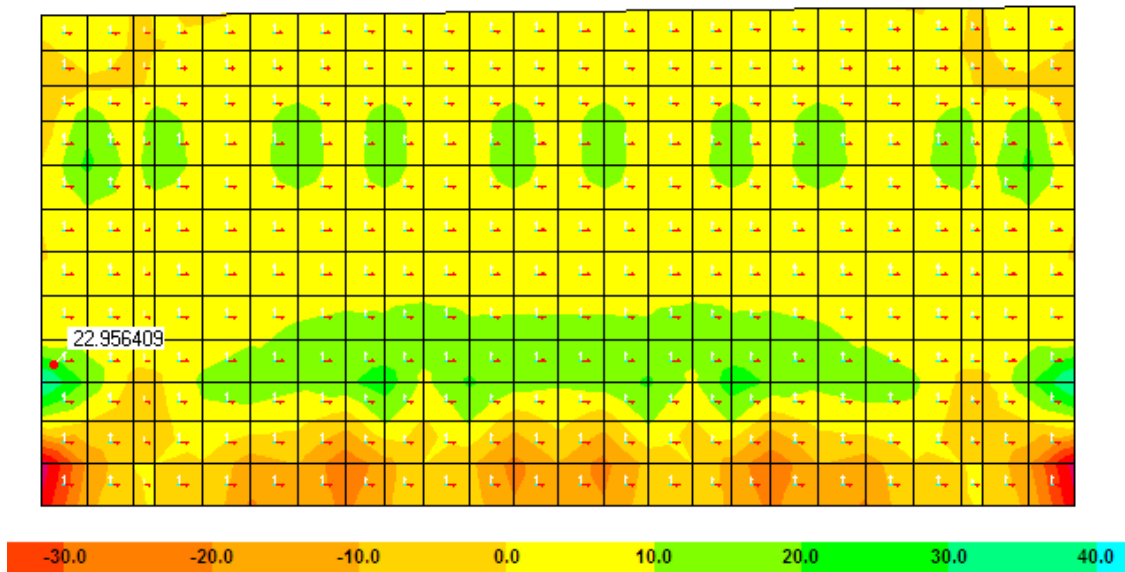


ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÍNIMOS HORIZONTALES (Ton.m/m) – Externo



VÁSTAGO

ENVOLVENTE DE CORTANTE ÚLTIMOS SENTIDO CORTO (Ton)



$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 63$$

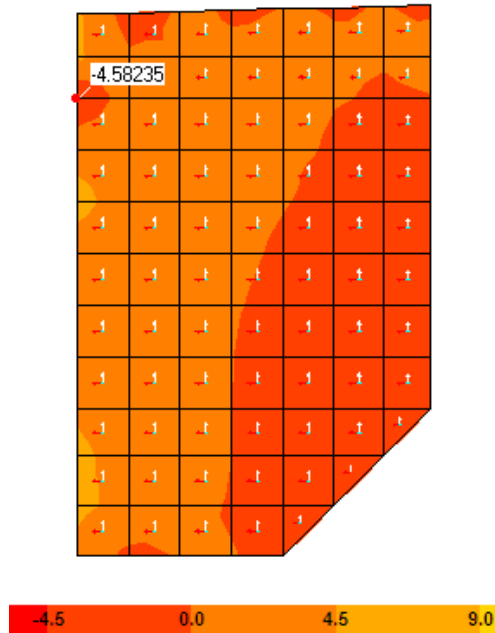
$$V_c = 41.12 \text{ Ton}$$

$$V_u = 22.95 \text{ Ton}$$

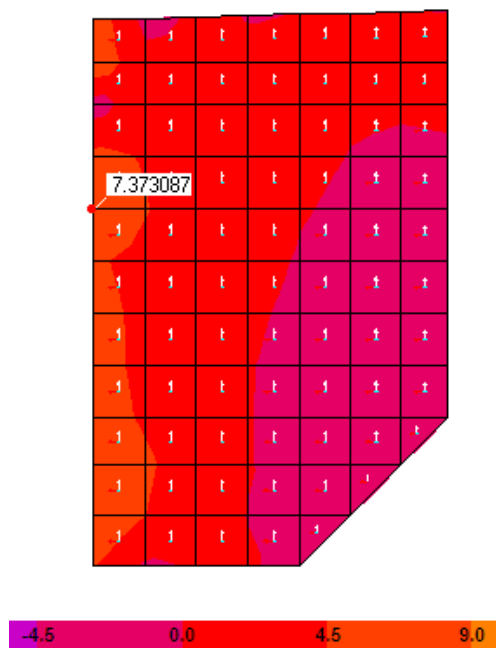
$$V_c > V_u \quad \text{Cumple}$$

ALETAS

ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÍNIMOS VERTICALES (Ton.m/m) - Externo

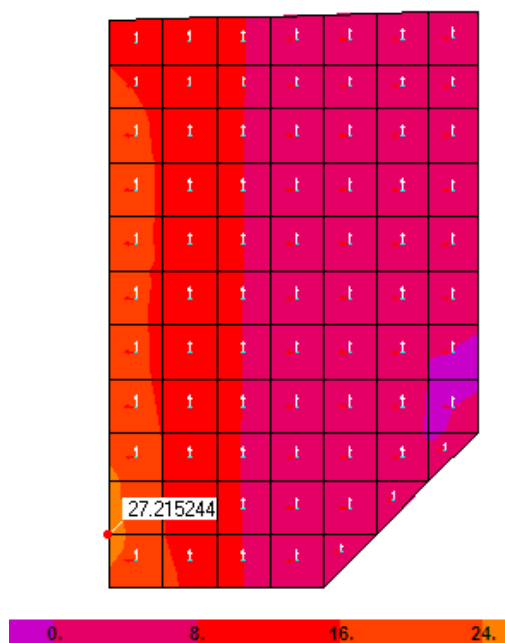


ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÁXIMOS VERTICALES (Ton.m/m) – Interno



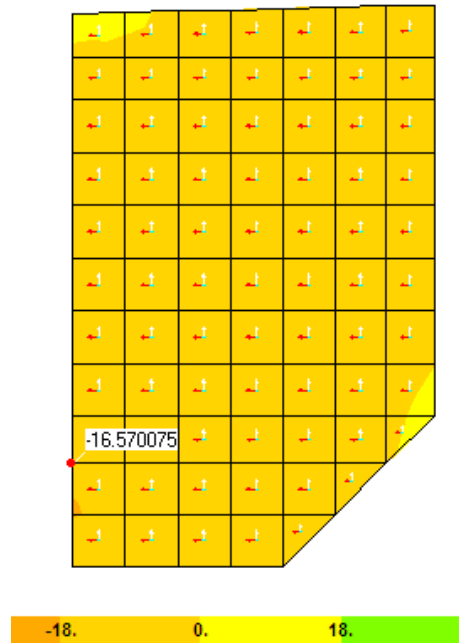
ALETAS

ENVOLVENTE DE MOMENTOS ÚLTIMOS MÁXIMOS HORIZONTALES (Ton.m/m) - Interno



ALETAS

ENVOLVENTE DE CORTANTE ÚLTIMOS SENTIDO CORTO (Ton)



$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 33$$

$$V_c = 21.54 \text{ Ton}$$

$$V_u = 16.57 \text{ Ton}$$

$$V_c > V_u \quad \textbf{Cumple}$$

DISEÑO VÁSTAGO

REFUERZO EXTERIOR SENTIDO VERTICAL

ALTURA	H	70.00 cm
RECUBRIMIENTO	d'	7.00 cm
BASE	bw	100 cm
	d	63.00 cm
Inercia	I	2858333 cm ⁴
	β_1	0.85
CONCRETO	f _c	210 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_c = 12500 \sqrt{f'_c}$	181142 kg/cm ²
ACERO	f _y	4200 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	E _s	2040000 kg/cm ²
ACERO CORTANTE	f _{ys}	4200 kg/cm ²
MOMENTO ULTIMO	M _u	4.10 Ton.m
	M _n	4.56 Ton.m
	m	23.53
	R _n	1.15 kg/cm ²
	R _n (max)	54.73 kg/cm ²
	R _n < R _n (max)	

SIMPLEMENTE REFORZADA

Cuantia Balanceada	ρ_{bal}	0.02142
Cuantia Mínima	$\rho_{mín} = 1.33 \rho_{calculada}$	0.00037
Cuantia Máxima	$\rho_{máx}$	0.01607
Cuantia Calculada Sección	$\rho_{calculada}$	0.00027
	$\rho \geq \rho_{mín}$	NO
	$\rho \leq \rho_{máx}$	SI
	$\epsilon_y = f_y/E_s$	0.00206
	$\epsilon_c =$	0.00300
	C _b =	37.36 cm
	a(balaceado) = C _b * β_1 =	31.76 cm
	a(max) = 0,75 a(bal) =	23.82 cm
	c(max) = 0,75*C _b =	28.02 cm
CUANTIA DE DISEÑO	$\rho =$	0.00037
	A _s =	2.30 cm²
	a =	0.54 cm
Profundidad del Eje Neutro	c = a/ β_1 =	0.64 cm
	Barra N°	5
	Diámetro barra =	1.59 cm
	A _s barra =	1.99 cm ²
	Cuantía Suministrada =	0.00158
Cumple 1/3 mayor que la calculada (A.7.9 CCDSP)		
Refuerzo suministrado 1 # 5 cada		20 cm

DISEÑO VÁSTAGO

REFUERZO INTERIOR SENTIDO VERTICAL

ALTURA	H	70.00 cm
RECUBRIMIENTO	d'	7.00 cm
BASE	bw	100 cm
	d	63.00 cm
Inercia	I	2858333 cm ⁴
	β_1	0.85
CONCRETO	f_c	210 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_c = 12500 \sqrt{f_c}$	181142 kg/cm ²
ACERO	f_y	4200 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	E_s	2040000 kg/cm ²
ACERO CORTANTE	f_{ys}	4200 kg/cm ²
MOMENTO ULTIMO	M_u	25.79 Ton.m
	M_n	28.66 Ton.m
	m	23.53
	R_n	7.22 kg/cm ²
	R_n (max)	54.73 kg/cm ²
	$R_n < R_n$ (max)	

SIMPLEMENTE REFORZADA

Cuantia Balanceada	ρ_{bal}	0.02142
Cuantia Mínima	ρ_{min}	0.00190
Cuantia Máxima	ρ_{max}	0.01607
Cuantia Calculada Sección	$\rho_{calculada}$	0.00176
	$\rho \geq \rho_{min}$	NO
	$\rho \leq \rho_{max}$	SI
	$\epsilon_y = f_y/E_s$	0.00206
	$\epsilon_c =$	0.00300
	$C_b =$	37.36 cm
	$a(\text{balanceado}) = C_b * \beta_1 =$	31.76 cm
	$a(\text{max}) = 0,75 a(\text{bal}) =$	23.82 cm
	$c(\text{max}) = 0,75 * C_b =$	28.02 cm
CUANTIA DE DISEÑO	$\rho =$	0.00190
	$A_s =$	11.97 cm²
	a =	2.82 cm
Profundidad del Eje Neutro	$c = a/\beta_1 =$	3.31 cm
	Barra Nº	6
	Diámetro barra =	1.91 cm
	A_s barra =	2.87 cm ²
	Cuantía Suministrada =	0.00228
	Refuerzo suministrado 1 # 6 cada	20 cm

DISEÑO VÁSTAGO

REFUERZO INTERIOR SENTIDO HORIZONTAL

ALTURA	H	70.00 cm
RECUBRIMIENTO	d'	7.00 cm
BASE	bw	100 cm
	d	63.00 cm
Inercia	I	2858333 cm ⁴
	β_1	0.85
CONCRETO	f _c	210 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_c = 12500 \sqrt{f_c}$	181142 kg/cm ²
ACERO	f _y	4200 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	E _s	2040000 kg/cm ²
ACERO CORTANTE	f _{ys}	4200 kg/cm ²
MOMENTO ULTIMO	M _u	16.64 Ton.m
	M _n	18.49 Ton.m
	m	23.53
	R _n	4.66 kg/cm ²
	R _n (max)	54.73 kg/cm ²
	R _n < R _n (max)	

SIMPLEMENTE REFORZADA

Cuantía Balanceada	ρ_{bal}	0.02142
Cuantía Mínima	$\rho_{mín} = 1.33 \rho_{calculada}$	0.00150
Cuantía Máxima	$\rho_{máx}$	0.01607
Cuantía Calculada Sección	$\rho_{calculada}$	0.00112
	$\rho \geq \rho_{mín}$	NO
	$\rho \leq \rho_{máx}$	SI
	$\epsilon_y = f_y/E_s$	0.00206
	$\epsilon_c =$	0.00300
	C _b =	37.36 cm
	a(balanceado) = C _b * β_1 =	31.76 cm
	a(max) = 0,75 a(bal) =	23.82 cm
	c(max) = 0,75*C _b =	28.02 cm
CUANTIA DE DISEÑO	$\rho =$	0.00150
	A _s =	9.44 cm²
	a =	2.22 cm
Profundidad del Eje Neutro	c = a/ β_1 =	2.61 cm
	Barra Nº	5
	Diámetro barra =	1.59 cm
	A _s barra =	1.99 cm ²
	Cuantía Suministrada =	0.00158
Cumple 1/3 mayor que la calculada (A.7.9 CCDSP)		
Refuerzo suministrado 1 # 5 cada		20 cm

DISEÑO VÁSTAGO

REFUERZO EXTERIOR SENTIDO HORIZONTAL

ALTURA	H	70.00 cm
RECUBRIMIENTO	d'	7.00 cm
BASE	bw	100 cm
	d	63.00 cm
Inercia	I	2858333 cm ⁴
	β_1	0.85
CONCRETO	f _c	210 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_c = 12500 \sqrt{f_c}$	181142 kg/cm ²
ACERO	f _y	4200 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	E _s	2040000 kg/cm ²
ACERO CORTANTE	f _{ys}	4200 kg/cm ²
MOMENTO ULTIMO	Mu	14.94 Ton.m
	Mn	16.60 Ton.m
	m	23.53
	Rn	4.18 kg/cm ²
	Rn (max)	54.73 kg/cm ²
	Rn < Rn (max)	

SIMPLEMENTE REFORZADA

Cuantia Balanceada	ρ_{bal}	0.02142
Cuantia Mínima	$\rho_{mín} = 1.33 \rho_{calculada}$	0.00134
Cuantia Máxima	$\rho_{máx}$	0.01607
Cuantia Calculada Sección	$\rho_{calculada}$	0.00101
	$\rho \geq \rho_{mín}$	NO
	$\rho \leq \rho_{máx}$	SI
	$\epsilon_y = f_y/E_s$	0.00206
	$\epsilon_c =$	0.00300
	Cb =	37.36 cm
	a(balanceado) = Cb* β_1 =	31.76 cm
	a(max) = 0,75 a(bal) =	23.82 cm
	c(max) = 0,75*Cb =	28.02 cm
CUANTIA DE DISEÑO	$\rho =$	0.00134
	As =	8.47 cm²
	a =	1.99 cm
Profundidad del Eje Neutro	c = a/ β_1 =	2.34 cm
	Barra Nº	5
	Diámetro barra =	1.59 cm
	As barra =	1.99 cm ²
	Cuantía Suministrada =	0.00158
Cumple 1/3 mayor que la calculada (A.7.9 CCDSP)		
Refuerzo suministrado 1 # 5 cada		20 cm

DISEÑO ALETAS

REFUERZO EXTERIOR SENTIDO VERTICAL

ALTURA	H	40.00 cm
RECUBRIMIENTO	d'	7.00 cm
BASE	bw	100 cm
	d	33.00 cm
Inercia	I	533333 cm ⁴
	β_1	0.85
CONCRETO	f _c	210 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_c = 12500 \sqrt{f_c}$	181142 kg/cm ²
ACERO	f _y	4200 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	E _s	2040000 kg/cm ²
ACERO CORTANTE	f _{ys}	4200 kg/cm ²
MOMENTO ULTIMO	M _u	4.58 Ton.m
	M _n	5.09 Ton.m
	m	23.53
	R _n	4.67 kg/cm ²
	R _n (max)	54.73 kg/cm ²
	R _n < R _n (max)	

SIMPLEMENTE REFORZADA

Cuantia Balanceada	ρ_{bal}	0.02142
Cuantia Mínima	$\rho_{mín} = 1.33 \rho_{calculada}$	0.00150
Cuantia Máxima	$\rho_{máx}$	0.01607
Cuantia Calculada Sección	$\rho_{calculada}$	0.00113
	$\rho \geq \rho_{mín}$	NO
	$\rho \leq \rho_{máx}$	SI
	$\epsilon_y = f_y/E_s$	0.00206
	$\epsilon_c =$	0.00300
	C _b =	19.57 cm
	a(balanceado) = C _b * β_1 =	16.63 cm
	a(max) = 0,75 a(bal) =	12.48 cm
	c(max) = 0,75*C _b =	14.68 cm
CUANTIA DE DISEÑO	$\rho =$	0.00150
	A _s =	4.96 cm²
	a =	1.17 cm
Profundidad del Eje Neutro	c = a/ β_1 =	1.37 cm
	Barra Nº	4
	Diámetro barra =	1.27 cm
	A _s barra =	1.27 cm ²
	Cuantía Suministrada =	0.00257
Cumple 1/3 mayor que la calculada (A.7.9 CCDSP)		
Refuerzo suministrado 1 # 4 cada		15 cm

DISEÑO ALETAS

REFUERZO INTERIOR SENTIDO VERTICAL

ALTURA	H	40.00 cm
RECUBRIMIENTO	d'	7.00 cm
BASE	bw	100 cm
	d	33.00 cm
Inercia	I	533333 cm ⁴
	β_1	0.85
CONCRETO	f_c	210 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_c = 12500 \sqrt{f_c}$	181142 kg/cm ²
ACERO	f_y	4200 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	E_s	2040000 kg/cm ²
ACERO CORTANTE	f_{ys}	4200 kg/cm ²
MOMENTO ULTIMO	M_u	7.37 Ton.m
	M_n	8.19 Ton.m
	m	23.53
	R_n	7.52 kg/cm ²
	R_n (max)	54.73 kg/cm ²
	$R_n < R_n$ (max)	

SIMPLEMENTE REFORZADA

Cuantía Balanceada	ρ_{bal}	0.02142
Cuantía Mínima	$\rho_{mín}$	0.00190
Cuantía Máxima	$\rho_{máx}$	0.01607
Cuantía Calculada Sección	$\rho_{calculada}$	0.00183
	$\rho \geq \rho_{mín}$	NO
	$\rho \leq \rho_{máx}$	SI
	$\epsilon_y = f_y/E_s$	0.00206
	$\epsilon_c =$	0.00300
	$C_b =$	19.57 cm
	$a(\text{balanceado}) = C_b * \beta_1 =$	16.63 cm
	$a(\text{max}) = 0,75 a(\text{bal}) =$	12.48 cm
	$c(\text{max}) = 0,75 * C_b =$	14.68 cm
CUANTIA DE DISEÑO	$\rho =$	0.00190
	$A_s =$	6.27 cm ²
	a =	1.48 cm
Profundidad del Eje Neutro	$c = a/\beta_1 =$	1.74 cm
	Barra Nº	5
	Diámetro barra =	1.59 cm
	A_s barra =	1.99 cm ²
	Cuantía Suministrada =	0.00302
	Refuerzo suministrado 1 # 5 cada	20 cm

DISEÑO ALETAS

REFUERZO INTERIOR SENTIDO HORIZONTAL

ALTURA	H	40.00 cm
RECUBRIMIENTO	d'	7.00 cm
BASE	bw	100 cm
	d	33.00 cm
Inercia	I	533333 cm ⁴
	β_1	0.85
CONCRETO	f_c	210 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_c = 12500 \sqrt{f_c}$	181142 kg/cm ²
ACERO	f_y	4200 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	E_s	2040000 kg/cm ²
ACERO CORTANTE	f_{ys}	4200 kg/cm ²
MOMENTO ULTIMO	M_u	27.21 Ton.m
	M_n	30.23 Ton.m
	m	23.53
	R_n	27.76 kg/cm ²
	R_n (max)	54.73 kg/cm ²
	$R_n < R_n$ (max)	

SIMPLEMENTE REFORZADA

Cuantia Balanceada	ρ_{bal}	0.02142
Cuantia Mínima	$\rho_{mín}$	0.00190
Cuantia Máxima	$\rho_{máx}$	0.01607
Cuantia Calculada Sección	$\rho_{calculada}$	0.00722
	$\rho \geq \rho_{mín}$	SI
	$\rho \leq \rho_{máx}$	SI
	$\epsilon_y = f_y/E_s$	0.00206
	$\epsilon_c =$	0.00300
	$C_b =$	19.57 cm
	$a(\text{balanceado}) = C_b * \beta_1 =$	16.63 cm
	$a(\text{max}) = 0,75 a(\text{bal}) =$	12.48 cm
	$c(\text{max}) = 0,75 * C_b =$	14.68 cm
CUANTIA DE DISEÑO	$\rho =$	0.00722
	$A_s =$	23.84 cm²
	a =	5.61 cm
Profundidad del Eje Neutro	$c = a/\beta_1 =$	6.60 cm
	Barra Nº	6
	Diámetro barra =	1.91 cm
	A_s barra =	2.87 cm ²
	Cuantía Suministrada =	0.00870
	Refuerzo suministrado 1 # 6 cada	10 cm

18. DISEÑO PILOTES

Se emplean pilotes de 1.20 metros de diámetro y una longitud de 15.0 metros. Para el diseño se evaluará la condición sin efecto de la socavación.

Pilotes en Planta



De acuerdo a la información suministrada en el: “*INFORME FINAL – ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS DE LAS CIMENTACIONES DEL PUENTE EN CONCRETO REFORZADO SOBRE ARROYO MOROTÍ, ARROYO GRANDE Y ARROYO PAYARES*”, *VERSIÓN 01*, con fecha Mayo de 2013, realizado por parte de la Ing. Maria del Pilar Galarza. Se especifica lo siguiente:

“En razón a que en la literatura técnica, se plantea que en suelos cohesivos sobreconsolidados, la tendencia de los valores es constante con la profundidad, se recomienda entonces utilizar un valor promedio de $K_s = 60.000 \text{ kN/m}^3$ ”.

Módulo de Reacción Horizontal

Profundidad (m)	K_s (kN/m^3)	K_s (T/m^3)	ϕ (m)	Δ (m)	K_h (T/m)
1.0 - 14.0	60000	6116	1.20	1.00	7339.4
15.0	60000	6116	1.20	0.50	3669.7

Módulo de Reacción Vertical

Profundidad (m)	K_s (kN/m^3)	K_s (T/m^3)	ϕ (m)	Δ (m)	K_v (T/m)
15.0	60000	6116	1.20	1.13	8300.7

“De conformidad con el diseño estructural del puente elaborado en el año 2011, en el cual se consideró utilizar como cimentación por apoyo, 4 pilotes de longitud $L=12.0$ m y diámetro $D=1.20$ m., una vez realizada la verificación se encontró que NO es viable utilizar la cimentación mencionada, en el puente sobre el arroyo PAYARES, que fue desplazado del K24+003.40 y K24+023.96 al K23+965.05 y K23+985,65 debido al desplazamiento del eje del proyecto.

Por lo tanto, y con el fin de no modificar la disposición estructural inicial, y sin cambiar el diámetro $D=1.20$ m, se aumentó la longitud del pilote a $L= 15.0$ m, resumiendo los resultados encontrados en el CUADRO No. VII -4”

LONGITUD 15 m				D=1,20 m.
CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA Q_{pu} (kN)				1961
CAPACIDAD DE CARGA POR ADHERENCIA Q_{su} (kN)				2249
CAPACIDAD DE CARGA TOTAL ULTIMA Q_{ult} (kN)				4211
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE Q_{adm} (kN)				1404
CARGA DE SERVICIO POR APOYO (kN)				5593
No. DE PILOTES				3,98
CARGA DE SERVICIO POR PILOTE (kN)				1376
FS				3,060

Identificación de Elementos

15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1

16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30

31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45

46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60

Análisis Pilotes

Grupo I (Servicio)

-133.78	-133.98	-134.06	-133.99
-136.50	-136.70	-136.77	-136.70
-139.21	-139.42	-139.49	-139.42
-141.93	-142.14	-142.21	-142.14
-144.65	-144.85	-144.93	-144.86
-147.37	-147.57	-147.64	-147.57
-150.08	-150.29	-150.36	-150.29
-152.80	-153.01	-153.08	-153.01
-155.52	-155.72	-155.80	-155.73
-158.24	-158.44	-158.51	-158.44
-160.95	-161.16	-161.23	-161.16
-163.67	-163.88	-163.95	-163.88
-166.39	-166.59	-166.66	-166.60
-169.11	-169.31	-169.38	-169.31
-171.82	-172.03	-172.10	-172.03

Axiales de Servicio (Ton)

Carga Admisible del Pilote = $1404/9.81 = 143.12$ Ton

Carga Máxima Aplicada en la Cabeza = 131.34 Ton

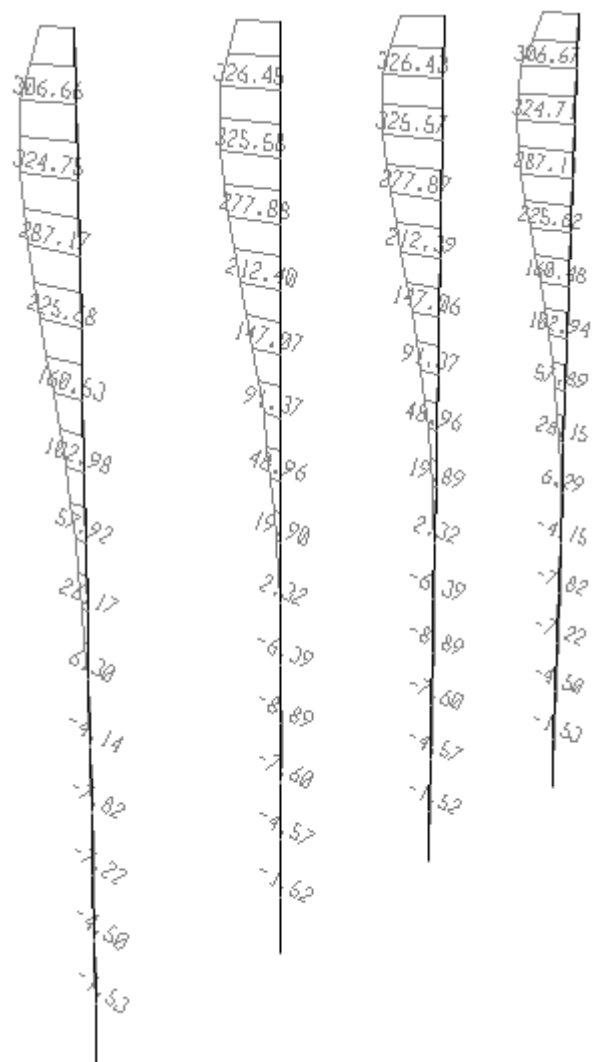
Grupo I-A

-197.94	-198.42	-198.52	-198.23
-201.47	-201.95	-202.06	-201.76
-205.01	-205.49	-205.59	-205.29
-208.54	-209.02	-209.12	-208.83
-212.07	-212.56	-212.65	-212.36
-215.61	-216.09	-216.19	-215.89
-219.14	-219.62	-219.72	-219.42
-222.67	-223.15	-223.25	-222.96
-226.20	-226.69	-226.78	-226.49
-229.74	-230.22	-230.32	-230.02
-233.27	-233.75	-233.85	-233.55
-236.80	-237.28	-237.38	-237.09
-240.33	-240.82	-240.92	-240.62
-243.87	-244.35	-244.45	-244.15
-247.40	-247.88	-247.98	-247.68

Axiales Ultimos (Ton)

Pu = 198.42 Ton

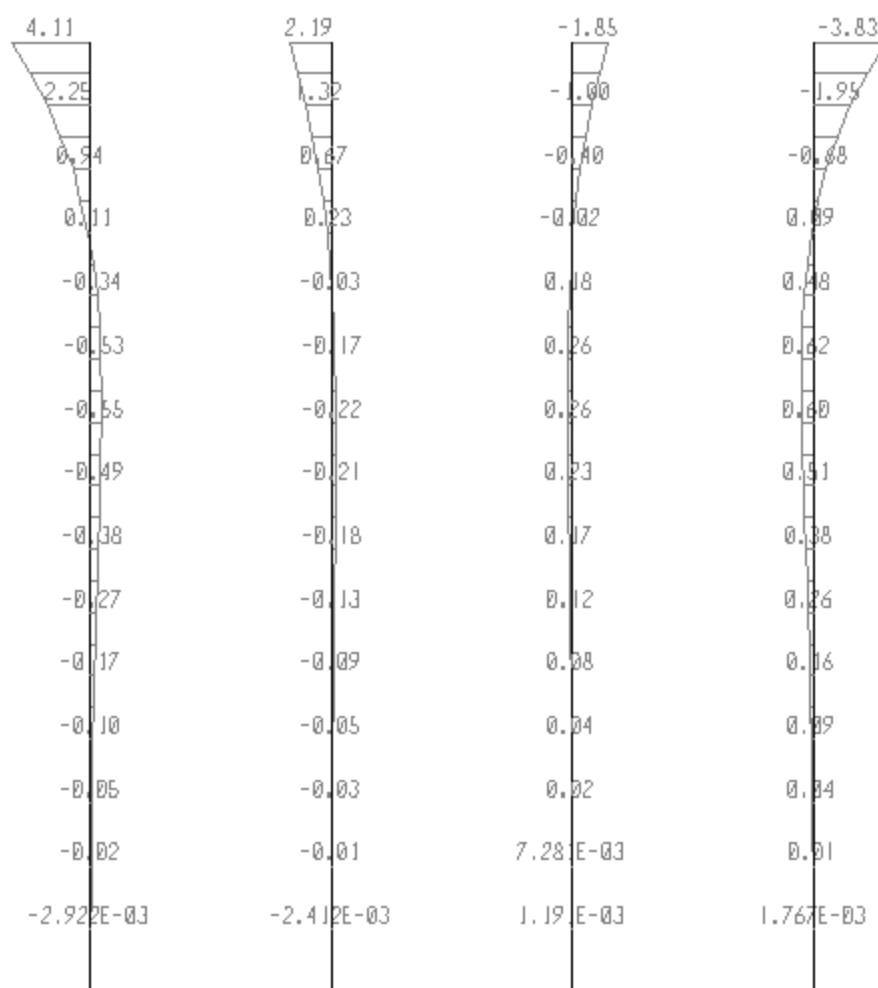
Grupo I-A



Momentos Últimos Sentido Tráfico (Ton.m)

Mu = 326.45 Ton.m

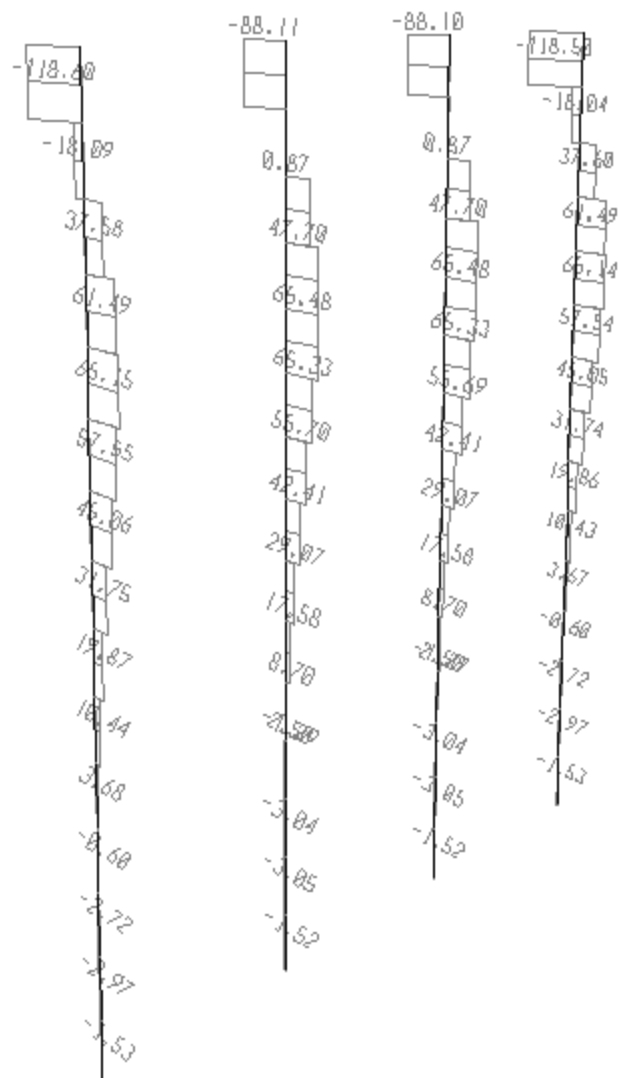
Grupo I-A



Momentos Últimos Sentido Transversal al Tráfico (Ton.m)

Mu = 1.32 Ton.m

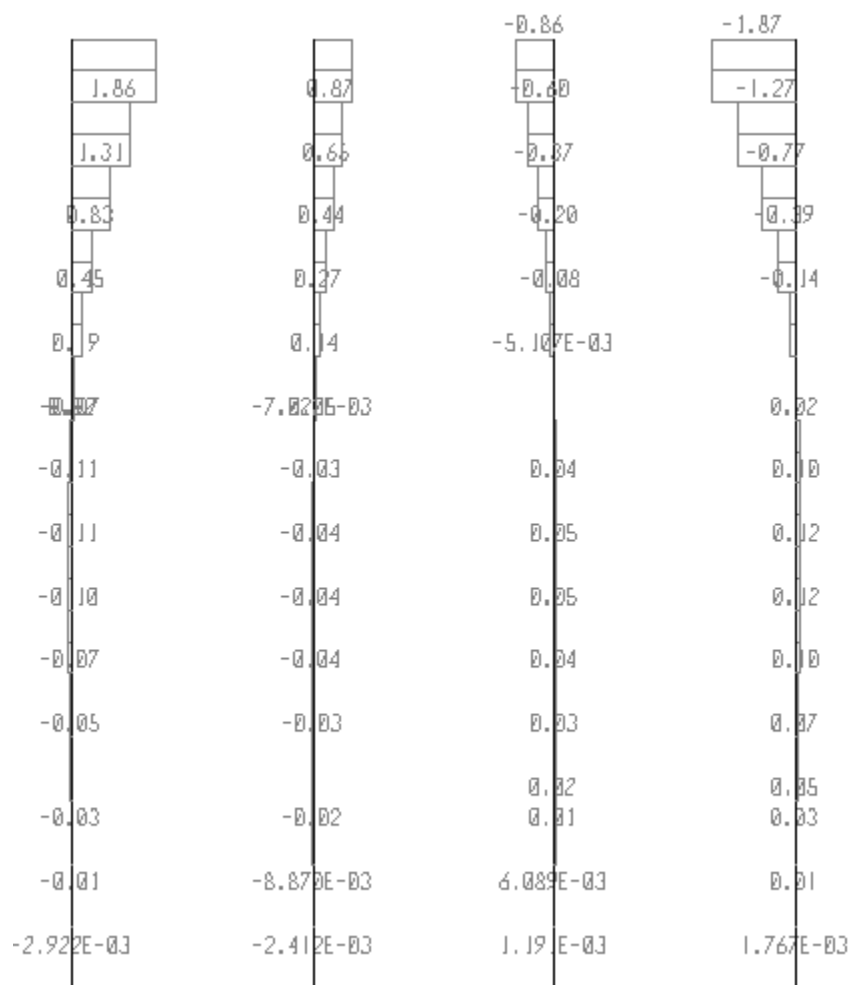
Grupo I-A



Cortantes Últimos Sentido al Tráfico (Ton)

$V_u = 118.60 \text{ Ton}$

Grupo I-A



Cortantes Últimos Sentido Transversal al Tráfico (Ton)

Vu = 1.87 Ton

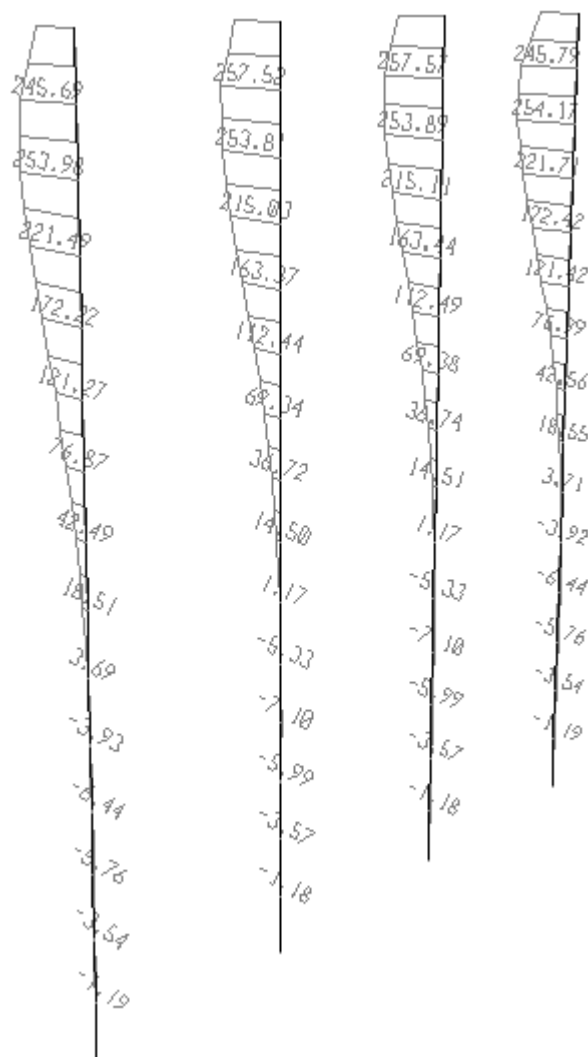
Grupo VII-A

-106.81	-106.26	-106.33	-106.28
-108.73	-108.98	-109.85	-108.92
-111.44	-111.73	-111.77	-111.64
-114.16	-114.42	-114.48	-114.36
-116.88	-117.13	-117.20	-117.07
-119.60	-119.86	-119.92	-119.79
-122.31	-122.57	-122.64	-122.51
-125.03	-125.29	-125.36	-125.22
-127.75	-128.00	-128.07	-127.94
-130.47	-130.72	-130.79	-130.66
-133.18	-133.44	-133.50	-133.38
-135.90	-136.16	-136.22	-136.09
-138.62	-138.87	-138.94	-138.81
-141.34	-141.59	-141.66	-141.53
-144.05	-144.31	-144.37	-144.24

Axiales Ultimos (Ton)

$P_u = 106.33 \text{ Ton}$

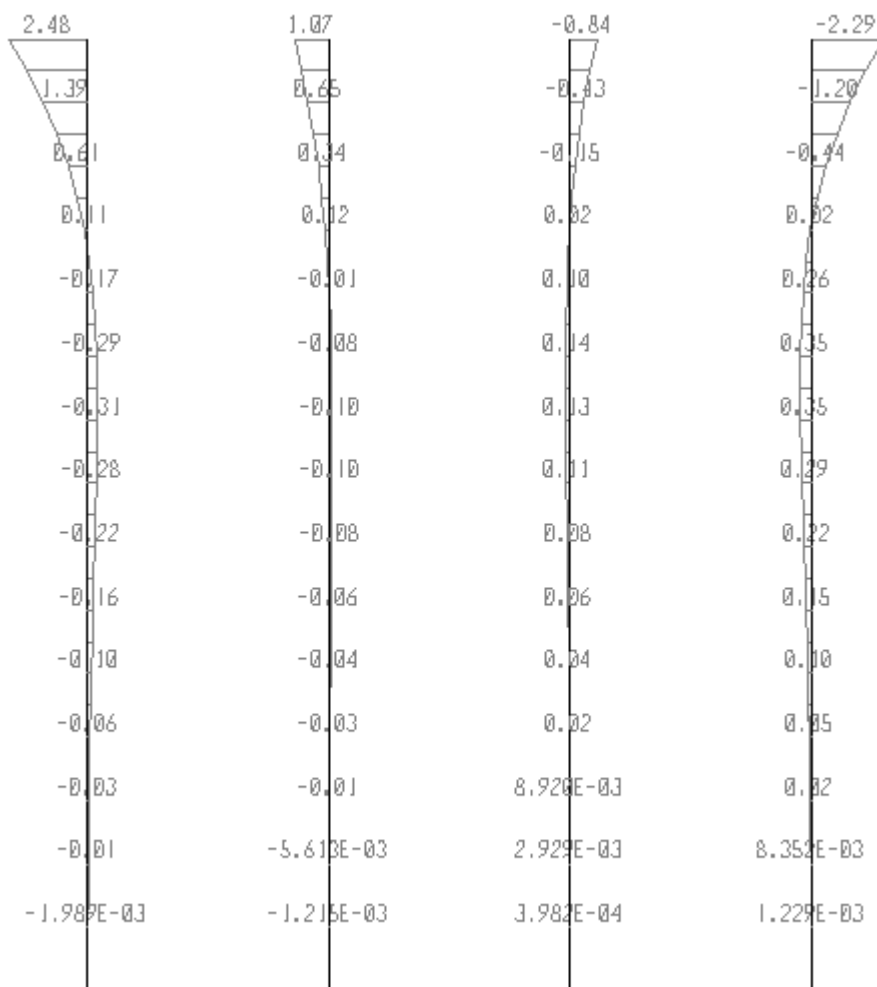
Grupo VII-A



Momentos Últimos Sentido Tráfico (Ton.m)

$M_u = 257.57 \text{ Ton.m}$

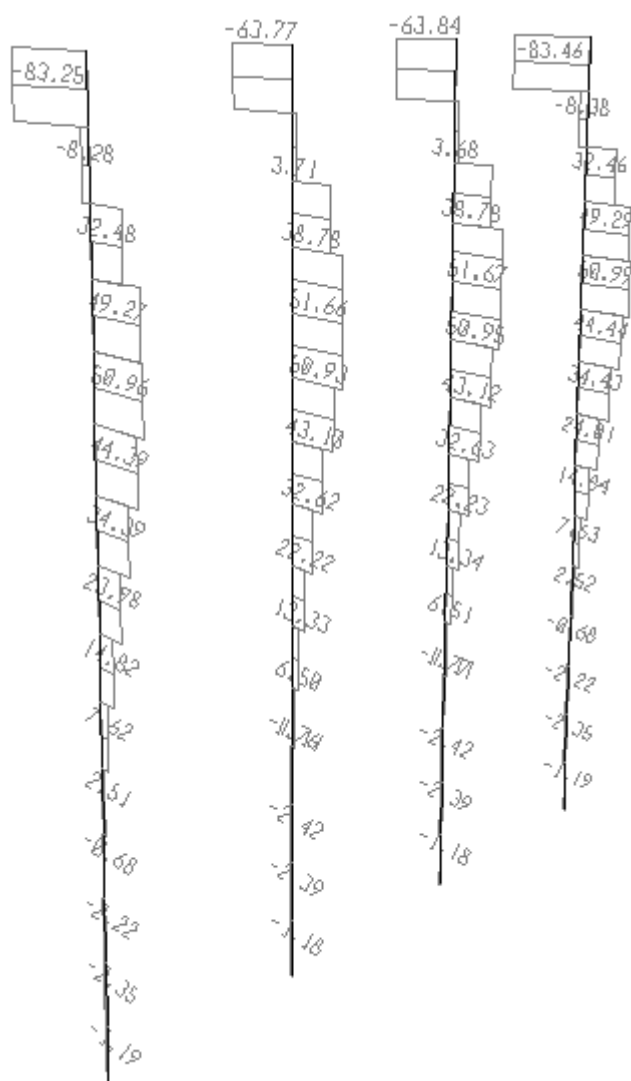
Grupo VII-A



Momentos Últimos Sentido Transversal al Tráfico (Ton.m)

Mu = 0.43 Ton.m

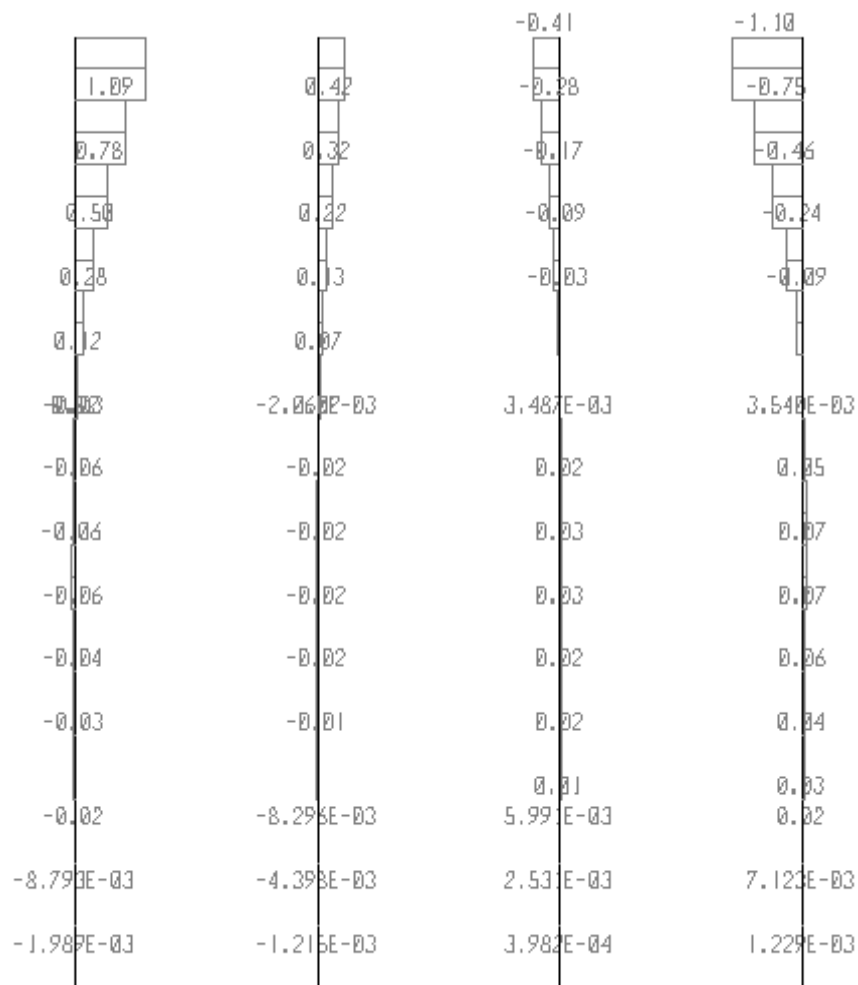
Grupo VII-A



Cortantes Últimos Sentido al Tráfico (Ton)

Vu = 83.46 Ton

Grupo VII-A



Cortantes Últimos Sentido Transversal al Tráfico (Ton)

Vu = 1.10 Ton

Diseño de Pilotes

Grupo I-A

COLUMNA Payares		UNCOL 2.1	
Diámetro = 120 cm	d' = 6 cm	P.C.A.	
f'c = 210 kg/cm²	fy = 4200 kg/cm²		
Pu = 198.42 ton	Mux = 326.45 ton*m	Muy = 1.32 ton*m	
Pmáx = 1135.6 ton	γMn = 326.46 ton*m		
γPn = 198.42 ton	As total = 203.96 cm²		
ro = .018			

***** SECCION DE COLUMNA APTA *****			
COLUMNA Payares			UNCOL 2.1
Diámetro = 120 cm	d' = 6 cm	P.C.A.	
f'c = 210 kg/cm ²	fy = 4200 kg/cm ²		
Pu = 198.42 ton	Mux = 326.45 ton*m	Muy = 1.32 ton*m	
Pmáx = 1198.76 ton	γMn = 351.85 ton*m		
γPn = 198.42 ton	ro = .0215	ro.máx = .04	
ro.mín = .01			

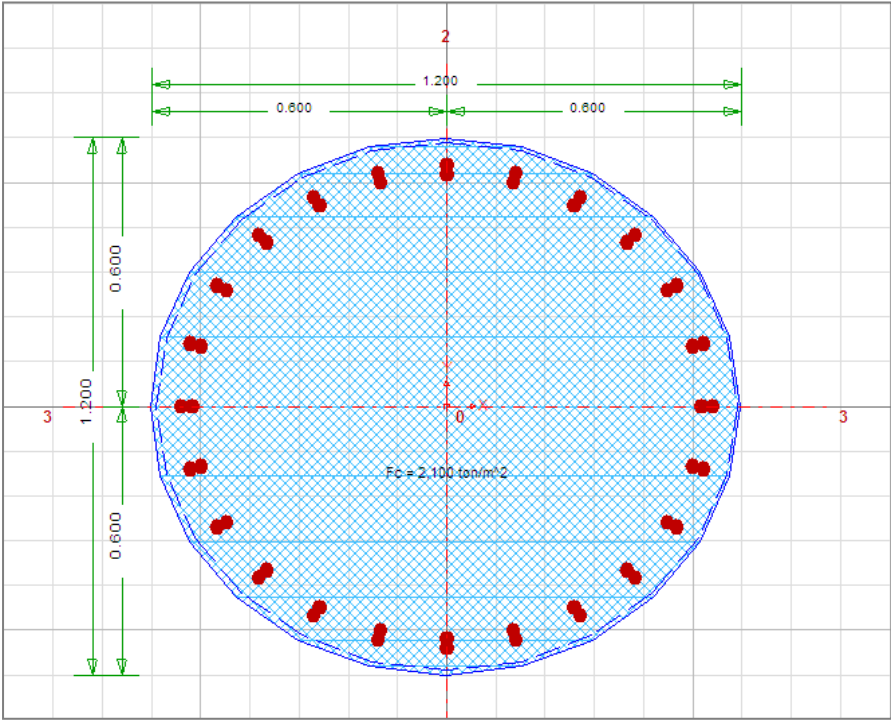
Grupo VII-A

COLUMNA Payares		UNCOL 2.1
Diámetro = 120 cm	d' = 6 cm	P.C.ñ.
f'c = 210 kg/cm ²	fy = 4200 kg/cm ²	
Pu = 106.33 ton	Mux = 257.57 ton*m	Muy = .43 ton*m
Pmáx = 1037.15 ton	¿Mn = 257.57 ton*m	
¿Pn = 106.33 ton	As total = 142.75 cm ²	
ro = .0126		

***** SECCION DE COLUMNA APTA *****

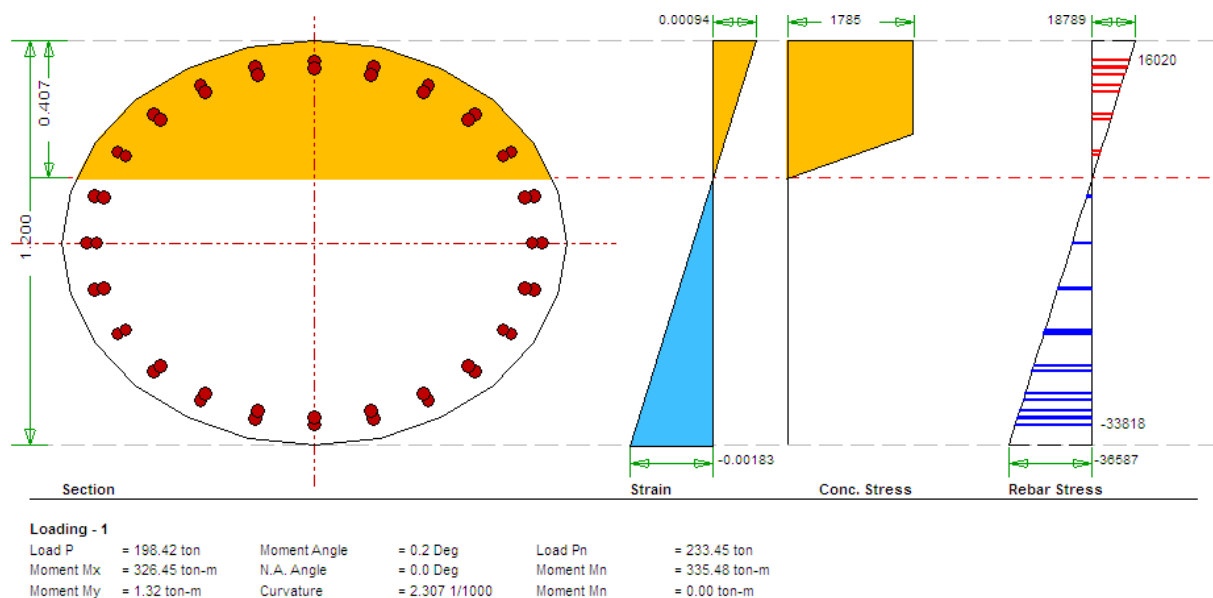
COLUMNA Payares		UNCOL 2.1
Diámetro = 120 cm	d' = 6 cm	P.C.ñ.
f'c = 210 kg/cm ²	fy = 4200 kg/cm ²	
Pu = 106.33 ton	Mux = 257.57 ton*m	Muy = .43 ton*m
Pmáx = 1198.76 ton	¿Mn = 377.55 ton*m	
¿Pn = 106.33 ton	ro = .0215	ro.máx = .04
ro.mín = .01		

Esquema Dimensiones y Refuerzo

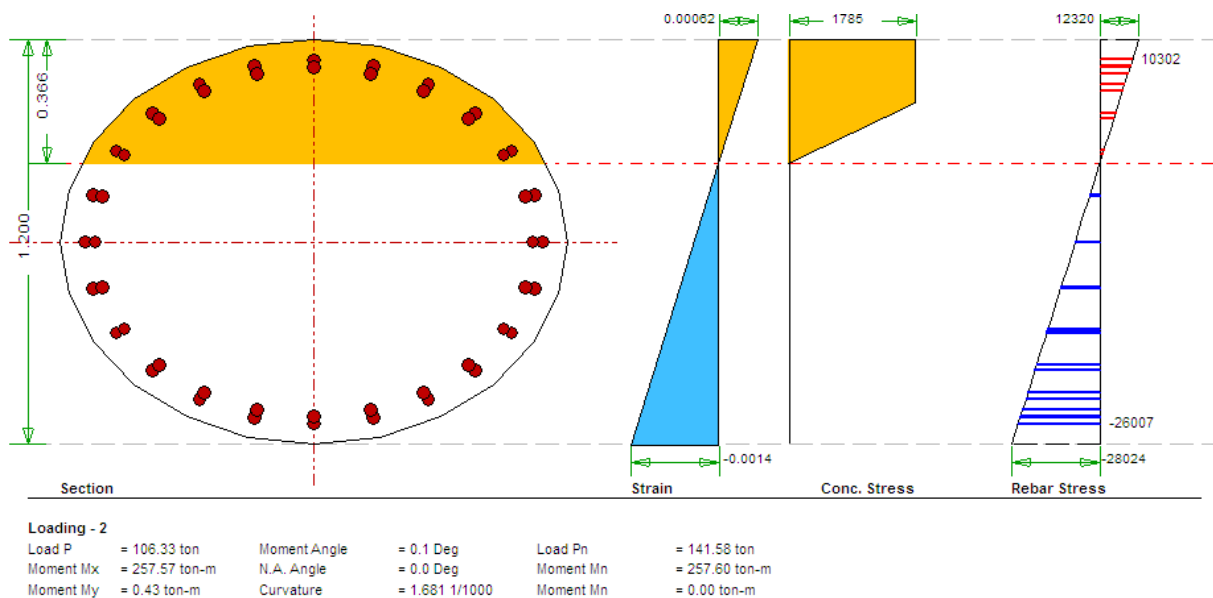


Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx-My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (m)	Capacity Method	Remarks
1	Grupo IA	198.42	326.45	1.32	326.45	0.2	N/A	N/A	0.78	0.0	0.39	4	OK
2	Grupo VIIA	106.33	257.57	0.43	257.57	0.1	N/A	N/A	0.64	0.0	0.36	4	OK

Grupo I-A

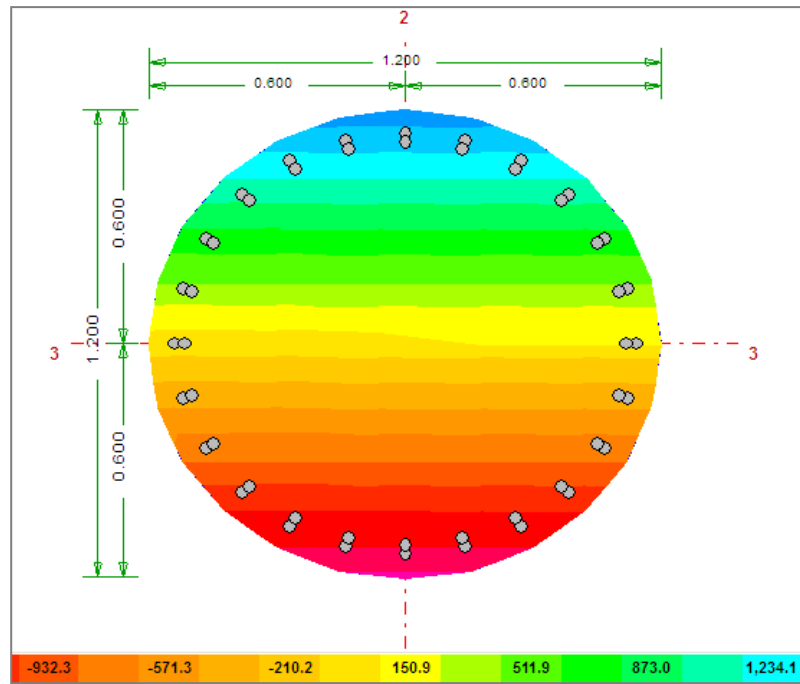


Grupo VII-A

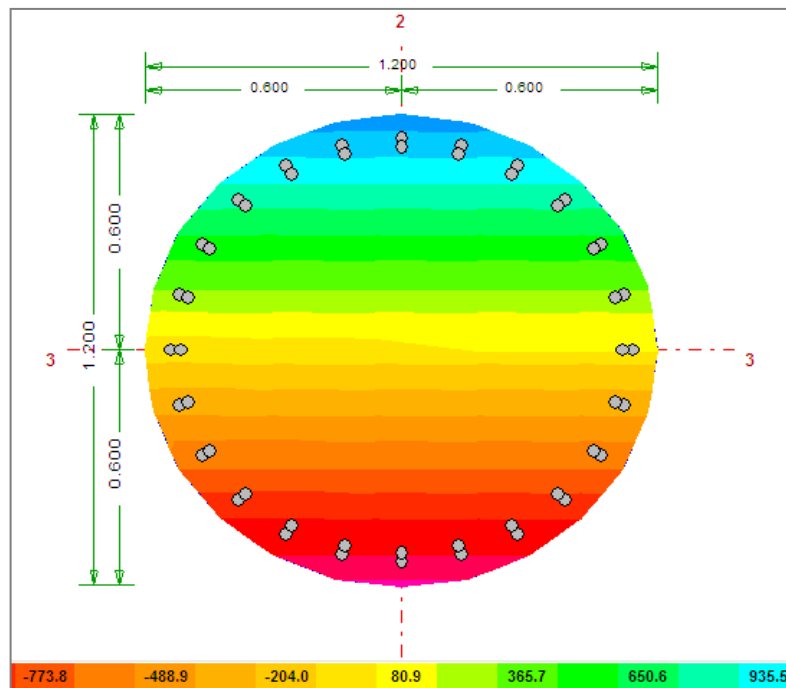


Esfuerzos Últimos en la Sección

Grupo I-A



Grupo VII-A

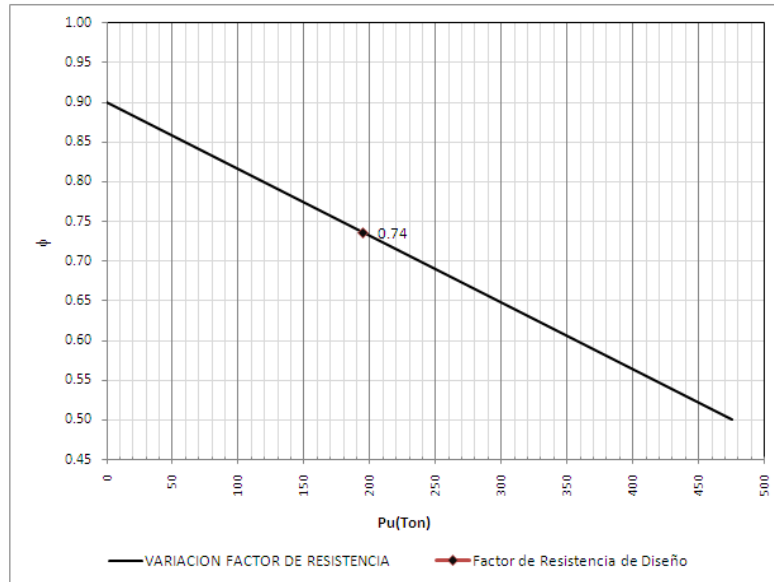


FACTOR DE RESISTENCIA DE DISEÑO

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Axial Ultima $P_u = 194410 \text{ kg}$
 Axial Ultima $P_u = 194.41 \text{ Ton}$
 Diametro Columna = 120 cm
 Area Columna $A_g = 11309.7 \text{ cm}^2$
 Esfuerzo Aplicado = 17.19 kg/cm^2
 $0.20f'_c = 42 \text{ kg/cm}^2$

ϕ	Carga Axial (Ton)
0.50	475.01
0.55	415.63
0.60	356.26
0.65	296.88
0.70	237.50
0.75	178.13
0.80	118.75
0.85	59.38
0.90	0.00

ϕ de Diseño = 0.74



REFUERZO HORIZONTAL DE CONFINAMIENTO

$$\rho_s = 0.45((A_g/A_c) - 1) * (f'_c/f_y)$$

Resistencia a la Fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 Resistencia Concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 Recubrimiento al fleje o espiral = 6 cm
 Diametro Pilote = 120 cm
 Distancia a la fibra de compresion $d = 113.2 \text{ cm}$
 Area Columna $A_g = 11309.7 \text{ cm}^2$
 Diametro fleje o espiral = 1.59 cm
 Area de fleje o espiral $A_{sh} = 1.99 \text{ cm}^2$
 Area del Nucleo $A_c = 8629 \text{ cm}^2$
 $\rho_s = 0.45((A_g/A_c) - 1) * (f'_c/f_y) = 0.006988773$
 Diametro externo del fleje o espiral $D_c = 108 \text{ cm}$
 $S = 4 A_{sh} (D_c - d_b) / (D_c^2 \rho_s) = 10 \text{ cm}$
 Separacion de refuerzo en lugares distintos = 20.74 cm

CORTANTE EN ELEMENTOS A COMPRESION

$0.10f'_c = 21 \text{ kg/cm}^2$
 $0.20f'_c = 42 \text{ kg/cm}^2$
 Esfuerzo axial = 17.19 kg/cm^2
 Concreto aporta resistencia a corte si ; $0.10f'_c < \text{Esfuerzo Axial}$ NO APORTA
 Carga Axial Mayorada simultanea con el cortante $U_n = 194410 \text{ Kg}$
 Cortante Ultimo $V_u = 118600 \text{ Kg}$
 Cortante Nominal $V_n = V_u / 0.85 = 139529 \text{ Kg}$
 $V_c = 0.53(1 + (N_u / 140 A_g)) \text{ Raiz}(f'_c) * A_g = 97529 \text{ Kg}$
 $V_s = V_n - V_c = 139529 \text{ Kg}$
 Resistencia maxima a corte del refuerzo $A_g * 2.1 * \text{raiz}(f'_c) = 344177 \text{ Kg}$
 Separación $S = 7 \text{ cm}$

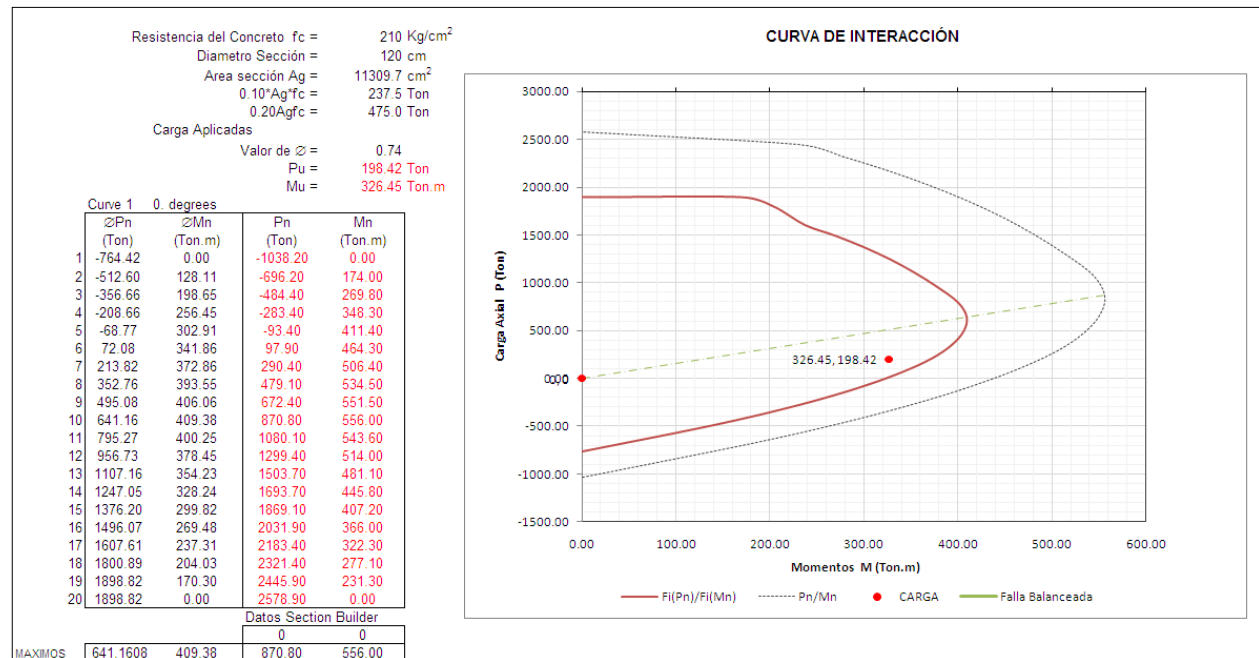
REFUERZO HORIZONTAL DE CONFINAMIENTO

$$\rho_s = 0.45((A_g/A_c)-1) * (f_c/f_y)$$

Resistencia a la Fluencia f_y =	4200 kg/cm ²
Resistencia Concreto f'_c =	210 kg/cm ²
Recubrimiento al fleje o espiral =	6 cm
Diametro Pilote =	120 cm
Distancia a la fibra de compresion d =	113.2 cm
Area Columna A_g =	11309.7 cm ²
Diametro fleje o espiral=	1.59 cm
Area de fleje o espiral A_{sh} =	1.99 cm ²
Area del Nucleo A_c =	8629 cm ²
$\rho_s = 0.45((A_g/A_c)-1) * (f_c/f_y)$	0.006988773
Diametro externo del fleje o espiral D_c =	108 cm
$S = 4 A_{sh} (D_c - d_b) / (D_c^2 \rho_s) =$	10 cm
Separacion de refuerzo en lugares distintos =	20.74 cm

CORTANTE EN ELEMENTOS A COMPRESION

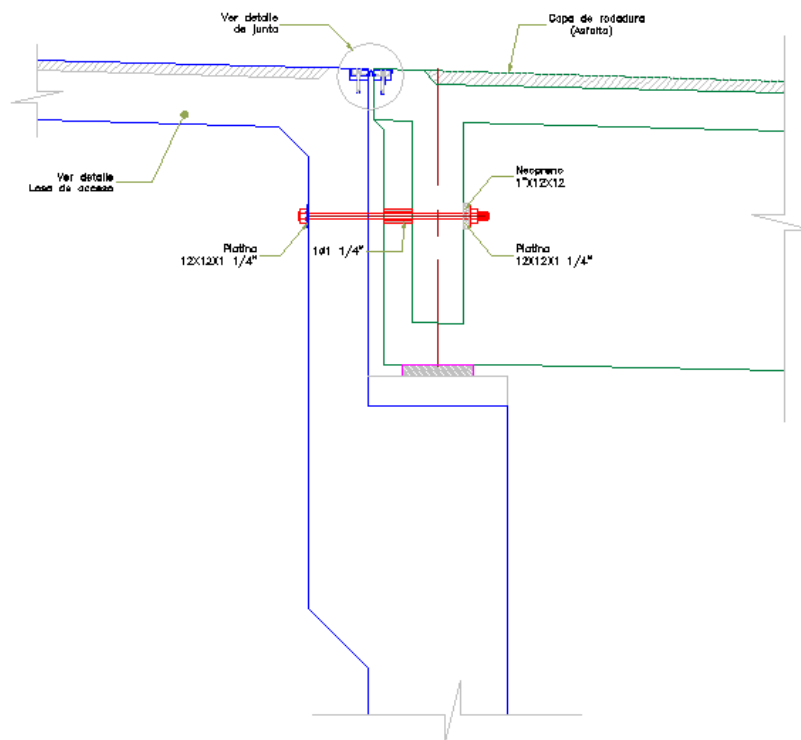
$0.10 f'_c$ =	21 kg/cm ²
$0.20 f'_c$ =	42 kg/cm ²
Esfuerzo axial =	19.37 kg/cm ²
Concreto aporta resistencia a corte si ; $0.10 f'_c < \text{Esfuerzo Axial}$	NO APORTA
Carga Axial Mayorada simultanea con el cortante U_n =	219090 Kg
Cortante Ultimo V_u =	66010 Kg
Cortante Nominal $V_n = V_u / 0.85$ =	77659 Kg
$V_c = 0.53(1 + (N_u / 140 A_g) \text{Raiz}(f'_c)) * A_g$	98883 Kg
$V_s = V_n - V_c$	77659 Kg
Resistencia maxima a corte del refuerzo $A_g * 2.1 * \text{raiz}(f'_c)$	344177 Kg
Separación S =	12 cm



Por tanto, el refuerzo longitudinal consiste en 48 varillas de $\phi = 1"$ distribuidas en dos paquetes alrededor del diámetro.

Para el refuerzo transversal se dispone de estribos de $\phi = 5/8"$ cada 0.07 m distribuidos en una longitud de 5.0 m, y los 10.0 m restantes del pilote, estribos de $\phi = 5/8"$ cada 0.12 m.

19. DISEÑO TOPE SÍSMICO



La fuerza horizontal de sismo de la superestructura es resistida por tres conectores sísmicos.

Fuerza Sísmica de Diseño:

Fsy vigas = 3.604 Ton/viga Son 5

Fsy total = 18.02 Ton

Longitud aferente del conector = 3.00 m

Carga de diseño por metro lineal (Fsy) = $18.02 \text{ Ton} / 11.60 = 1.55 \text{ Ton/m}$

Carga aplicada al conector:

P (aplicado) = $1.55 \text{ Ton/m} * 3.00 \text{ m} = 4.65 \text{ Ton}$

Resistencia del Conector a Tracción:

Diámetro conector = 1"

Área = 5.10 cm²

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$P (\text{resistido}) = 4200 \text{ kg/cm}^2 * 5.10 \text{ cm}^2 * 0.60 \text{ m} = 12.85 \text{ Ton}$

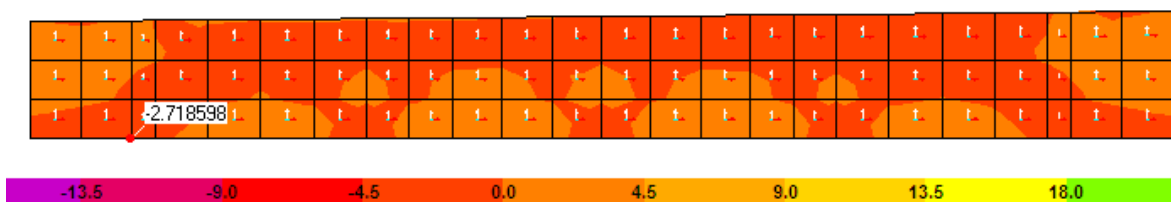
$P (\text{resistido}) > P (\text{aplicado})$

Cumple

20. DISEÑO ESPALDAR

Se utiliza los esfuerzo generados por el modelo.

Espesor Espaldar = 0.30 m



$M_u = 2.71 \text{ Ton.m/m}$

A continuación se presenta la revisión de la sección a flexión.

DISEÑO ESPALDA

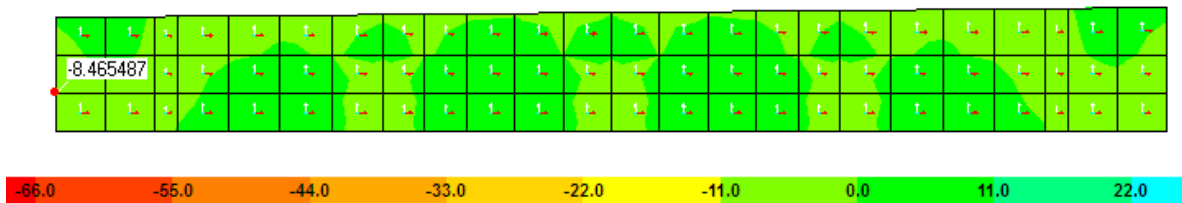
ALTURA	H	30.00 cm
RECUBRIMIENTO	d'	5.00 cm
BASE	bw	100 cm
	d	25.00 cm
Inercia	I	225000 cm ⁴
	β_1	0.85
CONCRETO	f_c	210 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	$E_c = 12500 \sqrt{f_c}$	181142 kg/cm ²
ACERO	f_y	4200 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	E_s	2040000 kg/cm ²
ACERO CORTANTE	f_{ys}	4200 kg/cm ²
MOMENTO ULTIMO	M_u	2.71 Ton.m
	M_n	3.01 Ton.m
	m	23.53
	R_n	4.82 kg/cm ²
	R_n (max)	54.73 kg/cm ²
	$R_n < R_n$ (max)	

SIMPLEMENTE REFORZADA

Cuantia Balanceada	ρ_{bal}	0.02142
Cuantia Mínima	$\rho_{mín}$	0.00190
Cuantia Máxima	$\rho_{máx}$	0.01607
Cuantia Calculada Sección	$\rho_{calculada}$	0.00116
	$\rho \geq \rho_{mín}$	NO
	$\rho \leq \rho_{máx}$	SI
	$\epsilon_y = f_y/E_s$	0.00206
	$\epsilon_c =$	0.00300
	$C_b =$	14.83 cm
	$a(\text{balanceado}) = C_b * \beta_1 =$	12.60 cm
	$a(\text{max}) = 0,75 a(\text{bal}) =$	9.45 cm
	$c(\text{max}) = 0,75 * C_b =$	11.12 cm
CUANTIA DE DISEÑO	$\rho =$	0.00190
	$A_s =$	4.75 cm²
	$a =$	1.12 cm
Profundidad del Eje Neutro	$c = a/\beta_1 =$	1.31 cm
	Barra N°	5
	Diámetro barra =	1.59 cm
	A_s barra =	1.99 cm ²
	Cuantía Suministrada =	0.00531
	Refuerzo suministrado 1 # 5 cada	15 cm

Revisión Sección a Corte

Dada la continuidad a lo largo del vastago, la fuerza de corte se disminuye debido a la capacidad de disipar los esfuerzos a lo largo del vastago, por lo cual el corte en la base del espaldar es:



$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 25$$

$$V_c = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_u = 8.46 \text{ Ton}$$

$$V_c > V_u \quad \text{Cumple}$$

21. VERIFICACIÓN DE LA LUZ DE APOYO DE LA SUPERESTRUCTURA

A.3.5.9.3. CCDSP-95

$H = 0$, para puente de una sola luz.

$$N = 30.5 + 0.25 L + 1.00 H \text{ (cm)}$$

$$N = 30.5 + 0.25 (20.00) + 1.00(0)$$

$$N = 35.50 \text{ cm}$$

Luz de apoyo seleccionada = 0.70 m **Cumple !**

22. FICHA TECNICA DE JUNTA DE DILATACION

JUNTA RECOMENDADA: TIPO TX-50 de VSL

