

ANEXO A

RESPALDOS

Anexo A.1 Carta de Solicitud

Figura 61

Solicitud de Información de Proyectos en Fase de PreInversión a La Sub Gobernación De San Lorenzo

Tarija, 16 de octubre de 2018

Señor
Dr. René Valdez
Sub Gobernador de la Provincia Méndez-Tarija

**REF.: SOLICITUD DE PROYECTO EN FASE DE
PRE-INVERSIÓN PARA EL DESARROLLO DE
PROYECTO DE INGENIERÍA CIVIL**

Mediante la presente tengo el grato placer de saludarle muy cordialmente a su persona y al mismo tiempo desearle éxito en la labor que desempeña en bien del desarrollo del departamento.

Mi persona, Universitario Cruz Portal Jorge Alberto con R.U.: 71468 y C.I.: 7126447 Tja. estudiante de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma Juan Misael Saracho, que Cursa la materia de Proyecto de Grado de Ingeniería Civil Civ-501 (Mención-Estructuras), me dirijo a su autoridad con la finalidad de pedirle cordialmente información básica (Planos de diseño Arquitectónico, Estudio Geotécnico y Levantamiento Topográfico de la Zona si es posible) de un **PUENTE EN FASE DE PRE-INVERSION** que requiera cálculo estructural, información que como estudiante de Ingeniería Civil, será utilizada para el desarrollo de mi **PROYECTO DE GRADO**, en el área de **DISEÑO ESTRUCTURAL**.

A la conclusión del desarrollo de mi proyecto, mi persona entregara un ejemplar del mismo a favor de su institución, para que pueda ser utilizado como ustedes lo dispongan.

Sin otro particular, y en espera que la presente solicitud sea aceptada por su autoridad, le agradezco de antemano por su atención.

Atentamente:


Univ. Cruz Portal Jorge Alberto
Estudiante de Ing. Civil

Fuente: Elaboración Propia

Anexo A.2 Respaldo Institucional

Figura 62

Carta de Respuesta de La Sub Gobernación de San Lorenzo.



Fuente: Elaboración Propia

Anexo A.3 Imágenes de la Zona

Figura 63

Fotografía del Río Corana Sud Durante una Crecida



Nota: Fotografía propia del lugar de cruce actual de vehículos, tomada además durante una crecida donde podemos evidenciar que el libre tránsito se corta.

Figura 64

Fotografía del Río Corana Sud Durante una Crecida

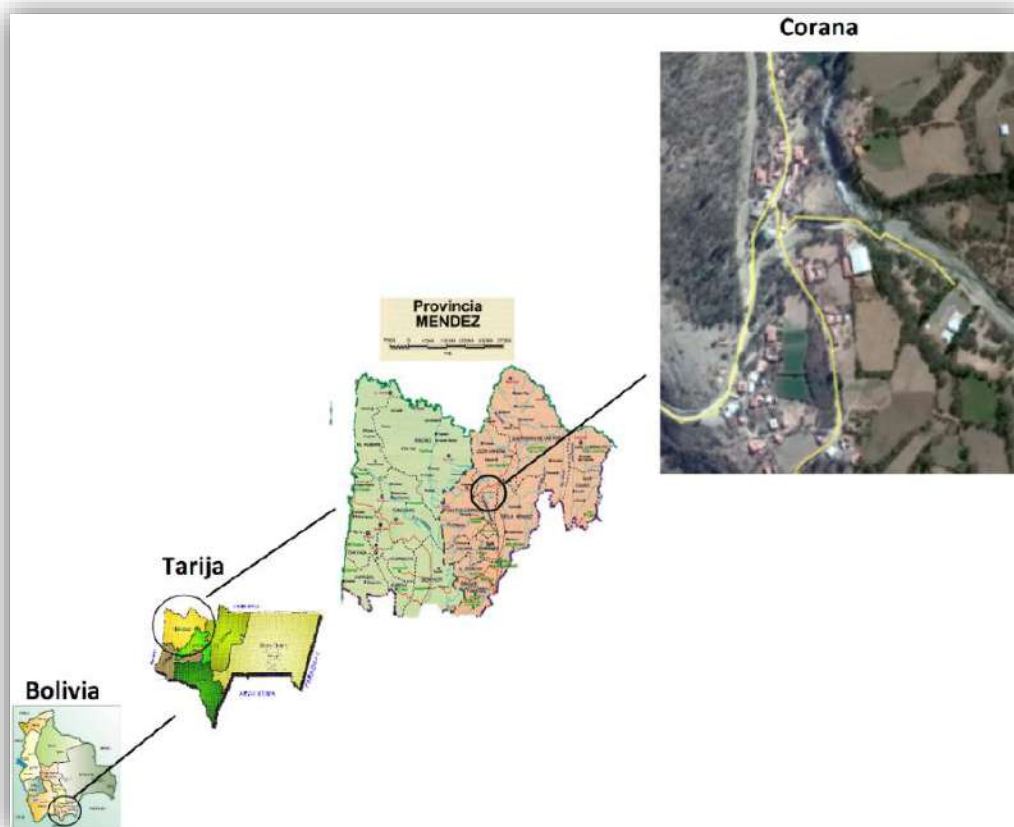


Nota: Fotografía propia tomada cerca de la alternativa 2, tomada durante una crecida.

Anexo A.4 Ubicación Del Proyecto

Figura 65

Cuadro Referencial De La Ubicación Del Proyecto

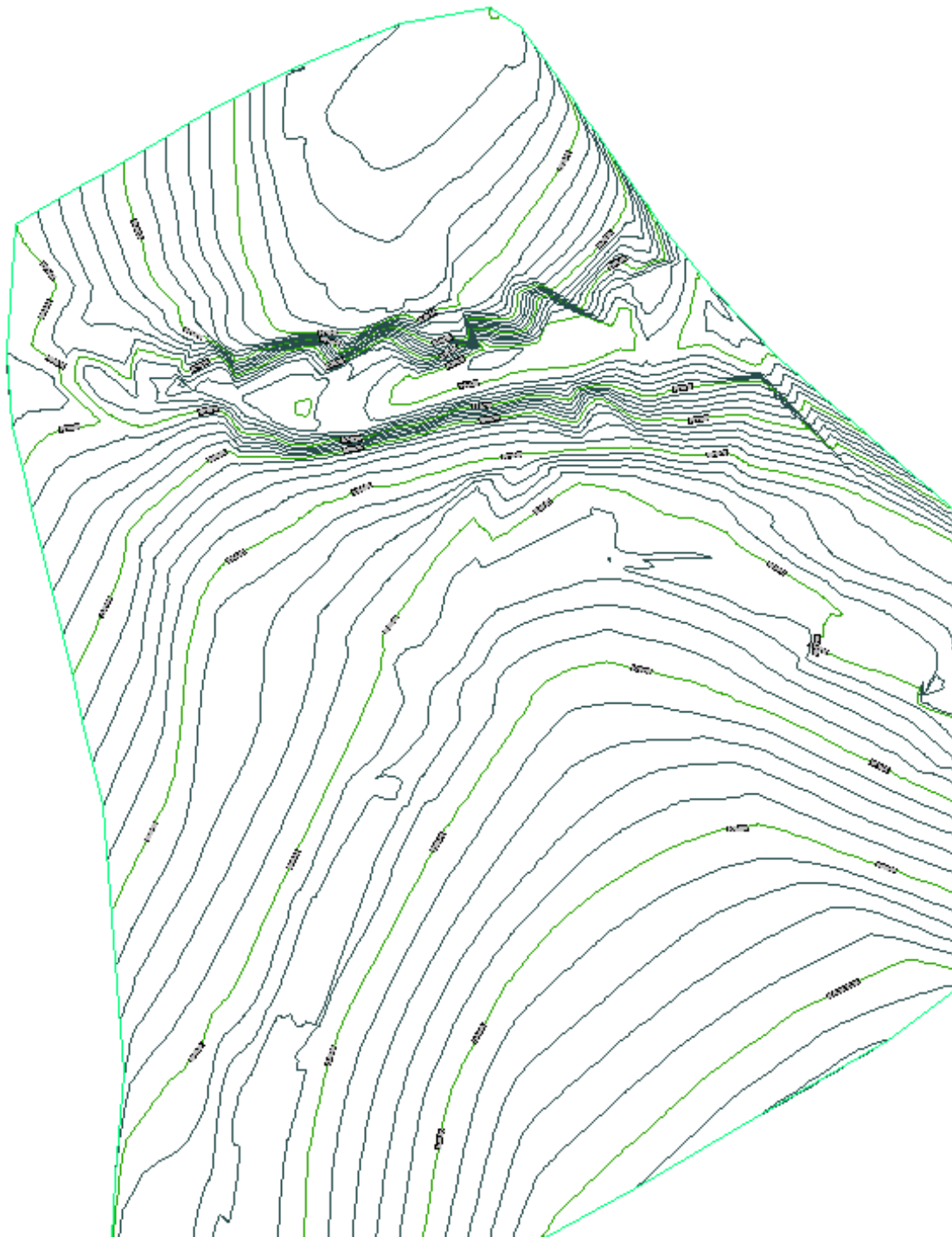


Fuente: Elaboración propia

Anexo B.1 Estudios Topográficos

Figura 66

Imagen Referencial De Curvas De Nivel De La Zona De Emplazamiento Del Puente



Fuente: Obtenido desde la Sub Gobernación de San Lorenzo

ESTUDIO DE SUELOS

El estudio de suelos en nuestro caso se limita a un análisis de una roca de fundación.

Para realizar el análisis de la roca de fundación se realizaron exploraciones de campo en varias ocasiones, con la supervisión de técnicos de laboratorio de suelos de la Universidad, los cuales nos confirmaron que, en el lugar, aunque se trata de una roca poco fracturable en la misma no se puede realizar ningún estudio convencional como el SPT, ya que la misma se clasifica como una roca sólida.

Por lo cual después de consultar a docentes que conocen sobre este tipo de material los cuales dieron su punto de vista llegando a la conclusión que en la misma se puede realizar una fundación con algún cuidado en su procesos de construcción, y para determinar la resistencia admisible de la roca el medio más económico y accesible es el de la extracción de muestras de tamaños considerables, para después extraer sus núcleos en la cantera más adecuada de nuestra ciudad, con dichos núcleos es que se trabajó, realizando probetas prismáticas que cumplieran con la relación de que su altura sea 2 veces la base.

Se realizó el ensayo a compresión simple de las probetas para determinar la capacidad portante de la roca, obteniendo los siguientes resultados.

Nº	Sección (cm x cm)	Resistencia ultima (Kg/cm ²)
1	5 x 5	295.7
2	5 x 5	80.76
3	5 x 5	129.4
4	7.5 x 7.5	95.1
5	7.5 x 7.5	157.5
6	7.5 x 7.5	231.8
7	8.5x8.5	67.7

Podemos observar que los valores se distorsionan mucho debido al tipo de roca que es metamórfica pizarrosa que tienen un comportamiento poco predecible, podemos descartar los datos que se disparan mucho y sacar un promedio con el resto, que arroja un valor de

138.912 Kg/cm^2 , obviamente se aplica un coeficiente de seguridad muy generoso de un valor de 3 por lo que el valor a usar es de 46.304 Kg/cm^2 .

El perfil litológico del sitio es necesario por la longitud considerable de la obra, para poder tener una idea clara de las alturas de fundación, es así que se realizaron 6 exploraciones correspondientes a los dos estribos, 2 fundaciones del arco y 2 pilotes, pudiendo evidenciar que el lugar posee una cobertura vegetal y suelo de espesor oscilantes entre 20 y 75 centímetros presentando zonas donde la roca está expuesta completamente.

PUNTO NÚMERO 1.-Altura de suelo no rocoso: 0, se presenta la roca expuesta directamente.





PUNTO NÚMERO 2.-Altura de suelo no rocoso: 0, se presenta la roca expuesta directamente.



PUNTO NÚMERO 3.-Altura de suelo no rocoso:16cm, cubierta vegetal de poco espesor.



PUNTO NÚMERO 4.- Altura de suelo no rocoso: 30 cm, presenta cubierta vegetal de poco espesor, y suelo con piedras de diámetro considerable.



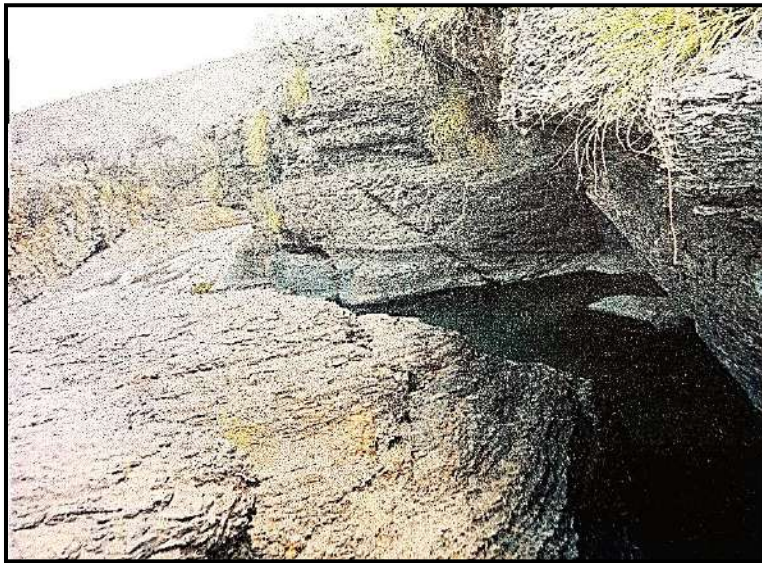
PUNTO NÚMERO 5.- Altura de suelo no rocoso: 75cm, presenta cubierta vegetal de poco espesor, y un suelo con piedras de diámetro variable.

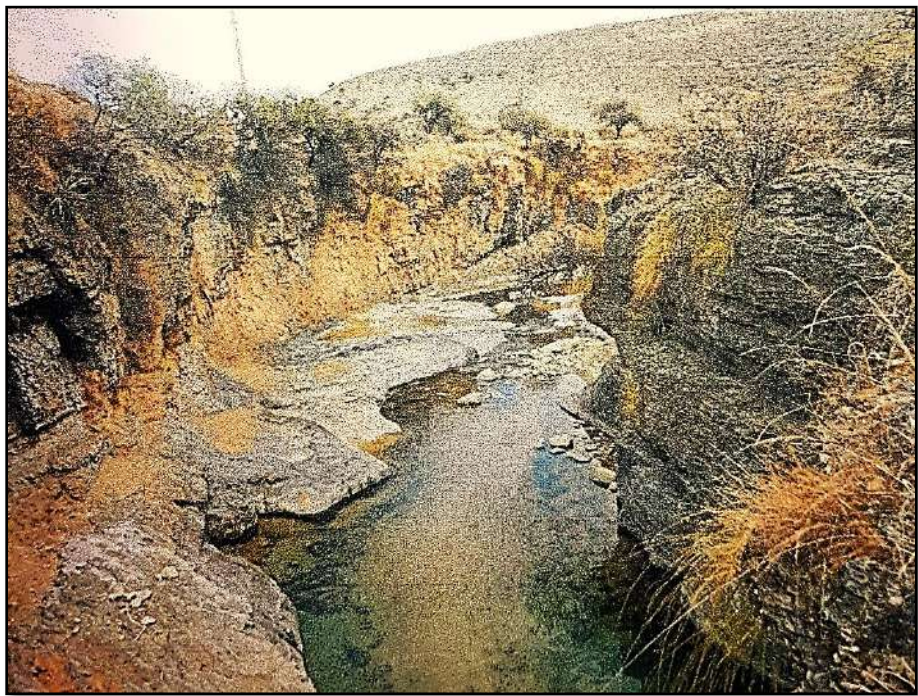
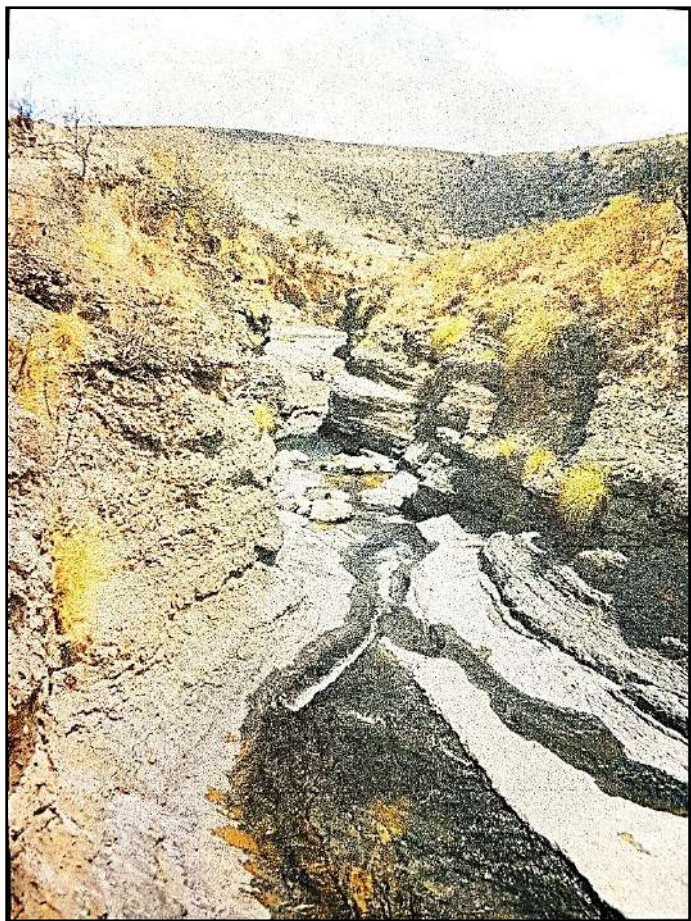


PUNTO NÚMERO 6.- Altura de suelo no rocoso: 32cm, presenta cubierta vegetal de poco espesor, y suelo granular.



A continuación, se muestran algunas fotos del sitio de emplazamiento donde se aprecia la roca de fundación:





PROPIEDADES MORFOMÉTRICAS DE LA CUENCA EN ESTUDIO

1. Propiedades Morfométricas de la Cuenca

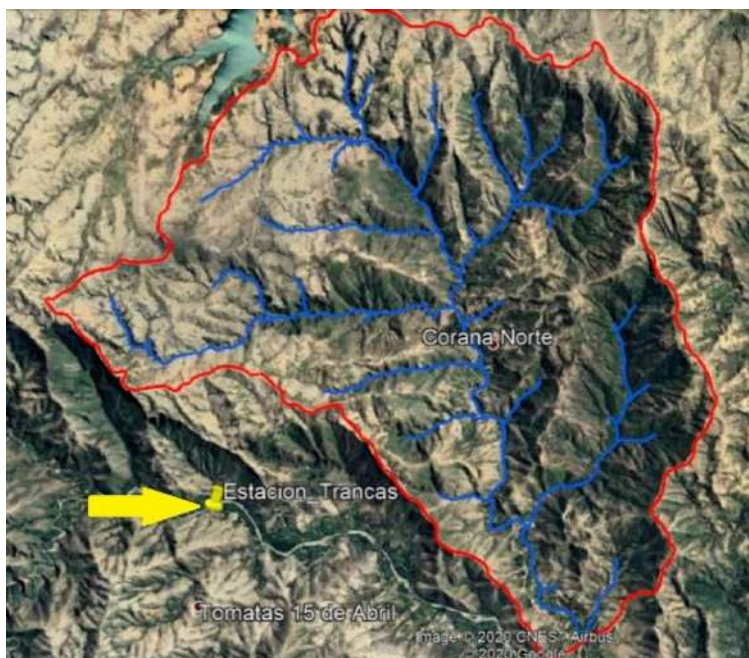
La información fue obtenida por medio del software ArcGis versión 10.4.1, y se verificó la misma con ayuda de las imágenes satelitales del Google Earth Pro.

Ac=	4.71E+07	m ²	Área de la cuenca
Ac=	47.091	Km ²	Área de la cuenca
Pc=	44,075.000	m	Perímetro de la cuenca
Pc=	44.075	Km	Perímetro de la cuenca
mc=	40.538		Pendiente media de la cuenca
mc=	0.405	%	Pendiente media de la cuenca
Lcp=	14,404.126	m	Longitud del cauce principal
Lcp=	14.404	Km	Longitud del cauce principal
Cota Máx=	2,962.000	m.s.n.m.	Cota máxima del cauce principal
Cota Mín=	2,137.000	m.s.n.m.	Cota mínima del cauce principal
mcp=	0.057	m/m	Pendiente del cauce principal
mcp=	0.057	m/m	Pendiente del cauce principal

2. Estaciones a Usar

Del total de estaciones en Tarija, se verificó que solo existe una estación considerablemente cerca a la cuenca, que es la estación de trancas.

Estación	Provincia	Departamento	Latitud S.	Longitud W.	Altura
Trancas	Méndez	Tarija	21° 18' 29"	64° 48' 57"	2,198



INFORMACIÓN DE ESTACIÓN EN ESTUDIO, FUENTE SENAMHI

PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA (mm)													
Estación: Trancas							Latitud Sud: 21° 18' 29"						
Provincia: Méndez							Longitud Oeste: 64° 48' 57"						
Departamento: Tarija							Altura: 2,200 m.s.n.m.						
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1984		38.00	54.00	5.00	0.00	0.00	0.00	28.00	7.60	17.00	30.00	56.00	
1985													
1986											100.30	33.00	
1987	105.00	19.00	40.00	24.00	2.00	6.00	0.00	0.00	2.00	23.00	20.00	34.00	105.00
1988	43.00	29.70	42.75	4.60	6.30	1.00	0.90	0.40	4.90	6.50	18.70	22.10	43.00
1989	15.70	15.50	45.50	10.90	1.00	3.30	0.60	0.00	28.60	16.40	18.20	29.80	45.50
1990	50.70	49.00	23.80	25.20	6.20	0.10	0.40	2.90	3.00	7.50	60.10	17.20	60.10
1991									3.00	16.00		61.80	
1992	50.00	42.50	22.20	7.40	0.40	0.00	1.20	1.20	5.80	4.20	18.20	40.10	50.00
1993	28.40	45.00	53.00	12.80	4.00	0.50	3.10	1.20	3.00	37.60	16.10	91.20	91.20
1994	49.00	21.20	33.60	0.00	0.00	8.30	0.00	0.00	17.30	14.00	42.20	37.40	49.00
1995	70.40	25.40	38.40	2.00	4.10	0.00	0.00	1.30	14.20	9.00	25.40	30.30	70.40
1996	27.30	22.20	35.90	33.20	5.20	0.00	0.00	9.20	7.40	37.60	49.30	45.40	49.30
1997	19.20	100.50	25.20	30.20	15.30	0.00	0.00	0.00	10.60	16.00	39.00	19.20	100.50
1998	41.40	29.20	21.00	8.20	2.00	2.10	0.30	0.00	1.20	9.20	22.30	10.20	41.40
1999	35.20	48.40	35.30	3.00	3.20	2.60	0.00	0.00	20.50	25.00	10.00	10.80	48.40
2000	95.20	20.30	47.00	10.00	1.00	0.00	0.00	5.50	1.30	8.10	11.50	53.20	95.20
2001	51.20	43.40	30.40	5.30	1.00	0.00	0.00	1.60	7.00	20.00	22.80	56.60	56.60
2002	11.20	40.70	36.90	5.40	2.10	0.00	0.00	0.00	0.00	30.80	60.70	10.50	60.70
2003	40.30	10.40	36.50	1.60	5.70	1.20	0.00	0.00	9.00	20.00	21.00	60.50	60.50
2004	54.20	22.40	22.00	14.20	5.10	2.00	0.00	1.50	6.60	6.00	20.70	40.60	54.20
2005	30.00	100.50	24.40	8.00	0.00	0.00	1.50	0.00	10.00	5.20	13.70	47.30	100.50
2006	28.70	46.00	34.10	7.00	10.10	0.00	0.00	0.00	4.40	61.00	23.00	14.00	61.00
2007	42.50	16.70	40.30	7.50	2.20	0.00	0.00	0.00	5.00	45.30	46.00	28.50	46.00
2008	43.30	30.20	20.80	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00	2.70	13.00	30.10	54.80	54.80
2009	26.80	32.00	20.40	5.40	2.10	0.00	0.00	2.50	4.00	3.20	53.00	45.00	53.00
2010	29.00	84.00	20.00	6.00	10.00	0.00	0.00	0.50	0.00	4.00	3.00	39.00	84.00
2011	72.00	36.50	35.00	32.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.50	14.00	80.90	80.90
2012	54.50	55.50	25.00	33.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	40.50	29.00	32.00	55.50
2013	50.50	30.00	65.00	5.00	8.50	0.00	0.00	16.00	15.00	9.00	18.00	71.00	71.00
2014	55.00	40.00	20.00	20.00	0.00	1.00	0.00	2.00	0.00	20.00	15.00	40.00	55.00
2015	74.00	76.00	40.00	9.30	0.00	0.00	3.00	0.00	3.00	39.00	28.00	21.00	76.00
2016	40.00	43.00	10.00	34.00	0.00	0.00	0.00	5.00	22.00	10.30	40.00	35.00	43.00
2017	29.00	62.00	40.00	40.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.00	7.00	20.00	63.00	63.00
2018	85.00	40.00	45.00	15.00	3.00	0.00	0.00	0.00	40.00	41.00	34.00	70.00	85.00
2019	41.00	95.00	26.00	60.00	4.00	0.00	6.00	3.00	0.00	13.00	30.00	50.00	95.00
2020													
Media	46.52	42.88	32.98	15.35	3.42	0.88	0.53	1.68	8.23	19.03	29.49	41.04	65.77
Max	105.00	100.50	65.00	60.00	15.30	8.30	6.00	16.00	40.00	61.00	100.30	91.20	105.00
Min	11.20	10.40	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.20	3.00	10.20	41.40

INFORMACIÓN DE ESTACIÓN EN ESTUDIO, FUENTE SENAMHI

HUMEDAD RELATIVA MEDIA(%)													
Estación: Trancas							Latitud Sud: 21° 18' 29"						
Provincia: Méndez							Longitud Oeste: 64° 48' 57"						
Departamento: Tarija							Altura: 2,200 m.s.n.m.						
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1999	68.10	66.50	71.20	69.70	60.10	59.30	57.00	51.80	65.40	68.40	68.60	63.90	64.17
2000	72.30	69.30	74.00	****	****	****	****	****	****	****	68.30	68.90	****
2001	68.30	71.75	44.90	74.90	65.30	66.60	46.00	54.80	62.30	68.80	71.00	68.50	63.60
2002	69.80	74.20	59.60	75.00	66.90	62.60	61.70	55.50	57.50	64.80	71.80	76.90	66.36
2003	67.85	75.10	79.90	74.30	56.60	62.50	63.60	53.40	52.50	58.70	55.60	66.90	63.91
2004	65.90	76.00	78.10	73.30	68.60	59.90	60.60	58.90	64.60	58.70	71.20	74.10	67.49
2005	69.90	72.40	73.10	73.90	60.40	56.10	50.30	49.00	52.70	62.10	75.00	47.40	61.86
2006	54.10	76.10	75.60	76.80	64.50	45.40	41.40	****	****	51.10	60.80	****	****
2007	75.20	77.20	78.40	76.20	73.70	61.10	60.40	57.70	55.20	53.00	55.90	71.70	66.31
2008	75.40	****	****	****	****	****	51.40	70.10	72.30	73.70	71.40	76.10	****
2009	73.10	70.50	62.00	68.50	65.90	56.90	54.50	55.60	57.70	55.40	61.10	73.20	62.87
2010	72.00	71.00	64.40	61.50	56.20	50.70	51.10	51.30	50.40	53.80	50.60	49.20	56.85
2011	46.90	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****	****
Media	67.60	72.73	69.20	72.41	63.82	58.11	54.36	55.81	59.06	60.77	65.11	66.98	63.71
Max	75.40	77.20	79.90	76.80	73.70	66.60	63.60	70.10	72.30	73.70	75.00	76.90	67.49
Min	46.90	66.50	44.90	61.50	56.20	45.40	41.40	49.00	50.40	51.10	50.60	47.40	56.85

CÁLCULO DEL NÚMERO DE CURVA

1. Determinación del Número de Curva Ponderado

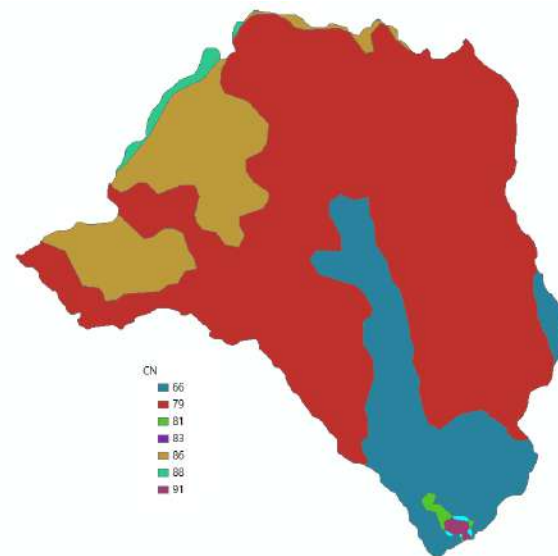
N°	Descripción del Uso de la Tierra	GHS	CN	Área	Área*CN	CN
				Km ²	Km ²	Ponderado
1	Bosques Trocos Delgados Cubiertas Pobres	B	66	7.847	517.873	77.946
2	Bosques Trocos Delgados Cubiertas Pobres	D	83	0.008	0.692	
3	Pastizales Condiciones Pobres	B	79	31.886	2,518.955	
4	Pastizales Condiciones Pobres	C	86	6.700	576.187	
5	Tierra Cultivada Sin Tratamiento de Conservación	B	81	0.142	11.530	
6	Tierra Cultivada Sin Tratamiento de Conservación	C	88	0.405	35.596	
7	Tierra Cultivada Sin Tratamiento de Conservación	D	91	0.125	11.376	
Σ=				47.112	3,672.209	

2. Número de Curva Según Condición Antecedente de Humedad

Retención	Condición de Humedad Previa		
	Seca	Promedio	Húmeda
Potencial	CN (I)	CN(II)	CN(III)
(mm)	59.749	77.946	89.046
S(plg)	6.737	2.829	1.230
S(mm)	171.109	71.866	31.246

3. Número de curva Elegido

CN= 77.946
S (mm)= 71.866 mm



CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS

1. Cálculo de precipitaciones Máximas por el Método del Número de Curva

$$s = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{CN} = 77.946 \quad \text{Pe} = \frac{(P - 0,20s)^2}{P + 0,80s}$$

$$S \text{ (mm)} = 71.866$$

Nº	Año	PMDA	Pe	Datos
		(mm)	(mm)	ordenados
1	1987	105.00	50.55	7.39
2	1988	43.00	8.15	8.15
3	1989	45.50	9.41	8.15
4	1990	60.10	17.78	9.41
5	1992	50.00	11.81	9.66
6	1993	91.20	39.70	10.93
7	1994	49.00	11.26	11.26
8	1995	70.40	24.54	11.42
9	1996	49.30	11.42	11.81
10	1997	100.50	46.95	13.50
11	1998	41.40	7.39	14.20
12	1999	48.40	10.93	14.55
13	2000	95.20	42.79	14.67
14	2001	56.60	15.63	14.97
15	2002	60.70	18.16	15.63
16	2003	60.50	18.03	17.78
17	2004	54.20	14.20	18.03
18	2005	100.50	46.95	18.16
19	2006	61.00	18.35	18.35
20	2007	46.00	9.66	19.62
21	2008	54.80	14.55	24.54
22	2009	53.00	13.50	24.96
23	2010	84.00	34.26	28.45
24	2011	80.90	31.98	31.98
25	2012	55.50	14.97	34.26
26	2013	71.00	24.96	35.01
27	2014	55.00	14.67	39.70
28	2015	76.00	28.45	42.63
29	2016	43.00	8.15	42.79
30	2017	63.00	19.62	46.95
31	2018	85.00	35.01	46.95
32	2019	95.00	42.63	50.55

CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS

2. Prueba de Bondad de Ajuste

Método Smirnov Kolmogorov para una distribución Gumbel modificada

Nd=	32		
Media=	22.388	mm	Media
σ =	13.274	mm	Desviación estándar
α =	10.350	mm	
μ =	16.414		

m	Q=X	P(x)	$Z=(X-u)/\alpha$	F(z)	F(z)-p(x)
1	7.386	0.033	-0.872	0.0914	0.058
2	8.155	0.067	-0.798	0.1085	0.042
3	8.155	0.100	-0.798	0.1085	0.008
4	9.407	0.133	-0.677	0.1397	0.006
5	9.665	0.167	-0.652	0.1467	0.020
6	10.934	0.200	-0.529	0.1830	0.017
7	11.259	0.233	-0.498	0.1929	0.040
8	11.423	0.267	-0.482	0.1980	0.069
9	11.808	0.300	-0.445	0.2100	0.090
10	13.503	0.333	-0.281	0.2659	0.067
11	14.201	0.367	-0.214	0.2899	0.077
12	14.554	0.400	-0.180	0.3021	0.098
13	14.672	0.433	-0.168	0.3063	0.127
14	14.969	0.467	-0.140	0.3167	0.150
15	15.629	0.500	-0.076	0.3400	0.160
16	17.781	0.533	0.132	0.4163	0.117
17	18.032	0.567	0.156	0.4252	0.141
18	18.158	0.600	0.169	0.4296	0.170
19	18.348	0.633	0.187	0.4362	0.197
20	19.624	0.667	0.310	0.4803	0.186
21	24.544	0.700	0.786	0.6339	0.066
22	24.955	0.733	0.825	0.6453	0.088
23	28.450	0.767	1.163	0.7316	0.035
24	31.980	0.800	1.504	0.8007	0.001
25	34.263	0.833	1.725	0.8367	0.003
26	35.006	0.867	1.796	0.8471	0.020
27	39.695	0.900	2.249	0.8999	0.000
28	42.629	0.933	2.533	0.9236	0.010
29	42.785	0.967	2.548	0.9247	0.042
30	46.950	1.000	2.950	0.9490	0.051
31	46.950	1.033	2.950	0.9490	0.084
32	50.545	1.067	3.298	0.9637	0.103

Nd=	32	Número de datos
α =	0.050	Nivel de significancia
Δt =	0.240	Delta teórico
ΔMax =	0.197	Delta datos
$\Delta \text{Max} < \Delta$?	Ok	

CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS

3. Precipitación Máxima por Gumbel Modificado

Nd=	32		$x = \mu - \alpha * \ln(-\ln(P(x)))$		
Media=	22.388	mm	Media		
σ =	13.274	mm	Desviación Estándar		
α =	10.350	mm			
μ =	16.414				

T (Años)	P(Z>z)	P(x)	μ	α	Pe(mm)
10	0.100	0.900	16.414	10.350	39.705
50	0.020	0.980	16.414	10.350	56.799
100	0.010	0.990	16.414	10.350	64.025
500	0.002	0.998	16.414	10.350	80.724
1000	0.001	0.999	16.414	10.350	87.904

4. Tiempo de Concentración

4.1 Propiedades del Cauce Principal

CotaMáxC=	2,962.00	m.s.n.m.	Cota máxima cauce principal
CotaMínC=	2,137.00	m.s.n.m.	Cota mínima cauce principal
ΔH_{cp} =	825.00	m	Desnivel del cauce principal
Ac=	47.09	Km ²	Área de la cuenca
Lcp=	14,404.13	m	Longitud cauce principal
Lcp=	14.40	Km	Longitud cauce principal
mcp=	5.73	%	Pendiente media cauce principal
mcp=	0.06	m/m	Pendiente media cauce principal

4.2 Calculo del Tiempo de Concentración

4.2.1 Método de Kirpich

$$t_c = 0,01947 \cdot L^{0,77} \cdot S^{-0,385}$$

L=	14,404.13	m	Longitud cauce principal
S=	0.057	m/m	Pendiente media cauce principal
tc=	95.774	min	Tiempo de concentración
tc=	1.596	hrs	Tiempo de concentración

4.2.2 Método de Ventura-Heras

$$\alpha = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad t_c = \alpha \cdot \frac{A^{0,5}}{S}$$

L=	14.404	Km	Longitud cauce principal
A=	47.091	Km ²	Área de la cuenca
S=	5.728	%	Pendiente media cauce principal
α =	2.099		Alejamiento medio de la cuenca
tc=	2.515	hrs	Tiempo de concentración

CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS

4.2.3 Método de Passini

$$t_c = \alpha \cdot \frac{(A \cdot L)^{1/3}}{S^{0.5}}$$

L=	14.404	Km	Longitud cauce principal
A=	47.091	Km ²	Área de la cuenca
S=	5.728	%	Pendiente media cauce principal
α=	2.099		Alejamiento medio de la cuenca
tc=	7.706	hrs	Tiempo de concentración

4.2.4 Método de Giandotti

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}}$$

H=	825.000	m	Desnivel cauce principal
A=	47.091	Km ²	Área de la cuenca
L=	14.404	Km	Longitud cauce principal
tc=	2.135	hrs	Tiempo de concentración

4.2.5 Resumen de Tiempo de Concentración

Método de cálculo	tc hrs	Valores similares	Promedio de elegidos
Kirpich	1.596	No	2.325
Ventura	2.515	Si	
Passini	7.706	No	
Giandotti	2.135	Si	

4.2.6 Tiempo de Concentración Asumido

tc=	2.325	hrs	Promedio de los elegidos
-----	--------------	-----	--------------------------

5. Caudal Máximo por Método del Hidrograma Triangular

$$Q_p = 0.208 * \frac{hp_e * A}{t_p}$$

T (Años)	Pe (mm)	Ac (Km ²)	tc (hrs)	tp (hrs)	tb (hr)	Qp (m ³ /s)
50	39.705	47.091	2.325	2.920	7.796	133.201
50	56.799	47.091	2.325	2.920	7.796	190.547
100	64.025	47.091	2.325	2.920	7.796	214.790
500	80.724	47.091	2.325	2.920	7.796	270.811
1000	87.904	47.091	2.325	2.920	7.796	294.896
Tiempos del hidrograma (hrs)						
ti	tc	tr	tp	tb		
0.000	2.325	1.395	2.920	7.796		

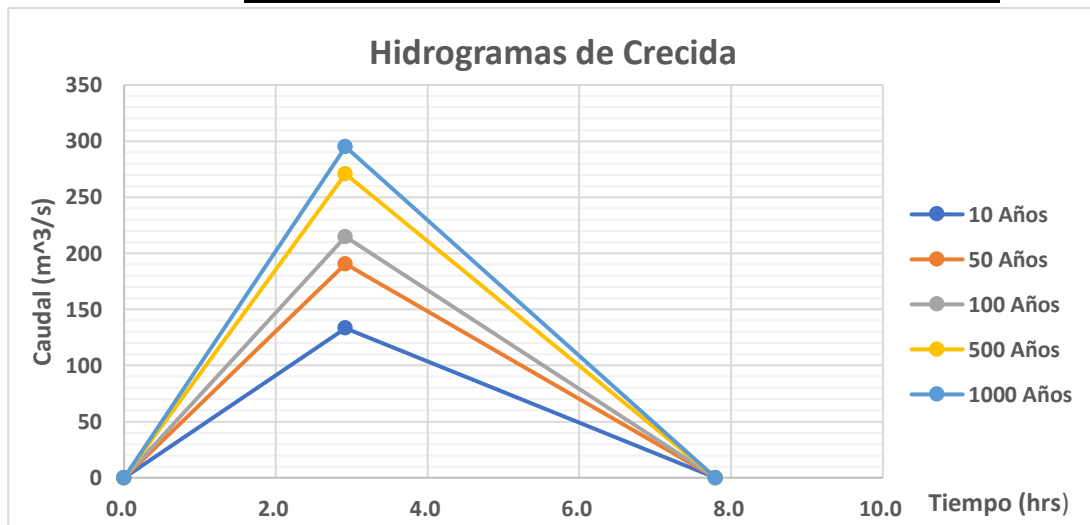
CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS

6. Caudales Máximos

	Caudales Máximos (m ³ /s)				
	10 Años	50 Años	100 Años	500 Años	1000 Años
Q _{max} =	133.201	190.547	214.790	270.811	294.896
Asumido=	140.000	200.000	220.000	280.000	300.000

6.1 Hidrograma Triangular

	Hidrogramas Triangulares (m ³ /s)				
t (hrs)	10 Años	50 Años	100 Años	500 Años	1000 Años
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.920	133.201	190.547	214.790	270.811	294.896
7.796	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

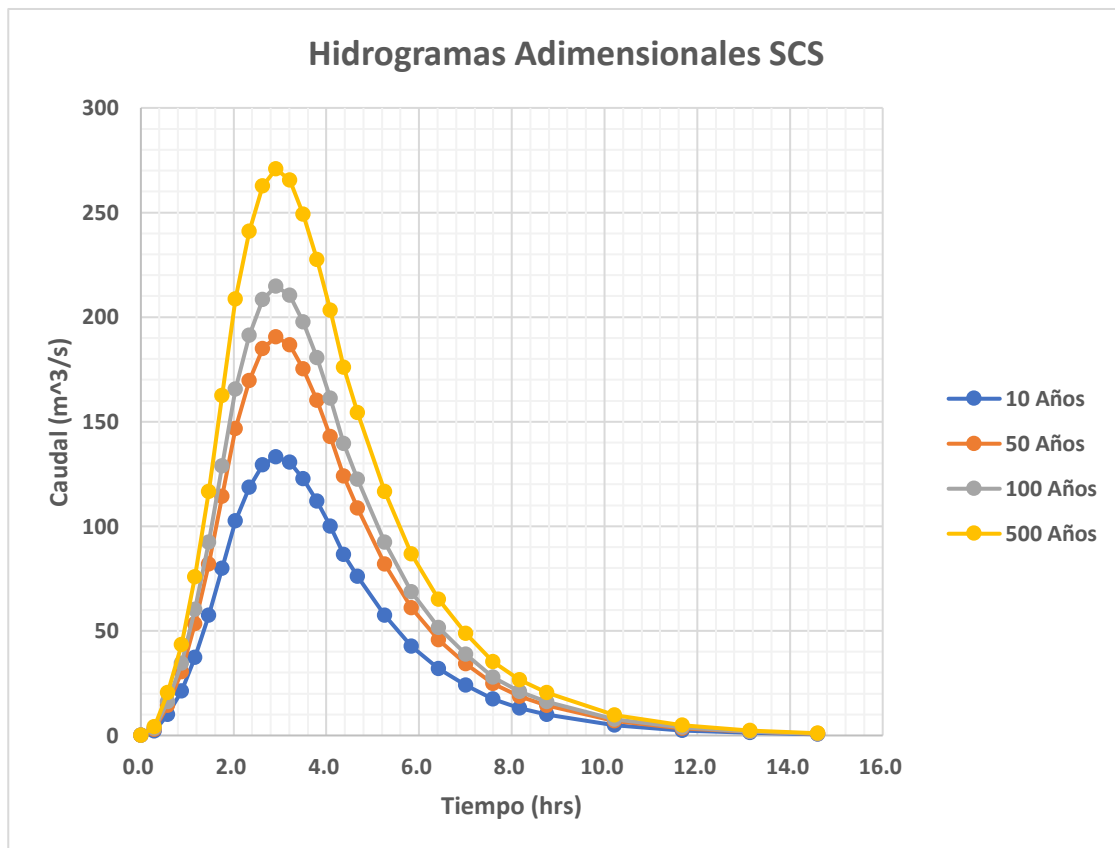


6.2 Hidrograma Suavizado Según SCS

Valores SCS		Hidrogramas Suavizados por SCS				
Q/Q _p	t/t _p	t (hrs)	10 Años	50 Años	100 Años	500 Años
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.015	0.100	0.292	1.998	2.858	3.222	4.062
0.075	0.200	0.584	9.990	14.291	16.109	20.311
0.160	0.300	0.876	21.312	30.487	34.366	43.330
0.280	0.400	1.168	37.296	53.353	60.141	75.827
0.430	0.500	1.460	57.277	81.935	92.359	116.449
0.600	0.600	1.752	79.921	114.328	128.874	162.487
0.770	0.700	2.044	102.565	146.721	165.388	208.525
0.890	0.800	2.336	118.549	169.586	191.163	241.022
0.970	0.900	2.628	129.205	184.830	208.346	262.687
1.000	1.000	2.920	133.201	190.547	214.790	270.811

CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS

0.980	1.100	3.212	130.537	186.736	210.494	265.395
0.920	1.200	3.504	122.545	175.303	197.606	249.146
0.840	1.300	3.796	111.889	160.059	180.423	227.481
0.750	1.400	4.088	99.901	142.910	161.092	203.108
0.650	1.500	4.380	86.581	123.855	139.613	176.027
0.570	1.600	4.671	75.925	108.612	122.430	154.362
0.430	1.800	5.255	57.277	81.935	92.359	116.449
0.320	2.000	5.839	42.624	60.975	68.733	86.660
0.240	2.200	6.423	31.968	45.731	51.549	64.995
0.180	2.400	7.007	23.976	34.298	38.662	48.746
0.130	2.600	7.591	17.316	24.771	27.923	35.205
0.098	2.800	8.175	13.054	18.674	21.049	26.540
0.075	3.000	8.759	9.990	14.291	16.109	20.311
0.036	3.500	10.219	4.795	6.860	7.732	9.749
0.018	4.000	11.679	2.398	3.430	3.866	4.875
0.009	4.500	13.139	1.199	1.715	1.933	2.437
0.004	5.000	14.598	0.533	0.762	0.859	1.083
Q/Qp	t/tp	t (hrs)	10 Años	50 Años	100 Años	500 Años
Valores SCS		Hidrogramas Suavizados por SCS				



CÁLCULO DEL TIRANTE MÁXIMO

1. Propiedades del Cauce

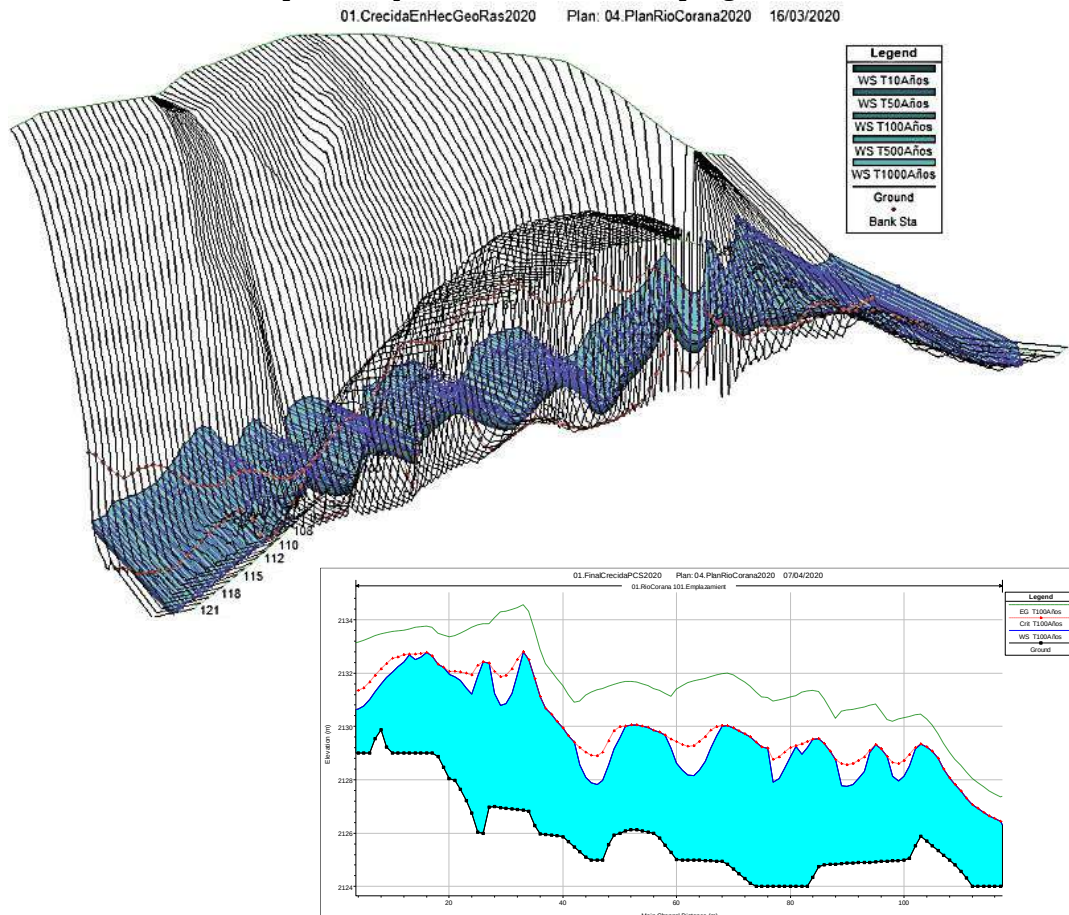
CotaMáxC=	2,129.000	Cota máxima cauce principal
CotaMínC=	2,124.490	Cota mínima cauce principal
ΔH_{cp} =	4.510	Desnivel de cauce principal
Lc=	122.000	Longitud del cauce principal
mcp=	0.037	Pendiente del cauce principal

2. Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias

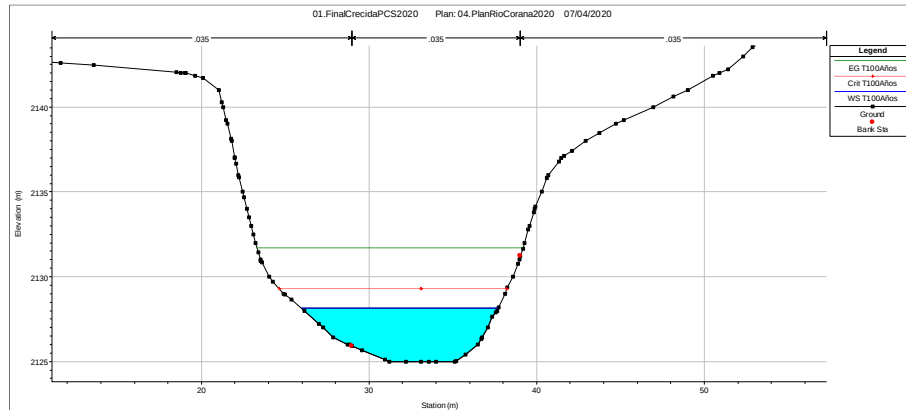
El cálculo del nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) se lo realizó mediante una simulación de crecida en el software HEC-RAS versión 5.0.7.

2.1 Análisis de Crecida

El análisis se hizo sobre todo el tramo existente en la información topográfica, sin embargo se presentan los resultados para la sección correspondiente a la ubicación del puente, que es la sección de la progresiva 00+64.00



CÁLCULO DEL TIRANTE MÁXIMO



W.S. Elev = Cota a la que se sitúa la superficie de la lámina de agua, es decir la suma de cota de solera o rasante de canal más el calado o tirante ($Z + y$)

Crit W.S. = Cota a la que se sitúa el calado o tirante crítico, es decir suma de cota de solera o rasante de canal más el calado o tirante crítico ($Z + y_c$)

ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL

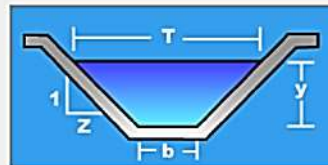
Periodo de retorno	Cota solera	Cota W.S.	Tirante W.S	Cota Crit W.S.	Tirante Crit W.S.
Años	m.s.n.m.	m.s.n.m.	m	m.s.n.m.	m
10	2,125.000	2,127.480	2.480	2,128.330	3.330
50	2,125.000	2,127.990	2.990	2,129.070	4.070
100	2,125.000	2,128.150	3.150	2,129.270	4.270
500	2,125.000	2,128.570	3.570	2,129.860	4.860
1000	2,125.000	2,128.700	3.700	2,130.050	5.050

2.2 Verificación de Cálculos

Para corroborar los cálculos, los podemos verificar con cálculos mas sencillos como por ejemplo el uso de Hcanales, asumiendo sección trapezoidal del cauce.

Datos:

Caudal (Q):	220	m ³ /s
Ancho de solera (b):	5.0	m
Talud (Z):	0.85	
Rugosidad (n):	0.035	
Pendiente (S):	0.037	m/m



VERIFICACIÓN CON HCANALES

Periodo de retorno	Caudal máximo	Tirante por Hcanales	Velocidad Hcanales	Tirante por HEC-RAS	Velocidad HEC-RAS
Años	m ³ /s	m	m/s	m	m/s
10	140.000	2.599	7.471	2.480	7.450
50	200.000	3.165	8.219	2.990	8.350
100	220.000	3.333	8.427	3.150	8.600
500	280.000	3.794	8.973	3.570	9.280
1000	300.000	3.936	9.132	3.700	9.480

CÁLCULO DEL TIRANTE MÁXIMO

2.3 Determinación del NAME

Como se observa en el perfil de crecida del río, en algunos puntos el nivel del agua llega a igualarse con el tirante crítico, esto por la naturaleza de cambio constante de energía del flujo por tanto vamos a asumir que en algún instante esto podría ocurrir para la progresiva estudiada asumiendo este tirante como el tirante de diseño, todo en pro de la seguridad.

TIRANTE DE DISEÑO			
Periodo de retorno	Cota solera	Tirante máximo	Cota tirante máximo
Años	m.s.n.m.	m	m.s.n.m.
100	2,125.000	4.270	2,129.270
500	2,125.000	4.860	2,129.860

Para diseño
Para verificación

3. Socavación

Para el cálculo de la socavación se deben tener en cuenta la velocidad del flujo y el tipo de suelo presente en el lecho del río, con lo cual observamos que en nuestro caso tenemos netamente roca como se observa en la imagen.



Analizando además que los estribos están a tal altura que no llegan a tocar el agua ni en una crecida para un periodo de retorno de 1000 años, nos deja del lado de la seguridad, pues en las condiciones mencionadas no se daría socavación.

DATOS GENERALES

1. Datos Generales

$\gamma H^o A^o =$	23.544	KN/m ³	Peso específico del hormigón armado
$f'c =$	28.000	MPa	Resistencia característica - hormigón
$fcr =$	3.334	MPa	Resistencia a fisuración
$f_y =$	420.000	MPa	Límite de fluencia del acero
$f_{yt} =$	420.000	MPa	Límite de fluencia del acero a cortante
$\Phi =$	0.900		Factor de ELR para flexión
$\Phi_{Ext} =$	1.000		Factor para ELEE
$\Phi_c =$	0.850		Factor de ELR para cortante
$\lambda =$	1.000		Factor a cortante - hormigón normal

2. Diámetros Comerciales de Barras de Acero Corrugado

Diámetros Comerciales		
Diámetro Barra		Sección
Plg	mm	mm ²
1/4	6.000	28.300
5/16	8.000	50.300
3/8	9.500	71.000
1/2	12.000	113.100
5/8	16.000	201.100
3/4	20.000	314.200
1	25.000	490.900

3. Datos Para el Diseño del Pasamanos

$LPa_1 =$	0.120	m	Lado 1 del pasamanos
$LPa_2 =$	0.120	m	Lado 2 del pasamanos
$bw =$	0.120	m	Base de diseño a cortante
$A_Pa =$	0.014	m ²	Área del pasamanos
$Sep-Po =$	1.900	m	Separación entre postes
$w-Pa =$	0.730	N/mm	Sobrecarga de diseño de pasamanos
$P-Pa =$	890.000	N	Carga puntual sobre pasamanos
$dc-Pa =$	0.020	m	Recubrimiento de pasamanos

4. Datos Para el Diseño de Postes

$b-Po =$	0.200	m	Base de postes
$h-Po =$	0.200	m	Altura de postes
$bw-Po =$	0.200	m	Base de postes para cortante
$dc-Po =$	0.020	m	Recubrimiento de postes

SOLICITACIONES EN PASAMANOS

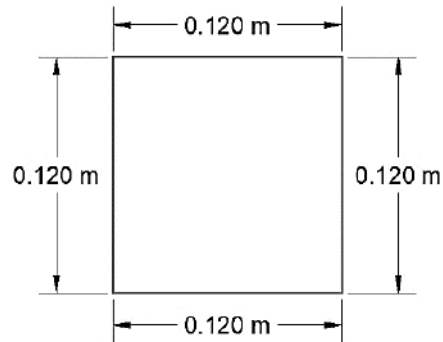
1. Cargas

1.1 Permanentes

1.1.1 Por Peso Propio (DC)

$$V = \frac{Q * L}{2}$$

$$M = \frac{Q * L^2}{8}$$



Q-Pa= 0.339 KN/m
L-Pa= 1.900 m

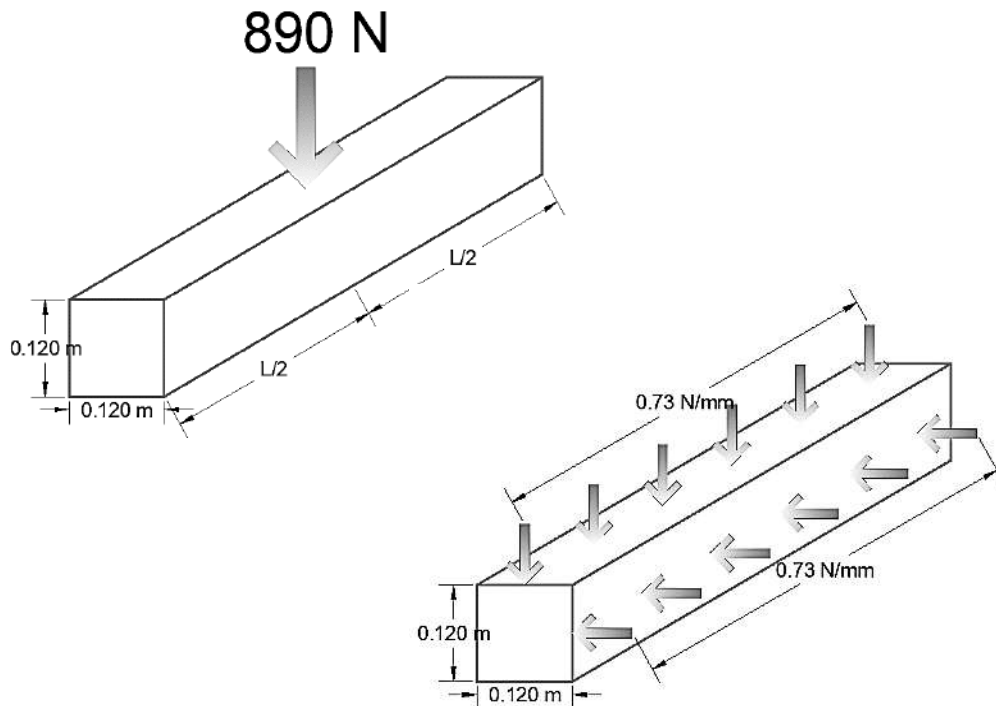
Carga por pasamanos
Separación entre postes

M-Pa= 0.153 KN*m
V-Pa= 0.322 KN

Momento por peso propio-Pasamanos
Cortante por peso propio-Pasamanos

1.2 Transitorias

Para el caso de cargas transitorias, usamos las sobrecargas de diseño recomendadas por el artículo 13.8.2 de la norma AASHTO LRFD.



SOLICITACIONES EN PASAMANOS

1.2.1 Carga Uniformemente Distribuida

w-Pa=	0.730	KN/m	Sobrecarga de diseño de pasamanos
L-Pa=	1.900	m	Separación entre postes
Mw-Pa=	0.329	KN*m	Momento por sobrecarga distribuida
Vw-Pa=	0.694	KN	Cortante por sobrecarga distribuida

1.2.2 Carga Puntual

P-Pa=	0.890	KN	Carga puntual sobre pasamanos
L-Pa=	1.900	m	Separación entre postes
MP-Pa=	0.423	KN*m	Momento por sobrecarga puntual
VP-Pa=	0.445	KN	Cortante por sobrecarga puntual

2. Solicitaciones de Diseño

2.1 Momento de Diseño

Tipo de Carga	Descripción	Momento	Factor	Mom. Fact.
		KN*m	γ	KN*m
Peso Prop.	DC	0.153	1.250	0.191
Distribuida	LS	0.329	1.750	0.576
Puntual	LS	0.423	1.750	0.740
$\Sigma=$				1.508

Md-Pa=	1.508	KN*m	Momento de diseño para pasamanos
--------	-------	------	----------------------------------

2.2 Cortante de Diseño

Tipo de Carga	Descripción	Cortante	Factor	Cort. Fact.
		KN	γ	KN*m
Peso Prop.	DC	0.322	1.250	0.403
Distribuida	LS	0.694	1.750	1.214
Puntual	LS	0.445	1.750	0.779
$\Sigma=$				2.395

Vd-Pa=	2.395	KN*m	Cortante de diseño para pasamanos
--------	-------	------	-----------------------------------

REFUERZO EN PASAMANOS

1. Diseño a Flexión

1.1 Momento de Diseño (Md)

$$M_d = 1,507.521 \text{ N}\cdot\text{m} \quad \text{Momento de diseño}$$

1.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

$$\begin{aligned} h &= 0.120 \text{ m} && \text{Peralte de Diseño} \\ d_c &= 0.020 \text{ m} && \text{Recubrimiento} \\ d_t &= 0.100 \text{ m} && \text{Canto útil teórico} \end{aligned}$$

1.3 Bloque de Compresión Teórico (at) $a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$

$$\begin{aligned} \Phi &= 0.900 && \text{Factor de ELR} \\ b &= 0.120 \text{ m} && \text{Base del elemento} \\ f'_c &= 2.80\text{E}+07 \text{ N/m}^2 && \text{Resistencia característica-hormigón} \\ a_t &= 0.00605 \text{ m} && \text{Altura de bloque de compresión teórico} \end{aligned}$$

1.4 Armadura Requerida (As_{req}) $A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * a_t$

$$\begin{aligned} f_y &= 4.20\text{E}+08 \text{ N/m}^2 && \text{Límite de fluencia del acero} \\ A_{s_{req}} &= 41.125 \text{ mm}^2 && \text{Armadura requerida} \end{aligned}$$

1.5 Armadura Provista (As_{prov})

$$\begin{aligned} \emptyset &= 8.000 \text{ mm} && \text{Diámetro de barra provista} \\ A_{s\emptyset} &= 50.300 \text{ mm}^2 && \text{Área de barra provista} \\ \# \text{Barras} &= 2.000 && \text{Número de barras por elemento} \\ A_{s_{prov}} &= 100.600 \text{ mm}^2 && \text{Armadura provista} \end{aligned}$$

1.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \emptyset/2$

$$d = 0.096 \text{ m} \quad \text{Canto útil real del elemento}$$

1.7 Altura del Bloque de Compresión (a) $a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$

$$a = 0.015 \text{ m} \quad \text{Altura real del bloque de compresión}$$

REFUERZO EN PASAMANOS

1.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

Mn= 3,743.651 N*m Momento nominal

1.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr= 3,369.286 N*m Momento reducido

1.10 Momento de Fisuración (Mcr) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

fcr= 3.33E+06 N/m² Resistencia a fisuración

Mcr= 1,029.217 N*m Momento de fisuración

1.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

1.33Md= 2,005.002 N*m 1.33 veces el momento de diseño

1.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín= 1,029.217 N*m Momento mínimo

1.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
	1,507.521	≤	3,369.286	
Cumple				

1.14 Armadura para Flexión

Use 2 Ø8 para resistir los esfuerzos a flexión del pasamanos

1.15 Verificación Por Falla Dúctil

1.15.1 Bloque de Compresión (c) $c = \frac{a}{0.85}$

c= 0.017 m Bloque de compresión

1.15.2 Deformación Unitaria del Acero $\epsilon_s = \frac{\epsilon_c * d}{c} - \epsilon_c$

εs= 0.014 ≥ 0.005 =εsmín

Falla Dúctil

REFUERZO EN PASAMANOS

2. Diseño a Cortante

2.1 Cortante de Diseño (Vd)

$$V_d = 2,394.977 \text{ N} \quad \text{Cortante de diseño}$$

2.2 Fuerza Cortante Nominal (Vn)

$$V_n = \frac{V_d}{\Phi_c}$$

$$\Phi_c = 0.850 \quad \text{Factor de ELR para cortante}$$

$$V_n = 2,817.620 \text{ N} \quad \text{Cortante nominal}$$

2.3 Resistencia del Elemento a Cortante (Vc) $V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$

$$b_w = 120.000 \text{ mm} \quad \text{Base de diseño a cortante}$$

$$\lambda = 1.000 \quad \text{Factor a cortante - hormigón normal}$$

$$V_c = 10,362.879 \text{ N} \quad \text{Resistencia a cortante}$$

2.4 Casos de Diseño

$$\begin{array}{lcl} \text{2.4.1 Caso 1} & V_n \leq \frac{V_c}{2} & \\ & 2,817.620 & \leq 10,362.879 \\ & & \text{Diseño en caso 1} \end{array}$$

2.5 Armadura Mínima

$$\text{2.5.1 Caso "a"} \quad A_{v_{\min_a}} = 0.062 * s_c * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$s_c = 200.000 \text{ mm} \quad \text{Separación de armadura a cortante}$$

$$A_{v_{\min_a}} = 18.747 \text{ mm}^2 \quad \text{Armadura mínima para el caso "a"}$$

$$\text{2.5.2 Caso "b"} \quad A_{v_{\min_b}} = 0.35 * s_c * \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$A_{v_{\min_b}} = 20.000 \text{ mm}^2 \quad \text{Armadura mínima para el caso "b"}$$

2.5.3 Armadura Mínima $A_{v_{\min}}$

$$A_{v_{\min}} = 20.000 \text{ mm}^2 \quad \text{Armadura mínima para diseño}$$

2.5.4 Armadura Provista para Cortante

Use $\emptyset 6 \text{ c}/20$ para resistir los esfuerzos cortantes del pasamanos

SOLICITACIÓN EN POSTES

1. Cargas

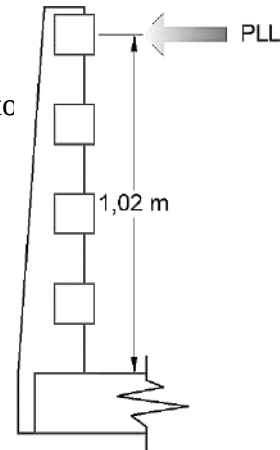
1.1 Permanentes

Al estar cargado en su propio cuerpo no tomaremos en cuenta el peso propio, pues no es la carga crítica en el elemento.

1.2 Transitorias

1.2.1 Sobrecarga de Diseño (P_{LL})

$$P_{LL} = 890 + 0.73 L$$



Sep-Po=	1.900	m	Separación entre postes
P_{LL} =	2,277.000	N	Carga puntual en postes
Y_{LL} =	1.020	m	Brazo para la carga en postes
M- P_{LL} =	2,322.540	N*m	Momento por carga en postes
V- P_{LL} =	2,277.000	N	Cortante por carga en postes

2. Solicitaciones de Diseño

2.1 Momento de Diseño

Tipo de Carga	Descripción	Momento N*m	Factor γ	Mom. Fact. N*m
Peso Prop.	DC	0.000	1.250	0.000
Puntual	P_{LL}	2,322.540	1.750	4,064.445
		$\Sigma = 4,064.445$		

Md-Po= 4,064.445 N*m Momento de diseño para postes

2.1 Cortante de Diseño

Tipo de Carga	Descripción	Cortante N	Factor γ	Cort. Fact. N
Peso Prop.	DC	0.000	1.250	0.000
Puntual	P_{LL}	2,277.000	1.750	3,984.750
		$\Sigma = 3,984.750$		

Vd-Po= 3,984.750 N Cortante de diseño para postes

REFUERZO EN POSTES

1. Diseño a Flexión

1.1 Momento de Diseño (Md)

$$M_d = 4,064.445 \text{ N}\cdot\text{m} \quad \text{Momento de diseño}$$

1.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

$$\begin{aligned} h &= 0.200 \text{ m} && \text{Peralte de Diseño} \\ d_c &= 0.020 \text{ m} && \text{Recubrimiento} \\ d_t &= 0.180 \text{ m} && \text{Canto útil teórico} \end{aligned}$$

1.3 Bloque de Compresión Teórico (at) $a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$

$$\begin{aligned} \Phi &= 0.900 && \text{Factor de ELR} \\ b &= 0.200 \text{ m} && \text{Base del elemento} \\ f'_c &= 2.80\text{E}+07 \text{ N/m}^2 && \text{Resistencia característica-hormigón} \\ a_t &= 0.00535 \text{ m} && \text{Altura de bloque de compresión teórico} \end{aligned}$$

1.4 Armadura Requerida (As_{req}) $A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * a_t$

$$\begin{aligned} f_y &= 4.20\text{E}+08 \text{ N/m}^2 && \text{Límite de fluencia del acero} \\ A_{s_{req}} &= 60.637 \text{ mm}^2/\text{m} && \text{Armadura requerida} \end{aligned}$$

1.5 Armadura Provista (As_{prov})

$$\begin{aligned} \emptyset &= 10.000 \text{ mm} && \text{Diámetro de barra provista} \\ A_{s\emptyset} &= 71.000 \text{ mm}^2 && \text{Área de barra provista} \\ \# \text{Barras} &= 2.000 && \text{Número de barras por elemento} \\ A_{s_{prov}} &= 142.000 \text{ mm}^2 && \text{Armadura provista} \end{aligned}$$

1.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \emptyset/2$

$$d = 0.175 \text{ m} \quad \text{Canto útil real del elemento}$$

1.7 Altura del Bloque de Compresión (a) $a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$

$$a = 0.013 \text{ m} \quad \text{Altura real del bloque de compresión}$$

REFUERZO EN POSTES

1.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

Mn= 10,063.373 N*m Momento nominal

1.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr= 9,057.036 N*m Momento reducido

1.10 Momento de Fisuración (Mcr) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

fcr= 3.33E+06 N/m² Resistencia a fisuración

Mcr= 4,764.892 N*m Momento de fisuración

1.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

1.33Md= 5,405.712 N*m 1.33 veces el momento de diseño

1.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín= 4,764.892 N*m Momento mínimo

1.13 Verifiación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
	4,764.892	≤	9,057.036	
Cumple				

1.14 Armadura para Flexión

Use 2 Ø10 para resistir los esfuerzos a flexión del pasamanos

1.15 Verificación Por Falla Dúctil

1.15.1 Bloque de Compresión (c) $c = \frac{a}{0.85}$

c= 0.015 m Bloque de compresión

1.15.2 Deformación Unitaria del Acero $\epsilon_s = \frac{\epsilon_c * d}{c} - \epsilon_c$

εs= 0.033 ≥ 0.005 =εsmín

Falla Dúctil

REFUERZO EN POSTES

2. Diseño a Cortante

2.1 Cortante de Diseño (Vd)

$$V_d = 3,984.750 \text{ N} \quad \text{Cortante de diseño}$$

2.2 Fuerza Cortante Nominal (Vn)

$$V_n = \frac{V_d}{\Phi_c}$$

$$\Phi_c = 0.850 \quad \text{Factor de ELR para cortante}$$

$$V_n = 4,687.941 \text{ N} \quad \text{Cortante nominal}$$

2.3 Resistencia del Elemento a Cortante (Vc) $V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$

$$b_w = 200.000 \text{ mm} \quad \text{Base de diseño a cortante}$$

$$\lambda = 1.000 \quad \text{Factor a cortante - hormigón normal}$$

$$V_c = 31,484.441 \text{ N} \quad \text{Resistencia a cortante}$$

2.4 Casos de Diseño

$$\text{2.4.1 Caso 1} \quad V_n \leq \frac{V_c}{2}$$
$$4,687.941 \leq 31,484.441$$

Diseño en caso 1

2.5 Armadura Mínima

$$\text{2.5.1 Caso "a"} \quad A_{v_{\min_a}} = 0.062 * s_c * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$s_c = 250.000 \text{ mm} \quad \text{Separación de armadura a cortante}$$

$$A_{v_{\min_a}} = 39.056 \text{ mm}^2 \quad \text{Armadura mínima para el caso "a"}$$

$$\text{2.5.2 Caso "b"} \quad A_{v_{\min_b}} = 0.35 * s_c * \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$A_{v_{\min_b}} = 41.667 \text{ mm}^2 \quad \text{Armadura mínima para el caso "b"}$$

2.5.3 Armadura Mínima $A_{v_{\min}}$

$$A_{v_{\min}} = 41.667 \text{ mm}^2 \quad \text{Armadura mínima para diseño}$$

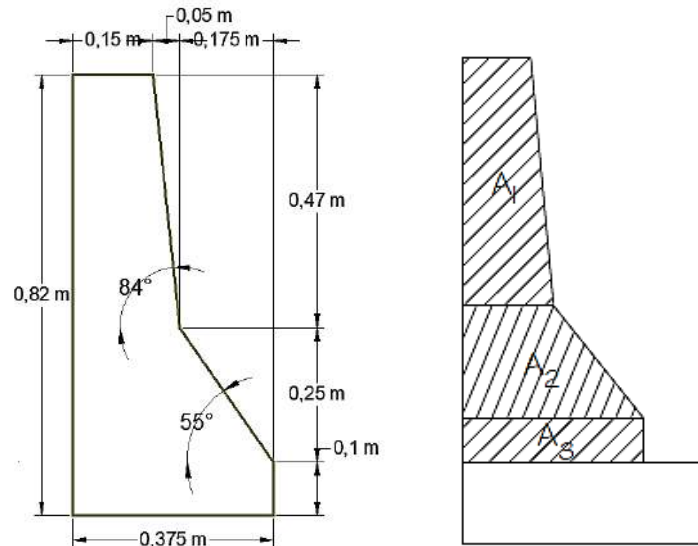
2.5.4 Armadura Provista para Cortante

Use $\emptyset 6 \text{ c/25}$ para resistir los esfuerzos cortantes del pasamanos

DISEÑO DE BARRERA

1. Consideraciones Generales

Se optó por usar una barrera tipo New Jersey, para un nivel de ensayo tipo TL-3.



2. Verificación de Resistencia

2.1 Resistencia a Flexión Alrededor del Eje Vertical

Para esto podemos dividir la barrera en sección para estudiar una por una.

2.1.1 Sección A-1

$\theta_1 =$	0.010	m	Diámetro Barra 1
$\theta_2 =$	0.010	m	Diámetro Barra 2
$d_c =$	0.050	m	Recubrimiento
$z =$	0.065	m	Distancia a eje de barra
$x_1 =$	0.075	m	Ancho superior
$x_2 =$	0.190	m	Ancho intermedio
$x_3 =$	0.225	m	Ancho inferior
$d_1 =$	0.075	m	Canto útil 1
$d_2 =$	0.125	m	Canto útil 2
$d_3 =$	0.160	m	Canto útil 3
$d =$	0.120	m	Canto útil promedio
$b =$	0.470	m	Base de diseño
$f_y =$	420.000	MPa	Resistencia acero
$A_s - A_1 =$	0.000178	m ²	Armadura sección A-1
$f_c =$	28.000	MPa	Resistencia hormigón
$a =$	0.00666	m	Bloque real de compresión
$\phi_{Ext} =$	1.000		Factor de resistencias-evento extremo
$M_u_{A1} =$	8,697.578	N*m	Momento resistente A-1

DISEÑO DE BARRERA

2.1.2 Sección A-2

$\theta_3=$	0.010	m	Diámetro Barra 3
$\theta_4=$	0.010	m	Diámetro Barra 4
$d_c=$	0.050	m	Recubrimiento
$z=$	0.065	m	Distancia a eje de barra
$x_3=$	0.225	m	Ancho superior
$x_4=$	0.400	m	Ancho intermedio
$d_3=$	0.160	m	Canto útil 3
$d_4=$	0.335	m	Canto útil 4
$d=$	0.248	m	Canto útil promedio
$b=$	0.250	m	Base de diseño
$f_y=$	420.000	MPa	Resistencia acero
$A_s-A_2=$	0.0000710	m ²	Armadura sección A-2
$f_c=$	28.000	MPa	Resistencia hormigón
$a=$	0.00501	m	Bloque real de compresión
$\phi_{Ext}=$	1.000		Factor de resistencias-evento extremo
$M_u-A_2=$	7,305.725	N*m	Momento resistente A-2

2.1.3 Sección A-3

$\theta_3=$	0.010	m	Diámetro Barra 3
$\theta_4=$	0.010	m	Diámetro Barra 4
$d_c=$	0.050	m	Recubrimiento
$z=$	0.065	m	Distancia a eje de barra
$x_4=$	0.400	m	Ancho intermedio
$d_4=$	0.335	m	Canto útil 2
$d=$	0.335	m	Canto útil promedio
$b=$	0.100	m	Base de diseño
$f_y=$	420.000	MPa	Resistencia acero
$A_s-A_3=$	0.0000355	m ²	Armadura sección A-3
$f_c=$	28.000	MPa	Resistencia hormigón
$a=$	0.00626	m	Bloque real de compresión
$\phi_{Ext}=$	1.000		Factor de resistencias-evento extremo
$M_u-A_3=$	4,948.147	N*m	Momento resistente A-1

2.1.4 Resistencia Total a Momento por Eje Vertical

$M_u-A_1=$	8,697.578	N*m
$M_u-A_2=$	7,305.725	N*m
$M_u-A_3=$	4,948.147	N*m
$M_w=$	20,951.449	N*m

DISEÑO DE BARRERA

2.2 Resistencia a Flexión Alrededor de un Eje Paralelo al Eje del Puente

Se calcula de acuerdo a las líneas de rotura con el elemento de flexión negativo.

La armadura provista para este caso son barras de 10 mm cada 0.20m.

ϕ =	0.010	m	Diámetro barras
d_c =	0.050	m	Recubrimiento
z =	0.055	m	Dist a eje de armadura
SepAs=	0.200	m	Separación armadura
$As\phi$ =	0.000113	m ²	Sección por barra
As =	0.000566	m ² /m	Armadura por metro
b =	1.000	m	Base de diseño
ϕ_{Ext} =	1.000		Factor de resistencias-evento extremo
f_c =	28.000	MPa	Resistencia hormigón
f_y =	420.000	MPa	Resistencia de armadura

2.2.1 Sección A-1

$h-A1$ =	0.175	m	Peralte en sección A1
$d-A1$ =	0.120	m	Canto útil en A1
$a-A1$ =	0.00998	m	Bloque de compresión
$Mc-A1$ =	27,316.095	N*m	Momento resistente sección A-1

2.2.2 Sección A-2

$h1-A2$ =	0.200	m	Peralte superior en sección A2
$h2-A2$ =	0.375	m	Peralte inferior en sección A2
$d-A2$ =	0.233	m	Canto útil en A2
$a-A2$ =	0.00998	m	Bloque de compresión
$Mc-A2$ =	54,035.970	N*m	Momento resistente sección A-2

2.2.3 Sección A-3

$h-A3$ =	0.375	m	Peralte en sección A3
$d-A3$ =	0.320	m	Canto útil en A2
$a-A3$ =	0.010	m	Bloque de compresión
$Mc-A3$ =	74,818.095	N*m	Momento resistente sección A-3

2.2.4 Momento Promedio

$Mc-A1$ =	27,316.095	N*m
$Mc-A2$ =	54,035.970	N*m
$Mc-A3$ =	74,818.095	N*m
Mc =	52,056.720	N*m

DISEÑO DE BARRERA

2.3 Longitud Crítica de la Línea de Rotura (Lc) Según Patrón de Falla

Los datos son tomados para un nivel de ensayo TL-3, correspondiente a vías de tráfico intermedio.

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_c}}$$

Lt=	1.220	m	Longitud de distribución de impacto
H=	0.820	m	Altura de barrera
Mb=	0.000	N*m	Resistencia flexional adicional
Mw=	20,951.45	N*m	Resistencia respecto eje vertical
Mc=	52,056.72	N*m	Resistencia respecto a eje paralelo
Lc=	2.346	m	Longitud crítica línea de rotura

2.4 Resistencia Nominal a Carga Transversal

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H}\right)$$

H=	0.820	m	Altura de barrera
Lc=	2.346	m	Longitud crítica línea de rotura
Lt=	1.220	m	Longitud de distribución de impacto
Mb=	0.000	N*m	Resistencia flexional adicional
Mw=	20,951.45	N*m	Resistencia respecto eje vertical
Mc=	52,056.72	N*m	Resistencia respecto a eje paralelo
Rw=	297,815.91	N	Resistencia barrera
Ft=	240,000.00	N	Fuerza transversal para TL-3
¿Rw>=Ft?	Si		Por tanto, se acepta las armaduras

CONSIDERACIONES GENERALES

1. Datos Generales Usados para el Diseño

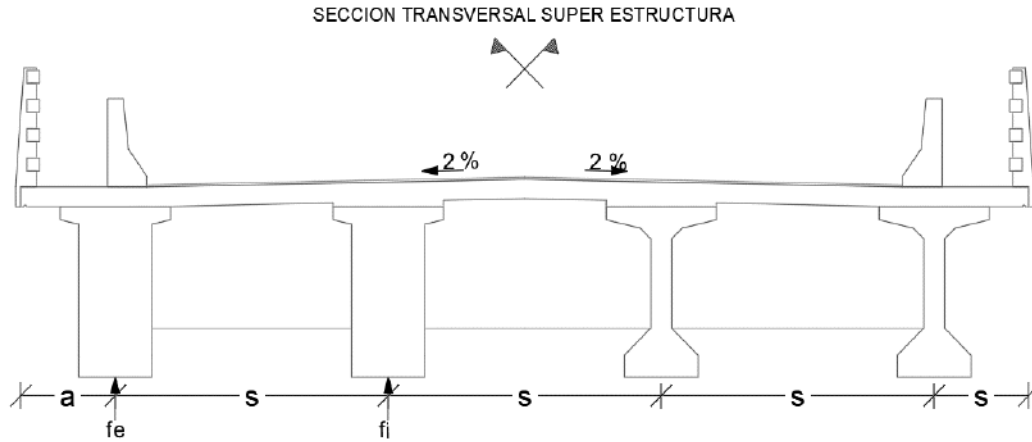
g=	9.810	m/s ²	Aceleración gravitacional
Sep-Apo=	2.600	m	Separación entre apoyos
AA=	0.500	m	Ancho de ala
LPa_1=	0.120	m	Lado 1 del pasamanos
LPa_2=	0.120	m	Lado 2 del pasamanos
N-Pa=	4		Número de pasamanos
A_Pa=	0.014	m ²	Área del pasamanos
γH ^o A ^o =	23.544	KN/m ³	Peso específico del hormigón armado
Sep-Po=	1.900	m	Separación postes
A-Po=	0.142	m ²	Área por poste
Esp-Po=	0.200	m	Espesor por poste
A-Ta=	0.135	m ²	Área de tablero
PL=	3.600	KN/m ²	Sobrecarga peatonal
b-PL=	0.600	m	Base de aplicación para PL
A-Barre=	0.192	m ²	Área por barrera
b-Ta=	1.000	m	Base de diseño tablero
γDW=	22.000	KN/m ³	Peso específico-superficie rodadura
h-DW=	0.020	m	Peralte superficie de rodadura
dc-Ta=	0.025	m	Recubrimiento en tablero
Φ=	0.900		Factor de ELR
f'c=	28.00	MPa	Resistencia característica-hormigón
f'cr=	3.334	MPa	Resistencia a fisuración
f'cr=	3.33E+06	N/m ²	Resistencia a fisuración
fy=	420.00	MPa	Límite de fluencia del acero
bTo-Ta=	9.600	m	Ancho total del tablero
Luz=	30.00	m	Longitud de cálculo
Φc=	0.850		Factor de ELR para cortante

Diámetros Comerciales		
Diámetro Barra		Sección
Plg	mm	mm ²
1/4	6.000	28.300
5/16	8.000	50.300
3/8	9.500	71.000
1/2	12.000	113.100
5/8	16.000	201.100
3/4	20.000	314.200
1	25.000	490.900

MOMENTO NEGATIVO EN TABLERO EXTERNO

1. Predimensionamiento

1.1 Separación Entre Vigas



De la geometría tenemos:

$$2a + 3s = 9.60 \quad (1)$$

$$2a = 9.60 - 3s \quad (2)$$

Haciendo momentos sobre viga interna

$$P(a + s - 0.60) + P(a + s - 2.40) = fe * s \quad (3)$$

Asumiendo "P" unitario

$$2a + 2s - 3.00 = fe * s \quad (4)$$

$$9.60 - 3s + 2s - 3 = fe * s \quad (5)$$

$$-s + 6.60 = fe * s \quad (6)$$

Por recomendación de norma AASHTO ESTÁNDAR sabemos:

$$fi = 0.547 * s \quad (7)$$

Reemplazando (7) en (6)

$$-s + 6.60 = (0.547 * s) * s \quad (8)$$

$$0.547 * s^2 + s - 6.60 = 0 \quad (9)$$

$$s = 2.678$$

$$s = 2.678 \quad \text{m}$$

Separación entre vigas

$$s = 2.600 \quad \text{m}$$

Separación entre vigas asumida

MOMENTO NEGATIVO EN TABLERO EXTERNO

1.2 Peralte del Tablero

Siguiendo lineamientos de la norma AASHTO LRFD tenemos

h-Ta_1=	0.175	m	Según artículo 9.7.1.1
h-Ta_2=	0.187	m	Según artículo 2.5.2.6.3
h-Ta=	0.180	m	Peralte asumido para el tablero

1.2 Sección de Diseño (D)

Según el artículo 4.6.2.1.6 de la norma AASHTO LRFD, el momento del tablero en el vuelo lo podemos calcular a una distancia igual a 1/3 del ancho del ala superior, medido desde el eje del apoyo.

AA=	1.050	m	Ancho de ala
(1/3)AA=	0.350	m	Un tercio del ala
Xmax=	0.380	m	Distancia máxima a sección de diseño
XD=	0.350	m	Distancia a sección de diseño

2. Cargas Permanentes

2.1 Por Accesorios

2.1.1 Por Pasamanos

AT-Pa=	0.058	m ²	Área total de los pasamanos
Q-Pa=	1.356	KN/m	Carga por pasamanos
X-Pa=	0.550	m	Brazo de carga por pasamanos
M-Pa=	0.746	KN*m/m	Momento por pasamanos

2.1.2 Por Postes

Vol-Po=	0.028	m ³	Volumen por poste
P-Po=	0.668	KN	Carga puntual por poste
Q-Po=	0.351	KN/m	Carga distribuida postes
X-Po=	0.550	m	Brazo de carga por postes
M-Po=	0.193	KN*m/m	Momento por postes

2.2 Por Tablero

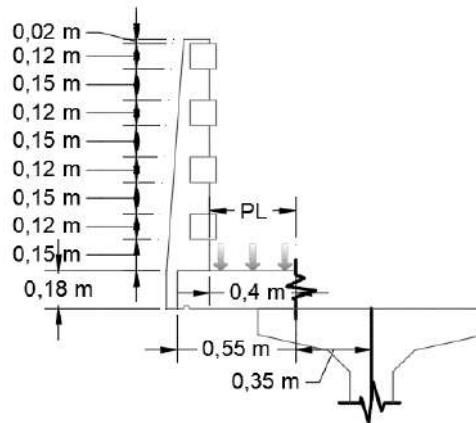
A-Ta=	0.099	m ²	Área de tablero
Q-Ta=	2.331	KN/m	Carga por tablero
X-Ta=	0.275	m	Brazo de carga por tablero
M-Ta=	0.641	KN*m/m	Momento por tablero

MOMENTO NEGATIVO EN TABLERO EXTERNO

3. Cargas Transitorias

3.1 Hipótesis 1

Para esta situación contamos con todas las cargas permanentes además de la sobrecarga peatonal, asumiendo que la acera se encuentra sola con peatones.



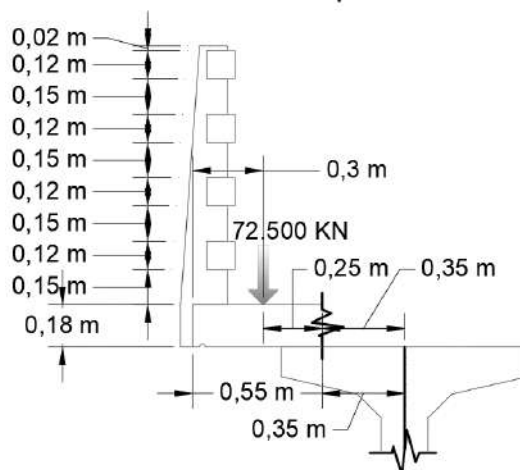
3.1.1 Por Sobrecarga Peonatal

Q-PL=	3.600	KN/m	Carga peatonal distribuida-base unitaria
X-PL=	0.400	m	Longitud aplicación PL
M-PL=	0.288	KN*m	Momento por PL

3.1 Hipótesis 2

En esta situación asumimos que el camión de diseño logra romper la barrera y por tanto se convierte en carga sobre el tablero en vuelo, pero como la norma sugiere, la rueda del mismo se encuentra a 0.30 del borde.

Obviamente la carga permanente siempre estará presente, y en esta situación no consideramos carga peatonal.



P-LLR=	72.500	KN	Carga por una rueda
X-LLR=	0.250	m	Brazo por carga de una rueda
M-LLR=	18.125	KN*m	Momento por rueda

MOMENTO NEGATIVO EN TABLERO EXTERNO

Para este caso se deberá aplicar el ancho de faja de distribución
para tablero en vuelo. $FE = 1140 + 0.833X$

X=	0.600	m	Distancia Eje Viga-Punto aplicación
FE=	1.640	m	Ancho de faja equivalente
MFE-LLR=	11.053	KN*m/m	Momento por rueda

Aplicando el factor de presencia múltiple

m=	1.200		Factor de presencia múltiple
M(-)m=	13.264	KN*m/m	Momento/factor de presencia múltiple

Aplicando incremento por carga dinámica

IM=	33.000	%	Incremento por carga dinámica
M(-)LL=	17.641	KN*m/m	Momento por camión de diseño

4. Solicitaciones

4.1 Momentos

4.1.1 Hipótesis 1

Descripción	Tipo	Momento	Factor	M. Fact
		KN*m/m	γ	KN*m/m
Pasamanos	DC	0.746	1.250	0.932
Postes	DC	0.193	1.250	0.242
Tablero	DC	0.641	1.250	0.801
Peatonal	PL	0.288	1.750	0.504
Vehicular	LL	0.000	1.750	0.000
$\Sigma=$				2.479

4.1.2 Hipótesis 2

Descripción	Tipo	Momento	Factor	M. Fact
		KN*m/m	γ	KN*m/m
Pasamanos	DC	0.746	1.250	0.932
Postes	DC	0.193	1.250	0.242
Tablero	DC	0.641	1.250	0.801
Peatonal	PL	0.000	1.750	0.000
Vehicular	LL	17.641	1.750	30.872
$\Sigma=$				32.847

4.1.3 Momento de Diseño

El momento negativo de tablero en vuelo sera el mayor de los anteriores.

Mhip-1=	2.479	KN*m/m	Momento por hipótesis 1
Mhip-2=	32.847	KN*m/m	Momento por hipótesis 2
M-Vu=	32.847	KN*m/m	Momento negativo por vuelo

MOMENTO NEGATIVO EN TABLERO INTERNO

1. Cargas Permanentes

1.1 Accesorios

1.1.1 Baranda

Q-Baran=	1.708	KN/m	Carga por pasamanos mas postes
X-Baran=	0.000	m	Punto de aplicación

1.1.2 Por barrera

Q-Barre=	4.511	KN/m	Carga por barrera
X-Barre=	0.955	m	Punto de aplicación barrera

1.2 Tablero

b-Ta=	1.000	m	Base de diseño tablero
h-Ta=	0.180	m	Peralte asumido para el tablero
Q-Ta=	4.238	KN/m	Carga por tablero

1.3 Superficie de Rodadura

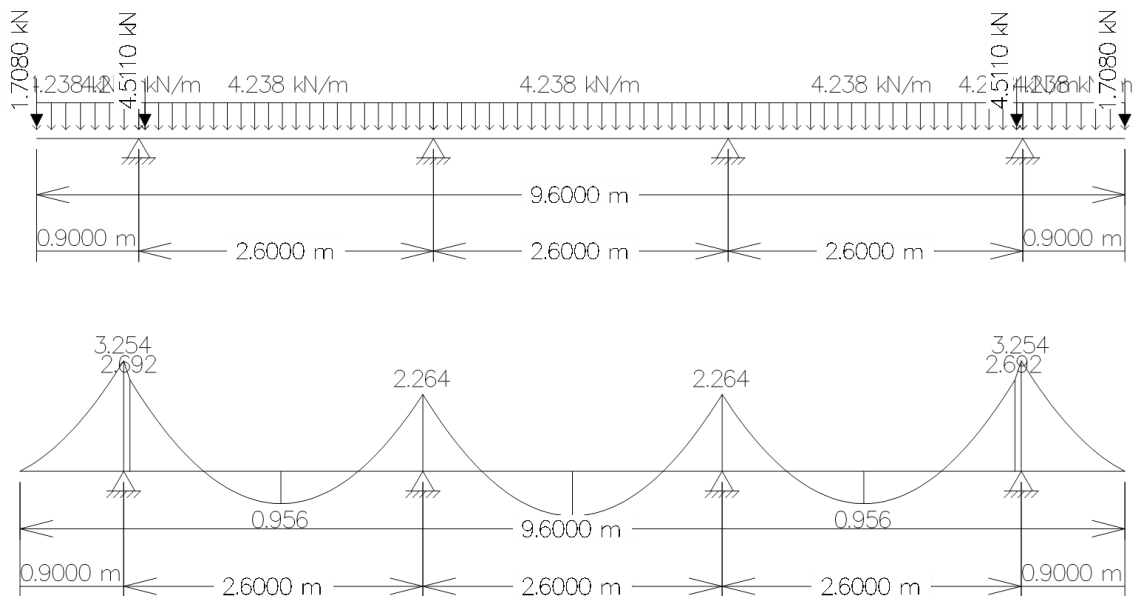
b-DW=	1.000	m	Base unitaria superficie rodadura
h-DW=	0.020	m	Peralte superficie de rodadura
Q-DW=	0.440	KN/m	Carga por superficie rodadura

2. Momento por Cargas Permanentes

2.1 Por Peso Propio (DC)

Resolviendo la estructura hiperestática con Ftool tenemos:

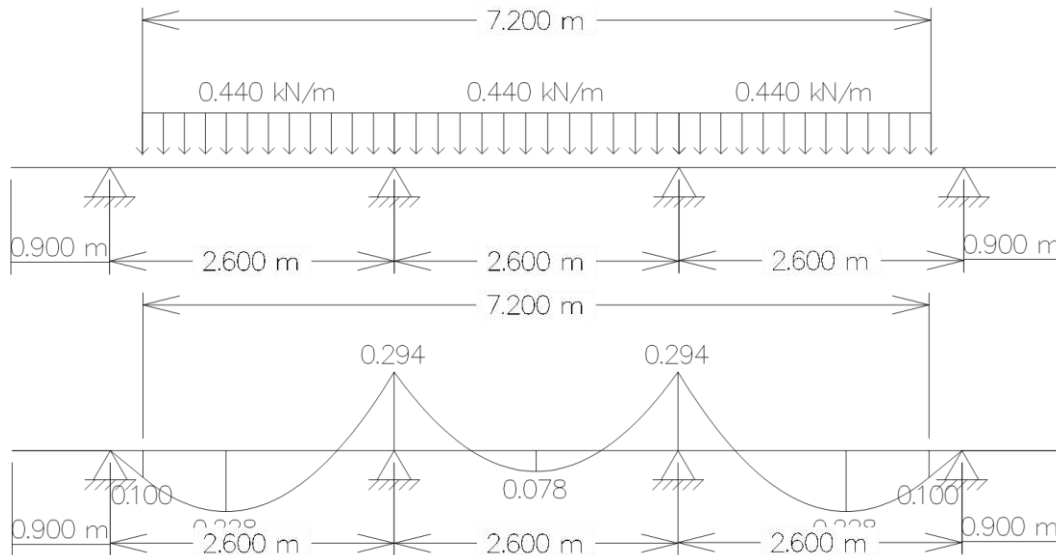
$$M\text{-DC} = 2.264 \quad \text{KN*m/m} \quad (\text{Momento por peso propio})$$



MOMENTO NEGATIVO EN TABLERO INTERNO

2.2 Por Superficie de Rodadura (DW)

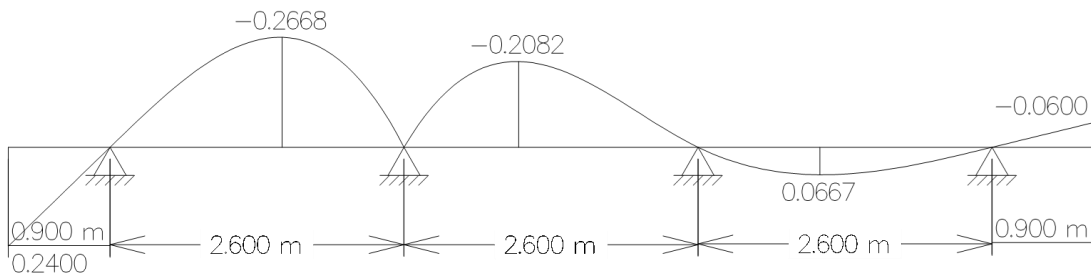
M-DW= 0.294 KN*m/m Momento por superficie rodadura



3. Momento por Sobrecarga Vehicular

3.1 Análisis de Líneas de Influencia

Líneas de influencia para apoyo interno.



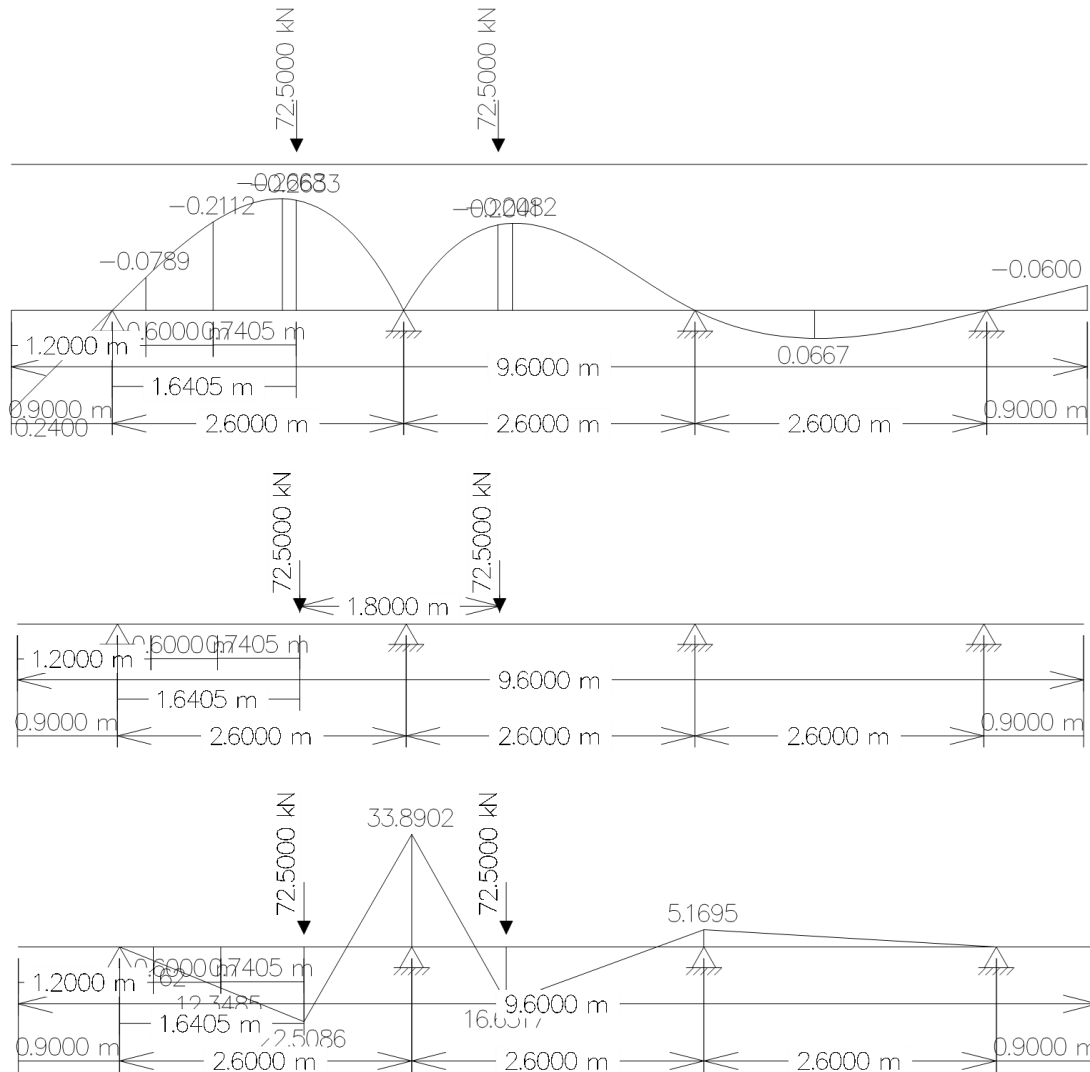
En base al análisis de las líneas de influencia podemos ubicar el camión de tal manera que se generen las máximas solicitaciones posibles, pero sabiendo en todo momento que por recomendación de la norma no nos podemos apegar a mas de 0.60 m del cordón o barrera según sea el caso.

3.2 Un Solo Carril Cargado

La podemos considerar como la primera hipótesis de diseño, y en base al análisis de las líneas de influencia obtenidas por el software de diseño Ftool, se tiene la ubicación mas crítica para un solo camión de diseño.

MLL-H1= 33.890 KN*m Momento LL Hipótesis 1

MOMENTO NEGATIVO EN TABLERO INTERNO



3.2.1 Ancho de Faja Equivalente

$$(-)FE = 1220 + 0.25S$$

MLL-H1=	33.890	KN*m	Momento LL Hipótesis 1
Sep-Apo=	2.600	m	Separación entre apoyos
(-)FE=	1.870	m	Ancho de faja equivalente
MLLE-H1=	18.123	KN*m/m	Momento en ancho de faja

3.2.2 Factor de Presencia Múltiple

MLLE-H1=	18.123	KN*m/m	Momento en ancho de faja
m=	1.200		Factor para un carril cargado
MLLm-H1=	21.748	KN*m/m	Momento-Factor presencia mult

MOMENTO NEGATIVO EN TABLERO INTERNO

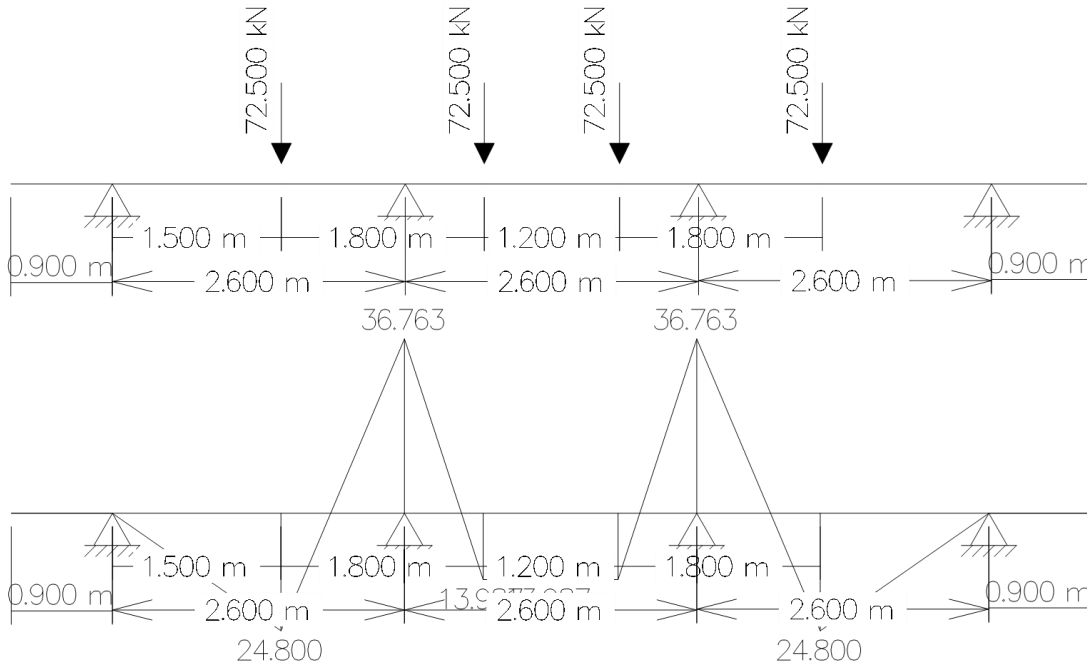
3.2.3 Incremento por Carga Dinámica

MLLm-H1=	21.748	KN*m/m	Momento-Factor presencia mult
IM=	33	%	Incremento por carga dinámica
M(LL+IM)-H1=	28.924	KN*m/m	Momento LL+IM

3.3 Dos Carriles Cargados

En este caso ubicamos una rueda en la mayor ordenada de las líneas en influencia.

MLL-H2= **36.763** KN*m Momento LL Hipótesis 2



3.3.1 Ancho de Faja Equivalente $(-)FE = 1220 + 0.25S$

MLL-H2=	36.763	KN*m	Momento LL Hipótesis 2
Sep-Apo=	2.600	m	Separación entre apoyos
(-)FE=	1.870	m	Ancho de faja equivalente
MLLE-H2=	19.659	KN*m/m	Momento en ancho de faja

3.3.2 Factor de Presencia Múltiple

MLLE-H2=	19.659	KN*m/m	Momento en ancho de faja
m=	1.000		Factor para dos carriles cargado
MLLm-H2=	19.659	KN*m/m	Momento-Factor presencia mult

3.3.3 Incremento Por Carga Dinámica

MLLm-H2=	19.659	KN*m/m	Momento-Factor presencia mult
IM=	33	%	Incremento por carga dinámica
M(LL+IM)-H2=	26.147	KN*m/m	Momento LL+IM

MOMENTO NEGATIVO EN TABLERO INTERNO

3.4 Selección de Hipótesis

M(LL+IM)-H1=	28.924	KN*m/m	Momento LL+IM
M(LL+IM)-H2=	26.147	KN*m/m	Momento LL+IM
M(LL+IM)=	28.924	KN*m/m	Momento LL+IM elegido

3.4.1 Verificación de Momento

En base a las tablas A4-1 de la norma AASHTO podemos calcular el momento en base a la separación.

M(-)AASHTO=	30.220	KN*m/m	Momento por tablas AASHTO
M(LL+IM)=	28.924	KN*m/m	Momento LL+IM
Mu(LL+IM)=	30.220	KN*m/m	Momento negativo elegido

S mm	Momento positivo	MOMENTO NEGATIVO						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21 130	11 720	10 270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21 010	14 140	12 210	10 340	8940	7670	5960	5120
1500	21 050	16 320	14 030	11 720	9980	8240	5820	5250
1600	21 190	18 400	15 780	13 160	11 030	8970	5910	4290
1700	21 440	20 140	17 290	14 450	12 010	9710	6060	4510
1800	21 790	21 690	18 660	15 630	12 930	10 440	6270	4790
1900	22 240	23 050	19 880	16 710	13 780	11 130	6650	5130
2000	22 780	24 260	20 960	17 670	14 550	11 770	7030	5570
2100	23 380	26 780	23 190	19 580	16 060	12 870	7410	6080
2200	24 040	27 670	24 020	20 370	16 740	13 490	7360	6730
2300	24 750	28 450	24 760	21 070	17 380	14 570	9080	8050
2400	25 500	29 140	25 420	21 700	17 980	15 410	10 870	9340
2500	26 310	29 720	25 990	22 250	18 510	16 050	12 400	10 630
2600	27 220	30 220	26 470	22 730	18 980	16 480	13 660	11 880
2700	28 120	30 680	26 920	23 170	19 420	16 760	14 710	13 110

4. Momento de Diseño

Descripción	Tipo	Momento	Factor	M. Factor
		KN*m/m	γ	KN*m/m
Tab+Acc	DC	2.264	1.250	2.830
SupRod	DW	0.294	1.500	0.441
Vehicular	LL+IM	30.220	1.750	52.885
$\Sigma=$				56.156

REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO EN TABLERO

1. Diseño a Flexión

1.1 Momento de Diseño (Md)

Md= 56,156.000 N*m Momento de diseño

1.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h= 0.180 m Peralte de Diseño
dc-Ta= 0.025 m Recubrimiento en tablero
dt= 0.155 m Canto útil teórico

1.3 Bloque de Compresión Teórico (at) $a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$

Φ = 0.900 Factor de ELR
b-Ta= 1.000 m Base unitaria de tablero
f'c= 2.80E+07 N/m² Resistencia característica-hormigón
at= 0.01795 m Altura de bloque de compresión teórico

1.4 Armadura Requerida (As_{req}) $As_{req} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

f_y= 4.20E+08 N/m² Límite de fluencia del acero
As_{req}= 1,017.379 mm²/m Armadura requerida

1.5 Armadura Provista (As_{prov})

$\emptyset$ = 12.000 mm Diámetro de barra provista
As $\emptyset$ = 113.100 mm² Área de barra provista
Sep $\emptyset$ = 0.100 m Separación entre barras
As_{prov}= 1,131.000 mm²/m Armadura provista

1.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \emptyset/2$

d= 0.149 m Canto útil real del elemento

1.7 Altura del Bloque de Compresión (a) $a = \frac{As_{prov} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$

a= 0.020 m Altura real del bloque de compresión

1.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = As_{prov} * f_y * (d - a/2)$

Mn= 66,037.560 N*m Momento nominal

REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO EN TABLERO

1.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr= 59,433.804 N*m Momento reducido

1.10 Momento de Fisuración (Mcr) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

fcr= 3.33E+06 N/m² Resistencia a fisuración
Mcr= 19,297.814 N*m Momento de fisuración

1.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

1.33Md= 74,687.480 N*m 1.33 veces el momento de diseño

1.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín= 19,297.814 N*m Momento mínimo

1.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
	56,156.000	≤	59,433.804	
Cumple				

1.14 Armadura para Flexión

Use Ø de 12.000 mm cada 0.100 m

1.15 Verificación Por Falla Dúctil

$$c = \frac{a}{0.85}$$

1.15.1 Bloque de Compresión (c)

c= 0.023 m Bloque de compresión

1.15.2 Deformación Unitaria del Acero

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c * d}{c} - \varepsilon_c$$

εs= 0.016 ≥ 0.005 =εsmín

Falla Dúctil

2. Diseño a Cortante

El artículo 5.14.4.1 establece que para tableros no es necesario armadura por corte, por tanto, no se calcula armadura la misma.

REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO EN TABLERO

3. Armadura Por Retracción y Temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.18 * \frac{B * H}{2 * (B + H)}$$

Para elementos de espesor menor a 1.20 m y que están expuestos al sol o a cambios constantes de temperatura se deberá colocar armadura de retracción y temperatura.

bTo-Ta=	9.600	m	Ancho total del tablero
h-Ta=	0.180	m	Peralte asumido para el tablero
$A_{s_{temp}} =$	159.018	mm ² /m	As por retracción y temperatura

3.1 Verificación de Acero por Temperatura

$A_{s_{Temp}}^{Mín}$		$A_{s_{Temp}}$		$A_{s_{Temp}}^{Máx}$
233.000	≤	159.018	≤	1270.000
$A_{s_{temp}} =$	233.000	mm ² /m		As por retracción y temperatura req

3.2 Armadura Provista para Retracción y temperatura ($A_{s_{temp}}$)

Ø=	8.000	mm	Diámetro de barra provista
$A_s Ø =$	50.300	mm ²	Área de barra provista
SepØ=	0.200	m	Separación entre barras
$A_{s_{prov}} =$	251.500	mm ² /m	Armadura provista

4. Armadura de Distribución

En la parte superior del tablero la norma no exige armadura por distribución de momentos, pero además ya contamos con armadura por temperatura y contracción.

Por tanto, no es necesario calcular armadura para distribución de momentos para momentos negativos.

5. Resumen de Armaduras

As para flexión	Usar Ø de	12.000	cada	0.100	metros.
As por corte			No Requiere		
$A_{s_{Temp}}$ /Retracción	Usar Ø de	8.000	cada	0.200	metros.
As por distribución			No Requiere		

MOMENTO POSITIVO

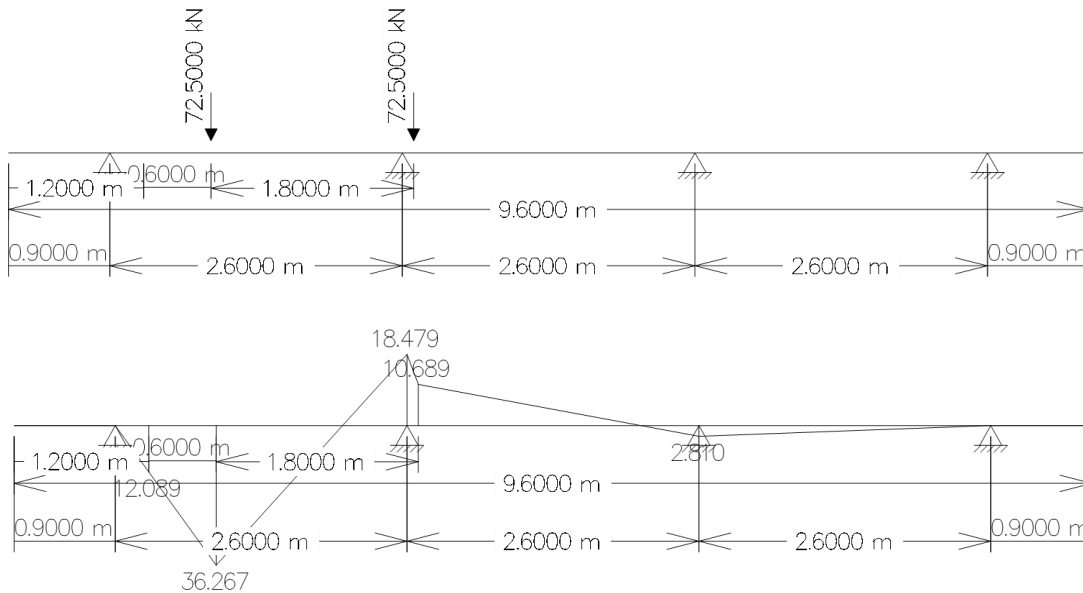
1. Cargas Transitorias

Aunque en la norma AASHTO y en otros libros se sugiere que el momento positivo maximo se da mayormente a 0.40 de "L", donde L es la separación entre vigas, en nuestro caso en particular el momento máximo se dio ubicando una rueda del camión a 0.60 metros de la barrera.

1.1 Sobrecarga Vehicular

1.1.1 Ubicación Según Norma AASHTO

$$(+)\text{MLL} = 36.267 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad (\text{Momento por LL})$$



1.1.2 Ancho de Faja Equivalente

$$(+)\text{FE} = 660 + 0.55S$$

Sep-Apo=	2.600	m	Separación entre apoyos
(+)E=	2.090	m	Ancho de faja equivalente
(+)MLLE=	17.353	KN*m/m	Momento por ancho faja equivalente

1.1.3 Factor de Presencia Múltiple

(+)MLLE=	17.353	KN*m/m	Momento por ancho faja equivalente
m=	1.200		Factor para un solo carril cargado
(+)MLLm=	20.823	KN*m/m	Momento por fac presencia mult

1.1.4 Incremento Por Carga Dinámica

(+)MLLm=	20.823	KN*m/m	Momento por fac presencia mult
IM=	33	%	Incremento por carga dinámica
(+)M_LL+IM=	27.695	KN*m/m	Momento por sobrecarga vehicular

MOMENTO POSITIVO

1.1.5 Verificación por Tablas AASHTO

$$(+)\text{M_AASHTO} = 27.220 \text{ KN}\cdot\text{m/m} \quad \text{Momento por tablas AASHTO}$$

Tabla A4-1 – Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho, N-mm/mm

S mm	Momento positivo	MOMENTO NEGATIVO						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
2000	22 780	24 260	20 960	17 670	14 550	11 770	7030	5570
2100	23 380	26 780	23 190	19 580	16 060	12 870	7410	6080
2200	24 040	27 670	24 020	20 370	16 740	13 490	7360	6730
2300	24 750	28 450	24 760	21 070	17 380	14 570	9080	8050
2400	25 500	29 140	25 420	21 700	17 980	15 410	10 870	9340
2500	26 310	29 720	25 990	22 250	18 510	16 050	12 400	10 630
2600	27 220	30 220	26 470	22 730	18 980	16 480	13 660	11 880
2700	28 120	30 680	26 920	23 170	19 420	16 760	14 710	13 110
2800	29 020	31 050	27 300	23 550	19 990	17 410	15 540	14 310
2900	29 910	32 490	28 720	24 940	21 260	18 410	16 800	15 480
3000	30 800	34 630	30 790	26 960	23 120	19 460	18 030	16 620

1.1.6 Momento de Diseño Para LL+IM

$$\begin{aligned}
 (+)\text{M_LL+IM} &= 27.695 \text{ KN}\cdot\text{m/m} && \text{Momento por sobrecarga vehicular} \\
 (+)\text{M_AASHTO} &= 27.220 \text{ KN}\cdot\text{m/m} && \text{Momento por tablas AASHTO} \\
 (+)\text{M-LL+IM} &= 27.695 \text{ KN}\cdot\text{m/m} && \text{Momento de diseño LL+IM}
 \end{aligned}$$

1.2 Carga por Carril de Diseño

Según el artículo 3.6.1.3.3, cuando la faja primaria tiene dirección transversal a la dirección del tráfico y además la separación entre apoyos es menor a 4600 mm, no se aplicará la sobrecarga por carril de diseño.

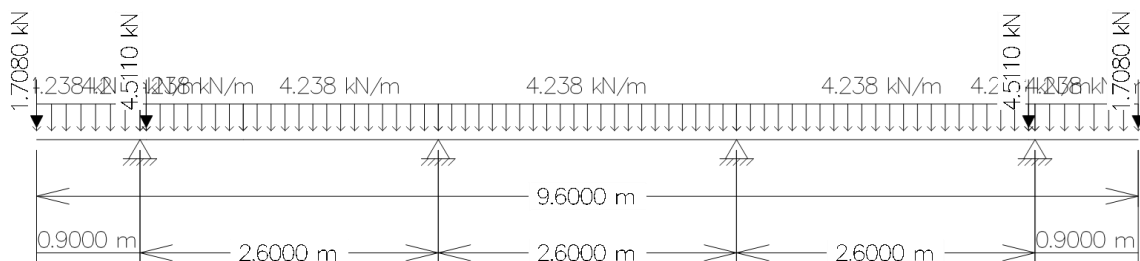
2. Cargas Permanentes

2.1 Por Peso Propio (DC)

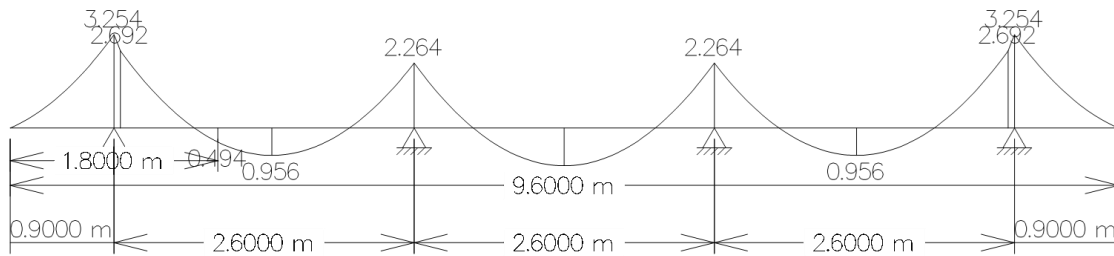
2.1.1 Tablero + Accesorios

Hablamos del tablero, la baranda y la barrera.

$$(+)\text{DC} = 0.494 \text{ KN}\cdot\text{m/m} \quad \text{Momento por DC}$$

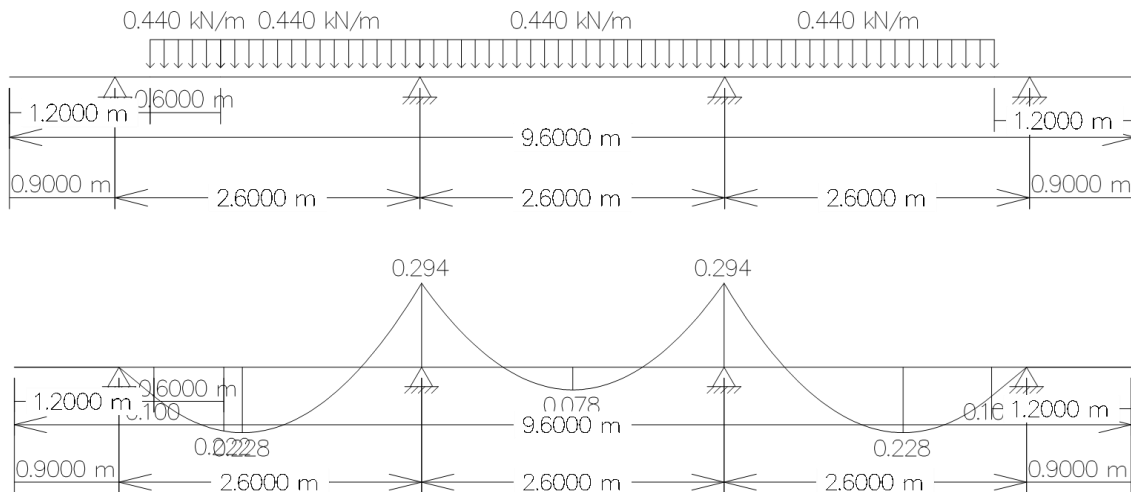


MOMENTO POSITIVO



2.2 Superficie de Rodadura (DW)

(+)DW= **0.222** KN*m/m Momento por DW



3. Momento (+) de Diseño

Descripción	Tipo	Momento KN*m/m	Factor γ	M. Factor KN*m/m
Tab+Acc	DC	0.494	1.250	0.618
SupRod	DW	0.222	1.500	0.333
Vehicular	LL+IM	27.695	1.750	48.466
$\Sigma=$				49.416

REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO EN TABLERO

1. Diseño a Flexión

1.1 Momento de Diseño (Md)

Md= 49,416.400 N*m Momento de diseño

1.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h=	0.180	m	Peralte de Diseño
dc-Ta=	0.025	m	Recubrimiento en tablero
dt=	0.155	m	Canto útil teórico

1.3 Bloque de Compresión Teórico (at)

$$a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$$

Φ=	0.900		Factor de ELR
b-Ta=	1.000	m	Base unitaria de tablero
f'c=	2.80E+07	N/m ²	Resistencia característica-hormigón
at=	0.0157	m	Altura de bloque de compresión teórico

1.4 Armadura Requerida (As_{req}) $As_{req} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

fy=	4.20E+08	N/m ²	Límite de fluencia del acero
As _{req} =	888.351	mm ² /m	Armadura requerida

1.5 Armadura Provista (As_{prov})

Ø=	12.000	mm	Diámetro de barra provista
AsØ=	113.100	mm ²	Área de barra provista
SepØ=	0.100	m	Separación entre barras
As _{prov} =	1,131.000	mm ² /m	Armadura provista

1.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \phi/2$

d=	0.149	m	Canto útil real del elemento
----	-------	---	------------------------------

1.7 Altura del Bloque de Compresión (a)

$$a = \frac{As_{prov} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$$

a=	0.020	m	Altura real del bloque de compresión
----	-------	---	--------------------------------------

1.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = As_{prov} * f_y * (d - a/2)$

Mn= 66,037.560 N*m Momento nominal

REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO EN TABLERO

1.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr= 59,433.804 N*m Momento reducido

1.10 Momento de Fisuración (Mcr) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

fcr= 3.33E+06 N/m² Resistencia a fisuración
Mcr= 19,297.814 N*m Momento de fisuración

1.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

1.33Md= 65,723.812 N*m 1.33 veces el momento de diseño

1.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín= 19,297.814 N*m Momento mínimo

1.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
	49,416.400	≤	59,433.804	
Cumple				

1.14 Armadura para Flexión

Use Ø de 12.000 mm cada 0.100 m

1.15 Verificación Por Falla Dúctil

1.15.1 Bloque de Compresión (c) $c = \frac{a}{0.85}$

c= 0.023 m Bloque de compresión

1.15.2 Deformación Unitaria del Acero $\epsilon_s = \frac{\epsilon_c * d}{c} - \epsilon_c$

ϵ_s = 0.016 ≥ 0.005 = $\epsilon_{smín}$

Falla Dúctil

2. Diseño a Cortante

El artículo 5.14.4.1 establece que para tableros no es necesario armadura por corte, por tanto, no se calcula armadura la misma.

REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO EN TABLERO

3. Armadura Por Retracción y Temperatura

La cara inferior del tablero no esta en contacto directo con el sol, por tanto los cambios de temperatura se reducen considerablemente, lo mencionado lo recomienda la norma AASHTO.

4. Armadura de Distribución $\% = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$

Según el artículo 9.7.3.2 de la norma AASHTO LRFD, la cara inferior requiere armadura para distribución de esfuerzos, que es un porcentaje de As.

4.1 Porcentaje de Armadura de Distribución

S=	2.600	m	Separación entre cara de vigas
%Calculado=	75.041	%	Porcentaje de armadura
%Máx=	67	%	Porcentaje de armadura máximo
%Asumido=	67	%	Porcentaje de armadura asumida

4.2 Armadura Requerida para Distribución

As _{req} /m=	888.351	mm ² /m	Armadura requerida por metro
%Asumido=	67	%	Porcentaje de armadura asumida
As _{Dist} /m=	595.195	mm ² /m	Armadura de distribución

4.3 Armadura Provista para Distribución

Ø=	10.000	mm	Diámetro de barra provista
AsØ=	71.000	mm ²	Área de barra provista
SepØ=	0.100	m	Separación entre barras
As _{prov} =	710.000	mm ² /m	Armadura provista

5. Resumen de Armaduras

As para flexión	Usar Ø de	12.000	cada	0.100	metros.
As por corte			No Requiere		
As _{Temp} /Retracción			No Requiere		
As por distribución	Usar Ø de	10.000	cada	0.100	metros.

SOLICITACIONES EN DISFRAGMA

1. Predimensionamiento Diafragma

1.1 Espaciamiento de Siafragmas

La norma AASHTO recomienda que el espaciamiento máximo de diafragmas sea de 12.20 metros

1.1.1 Opción 1

#Diafragmas=	4	Número de diafragmas
#Espacios=	3	Número de espacios
Sdi-1=	10.00 m	Separación de diafragmas

1.1.2 Opción 2

#Diafragmas=	5	Número de diafragmas
#Espacios=	4	Número de espacios
Sdi-2=	7.50 m	Separación de diafragmas

1.1.3 Separación de Diafragmas Asumido

S-Di=	9.900 m	Separación de diafragmas
-------	---------	--------------------------

1.2 Peralte Diafragma

1.2.1 Opción 1

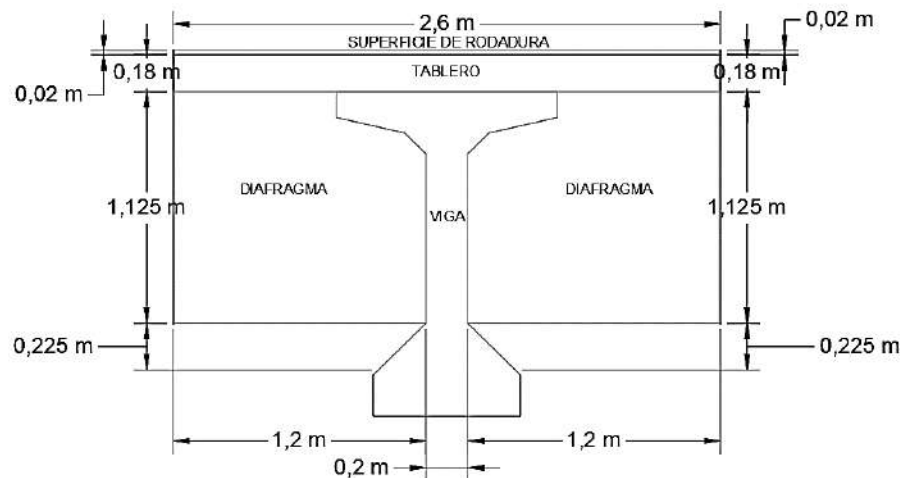
$$h_{di} = 0.75 * h_v$$

Se podría tomar como el 75% del peralte de la viga

h-Vi=	1.575 m	Altura de viga asumida
hdi-1=	1.181 m	Peralte diafragma Op-1

1.2.2. Opción 2

Acomodarse a la altura de la viga planteada.



SOLICITACIONES EN DIAFRAGMA

1.2.3 Peralte Asumido Para Diafragma

Por comodidad constructiva asumiremos la altura que se acomoda a la viga.

$h-Di = 1.125$ m Peralte diafragma

1.3 Base del Diafragma

Se recomienda que la base del peralte no sea menor que 0.15 metros. La dimensión propuesta se la saca del análisis de puentes ya existentes.

$b-Di = 0.250$ m Base diafragma

1.4 Resumen de Dimensiones de Diafragma

$S-Di =$	9.900	m	Separación de diafragmas
$h-Di =$	1.125	m	Peralte diafragma
$b-Di =$	0.250	m	Base diafragma

2. Diseño de Diafragma

2.1 Solicitaciones

2.1.1 Momentos Positivos

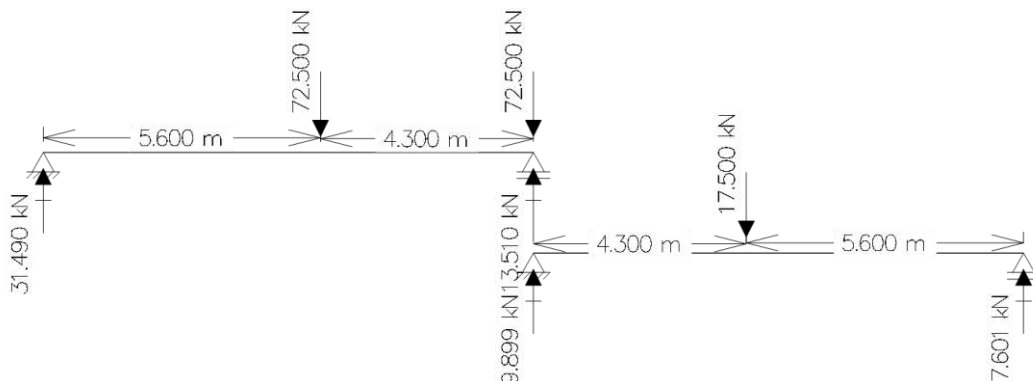
2.1.1.1 Por Carga Viva

Los diafragmas no son elementos estructurales que resisten las cargas directamente sino que buscan distribuir las solicitaciones y evitar torsiones, para diseñar los mismos hay que hacer ciertas simplificaciones en la estructura.

Para momento positivo cargamos el camión de diseño HL-93 sobre el diafragma central asumiendo que se carga sobre 2 vigas isostáticas como se muestra:

2.1.1.1.1 Reacción Diafragma

$R-1 =$	113.510	KN	Reacción apoyo-1
$R-2 =$	9.899	KN	Reacción apoyo-2
$R-Di =$	123.409	KN	Respuesta total diafragma

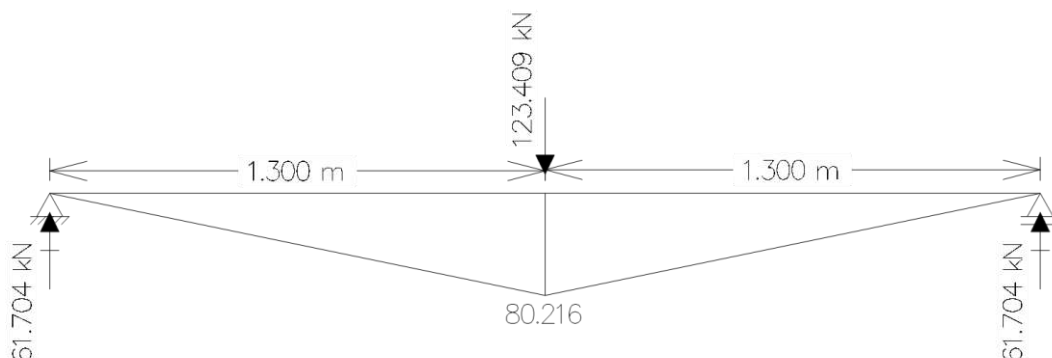


SOLICITACIONES EN DISFRAGMA

2.1.1.1.2 Momento Equivalente Diafragma

Llevando el momento anterior al diafragma considerando el mismo como viga simplemente apoyada.

MLL-Di=	80.216	KN*m	Reacción total diafragma
IM=	33	%	Incremento por carga dinámica
(+)(IM+LL)-Di=	106.687	KN*m	Momento por LL diafragma

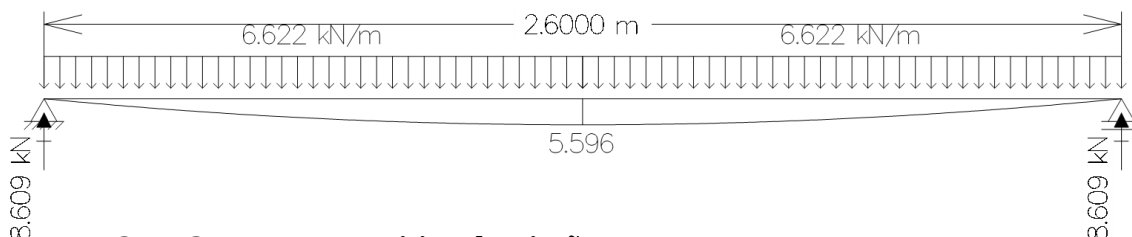


2.1.1.2 Por Carga Muerta

Se calculará solamente la debida al peso propio del diafragma y se va a obviar la de superficie de rodadura al ser demasiado pequeña comparada por estas 2.

2.1.1.2.1 Momento por Peso Diafragma

UDC-Di=	6.622	KN/m	Q Uni. distribuida por diafragma
Sep-Apo=	2.600	m	Separación entre apoyos
(+)MDC-Di=	5.596	KN*m	Momento por peso propio diafragma



2.1.1.3 Momento Positivo de Diseño

(+)(IM+LL)-Di=	106.687	KN*m	Momento por LL diafragma
(+)MDC-Di=	5.596	KN*m	Momento por peso propio diafragma

Carga	Momento KN*m/m	Resistencia I γR	MDR	Servicio I γS	MDS
DC	5.596	1.25	6.995	1.00	5.596
LL+IM	106.687	1.75	186.703	1.00	106.687
$\Sigma=$			193.698	$\Sigma=$	112.283

(+)MD-Di=	193.698	KN*m	Momento (+) de diseño diafragma
-----------	----------------	------	---------------------------------

SOLICITACIONES EN DISFRAGMA

2.1.2 Momentos Negativos

Las solicitaciones que recibirá el diafragma serán las que transmitan las vigas, pues las mismas actúan como apoyos, por tanto, se asumirá como momento negativo de diseño el mayor de los momentos negativos calculados para losa.

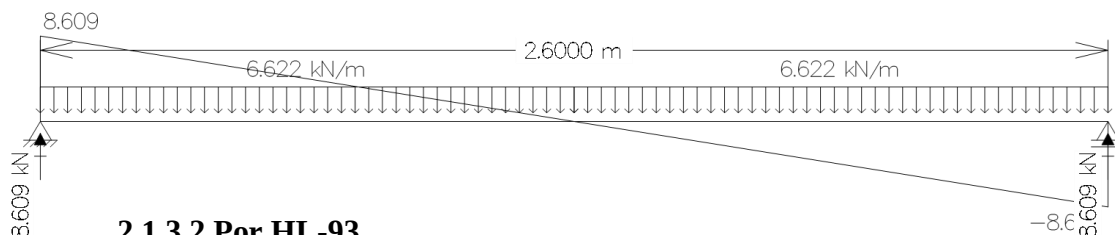
$$(-)MD-Di = 56.156 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \text{Momento (-) de diseño diafragma}$$

2.1.3 Cortante de Diseño

Corresponderá a la reacción obtenida por HL-93 afectada por el factor de impacto, y la cortante que se genera en el diafragma por peso propio.

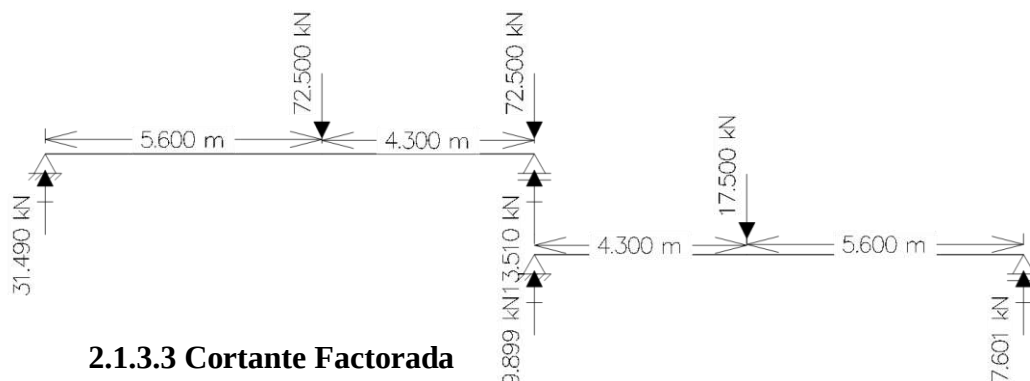
2.1.3.1 Por Peso Propio Diafragma

$$VDC-Di = 8.609 \text{ KN} \quad \text{Cortante por peso propio diafragma}$$



2.1.3.2 Por HL-93

$$\begin{aligned} VLL-Di &= 123.409 \text{ KN} && \text{Reacción total diafragma} \\ IM &= 33 \% && \text{Incremento por carga dinámica} \\ V(LL+IM)-Di &= 164.134 \text{ KN} && \text{Cortante por LL+IM diafragma} \end{aligned}$$



2.1.3.3 Cortante Factorada

$$\begin{aligned} VDC-Di &= 8.609 \text{ KN} && \text{Cortante por peso propio diafragma} \\ V(LL+IM)-Di &= 164.134 \text{ KN} && \text{Cortante por LL+IM diafragma} \end{aligned}$$

Carga	Cortante KN	Resistencia I γ_R	VDR	Servicio I γ_S	VDS
DC	8.609	1.25	10.761	1.00	8.609
LL+IM	164.134	1.75	287.234	1.00	164.134
		$\Sigma=$	297.996	$\Sigma=$	172.743

$$V_u = 297.996 \text{ KN} \quad \text{Cortante de diseño}$$

REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO EN DIAFRAGMA

1. Diseño a Flexión

1.1 Momento de Diseño (Md)

Md= 193,697.74 N*m Momento de diseño

1.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h= 1.125 m Peralte de Diseño
dc-Di= 0.025 m Recubrimiento en diafragma
dt= 1.100 m Canto útil teórico

1.3 Bloque de Compresión Teórico (at) $a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$

Φ = 0.900 Factor de ELR
b-Di= 0.250 m Base diafragma
f'c= 2.80E+07 N/m² Resistencia característica-hormigón
at= 0.03339 m Altura de bloque de compresión teórico

1.4 Armadura Requerida (As_{req}) $As_{req} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

fy= 4.20E+08 N/m² Límite de fluencia del acero
As_{req}= 473.023 mm²/m Armadura requerida

1.5 Armadura Provista (As_{prov})

$\emptyset$ = 16.000 mm Diámetro de barra provista
As $\emptyset$ = 201.100 mm² Área de barra provista
 $\emptyset$ #Barras= 3.000 Número de barras
As_{prov}= 603.300 mm²/m Armadura provista

1.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \emptyset/2$

d= 1.092 m Canto útil real del elemento

1.7 Altura del Bloque de Compresión (a) $a = \frac{As_{prov} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$

a= 0.043 m Altura real del bloque de compresión

1.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = As_{prov} * f_y * (d - a/2)$

Mn= 271,302.18 N*m Momento nominal

REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO EN DIAFRAGMA

1.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr= 244,171.96 N*m Momento reducido

1.10 Momento de Fisuración (Mcr) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

fcr= 3.33E+06 N/m² Resistencia a fisuración
Mcr= 188,455.21 N*m Momento de fisuración

1.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

1.33Md= 257,617.99 N*m 1.33 veces el momento de diseño

1.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín= 188,455.21 N*m Momento mínimo

1.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
	193,697.74	≤	244,171.96	
				Cumple

1.14 Armadura para Flexión

Use 3.000 Ø de 16.000 mm

1.15 Verificación Por Falla Dúctil

1.15.1 Bloque de Compresión (c) $c = \frac{a}{0.85}$

c= 0.050 m Bloque de compresión

1.15.2 Deformación Unitaria del Acero

$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c * d}{c} - \epsilon_c$ $\epsilon_s = 0.062 \geq 0.005 = \epsilon_{smín}$

Falla Dúctil

2. Diseño a Cortante

2.1 Cortante de Diseño

Vu= 297,995.7 N Cortante de diseño

2.2 Resistencia del Elemento a Cortante $v_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$ en Kg y cm

Hablamos de la resistencia a la cortante de la sección de hormigón, sin armadura.

d=	112.500	cm	Canto útil real
bw=	25.000	cm	Base de diseño
f'c=	285.42	Kg/cm ²	Resistencia característica-hormigón
Vc=	25,183.32	Kg	Resistencia del elemento a cortante
Vc=	247,048.33	N	Resistencia del elemento a cortante

REFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO EN DIAFRAGMA

2.3 Fuerza Cortante Nominal (V_n)

$$V_n = \frac{V_d}{\Phi_c} \quad \Phi_c = 0.850 \quad \text{Factor de ELR para cortante}$$

$$V_n = 350,583.17 \text{ N} \quad \text{Cortante nominal}$$

2.4 Casos de Diseño

2.4.1 Caso 1

$$V_n \leq V_c/2$$

$$350,583.17 \leq 123,524.2 \quad V_n \leq \frac{V_c}{2}$$

Analice el siguiente caso

2.4.2 Caso 2

En el caso 2 se requiere un refuerzo transversal mínimo. $\frac{V_c}{2} \leq V_n \leq V_c$

$$V_c/2 \leq V_n \leq V_c$$

$$123524.164 \leq 350,583.17 \leq 247,048.3$$

Diseñe en caso 3

2.4.3 Cálculo de Armadura para Corte

2.4.3.1 Espaciamiento

$$S \leq \frac{d}{2} \wedge S \leq 60 \text{ cm}$$

d=	1.092	m	Canto útil real
Est-S=	0.546	m	Estimación de espaciamento
S=	0.200	m	Espaciamento adoptado

2.5.3.2 Armadura Requerida

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{S}$$

Vs=	103,534.84	N	Cortante resistida por armadura
d=	1092.000	mm	Canto útil real
S=	200.000	mm	Espaciamento adoptado
fy=	420.000	MPa	Límite de fluencia del acero
Av _{req} =	45.149	mm ²	Armadura requerida a cortante

2.5.3.3 Armadura Provista

Ø=	8.000	mm	Diámetro de barra provista
AsØ=	50.300	mm ²	Área de barra provista
Ø#Barras=	2.000	m	Número de barras
As _{prov} =	100.600	mm ² /m	Armadura provista

3. Resumen de Armaduras

As para flexión	Use	3	Ø de	16	mm
As para cortante	Usar Ø de	8	cada	0.200	metros.

REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO EN DIAFRAGMA

1. Diseño a Flexión

1.1 Momento de Diseño (Md)

$$Md = 56,156.000 \text{ N}\cdot\text{m} \quad \text{Momento de diseño}$$

1.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

$$\begin{aligned} h &= 1.125 \text{ m} && \text{Peralte de Diseño} \\ d_c - Di &= 0.025 \text{ m} && \text{Recubrimiento en diafragma} \\ dt &= 1.100 \text{ m} && \text{Canto útil teórico} \end{aligned}$$

1.3 Bloque de Compresión Teórico (at)

$$a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$$

$$\begin{aligned} \Phi &= 0.900 && \text{Factor de ELR} \\ b - Di &= 0.250 \text{ m} && \text{Base diafragma} \\ f'_c &= 2.80\text{E}+07 \text{ N/m}^2 && \text{Resistencia característica-hormigón} \\ at &= 0.00957 \text{ m} && \text{Altura de bloque de compresión teórico} \end{aligned}$$

1.4 Armadura Requerida (As_{req})

$$As_{req} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$$

$$\begin{aligned} f_y &= 4.20\text{E}+08 \text{ N/m}^2 && \text{Límite de fluencia del acero} \\ As_{req} &= 135.646 \text{ mm}^2 && \text{Armadura requerida} \end{aligned}$$

1.5 Armadura Provista (As_{prov})

$$\begin{aligned} \emptyset &= 12.000 \text{ mm} && \text{Diámetro de barra provista} \\ As_{\emptyset} &= 113.100 \text{ mm}^2 && \text{Área de barra provista} \\ \emptyset \# \text{Barras} &= 2.000 && \text{Número de barras} \\ As_{prov} &= 226.200 \text{ mm}^2/\text{m} && \text{Armadura provista} \end{aligned}$$

1.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \emptyset/2$

$$d = 1.094 \text{ m} \quad \text{Canto útil real del elemento}$$

1.7 Altura del Bloque de Compresión (a)

$$a = \frac{As_{prov} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$$

$$a = 0.016 \text{ m} \quad \text{Altura real del bloque de compresión}$$

1.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = As_{prov} * f_y * (d - a/2)$

$$Mn = 103,175.91 \text{ N}\cdot\text{m} \quad \text{Momento nominal}$$

REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO EN DIAFRAGMA

1.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr= 92,858.318 N*m	Momento reducido
--------------------	------------------

1.10 Momento de Fisuración (Mcr) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

fcr= 3.33E+06 N/m ²	Resistencia a fisuración
Mcr= 188,455.21 N*m	Momento de fisuración

1.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

1.33Md= 74,687.480 N*m	1.33 veces el momento de diseño
------------------------	---------------------------------

1.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín= 74,687.480 N*m	Momento mínimo
----------------------	----------------

1.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
	74,687.480	≤	92,858.318	
Cumple				

1.14 Armadura para Flexión

Use	2	Ø de	12.000	mm
-----	---	------	--------	----

1.15 Verificación Por Falla Dúctil

1.15.1 Bloque de Compresión (c) $c = \frac{a}{0.85}$

c= 0.019 m	Bloque de compresión
------------	----------------------

1.15.2 Deformación Unitaria del Acero $\epsilon_s = \frac{\epsilon_c * d}{c} - \epsilon_c$

εs= 0.172	≥	0.005 =εsmín
-----------	---	--------------

Falla Dúctil

2. Diseño a Cortante

El artículo 5.14.4.1 establece que para tableros no es necesario armadura por corte, por tanto, no se calcula armadura la misma.

REFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO EN DIAFRAGMA

3. Armadura Por Retracción y Temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.18 * \frac{B * H}{2 * (B + H)}$$

Para elementos de espesor menor a 1.20 m y que están expuestos al sol o a cambios constantes de temperatura se deberá colocar armadura de retracción y temperatura.

bTo-Ta=	0.250	m	Ancho total del tablero
h-Ta=	1.125	m	Peralte asumido para el tablero
$A_{s_{temp}}$ =	184.091	mm ² /m	As por retracción y temperatura

3.1 Verificación de Acero por Temperatura

$A_{s_{Temp}}^{Mín}$		$A_{s_{Temp}}$		$A_{s_{Temp}}^{Máx}$
233.000	≤	184.091	≤	1270.000
$A_{s_{temp}}$ =	233.000	mm ² /m	As por retracción y temperatura req	

3.2 Armadura Provista para Retracción y temperatura ($A_{s_{temp}}$)

Ø=	8.000	mm	Diámetro de barra provista
$A_{sØ}$ =	50.300	mm ²	Área de barra provista
SepØ=	0.200	m	Separación entre barras
$A_{s_{prov}}$ =	251.500	mm ² /m	Armadura provista

4. Armadura de Distribución

En la parte superior del tablero la norma no exige armadura por distribución de momentos, pero además ya contamos con armadura por temperatura y contracción.

Por tanto, no es necesario calcular armadura para distribución de momentos para momentos negativos.

5. Resumen de Armaduras

As para flexión	Use	2	Ø de	12.000	mm
$A_{s_{Temp}}$ /Retracción	Usar Ø de	8	cada	0.200	metros.

MATERIALES, DATOS Y CONSIDERACIONES INICIALES

1. Datos Generales

L-Pu=	30.600	m	Longitud del puente
Luz=	30.000	m	Luz del puente
g=	9.810	m/s ²	Aceleración gravitacional
$\gamma_{H^o A^o}$ =	23.544	KN/m ³	Peso específico del hormigón armado
γ_{DW} =	22.000	KN/m ³	Peso específico-superficie de rodadura
f'_c -Ta=	28.000	MPa	Resistencia característica-H° tablero
f'_c -Vi=	35.000	MPa	Resistencia característica-H° viga
f_y =	420.000	MPa	Límite de fluencia del acero
f_{yt} =	420.000	MPa	Límite de fluencia del acero a cortante
f_{pu} =	1860.000	MPa	Límite de fluencia del acero torones
E=	195000.0	MPa	Módulo de elasticidad de torones
ϕ =	0.900		Factor para ELR
ϕ_{Ext} =	1.000		Factor para ELEE
dc=	0.025	m	Recubrimiento
Sep-Apo=	2.600	m	Separación entre apoyos
Anc-Los=	9.600	m	Ancho total de losa
PL=	0.0036	MPa	Sobrecarga peatonal
N-Pa=	4.000		Número de pasamanos
A-Pa=	0.014	m ²	Área de pasamanos
Sep-Po=	1.900	m	Separación postes
w-Pa=	0.730	N/mm	Sobrecarga de diseño de pasamanos
P-Pa=	890.000	N	Carga puntual sobre pasamanos
Sep-Po=	1.900	m	Separación postes
A-Po=	0.142	m ²	Área por poste
Esp-Po=	0.200	m	Espesor postes
dc-Barre=	0.050	m	Recubrimiento en barrera
A-Barre=	0.192	m ²	Área por barrera
h-Ta=	0.180	m	Peralte tablero
h-DW=	0.020	m	Peralte superficie de rodadura
b_SupRod=	2.600	m	Base superficie rodadura
h_SupRod=	0.020	m	Altura superficie rodadura
b-TaExt=	2.200	m	Base de tablero externo
bp=	0.120	m	Base pasamanos
hp=	0.120	m	Altura pasamanos
Ap=	0.014	m ²	Área pasamanos

PREDIMENSIONAMIENTO

1. Predimensionamiento Viga

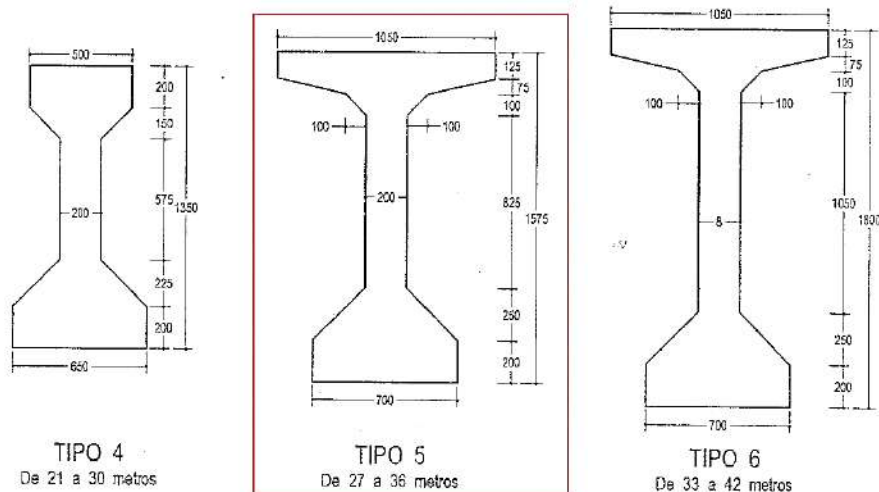
Como referencia para definir el tipo de tamaño de viga usamos de referencia las vigas tipo AASHTO.

SECCIONES AASHTO NORMALIZADAS

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado

Arthur H. Nilson

(Dimensiones en milímetros)



2. Separación de vigas

En cuanto a la separación de las vigas, la norma AASHTO actual no presenta ninguna recomendación directa para definir la misma, sin embargo el principio fundamental es que las solicitaciones en cada viga sean lo más similar posible, lo que se consiguió partiendo del criterio de separación según la norma AASHTO ESTÁNDAR y un posterior análisis a prueba y error. De esta manera se define la separación en:

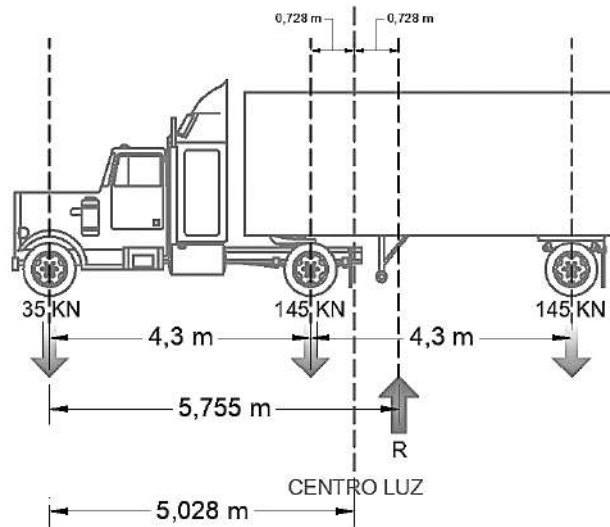
$$\text{Sep-Apo} = 2.600 \text{ m} \quad \text{Separación entre apoyos}$$

3. Punto de Análisis de Momento

Si bien el caso es de una viga simplemente apoyada en la que el momento máximo se da en centro luz, en este caso de cargas puntuales el momento máximo se dará ubicando el centroide entre la resultante y el eje más pesado en el centro luz y el momento máximo se dará en el punto del eje más pesado.

Del cálculo manual de la resultante, tenemos el siguiente esquema de cargas, donde el eje azul se deberá ubicar en el centro luz del puente y el momento máximo se dará en el eje más pesado.

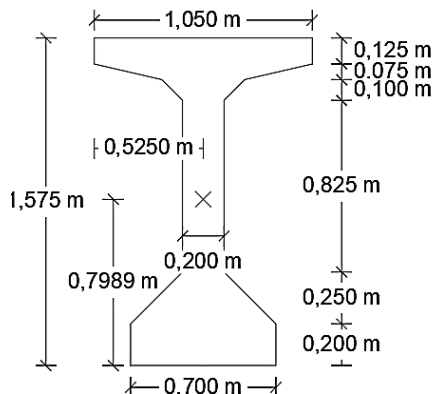
PREDIMENSIONAMIENTO



4. Viga en $t=0$

$(t=0)P=$	5.7070	m	Perímetro de viga en $t=0$
$(t=0)H-Vi=$	1.5750	m	Altura de viga en $t=0$
$(t=0)A-Vi=$	0.6331	m ²	Área de viga en $t=0$
$(t=0)X_{cg-Vi}=$	0.5250	m	X centro de gravedad, viga en $t=0$
$(t=0)Y_{cg-Vi}=$	0.7989	m	Y dentro de gravedad, viga en $t=0$
$(t=0)I_{xx-Vi}=$	0.2036	m ⁴	Inercia xx de viga en $t=0$
$(t=0)I_{yy-Vi}=$	0.0239	m ⁴	Inercia yy en $t=0$
$C10=$	0.7761	m	
$C20=$	0.7989	m	
$b_w-Vi=$	0.2000	m	Ancho de alma de viga
$h_w-Vi=$	0.8250	m	Altura de alma de viga
$A_{\text{Inferior}}(t=0)=$	0.3223	m ²	Área sección inferior viga $t=0$
$A_{\text{Superior}}(t=0)=$	0.3108	m ²	Área sección superior viga $t=0$
$S_{nc}=$	0.2549	m ³	

DIMENSIONES VIGA EN $T=0$



Perímetro= 5.7070 m
 $H= 1.5750$ m
 $\text{Area}= 0.6331$ m²
 $X_g= 0.5250$
 $Y_{cg}= 0.7989$ m
 $I_{xx}= 0.2036$ m⁴
 $I_{yy}= 0.0239$ m⁴
 $b_w= 0.2000$ m
 $h_w= 0.8250$ m

PREDIMENSIONAMIENTO

5. Viga en Tiempo Infinito

Para tiempo infinito se deberá antes homogeneizar la viga con el tablero.

$h-Ta = 0.180$ m Espesor asumido de tablero

5.1. Ancho de Ala Efectivo

Para lo mencionado comenzamos definiendo el ancho de ala, que será el que forme parte estructural de la viga en tiempo infinito.

5.1.1. Artículo 4.6.2.6-a

$$bTa_1 = 0.25 * Luz$$

Un cuarto de la longitud total el puente.

$bTa-1 = 7.500$ m Ancho de tablero opción 1

5.1.2. Artículo 4.6.2.6-b

12 veces el espesor promedio de la losa mas el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquier se el valor que resulte mayor.

$bTa-2 = 2.685$ m Ancho de tablero opción 2

5.1.3 Artículo 4.6.2.6-c

La separación promedio entre vigas adyacentes.

$bTa-3 = 2.600$ m Ancho de tablero opción 3

5.1.4 Ancho de Ala Efectivo Elegido

Se recomienda utilizar el menor de todos los valores calculados.

$bTa-1 = 7.500$ m Ancho de tablero opción 1

$bTa-2 = 2.685$ m Ancho de tablero opción 2

$bTa-3 = 2.600$ m Ancho de tablero opción 3

$b-Ta_{\min} = 2.600$ m Ancho de tablero crítico

Asuma el ancho de ala efectivo que vea más conveniente, se recomienda siempre estar del lado de la seguridad

$b-Ta = 2.600$ m Ancho de tablero asumido

5.2 Homogeneización

$$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c} \text{ (en MPa)}$$

$f'_c-Ta = 28.000$ MPa Resistencia característica- H° tablero

$\rho H^\circ A^\circ = 2400.000$ Kg/m³ Densidad del hormigón armado

$E_c(28) = 26752.498$ MPa Módulo elasticidad del H° tablero

$f'_c-Vi = 35.000$ MPa Resistencia característica- H° viga

$E_c(35) = 29910.202$ MPa Módulo elasticidad del H° viga

$n = 0.894$ Factor de conversión

$b-Ta = 2.600$ m Ancho de tablero asumido

$b_{eft}-Ta = 2.326$ m Ancho efectivo teórico del tablero

PREDIMENSIONAMIENTO

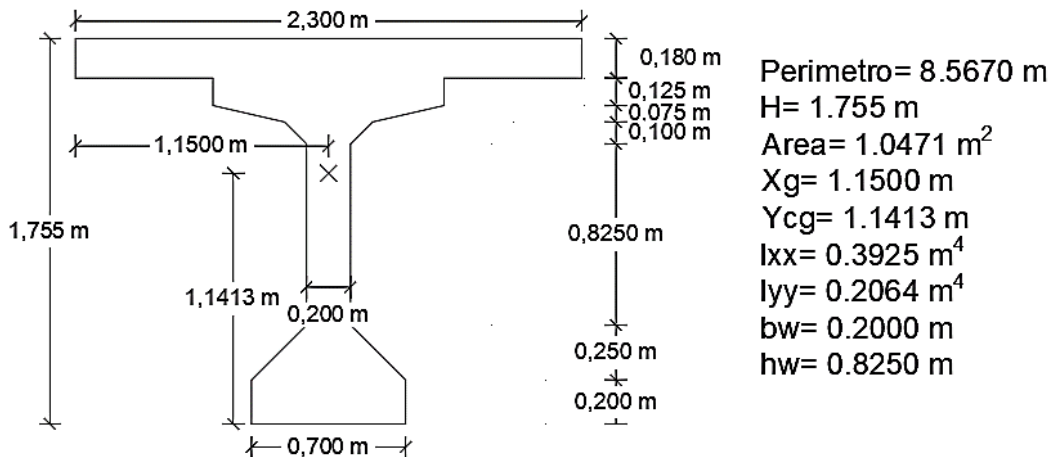
Asuma el ancho de ala efectivo que vea conveniente, se recomienda siempre estar del lado de la seguridad

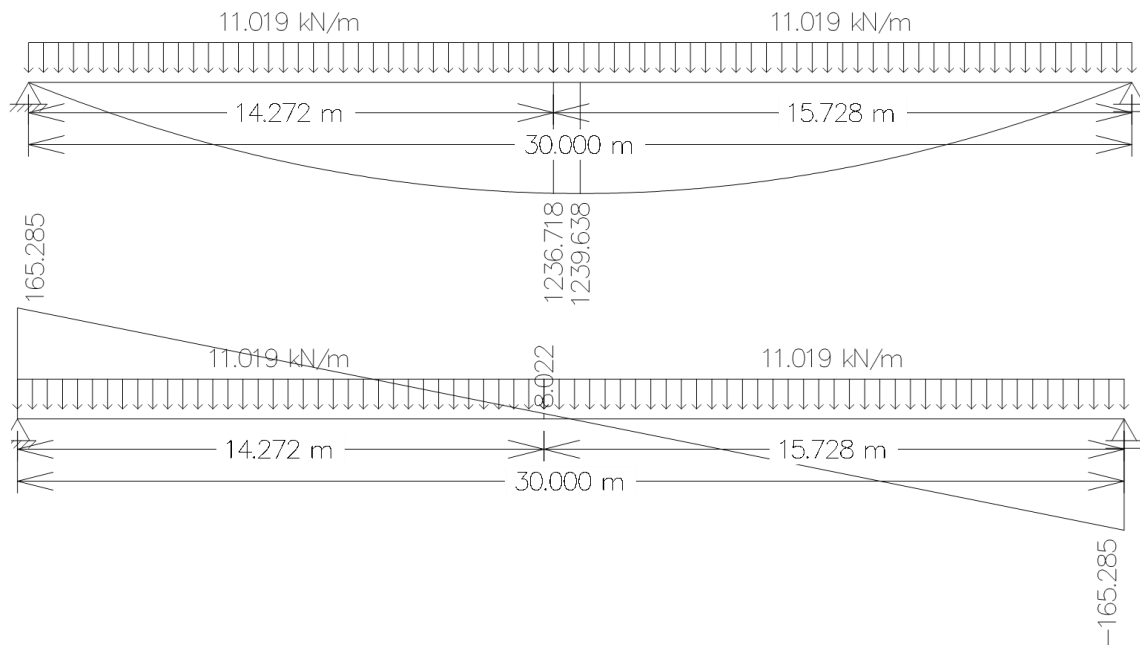
bef-Ta= **2.300** m Ancho efectivo de tablero

5.3 Propiedades

$(t=\infty)P=$	8.5670	m	Perímetro de viga en $t=\infty$
$(t=\infty)H-Vi=$	1.7550	m	Altura de viga en $t=\infty$
$(t=\infty)A-Vi=$	1.0471	m ²	Área de viga en $t=\infty$
$(t=\infty)Xcg-Vi=$	1.1500	m	X centro de gravedad, viga en $t=\infty$
$(t=\infty)Ycg-Vi=$	1.1413	m	Y dentro de gravedad, viga en $t=\infty$
$(t=\infty)Ixx-Vi=$	0.3925	m ⁴	Inercia xx de viga en $t=\infty$
$(t=\infty)Iyy-Vi=$	0.2064	m ⁴	Inercia yy en $t=\infty$
$C1\infty =$	0.6137	m	
$C2\infty =$	1.1413	m	
$bw-Vi=$	0.2000	m	Ancho de alma de viga
$hw-Vi=$	0.8250	m	Altura de alma de viga
$A_Infertior(t=\infty)=$	0.3908	m ²	Área sección inferior viga $t=\infty$
$A_Superior(t=\infty)=$	0.6564	m ²	Área sección superior viga $t=\infty$
$b(t=\infty)=$	2.3000	m	Ancho ala superior
$Sc=$	0.3439	m ³	

DIMENSIONES VIGA EN T INFINITO

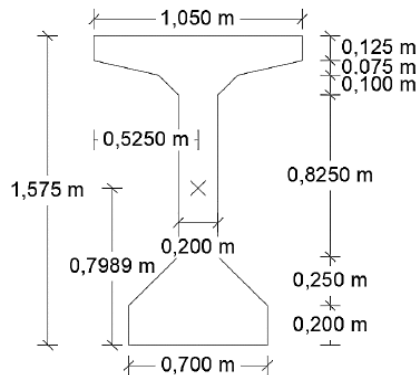




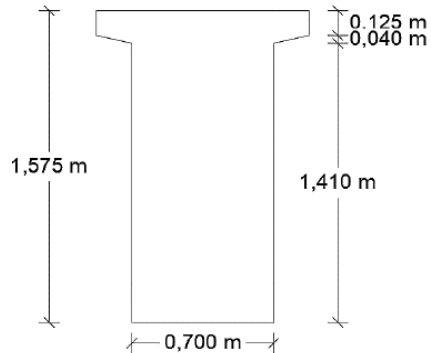
MOMENTOS EN VIGA INTERNA

1.1.2 Por Viga

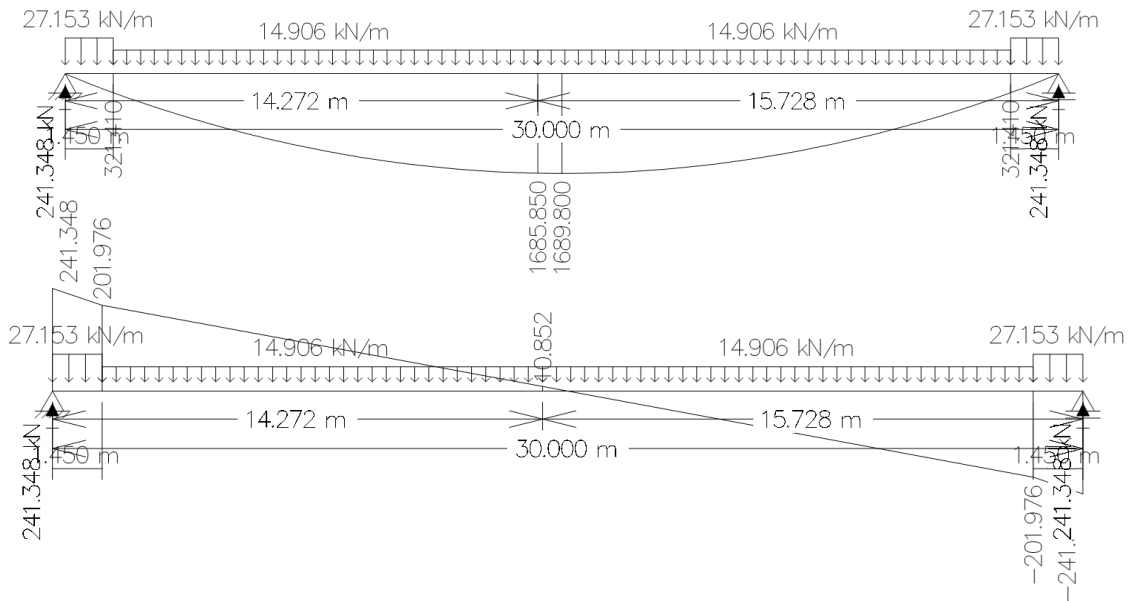
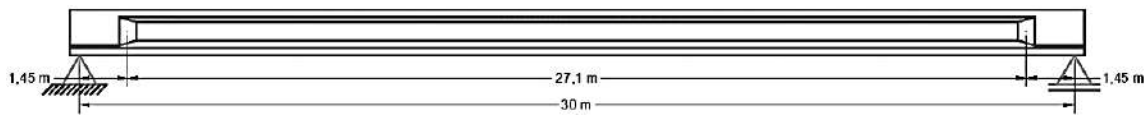
DIMENSIONES VIGA INTERMEDIA



DIMENSIONES VIGA EN APOYO



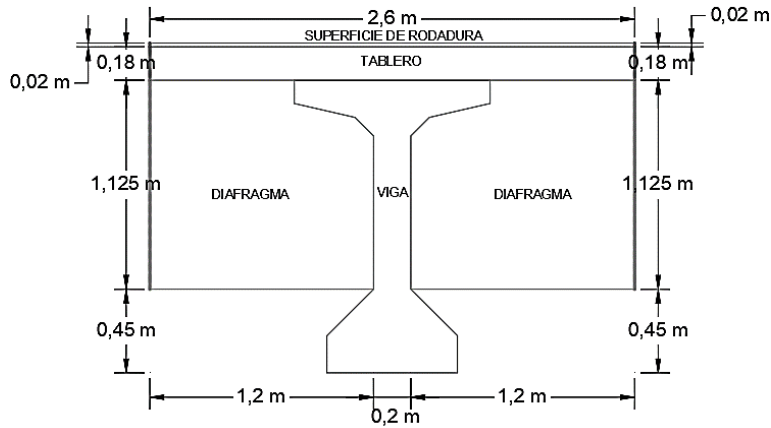
A-ViApoy=	1.153	m ²	Área de viga en apoyo
$\gamma H^{\circ}A^{\circ}$ =	23.544	KN/m ³	Peso específico del hormigón armado
Q-ViApoy=	27.153	KN/m	Carga por viga en apoyo
A-Vi=	0.633	m ²	Área por viga interna
$\gamma H^{\circ}A^{\circ}$ =	23.544	KN/m ³	Peso específico del hormigón armado
Q-Vi=	14.906	KN/m	Carga por viga interna
M-Vi=	1,685.850	KN*m	Momento por viga
V-Vi=	241.348	KN	Cortante por viga
R-Vi=	241.348	KN	Reacción por viga



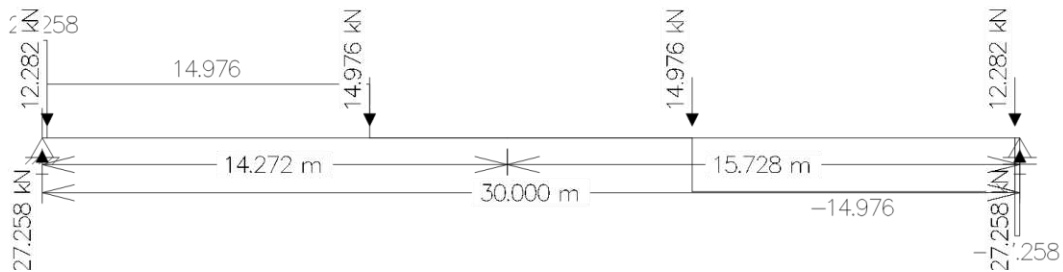
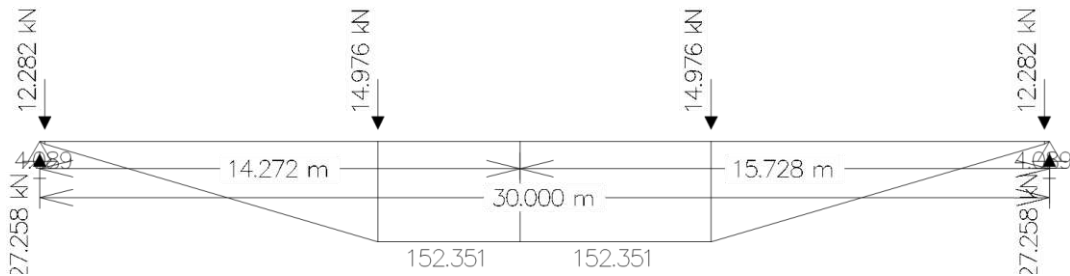
MOMENTOS EN VIGA INTERNA

1.1.3 Por Diafragma

VIGA INTERNA DIAFRAGMA INTERMEDIO



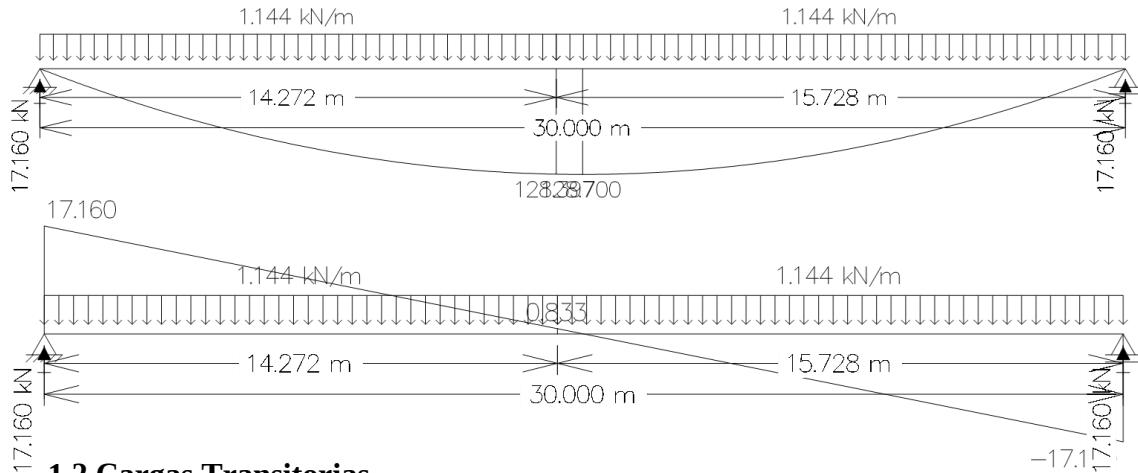
A-DiApoy=	2.087	m ²	Área de diafragma en apoyo
b-Di=	0.250	m	Base diafragma
Q-DiApoy=	12.282	KN	Carga por diafragma en apoyo
A-Di=	2.544	m ²	Área por diafragma intermedio
b-Di=	0.250	m	Base diafragma
Q-Di=	14.976	KN	Carga por diafragma intermedio
M_Di=	152.351	KN*m	Momento por diafragmas
V_Di=	27.258	KN	Cortante por diafragmas
R_Di=	27.258	KN	Reacción por diafragmas



MOMENTOS EN VIGA INTERNA

1.1.4 Por Superficie de Rodadura (DW)

Q_SupRod=	1.144	KN/m	Carga por superficie rodadura
M_SupRod=	128.397	KN*m	Momento por superficie rodadura
V_SupRod=	17.160	KN	Cortante por superficie rodadura
R_SupRod=	17.160	KN	Reacción por superficie rodadura



1.2 Cargas Transitorias

1.2.1 Factor de Distribución Para Momentos

1.2.1.1 Módulo de Elasticidad del Hormigón $E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$ en MPa

f'_c -Ta=	28.000	MPa	Resistencia característica-Hº tablero
$\rho H^\circ A^\circ$ =	2,400.000	Kg/m ³	Densidad del hormigón armado
$E_c(28)$ =	26,752.498	MPa	Módulo elasticidad del Hº tablero
f'_c -Vi=	35.000	MPa	Resistencia característica-Hº viga
$E_c(35)$ =	29,910.202	MPa	Módulo elasticidad del Hº viga

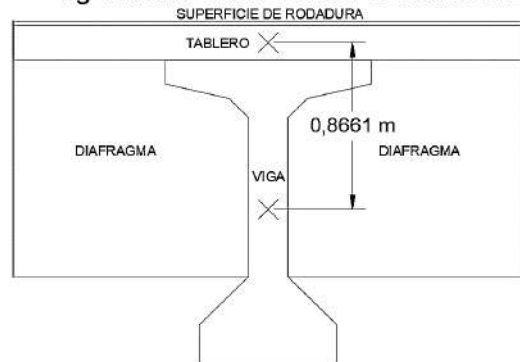
1.2.1.2 Factor "n"

$$n = 1.118 \quad n = \frac{E_B}{E_D} \quad \text{Factor "n"}$$

1.2.1.3 Parámetro de Rigidez "kg"

$$K_g = n(I + Ae_g^2)$$

"eg" DISTANCIA ENTRE CENTROIDES



MOMENTOS EN VIGA INTERNA

n=	1.118		Factor "n"
I=	0.204	m ⁴	Inercia viga en tiempo cero
A=	0.633	m ²	Área viga en tiempo cero
e _g =	0.866	m	Distancia entre centros de gravedad
K _g =	0.759	m ⁴	Parámetro de rigidez

1.2.1.4 Factor de Distribución Para un Solo Carril Cargado

Sep-Apo=	2600	mm	Separación entre apoyos "S"
K _g =	7.59E+11	mm ⁴	Parámetro de rigidez
Luz=	30000	mm	Longitud de cálculo
ts=	180	mm	Espesor tablero
FD _{1C} =	0.515		Factor distribución un solo carril

Tabla 4.6.2.2.2b-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,5} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

1.2.1.5 Para dos o más carriles cargados

Sep-Apo=	2600	mm	Separación entre apoyos "S"
K _g =	7.59E+11	mm ⁴	Parámetro de rigidez
Luz=	30000	mm	Luz del puente "L"
ts=	180	mm	Espesor tablero
FD _{2C} =	0.740		Factor distribución dos o más carriles

MOMENTOS EN VIGA INTERNA

Tabla 4.6.2.2.2b-1 – Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, 1	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,5} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

1.2.2 Factor de Distribución Para Cortante

También se deberá calcular el factor de distribución para momento cortante según el artículo 4.6.2.2.3 de la norma AASHTO LRFD 2004.

1.2.2.1 Para un Solo Carril Cargado

Sep-Apo= 2600 mm Separación entre apoyos
FDC_1C= 0.702 Factor dist. Cortante 1 solo carril

Tabla 4.6.2.2.3a-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

MOMENTOS EN VIGA INTERNA

1.2.2.2 Para dos o más Carriles Cargados

Sep-Apo= 2600 mm

Separación entre apoyos

FDC_2C= 0.863

Factor dist. Cortante 2 o más carriles

Tabla 4.6.2.2.3a-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_r \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

1.2.3 Tándem de Diseño

Para puentes de mas de 10 metros el tándem de diseño deja de ser relevante, pues el que produce las mayores solicitaciones es el camión de diseño.

Sin embargo para verificar presentamos el momento por tándem de diseño.

M-Tándem= 1583.317 KN*m

Momento por tándem de diseño

C-Tándem= 105.600 KN

Cortante por tándem de diseño

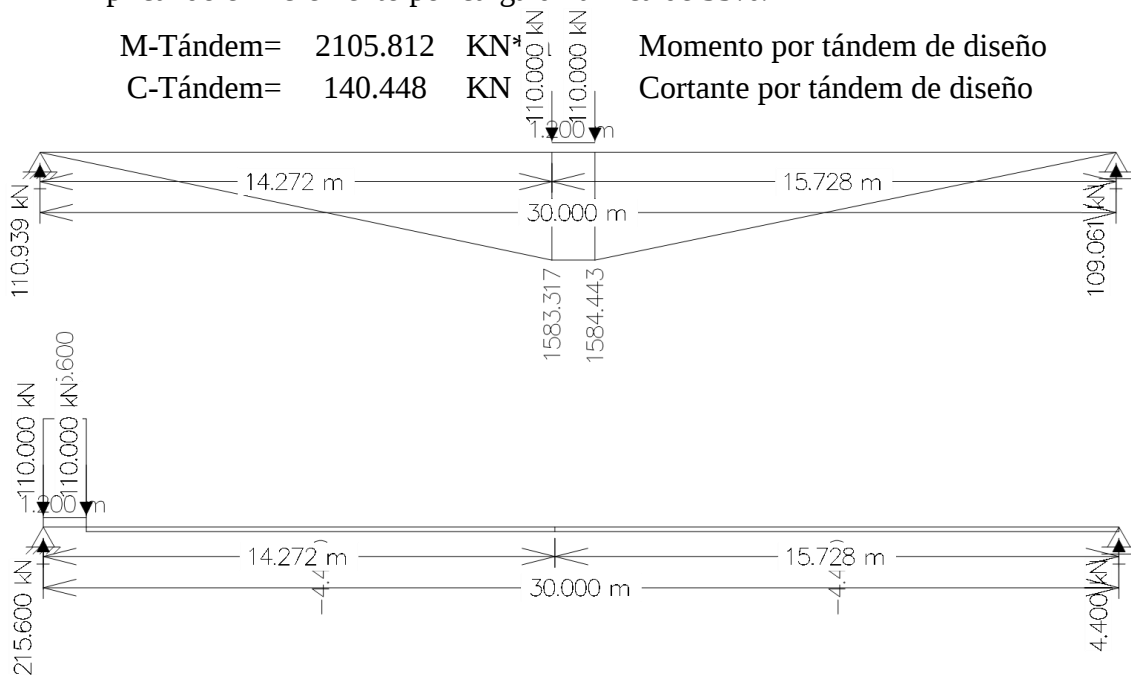
Aplicando el incremento por carga dinámica de 33%.

M-Tándem= 2105.812 KN*m

Momento por tándem de diseño

C-Tándem= 140.448 KN

Cortante por tándem de diseño



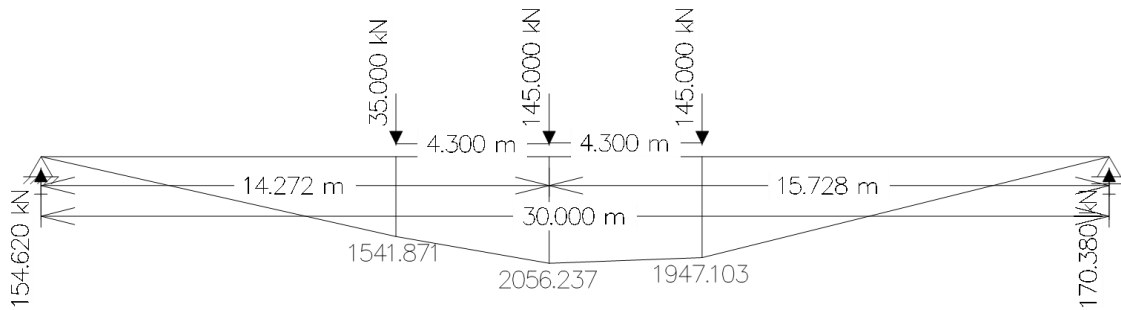
MOMENTOS EN VIGA INTERNA

1.2.4 Camión de Diseño

1.2.4.1 Momento por Camión de Diseño

Se deberá ubicar el centroide entre la reacción y el eje más pesado del camión en el centro luz del puente, y el momento máximo se dará en el eje más pesado.

$$M_{\text{CamiónDiseño}} = 2056.237 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \text{Momento por camión de diseño}$$



No se aplica el factor de presencia múltiple por que el mismo ya fue incluido en el análisis de las formulas de factores de distribución.

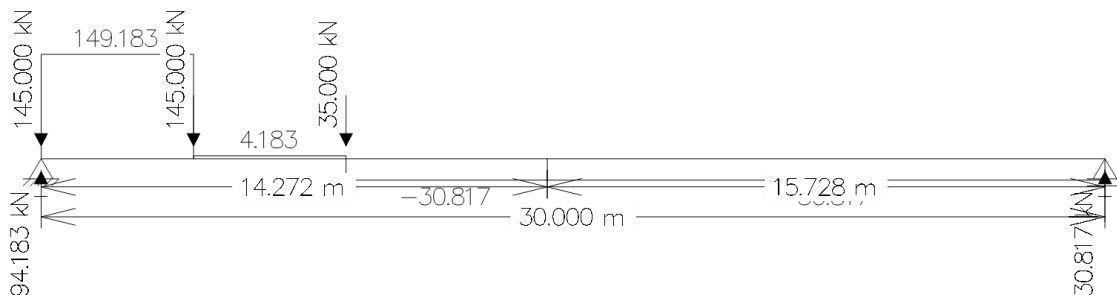
$$\begin{aligned} \text{IM} &= 33 \% && \text{Incremento por carga dinámica} \\ M(\text{CD}+\text{IM}) &= 2734.795 \text{ KN}\cdot\text{m} && \text{Momento por LL+IM} \end{aligned}$$

1.2.4.2 Cortante por Camión de Diseño

$$\begin{aligned} V_{\text{CamiónDiseño}} &= 149.183 \text{ KN} && \text{Cortante por camión de diseño} \\ R_{\text{CamiónDiseño}} &= 294.183 \text{ KN} && \text{Reacción por camión de diseño} \end{aligned}$$

Aplicando el incremento por carga dinámica tenemos.

$$\begin{aligned} \text{IM} &= 33 \% && \text{Incremento por carga dinámica} \\ V(\text{CD}+\text{IM}) &= 198.413 \text{ KN} && \text{Cortante por CD+IM} \\ R(\text{CD}+\text{IM}) &= 391.263 \text{ KN} && \text{Reacción por CD+IM} \end{aligned}$$



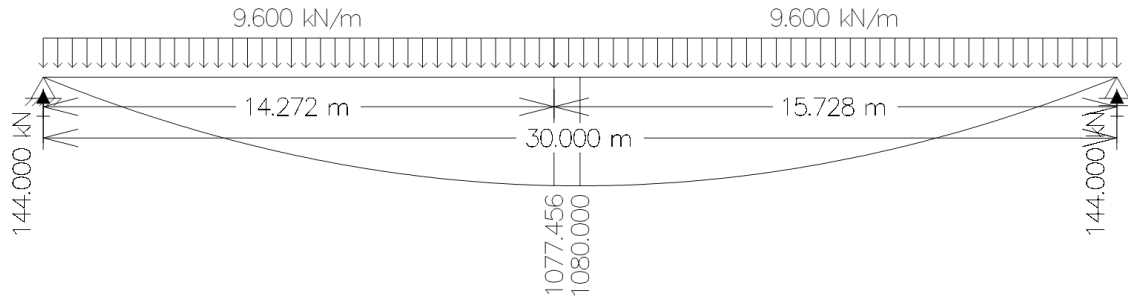
1.2.5 Carril de Diseño

A la carga por carril de diseño no se le aplica incremento por carga dinámica.

1.2.5.1 Momento Por Carril de Diseño

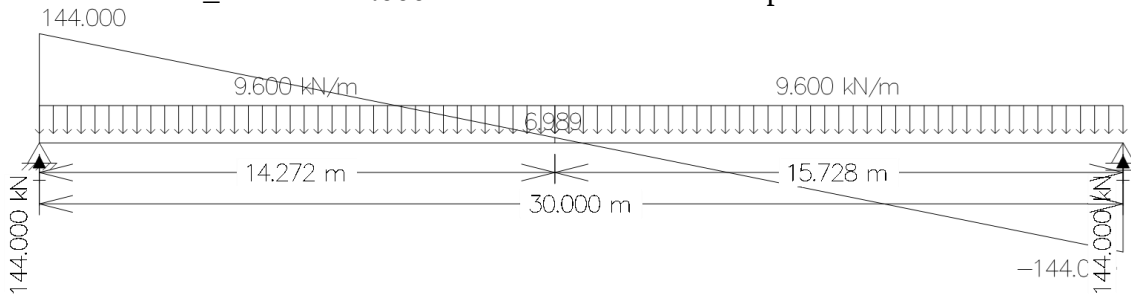
$$\begin{aligned} \text{CD} &= 9.600 \text{ KN/m} && \text{Carga por carril de diseño} \\ M_{\text{CD}} &= 1077.456 \text{ KN}\cdot\text{m} && \text{Momento por carril de diseño} \end{aligned}$$

MOMENTOS EN VIGA INTERNA



1.2.5.2 Cortante por Carril de Diseño

CD=	9.600	KN/m	Carga por carril de diseño
V_CD=	144.000	KN*m	Cortante por carril de diseño
R_CD=	144.000	KN	Reacción por carril de diseño



1.2.6 Sobrecarga Vehicular

La sobrecarga vehicular es la solicitación máxima de entre la combinación de camión de diseño + carril de diseño ó tándem de diseño + carril de diseño.

1.2.6.1 Momento por Sobrecarga Vehicular

Momento por sobrecarga vehicular			
Combinación A		Combinación B	
Camión de diseño (KN*m)	2,734.795	2,105.812 (KN*m)	Tándem de diseño
Carril de diseño (KN*m)	1,077.456	1,077.456 (KN*m)	Carril de diseño
Total=	3,812.251	3,183.268	=Total

Como se observa el máximo se da en la combinación A, que corresponde a camión de diseño mas carril de diseño.

Aplicando el factor de distribución individualmente tenemos.

	Momento sin FD KN*m	Factor de distribución en momento	Momento con FD KN*m
Camión de diseño	2,734.795	0.740	2,023.753
Carril de diseño	1,077.456	0.740	797.319

MOMENTOS EN VIGA INTERNA

1.2.6.2 Cortante Por Sobrecarga Vehicular

Cortante por Sobrecarga vehicular				
Combinación A		Combinación B		
Camión de diseño (KN)	198.413	140.448	(KN) Tándem de diseño	
Carril de diseño (KN)	144.000	144.000	(KN) Carril de diseño	
Total=	342.413	284.448	=Total	

De igual manera el máximo se da en la combinación A, que corresponde a camión de diseño mas carril de diseño.

Aplicando el factor de distribución individualmente tenemos.

	Cortante sin FD KN	Factor de distribución en cortante	Cortante con FD KN
Camión de diseño	198.413	0.863	171.266
Carril de diseño	144.000	0.863	124.298

2. Resumen de Momentos

Para el caso del postensado, el cálculo se lo realiza para un estado límite de servicio.

Carga	Tipo	Momento (KN*m)	Factor γ	Momento (KN*m)
Tablero	DC	1,236.718	1.000	1,236.718
Viga	DC	1,685.850	1.000	1,685.850
Diafragma	DC	152.351	1.000	152.351
Sup. Rod	DW	128.397	1.000	128.397
Camión Dis.	Ca.Dis+IM	2,023.753	1.000	2,023.753
Carril Dis.	Carr Dis.	797.319	1.000	797.319
$\Sigma=$		6,024.388	$\Sigma=$	6,024.388

MOMENTOS EN VIGA INTERNA

3. Momentos de Diseño

Viga interna				
T=Inicial				
Carga	Tipo	Momento (KN*m)	Factor γ	Momento (KN*m)
Viga	DC	1,685.850	1.00	1,685.850
T=Infinito				
Carga	Tipo	Momento (KN*m)	Factor γ	Momento (KN*m)
PesoPropio	DC	3,074.919	1.000	3,074.919
Sup. Rod	DW	128.397	1.000	128.397
Camión Dis.	Ca.Dis+IM	2,023.753	1.000	2,023.753
Carril Dis.	Carr Dis.	797.319	1.000	797.319
$\Sigma=$		6,024.388		$\Sigma=$ 6,024.388

3. Cortantes de Diseño

Carga	Tipo	Cortante KN	Factor γ	Cortante KN
Tablero	DC	165.285	1.250	206.606
Viga	DC	241.348	1.250	301.685
Diafragma	DC	27.258	1.250	34.073
Sup.Rod	DW	17.160	1.500	25.740
Camión Dis.	Ca.Dis+IM	171.266	1.750	299.716
Carril Dis.	Carr Dis.	124.298	1.750	217.521
$\Sigma=$		746.615		$\Sigma=$ 1,085.340

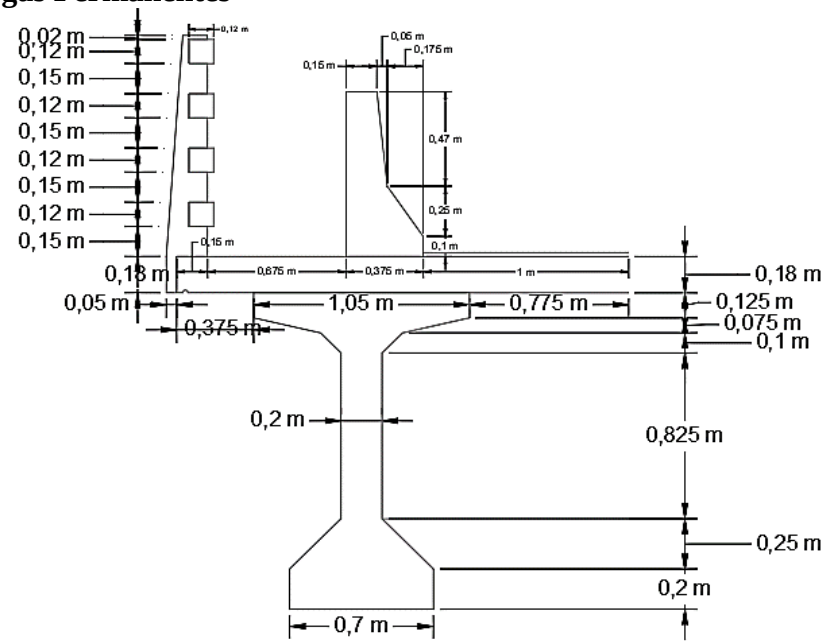
4. Reacciones Para Viga Interna

Carga	Tipo	Reacción KN	Factor γ	Cortante KN
Tablero	DC	165.285	1.000	165.285
Viga	DC	241.348	1.000	241.348
Diafragma	DC	27.258	1.000	27.258
Sup.Rod	DW	17.160	1.000	17.160
Camión Dis.	Ca.Dis+IM	391.263	1.000	391.263
Carril Dis.	Carr Dis.	144.000	1.000	144.000
$\Sigma=$		986.314		$\Sigma=$ 986.314

MOMENTOS EN VIGA EXTERNA

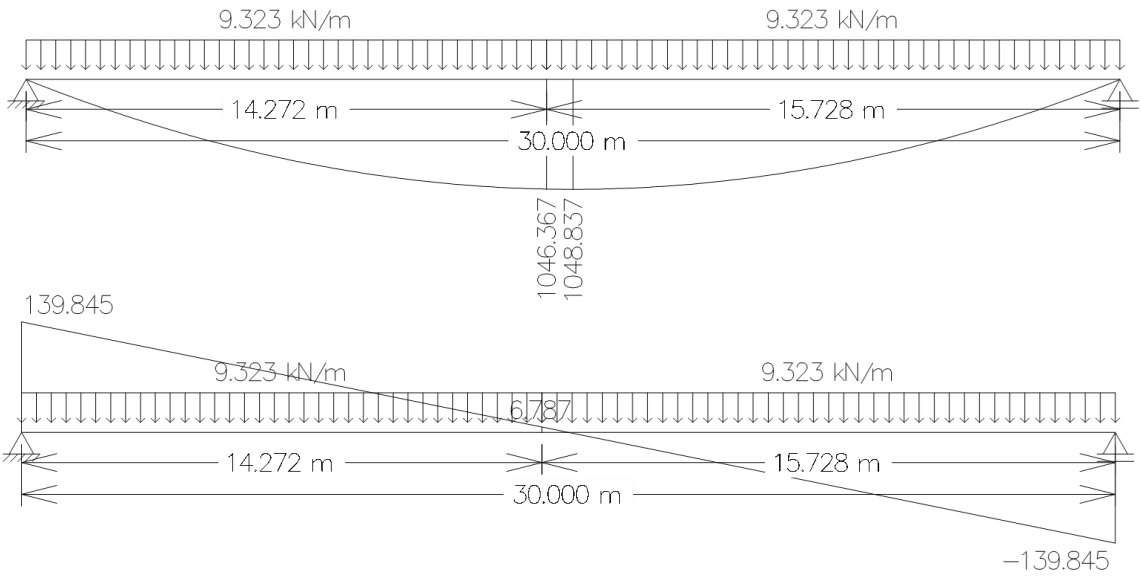
1. Cargas

1.1 Cargas Permanentes



1.1.1 Tablero

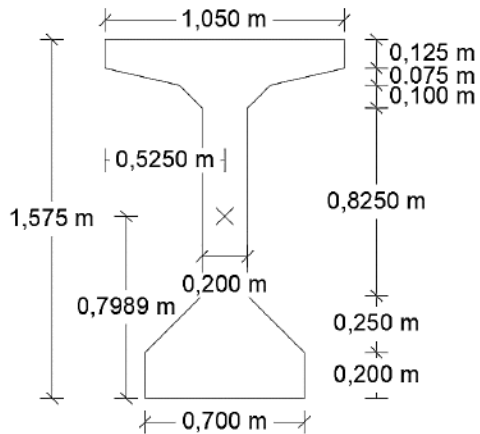
Q_Ta=	9.323	KN/m	Carga por tablero
M_Ta=	1,046.367	KN*m	Momento por tablero
V_Ta=	139.845	KN	Cortante por tablero
V_Ta=	139.845	KN	Reacción por tablero



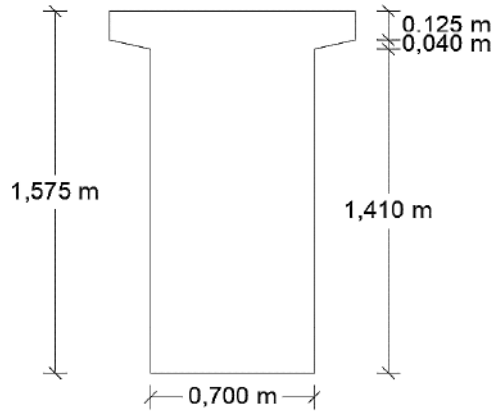
MOMENTOS EN VIGA EXTERNA

1.1.2 Por Viga

DIMENSIONES VIGA INTERMEDIA

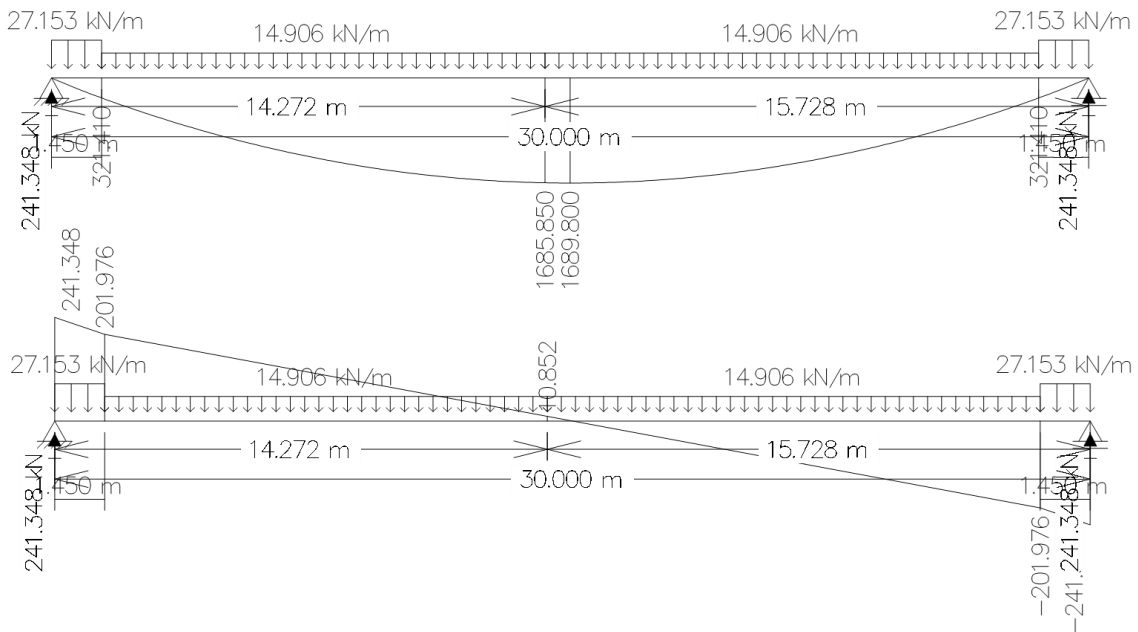
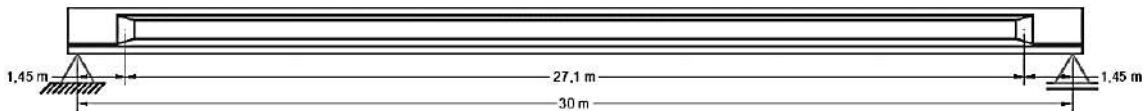


DIMENSIONES VIGA EN APOYO



A_ViApoy=	1.153	m ²
Q_ViApoy=	27.153	KN/m
A_VigInt=	0.633	m ²
Q_VigInt=	14.906	KN/m
M_Viga=	1,685.850	KN*m
V_Viga=	241.348	KN
R_Viga=	241.348	KN

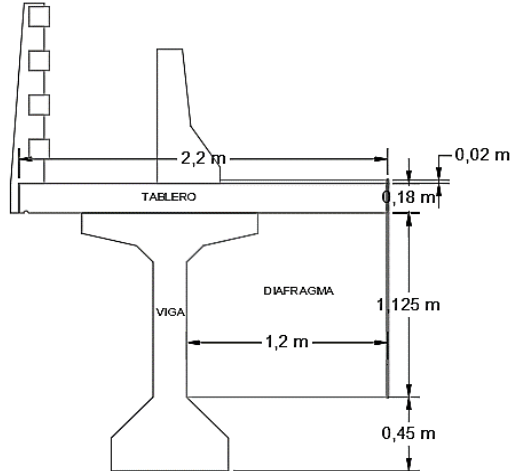
Área de viga en apoyo
Carga por viga en apoyo
Área por viga interna
Carga por viga interna
Momento por viga
Cortante por viga
Reacción por viga



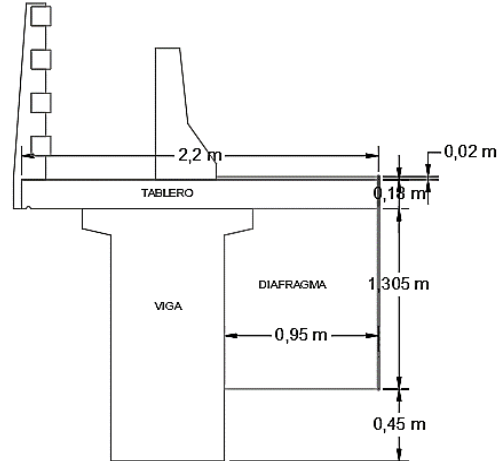
MOMENTOS EN VIGA EXTERNA

1.1.3 Por Diafragma

VIGA EXTERNA
DIAFRAGMA INTERMEDIO

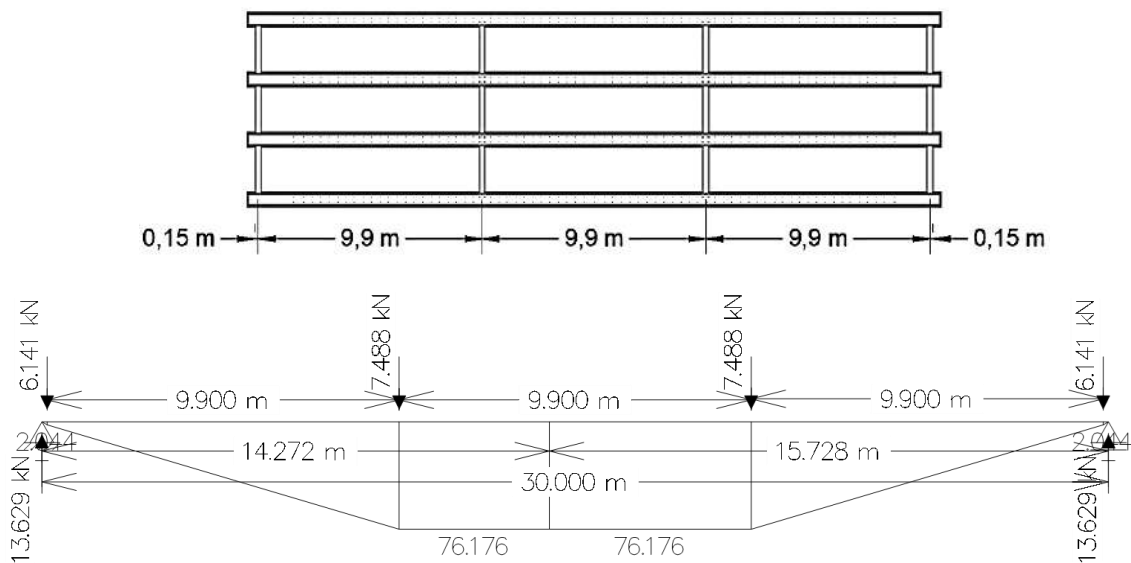


VIGA EXTERNA
DIAFRAGMA EN APOYO

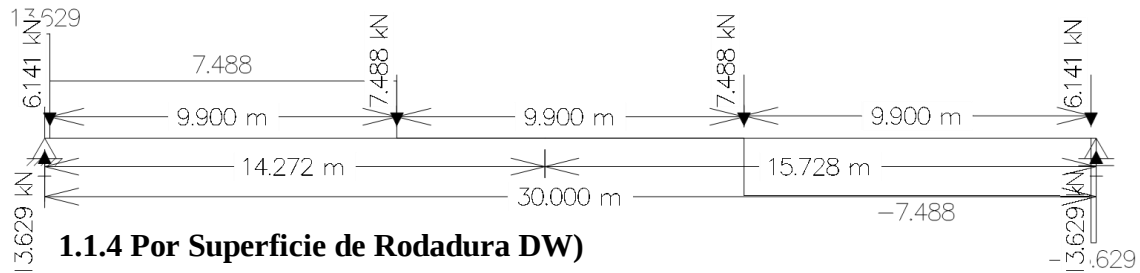


A_DiaApoy=	1.043	m ²
Esp_Diafrag=	0.250	m
Q_DiaApoy=	6.141	KN
A_DiaInt=	1.272	m ²
Esp_Diafrag=	0.250	m
Q_DiaInt=	7.488	KN
M_Diafragma=	76.176	KN*m
V_Diafragma=	13.629	KN
R_Diafragma=	13.629	KN

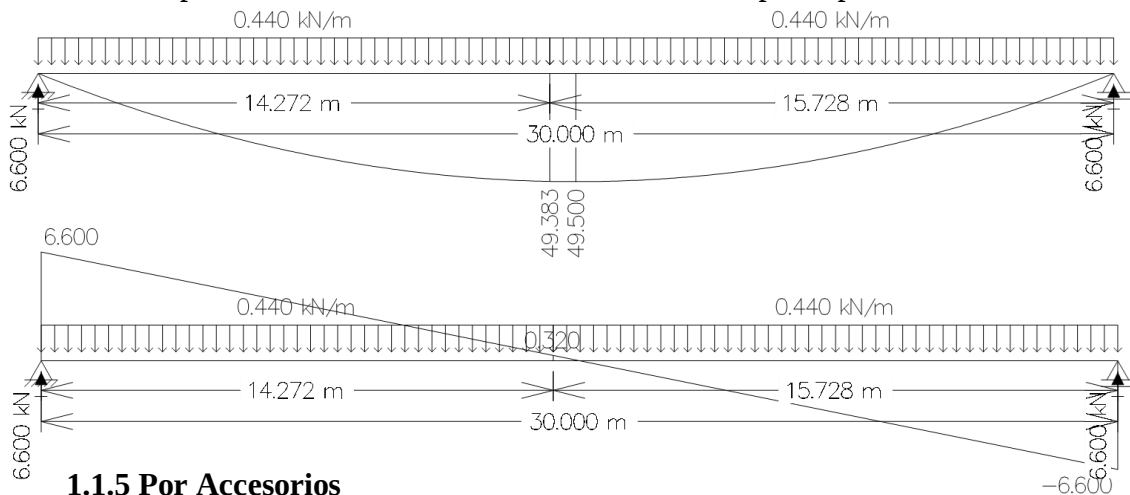
Área de diafragma en apoyo
Espesor del diafragma
Carga por diafragma en apoyo
Área por diafragma intermedio
Espesor del diafragma
Carga por diafragma intermedio
Momento por diafragmas
Cortante por diafragmas
Reacción por diafragma



MOMENTOS EN VIGA EXTERNA



Q_SupRod=	0.440	KN/m	Carga por superficie rodadura
M_SupRod=	49.383	KN*m	Momento por superficie rodadura
V_SupRod=	6.600	KN	Cortante por superficie rodadura
R_SupRod=	6.600	KN	Reacción por superficie de rodadura



1.1.5.1 Carga por Pasamanos

Np=	4.000		Número de pasamanos
Qpa=	1.356	KN/m	Carga por pasamanos

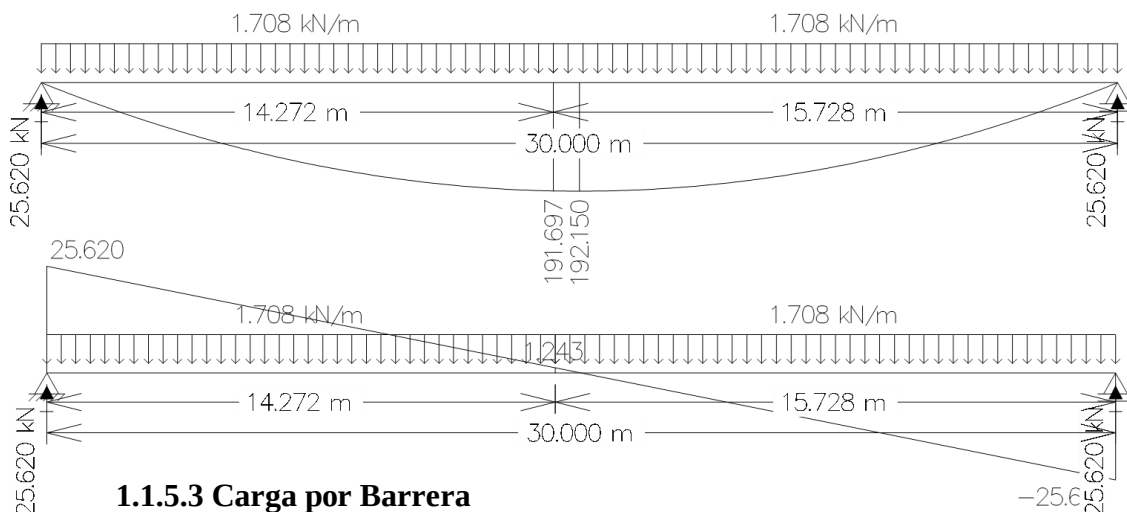
1.1.5.2 Carga por Postes

Ap=	0.142	m ²	Área Postes
epostes=	0.200	m	Espesor postes
Spostes=	1.900	m	Separación de postes
QP-P=	0.668	KN	Carga puntual por poste
Qp=	0.351	KN/m	Carga por postes

1.1.5.3 Carga por Baranda

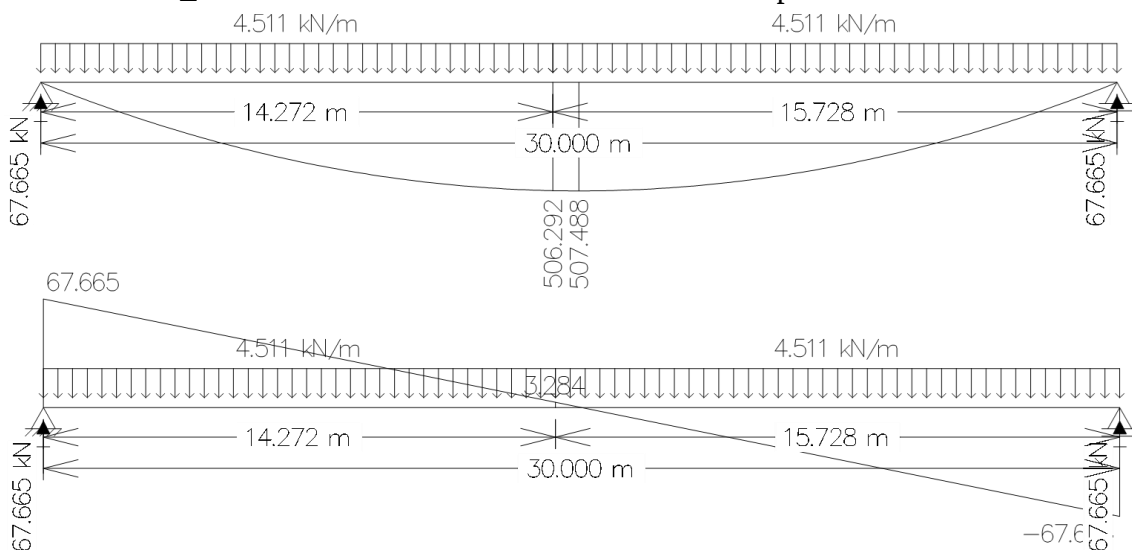
Q_Ba=	1.708	KN/m	Carga por baranda
M_Ba=	191.697	KN*m	Momento por baranda
V_Ba=	25.620	KN	Cortante por baranda
R_Ba=	25.620	KN	Reacción por barandas

MOMENTOS EN VIGA EXTERNA



1.1.5.3 Carga por Barrera

A_Barre=	0.192	m ²	Área de barrera
Q_Barre=	4.511	KN/m	Carga por barrera
M_Barre=	506.292	KN*m/m	Momento por barrera
V_Barre=	67.665	KN/m	Cortante por barrera
R_Barre=	67.665	KN	Reacción por barrera



1.2 Cargas Transitorias

1.2.1 Factor de Distribución Para Momentos

1.2.1.1 Un Solo Carril Cargado

En el caso de un solo carril cargado, para la viga exterior se deberá aplicar la ley de momentos ubicando el camión en la posición más crítica que es ubicando el eje de la rueda exterior a 0.30 metros de la barrera o cordón.

$g_{Ext-1C} = 0.423$ Factor distribución 1 solo carril

MOMENTOS EN VIGA EXTERNA

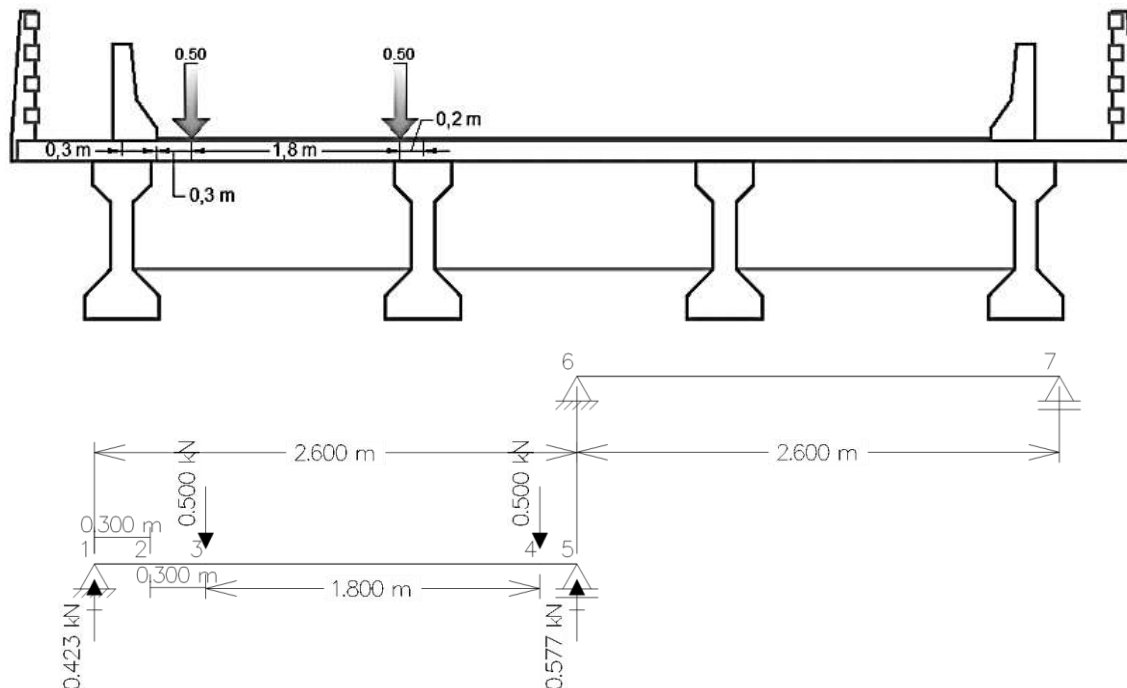


Tabla 4.6.2.2d-1 – Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	1	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

1.2.1.2 Dos o Más Carriles Cargados

de=	-300	mm	Dist eje viga-barrera
e=	0.663		Excentricidad camión diseño
$g_{interior}$ =	0.740		Factor distribución viga interna
g=	0.491		Factor distribución viga externa

MOMENTOS EN VIGA EXTERNA

Tabla 4.6.2.2d-1 – Distribución de sobrecargas por carril para momento en vigas longitudinales exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

1.2.2 Factor de Distribución Para Cortante

También se deberá calcular el factor de distribución para momento cortante según el artículo 4.6.2.2.3 de la norma AASHTO LRFD 2004.

1.2.2.1 Para un Solo Carril Cargado

$$FDC1C = 0.423$$

Factor dist. Cortante 1 solo carril

Tabla 4.6.2.2.3b-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$

1.2.2.2 Para Dos o Más Carriles Cargados

$$d_e = -300 \quad \text{mm}$$

Dist eje viga-barrera

$$e = 0.500$$

Excentricidad camión diseño

$$g_{interior} = 0.863$$

Factor distribución viga interna

$$g = 0.432$$

Factor distribución viga externa

MOMENTOS EN VIGA EXTERNA

Tabla 4.6.2.2.3b-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$

1.2.3 Tándem de Diseño

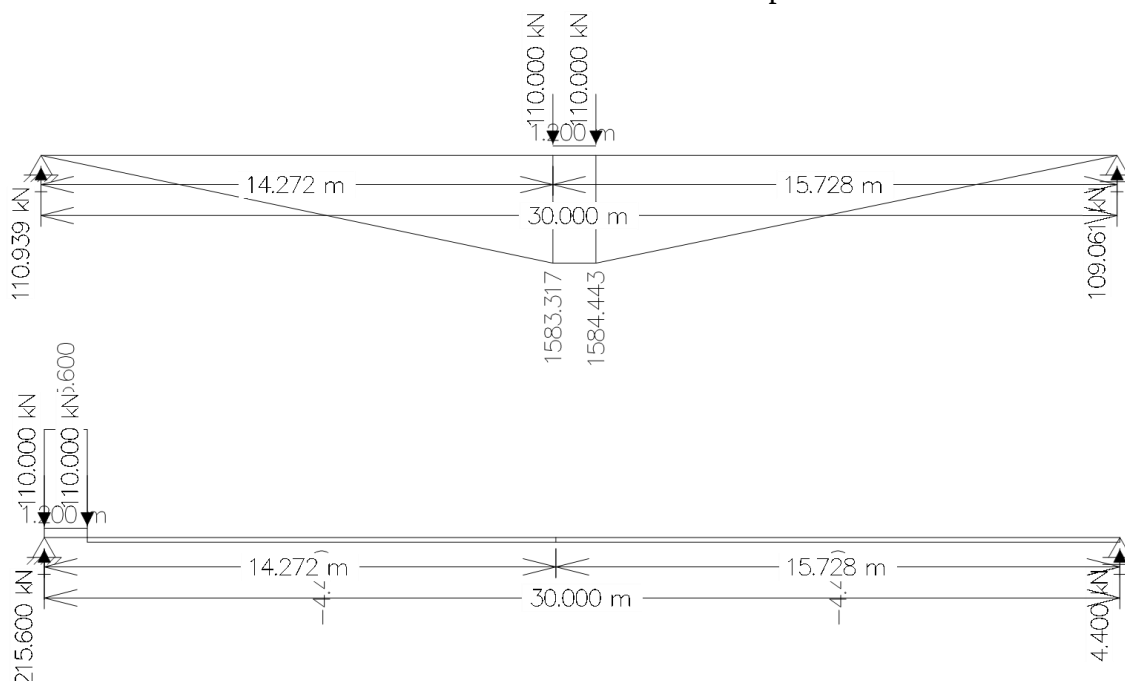
Para puentes de mas de 10 metros el tándem de diseño deja de ser relevante, pues el que produce las mayores solicitaciones es el camión de diseño.

Sin embargo para verificar presentamos el momento por tándem de diseño.

M-Tándem= 1583.317 KN*m Momento por tándem de diseño
C-Tándem= 105.600 KN Cortante por tándem de diseño

Aplicando el incremento por carga dinámica de 33%.

M-Tándem= 2105.812 KN*m Momento por tándem de diseño
C-Tándem= 140.448 KN Cortante por tándem de diseño



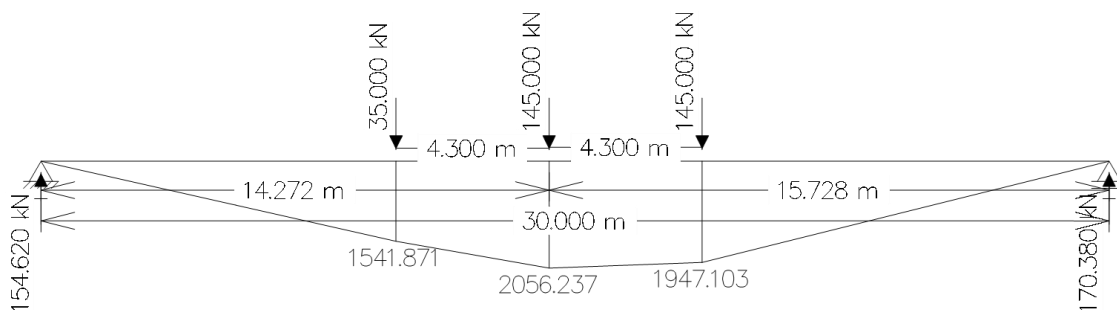
MOMENTOS EN VIGA EXTERNA

1.2.4 Camión de Diseño

1.2.4.1 Momento por Camión de Diseño

Se deberá ubicar el centroide entre la reacción y el eje más pesado del camión en el centro luz del puente, y el momento máximo se dará en el eje más pesado.

$M_{\text{CamiónDiseño}} = 2056.237 \text{ KN}\cdot\text{m}$ Momento por camión de diseño



No se aplica el factor de presencia múltiple por que el mismo ya fue incluido en el análisis de las formulas de factores de distribución.

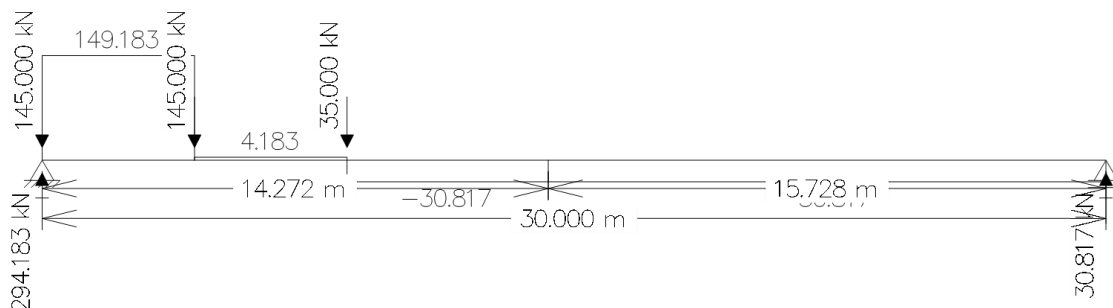
$IM = 33 \%$ Incremento por carga dinámica
 $M(CD+IM) = 2734.795 \text{ KN}\cdot\text{m}$ Momento por LL+IM

1.2.4.2 Cortante por Camión de Diseño

$V_{\text{CamiónDiseño}} = 149.183 \text{ KN}$ Cortante por camión de diseño
 $R_{\text{CamiónDiseño}} = 294.183 \text{ KN}$ Reacción por camión de diseño

Aplicando el incremento por carga dinámica tenemos.

$IM = 33 \%$ Incremento por carga dinámica
 $V(CD+IM) = 198.413 \text{ KN}\cdot\text{m}$ Cortante por CD+IM
 $R(CD+IM) = 391.263 \text{ KN}\cdot\text{m}$ Reacción por CD+IM



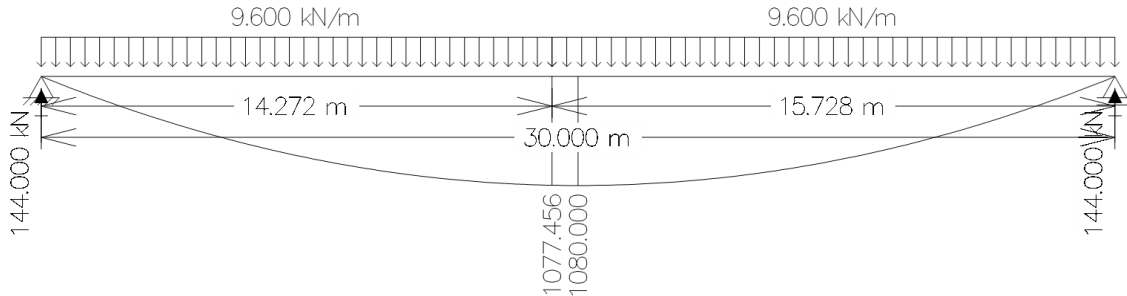
1.2.5 Carril de Diseño

A la carga por carril de diseño no se le aplica incremento por carga dinámica.

MOMENTOS EN VIGA EXTERNA

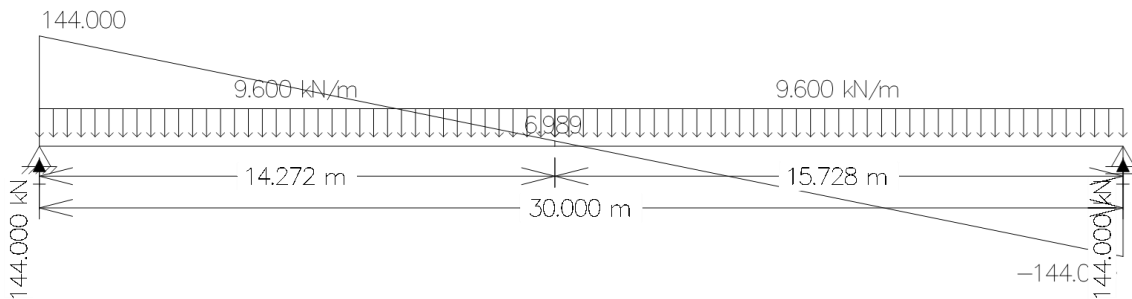
1.2.5.1 Momento Por Carril de Diseño

CD= 9.600 KN/m Carga por carril de diseño
 M_CD 1077.456 KN*m Momento por carril de diseño



1.2.5.2 Cortante por carril de diseño

CD= 9.600 KN/m Carga por carril de diseño
 V_CD= 144.000 KN*m Cortante por carril de diseño
 R_CD= 144.000 KN Reacción por carril de diseño



1.2.6 Sobrecarga Vehicular

La sobrecarga vehicular es la solicitación máxima de entre la combinación de camión de diseño + carril de diseño ó tándem de diseño + carril de diseño.

1.2.6.1 Momento Por Sobrecarga Vehicular

Momento por sobrecarga vehicular			
Combinación A		Combinación B	
Camión de diseño (KN*m)	2,734.795	2,105.812 (KN*m)	Tándem de diseño
Carril de diseño (KN*m)	1,077.456	1,077.456 (KN*m)	Carril de diseño
Total=	3,812.251	3,183.268	=Total

Como se observa el máximo se da en la combinación A, que corresponde a camión de diseño mas carril de diseño.

MOMENTOS EN VIGA EXTERNA

Aplicando el factor de distribución individualmente tenemos.

	Momento sin FD KN*m	Factor de distribución en momento	Momento con FD KN*m
Camión de diseño	2,734.795	0.491	1,341.459
Carril de diseño	1,077.456	0.491	528.509

1.2.6.2 Cortante Por Sobrecarga Vehicular

Cortante por sobrecarga vehicular			
Combinación A		Combinación B	
Camión de diseño (KN)	198.413	140.448	(KN) Tándem de diseño
Carril de diseño (KN)	144.000	144.000	(KN) Carril de diseño
Total=	342.413	284.448	=Total

De igual manera el máximo se da en la combinación A, que corresponde a camión de diseño mas carril de diseño.

Aplicando el factor de distribución individualmente tenemos.

	Cortante sin FD KN	Factor de distribución en cortante	Cortante con FD KN
Camión de diseño	198.413	0.432	85.633
Carril de diseño	144.000	0.432	62.149

2. Resumen de Momentos

Carga	Tipo	Momento (KN*m)	Factor γ	Momento (KN*m)
Baranda	DC	191.697	1.000	191.697
Barrera	DC	506.292	1.000	506.292
Tablero	DC	1,046.367	1.000	1,046.367
Viga	DC	1,685.850	1.000	1,685.850
Diafragma	DC	76.176	1.000	76.176
Sup.Rod	DW	49.383	1.000	49.383
Camión Dis.	Ca.Dis+IM	1,341.459	1.000	1,341.459
Carril Dis.	Carr Dis.	528.509	1.000	528.509
		$\Sigma=$ 4,727.744		$\Sigma=$ 5,425.733

MOMENTOS EN VIGA EXTERNA

3. Momentos de Diseño

Viga interna				
T=Inicial				
Carga	Tipo	Momento (KN*m)	Factor γ	Momento (KN*m)
Viga	DC	1,685.850	1.000	1,685.850
T=Infinito				
Carga	Tipo	Momento (KN*m)	Factor γ	Momento (KN*m)
PesoPropio	DC	3,506.382	1.000	3,506.382
Sup.Rod	DW	49.383	1.000	49.383
Camión Dis.	Ca.Dis+IM	1,341.459	1.000	1,341.459
Carril Dis.	Carr Dis.	528.509	1.000	528.509

4. Cortantes de Diseño

Para el caso de cortantes, aplicaremos el estado límite de resistencia.

Carga	Tipo	Cortante KN	Factor γ	Cortante KN
Baranda	DC	25.620	1.250	32.025
Barrera	DC	67.665	1.250	84.581
Tablero	DC	139.845	1.250	174.806
Viga	DC	241.348	1.250	301.685
Diafragma	DC	13.629	1.250	17.036
Sup.Rod	DW	6.600	1.500	9.900
Camión Dis.	Ca.Dis+IM	85.633	1.750	149.858
Carril Dis.	Carr Dis.	62.149	1.750	108.760
$\Sigma=$		642.489	$\Sigma=$	878.652

5. Reacciones Para Viga Externa

Carga	Tipo	Reaccion KN	Factor γ	Reaccion KN
Baranda	DC	25.620	1.000	25.620
Barrera	DC	67.665	1.000	67.665
Tablero	DC	139.845	1.000	139.845
Viga	DC	241.348	1.000	241.348
Diafragma	DC	13.629	1.000	13.629
Sup.Rod	DW	6.600	1.000	6.600
Camión Dis.	Ca.Dis+IM	391.263	1.000	391.263
Carril Dis.	Carr Dis.	144.000	1.000	144.000
$\Sigma=$		1,029.970	$\Sigma=$	1,029.970

SOLICITACIONES DE DISEÑO

1. **Análisis de Momento de Diseño**, sera el mayor de los casos estudiados.

Viga Externa				Viga Interna		
T=0	Carga	Tipo	Momento (KN*m)	Carga	Tipo	Momento (KN*m)
	Viga	DC	1685.850	Viga	DC	1685.850
T=∞	Carga	Tipo	Momento (KN*m)	Carga	Tipo	Momento (KN*m)
	Peso Propio	DC	3,506.382	Peso Propio	DC	3,074.919
	Sup.Rod	DW	49.383	Sup.Rod	DW	128.397
	Camión Dis.	Ca.Dis+IM	1,341.459	Camión Dis.	Ca.Dis+IM	2,023.753
	Carril Dis.	Carr Dis.	528.509	Carril Dis.	Carr Dis.	797.319
$\Sigma = 5,425.733$				$\Sigma = 6,024.388$		

¿Viga para momento de diseño?

Viga Interna

Viga Interna					
T=Inicial			T=Infinito		
Carga	Tipo	Momento (KN*m)	Carga	Tipo	Momento (KN*m)
Viga	DC	1,685.850	PesoPropio	DC	3,074.919
			Sup.Rod	DW	128.397
			Camión Dis.	Ca.Dis+IM	2,023.753
			Carril Dis.	Carr Dis.	797.319
			$\Sigma = 6,024.388$		

1.1 Combinación de Cargas para el Diseño

La fuerza de tesado se diseña por tensiones admisibles, por tanto aplicamos ELS.
el estado límite de servicio.

	Factores			
	DC	DW	LL+IM	LL
Resistencia I	1.250	1.500	1.750	1.750
Resistencia II	1.250	1.500	1.350	1.350
Resistencia III	1.250	1.500	0.000	0.000
Resistencia IV	1.250	1.500	0.000	0.000
Resistencia V	1.250	1.500	1.350	1.350
Servicio I	1.000	1.000	1.000	1.000
Servicio II	1.000	1.000	1.300	1.300
Servicio III	1.000	1.000	0.800	0.800
Servicio IV	1.000	1.000	0.000	0.000
Fatiga	0.000	0.000	0.750	0.750
Evento Extremo I	1.250	1.500	0.000	0.000
Evento Extremo II	1.250	1.500	0.500	0.500

SOLICITACIONES DE DISEÑO

¿Combinación de carga para el diseño?

Servicio I

Viga Interna						
T=0	Carga	Tipo	Momento (KN*m)	γ	Mom Fac (KN*m)	Mom Fac (T*m)
	Viga	DC	1,685.850	1.000	1,685.850	171.850
T= ∞	Carga	Tipo	Momento (KN*m)	γ	Mom Fac (KN*m)	Mom Fac (T*m)
	Peso Propio	DC	3,074.919	1.000	3,074.919	313.447
	Sup.Rod	DW	128.397	1.000	128.397	13.088
	Camión Dis.	Ca.Dis+IM	2,023.753	1.000	2,023.753	206.295
	Carril Dis.	Carr Dis.	797.319	1.000	797.319	81.276
$\Sigma=$			6,024.388	$\Sigma=$	6,024.388	614.107

2. Análisis de Cortante de Diseño

Como cortante de diseño elegimos el mayor de ambos casos estudiados.

Viga externa				Viga interna		
T=0	Carga	Tipo	<u>Cortante</u> (KN)	Carga	Tipo	<u>Cortante</u> (KN)
	Viga	DC	241.348	Viga	DC	241.348
T=∞	Carga	Tipo	<u>Cortante</u> (KN)	Carga	Tipo	<u>Cortante</u> (KN)
	Peso Propio	DC	488.107	Peso Propio	DC	433.891
	Sup.Rod	DW	6.600	Sup.Rod	DW	17.160
	Camión Dis.	Ca.Dis+IM	85.633	Camión Dis.	Ca.Dis+IM	171.266
	Carril Dis.	Carr Dis.	62.149	Carril Dis.	Carr Dis.	124.298
Σ=			642.489	Σ= 746.615		

2.2 Cortante de Diseño

Para el caso de cortante de diseño, como se trata de armadura pasiva aplicaremos el estado límite de resistencia.

¿Viga para cortante de diseño?

Viga interna

SOLICITACIONES DE DISEÑO

Cortante de Diseño						
T=0	Carga	Tipo	<u>Cortante</u> (KN)	γ	<u>Cortante Fac.</u> (KN)	<u>Cortante Fac.</u> (T)
	Viga	DC	241.348	1.250	301.685	30.753
T= ∞	Carga	Tipo	<u>Cortante</u> (KN)	γ	<u>Cortante Fac.</u> (KN)	<u>Cortante Fac.</u> (T)
	PesoPropio	DC	433.891	1.250	542.364	55.287
	Sup.Rod	DW	17.160	1.500	25.740	2.624
	Camión Dis.	Ca.Dis+IM	171.266	1.750	299.716	30.552
	Carril Dis.	Carr Dis.	124.298	1.750	217.521	22.173
$\Sigma=$			746.615	$\Sigma=$	1,085.340	110.636

3. Momento en ELR

Calculamos el momento en estado límite de resistencia para analizar el estadio 5 de diseño de elementos de hormigón pretensado.

Momento Viga Externa					
Carga	Tipo	<u>Momento</u> (KN*m)	γ	<u>γ-Momento</u> (KN*m)	<u>γ-Momento</u> (T*m)
Baranda	DC	191.697	1.250	239.621	23.962
Barrera	DC	506.292	1.250	632.865	63.287
Tablero	DC	1,046.367	1.250	1,307.959	130.796
Viga	DC	1,685.850	1.250	2,107.313	210.731
Diafragma	DC	76.176	1.250	95.220	9.522
Sup.Rod	DW	49.383	1.500	74.075	7.407
Camión Dis.	Ca.Dis+IM	1,341.459	1.750	2,347.553	234.755
Carril Dis.	Carr Dis.	528.509	1.750	924.890	92.489
$\Sigma=$		5,425.733	$\Sigma=$	7,729.495	772.950

Momento Viga Interna					
Carga	Tipo	<u>Momento</u> (KN*m)	γ	<u>γ-Momento</u> (KN*m)	<u>γ-Momento</u> (T*m)
Tablero	DC	1,236.718	1.250	1,545.898	154.590
Viga	DC	1,685.850	1.250	2,107.313	210.731
Diafragma	DC	152.351	1.250	190.439	19.044
Sup.Rod	DW	128.397	1.500	192.596	19.260
Camión Dis.	Ca.Dis+IM	2,023.753	1.750	3,541.567	354.157
Carril Dis.	Carr Dis.	797.319	1.750	1,395.308	139.531
$\Sigma=$		6,024.388	$\Sigma=$	8,973.120	897.312

CÁLCULO DE LA FUERZA DE TESADO

1. Datos de Entrada

1.1 Recubrimiento

dc= 0.100 m

1.2 Pérdidas de Pretensado

Para un buen predimensionamiento conviene definir la eficiencia del tesado que corresponde a la fuerza de tesado después de todas las pérdidas.

En base a la experiencia se observa que la eficiencia de tesado ronda el 80%.

Eficiencia= 80 % Eficiencia de tesado

1.3 Resistencia del Hormigón

1.3.1 El Día del Tesado T=0

Asumimos que el tesado se lo va a realizar el día 7, por lo cual para determinar la resistencia a la compresión del hormigón ese día nos apegamos al artículo ACI 209R-92 (1997) publicado por el ACI Commite 209.

Para un hormigón en condiciones normales lo calculamos como:

$$(f'_c)_t = \frac{t}{4 + 0.85 * t} (f'_c)_{28}$$

f'c(28)=	35.000	MPa	Resistencia del hormigón a los 28 días
t=	7	Días	Día del tesado
f'c(7)=	70.352	%	Porcentaje de resistencia alcanzada
fci=	24.623	Mpa	Resistencia del hormigón/día del tesado

1.3.2 En Tiempo Infinito

%fc= 100 % % Resistencia asumido para t=∞

2. Propiedades Básicas de Diseño

Ldp=	30.000	m	Longitud del puente
bef=	2.300	m	Ancho efectivo losa
hLo=	0.180	m	Espesor losa
hVi=	1.575	m	Alto viga
bwVi=	0.200	m	Ancho alma viga
hw=	0.825	m	Altura alma viga
dc=	0.100	m	Recubrimiento acero postensado

CÁLCULO DE LA FUERZA DE TESADO

3. Secciones de Diseño

3.1 Viga en $T=0$

$(t=0)P=$	5.707	m	Perímetro sección
$(t=0)h_{vi}=$	1.575	m	Altura viga en tiempo cero
$(t=0)A_{vi}=$	0.633	m ²	Área sección tiempo cero
$(t=0)X_{cg}=$	0.525	m	Centro gravedad X sección $T=0$
$(t=0)Y_{cg}=$	0.799	m	Centro gravedad Y sección $T=0$
$(t=0)I_{xx}=$	0.204	m ⁴	Inercia XX tiempo cero
$(t=0)I_{yy}=$	0.024	m ⁴	Inercia YY tiempo cero
$(t=0)D_c=$	0.100	m	Recubrimiento inferior
$(t=0)C_{10}=$	0.776	m	Distancia a fibra más comprimida
$(t=0)C_{20}=$	0.799	m	Distancia a fibra más traccionada
$(t=0)e=$	0.699	m	Excentricidad máxima

3.2 Viga en $T=\infty$

$(t=\infty)P=$	8.567	m	Perímetro sección $t=\infty$
$(t=\infty)h_{vi}=$	1.755	m	Altura viga en $t=\infty$
$(t=\infty)A_{vi}=$	1.047	m ²	Área sección $t=\infty$
$(t=\infty)X_{cg}=$	1.150	m	Centro gravedad X sección $t=\infty$
$(t=\infty)Y_{cg}=$	1.141	m	Centro gravedad Y sección $t=\infty$
$(t=\infty)I_{xx}=$	0.393	m ⁴	Inercia XX $t=\infty$
$(t=\infty)I_{yy}=$	0.206	m ⁴	Inercia YY $t=\infty$
$(t=\infty)D_c=$	0.100	m	Recubrimiento inferior
$(t=\infty)C_{1\infty}=$	0.614	m	Distancia a fibra más comprimida
$(t=\infty)C_{2\infty}=$	1.141	m	Distancia a fibra más traccionada
$(t=\infty)e=$	1.041	m	Excentricidad máxima

4. Postensado en Tiempo Inicial ($T=0$)

4.1 Cargas en Tiempo Inicial ($T=0$)

Carga	Tipo	Momento (KN*m)	γ	γ -Momento (KN*m)	γ -Momento (T*m)
Viga	DC	1,685.850	1.000	1,685.850	171.850
$\Sigma=$		1,685.850		$\Sigma=$	1,685.850
					171.850

$M_o=$	1685.850	KN*m	Momento en $t=0$
$L=$	30.000	m	Longitud del puente
$q_o=$	14.985	KN/m	Carga equivalente en $t=0$

CÁLCULO DE LA FUERZA DE TESADO

4.2 Postensado Tiempo Inicial (T=0)

$f_c(35)=$	35.000	MPa	Resistencia del concreto de la viga
$f'_{ci}(7)=$	24.623	MPa	Resistencia de la viga-día del tesado
$f_{ti}=$	1.241	MPa	Resistencia de la fibra a tensión
$f_{ci}=$	14.774	MPa	Resistencia de la fibra a compresión
$M_o=$	1,685.850	KN*m	Momento de diseño tiempo cero
$(t=0)C_{10}=$	0.7761	m	Distancia a fibra más traccionada
$(t=0)C_{20}=$	0.7989	m	Distancia a fibra más comprimida
$(t=0)I_{xx}=$	0.2036	m ⁴	Inercia XX tiempo cero
$(t=0)e=$	0.6989	m	Excentricidad máxima tiempo cero
$(t=0)A_{vi}=$	0.6331	m ²	Área sección tiempo cero

$$P_0 \leq \frac{f_{ti} + \frac{M_o * C_{10}}{I_o}}{\frac{e_o * C_{10}}{I_o} - \frac{1}{A_o}}$$

$$P_o f_{ti} \leq 7,068.802 \text{ KN}$$

Para fibra traccionada

$$P_o f_{ti} \leq 720.571 \text{ T}$$

Para fibra traccionada

$$P_0 \leq \frac{f_{ci} + \frac{M_o * C_{20}}{I_o}}{\frac{e_o * C_{20}}{I_o} + \frac{1}{A_o}}$$

$$P_o f_{ci} \leq 4,948.922 \text{ KN}$$

Para fibra comprimida

$$P_o f_{ci} \leq 504.477 \text{ T}$$

Para fibra comprimida

5. Postensado en Tiempo Infinito (T=∞)

6.1 Cargas en Tiempo Infinito (T=∞)

Carga	Tipo	Momento (KN*m)	γ	γ -Momento (KN*m)	γ -Momento (T*m)
PesoPropio	DC	3,074.919	1.000	3,074.919	313.447
Sup.Rod	DW	128.397	1.000	128.397	13.088
Camión Dis.	Ca.Dis+IM	2,023.753	1.000	2,023.753	206.295
Carril Dis.	Carr Dis.	797.319	1.000	797.319	81.276
$\Sigma=$		6,024.388	$\Sigma=$	6,024.388	614.107

6.2 Carga Equivalente

$M_{\infty}=$	6,024.388	KN*m	Momento en $t=\infty$
$L=$	30.000	m	Longitud del puente
$q_{\infty}=$	53.550	KN/m	Carga equivalente en $t=\infty$

CÁLCULO DE LA FUERZA DE TESADO

6.3 Fuerza de Postensado en Tiempo Infinito ($T=\infty$)

f'_{ci} =	35.000	MPa	Resistencia del hormigón de la viga
i =	100.000	%	% Resistencia alcanzado $T=\infty$
f_{ts} =	2.958	MPa	Resistencia de la fibra a tracción
f_{cs} =	15.750	MPa	Resistencia de la fibra a compresión
$M(\infty)$ =	6,024.388	KN*m	Momento de diseño en $T=\infty$
$(t=\infty)C_{10}$ =	0.6137	m	Distancia a fibra más comprimida
$(t=\infty)C_{20}$ =	1.1413	m	Distancia a fibra más traccionada
$(t=\infty)I_{xx}$ =	0.3925	m ⁴	Inercia XX tiempo infinito
$(t=\infty)e$ =	1.0413	m	Excentricidad máxima
$(t=\infty)A_{vi}$ =	1.0471	m ²	Área sección tiempo infinito
n =	0.8000		Eficiencia de postensado

$$P_0 \geq \frac{-f_{cs} + \frac{M_T * C_{1\infty}}{I_{\infty}}}{n * \left(\frac{e_{\infty} * C_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{1}{A_{\infty}} \right)}$$

$$P_0 \geq -11,755.766 \text{ KN}$$

Para fibra traccionada

$$P_0 \geq -1,198.345 \text{ T}$$

Para fibra traccionada

$$P_0 \geq \frac{-f_{ts} + \frac{M_T * C_{2\infty}}{I_{\infty}}}{n * \left(\frac{e_{\infty} * C_{2\infty}}{I_{\infty}} + \frac{1}{A_{\infty}} \right)}$$

$$P_0 \geq 4,569.400 \text{ KN}$$

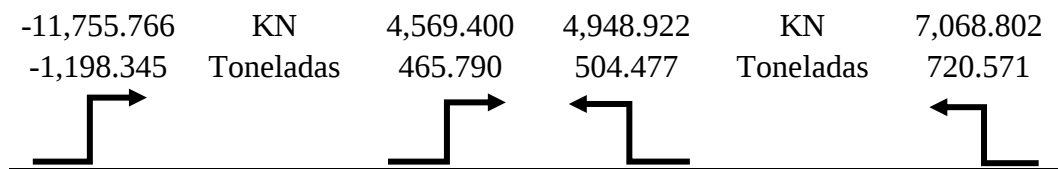
Para fibra comprimida

$$P_0 \geq 465.790 \text{ T}$$

Para fibra comprimida

7. Análisis de Fuerzas de Postensado

7.1 Conjunto Solución



7.2 Torones

Diámetro (mm)	A Nominal (mm ²)	m Nominal g/m	Ruptura KN
12.7	98.70	775.00	187.30
15.2	140.00	1102.00	265.80

Fuente: Catálogo Protende

CÁLCULO DE LA FUERZA DE TESADO

7.2.1 Propiedad Nominal Torón

Dn2=	12.700	mm	Diámetro nominal torón
An2=	98.700	mm ²	Área nominal torón

7.2.2 Número de Torones

fpu=	1,860.000	MPa	Resistencia del acero de postensado
0.74*fpu=	1,376.400	MPa	Fuerza de tesado máximo

Límite inferior			Límite superior		
Po=	4,569.400	KN	Po=	4,948.922	KN
As _{req} =	3,319.820	mm ²	As _{req} =	3,595.555	mm ²
Nº=	33.635	Torones	Nº=	36.429	Torones
#Comercial=	36.000	Torones	#Comercial=	36.000	Torones
NºT=	36.000	Torones	Número de torones a utilizar		
NºV=	3.000	Vainas	Número de vainas a usar		
T/V=	12.000	Tor/Vai	Torones por vaina		
ATT=	3,553.200	mm ²	Área total torones		
Po=	4,890,624.5	N	Fuerza máxima de tesado		
Po=	4,890.624	KN	Fuerza máxima de tesado		
Po=	498.535	T	Fuerza máxima de tesado		

Por tanto, la primera tentativa de fuerza de tesado será:

Po=	480.000	T	Fuerza máxima de tesado asumido
Po=	4,708.800	KN	Fuerza máxima de tesado asumido
fpj=	1,325.228	MPa	

Verificación de fuerza de tesado

	Límite Inferior		Fuerza de Tesado		Límite Superior	
T	465.790		480.000		504.477	T
KN	4.569	≤	4,708.800	≤	4.949	KN
MPa	1,285.996		1,325.228		1,392.807	MPa

Porcentaje de tesado

Límite Inferior (%)		Propuesta de Tesado (%)		Límite Superior (%)
69.140	≤	71.249	≤	74.882

TRAYECTORIA DE VAINAS

1.Excentricidades Permisibles

Se debe definir ahora una envolvente de trayectorias, para saber la ubicación posible de los tendones.

1.1 Para Tiempo Inicial (T=0)

Fórmulas Para Estadio 2.

$$M_{o(x)} = \frac{q_o * L * x}{2} - \frac{q_o * x^2}{2}$$

Fibra traccionada

$$e_{10(x)} \leq \frac{f_{ti} * I_o}{P_o * C_{1o}} + \frac{I_o}{C_{1o} * A_o} + \frac{M_{o(x)}}{P_o}$$

Fibra comprimida

$$e_{20(x)} \leq \frac{f_{ci} * I_o}{P_o * C_{2o}} - \frac{I_o}{C_{2o} * A_o} + \frac{M_{o(x)}}{P_o}$$

1.2 Para Tiempo Infinito (T=∞)

Fórmulas Para Estadio 4.

$$M_{T(x)} = \frac{q_T * L * x}{2} - \frac{q_T * x^2}{2}$$

Fibra traccionada

$$e_{2\infty(x)} \geq -\frac{f_{ts} * I_\infty}{n * P_o * C_{2\infty}} - \frac{I_\infty}{C_{2\infty} * A_\infty} + \frac{M_{T(x)}}{n * P_o}$$

Fibra comprimida

$$e_{1\infty(x)} \geq -\frac{f_{cs} * I_\infty}{n * P_o * C_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{C_{1\infty} * A_\infty} + \frac{M_{T(x)}}{n * P_o}$$

Tiempo inicial

f'ci=	24.623	MPa
fti=	1.241	MPa
fci=	14.774	MPa
Po=	4,708.80	KN
C1o=	0.776	m
C2o=	0.799	m
Io=	0.204	m ⁴
eo=	0.699	m
Ao=	0.633	m ²
qo=	14.985	KN/m
Lc=	30.000	m
Ho=	1.575	m

Tiempo infinito

f'cs=	35.000	MPa
fts=	2.958	MPa
fcs=	15.750	MPa
Po=	4,708.80	KN
C1inf=	0.614	m
C2inf=	1.141	m
Iinf=	0.3925	m ⁴
einf=	1.041	m
Ainf=	1.047	m ²
qT=	53.550	KN/m
Lc=	30.000	m
n=	0.800	
Hinf=	1.755	m

TRAYECTORIA DE VAINAS

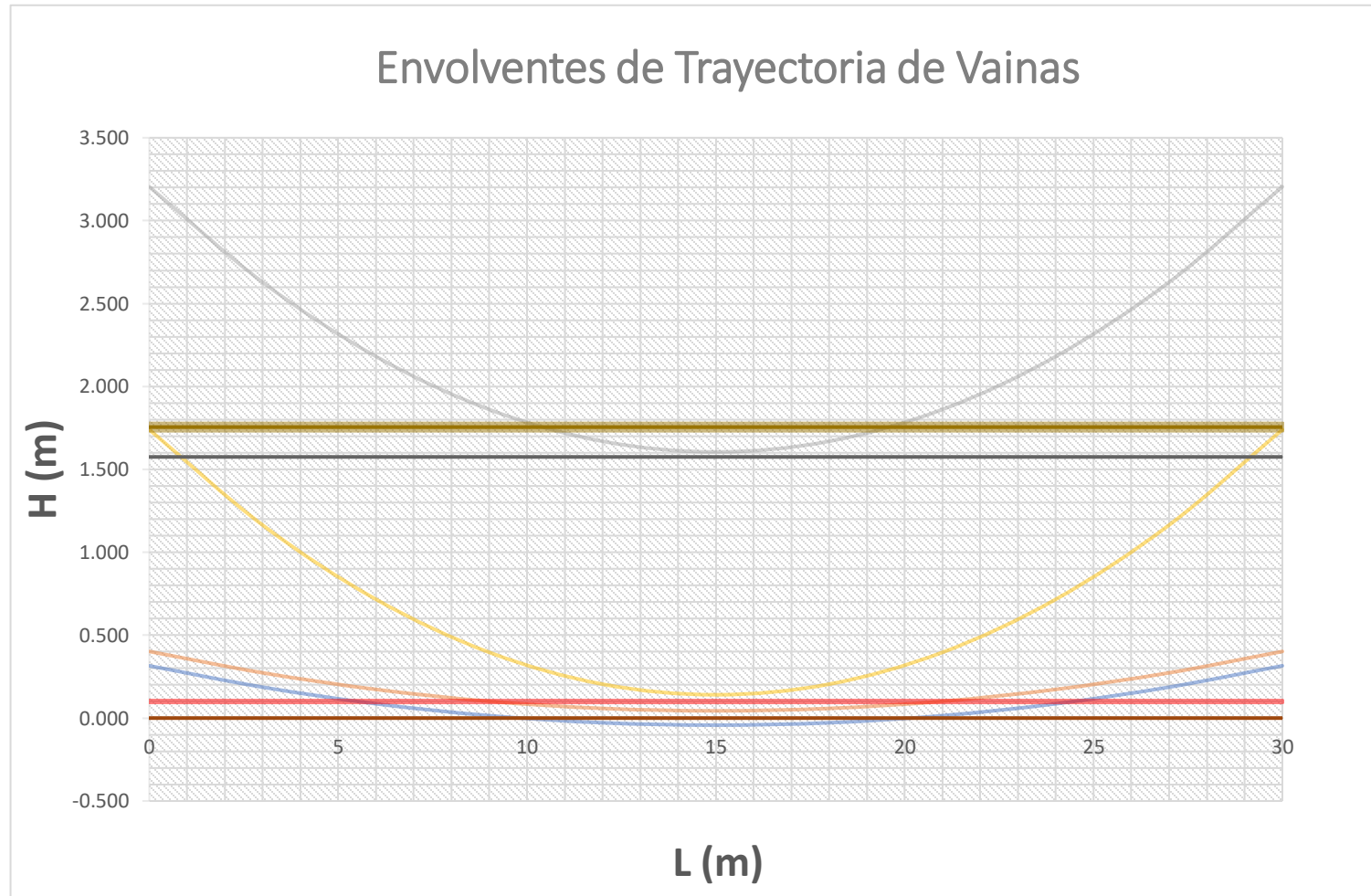
2.Cálculo de Trayectorias

[illegible]

TRAYECTORIA DE VAINAS

3. Gráfico de Trayectorias

Esta es la envolvente de trayectoria de vainas, pues las mismas no deberán estar fuera de estos límites.



TRAYECTORIA DE VAINAS

4.Línea de Presiones Escogida

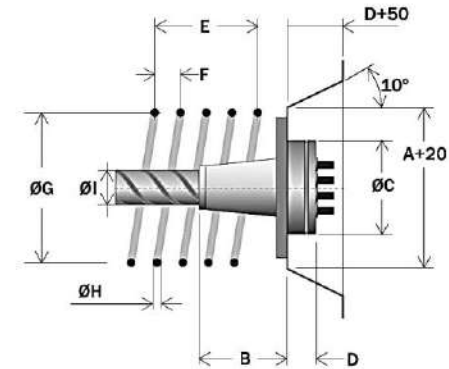
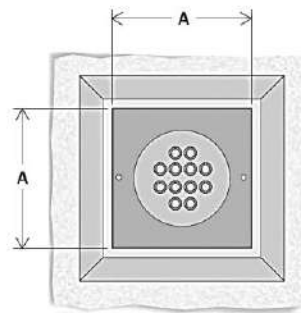
Conociendo la envolvente de trayectorias se deberá definir la ubicación de los tendones, cuidando de que los mismo se encuentren debidamente separados tanto en la sección media como en los anclajes.

4.1 Estimación de Dimensiones Anclaje

$L_{dp} = 30.000 \text{ m}$
 $A = 0.240 \text{ m}$
 $A+20 = 0.260 \text{ m}$
 $D = 0.057 \text{ m}$
 $D+50 = 0.107 \text{ m}$
 $\text{Ángulo} = 10.000$
 $\text{sen } 10 = 0.174$
 $h' = 0.019 \text{ m}$
 $\text{Total} = 0.297 \text{ m}$
 $\phi l = 0.065 \text{ m}$

Lados de cajón de anclaje

Diámetro de tendón en parte central



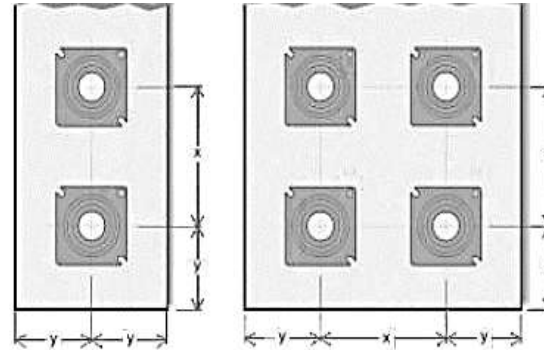
Tipo	Dimensões	ARMADURA DE FRETAGEM - CA-25								Bainha
		A mm	B mm	Ø C mm	D mm	E mm	F mm	Ø G mm	Ø H mm	Ø I mm
AA 12,7 MTC 4		160	114	102	45	200	50	140	10	40
AA 12,7 MTC 6		180	161	127	50	200	50	170	10	50
AA 12,7 MTC 7		190	165	127	50	250	50	180	10	55
AA 12,7 MTC 8		210	241	140	50	300	50	190	10	55
AA 12,7 MTC 9		220	213	152	50	300	50	200	10	60
AA 12,7 MTC 10		240	281	165	57	300	50	220	10	65
AA 12,7 MTC 12		240	227	165	57	350	50	220	12	65
AA 12,7 MTC 15		290	350	197	60	350	50	270	12	70
AA 12,7 MTC 19		320	344	216	60	400	50	290	12	80
AA 12,7 MTC 22		350	401	229	60	450	60	320	16	85
AA 12,7 MTC 27		380	453	267	75	600	70	410	20	90
AA 12,7 MTC 31		430	458	279	85	600	70	430	20	100
AA 15,2 MTC 4		170	117	114	50	200	50	160	10	45
AA 15,2 MTC 6		210	141	140	55	300	50	190	10	60
AA 15,2 MTC 7		230	123	152	55	350	50	210	12	65
AA 15,2 MTC 9		260	227	178	55	350	50	240	12	70
AA 15,2 MTC 12		300	194	203	60	400	50	280	12	80
AA 15,2 MTC 15		340	375	229	65	450	50	310	12	85
AA 15,2 MTC 19		380	335	229	65	500	50	350	16	95
AA 15,2 MTC 22		420	381	267	75	600	70	430	20	100
AA 15,2 MTC 27		450	427	305	95	650	70	470	20	110

Dimensões sujeitas a modificações

TRAYECTORIA DE VAINAS

4.2 Separaciones Asumidas

4.2.1 Separación en Anclajes



x - Distância mínima entre os centros (mm)			
fck mín (MPa) Tipo	23	33	43
AA 15,2 MTAI 04	250	205	180
AA 15,2 MTAI 07	330	275	240
AA 15,2 MTAI 09	370	310	270
AA 15,2 MTAI 12	430	360	315
AA 15,2 MTAI 15	480	400	350
AA 15,2 MTAI 19	540	450	395
AA 15,2 MTAI 22	580	485	425
AA 15,2 MTAI 27*	630	540	470
AA 15,2 MTAI 31*	700	601	550
AA 15,2 MTAI 37*	770	665	600

* Fornecimento sob consulta

y - Distância mínima do centro à borda (mm)			
fck mín (MPa) Tipo	23	33	43
AA 15,2 MTAI 04	135	110	105
AA 15,2 MTAI 07	175	150	135
AA 15,2 MTAI 09	210	180	160
AA 15,2 MTAI 12	240	200	180
AA 15,2 MTAI 15	265	230	205
AA 15,2 MTAI 19	290	250	225
AA 15,2 MTAI 22*	325	270	245
AA 15,2 MTAI 27*	360	310	270
AA 15,2 MTAI 31*	380	320	285
AA 15,2 MTAI 37*	420	350	310

Dimensões sujeitas a modificações

En base a las recomendaciones de protende, la separación mínima entre ejes es:

SepMinAncl= 0.360 m Separación mínima entre eje de vainas

Según los lados del cajón de anclaje, las vainas deberían estar separadas como mínimo:

Cajón= 0.297 m Lado de cajón de anclaje

En base a esta información asumimos una separación de vainas en los anclajes:

SepAncla 0.400 m Separación asumida entre ejes de vainas

TRAYECTORIA DE VAINAS

4.2.2 Separación en Centro Luz de Viga

El diámetro por vaina según el propio catálogo de protende es:

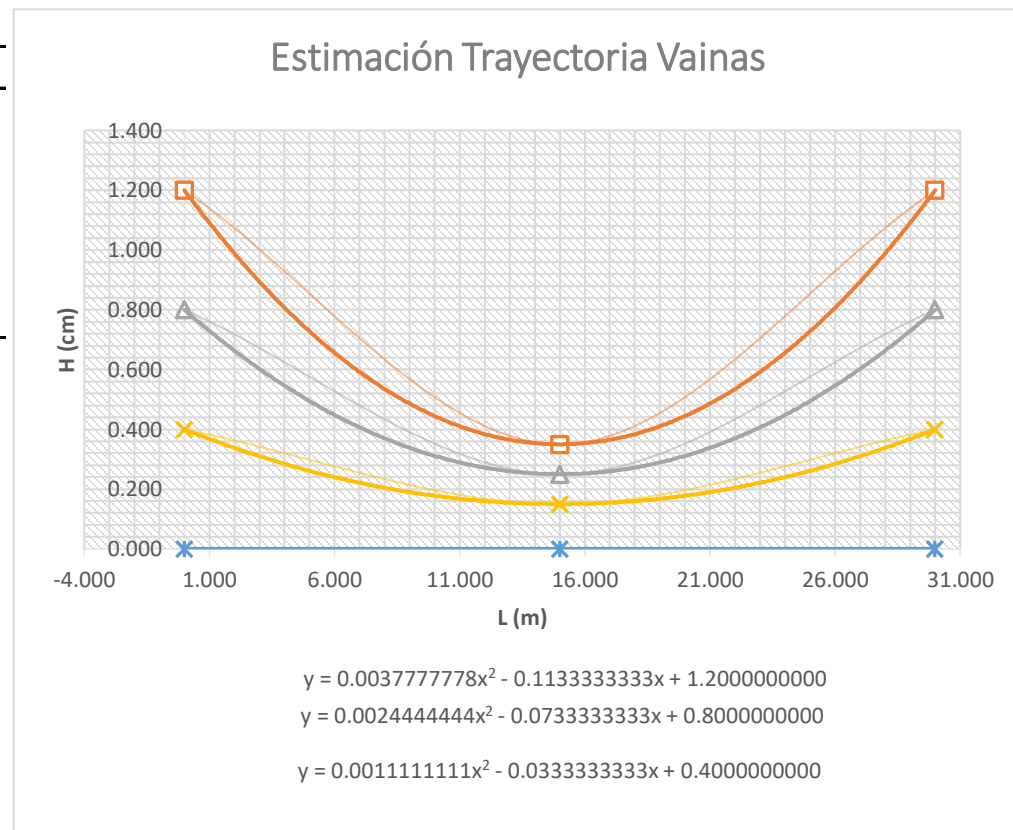
$$\phi l = 0.065 \text{ m} \quad \text{Diámetro de tendón en parte central}$$

En base a estas dimensiones se asume una separación entre ejes de vainas en el centro luz de la viga:

$$\text{SepCL} = 0.100 \text{ m} \quad \text{Separación asumida de vainas en centro luz}$$

4.3 Trayectoria de Vainas

Puntos trayectoria			
x(m)	0.000	15.000	30.000
SupViga	1.575	1.575	1.575
Ys(m)	1.200	0.350	1.200
Yc(m)	0.800	0.250	0.800
Yi(m)	0.400	0.150	0.400
InfViga	0.000	0.000	0.000



TRAYECTORIA DE VAINAS

4.3 Ecuaciones Vainas

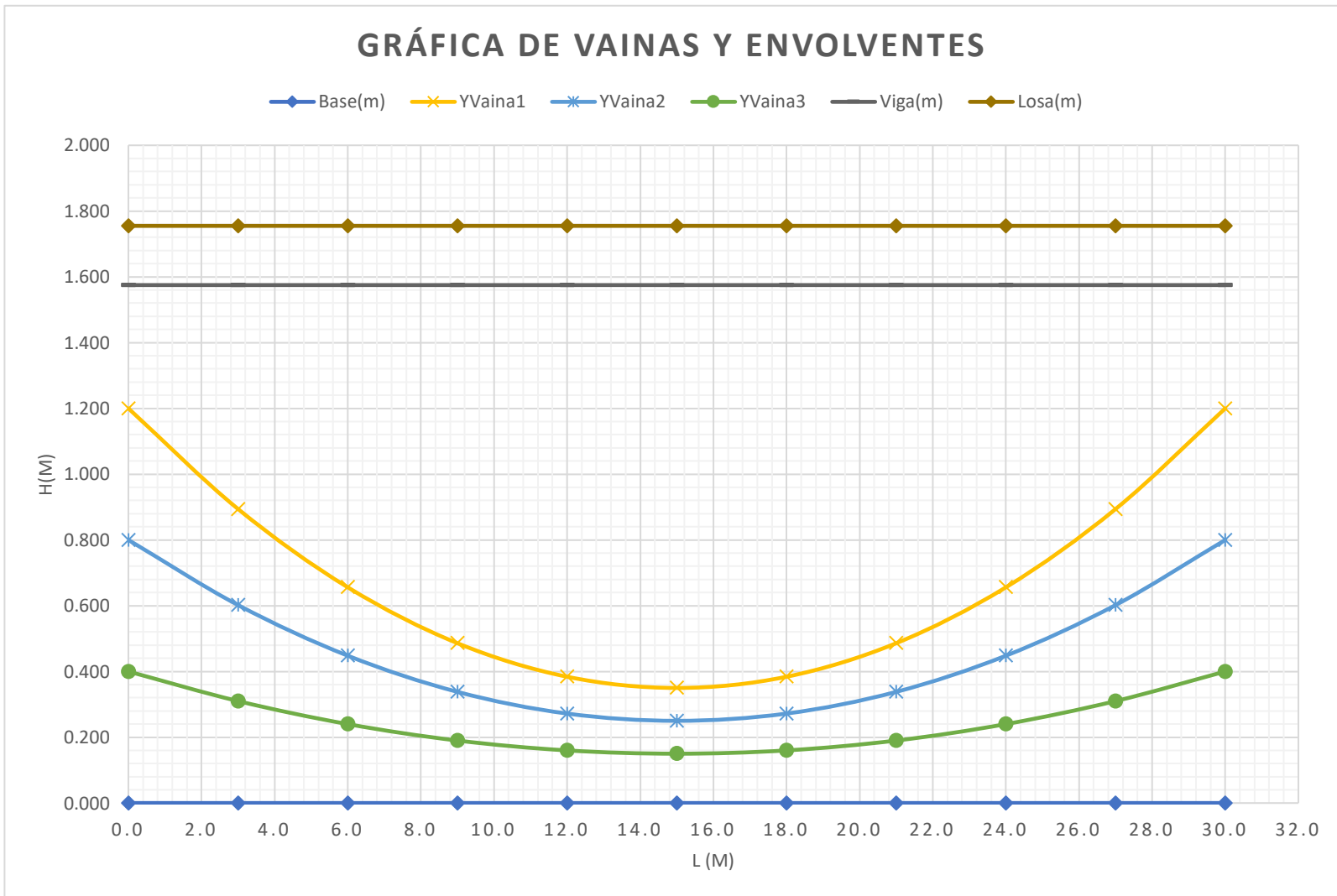
Deberá introducir manualmente los valores de cada ecuación, en base a los obtenidos del gráfico anterior.

Vaina 1	=	0.00378	X ²	-	0.11333	X	+	1.20000
Vaina 2	=	0.00244	X ²	-	0.07333	X	+	0.80000
Vaina 3	=	0.00111	X ²	-	0.03333	X	+	0.40000

[illegible]

TRAYECTORIA DE VAINAS

4.4 Gráfico de Vainas



PÉRDIDAS DE FUERZA DE TESADO

1. Pérdidas Instantáneas

1.1 Pérdidas por Fricción ($\Delta f_p F$)

Como la trayectoria de las vainas es simétrica respecto a la central, vamos a considerar las pérdidas instantáneas de la vaina central como las pérdidas instantáneas de referencia, esto también servirá para los parámetros requeridos para el cálculo de de pérdidas diferidas, Para comprobar lo mencionado también se calculan pérdidas instantáneas por vaina en los cálculos posteriores.

1.1.1 Ecuación de Trayectoria

$$\text{Vaina Central} = 0.00244 X^2 - 0.0733 X + 0.800$$

1.1.2 Datos para Análisis

1.1.2 - Tabela de valores dos coeficientes de atrito entre a cordoalha/fio e a bainha (valores médios):

	Coefficiente de atrito (μ)
Bainha metálica comum	0,24
Bainha metálica galvanizada	0,20
Bainha de polietileno (PEAD)	0,12 a 0,15
Cordoalhas engraxadas e encapadas individualmente em PEAD	0,06 a 0,08

1.1.3 - Tabela de valores do coeficiente "k" (rad/m):

Tipo de Estrutura	Execução Esmerada		Execução Normal	
Laje (bainha chata)	2 cord.	4 cord.	2 cord.	4 cord.
	2×10^{-3}	$1,5 \times 10^{-3}$	3×10^{-3}	$2,5 \times 10^{-3}$
Viga (bainha circular)	$1,5 \times 10^{-3}$		$1,5 \times 10^{-3}$	

Ldp= 30.000 m	Longitud del puente
fpu= 1,860.000 MPa	Resistencia del acero a tesado
0.80*fpu= 1,488.000 MPa	Esfuerzo máximo permisible en el gato
0.74*fpu= 1,376.400 MPa	Esfuerzo máximo permisible en cualquier punto del trayecto de la vaina
0.70*fpu= 1,302.000 MPa	Esfuerzo máximo permisible en el anclaje
K= 0.002 1/m	Coefficiente de fricción por desviación accidental
Up= 0.200	Coefficiente de fricción por curvatura en postensado

PÉRDIDAS DE FUERZA DE TESADO

1.1.3 Pérdida de Presfuerzo en Puntos Críticos

1.1.3.1 Ecuación de la Trayectoria

$$Y(x) = 0.00244 X^2 - 0.0733 X + 0.800$$

1.1.3.2 Ecuación de la Pendiente de la Trayectoria

$$dY(x)/dx = 0.00489 X - 0.0733$$

1.1.3.3. Análisis de puntos críticos $\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)})$

%Tesado	0.712		Porcentaje de fpu en el gato
fpu=	1,860.000	MPa	Resistencia del acero a tesado
fpj=	1,325.228	MPa	Esfuerzo de tesado en el gato
Ppj=	4,708.800	KN	Fuerza de tesado en el gato
Ldp=	30.000	m	Longitud del puente

Análisis	x m	Pendiente	$\alpha(x)$ Radianes	α Radianes	$klpx + u\alpha$	$\Delta f_p F$ MPa	f_{p_x} MPa	Pérdidas%
En El Gato	0.000	-0.0733	-0.0732	0.0000	0.0000	0.0000	1325.2280	0.000
Centro Luz	15.000	0.0000	0.0000	0.0732	0.0371	48.3168	1276.9112	3.646
Anclaje	30.000	0.0733	0.0732	0.1464	0.0743	94.8719	1230.3560	7.159
L`=	19.2347	0.0207	0.0207	0.0939	0.0476	61.6440	1263.5839	4.652

1.1.4 Pérdida por Fricción

$\Delta f_p F =$	48.317	MPa
$\% \Delta f_p F =$	3.646	%
$f_{pF} =$	1,263.584	MPa

PÉRDIDAS DE FUERZA DE TESADO

1.2 Pérdida por Acuñamiento ($\Delta f_p A$)

1.2.1 Acuñamiento Asumido

1.2 - Por acomodação das cunhas na ancoragem:

PTC: 2 a 4,5 mm (Ancoragem Mono)

MT e MTAI: 6mm

1.2.2 Coordenada "X" de Efecto de Acuñamiento

$$x = \sqrt{\frac{\Delta L * E * L}{\Delta f_p F}} \quad \Delta f_p A = \frac{2 * \Delta L}{X} * E$$

$\Delta L =$	0.006	m	Penetración de la cuña según protende
$E =$	1.95E+05	MPa	Módulo de elasticidad de armadura activa según protende
$L =$	30.000	m	Longitud total de viga
$\Delta f_p F =$	94.872	MPa	Pérdida por fricción en longitud total de la viga
$X =$	19.235	m	Distancia hasta donde hace efecto la pérdidas por acuñamiento
Caso =	Caso 2		Caso de análisis de acuñamiento
$\Delta f_p A(\text{Anclaje}) =$	121.655	MPa	Pérdida de tesado por acuñamiento en anclaje
$f_p A(\text{Anclaje}) =$	1,203.573	MPa	Fuerza de tesado hasta punto de efecto de acuñamiento
$\Delta f_p A =$	25.022	MPa	Pérdida por acuñamiento en centro luz
$\% \Delta f_p A =$	1.888	%	% de Pérdida por acuñamiento en centro luz

1.2.3 Análisis Final de Pérdidas

$f_{pu} =$	1,860.000	MPa	Resistencia del acero a tesado			
$f_{pj} =$	1,325.228	MPa	0.71	$\leq$	$0.80 * f_{pu} =$	1,488.000 MPa Cumple
$f_{pAnclaje} =$	1,203.573	MPa	0.65	$\leq$	$0.70 * f_{pu} =$	1,302.000 MPa Cumple
$f_{pFx} =$	1,263.584	MPa	0.68	$\leq$	$0.74 * f_{pu} =$	1,376.400 MPa Cumple

PÉRDIDAS DE FUERZA DE TESADO

1.2.4 Fuerza de Postensado en la Sección Media en T=0

Δf_{pF} =	48.317	MPa	Pérdida por fricción en centro luz
Δf_{pA} =	25.022	MPa	Pérdida por acunamiento en centro luz
f_{pj} =	1,325.228	MPa	Esfuerzo en el gato
$f_{p(L/2)}$ =	1,251.889	MPa	Esfuerzo en centro luz antes de transferencia
ATT=	3,553.200	mm ²	Área total torones
$P_{pi}(L/2)$ =	4,448.213	KN	Fuerza de postensado inicial en baricentro de armadura antes de transferencia

1.3 Pérdida por Acortamiento Elástico del Hormigón (Δf_{pES})

1.3.1 Tensión del Hormigón Debido a Peso Propio (f_g)

$$f_g = \left| + \frac{M_o * e}{I_c} \right|$$

M_o =	1,685.850	KN*m	Momento por peso propio t=0
e =	0.549	m	Excentricidad en t=0
I_c =	0.204	m ⁴	Inercia en t=0
f_g =	4.545	MPa	Tensión en el hormigón debido al peso propio

1.3.2 Tensión del Hormigón Debido a la Fuerza de Tesado (f_{cpi})

$$f_{cpi} = \left| - \frac{P_{pi}}{A_c} - \frac{P_{pi} * e^2}{I_c} \right|$$

P_{pi} =	4,448,213	N	Fuerza de postensado inicial en baricentro de armadura antes de transferencia
A_c =	0.633	m ²	Área de la viga t=0
e =	0.549	m	Excentricidad en t=0
I_c =	0.204	m ⁴	Inercia en t=0
f_{cpi} =	13.609	MPa	Tensión en el hormigón debido a la fuerza de postensado

1.3.3 Tensión de Compresión Neta en el Hormigón Después de la Transferencia

Kcir			
Elementos Postensados	1.00	Elementos Pretensados	0.90

PÉRDIDAS DE FUERZA DE TESADO

Kcir=	1.00		Coeficiente según el tipo de tesado
fcpi	13.609	MPa	Tensión en el hormigón debido a la fuerza de postensado
fg=	4.545	MPa	Tensión en el hormigón debido al peso propio
fcir=	9.064	MPa	Tensión de compresión neta del hormigón

1.3.4 Pérdida de Tensión Debido al Acortamiento Elástico (Δf_{pES})

Kes			
Elementos Postensados		0.50	Elementos Pretensados 1.00
Kes=	0.50		Factor que depende del tipo de pretensado
Es=	195000	MPa	Módulo de elasticidad de la armadura activa
fcir=	9.064	MPa	Tensión de compresión neta del hormigón
Eci=	25087.408	MPa	Módulo de elasticidad del hormigón de la viga durante el tesado
Δf_{pES} =	35.225	MPa	Pérdida por acortamiento elástico del hormigón
% Δf_{pES} =	2.658	%	Porcentaje de pérdida por acortamiento elástico del hormigón

2. Pérdidas Diferidas

2.1 Pérdida por Fluencia Lenta del Hormigón (Δf_{pCR})

2.1.1 Tensión del Hormigón Debido a Peso Propio y % de Sobrecarga de Diseño (f_{cds})

% de sobrecarga de diseño asumido (%)			
Entre		15.00	y el 40.00
%ML=	15.000	%	Porcentaje de acción de cargas de servicio
MD=	3,203.316	KN*m	Momento por peso propio en $t=\infty$
ML=	2,821.072	KN*m	Momento por carga de servicio en $t=\infty$
e_{∞} =	0.891	m	Excentricidad en tiempo infinito
$I_{xx\infty}$ =	0.393	m ⁴	Inercia en tiempo infinito
f_{cds} =	8.235	MPa	Tensión en hormigón en coincidencia de baricentro de armadura en $t=\infty$

$$\Delta f_{pCR} = K_{cr} * \frac{E_s}{E_c} * (f_{cir} - f_{cds})$$

PÉRDIDAS DE FUERZA DE TESADO

2.1.2 Δf_{pCR}

Kcr			
Elementos Postensados		1.60	Elementos Pretensados 2.00
Kcr=	1.600	Coeficiente de que depende del tipo de tesado	
Es=	1.95E+05 MPa	Módulo de elasticidad de armadura activa	
Ec=	29,910.202 MPa	Módulo de elasticidad de hormigón en viga a los 28 días	
fcir=	9.064 MPa	Tensión de compresión neta del hormigón	
fcds=	8.235 MPa	Tensión en hormigón en coincidencia de baricentro de armadura en t=infinito	
Δf_{pCR} =	8.643 MPa	Pérdida por fluencia lenta del hormigón	
% Δf_{pCR} =	0.652 %	Porcentaje de pérdida por fluencia lenta del hormigón	

2.2 Pérdida por Contracción del Hormigón (Δf_{pSR}) $\Delta f_{pSR} = 8.2 \times 10^{-6} * Ksh * Es * \left(1 - 0.06 \frac{V}{S}\right) * (100 - RH)$

Elementos pretensados								
Ksh	1.00							
Elementos postensados								
T(Días)*	1	3	5	7	10	20	30	60
Ksh	0.92	0.85	0.8	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

*Tiempo entre el día final del curado húmedo y la aplicación del pretensado

T=	7	Días	
Ksh=	0.770		
Es=	1.95E+05	MPa	Módulo de elasticidad de armadura activa
A=	1.047	m ²	Área de la viga en t=∞
P=	8.567	m	Perímetro de la viga
V/S=	0.122	m	Relación área perímetro
RH=	63.710	%	Humedad promedio en la zona
Δf_{pSR} =	44.649	MPa	Pérdida por contracción del hormigón
% Δf_{pSR} =	3.369	%	Porcentaje de pérdida por contracción del hormigón

PÉRDIDAS DE FUERZA DE TESADO

2.3 Pérdida por Relajación de Cables (Δf_{pR2})

Tipo de cable	Kre (psi)	J
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 270	20000	0.15
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 250	18500	0.14
Alambre aliviado de tensiones Grado 240 o 235	17600	0.13
Cordón de baja relajación Grado 270	5000	0.04
Alambre de baja relajación Grado 250	4630	0.037
Alambre de baja relajación Grado 240 o 235	4400	0.035
Barra aliviada de tensiones Grado 145 o 160	6000	0.05

f_{pi} / f_{pu}	Acero de Relajación Normal	Acero de Baja Relajación
$0,60 \leq f_{pi} / f_{pu} < 0,70$	$0,49 + 5 \cdot (f_{pi} / f_{pu} - 0,60)$	$0,33 + 4 \cdot (f_{pi} / f_{pu} - 0,60)$
$0,70 \leq f_{pi} / f_{pu} \leq 0,80$	$1,00 + 9 \cdot (f_{pi} / f_{pu} - 0,70)$	$0,75 + 5 \cdot (f_{pi} / f_{pu} - 0,70)$

Tipo de cable Cordón de baja relajación Grado 270

Kre=	5,000.000	psi	Valor de Kre
Kre=	35.154	MPa	Valor de Kre
J=	0.040		Valor de j
f_{pi}/f_{pu} =	0.712		Relación de esfuerzo
C=	0.812		Coefficiente C
SH=	44.649	MPa	Pérdida por contracción del hormigón
CR=	8.643	MPa	Pérdida por fluencia lenta del hormigón
ES=	35.225	MPa	Pérdida por acortamiento elástico del hormigón
Δf_{pR2} =	25.684	MPa	
% Δf_{pR2} =	1.938	%	

$$\Delta f_{pR2} = [Kre - J * (SH + CR + ES)] * C$$

PÉRDIDAS DE FUERZA DE TESADO

3. Pérdidas Totales

$\% \Delta f_{pF} =$	3.646	%	Pérdida por fricción
$\% \Delta f_{pA} =$	1.888	%	Pérdida por acunamiento
$\% \Delta f_{pES} =$	2.658	%	Pérdida por acortamiento elástico del hormigón
$\% \Delta f_{pCR} =$	0.652	%	Pérdida por contracción del hormigón
$\% \Delta f_{pSR} =$	3.369	%	Pérdida por relajación del hormigón
$\% \Delta f_{pR2} =$	1.938	%	Pérdida por relajación del acero
$\% \Sigma \Delta f_p =$	14.151	%	Pérdidas totales
Eficiencia=	85.849	%	Eficiencia real de tesado
Ppe=	4042.43909		Fuerza de Tesado Efectiva

VERIFICACIÓN POR ESTADIOS DE DISEÑO

1. Verificación de Estadios de Diseño

1.1 Estadio 1

La viga se encuentra completamente apoyada sobre el terreno y sin la fuerza de postensado por tanto tenemos momento cero y fuerza de postensado igual a cero.

1.2 Estadio 2

El denominado $t=0$ o también llamado tiempo inicial, es donde aplicamos la fuerza de pretensado.

$M_o = 1,685.850$	KN*m	Momento por peso propio viga
$P_o = 4,708.800$	KN	Fuerza de postensado inicial
$C_{10} = 0.776$	m	Distancia a fibra superior
$C_{20} = 0.799$	m	Distancia a fibra inferior
$e_o = 0.699$	m	Excentricidad en $t=0$
$I_o = 0.204$	m ⁴	Inercia de viga en $t=0$
$A_o = 0.633$	m ²	Área de viga en $t=0$

	σ_1			ft_0	
	-1.319	MPa	$\leq$	1.241	MPa
					Ok
	$\sigma_1 = -\frac{M_o * C_{10}}{I_o} + \frac{P_o * e_o * C_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o}$				
	$\sigma_2 = +\frac{M_o * C_{20}}{I_o} - \frac{P_o * e_o * C_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o}$				
	-13.736	MPa	$\geq$	-14.774	MPa
					Ok
	σ_2			fc_0	

1.3 Estadio 3

Corresponde a un uso cotidiano del puente, cuando la carga viva se presenta solo en porcentajes del valor total.

% de sobrecarga de diseño asumido (%)			
Entre	15.00	y el	40.00

$M_L = 2,821.072$	KN*m	Momento por sobrecarga de uso
$\% = 15.000$	%	Porcentaje de sobrecarga de uso
$\%M_L = 423.161$	KN*m	Porcentaje de sobrecarga de uso
$M_O = 1,685.850$	KN*m	Momento por peso propio viga
$M_D = 1,517.466$	KN*m	Momento por carga muerta
$M_3 = 3,626.477$	KN*m	
$P_o = 4,708.800$	KN	Fuerza de postensado inicial
$n = 85.849$	%	Eficiencia de tesado

VERIFICACIÓN POR ESTADIOS DE DISEÑO

$C1_{\infty} =$	0.614	m	Distancia a fibra superior
$C2_{\infty} =$	1.141	m	Distancia a fibra inferior
$e_{\infty} =$	1.041	m	Excentricidad en $t=0$
$I_{\infty} =$	0.393	m^4	Inercia de viga en $t=0$
$A_{\infty} =$	1.047	m^2	Área de viga en $t=0$

	σ_1			$f_{t\infty}$		
	-2.949	MPa	$\geq$	-15.750	MPa	Ok
	$\sigma_1 = -\frac{M3 * C1_{\infty}}{I_{\infty}} + \frac{n * P_0 * e_{\infty} * C1_{\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_0}{A_{\infty}}$					
	$\sigma_2 = +\frac{M3 * C2_{\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_0 * e_{\infty} * C2_{\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_0}{A_{\infty}}$					
	-5.556	MPa	$\leq$	2.958	MPa	Ok
	σ_2			$f_{c\infty}$		

1.4 Estadio 4

Corresponde al estadio de diseño del puente, pues aquí se presentan todas las cargas que se darán en tiempo infinito, considerando las mismas en estado límite de servicio como exige la norma.

$ML =$	2,821.072	KN*m	Momento por sobrecarga de uso
$\% =$	100.000	%	Porcentaje de sobrecarga de uso
$\%ML =$	2,821.072	KN*m	Porcentaje de sobrecarga de uso
$MO =$	1,685.850	KN*m	Momento por peso propio viga
$MD =$	1,517.466	KN*m	Momento por carga muerta
$M5 =$	6,024.388	KN*m	
$P_0 =$	4,708.800	KN	Fuerza de postensado inicial
$n =$	85.849	%	Eficiencia de tesado
$C1_{\infty} =$	0.614	m	Distancia a fibra superior
$C2_{\infty} =$	1.141	m	Distancia a fibra inferior
$e_{\infty} =$	1.041	m	Excentricidad en $t=0$
$I_{\infty} =$	0.393	m^4	Inercia de viga en $t=0$
$A_{\infty} =$	1.047	m^2	Área de viga en $t=0$

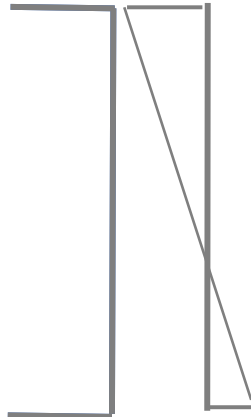
	σ_1			$f_{t\infty}$		
	-6.698	MPa	$\geq$	-15.750	MPa	Ok
	$\sigma_1 = -\frac{M4 * C1_{\infty}}{I_{\infty}} + \frac{n * P_0 * e_{\infty} * C1_{\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_0}{A_{\infty}}$					
	$\sigma_2 = +\frac{M4 * C2_{\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_0 * e_{\infty} * C2_{\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_0}{A_{\infty}}$					
	1.417	MPa	$\leq$	2.958	MPa	Ok
	σ_2			$f_{c\infty}$		

VERIFICACIÓN POR ESTADIOS DE DISEÑO

1.5 Estadio 5

El estadio 5 corresponde al estado límite de resistencia, donde los esfuerzos no deben sobrepasar las resistencias características de los materiales.

%ML=	4936.876	KN*m	Porcentaje de sobrecarga de uso
MO=	2107.313	KN*m	Momento por peso propio viga
MD=	1928.932	KN*m	Momento por carga muerta
M5=	8973.120	KN*m	
Po=	4708.800	KN	Fuerza de postensado inicial
n=	85.849	%	Eficiencia de tesado
C1∞=	0.614	m	Distancia a fibra superior
C2∞=	1.141	m	Distancia a fibra inferior
e∞=	1.041	m	Excentricidad en t=0
I∞=	0.393	m ⁴	Inercia de viga en t=0
A∞=	1.047	m ²	Área de viga en t=0



σ1			ft∞		
-11.309	MPa	≥	-28.000	MPa	Ok

$$\sigma_1 = -\frac{M_4 * C_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{n * P_o * e_{\infty} * C_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_0}{A_{\infty}}$$

$$\sigma_2 = +\frac{M_4 * C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_o * e_{\infty} * C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{n * P_0}{A_{\infty}}$$

1335.219	MPa	≤	1898.571	MPa	Ok
σ2			fc∞		

VERIFICACIÓN DE TRAYECTORIA

1.Excentricidades permisibles

Se debe definir ahora una envolvente de trayectorias, para saber la ubicación posible de los tendones.

1.1 Para Tiempo Inicial (T=0)

Fórmulas para estadio 2.

$$M_{o(x)} = \frac{q_o * L * x}{2} - \frac{q_o * x^2}{2}$$

Fibra Traccionada

$$e_{1(x)} \leq \frac{f_{ti} * I_o}{P_o * C_{1o}} + \frac{I_o}{C_{1o} * A_o} + \frac{M_{o(x)}}{P_o}$$

Fibra Comprimida

$$e_{2(x)} \leq \frac{f_{ci} * I_o}{P_o * C_{2o}} - \frac{I_o}{C_{2o} * A_o} + \frac{M_{o(x)}}{P_o}$$

1.2 Para Tiempo Infinito (T=∞)

Fórmulas para estadio 4.

$$M_{T(x)} = \frac{q_T * L * x}{2} - \frac{q_T * x^2}{2}$$

Fibra Traccionada

$$e_{1(x)} \geq -\frac{f_{cs} * I_{\infty}}{n * P_o * C_{1\infty}} + \frac{I_{\infty}}{C_{1\infty} * A_{\infty}} + \frac{M_{T(x)}}{n * P_o}$$

Fibra Comprimida

$$e_{2(x)} \geq -\frac{f_{ts} * I_{\infty}}{n * P_o * C_{2\infty}} - \frac{I_{\infty}}{C_{2\infty} * A_{\infty}} + \frac{M_{T(x)}}{n * P_o}$$

Tiempo Inicial

Tiempo Infinito

$$f'_{ci} = 24.623 \text{ MPa}$$

$$f_{ti} = 1.241 \text{ MPa}$$

$$f_{ci} = 14.774 \text{ MPa}$$

$$P_o = 4,708.80 \text{ KN}$$

$$C_{1o} = 0.776 \text{ m}$$

$$C_{2o} = 0.799 \text{ m}$$

$$I_o = 0.204 \text{ m}^4$$

$$e_o = 0.699 \text{ m}$$

$$A_o = 0.633 \text{ m}^2$$

$$q_o = 14.985 \text{ KN/m}$$

$$L_c = 30.000 \text{ m}$$

$$H_o = 1.575 \text{ m}$$

$$f'_{cs} = 35.000 \text{ MPa}$$

$$f_{ts} = 2.958 \text{ MPa}$$

$$f_{cs} = 15.750 \text{ MPa}$$

$$P_o = 4,708.80 \text{ KN}$$

$$C_{1inf} = 0.614 \text{ m}$$

$$C_{2inf} = 1.141 \text{ m}$$

$$I_{inf} = 0.393 \text{ m}^4$$

$$e_{inf} = 1.041 \text{ m}$$

$$A_{inf} = 1.047 \text{ m}^2$$

$$q_T = 53.550 \text{ KN/m}$$

$$L_c = 30.000 \text{ m}$$

$$n = 0.858$$

$$H_{inf} = 1.755 \text{ m}$$

VERIFICACIÓN DE TRAYECTORIA

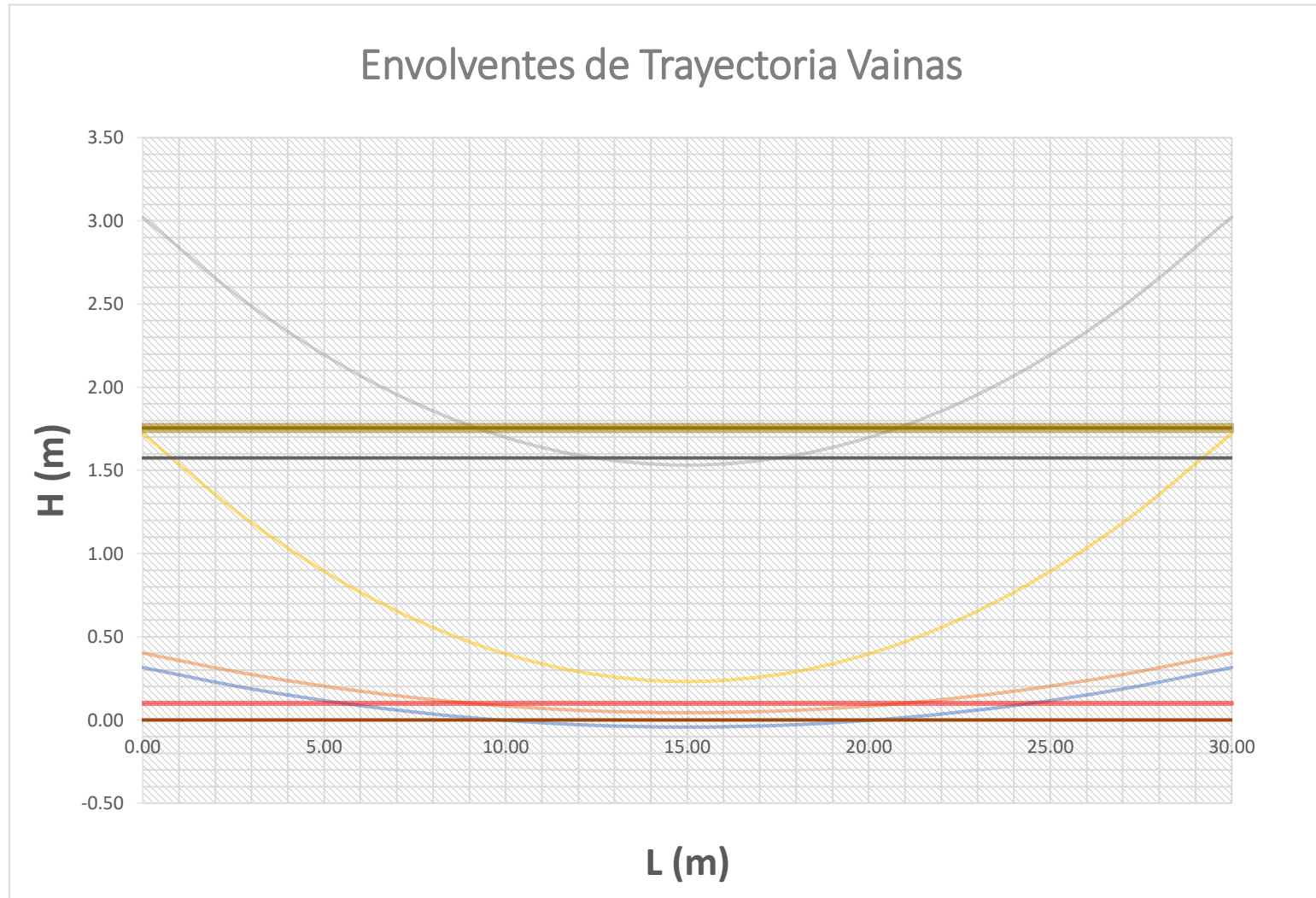
2. Cálculo de Trayectorias

[illegible]

VERIFICACIÓN DE TRAYECTORIA

3. Gráfico de Trayectorias

Esta es la envolvente de trayectoria de vainas, pues las mismas no deberán estar fuera de estos límites.



ARMADURA PASIVA EN VIGAS

1. Resumen de Cortantes

1.1 Cortantes por Viga Interna

Carga	Tipo	Cortante (KN)	γ	γ -Cortante (KN)	γ -Cortante (T)
Tablero	DC	165.285	1.250	206.606	21.061
Viga	DC	241.348	1.250	301.685	30.753
Diafragma	DC	27.258	1.250	34.073	3.473
Sup.Rod	DW	17.160	1.500	25.740	2.624
CamiónDis.	LL+IM	171.266	1.750	299.716	30.552
CarrilDiseño	LL	124.298	1.750	217.521	22.173
$\Sigma=$		746.615		$\Sigma=$ 1,085.340	110.636

1.2 Cortante por Viga Externa

Carga	Tipo	Cortante (KN)	γ	γ -Cortante (KN)	γ -Cortante (T)
Baranda	DC	25.620	1.250	32.025	3.265
Barrera	DC	67.665	1.250	84.581	8.622
Tablero	DC	139.845	1.250	174.806	17.819
Viga	DC	241.348	1.250	301.685	30.753
Diafragma	DC	13.629	1.250	17.036	1.737
Sup.Rod	DW	6.600	1.500	9.900	1.009
CamiónDis.	LL+IM	85.633	1.750	149.858	15.276
CarrilDiseño	LL	62.149	1.750	108.760	11.087
$\Sigma=$		642.489		$\Sigma=$ 878.652	89.567

1.3 Cortantes de Diseño

Vu-Fac=	1,085.340	KN	Cortante total mayorada
Vd=	451.051	KN	Cortante por peso propio-Sin mayorar

2.Resistencia del Hormigón a Cortante

2.1 Resistencia Nominal a Cortante en el Alma

$$V_{cw} = 0.30 * (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$$

2.1.1 Contra Cortante "Vp"

Pe=	4,042.439	KN	Fuerza de postensado efectiva
Pe=	4.04E+06	N	Fuerza de postensado efectiva
$\theta=$	0.073	Radianes	Ángulo de fuerza de postensado-Alma
$\theta=$	4.194	Grados	Ángulo de fuerza de postensado-Alma
Vp=	2.96E+05	N	Contra cortante

ARMADURA PASIVA EN VIGAS

2.1.2 Esfuerzo de Compresión del Concreto "fpc"

Es el esfuerzo de compresión del hormigón en el centroide después de sucedidas todas las pérdidas, en este caso la compresión solo se da por fuerza postensado.

Po-Ef=	4.04E+06	N	Fuerza de tesado después de pérdidas
A-Vi=	1.047	m ²	Área de viga
fpc=	3.86E+06	N/m ²	Esfuerzo de compresión-H° T=∞
fpc=	3.861	MPa	Esfuerzo de compresión-H° T=∞

2.1.3 Demás Datos Requeridos

h-Ta=	1.755	m	Peralte tablero
dc=	0.250	m	Recubrimiento
d-Vi(dp)=	1.505	m	Dist, fibra-compresión a baric Asp
bw-Vi=	0.200	m	Ancho de alma de viga
f'c-Vi=	35.000	MPa	Resistencia característica-H° viga

2.1.4 Cálculo de "Vcw" $V_{cw} = 0.30 * (\sqrt{f'_c} + f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$

f'c(350)=	35.000	MPa	Resistencia característica-H° viga
fpc=	3.861	MPa	Esfuerzo de compresión-H° T=∞
bw-Vi=	200.000	mm	Ancho de alma de viga
dp=	1,505.000	mm	Altura al centroide de la armadura
Vp=	2.96E+05	N	Contra cortante
Vcw=	1.18E+06	N	Resistencia nominal a cortante-Alma
Vcw=	1,178.486	KN	Resistencia nominal a cortante-Alma

2.2 Respuesta Nominal del Hormigón a Corte por Cortante y Flexión

2.2.1 Esfuerzo por Carga Muerta

$$f_d = \left| \frac{M_o * C_2}{I} \right|$$

Mo=	3,203.316	KN*m	Momento/carga muerta-Sin mayorar
Mo=	3.20E+06	N*m	Momento/carga muerta-Sin mayorar
(t=∞)C20=	1.141	m	Distancia a fibra traccionada
(t=∞)Ixx=	0.393	m ⁴	Inercia XX en tiempo infinito
fd=	9,314,508	N/m ²	Esfuerzo/carga muerta-Sin mayorar
fd=	9.315	MPa	Esfuerzo/carga muerta-Sin mayorar

2.2.2 Esfuerzo en Fibra Extrema por Fuerza de Postensado Efectiva

$$f_{pe} = \left| -\frac{P_e * e * C_2}{I} - \frac{P_e}{A} \right|$$

ARMADURA PASIVA EN VIGAS

Pe=	4.04E+06	N	Fuerza de postensado efectiva
(t=∞)e=	1.041	m	Excentricidad máxima
(t=∞)C20=	1.141	m	Distancia a fibra traccionada
(t=∞)Ixx=	0.393	m ⁴	Inercia XX en tiempo infinito
(t=∞)A _{vi} =	1.047	m ²	Área de sección en tiempo infinito
f _{pe} =	16,100,551	N/m ²	Esfuerzo de compresión/Pe-fib ext
f _{pe} =	16.101	MPa	Esfuerzo de compresión/Pe-fib ext

2.2.3 Momento que Produce Fisuración "M_{cr}" $M_{cre} = \frac{I}{y_{tt}} * \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$

(t=∞)C20=	1.141	m	Distancia a fibra traccionada
y _t =	1,141.300	mm	Distancia a fibra más traccionada
f' _c -Vi=	35.000	MPa	Resistencia característica-Hº viga
f _{pe} =	16.101	MPa	Esfuerzo de compresión/Pe-fib ext
f _d =	9.315	MPa	Esfuerzo/carga muerta-Sin mayorar
I _{xx} =	0.393	m ⁴	Inercia XX en tiempo infinito
M _{cre} =	3.35E+09	N*mm	Momento de fisuración

2.2.4 Respuesta Nominal del Hormigón a Corte por Cortante y Flexión

2.2.4.1 Momento Máximo

M _u =	8,973.120	KN*m	Momento total mayorado
M _u =	8.97E+09	N*mm	Momento total mayorado
M _d =	3,203.316	KN*m	Momento/Peso propio sin mayorar
M _d =	3.20E+09	N*mm	Momento/Peso propio sin mayorar
M _{máx} =	5.77E+09	N*mm	(Momento máximo)

$$V_i = V_u - V_d \quad (R22.5.8.3.1b)$$

$$M_{max} = M_u - M_d \quad (R22.5.8.3.1c)$$

donde V_u y M_u son el cortante mayorado y el momento mayorado debido a las cargas totales mayoradas,

M_d es el momento debido a la carga muerta no mayorada (es decir, el momento correspondiente a f_d .)

2.2.4.2 Cálculo de "Vi"

V _u =	1,085.340	KN	Cortante total mayorada
V _u =	1.09E+06	N	Cortante total mayorada
V _d =	451.051	KN	Cortante/Peso propio sin mayorar
V _d =	4.51E+05	N	Cortante/Peso propio sin mayorar
V _i =	6.34E+05	N	Cortante simultánea a M _{máx}

ARMADURA PASIVA EN VIGAS

2.2.4.3 Resistencia nominal del concreto bajo momento y cortante

2.2.4.3.1 Opción (a)
$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (22.5.8.3.1a)$$

f'_c -Vi=	35.000	MPa	Resistencia característica- H^o viga
bw-Vi=	200.000	mm	Ancho de alma de viga
dp=	1,505.000	m	Altura al centroide de la armadura
Vd=	4.51E+05	N	Cortante/Peso propio sin mayorar
Vi=	6.34E+05	N	Cortante simultánea a $M_{máx}$
Mcre=	3.35E+09	N*mm	Momento de fisuración
Mmáx=	5.77E+09	N*mm	Momento máximo
Vcia=	9.08E+05	N	Resistencia nominal a cortante
Vcia=	908.477	KN	Resistencia nominal a cortante

2.2.4.3.1 Opción (b)
$$V_{ci} = 0.14 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (22.5.8.3.1b)$$

f'_c -Vi=	35.000	MPa	Resistencia característica- H^o viga
bw-Vi=	200.000	mm	Ancho de alma de viga
h-Vi=	1.755	m	Peralte de viga en tiempo cero
dc-L/2=	0.250	m	Distancia al eje de las vainas
d=	1.505	m	Canto útil-fibra de compresión As_{act}
d=	1,505.000	mm	Canto útil-fibra de compresión As_{act}
Vcib=	2.49E+05	N	Resistencia nominal a cortante
Vcib=	249.304	KN	Resistencia nominal a cortante

2.2.4.3.3 Vci asumido, el mayor entre

Vcia=	908.477	KN	Resistencia del concreto a cortante
Vcib=	249.304	KN	Resistencia del concreto a cortante
Vci=	908.477	KN	Resistencia del concreto a cortante

2.3 Cortante que resiste el hormigón, el menor entre:

Vcw=	1,178.486	KN	Resistencia nominal a cortante-Alma
Vci=	908.477	KN	Resistencia del concreto a cortante
Vc=	908.477	KN	Resistencia a cortante del hormigón

3. Diseño a Cortante

Vu=	1,085.340	KN	Cortante total mayorada
ϕ =	0.750		Factor para ELR en cortante
Vc=	908.477	KN	Resistencia a cortante del hormigón

ARMADURA PASIVA EN VIGAS

3.1 Caso de Diseño

	Vr=	681.358	KN	Cortante reducida		
	0.5*Vr=	340.679	KN	Cortante reducida		
	Vu=	1085.340	KN	Cortante última		
Caso 1			1,085.340	≤	340.679	No
Caso 2	340.679	≤	1,085.340	≤	681.358	No
Caso 3			681.358	≤	1,085.340	Si

Por tanto requiere armadura a cortante.

3.2 Solicitación de Diseño

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$V_u =$	1,085.340	KN	Cortante última
$\phi =$	0.750		Factor para ELR en cortante
$V_c =$	908.477	KN	Resistencia a cortante del hormigón
$V_s =$	538.643	KN	Cortante de diseño

3.3 Cálculo de Armadura a Cortante

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$

$V_s =$	538.643	KN	Cortante de diseño
$V_s =$	5.39E+05	N	Cortante de diseño
$f_{yt} =$	420.000	MPa	Límite de fluencia del acero
$d =$	1,505.000	mm	Canto útil-fibra de compresión A_s act

Cálculo de Armadura Provista

Diámetro barra		Sección	Av	Separación	Separación
Plg	mm	(mm ²)	(mm ²)	(mm)	(m)
1/4	6	28.300	56.600	66.420	0.066
5/16	8	50.300	100.600	118.055	0.118
3/8	10	71.000	142.000	166.638	0.167
1/2	12	113.100	226.200	265.447	0.265
5/8	16	201.100	402.200	471.984	0.472
3/4	20	314.200	628.400	737.430	0.737
1	25	490.900	981.800	1,152.147	1.152

Usar $\emptyset$ de **10** cada **0.150** metros.

4. Armadura Pasiva a Flexión

Se debe verificar si la armadura activa es capaz de resistir el momento, de no ser capaz se deberá proveer armadura por flexión.

ARMADURA PASIVA EN VIGAS

4.1 Momento Nominal Actual de la Viga

g=	9.810	m/s ²	Aceleración gravitacional
fpe=	1,137.690	MPa	Tensión efectiva en armadura activa
fpu=	1,860.000	MPa	Límite de fluencia del acero torones
0.5*fpu=	930.000	MPa	Límite de fluencia reducida-As torones
¿fpe	≥	0.5*fpu?	
	Si		

Por tanto la tensión media del acero de pretensado será $f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$

Donde

K=	0.380		Para relación fpy/fpu=0.85
C=	0.614	m	Distancia/Eje neutro-cara comprimida
C=	613.700	mm	Distancia/Eje neutro-cara comprimida
dp=	1,505.000	mm	Dist/Fibra Comprimida-Baricentro As
fpu=	1,860.000	MPa	Límite de fluencia del acero torones
fps=	1,571.785	MPa	Tensión media del As de pretensado

4.1.1 Resistencia a Flexión de la Viga

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

fps=	1,571.785	MPa	Tensión media del As de pretensado
Aps=	3,553.200	mm ²	Área del acero de pretensado
dp=	1,505.000	mm	Dist/Fibra Comprimida-Baricentro As
C=	613.700	mm	Distancia/Eje neutro-cara comprimida
β1=	0.800		Para hormigón de 35 MPa
Mn=	7.0343E+09	N*mm	Resistencia nominal a flexión
Mn=	7,034.252	KN*m	Resistencia nominal a flexión

4.1.2 Resistencia Factorada

- Para flexión y tracción del hormigón armado..... 0,90

Mn=	7,034.252	KN*m	Resistencia nominal a flexión
φ=	0.900		Factor para ELR
Mr=	6,330.827	KN*m	Momento reducido

4.1.3 Verificación de Momento Resistente

Mu=	6,024.388	KN*m	Momento de diseño
Mr=	6,330.827	KN*m	Momento reducido
¿Mr	≥	Mu?	
	Si		

Por tanto la armadura de postensado es suficiente para resistir la flexión por momento, sin embargo se recomienda colocar armadura mínima para flexión.

ARMADURA PASIVA EN VIGAS

4.2 Armadura Mínima a Flexión

$$A_t = 3,223.000 \text{ cm}^2 \quad \text{Área inferior a tracción} \quad A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * A$$

$$f_{yt} = 4,200.000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Límite de fluencia del acero}$$

$$A_{s_{min}} = 1,074.333 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{Armadura mínima a flexión}$$

Cálculo de Armadura Provista

Diámetro de barras		Sección	$A_{s_{Req}}$	# Barras	Separación
Plg	mm	(mm ²)	(mm ²)	Estimada	(m)
1/4	6	28.3	1074.333	37.962	0.026
5/16	8	50.3	1074.333	21.359	0.047
3/8	10	71.0	1074.333	15.131	0.066
1/2	12	113.1	1074.333	9.499	0.105
5/8	16	201.1	1074.333	5.342	0.187
3/4	20	314.2	1074.333	3.419	0.292
1	25	490.9	1074.333	2.188	0.457

$$\begin{aligned} \phi &= \mathbf{16} \text{ mm} && \text{Diámetro de barra propuesta} \\ A_s &= 201.100 \text{ mm}^2 && \text{Sección de barra propuesta} \\ \# \text{Barras} &= 6.000 \text{ Barras} && \text{Armadura provista} \\ A_{s_{prov}} &= 1,206.600 \text{ mm}^2/\text{m} && \text{Armadura provista} \\ \text{Usar} & \mathbf{6.000} \quad \phi \text{ de } \mathbf{16.000} \text{ mm} \end{aligned}$$

4.3 Armadura de Protección del Ala

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * A$$

Podemos calcular la armadura de protección del ala también por armadura mínima.

$$\begin{aligned} A_t &= 3,108.000 \text{ cm}^2 && \text{Área superior} \\ f_{yt} &= 4,200.000 \text{ Kg/cm}^2 && \text{Límite de fluencia del acero} \\ A_{s_{min}} &= 1,036.000 \text{ mm}^2/\text{m} && \text{Armadura mínima a flexión} \end{aligned}$$

Armadura provista

$$\begin{aligned} \phi &= \mathbf{16} \text{ mm} && \text{Diámetro de barra propuesta} \\ A_s &= 201.100 \text{ mm}^2 && \text{Sección de barra propuesta} \\ \# \text{Barras} &= 6.000 \text{ Barras} && \text{Armadura provista} \\ A_{s_{prov}} &= 1206.600 \text{ mm}^2/\text{m} && \text{Armadura provista} \\ \text{Usar} & \mathbf{6.000} \quad \phi \text{ de } \mathbf{16.000} \text{ mm} \end{aligned}$$

5. Armadura de Distribución Superficial en Cara Lateral $A_{sk} \geq 0.001(d_e - 760)$

Según el artículo 5.7.3.4, en elementos de profundidad mayor a 900 mm que es nuestro caso se deberá distribuir uniformemente armadura superficial en ambas caras del elemento.

ARMADURA PASIVA EN VIGAS

de=	1,505.000	mm	Canto útil-fibra de compresión
Ask=	0.745	mm ² /mm	Armadura superficial/Unidad de altura
Ask=	745.000	mm ² /m	Armadura superficial/Unidad de altura
Ø=	12	mm	Diámetro de barra propuesta
As=	113.100	mm ²	Sección de barra propuesta
SepØ=	0.150	m	Separación entre barras
b=	1.000	m	Base de diseño
#Barras/m=	6.67	Barras/Metro	Armadura provista
As _{prov} =	754.000	mm ² /m	Armadura provista
Usar Ø de	12	cada	0.150 metros.

6. Armadura por Retracción y Temperatura

Armadura de protección del alma, que sirve para resistir corte y la tensión diagonal.

bw-Vi=	20.000	cm	Ancho de alma de viga
hw-Vi=	82.500	cm	Altura de alma de viga
As _{Temp} =	1.449	cm ² /m	As por retracción y temperatura

6.1 Cálculo de Armadura por Retracción y Temperatura

As _{Temp} Mín	≤	As _{Temp}	≤	As _{Temp} Máx
233.000	≤	144.878	≤	1270.000
As _{Temp} =	233.000	mm ² /m	As por retracción y temperatura	
Ø=	10	mm	Diámetro de barra propuesta	
As=	71.000	mm ²	Sección de barra propuesta	
SepØ=	0.300	m	Separación entre barras	
b=	1.141	m	Base de diseño	
#Barras/m=	3.80	Barras/Metro	Armadura provista	
As _{prov} =	270.108	mm ² /m	Armadura provista	
Usar Ø de	10	cada	0.300	metros.

7. Resumen de Armaduras

Usar Ø de	10	cada	0.150	metros. Cortante
Usar	6	Ø de	16	mm. Flexión.
Usar	6	Ø de	16	mm. Protección ala.
Usar Ø de	12	cada	0.150	metros. Cara lateral
Usar Ø de	10	cada	0.300	metros. Protección alma

DISEÑO DE ANCLAJE

1. Criterio de Diseño

La norma ACI es más clara en cuanto al diseño de la zona de anclaje, por tanto lo haremos en base a las recomendaciones de esa norma.

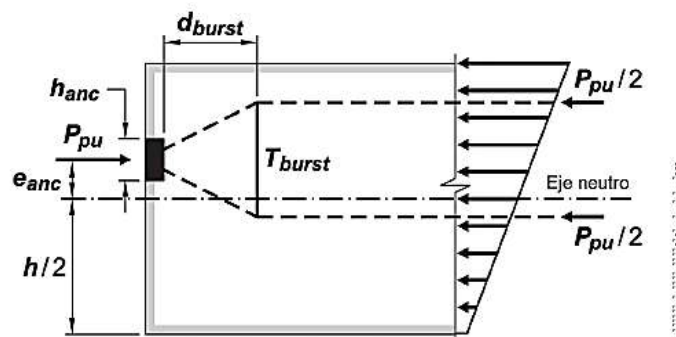


Fig. R25.9.4.3.1 — Definición de los términos usados para definir la zona general.

2. Diseño de Zona general

2.1 Fuerza de Presforzado en Dispositivo de Anclaje

2.1.1 (a) $(a) 1.2(0.94 f_{py}) A_{ps}$

$A_{ps} =$	1,184.400	mm^2	Área presforzado en tracción
$f_{pu} =$	1,860.000	MPa	Resistencia a tracción-As de tesado
$f_{py} =$	1,581.000	MPa	Fluencia-As de tesado
$P_{pu}(a) =$	2,112,221.059	N	Fuerza mayorada en anclaje-a

2.1.2 (b) $(b) 1.2(0.80 f_{pu}) A_{ps}$

$A_{ps} =$	1,184.400	mm^2	Área presforzado en tracción
$f_{pu} =$	1,860.000	MPa	Límite de fluencia del acero torones
$P_{pu}(b) =$	2,114,864.640	N	Fuerza mayorada en anclaje-b

2.1.3 (c)

$F_{pj} =$	1,569,600.000	N	Fuerza de tesado
$P_{pu}(c) =$	1,883,520.000	N	Fuerza mayorada en anclaje-c

(c) La máxima fuerza en el gato designada por el suministrador de los dispositivos de anclaje, multiplicada por 1.2.

2.1.4 Fuerza mayorada en anclaje, debe ser el menor de:

$P_{pu}(a) =$	2,112,221.059	N	Fuerza mayorada en anclaje-a
$P_{pu}(b) =$	2,114,864.640	N	Fuerza mayorada en anclaje-b
$P_{pu}(c) =$	1,883,520.000	N	Fuerza mayorada en anclaje-c
$P_{pu} =$	1,883,520.000	N	Fuerza mayorada en anclaje

DISEÑO DE ANCLAJE

2.1.5 ΣP_{pu}

$P_{pu} =$	1,883,520.000	N	Fuerza mayorada en anclaje
$N-Va =$	3		Número de vainas
$\Sigma P_{pu} =$	5,650,560.000	N	Fuerza mayorada total del anclaje
$\Sigma P_{pu} =$	5,650.560	KN	Fuerza mayorada total del anclaje

2.3 Demás Dimensiones

$h_{anc} =$	400.000	mm	Altura del dispositivo de anclaje
$h-Vi =$	1.575	m	Altura de viga
$h-Vi =$	1,575.000	mm	Altura de viga
$e_{anc} =$	0.00110	m	d entre centroide anclaje y eje neutro
$e_{anc} =$	1.100	mm	d entre centroide anclaje y eje neutro

2.4 Fuerza de Estallido y Distancia $T_{burst} = 0.25 \sum P_{pu} \left(1 - \frac{h_{anc}}{h}\right)$ (R25.9.4.3.1a)

$$d_{burst} = 0.50(h - 2e_{anc}) \quad (R25.9.4.3.1b)$$

$\Sigma P_{pu} =$	5,650,560.000	N	Fuerza mayorada total del anclaje
$h_{anc} =$	400.000	mm	Altura del dispositivo de anclaje
$h-Vi =$	1,575.000	mm	Altura de viga
$e_{anc} =$	1.100	mm	d entre centroide anclaje y eje neutro
$T_{burst} =$	1,053,874.286	N	Fuerza de tracción en zona general
$T_{burst} =$	1,053.874	KN	Fuerza de tracción en zona general
$d_{burst} =$	786.400	mm	d Anclaje-Centroide de fuerza T_{burst}

2.5 Armadura para T_{burs}

$T_{burst} =$	1,053,874.286	N	Fuerza de tracción en zona general
$f_y =$	420.000	MPa	Límite de fluencia del acero
$A_s =$	0.003	m ²	Armadura requerida
$A_s =$	2,509.224	mm ²	Armadura requerida

Cálculo de Armadura Provista

Diámetro de barras	Sección	A_s	# Barras
Plg	mm	(mm ²)	(mm ²)
1/2	12	113.1	2509.224
5/8	16	201.1	2509.224
3/4	20	314.2	2509.224
Usar	16	Barras de	16
			mm

Por recomendación de AASHTO en el artículo 5.10.9.3.2 la separación no debe sobrepasar 24 veces el diámetro de barra o 300 mm.

DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO

1. Predimensionamiento

R=	1,085.340	KN	Carga máxima
R=	1,085,340.093	N	Carga máxima
β_{nm} =	10.000	MPa	Fatiga admisible compresión-neopreno
β_{nm} =	10,000,000.000	N/m ²	Fatiga admisible compresión-neopreno
A=	0.109	m ²	Área requerida $\beta_{neo} = \frac{N}{A} \leq 10MPa$

1.1 Dimensionamiento De Lado "a" $a = \sqrt{A}$

No hay criterio definido, pero como referencia podemos usar.

A=	0.109	m ²	Área requerida
a _{est} =	0.329	m	Estimación lado "a"
a=	0.400	m	Lado "a" asumido

1.2 Espesor de Láminas de Elastómero

e=	2.000	cm	Asumiendo una lámina de 20 mm
12	20	22	$12 < \frac{a}{e} < 22$
Límite inferior	Cumple	Límite superior	

1.3 Fatiga de Trabajo $\beta_{nm} \leq 0.6 * \frac{a}{e} < 13.2MPa$

a/e=	20		
β_{nm} =	12	MPa	$\leq$ 13.200 MPa
Condición=	Cumple		

1.4 Área Requerida $A_{req} = \frac{N}{\beta_{nm}}$

N=	1,085,340.093	N	Carga máxima
β_{nm} =	10.000	MPa	Fatiga admisible compresión-neopreno
Areq=	0.109	m ²	Área requerida

1.5 Largo de lámina de Neopreno

a=	0.400	m	Lado "a" asumido
A _{req} =	0.109	m ²	Área requerida
b _{req} =	0.271	m	Lado "b" requerido
b=	0.400	m	Lado "b" asumido

1.5.1 Verificación

b (m)	$\leq$	a (m)
0.400	$\leq$	0.400
	Cumple	

DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO

1.6 Fatiga del Aparato de Apoyo

$$\beta_m \leq \frac{N}{a * b} < 12 \text{ MPa}$$

N= 1,085,340.093 N Carga máxima
 a= 0.400 m Lado "a" asumido
 b= 0.400 m Lado "b" Asumido
 $\beta_{nm} = 6.783 \text{ MPa} \leq 12.000 \text{ MPa}$
 Condición= **Cumple**

2. Determinación de la Fuerza Horizontal

Carga	Tipo	Fuerza (KN)	γ	γ -Fuerza (KN)
HL-93	LL+IM	171.266	1.750	299.716
CarrilDiseño	LL	124.298	1.750	217.521
$\Sigma =$		295.564	$\Sigma =$	517.236

2.1 Distorsión por Cargas Lentas $\mu_L = \frac{H_L}{a * b * G} \leq 0.70$

H1= 42.817 KN 25% de carga de camión de diseño
 H2= 14.778 KN 5% de camión diseño + carril diseño
 HL= 42.817 KN Carga horizontal
 HL= 42,816.507 N Carga horizontal
 G= 0.9 MPa Módulo elasticidad transversal/neopr
 G= 900,000.000 N/m² Módulo elasticidad transversal/neopr
 $\mu_L = 0.297 \leq 0.700$
 Condición= **Cumple**

2.2 Distorsión por Cargas instantáneas $\mu_I = \frac{H_I}{a * b * G} \leq 1.20$

HI= 47.098 KN Carga horizontal
 HI= 47,098.157 N Carga horizontal
 G= 900,000.000 N/m² Módulo elasticidad transversal/neopr
 $\mu_I = 0.327 \leq 1.200$
 Condición= **Cumple**

2.3 Altura de placas de neopreno

$$h = \frac{d}{\mu_L + \mu_I}$$

def-H= 0.030 m Deformación horizontal asumida
 $\mu_L = 0.297$ Distorsión por cargas lentas
 $\mu_I = 0.327$ Distorsión por cargas instantáneas
 h-Neo= **0.048** m Altura de placas de neopreno

DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO

2.3.1 Número de placas

e-Neo=	2.000	cm	Asumiendo una lámina de 20 mm
e-Neo=	0.020	m	Asumiendo una lámina de 20 mm
h-Neo=	0.048	m	Altura de placas de neopreno
$n = \frac{h}{e}$	$n_{est} =$	2.402	Número de placas requerido
	np=	3	Número de placas requerido
	Use	3	placas de 2.00 cm
ht-Neo=	6	cm	Altura total del apoyo
ht-Neo=	0.06	m	Altura total del apoyo

3. Verificaciones

3.1 Verificación por pandeo

a=	0.400	m	Lado "a" asumido
$\frac{a}{10} \leq$	h	$\leq \frac{a}{5}$	
0.04	0.06	0.08	

Cumple

3.1 Rotación de la placa

$$\Omega := 3.3 \cdot \left(\frac{e}{a} \right)^3 \cdot \beta n$$

a=	0.4000	m	Lado "a" asumido
e-Neo=	2.000	cm	Asumiendo una lámina de 20 mm
e-Neo=	0.020	m	Asumiendo una lámina de 20 mm
$\beta_{nm} =$	10	MPa	Fatiga admisible compresión-neopreno
$\Omega =$	0.00413	Radianes	Rotaciones una lámina
np=	3		Número de placas requerido
$n \cdot \Omega =$	0.0124	Radianes	Rotación láminas
$n \cdot \Omega =$	$\leq$	0.107	
0.0124	$\leq$	0.107	

Cumple

$$\mu := \frac{(HL + Hi) \cdot 1000}{R}$$

3.2 Fricción

R=	1,085,340.093	N	Carga máxima
HL=	42,816.507	N	Carga horizontal
HL=	42,816.507	N	Carga horizontal
$\mu =$	0.0789		
$\mu =$	$\leq$	0.400	
0.0789	$\leq$	0.400	

Cumple

DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO

3.3 Deformación Vertical de Neopreno

$\Phi =$	0.500		$E_n := \phi \cdot G \cdot \left(\frac{a}{e}\right)^2$	$\delta h := \frac{\beta_m}{E_n} \cdot h$
$a =$	0.400	m	Lado "a" asumido	
$e\text{-Neo} =$	0.020	m	Asumiendo una lámina de 20 mm	
$G =$	0.900	MPa	Módulo elasticidad transversal/neopr	
$E_n =$	180.000	MPa		
$\beta_{nm} =$	10.000	MPa	Fatiga admisible compresión-neopreno	
$ht\text{-Neo} =$	0.060	m	Altura total del apoyo	
$sh =$	0.003	m	Deformación	

Verificar si la deformación presenta algún problema para la estructura.

4. Placas de Acero

$s =$	2	mm	Espesor de placa de acero a usar
$s =$	0.002	m	Espesor de placa de acero a usar
$np =$	3		Número de placas de neopreno
$ns =$	2		Número de placas de acero

4.1 Fatiga en Placas de Acero

$$\beta_a := 0.75 \cdot \frac{e}{s} \cdot \beta_m$$

$e\text{-Neo} =$	0.020	m	Asumiendo una lámina de 20 mm
$s =$	0.002	m	Espesor de placa de acero a usar
$\beta_{nm} =$	10.000	MPa	Fatiga admisible compresión-neopreno
$\beta_a =$	75	MPa	
$\beta_{ac} =$	140	MPa	
β_a	$\leq$	β_{ac}	
75	$\leq$	140	

Cumple

5. Resumen de Diseño de Apoyo

$np =$	3	m	Número de láminas de elastómero
$e =$	0.020	m	Lámina de elastómero de 20 mm
$ns =$	2	m	De láminas de acero de refuerzo
$s =$	0.002	m	Espesor/láminas de acero de refuerzo
$et =$	0.064	m	Espesor total del apoyo
$a =$	0.400	m	Lado paralelo al tránsito
$b =$	0.400	m	Lado transversal al tránsito

CONSIDERACIONES GENERALES ESTRIBO H=6.50m

1. Materiales y Propiedades Consideradas

$\phi=$	0.900		Coef. minoración resistencia-flexión
$g=$	9.810	m/s ²	Aceleración gravitatoria
$d_c=$	0.050	m	Recubrimiento mínimo
$\gamma H^o=$	23.544	KN/m ³	Peso específico del hormigón
$f'_c=$	28.000	MPa	Resistencia característica del hormigón
$f_{cr}=$	3.334	MPa	Esfuerzo de fisuración del hormigón
$E_c=$	26,752.50	MPa	Módulo de elasticidad del hormigón
$\epsilon_c=$	0.003		Deformación unitaria del hormigón
$f_y=$	420.000	MPa	Límite de fluencia del acero
$E_s=$	200.000	GPa	Módulo de elasticidad del acero
$n=$	7.476		Relación elasticidad acero/hormigón
$\gamma_s=$	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
$\sigma_{adm}=$	46.304	Kg/cm ²	Esfuerzo admisible del suelo
$L_{cj}=$	9.600	m	Longitud del estribo
$N_{vi}=$	4		Número de vigas
$L=$	30.000	m	Luz del puente
$heqLS=$	0.600	m	Altura equivalente sobrecarga suelo
$\theta=$	30.000	grados	Ángulo efectivo de fricción interna
$A_g=$	0.020	m	Tamaño máximo del agregado
$\beta=$	2.000		Coeficiente-elementos bajo tierra
$\Phi=$	1.000		Factor de resistencia en deslizamiento

2. Predimensionamiento

$H=$	6.500	m	Altura requerida de estribo
------	--------------	---	-----------------------------

2.1 Ancho de Zapata "B"

$(1/2)H$	PromB	$(2/3)H$	
3.250	3.792	4.333	
$B=$	4.300	m	Ancho de zapata

2.1.1 Ancho de Zapata en punta

$B/3=$	1.433	m	
$B_{Pu}=$	1.200	m	Ancho de punta

2.1.2 Ancho de Talón

$B_{Ta}=$	2.400	m	Ancho de talón
-----------	--------------	---	----------------

CONSIDERACIONES GENERALES ESTRIBO H=6.50m

2.2 Altura de Zapata

H/12=	0.542	m	
Hz_Central=	0.800	m	Altura de zapata parte central
Hz*(2/3)=	0.533	m	
Hz_Extremos=	0.500	m	Altura zapata en extremos

2.3 Ancho Pantalla

2.3.1 Ancho Inferior Pantalla

H/12=	0.542	m	
B _{Pi} =	0.700	m	Base inferior pantalla

2.3.2 Ancho Superior Pantalla

H/24=	0.271	m	
H _{mín} =	0.300	m	
B _{Ps} =	0.400	m	Base superior pantalla

2.4 Longitud Mínima de Cajuela

L _p =	30,600.000	mm	Longitud del puente
H'=	0.000	m	
S=	6.000	grados	Desviación del apoyo
N _t =	253.154	mm	Distancia, cajuela-eje central
N=	0.300	m	Distancia, cajuela-eje central asumido
Ac _j =	0.650	m	Ancho de cajuela elegido

3. Resumen de Dimensiones

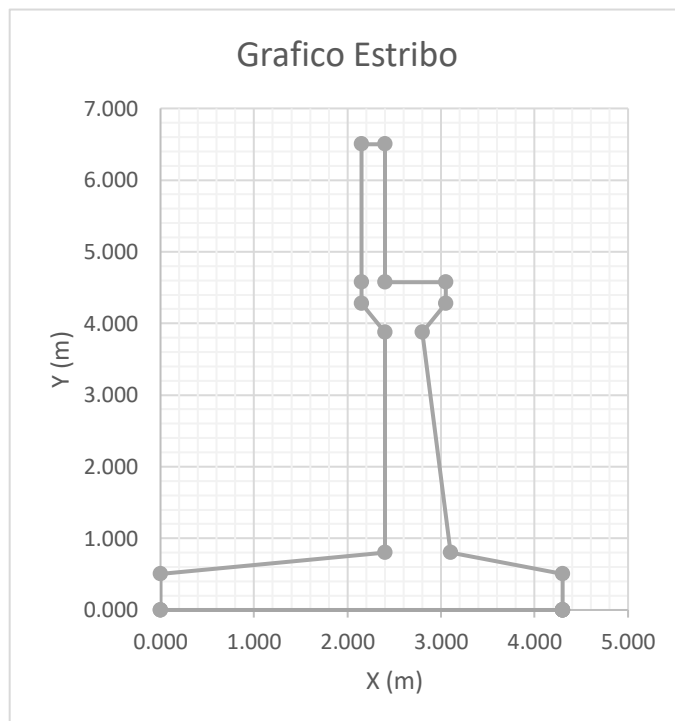
H=	6.500	m	Altura estribo
B=	4.300	m	Ancho total asumido
B _{Pu} =	1.200	m	Punta
B _{ta} =	2.400	m	Talón
B _{Pi} =	0.700	m	Base inferior pantalla
B _{Ps} =	0.400	m	Base superior pantalla
Hz=	0.800	m	Altura zapata
H _p =	1.925	m	Altura parapeto
e ₁ =	0.300	m	Espesor apoyo neopreno
e ₂ =	0.400	m	Espesor inferior apoyo
H _p =	3.075	m	Altura pantalla
t ₁ =	0.250	m	
t ₂ =	0.250	m	
ee=	0.250	m	Espesor parapeto
Ac _j =	0.650	m	Ancho de cajuela elegido

CONSIDERACIONES GENERALES ESTRIBO H=6.50m

3.1 Coordenadas

Punto	Este	Norte	Coordenadas
1	0.000	0.000	0,0
2	4.300	0.000	4.3,0
3	4.300	0.000	4.3,0
4	4.300	0.000	4.3,0
5	4.300	0.000	4.3,0
6	4.300	0.000	4.3,0
7	4.300	0.500	4.3,0.5
8	3.100	0.800	3.1,0.8
9	2.800	3.875	2.8,3.875
10	3.050	4.275	3.05,4.275
11	3.050	4.575	3.05,4.575
12	2.400	4.575	2.4,4.575
13	2.400	6.500	2.4,6.5
14	2.150	6.500	2.15,6.5
15	2.150	4.575	2.15,4.575
16	2.150	4.275	2.15,4.275
17	2.400	3.875	2.4,3.875
18	2.400	0.800	2.4,0.8
19	0.000	0.500	0,0.5
20	0.000	0.000	0,0

4. Estribo



CONSIDERACIONES GENERALES ESTRIBO H=6.50m

Figura	b (m)	h (m)	A (m ²)	Xc (m)	M*Xc (m ³)
1	0.250	1.925	0.481	2.275	1.095
2	0.900	0.300	0.270	2.600	0.702
3	0.250	0.400	0.050	2.317	0.116
4	0.250	0.400	0.050	2.883	0.144
5	0.400	3.475	1.390	2.600	3.614
6	0.300	3.075	0.461	2.900	1.338
7	0.700	0.300	0.210	2.750	0.578
8	4.300	0.500	2.150	2.150	4.623
9	2.400	0.300	0.360	1.600	0.576
10	1.200	0.300	0.180	3.500	0.630
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
			Σ= 5.603	Σ= 13.414	

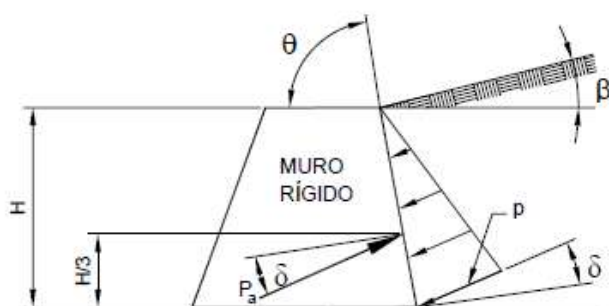
ADC= 5.603 m²

Área total del estribo

XDC= 2.394 m

Centro de gravedad del estribo

5. Coeficiente de Empuje Activo Ka



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

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma [\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]}$$

Figura 3.11.5.3-1 – Simbología para el empuje activo de Coulomb

β=	0.000	°	Ángulo, superficie relleno con muro
θ=	90.000	°	Ángulo, espalda muro/horizontal
φf=	30.000	°	Ángulo de fricción efectiva interna
δ=	30.000	°	Ángulo de fricción entre muro y relleno
Γ=	2.914		
Ka=	0.297		Coeficiente de empuje lateral activo

6. Coeficiente de Empuje Pasivo

Al estar a favor de la estabilidad no tomaremos en cuenta los empujes pasivos.

CONSIDERACIONES GENERALES ESTRIBO H=6.50m

7. Cargas

7.1 Por Viga Interna

Carga	Tipo	Reacción	Factor	Cortante
		KN	γ	KN
Tablero	DC	165.285	1.000	165.285
Viga	DC	241.348	1.000	241.348
Diafragma	DC	27.258	1.000	27.258
Sup.Rod	DW	17.160	1.000	17.160
Camión Dis	Ca.Dis+IM	391.263	1.000	391.263
Carril Dis.	Carr Dis.	144.000	1.000	144.000
$\Sigma=$		986.314	$\Sigma=$	986.314

7.2 Por Viga Externa

Carga	Tipo	Reacción	Factor	Cortante
		KN	γ	KN
Baranda	DC	25.620	1.000	25.620
Barrera	DC	67.665	1.000	67.665
Tablero	DC	139.845	1.000	139.845
Viga	DC	241.348	1.000	241.348
Diafragma	Ca.Dis+IM	13.629	1.000	13.629
Sup.Rod	Carr Dis.	6.600	1.000	6.600
Camión Dis	LL+IM	391.263	1.000	391.263
Carril Dis.	LL	144.000	1.000	144.000
$\Sigma=$		1029.970	$\Sigma=$	1029.970

7.3 Cargas Elegidas Para el Diseño

Carga	Tipo	Reacción	Factor	Reacción
		KN	γ	KN
Baranda	DC	25.620	1.000	25.620
Barrera	DC	67.665	1.000	67.665
Tablero	DC	139.845	1.000	139.845
Viga	DC	241.348	1.000	241.348
Diafragma	DC	13.629	1.000	13.629
Sup.Rod	DW	6.600	1.000	6.600
Camión Dis	Ca.Dis+IM	391.263	1.000	391.263
Carril Dis.	Carr Dis.	144.000	1.000	144.000
$\Sigma=$		1029.970	$\Sigma=$	1029.970

ANÁLISIS DE CARGAS ESTRIBO H=6.50m

1. Cargas de Superestructura

1.1 Cargas por Peso Propio Superestructura

Carga	Tipo	Reac. Par. KN	N Vigas	Reac. Tot. KN	Carga KN/m
Peso Propio	DC	488.107	4	1,952.428	203.378

1.2 Carga por Peso Propio Superficie de Rodadura

Carga	Tipo	Reac. Par. KN	N Vigas	Reac. Tot. KN	Carga KN/m
Sup.Rod.	DW	6.600	4	26.400	2.750

1.3 Por Sobrecarga de Servicio (LL+IM)

Carga	Tipo	Reac. Par. KN	N Vigas	Reac. Tot. KN	Carga KN/m
LL+IM	LL+IM	535.263	4	2,141.054	223.026

2. Punto de Aplicación de Carga Por Superestructura

XQSE= **1.575** m Brazo para superestructura (Eje Apoyo)

3. Carga por Frenado

CD=	9.300	KN/m	Carga de carril de diseño
QCD=	279.000	KN	Carga de carril de diseño
QHL-93=	325.000	KN	Peso total del camión HL-93
QTD=	220.000	KN	Peso total del tándem de diseño

3.1 Caso 1

25%QHL-93=	8.464	KN/m	25% del camión de diseño
25%QTD=	5.729	KN/m	25% del tándem de diseño

3.2 Caso 2

5%CD+QHL-93=	3.146	KN/m	5% del carril mas camión de diseño
5%CD+QTD=	2.599	KN/m	5% del carril mas tándem de diseño

3.3 Fuerza De Frenado

Considerando m=1.20 y altura de 1.80 desde la calzada.

BR=	10.156	KN/m	Fuerza de frenado
YBR=	8.300	m	Brazo de carga

ESTABILIDAD CASO I ESTRIBO H=6.50m

Para analizar el caso I, consideramos todas las cargas existentes, es decir la carga por peso propio de los estribos además de las cargas generadas por la superestructura.

1. Fuerzas Actuantes

Los momentos que traten de voltear a la estructura se van a tomar como positivos.

1.1 Empujes Verticales

1.1.1 Por Superestructura

	Carga KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m
DCT=	203.378	1.575	320.320
DW=	2.750	1.575	4.331
LL+IM=	223.026	1.575	351.267
Σ=	429.154		

1.1.2 Por peso Propio

$\gamma_H=$	23.544	KN/m ³	Densidad del hormigón
ADC=	5.603	m ²	Área del estribo
QDC=	131.905	KN/m	Carga por estribo
XDC=	1.906	m	Brazo de carga por estribo

1.1.3 Empuje Vertical Activo

$\gamma_s=$	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo
-------------	--------	-------------------	---------------------------

Cuerpo	Base m	Altura m	Área m²	Brazo m	Momento KN*m/m
1	2.150	5.700	12.255	3.225	711.403
2	0.250	3.075	0.769	2.025	28.021
3	0.250	0.400	0.050	2.067	1.860
4	2.400	0.300	0.360	3.500	22.680
Σ=			13.434	10.817	763.964

QEHa=	241.808	KN/m	Empuje activo
XEHa=	3.159	m	Brazo de empuje activo

ESTABILIDAD CASO I ESTRIBO H=6.50m

1.1.4 Empuje Vertical Pasivo

Al no tener certeza de si se va a rellenar y además sabiendo de que esta carga estará a favor de la seguridad, no la vamos a considerar.

1.1.5 Empuje Vertical por Sobrecarga de Servicio LS

$\gamma_s =$	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo
$h_{eqLS} =$	0.600	m	Altura equivalente de suelo para LS
$b_{Eva} =$	2.150	m	Base de bloque de suelo
$Q_{LSv} =$	23.220	KN/m	Carga por LSv
$X_{LSv} =$	3.225	m	Brazo para LSv

1.2 Empujes Horizontales

1.2.1 Por Frenado

$BR =$	10.156	KN/m	Fuerza de frenado
$YBR =$	8.300	m	Brazo de carga

1.2.2 Empuje Horizontal Activo

$\gamma_s =$	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo
$K_a =$	0.297		Coeficiente de empuje activo
$h_{EHa} =$	6.500	m	Altura del bloque de suelo activo
$E_{Ha} =$	34.769	KN/m ²	Presión de empuje activo del suelo
$Q_{EHa} =$	113.000	KN/m	Carga por empuje horizontal activo
$Y_{EHa} =$	2.167	m	Brazo de empuje horizontal activo

1.2.3 Empuje Horizontal Pasivo

Al ser un empuje a favor de la seguridad, no la tomaremos en cuenta.

1.2.4 Empuje Horizontal por Sobrecarga de Servicio (LS)

$\gamma_s =$	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo
$K_a =$	0.297		Coeficiente de empuje activo
$h_{eqLS} =$	0.600	m	Altura equivalente de suelo para LS
$L_{Sh} =$	3.209	KN/m ²	Presión horizontal por LS
$h_{EHa} =$	6.500	m	Altura del bloque de suelo activo
$Q_{LSh} =$	20.862	KN/m	Carga por empuje horizontal LS
$Y_{LSh} =$	3.250	m	Brazo por empuje horizontal LS

ESTABILIDAD CASO I ESTRIBO H=6.50m

2. Solicitaciones Sobre la Estructura

Carga	Vert KN/m	Hor KN/m	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
Super	203.378	0.000	1.575	0.000	320.320	0.000
PP	131.905	0.000	1.906	0.000	251.362	0.000
DW	2.750	0.000	1.575	0.000	4.331	0.000
LL+IM	223.026	0.000	1.575	0.000	351.267	0.000
BR	0.000	10.156	0.000	8.300	0.000	84.297
EHa	0.000	113.000	0.000	2.167	0.000	244.833
EHp	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	241.808	0.000	3.159	0.000	763.964	0.000
EVp	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	23.220	0.000	3.225	0.000	74.885	0.000
LSh	0.000	20.862	0.000	3.250	0.000	67.800
Σ=	826.087	144.018			1766.129	396.930

3. Factorización de Solicitaciones

Las combinaciones de cargas planteadas por AASHTO son las siguientes

ESTADO LIMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Agrietamiento

3.1 Resistencia Ia

Resistencia Ia					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
SuperEstr	0.900	183.040	0.000	288.288	0.000
PP	0.900	118.715	0.000	226.226	0.000
DW	0.650	1.788	0.000	2.815	0.000
LL+IM	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BR	1.750	0.000	17.773	0.000	147.520
EHa	1.500	0.000	169.500	0.000	367.250
EHp	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	241.808	0.000	763.964	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSh	1.750	0.000	36.508	0.000	118.650
Σ=		545.350	223.781	1281.293	633.420

ESTABILIDAD CASO I ESTRIBO H=6.50m

3.2 Resistencia Ib

Resistencia Ib					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
SuperEstr	1.250	254.222	0.000	400.400	0.000
PP	1.250	164.882	0.000	314.203	0.000
DW	1.500	4.125	0.000	6.497	0.000
LL+IM	1.750	390.296	0.000	614.717	0.000
BR	1.750	0.000	17.773	0.000	147.520
EHa	1.500	0.000	169.500	0.000	367.250
EHp	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.350	326.440	0.000	1031.351	0.000
EVp	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	1.750	40.635	0.000	131.048	0.000
LSh	1.750	0.000	36.508	0.000	118.650
Σ=		1180.600	223.781	2498.216	633.420

3.3 Evento Extremo I

Evento Extremo I					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
SuperEstr	1.000	203.378	0.000	320.320	0.000
PP	1.000	131.905	0.000	251.362	0.000
DW	1.000	2.750	0.000	4.331	0.000
LL+IM	0.500	111.513	0.000	175.633	0.000
BR	0.500	0.000	5.078	0.000	42.148
EHa	1.000	0.000	113.000	0.000	244.833
EHp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	241.808	0.000	763.964	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	0.500	11.610	0.000	37.442	0.000
LSh	0.500	0.000	10.431	0.000	33.900
Σ=		702.964	128.509	1553.053	320.882

ESTABILIDAD CASO I ESTRIBO H=6.50m

3.4 Servicio I

Servicio I					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
SuperEstr	1.000	203.378	0.000	320.320	0.000
PP	1.000	131.905	0.000	251.362	0.000
DW	1.000	2.750	0.000	4.331	0.000
LL+IM	1.000	223.026	0.000	351.267	0.000
BR	1.000	0.000	10.156	0.000	84.297
EHa	1.000	0.000	113.000	0.000	244.833
EHp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	241.808	0.000	763.964	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	1.000	23.220	0.000	74.885	0.000
LSh	1.000	0.000	20.862	0.000	67.800
$\Sigma=$		826.087	144.018	1766.129	396.930

3.5 Resumen de Cargas Factorizadas

	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
Resis Ia	545.350	223.781	1281.293	633.420
Resis Ib	1180.600	223.781	2498.216	633.420
Evet Extr I	702.964	128.509	1553.053	320.882
Servicio I	826.087	144.018	1766.129	396.930

4. Verificación por Volcamiento

B= 4.300 m Base estribo
 emáx= 1.433 m Excentricidad máxima

	Verticales KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m	Xo m	e m	Condición e<emáx
Res Ia	545.350	1281.293	633.420	1.188	0.962	Cumple
Res Ib	1180.600	2498.216	633.420	1.580	0.570	Cumple
EvExt I	702.964	1553.053	320.882	1.753	0.397	Cumple
Serv I	826.087	1766.129	396.930	1.657	0.493	Cumple

ESTABILIDAD CASO I ESTRIBO H=6.50m

5. Verificación de Hundimiento

	Verticales	e	σ	$\sigma_{\text{máx}}$	Condición
	KN/m	m	KN/m ²	KN/m ²	$\sigma < \sigma_{\text{máx}}$
Resis Ia	545.350	0.962	306.033	4542.422	Cumple
Resis Ib	1180.600	0.570	493.107	4542.422	Cumple
Evet Extr I	702.964	0.397	254.081	4542.422	Cumple
Servicio I	826.087	0.493	324.149	4542.422	Cumple

6. Verificación por Deslizamiento

$$\mu = 0.577 \quad \text{Coef.- fricción Tabla 3.11.5.3-1}$$

$$\phi_T = 1.00, \text{ estado límite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)}$$

$$= 1.00, \text{ estado límite de Evento Extremo (Art. 11.5.8)}$$

	Vert	Hor	Rt	Rr	Condición
	KN/m	KN/m	KN/m	KN/m	Hor < Rr
Resis Ia	545.350	223.781	314.858	314.858	Cumple
Resis Ib	1180.600	223.781	681.620	681.620	Cumple
Evet Extr I	702.964	128.509	405.856	405.856	Cumple
Servicio I	826.087	144.018	476.942	476.942	Cumple

7. Cálculo de Esfuerzos de Reacción del Suelo

$$B = 4.300 \text{ m} \quad \text{Base estribo}$$

	x	(m)	σ_2	Talón	Punta	σ_1
			0.000	2.400	3.100	4.300
	Verticales	e	σ_2	σ_t	σ_p	σ_1
	KN/m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
Res Ia	545.350	0.962	0.000	170.809	220.629	306.033
Res Ib	1180.600	0.570	56.009	299.971	371.126	493.107
EvExt I	702.964	0.397	72.879	174.015	203.513	254.081
Serv I	826.087	0.493	60.078	207.466	250.454	324.149
	x	(m)	σ_2	Talón	Punta	σ_1
			0.000	2.400	3.100	4.300
	Verticales	e	σ_2	σ_t	σ_p	σ_1
	KN/m	m	MPa	MPa	MPa	MPa
Res Ia	545.350	0.962	0.000	0.171	0.221	0.306
Res Ib	1180.600	0.570	0.056	0.300	0.371	0.493
EvExt I	702.964	0.397	0.073	0.174	0.204	0.254
Serv I	826.087	0.493	0.060	0.207	0.250	0.324

ESTABILIDAD CASO II ESTRIBO H=6.50m

Para analizar el caso II, consideramos solamente el estribo sin cargas del puente.

1. Fuerzas Actuantes

1.1 Empujes Verticales

1.1.1 Por Peso Propio

QDC=	131.905	KN/m	Carga por estribo
XDC=	1.906	m	Brazo de carga por estribo

1.1.2 Empuje Vertical Activo

QEHa=	241.808	KN/m	Empuje activo
XEHa=	3.159	m	Brazo de empuje activo

1.1.3 Empuje Vertical Pasivo

1.1.4 Empuje Vertical por Sobrecarga de Servicio (LS)

QLSv=	23.220	KN/m	Carga por LSv
XLSv=	3.225	m	Brazo para LSv

1.2 Empujes Horizontales

1.2.1 Empuje horizontal Activo

QEHa=	113.000	KN/m	Carga por empuje horizontal activo
YEHa=	2.167	m	Brazo de empuje horizontal activo

1.2.2 Empuje Horizontal Pasivo

Al ser un empuje a favor de la seguridad, no la tomaremos en cuenta.

1.2.3 Empuje Horizontal por Sobrecarga de Servicio (LS)

QLSh=	20.862	KN/m	Carga por empuje horizontal LS
YLSH=	3.250	m	Brazo por empuje horizontal LS

2. Solicitaciones Sobre la Estructura

Carga	Vert KN/m	Hor KN/m	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	131.905	0.000	1.906	0.000	251.362	0.000
EHa	0.000	113.000	0.000	2.167	0.000	244.833
EHp	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	241.808	0.000	3.159	0.000	763.964	0.000
EVp	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	23.220	0.000	3.225	0.000	74.885	0.000
LSh	0.000	20.862	0.000	3.250	0.000	67.800
Σ=	396.933	133.862			1090.211	312.633

ESTABILIDAD CASO II ESTRIBO H=6.50m

3. Factorización de Solicitaciones

Las combinaciones de cargas planteadas por AASHTO son las siguientes

ESTADO LÍMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{L+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Aguetamiento

3.1 Resistencia Ia

Resistencia Ia					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	0.900	118.715	0.000	226.226	0.000
EHa	1.500	0.000	169.500	0.000	367.250
EHp	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	241.808	0.000	763.964	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSH	1.750	0.000	36.508	0.000	118.650
$\Sigma=$		360.522	206.008	990.190	485.900

3.2 Resistencia Ib

Resistencia Ib					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	1.250	164.882	0.000	314.203	0.000
EHa	1.500	0.000	169.500	0.000	367.250
EHp	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.350	326.440	0.000	1031.351	0.000
EVp	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	1.750	40.635	0.000	131.048	0.000
LSH	1.750	0.000	36.508	0.000	118.650
$\Sigma=$		531.957	206.008	1476.602	485.900

ESTABILIDAD CASO II ESTRIBO H=6.50m

3.3 Evento Extremo I

Evento Extremo I					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	1.000	131.905	0.000	251.362	0.000
EHa	1.000	0.000	113.000	0.000	244.833
EHp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	241.808	0.000	763.964	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	0.500	11.610	0.000	37.442	0.000
LSh	0.500	0.000	10.431	0.000	33.900
$\Sigma=$		385.323	123.431	1052.768	278.733

3.4 Servicio I

Servicio I					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	1.000	131.905	0.000	251.362	0.000
EHa	1.000	0.000	113.000	0.000	244.833
EHp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	241.808	0.000	763.964	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	1.000	23.220	0.000	74.885	0.000
LSh	1.000	0.000	20.862	0.000	67.800
$\Sigma=$		396.933	133.862	1090.211	312.633

3.5 Resumen de Cargas Factorizadas

	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
Resis Ia	360.522	206.008	990.190	485.900
Resis Ib	531.957	206.008	1476.602	485.900
Evet Extr I	385.323	123.431	1052.768	278.733
Servicio I	396.933	133.862	1090.211	312.633

ESTABILIDAD CASO II ESTRIBO H=6.50m

4. Verificación por Volcamiento

$B = 4.300 \text{ m}$ Base estribo
 $e_{max} = 1.433 \text{ m}$ Excentricidad máxima

	Verticales KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m	Xo m	e m	Condición e < e _{max}
Res Ia	360.522	990.190	485.900	1.399	0.751	Cumple
Res Ib	531.957	1476.602	485.900	1.862	0.288	Cumple
EvExt I	385.323	1052.768	278.733	2.009	0.141	Cumple
Serv I	396.933	1090.211	312.633	1.959	0.191	Cumple

5. Verificación de Hundimiento

$B = 4.300 \text{ m}$ Base estribo

	Verticales KN/m	e m	σ KN/m ²	σ_{max} KN/m ²	Condición $\sigma < \sigma_{max}$
Resis Ia	360.522	0.751	171.728	4542.422	Cumple
Resis Ib	531.957	0.288	173.361	4542.422	Cumple
Evet Extr I	385.323	0.141	107.266	4542.422	Cumple
Servicio I	396.933	0.191	116.916	4542.422	Cumple

6. Verificación por Deslizamiento

$$R_R = \phi_T R_T + \phi_{ep} R_{ep}$$

$\mu = 0.577$ Coef.- fricción/Roca Tabla 3.11.5.3-1

$\phi_T = 1.00$, estado límite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)

$\phi_{ep} = 1.00$, estado límite de Evento Extremo (Art. 11.5.8)

	Vert KN/m	Hor KN/m	Rt KN/m	Rr KN/m	Condición Hor < Rr
Resis Ia	360.522	206.008	208.148	208.148	Cumple
Resis Ib	531.957	206.008	307.125	307.125	Cumple
Evet Extr I	385.323	123.431	222.466	222.466	Cumple
Servicio I	396.933	133.862	229.169	229.169	Cumple

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ESTRIBO H=6.50m

1. Empujes

1.1 Empuje Horizontal

1.1.1 Por Frenado

BR=	10.156	KN/m	Fuerza de frenado
YBR=	7.500	m	Brazo de frenado

1.1.2 Empuje Horizontal Activo

hEHa=	5.700	m	Altura de bloque de suelo activo
EHa=	30.490	KN/m ²	Presión de empuje de suelo activo
QEHa=	86.896	KN/m	Carga por empuje horizontal activa
YEHa=	1.900	m	Brazo de empuje horizontal activa

1.1.3 Empuje Horizontal Pasivo

Al ser un valor a favor de la seguridad, no la tomaremos en cuenta.

1.1.4 Empuje Horizontal por Sobrecarga de Servicio LS

heqLS=	0.600	m	Altura equivalente de suelo para LS
LSh=	3.209	KN/m ²	Presión horizontal Por LS
hEHa=	5.700	m	Altura del bloque de suelo Activo
QLSh=	18.294	KN/m	Carga por empuje horizontal LS
YLSH=	2.850	m	Brazo por empuje horizontal LS

2. Factoración de Cargas

Se presenta los momentos factorados para cada uno de los casos.

ESTADO LÍMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{ER}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Ajornetamiento

2.1 Resistencia Ia

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	γ_{Ia}	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
BR	10.156	7.500	76.172	1.750	17.773	133.301
EHa	86.896	1.900	165.103	1.500	130.345	247.655
LSh	18.294	2.850	52.138	1.750	32.014	91.241
				$\Sigma=$	180.132	472.197

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ESTRIBO H=6.50m

2.2 Resistencia Ib

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	γ_{Ib}	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
BR	10.156	7.500	76.172	1.750	17.773	133.301
EHa	86.896	1.900	165.103	1.500	130.345	247.655
LSh	18.294	2.850	52.138	1.750	32.014	91.241
$\Sigma=$					180.132	472.197

2.3 Evento Extremo I

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	$\gamma_{EventExt}$ I	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
BR	10.156	7.500	76.172	0.500	5.078	38.086
EHa	86.896	1.900	165.103	1.000	86.896	165.103
LSh	18.294	2.850	52.138	0.500	9.147	26.069
$\Sigma=$					101.121	229.258

2.4 Servicio I

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	γ_{ServI}	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
BR	10.156	7.500	76.172	1.000	10.156	76.172
EHa	86.896	1.900	165.103	1.000	86.896	165.103
LSh	18.294	2.850	52.138	1.000	18.294	52.138
$\Sigma=$					115.347	293.413

3. Solicitaciones de Diseño

Md= 472.197 KN*m/m Momento de diseño

Vd= 180.132 KN/m Cortante de diseño

4. Diseño a Flexión

4.1 Momento de Diseño (Md)

Md= 472,196.50 N*m/m Momento de diseño

4.2 Canto Útil Teórico (dt)

$$d_t = h - d_c$$

h= 0.700 m Peralte de Diseño

dc= 0.050 m Recubrimiento

dt= 0.650 m Canto útil teórico

4.3 Bloque de Compresión Teórico (at)

$\Phi= 0.900$ Factor de ELR

b= 1.000 m Base unitaria

$f'_c= 2.80E+07$ N/m² Resistencia característica-hormigón

at= 0.0348 m Altura de bloque de compresión teórico

$$a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ESTRIBO H=6.50m

4.4 Armadura Requerida ($A_{s_{req}}$) $A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

$f_y = 4.20E+08 \text{ N/m}^2$ Límite de fluencia del acero
 $A_{s_{req}} = 1,974.780 \text{ mm}^2/\text{m}$ Armadura requerida

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra Plg	mm	Sección (mm ²)	$A_{s_{Req}}$ (mm ²)	# Barras Estimada	Separación (m)
5/8	16	201.1	1974.780	9.820	0.102
3/4	20	314.2	1974.780	6.285	0.159
1	25	490.9	1974.780	4.023	0.249

4.5 Armadura Provista ($A_{s_{prov}}$)

$\emptyset = 20.000 \text{ mm}$ Diámetro de barra provista
 $A_{s\emptyset} = 314.200 \text{ mm}^2$ Área de barra provista
 $Sep\emptyset = 0.140 \text{ m}$ Separación entre barras
 $A_{s_{prov}} = 2,244.286 \text{ mm}^2/\text{m}$ Armadura provista

4.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \emptyset/2$

$d = 0.640 \text{ m}$ Canto útil real del elemento

4.7 Altura del Bloque de Compresión (a) $a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$

$a = 0.0396 \text{ m}$ Altura real del bloque de compresión

4.8 Momento Nominal (M_n) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

$M_n = 584,598.14 \text{ N*m}$ Momento nominal

4.9 Momento Reducido (M_r) $M_r = M_n * \Phi$

$M_r = 526,138.33 \text{ N*m}$ Momento reducido

4.10 Momento de Fisuración (M_{cr}) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

$M_{cr} = 291,849.65 \text{ N*m}$ Momento de fisuración

4.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

$1.33Md = 628,021.35 \text{ N*m}$ 1.33 veces el momento de diseño

4.12 Momento Mínimo ($M_{mín}$)

$M_{mín} = 291,849.65 \text{ N*m}$ Momento mínimo

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ESTRIBO H=6.50m

4.13 Verificación del Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
	472,196.50	≤	526,138.33	
	N*m	Cumple	N*m	

4.14 Armadura para Flexión

Usar Ø de **20** cada **0.140** metros.

4.15 Verificación a Fallo Dúctil

4.15.1 Altura de Fibras a Compresión (c) $\epsilon_c = \frac{a}{0.85}$

c= **0.0466** m Altura de fibras a compresión

4.15.2 Deformación Unitaria del Acero

ϵ_s **0.038** ≥ **0.005** $\epsilon_{s_{\min}}$ $\epsilon_s = \frac{\epsilon_c * d}{c} - \epsilon_c$
Falla Dúctil

5. Verificación para Estado Límite de Servicio (Momento de Servicio)

5.1 Esfuerzo en el Acero para Momento de Servicio (fss)

5.1.1 Homogeneización del Elemento (Encontrando Altura "x")

$$a = 1$$

$$P = \frac{2 * A_s * \eta}{b}$$

$$q = -\frac{2 * A_s * \eta * d}{b}$$

$$x = \frac{-P + \sqrt{P^2 - 4 * a * q}}{2 * a}$$

5.1.2 Esfuerzo en el Acero Para Momento de Servicio (fss) $f_{ss} = \frac{M_s}{A_s * \left(d - \frac{x}{3}\right)}$

Ms= 293.413 **KN*m/m** Momento de servicio
fss= 219.202 **MPa** Esfuerzo en acero-momento de servicio

5.2 Esfuerzo Máximo en el Acero Para Momento de Servicio (fsa)

$$f_{sa_a} = 0.60 * f_y$$

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.70 * d}$$

$$f_{sa_b} = \frac{123 * \gamma_e}{\beta_s * (Sep + 2d_c)}$$

fsa_a= 252.000 **MPa**
 γ_e = **1**
 β_s = **1.112**
fsa_b= 461.044 **MPa**
252.000 MPa
219.202 ≤ **Por tanto cumple a fisuración**
461.044 MPa

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ESTRIBO H=6.50m

6. Armadura por Corte

Usando las recomendaciones del artículo 5.8.3.3 de la Norma AASHTO

6.1 Determinación de Coeficiente β

6.1.1 Canto Efectivo a Cortante (d_v)

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

$d_v =$	0.620	m	Peralte efectivo a cortante
$d_{mín1} =$	0.630	m	Peralte mínimo-1
$d_{mín2} =$	0.504	m	Peralte mínimo-2

6.1.2 S_{xe}

$$S_{xe} = d_v * \frac{0.035}{ag + 0.016}$$

$Ag =$	0.020	m	Tamaño máximo del agregado
$S_{xe} =$	0.603		

6.1.3 ϵ_s

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + V_u}{E_s * A_s} \quad \text{Deformación por tracción en el hormigón}$$

6.1.4 Coeficiente β

$$\beta = \frac{4.80}{1 + 750\epsilon_s} * \frac{1.2954}{0.9906 + S_{xe}}$$

6.2 Resistencia a Cortante del Hormigón (V_c)

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$$

$b_v =$	1.000	m	Base de diseño
$V_c =$	413.043	KN	Resistencia a cortante del hormigón

6.3 Resistencia Nominal a Cortante (V_n)

6.3.1 Opción (a)

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$V_p =$	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura activa
$V_s =$	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura pasiva
$V_c =$	413.043	KN	Resistencia a cortante del hormigón
$V_{n_a} =$	413.043	KN	Resistencia nominal a cortante (a)

6.3.2 Opción (b)

$$V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p$$

$V_{n_b} =$	4341.382	KN	Resistencia nominal a cortante (b)
--------------	----------	----	------------------------------------

6.3.3 Resistencia Nominal a Cortante (V_n)

El menor de los dos anteriores

$V_n =$	413.043	KN	Resistencia nominal a cortante
---------	---------	----	--------------------------------

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ESTRIBO H=6.50m

6.4 Resistencia a Cortante Reducida (Vr)

$\phi =$	0.900		Coef. Minoración de resistencias
$V_r =$	371.738	KN	Resistencia reducida a corte

6.5 Verificación a Cortante

ϕV_r	$\geq$	V_u	
371.738	$\geq$	180.132	Si

POR TANTO NO REQUIERE ARMADURA A CORTE

7. Armadura por Retracción y Temperatura

Para elementos de espesor menor a 1.20 metros y que están expuestos al sol o a cambios de temperatura se deberá colocar armadura por retracción y temperatura.

B=	0.550	m	Ancho del elemento
H=	5.700	m	Altura del elemento
$A_{s_{Temp}} =$	4.479	cm ² /m	As por retracción y temperatura

7.1 Verificación de Acero por Temperatura $A_{s_{Temp}} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y}$

$A_{s_{TempMin}}$	$\leq$	$A_{s_{Temp}}$	$\leq$	$A_{s_{TempMax}}$
2.330	$\leq$	4.479	$\leq$	12.700
$A_{s_{Temp}} =$	447.857	mm ² /m		As por retracción y temperatura

Cálculo de Armadura Provista

Diámetro barras Plg	mm	Sección (mm ²)	$A_{s_{Req}}$ (mm ²)	# Barras Estimada	Separación (m)
5/16	8	50.3	447.857	8.904	0.112
3/8	10	71	447.857	6.308	0.159
1/2	12	113.1	447.857	3.960	0.253

$\phi =$	10	mm	Diámetro de barra
As=	71.000	mm ²	Sección de barra
Sep $\phi =$	0.140	m	Separación de barras
b=	1.000	m	Base de diseño
#Barras/Por Metro=	7		Barras por metro
As/m=	507.143	mm ² /m	Armadura provista
Usar ϕ de	10	cada	0.140 metros en ambas caras.

8. Resumen de Armaduras

Flexión	Usar ϕ de	20	cada	0.140	metros.
Corte			No requiere armadura a corte		
Temp	Usar ϕ de	10	cada	0.140	metros en ambas caras.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUNTA-ESTRIBO H=6.50m

1. Solicitaciones en Contra

1.1. Reacciones del Suelo

Como en la punta la reacción del suelo esta provocando el esfuerzo se deberá elegir la combinación de cargas que generen mayores solicitaciones.

BPu= 1.200		m	Base de la punta			
		σ_2	Talón	Punta	σ_1	
x	(m)	0.000	2.400	3.100	4.300	
Verticales	e	σ_2	σ_t	σ_p	σ_1	
KN/m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	
Res Ia	545.350	0.962	0.000	170.809	220.629	306.033
Res Ib	1180.600	0.570	56.009	299.971	371.126	493.107
EvExt I	702.964	0.397	72.879	174.015	203.513	254.081
Serv I	826.087	0.493	60.078	207.466	250.454	324.149

1.1.1 Cortante por Reacción de Suelo

R1=	73.188	KN/m	Reacción por respuesta triangular
R2=	445.352	KN/m	Reacción por respuesta rectangular
R=	518.540	KN/m	Reacción total del suelo

1.1.2 Momentos por Reacción de Suelo

M1=	58.551	KN*m/m	Momento por reacción triangular
M2=	267.211	KN*m/m	Momento por reacción rectangular
M=	325.762	KN*m/m	Momento por reacción total del suelo

2. Solicitaciones a Favor

No consideraremos empuje vertical pasivo para estar del lado de la seguridad.

	b	h	y	Vert	Momento
	(m)	(m)	KN/m ³	KN/m	KN*m/m
DC_1	1.200	0.500	23.544	14.126	8.476
DC_2	1.200	0.300	23.544	4.238	1.695
EVP	0.000	0.000	18.000	0.000	0.000

ESTADO LÍMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{L+M}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Agrietamiento

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUNTA-ESTRIBO H=6.50m

2.1 Factorización de Solicitaciones

Usaremos los factores que logren la situación mas critica.

	Vert KN/m	Momento KN*m/m	$\gamma\gamma$ Ib	Vert KN/m	Momento KN*m/m
DC_1	14.126	8.476	0.900	12.714	7.628
DC_2	4.238	1.695	0.900	3.814	1.526
EVP	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
	$\Sigma=$			16.528	9.154

3. Solicitaciones de Diseño

Md=	316.608	KN*m/m	Momento de diseño
Vd=	502.012	KN/m	Cortante de diseño

4. Diseño a Flexión

4.1 Momento de Diseño (Md)

Md=	316,607.81	N*m/m	Momento de diseño
-----	------------	-------	-------------------

4.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h=	0.800	m	Peralte de Diseño
dc=	0.050	m	Recubrimiento
dt=	0.750	m	Canto útil teórico

4.3 Bloque de Compresión Teórico (at) $a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$

$\Phi=$	0.900		Factor de ELR
b=	1.000	m	Base unitaria
$f'_c=$	2.80E+07	N/m ²	Resistencia característica-hormigón
at=	0.0200	m	Altura de bloque de compresión teórico

4.4 Armadura Requerida ($A_{s_{req}}$) $A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

$f_y=$	4.20E+08	N/m ²	Límite de fluencia del acero
$A_{s_{req}}=$	1,131.854	mm ² /m	Armadura requerida

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra	Sección	$A_{s_{Req}}$	# Barras	Separación	
Plg	mm	(mm ²)	Estimada	(m)	
1/2	12	113.1	1131.854	10.008	0.100
5/8	16	201.1	1131.854	5.628	0.178
3/4	20	314.2	1131.854	3.602	0.278

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUNTA-ESTRIBO H=6.50m

4.5 Armadura Provista ($A_{s_{prov}}$)

$\emptyset =$	16.000	mm	Diámetro de barra provista
$A_{s\emptyset} =$	201.100	mm ²	Área de barra provista
$Sep\emptyset =$	0.140	m	Separación entre barras
$A_{s_{prov}} =$	1,436.429	mm ² /m	Armadura provista

4.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \emptyset/2$

d =	0.742	m	Canto útil real del elemento
-----	-------	---	------------------------------

4.7 Altura del Bloque de Compresión (a) $a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$

a =	0.025	m	Altura real del bloque de compresión
-----	-------	---	--------------------------------------

4.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

Mn =	440,002.15	N*m	Momento nominal
------	------------	-----	-----------------

4.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr =	396,001.94	N*m	Momento reducido
------	------------	-----	------------------

4.10 Momento de Fisuración (Mcr) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

Mcr =	381,191.38	N*m	Momento de fisuración
-------	------------	-----	-----------------------

4.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

1.33Md =	421,088.38	N*m	1.33 veces el momento de diseño
----------	------------	-----	---------------------------------

4.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín =	381,191.38	N*m	Momento mínimo
--------	------------	-----	----------------

4.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
N*m	381,191.38	≤	396,001.94	N*m
Cumple				

4.14 Armadura para Flexión

Usar $\emptyset$ de	16	cada	0.140	metros.
---------------------	----	------	-------	---------

4.15 Verificación Por Falla Dúctil

4.15.1 Bloque de Compresión (c) $c = \frac{a}{0.85}$

c =	0.0298	m	Bloque de compresión
-----	--------	---	----------------------

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUNTA-ESTRIBO H=6.50m

4.15.2 Deformación Unitaria del Acero

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c * d}{c} - \varepsilon_c \quad \varepsilon_s = \quad \mathbf{0.072} \quad \geq \quad \mathbf{0.005} = \varepsilon_{smín}$$

Falla Dúctil

5. Armadura por Corte

Usando las recomendaciones del artículo 5.8.3.3 de la Norma AASHTO.

5.1. Canto Efectivo a Cortante (dv)

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

dv=	0.729	m	Peralte efectivo a cortante
dmín1=	0.720	m	Peralte mínimo-1
dmín2=	0.576	m	Peralte mínimo-2

5.2 Coeficiente β

$$\beta = \quad \mathbf{2.000} \quad \text{Coeficiente-Elementos bajo tierra}$$

5.3 Resistencia a Cortante del Hormigón Vc

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$$

bv=	1.000	m	Base de diseño
Vc=	640.632	KN	Resistencia a cortante del hormigón

5.4 Resistencia Nominal a Cortante (Vn)

5.4.1 Opción (a)

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Vp=	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura activa
Vs=	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura pasiva
Vc=	640.632	KN	Resistencia a cortante del hormigón
Vn_a=	640.632	KN	Resistencia nominal a cortante (a)

5.4.2 Opción (b)

$$V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p$$

Vn_b=	5105.279	KN	Resistencia nominal a cortante (b)
-------	----------	----	------------------------------------

5.4.3 Resistencia Nominal a Cortante (Vn)

El menor de los dos anteriores

Vn=	640.632	KN	Resistencia nominal a cortante
-----	---------	----	--------------------------------

5.5 Resistencia a Cortante Reducida (Vr)

ϕ =	0.900		Coef. Minoración de resistencias
Vr=	576.569	KN	Resistencia reducida a corte

5.6 Verificación a Cortante

$$\begin{array}{ccc} \phi V_r & \geq & V_u? \\ 576.569 & \geq & 502.012 \quad \mathbf{Si} \end{array}$$

POR TANTO NO REQUIERE ARMADURA A CORTE

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUNTA-ESTRIBO H=6.50m

6. Armadura por Retracción y Temperatura

Para elementos de espesor menor a 1.20 metros y que están expuestos al sol o a cambios de temperatura se deberá colocar armadura por retracción y temperatura.

$f_y =$	420.000	MPa	Resistencia del acero
$B =$	4.300	m	Ancho del elemento
$H =$	0.650	m	Altura del elemento
$A_{sTemp} =$	504.149	mm ² /m	As por retracción y temperatura

6.1 Verificación de Acero por Temperatura $A_{sTemp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y}$

$A_{sTempMin}$	$\leq$	A_{sTemp}	$\leq$	$A_{sTempMax}$
233.000	$\leq$	504.149	$\leq$	1270.000
$A_{sTemp} =$	504.149	mm ² /m		As por retracción y temperatura

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra		Sección	A_{sReq}	# Barras	Separación
Plg	mm	(mm ²)	(mm ²)	Estimada	(m)
5/16	8	50.30	504.149	10.023	0.100
3/8	10	71.00	504.149	7.101	0.141
1/2	12	113.10	504.149	4.458	0.224

$\phi =$	10	mm	Diámetro de barra
$A_s =$	71.000	mm ²	Sección de barra
$Sep\phi =$	0.140	m	Separación de barras
$b =$	1.000	m	Base de diseño
$A_s/m =$	507.143	mm ² /m	Armadura provista
Usar ϕ de	10	cada	0.140 metros en ambas caras.

7. Resumen de Armaduras

Flexión	Usar ϕ de	16	cada	0.140 metros.
Corte			No requiere armadura a corte	
Temp	Usar ϕ de	10	cada	0.140 metros ambas caras.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TALÓN-ESTRIBO H=6.50m

1. Solicitaciones a Favor

1.1. Reacciones del Suelo

Como la reacción del suelo es favorable, elegiremos el caso de menor reacción.

BPu= 2.400		m	Base del talón			
			$\sigma 2$	Talón	Punta	$\sigma 1$
x	(m)		0.000	2.400	3.100	4.300
Verticales	e	$\sigma 2$	σt	σp	$\sigma 1$	
KN/m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	
Res Ia	545.350	0.962	0.000	170.809	220.629	306.033
Res Ib	1,180.600	0.570	56.009	299.971	371.126	493.107
EvExt I	702.964	0.397	72.879	174.015	203.513	254.081
Serv I	826.087	0.493	60.078	207.466	250.454	324.149

1.1.1 Cortante por Reacción de Suelo

R1=	204.971	KN/m	Reacción por respuesta triangular
R2=	0.000	KN/m	Reacción por respuesta rectangular
R=	204.971	KN/m	Reacción total del suelo

1.1.2 Momentos por Reacción de Suelo

M1=	163.977	KN*m/m	Momento por reacción triangular
M2=	0.000	KN*m/m	Momento por reacción rectangular
M=	163.977	KN*m/m	Momento por reacción total del suelo

2 Solicitaciones en Contra

Como estas son las solicitaciones en contra, elegimos el caso crítico.

	b	h	y	Vert	Brazo	Momento
	(m)	(m)	KN/m ³	KN/m	m	KN*m/m
DC_1	2.400	0.500	23.544	28.253	1.200	33.903
DC_2	2.400	0.300	23.544	8.476	0.800	6.781
Eva_1	2.150	5.700	18.000	220.590	1.325	292.282
Eva_2	0.250	3.075	18.000	13.838	0.125	1.730
Eva_3	0.250	0.400	18.000	0.900	0.167	0.150
Eva_4	2.400	0.300	18.000	6.480	1.600	10.368
LSv	2.400	0.600	18.000	25.920	1.200	31.104

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TALÓN-ESTRIBO H=6.50m

2.1 Factorización de Solicitaciones

Como estas son las solicitaciones en contra, elegimos el caso crítico.

	Vert KN/m	Momento KN*m/m	$\gamma\gamma$ lb	Vert KN/m	Momento KN*m/m
DC_1	28.253	33.903	1.250	35.316	42.379
DC_2	8.476	6.781	1.250	10.595	8.476
Eva_1	220.590	292.282	1.350	297.797	394.580
Eva_2	13.838	1.730	1.350	18.681	2.335
Eva_3	0.900	0.150	1.350	1.215	0.203
Eva_4	6.480	10.368	1.350	8.748	13.997
LSv	25.920	31.104	1.750	45.360	54.432
	$\Sigma=$			417.711	516.402

3. Solicitaciones de Diseño

Md=	352.425	KN*m/m	Momento de diseño
Vd=	212.740	KN/m	Cortante de diseño

4. Diseño a Flexión

4.1 Momento de Diseño (Md)

Md=	352,424.84	N*m/m	Momento de diseño
-----	------------	-------	-------------------

4.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h=	0.800	m	Peralte de Diseño
dc=	0.050	m	Recubrimiento
dt=	0.750	m	Canto útil teórico

4.3 Bloque de Compresión Teórico (at) $a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$

$\Phi=$	0.900		Factor de ELR
b=	1.000	m	Base unitaria
$f'_c=$	2.80E+07	N/m ²	Resistencia característica-hormigón
at=	0.0223	m	Altura de bloque de compresión teórico

4.4 Armadura Requerida ($A_{s_{req}}$) $A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

$f_y=$	4.20E+08	N/m ²	Límite de fluencia del acero
$A_{s_{req}}=$	1,261.854	mm ² /m	Armadura requerida

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TALÓN-ESTRIBO H=6.50m

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra		Sección	$A_{s_{Req}}$	# Barras	Separación
Plg	mm	(mm ²)	(mm ²)	Estimada	(m)
1/2	12	113.1	1261.854	11.157	0.090
5/8	16	201.1	1261.854	6.275	0.159
3/4	20	314.2	1261.854	4.016	0.249

4.5 Armadura Provista ($A_{s_{prov}}$)

$\phi =$	20.000	mm	Diámetro de barra provista
$A_s \phi =$	314.200	mm ²	Área de barra provista
$Sep \phi =$	0.140	m	Separación entre barras
$A_{s_{prov}} =$	2,244.286	mm ² /m	Armadura provista

4.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \phi/2$

d =	0.740	m	Canto útil real del elemento
-----	-------	---	------------------------------

4.7 Altura del Bloque de Compresión (a)

$$a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$$

a =	0.040	m	Altura real del bloque de compresión
-----	-------	---	--------------------------------------

4.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

Mn =	678,858.14	N*m	Momento nominal
------	------------	-----	-----------------

4.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr =	610,972.33	N*m	Momento reducido
------	------------	-----	------------------

4.10 Momento de Fisuración (Mcr)

$$M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$$

Mcr =	381,191.38	N*m	Momento de fisuración
-------	------------	-----	-----------------------

4.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

1.33Md =	468,725.04	N*m	1.33 veces el momento de diseño
----------	------------	-----	---------------------------------

4.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín =	381,191.38	N*m	Momento mínimo
--------	------------	-----	----------------

4.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
N*m	381,191.38	≤	610,972.33	N*m
Cumple				

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TALÓN-ESTRIBO H=6.50m

4.14 Armadura para Flexión

Usar Ø de **20** cada **0.140** metros.

4.15 Verificación Por Falla Dúctil

4.15.1 Bloque de Compresión (c) $c = \frac{a}{0.85}$

c= **0.0466** m Bloque de compresión

4.15.2 Deformación Unitaria del Acero

$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c * d}{c} - \epsilon_c$ $\epsilon_s =$ **0.045** $\geq$ **0.005** = $\epsilon_{smín}$
Falla Dúctil

5. Armadura por Corte

Usando las recomendaciones del artículo 5.8.3.3 de la Norma AASHTO.

5.1. Canto Efectivo a Cortante (dv) $d_v = d - \frac{a}{2}$

dv= **0.720** m Peralte efectivo a cortante
dmín1= 0.720 m Peralte mínimo-1
dmín2= 0.576 m Peralte mínimo-2

5.2 Coeficiente β

$\beta =$ **2.000** Coeficiente-Elementos bajo tierra

5.3 Resistencia a Cortante del Hormigón (V_c) $V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$

bv= 1.000 m Base de diseño
 $V_c =$ 632.614 KN Resistencia a cortante del hormigón

5.4 Resistencia Nominal a Cortante (V_n)

5.4.1 Opción (a) $V_n = V_c + V_s + V_p$

$V_p =$ 0.000 KN Resistencia a cortante/armadura activa
 $V_s =$ 0.000 KN Resistencia a cortante/armadura pasiva
 $V_c =$ 632.614 KN Resistencia a cortante del hormigón
 $V_{n_a} =$ 632.614 KN Resistencia nominal a cortante (a)

5.4.2 Opción (b)

$V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p$

$V_{n_b} =$ 3240.889 KN Resistencia nominal a cortante (b)

5.4.3 Resistencia Nominal a Cortante (V_n)

El menor de los dos anteriores

$V_n =$ 632.614 KN Resistencia nominal a cortante

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TALÓN-ESTRIBO H=6.50m

5.5 Resistencia a Cortante Reducida (Vr)

Vr= 569.352 KN Resistencia reducida a corte

5.6 Verificación a Cortante

$\phi V_r \geq V_u?$
 569.352 $\geq$ 212.740 **Si**

POR TANTO NO REQUIERE ARMADURA A CORTE

6. Armadura por Retracción y Temperatura

Para elementos de espesor menor a 1.20 metros y que están expuestos al sol o a cambios de temperatura se deberá colocar armadura por retracción y temperatura.

B= 4.300 m Ancho del elemento
 H= 0.650 m Altura del elemento
 AsTemp= **504.149** mm²/m As por retracción y temperatura

6.1 Verificación de Acero por Temperatura

$$As_{Temp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y}$$

AsTempMin $\leq$ AsTemp $\leq$ AsTempMax
 233.000 $\leq$ 504.149 $\leq$ 1270.000

AsTemp= 504.149 mm²/m As por retracción y temperatura

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra Plg	mm	Sección (mm ²)	As _{Req} (mm ²)	# Barras Estimada	Separación (m)
5/16	8	50.3	504.149	10.023	0.100
3/8	10	71	504.149	7.101	0.141
1/2	12	113.1	504.149	4.458	0.224

Ø= **10** mm Diámetro de barra
 As= 71.000 mm² Sección de barra
 SepØ= **0.140** m Separación de barras
 b= 1.000 m Base de diseño
 #Barras/Metro= 7 Barras por metro
 As/m= 507.143 mm²/m Armadura provista
 Usar Ø de **10** cada **0.140** metros en ambas caras.

7. Resumen de Armaduras

Flexión Usar Ø de **20** cada **0.140** metros.
 Corte No requiere armadura a corte
 Temp Usar Ø de **10** cada **0.140** metros ambas caras.

CONSIDERACIONES GENERALES ALERO H=6.50m

1. Materiales y Propiedades Consideradas

ϕ =	0.900		Coef. Minoración de resistencias
g =	9.810	m/s ²	Aceleración gravitatoria
d_c =	0.050	m	Recubrimiento mínimo
f'_c =	28.000	MPa	Resistencia característica del hormigón
f_{cr} =	3.334	MPa	Esfuerzo de fisuración del hormigón
E_c =	26,752.50	MPa	Módulo de elasticidad del hormigón
ϵ_c =	0.003		Deformación unitaria hormigón
γ_H =	23.544	KN/m ³	Densidad del hormigón
f_y =	420.000	MPa	Límite de fluencia del acero
E_s =	200.000	GPa	Módulo de elasticidad del acero
n =	7.476		Relación elasticidad acero/hormigón
γ_s =	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
σ_{adm} =	46.304	Kg/cm ²	Esfuerzo admisible del suelo
heq_{LS} =	0.600	m	Altura equivalente-sobrecarga suelo
θ =	30.000	grados	Ángulo efectivo de fricción interna
A_g =	0.020	m	Tamaño máximo del agregado
β '=	2.000		Coeficiente-elementos bajo tierra

2. Predimensionamiento

H =	6.500	m	Altura requerida de estribo
-------	--------------	---	-----------------------------

2.1 Ancho de Zapata "B"

B =	4.100	m	Ancho de zapata
-------	--------------	---	-----------------

2.1.1 Ancho de Zapata en Punta

B_{Pu} =	1.039	m	Ancho de punta
------------	--------------	---	----------------

2.1.2 Ancho de Talón

B_{Ta} =	2.455	m	Ancho de talón
------------	--------------	---	----------------

2.2 Altura de Zapata

$H_{z_Central}$ =	0.800	m	Altura de zapata parte central
$H_{z_Extremo}$ =	0.500	m	Altura zapata en extremos

2.3 Ancho Pantalla

2.3.1 Ancho Inferior Pantalla

B_{Pi} =	0.606	m	Base inferior pantalla
------------	--------------	---	------------------------

2.3.2 Ancho Superior Pantalla

B_{Ps} =	0.300	m	Base superior pantalla
------------	--------------	---	------------------------

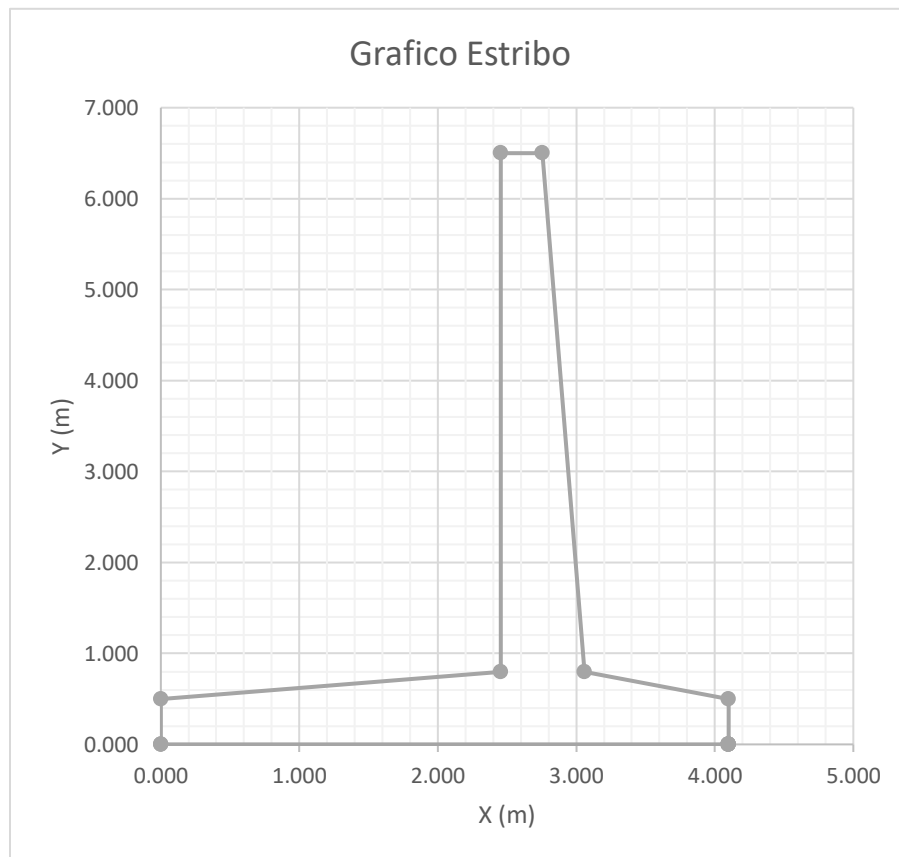
CONSIDERACIONES GENERALES ALERO H=6.50m

3. Resumen de Dimensiones

3.1 Coordenadas

Punto	Este	Norte	Coordenadas
1	0.000	0.000	0,0
2	4.100	0.000	4,1,0
3	4.100	0.000	4,1,0
4	4.100	0.000	4,1,0
5	4.100	0.000	4,1,0
6	4.100	0.000	4,1,0
7	4.100	0.500	4,1,0,5
8	3.061	0.800	3,0608,0,8
9	2.755	6.500	2,7546,6,5
10	2.455	6.500	2,4546,6,5
11	2.455	0.800	2,4546,0,8
12	0.000	0.500	0,0,5
13	0.000	0.000	0,0

4. Estribo



CONSIDERACIONES GENERALES ALERO H=6.50m

Figura	b (m)	h (m)	A (m ²)	Xc (m)	M*Xc (m ³)
1	0.300	5.700	1.710	2.605	4.454
2	0.606	0.300	0.182	2.758	0.502
3	4.100	0.500	2.050	2.050	4.203
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.306	5.700	0.873	2.857	2.493
6	1.039	0.300	0.156	3.407	0.531
7	2.455	0.300	0.368	1.636	0.603
$\Sigma=$			5.339	$\Sigma=$	12.784

ADC= 5.339 m²

Área total del alero

XDC= 2.395 m

Centro de gravedad del alero

5. Coeficiente de Empuje Activo

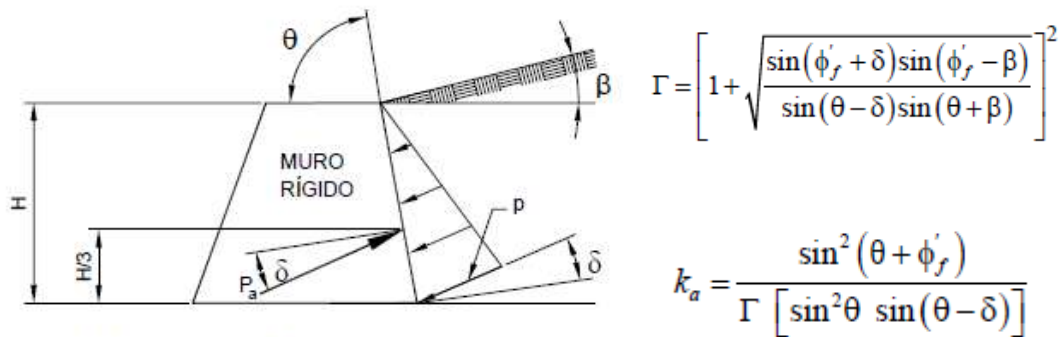


Figura 3.11.5.3-1 – Simbología para el empuje activo de Coulomb

$\beta=$	0.000	°	Ángulo, superficie relleno/horizontal
$\theta=$	90.000	°	Ángulo, respaldo muro/horizontal
$\phi=$	30.000	°	Ángulo efectivo de fricción interna
$\delta=$	30.000	°	Ángulo de fricción relleno-muro
$\Gamma=$	2.914		
$K_a=$	0.297		Coeficiente de empuje lateral activo

6. Coeficiente de Empuje Pasivo

Al estar a favor de la estabilidad no tomaremos en cuenta los empujes pasivos.

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD ALERO H=6.50m

1. Fuerzas Actuantes

1.1 Empujes Verticales

1.1.1 Por Peso Propio

ADC=	5.339	m ²	Área del estribo
QDC=	125.692	KN/m	Carga por estribo
XDC=	1.705	m	Brazo de carga por estribo

1.1.2 Empuje Vertical Activo

γ_s =	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo
--------------	--------	-------------------	---------------------------

Cuerpo	Base m	Altura m	Área m ²	Brazo m	Momento KN*m/m
1	2.455	5.700	13.991	2.873	723.466
2	2.455	0.300	0.368	3.282	21.750
Σ =			14.359	6.155	745.216

QEHa=	258.469	KN/m	Empuje activo
XEHa=	2.883	m	Brazo de empuje activo

1.1.3 Empuje Vertical Pasivo

Al estar a favor de la estabilidad no tomaremos en cuenta los empujes pasivos.

1.1.4 Empuje Vertical por Sobrecarga de Servicio LS

bEVa=	2.455	m	Base de bloque de suelo
QLSv=	26.510	KN/m	Carga por LSv
XLSv=	2.873	m	Brazo para LSv

1.2 Empujes Horizontales

1.2.1 Empuje Horizontal Activo

hEHa=	6.500	m	Altura del bloque de suelo activo
EHa=	34.769	KN/m ²	Presión de empuje activo del suelo
QEHa=	113.000	KN/m	Carga por empuje horizontal activo
YEHa=	2.167	m	Brazo de empuje horizontal activo

1.2.2 Empuje Horizontal Pasivo

Al ser un empuje a favor de la seguridad, no la tomaremos en cuenta.

1.2.3 Empuje Horizontal por Sobrecarga de Servicio LS

LSh=	3.209	KN/m ²	Presión horizontal por LS
hEHa=	6.500	m	Altura del bloque de suelo activo
QLSh=	20.862	KN/m	Carga por empuje horizontal LS
YLSH=	3.250	m	Brazo por empuje horizontal LS

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD ALERO H=6.50m

2. Solicitaciones Sobre la Estructura

Carga	Vert KN/m	Hor KN/m	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	125.692	0.000	1.705	0.000	214.341	0.000
EHa	0.000	113.000	0.000	2.167	0.000	244.833
EHp	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	258.469	0.000	2.883	0.000	745.216	0.000
EVp	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	26.510	0.000	2.873	0.000	76.154	0.000
LSh	0.000	20.862	0.000	3.250	0.000	67.800
Σ=	410.671	133.862			1,035.711	312.633

3. Factorización de Momentos

3.1 Resistencia Ia

Resistencia Ia					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	0.900	113.123	0.000	192.907	0.000
EHa	1.500	0.000	169.500	0.000	367.250
EHp	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	258.469	0.000	745.216	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSh	1.750	0.000	36.508	0.000	118.650
Σ=		371.592	206.008	938.123	485.900

3.2 Resistencia Ib

Resistencia Ib					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	1.250	157.115	0.000	267.926	0.000
EHa	1.500	0.000	169.500	0.000	367.250
EHp	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.350	348.934	0.000	1,006.042	0.000
EVp	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	1.750	46.392	0.000	133.270	0.000
LSh	1.750	0.000	36.508	0.000	118.650
Σ=		552.441	206.008	1,407.238	485.900

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD ALERO H=6.50m

3.3 Evento extremo I

Evento Extremo I					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	1.000	125.692	0.000	214.341	0.000
EHa	1.000	0.000	113.000	0.000	244.833
EHp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	258.469	0.000	745.216	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	0.500	13.255	0.000	38.077	0.000
LSh	0.500	0.000	10.431	0.000	33.900
$\Sigma=$		397.416	123.431	997.634	278.733

3.4 Servicio I

Servicio I					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	1.000	125.692	0.000	214.341	0.000
EHa	1.000	0.000	113.000	0.000	244.833
EHp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	258.469	0.000	745.216	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	1.000	26.510	0.000	76.154	0.000
LSh	1.000	0.000	20.862	0.000	67.800
$\Sigma=$		410.671	133.862	1,035.711	312.633

3.5 Resumen de Cargas Factorizadas

	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
Resis Ia	371.592	206.008	938.123	485.900
Resis Ib	552.441	206.008	1,407.238	485.900
Evet Extr I	397.416	123.431	997.634	278.733
Servicio I	410.671	133.862	1,035.711	312.633

4. Verificación por Volcamiento

B=	4.100	m	Base estribo
emax=	1.367	m	Excentricidad máxima

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD ALERO H=6.50m

	Verticales KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m	Xo m	e m	Condición e<emax
Res Ia	371.592	938.123	485.900	1.217	0.833	Cumple
Res Ib	552.441	1,407.238	485.900	1.668	0.382	Cumple
EvExt I	397.416	997.634	278.733	1.809	0.241	Cumple
Serv I	410.671	1,035.711	312.633	1.761	0.289	Cumple

5. Verificación de Hundimiento

	Verticales KN/m	e m	σ KN/m ²	σ_{max} KN/m ²	Condición $\sigma < \sigma_{max}$
Resis Ia	371.592	0.833	203.559	4,542.422	Cumple
Resis Ib	552.441	0.382	210.113	4,542.422	Cumple
Evet Extr I	397.416	0.241	131.126	4,542.422	Cumple
Servicio I	410.671	0.289	142.566	4,542.422	Cumple

6. Verificación por Deslizamiento

$$R_R = \phi_T R_T + \phi_{ep} R_{ep}$$

$\mu_l = 0.577$ Coeficiente de fricción

$\phi_T = 1.00$, estado límite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)

$= 1.00$, estado límite de Evento Extremo (Art. 11.5.8)

	Vert KN/m	Hor KN/m	Rt KN/m	Rr KN/m	Condición Hor<Rr
Resis Ia	371.592	206.008	214.539	214.539	Cumple
Resis Ib	552.441	206.008	318.952	318.952	Cumple
Evet Extr I	397.416	123.431	229.448	229.448	Cumple
Servicio I	410.671	133.862	237.101	237.101	Cumple

7. Cálculo de Esfuerzos de Reacción del Suelo

B= 4.100 m Base estribo

	x (m)	σ_2 0.000	Talón 2.455	Punta 3.061	σ_1 4.100
	Verticales KN/m	e m	σ_2 KN/m ²	σ_t KN/m ²	σ_p KN/m ²
Res Ia	371.592	0.833	0.000	121.867	151.964
Res Ib	552.441	0.382	59.370	149.617	171.905
EvExt I	397.416	0.241	62.736	103.680	113.791
Serv I	410.671	0.289	57.761	108.532	121.071

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ALERO H=6.50m

1. Empujes

1.1 Empuje Horizontal

1.1.1 Empuje Horizontal Activo

hEHa=	5.700	m	Altura de bloque de suelo activo
EHa=	30.490	KN/m ²	Presión de empuje de suelo activo
QEHa=	86.896	KN/m	Carga por empuje horizontal activa
YEHa=	1.900	m	Brazo de empuje horizontal activa

1.1.2 Empuje Horizontal Pasivo

Al estar a favor de la estabilidad no tomaremos en cuenta los empujes pasivos.

1.1.3 Empuje Horizontal por Sobrecarga de Servicio LS

LSh=	3.209	KN/m ²	Presión horizontal Por LS
hEHa=	5.700	m	Altura del bloque de suelo Activo
QLSh=	18.294	KN/m	Carga por empuje horizontal LS
YLSh=	2.850	m	Brazo por empuje horizontal LS

2. Factorización de Cargas

2.1 Resistencia Ia

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	γ_{Ia}	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
EHa	86.896	1.900	165.103	1.500	130.345	247.655
LSh	18.294	2.850	52.138	1.750	32.014	91.241
$\Sigma=$					162.359	338.896

2.2 Resistencia Ib

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	γ_{Ib}	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
EHa	86.896	1.900	165.103	1.500	130.345	247.655
LSh	18.294	2.850	52.138	1.750	32.014	91.241
$\Sigma=$					162.359	338.896

2.3 Evento Extremo I

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	$\gamma_{EventExtr}$ I	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
EHa	86.896	1.900	165.103	1.000	86.896	165.103
LSh	18.294	2.850	52.138	0.500	9.147	26.069
$\Sigma=$					96.043	191.172

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ALERO H=6.50m

2.4 Servicio I

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	γ_{ServI}	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
EHa	86.896	1.900	165.103	1.000	86.896	165.103
LSh	18.294	2.850	52.138	1.000	18.294	52.138
$\Sigma=$					105.190	217.241

3. Solicitaciones De Diseño

Md=	338.896	KN*m/m	Momento de diseño
Vd=	162.359	KN/m	Cortante de diseño

4. Diseño a Flexión

4.1 Momento de Diseño (Md)

Md=	338,895.72	N*m/m	Momento de diseño
-----	------------	-------	-------------------

4.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h=	0.606	m	Peralte de Diseño
dc=	0.050	m	Recubrimiento
dt=	0.556	m	Canto útil teórico

4.3 Bloque de Compresión Teórico (at) $a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$

$\Phi=$	0.900		Factor de ELR
b=	1.000	m	Base unitaria
$f'_c=$	2.80E+07	N/m ²	Resistencia característica-hormigón
at=	0.0292	m	Altura de bloque de compresión teórico

4.4 Armadura Requerida (A_{sreq}) $A_{sreq} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

$f_y=$	4.20E+08	N/m ²	Límite de fluencia del acero
$A_{sreq}=$	1,655.392	mm ² /m	Armadura requerida

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra		Sección	A_{sReq}	# Barras	Separación
Plg	mm	(mm ²)	(mm ²)	Estimada	(m)
5/8	16	201.1	1655.392	8.232	0.121
3/4	20	314.2	1655.392	5.269	0.190
1	25	490.9	1655.392	3.372	0.297

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ALERO H=6.50m

4.5 Armadura Provista ($A_{s_{prov}}$)

$\phi =$	20.000	mm	Diámetro de barra provista
$A_{s\phi} =$	314.200	mm ²	Área de barra provista
$Sep\phi =$	0.140	m	Separación entre barras
$A_{s_{prov}} =$	2,244.286	mm ² /m	Armadura provista

4.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \phi/2$

d =	0.546	m	Canto útil real del elemento
-----	-------	---	------------------------------

4.7 Altura del Bloque de Compresión (a) $a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$

a =	0.040	m	Altura real del bloque de compresión
-----	-------	---	--------------------------------------

4.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

Mn =	496,182.26	N*m	Momento nominal
------	------------	-----	-----------------

4.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr =	446,564.04	N*m	Momento reducido
------	------------	-----	------------------

4.10 Momento de Fisuración (Mcr) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

Mcr =	218,874.40	N*m	Momento de fisuración
-------	------------	-----	-----------------------

4.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md) $f_r = 0.63 \sqrt{f'_c}$

1.33Md =	450,731.31	N*m	1.33 veces el momento de diseño
----------	------------	-----	---------------------------------

4.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín =	218,874.40	N*m	Momento mínimo
--------	------------	-----	----------------

4.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
N*m	338,895.72	≤	446,564.04	N*m

4.14 Armadura para Flexión

Usar ϕ de	20	cada	0.140	metros.
----------------	----	------	-------	---------

4.15 Verificación Por Falla Dúctil

4.15.1 Bloque de Compresión "C"

$$c = \frac{a}{0.85}$$

C =	0.047	m	Altura del bloque de Compresión
-----	-------	---	---------------------------------

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ALERO H=6.50m

4.15.2 Deformación Unitaria del Acero

$$\varepsilon_s = 0.032 \geq 0.005 = \varepsilon_{smín}$$

Falla Dúctil

5. Verificación para Estado Límite de Servicio (Momento de Servicio)

5.1 Esfuerzo en el Acero para Momento de Servicio (fss)

5.1.1 Homogeneización del Elemento (Encontrando Altura "x")

$$\begin{aligned} a &= 1 & a &= 1 \\ P &= 0.034 & P &= \frac{2 * A_s * \eta}{b} \\ q &= -0.018 & q &= -\frac{2 * A_s * \eta * d}{b} \\ x &= 0.120 \text{ m} & x &= \frac{-P + \sqrt{P^2 - 4 * a * q}}{2 * a} \end{aligned}$$

5.1.2 Esfuerzo en el Acero Para Momento de Servicio (fss) $f_{ss} = \frac{M_s}{A_s * \left(d - \frac{x}{3}\right)}$

$$\begin{aligned} M_s &= 217.241 \text{ KN*m/m} & \text{Momento de servicio} \\ f_{ss} &= 191.178 \text{ MPa} & \text{Esfuerzo en acero-momento de servicio} \end{aligned}$$

5.2 Esfuerzo Máximo en el Acero Para Momento de Servicio (fsa)

$$\begin{aligned} f_{sa_a} &= 252.000 \text{ MPa} & f_{sa_a} &= 0.60 * f_y \\ \gamma_e &= 1 & \beta_s &= 1 + \frac{dc}{0.70 * d} \\ \beta_s &= 1.131 & f_{sa_b} &= \frac{123 * \gamma_e}{\beta_s * (Sep + 2d_c)} \\ f_{sa_b} &= 453.230 \text{ MPa} & & \end{aligned}$$

252.000 MPa

191.178 ≤ Por tanto cumple a fisuración

453.230 MPa

6. Armadura por Corte

Usando las recomendaciones del artículo 5.8.3.3 de la Norma AASHTO

6.1 Determinación de Coeficiente β

6.1.1 Canto Efectivo a Cortante $d_v = d - \frac{a}{2}$

$$\begin{aligned} dv &= 0.526 \text{ m} & \text{Peralte efectivo a cortante} \\ dmín1 &= 0.546 \text{ m} & \text{Peralte mínimo-1} \\ dmín2 &= 0.436 \text{ m} & \text{Peralte mínimo-2} \end{aligned}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ALERO H=6.50m

6.1.2 Sxe

$$S_{xe} = d_v * \frac{0.035}{a_g + 0.016}$$

Tamaño máximo del agregado

Ag=	0.020	m	
SxE=	0.512	m	

6.1.3 Es

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + V_u}{E_s * A_s}$$

Es=	0.0018		
-----	--------	--	--

6.1.4 Coeficiente β

$$\beta = \frac{4.80}{1 + 750\epsilon_s} * \frac{1.2954}{0.9906 + S_{xe}}$$

β=	1.763		
----	-------	--	--

6.2 Resistencia a Cortante del Hormigón Vc $V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v$

bv=	1.000	m	Base de diseño
Vc=	407.681	KN	Resistencia a cortante del hormigón

6.3 Resistencia Nominal a Cortante (Vn)

6.3.1 Opción (a)

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Vp=	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura activa
Vs=	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura pasiva
Vc=	407.681	KN	Resistencia a cortante del hormigón
Vn_a=	407.681	KN	Resistencia nominal a cortante (a)

6.3.2 Opción (b)

$$V_n = 0.25 * f'_c * b_v * d_v + V_p$$

Vn_b=	3684.782	KN	Resistencia nominal a cortante (b)
-------	----------	----	------------------------------------

6.3.3 Resistencia Nominal a Cortante Vn

El menor de los dos anteriores

Vn=	407.681	KN	Resistencia nominal a cortante
-----	---------	----	--------------------------------

6.4 Resistencia a Cortante Reducida Vr

φ=	0.900		Coef. Minoración de resistencias
Vr=	366.913	KN	Resistencia reducida a corte

6.5 Verificación a Cortante

¿Vr	≥	Vu?	
366.913	≥	162.359	Si

POR TANTO NO REQUIERE ARMADURA A CORTE

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ALERO H=6.50m

7. Armadura por Retracción y Temperatura

Para elementos de espesor menor a 1.20 metros y que están expuestos al sol o a cambios de temperatura se deberá colocar armadura por retracción y temperatura.

B=	0.453	m	Ancho del elemento
H=	5.700	m	Altura del elemento
As _{Temp} =	3.748	cm ² /m	As por retracción y temperatura

7.1 Verificación de Acero por Temperatura
$$As_{Temp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y}$$

AsTempMin	≤	AsTemp	≤	AsTempMax
2.330	≤	3.748	≤	12.700

As _{Temp} =	3.748	cm ² /m	As por retracción y temperatura
As _{Temp} =	374.763	mm ² /m	As por retracción y temperatura

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro barras	Sección	As _{Req}	# Barras	Separación	
Plg	mm	(mm ²)	Estimada	(m)	
5/16	8	50.3	7.451	0.134	
3/8	10	71	5.278	0.189	
1/2	12	113.1	3.314	0.302	

Ø=	10	mm	Diámetro de barra
As=	71.000	mm ²	Sección de barra
SepØ=	0.140	m	Separación de barras
b=	1.000	m	Base de diseño
#Barras/Por Metro=	7		Barras por metro
As/m=	507.143	mm ² /m	Armadura provista
Usar Ø de	10	cada	0.140 metros en ambas caras.

8. Resumen de Armaduras

Flexión	Usar Ø de	20	cada	0.140	metros.
Corte			No requiere armadura a corte		
Temp	Usar Ø de	10	cada	0.140	metros en ambas caras.

DISEÑO ESTRUCTURAL PUNTA-ALERO H=6.50m

1. Solicitaciones en Contra

1.1. Reacciones del Suelo

Como en la punta la reacción del suelo esta provocando el esfuerzo se deberá elegir la combinación de cargas que generen mayores solicitaciones.

BPu= 1.039		m	Base de la punta			
		σ_2	Talón	Punta	σ_1	
x	(m)	0.000	2.455	3.061	4.100	
Verticales	e	σ_2	σ_t	σ_p	σ_1	
KN/m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	
Res Ia	371.592	0.833	0.000	121.867	151.964	203.559
Res Ib	552.441	0.382	59.370	149.617	171.905	210.113
EvExt I	397.416	0.241	62.736	103.680	113.791	131.126
Serv I	410.671	0.289	57.761	108.532	121.071	142.566

1.1.1 Cortante por Reacción de Suelo

R1=	19.853	KN/m	Reacción por respuesta triangular
R2=	178.644	KN/m	Reacción por respuesta rectangular
R=	198.497	KN/m	Reacción total del suelo

1.1.2 Momentos por Reacción de Suelo

M1=	13.754	KN*m/m	Momento por reacción triangular
M2=	92.823	KN*m/m	Momento por reacción rectangular
M=	106.577	KN*m/m	Momento por reacción total del suelo

2. Solicitaciones a Favor

No consideraremos empuje vertical pasivo para estar del lado de la seguridad.

	b	h	y	Vert	Momento
	(m)	(m)	KN/m ³	KN/m	KN*m/m
DC_1	1.039	0.500	23.544	12.233	6.357
DC_2	1.039	0.300	23.544	3.670	1.271
EVP	0.000	0.000	18.000	0.000	0.000

ESTADO LIMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{ER}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Aguetamiento

DISEÑO ESTRUCTURAL PUNTA-ALERO H=6.50m

2.1 Factorización de Solicitaciones

Usaremos los factores que logren la situación mas crítica.

	Vert KN/m	Momento KN*m/m	$\gamma\gamma$ Ib	Vert KN/m	Momento KN*m/m
DC_1	12.233	6.357	0.900	11.010	5.721
DC_2	3.670	1.271	0.900	3.303	1.144
EVP	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
	$\Sigma=$			14.313	6.865

3. Solicitaciones de Diseño

Md=	99.712	KN*m/m	Momento de diseño
Vd=	184.183	KN/m	Cortante de diseño

4. Diseño a Flexión

4.1 Momento de Diseño (Md)

Md=	99,712.33	N*m/m	Momento de diseño
-----	-----------	-------	-------------------

4.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h=	0.800	m	Peralte de Diseño
dc=	0.050	m	Recubrimiento
dt=	0.750	m	Canto útil teórico

4.3 Bloque de Compresión Teórico (at)

$$a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$$

$\Phi=$	0.900		Factor de ELR
b=	1.000	m	Base unitaria
$f'_c=$	2.80E+07	N/m ²	Resistencia característica-hormigón
at=	0.006	m	Altura de bloque de compresión teórico

4.4 Armadura Requerida ($A_{s_{req}}$) $A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

$f_y=$	4.20E+08	N/m ²	Límite de fluencia del acero
$A_{s_{req}}=$	353.187	mm ² /m	Armadura requerida

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra	Sección	$A_{s_{Req}}$	# Barras	Separación	
Plg	mm	(mm ²)	Estimada	(m)	
1/2	12	113.1	353.187	3.123	0.320
5/8	16	201.1	353.187	1.756	0.569
3/4	20	314.2	353.187	1.124	0.890

DISEÑO ESTRUCTURAL PUNTA-ALERO H=6.50m

4.5 Armadura Provista ($A_{s_{prov}}$)

$\phi =$	16.000	mm	Diámetro de barra provista
$A_{s\phi} =$	201.100	mm ²	Área de barra provista
$Sep\phi =$	0.140	m	Separación entre barras
$A_{s_{prov}} =$	1,436.429	mm ² /m	Armadura provista

4.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \phi/2$

d =	0.742	m	Canto útil real del elemento
-----	-------	---	------------------------------

4.7 Altura del Bloque de Compresión (a)

$$a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$$

a =	0.025	m	Altura real del bloque de compresión
-----	-------	---	--------------------------------------

4.8 Momento Nominal (M_n) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

$M_n =$	440,002.15	N*m	Momento nominal
---------	------------	-----	-----------------

4.9 Momento Reducido (M_r) $M_r = M_n * \Phi$

$M_r =$	396,001.94	N*m	Momento reducido
---------	------------	-----	------------------

4.10 Momento de Fisuración (M_{cr})

$$M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$$

$M_{cr} =$	381,191.38	N*m	Momento de fisuración
------------	------------	-----	-----------------------

4.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33 M_u)

1.33 $M_u =$	132,617.40	N*m	1.33 veces el momento último
--------------	------------	-----	------------------------------

4.12 Momento Mínimo ($M_{mín}$)

$M_{mín} =$	132,617.40	N*m	Momento mínimo
-------------	------------	-----	----------------

4.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	M_u	$\leq$	M_r	Momento reducido
	132,617.40	$\leq$	396,001.94	
	N*m	Cumple	N*m	

4.14 Armadura para Flexión

Usar ϕ de	16	cada	0.140	metros.
----------------	----	------	-------	---------

DISEÑO ESTRUCTURAL PUNTA-ALERO H=6.50m

4.15 Verificación Por Falla Dúctil

$$c = \frac{a}{0.85}$$

4.15.1 Bloque de Compresión "C"

$$C = 0.030 \text{ m} \quad \text{Altura del bloque de Compresión}$$

4.15.2 Deformación Unitaria del Acero

$$\varepsilon_s = 0.072 \geq 0.005 = \varepsilon_{smín}$$

Falla Dúctil

5. Armadura por Corte

Usando las recomendaciones del artículo 5.8.3.3 de la Norma AASHTO.

5.1. Canto Efectivo a Cortante

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

$d_v =$	0.729	m	Peralte efectivo a cortante
$d_{mín1} =$	0.720	m	Peralte mínimo-1
$d_{mín2} =$	0.576	m	Peralte mínimo-2

5.2 Coeficiente β

$$\beta = 2.000 \quad \text{Coeficiente-Elementos bajo tierra}$$

5.3 Resistencia a Cortante del Hormigón V_c

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$$

$b_v =$	1.000	m	Base de diseño
$V_c =$	640.632	KN	Resistencia a cortante del hormigón

5.4 Resistencia Nominal a Cortante (V_n)

5.4.1 Opción (a)

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$V_p =$	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura activa
$V_s =$	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura pasiva
$V_c =$	640.632	KN	Resistencia a cortante del hormigón
$V_{n_a} =$	640.632	KN	Resistencia nominal a cortante (a)

5.4.2 Opción (b)

$$V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p$$

$V_{n_b} =$	5105.279	KN	Resistencia nominal a cortante (b)
--------------	----------	----	------------------------------------

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

5.4.3 Resistencia Nominal a Cortante V_n

El menor de los dos anteriores

$V_n =$	640.632	KN	Resistencia nominal a cortante
---------	---------	----	--------------------------------

DISEÑO ESTRUCTURAL PUNTA-ALERO H=6.50m

5.5 Resistencia a Cortante Reducida Vr

$\phi =$	0.900		Coef. Minoración de resistencias
$V_r =$	576.569	KN	Resistencia reducida a corte

5.6 Verificación a Cortante

ϕV_r	$\geq$	V_u	
576.569	$\geq$	184.183	Si

POR TANTO NO REQUIERE ARMADURA A CORTE

6. Armadura por Retracción y Temperatura

Para elementos de espesor menor a 1.20 metros y que están expuestos al sol o a cambios de temperatura se deberá colocar armadura por retracción y temperatura.

B=	4.100	m	Ancho del elemento
H=	0.650	m	Altura del elemento
$A_{sTemp} =$	500.940	mm ² /m	As por retracción y temperatura

6.1 Verificación de Acero por Temperatura $A_{sTemp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y}$

$A_{sTempMin}$	$\leq$	A_{sTemp}	$\leq$	$A_{sTempMax}$
233.000	$\leq$	500.940	$\leq$	1270.000

$A_{sTemp} =$	500.940	mm ² /m	As por retracción y temperatura
---------------	---------	--------------------	---------------------------------

Cálculo de Armadura Provista

Diámetro Barra		Sección	A_{sReq}	# Barras	Separación
Plg	mm	(mm ²)	(mm ²)	Estimada	(m)
5/16	8	50.3	500.940	9.959	0.100
3/8	10	71	500.940	7.055	0.142
1/2	12	113.1	500.940	4.429	0.226

$\phi =$	10	mm	Diámetro de barra
As=	71.000	mm ²	Sección de barra
Sep $\phi =$	0.140	m	Separación de barras
b=	1.000	m	Base de diseño
As/m=	507.143	mm ² /m	Armadura provista
Usar ϕ de	10	cada	0.140 metros en ambas caras.

7. Resumen de Armaduras

Flexión	Usar ϕ de	16	cada	0.140	metros.
Corte			No requiere armadura a corte		
Temp	Usar ϕ de	10	cada	0.140	metros ambas caras.

DISEÑO ESTRUCTURAL TALÓN-ALERO 6.50m

1. Solicitaciones a favor

1.1. Reacciones del suelo

Como la reacción del suelo es favorable, elegiremos el caso de menor reacción.

BPu= 2.455 m		Base del talón			
		σ_2	Talón	Punta	σ_1
x	(m)	0.000	2.455	3.061	4.100
Verticales	e	σ_2	σ_t	σ_p	σ_1
KN/m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
Res Ia	371.592	0.000	121.867	151.964	203.559
Res Ib	552.441	59.370	149.617	171.905	210.113
EvExt I	397.416	62.736	103.680	113.791	131.126
Serv I	410.671	57.761	108.532	121.071	142.566

1.1.1 Cortante por Reacción de Suelo

R1=	149.567	KN/m	Reacción por respuesta triangular
R2=	0.000	KN/m	Reacción por respuesta rectangular
R=	149.567	KN/m	Reacción total del suelo

1.1.2 Momentos por Reacción de Suelo

M1=	122.376	KN*m/m	Momento por reacción triangular
M2=	0.000	KN*m/m	Momento por reacción rectangular
M=	122.376	KN*m/m	Momento por reacción total del suelo

2 Solicitaciones en Contra

Como estas son las solicitaciones en contra, elegimos el caso crítico.

	b	h	y	Vert	Brazo	Momento
	(m)	(m)	KN/m ³	KN/m	m	KN*m/m
DC_1	2.455	0.500	23.544	28.896	1.227	35.464
DC_2	2.455	0.300	23.544	8.669	0.818	7.093
Eva_1	2.455	5.700	18.000	251.842	1.227	309.086
Eva_2	2.455	0.300	18.000	6.627	1.636	10.845
LSv	2.455	0.600	18.000	26.510	1.227	32.535

ESTADO LÍMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{L+M}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Agrietamiento

DISEÑO ESTRUCTURAL TALÓN-ALERO 6.50m

2.1 Factorización de Solicitaciones

	Vert KN/m	Momento KN*m/m	γγ Ib	Vert KN/m	Momento KN*m/m
DC_1	28.896	35.464	1.250	36.119	44.329
DC_2	8.669	7.093	1.250	10.836	8.866
Eva_1	251.842	309.086	1.350	339.987	417.266
Eva_2	6.627	10.845	1.350	8.947	14.641
LSv	26.510	32.535	1.750	46.392	56.937
			Σ=	442.281	542.039

3. Solicitaciones de Diseño

Md=	419.663	KN*m/m	Momento de diseño
Vd=	292.713	KN/m	Cortante de diseño

4. Diseño a Flexión

4.1 Momento de Diseño (Md)

Md=	419,662.52	N*m/m	Momento de diseño
-----	------------	-------	-------------------

4.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h=	0.800	m	Peralte de Diseño
dc=	0.050	m	Recubrimiento
dt=	0.750	m	Canto útil teórico

4.3 Bloque de Compresión Teórico (at) $a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$

Φ=	0.900		Factor de ELR
b=	1.000	m	Base unitaria
f'c=	2.80E+07	N/m ²	Resistencia característica-hormigón
at=	0.027	m	Altura de bloque de compresión teórico

4.4 Armadura Requerida (As_{req}) $As_{req} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

f _y =	4.20E+08	N/m ²	Límite de fluencia del acero
As _{req} =	1,507.010	mm ² /m	Armadura requerida

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra	Sección	As _{Req}	# Barras	Separación	
Plg	mm	(mm ²)	Estimada	(m)	
5/8	16	201.1	1507.010	7.494	0.133
3/4	20	314.2	1507.010	4.796	0.208
1	25	490.9	1507.010	3.070	0.326

DISEÑO ESTRUCTURAL TALÓN-ALERO 6.50m

4.5 Armadura Provista ($A_{s_{prov}}$)

$\phi =$	20.000	mm	Diámetro de barra provista
$A_{s\phi} =$	314.200	mm ²	Área de barra provista
$Sep\phi =$	0.140	m	Separación entre barras
$A_{s_{prov}} =$	2,244.286	mm ² /m	Armadura provista

4.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \phi/2$

d =	0.740	m	Canto útil real del elemento
-----	-------	---	------------------------------

4.7 Altura del Bloque de Compresión (a)

$$a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$$

a =	0.040	m	Altura real del bloque de compresión
-----	-------	---	--------------------------------------

4.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

Mn =	678,858.14	N*m	Momento nominal
------	------------	-----	-----------------

4.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr =	610,972.33	N*m	Momento reducido
------	------------	-----	------------------

4.10 Momento de Fisuración (Mcr)

$$M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$$

Mcr =	381,191.4	N*m	Momento de fisuración
-------	-----------	-----	-----------------------

4.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

1.33Md =	558,151.16	N*m	1.33 veces el momento de diseño
----------	------------	-----	---------------------------------

4.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín =	381,191.38	N*m	Momento mínimo
--------	------------	-----	----------------

4.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
	419,662.52	≤	610,972.33	
	N*m	Cumple	N*m	

4.14 Armadura para Flexión

Usar ϕ de	20	cada	0.140	metros.
----------------	----	------	-------	---------

DISEÑO ESTRUCTURAL TALÓN-ALERO 6.50m

4.15 Verificación Por Falla Dúctil

$$c = \frac{a}{0.85}$$

4.15.1 Bloque de Compresión "C"

$$C = 0.047 \text{ m} \quad \text{Altura del bloque de Compresión}$$

4.15.2 Deformación Unitaria del Acero

$$\epsilon_s = 0.070 \geq 0.005 = \epsilon_{s\text{mín}}$$

Falla Dúctil

5. Armadura por Corte

Usando las recomendaciones del artículo 5.8.3.3 de la Norma AASHTO.

5.1. Canto Efectivo a Cortante

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

dv=	0.720	m	Peralte efectivo a cortante
dmín1=	0.720	m	Peralte mínimo-1
dmín2=	0.576	m	Peralte mínimo-2

5.2 Coeficiente β

$$\beta = 2.000 \quad \text{Coeficiente-Elementos bajo tierra}$$

5.3 Resistencia a Cortante del Hormigón V_c

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$$

bv=	1.000	m	Base de diseño
Vc=	632.614	KN	Resistencia a cortante del hormigón

5.4 Resistencia Nominal a Cortante (V_n)

5.4.1 Opción (a)

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Vp=	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura activa
Vs=	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura pasiva
Vc=	632.614	KN	Resistencia a cortante del hormigón
Vn_a=	632.614	KN	Resistencia nominal a cortante (a)

5.4.2 Opción (b)

$$V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p$$

Vn_b=	5041.382	KN	Resistencia nominal a cortante (b)
-------	----------	----	------------------------------------

5.4.3 Resistencia Nominal a Cortante V_n

El menor de los dos anteriores

Vn=	632.614	KN	Resistencia nominal a cortante
-----	---------	----	--------------------------------

DISEÑO ESTRUCTURAL TALÓN-ALERO 6.50m

5.5 Resistencia a Cortante Reducida V_r

$\phi =$	0.900		Coef. Minoración de resistencias
$V_r =$	569.352	KN	Resistencia reducida a corte

5.6 Verificación a Cortante

ϕV_r	$\geq$	V_u	
569.352	$\geq$	292.713	Si

POR TANTO NO REQUIERE ARMADURA A CORTE

6. Armadura por Retracción y Temperatura

Para elementos de espesor menor a 1.20 metros y que están expuestos al sol o a cambios de temperatura se deberá colocar armadura por retracción y temperatura.

B=	4.100	m	Ancho del elemento
H=	0.650	m	Altura del elemento
$A_{sTemp} =$	500.940	mm ² /m	As por retracción y temperatura

$$A_{sTemp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y}$$

6.1 Verificación de Acero por Temperatura

$A_{sTempMin}$	$\leq$	A_{sTemp}	$\leq$	$A_{sTempMax}$
233.000	$\leq$	500.940	$\leq$	1270.000

$A_{sTemp} =$	500.940	mm ² /m	As por retracción y temperatura
---------------	---------	--------------------	---------------------------------

Cálculo de Armadura Provista

Diámetro Barra		Sección	A_{sReq}	# Barras	Separación
Plg	mm	(mm ²)	(mm ²)	Estimada	(m)
5/16	8	50.3	500.940	9.959	0.100
3/8	10	71	500.940	7.055	0.142
1/2	12	113.1	500.940	4.429	0.226

$\phi =$	10	mm	Diámetro de barra
As=	71.000	mm ²	Sección de barra
Sep $\phi =$	0.140	m	Separación de barras
b=	1.000	m	Base de diseño
As/m=	507.143	mm ² /m	Armadura provista
Usar ϕ de	10	cada	0.140 metros en ambas caras.

7. Resumen de Armaduras

Flexión	Usar ϕ de	20	cada	0.140	metros.
Corte			No requiere armadura a corte		
Temp	Usar ϕ de	10	cada	0.140	metros ambas caras.

CONSIDERACIONES GENERALES ESTRIBO H=4.00m

1. Materiales y Propiedades Consideradas

ϕ =	0.900		Coef. minoración resistencia-flexión
g =	9.810	m/s ²	Aceleración gravitatoria
d_c =	0.050	m	Recubrimiento mínimo
γH^o =	23.544	KN/m ³	Peso específico del hormigón
f'_c =	28.000	MPa	Resistencia característica del hormigón
f_{cr} =	3.334	MPa	Esfuerzo de fisuración del hormigón
E_c =	26,752.50	MPa	Módulo de elasticidad del hormigón
ϵ_c =	0.003		Deformación unitaria del hormigón
f_y =	420.000	MPa	Límite de fluencia del acero
E_s =	200.000	GPa	Módulo de elasticidad del acero
n =	7.476		Relación elasticidad acero/hormigón
γ_s =	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
σ_{adm} =	46.304	Kg/cm ²	Esfuerzo admisible del suelo
L_{cj} =	9.600	m	Longitud del estribo
N_{vi} =	4		Número de vigas
L =	30.000	m	Luz del puente
$heqLS$ =	0.600	m	Altura equivalente sobrecarga suelo
θ =	30.000	grados	Ángulo efectivo de fricción interna
A_g =	0.020	m	Tamaño máximo del agregado
β =	2.000		Coeficiente-elementos bajo tierra
Φ =	1.000		Factor de resistencia en deslizamiento

2. Predimensionamiento

H =	4.000	m	Altura requerida de estribo
-------	--------------	---	-----------------------------

2.1 Ancho de Zapata "B"

$(1/2)H$	PromB	$(2/3)H$	
2.000	2.333	2.667	
B =	3.000	m	Ancho de zapata

2.1.1 Ancho de Zapata en punta

$B/3$ =	1.000	m	
B_{Pu} =	0.800	m	Ancho de punta

2.1.2 Ancho de Talón

B_{Ta} =	1.600	m	Ancho de talón
------------	--------------	---	----------------

CONSIDERACIONES GENERALES ESTRIBO H=4.00m

2.2 Altura de Zapata

H/12=	0.333	m	
Hz_Central=	0.600	m	Altura de zapata parte central
Hz*(2/3)=	0.400	m	
Hz_Extremos=	0.400	m	Altura zapata en extremos

2.3 Ancho Pantalla

2.3.1 Ancho Inferior Pantalla

H/12=	0.333	m	
B _{Pi} =	0.600	m	Base inferior pantalla

2.3.2 Ancho Superior Pantalla

H/24=	0.167	m	
H _{mín} =	0.300	m	
B _{Ps} =	0.400	m	Base superior pantalla

2.4 Longitud Mínima de Cajuela

L _p =	30,600.000	mm	Longitud del puente
H'=	0.000	m	
S=	6.000	grados	Desviación del apoyo
N _t =	253.154	mm	Distancia, cajuela-eje central
N=	0.300	m	Distancia, cajuela-eje central asumido
Ac _j =	0.650	m	Ancho de cajuela elegido

3. Resumen de Dimensiones

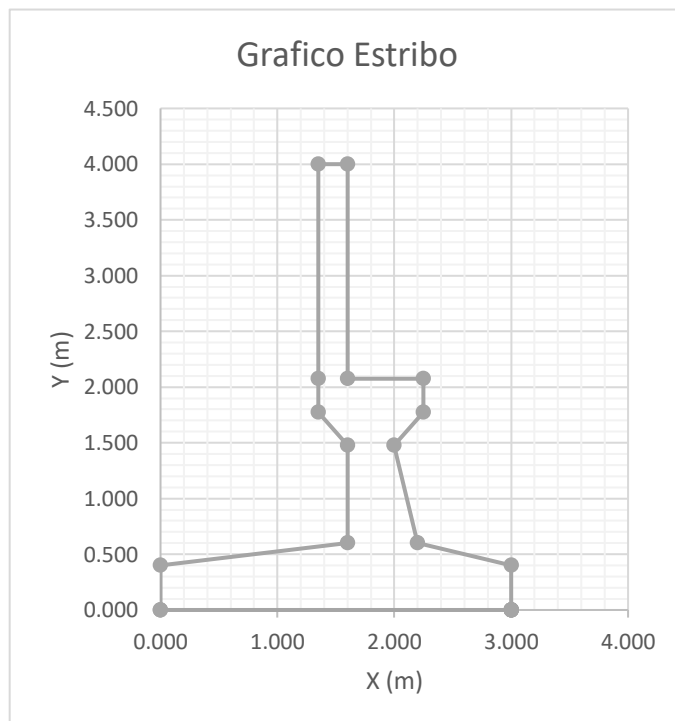
H=	4.000	m	Altura estribo
B=	3.000	m	Ancho total asumido
B _{Pu} =	0.800	m	Punta
B _{ta} =	1.600	m	Talón
B _{Pi} =	0.600	m	Base inferior pantalla
B _{Ps} =	0.400	m	Base superior pantalla
Hz=	0.600	m	Altura zapata
H _p =	1.925	m	Altura parapeto
e ₁ =	0.300	m	Espesor apoyo neopreno
e ₂ =	0.300	m	Espesor inferior apoyo
H _p =	0.875	m	Altura pantalla
t ₁ =	0.250	m	
t ₂ =	0.250	m	
ee=	0.250	m	Espesor parapeto
Ac _j =	0.650	m	Ancho de cajuela elegido

CONSIDERACIONES GENERALES ESTRIBO H=4.00m

3.1 Coordenadas

Punto	Este	Norte	Coordenadas
1	0.000	0.000	0,0
2	3.000	0.000	3,0
3	3.000	0.000	3,0
4	3.000	0.000	3,0
5	3.000	0.000	3,0
6	3.000	0.000	3,0
7	3.000	0.400	3,0.4
8	2.200	0.600	2.2,0.6
9	2.000	1.475	2,1.475
10	2.250	1.775	2.25,1.775
11	2.250	2.075	2.25,2.075
12	1.600	2.075	1.6,2.075
13	1.600	4.000	1.6,4
14	1.350	4.000	1.35,4
15	1.350	2.075	1.35,2.075
16	1.350	1.775	1.35,1.775
17	1.600	1.475	1.6,1.475
18	1.600	0.600	1.6,0.6
19	0.000	0.400	0,0.4
20	0.000	0.000	0,0

4. Estribo



CONSIDERACIONES GENERALES ESTRIBO H=4.00m

Figura	b (m)	h (m)	A (m ²)	Xc (m)	M*Xc (m ³)
1	0.250	1.925	0.481	1.475	0.710
2	0.900	0.300	0.270	1.800	0.486
3	0.250	0.300	0.038	1.517	0.057
4	0.250	0.300	0.038	2.083	0.078
5	0.400	1.175	0.470	1.800	0.846
6	0.200	0.875	0.088	2.067	0.181
7	0.600	0.200	0.120	1.900	0.228
8	3.000	0.400	1.200	1.500	1.800
9	1.600	0.200	0.160	1.067	0.171
10	0.800	0.200	0.080	2.467	0.197
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
			Σ= 2.944	Σ= 4.754	

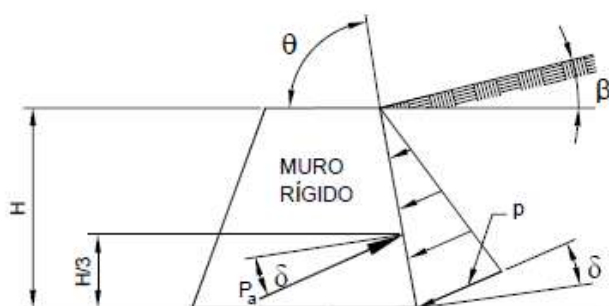
ADC= 2.944 m²

Área total del estribo

XDC= 1.615 m

Centro de gravedad del estribo

5. Coeficiente de Empuje Activo Ka



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

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f')}{\Gamma [\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]}$$

Figura 3.11.5.3-1 – Simbología para el empuje activo de Coulomb

β=	0.000	°	Ángulo, superficie relleno con muro
θ=	90.000	°	Ángulo, espalda muro/horizontal
φf=	30.000	°	Ángulo de fricción efectiva interna
δ=	30.000	°	Ángulo de fricción entre muro y relleno
Γ=	2.914		
Ka=	0.297		Coeficiente de empuje lateral activo

6. Coeficiente de Empuje Pasivo

Al estar a favor de la estabilidad no tomaremos en cuenta los empujes pasivos.

CONSIDERACIONES GENERALES ESTRIBO H=4.00m

7. Cargas

7.1 Por Viga Interna

Carga	Tipo	Reacción	Factor	Cortante
		KN	γ	KN
Tablero	DC	165.285	1.000	165.285
Viga	DC	241.348	1.000	241.348
Diafragma	DC	27.258	1.000	27.258
Sup.Rod	DW	17.160	1.000	17.160
Camión Dis	Ca.Dis+IM	391.263	1.000	391.263
Carril Dis.	Carr Dis.	144.000	1.000	144.000
$\Sigma=$		986.314	$\Sigma=$	986.314

7.2 Por Viga Externa

Carga	Tipo	Reacción	Factor	Cortante
		KN	γ	KN
Baranda	DC	25.620	1.000	25.620
Barrera	DC	67.665	1.000	67.665
Tablero	DC	139.845	1.000	139.845
Viga	DC	241.348	1.000	241.348
Diafragma	Ca.Dis+IM	13.629	1.000	13.629
Sup.Rod	Carr Dis.	6.600	1.000	6.600
Camión Dis	LL+IM	391.263	1.000	391.263
Carril Dis.	LL	144.000	1.000	144.000
$\Sigma=$		1029.970	$\Sigma=$	1029.970

7.3 Cargas Elegidas Para el Diseño

Carga	Tipo	Reacción	Factor	Reacción
		KN	γ	KN
Baranda	DC	25.620	1.000	25.620
Barrera	DC	67.665	1.000	67.665
Tablero	DC	139.845	1.000	139.845
Viga	DC	241.348	1.000	241.348
Diafragma	DC	13.629	1.000	13.629
Sup.Rod	DW	6.600	1.000	6.600
Camión Dis	Ca.Dis+IM	391.263	1.000	391.263
Carril Dis.	Carr Dis.	144.000	1.000	144.000
$\Sigma=$		1029.970	$\Sigma=$	1029.970

ANÁLISIS DE CARGAS ESTRIBO H=4.00m

1. Cargas de Superestructura

1.1 Cargas por Peso Propio Superestructura

Carga	Tipo	Reac. Par. KN	N Vigas	Reac. Tot. KN	Carga KN/m
Peso Propio	DC	488.107	4	1,952.428	203.378

1.2 Carga por Peso Propio Superficie de Rodadura

Carga	Tipo	Reac. Par. KN	N Vigas	Reac. Tot. KN	Carga KN/m
Sup.Rod.	DW	6.600	4	26.400	2.750

1.3 Por Sobrecarga de Servicio (LL+IM)

Carga	Tipo	Reac. Par. KN	N Vigas	Reac. Tot. KN	Carga KN/m
LL+IM	LL+IM	535.263	4	2,141.054	223.026

2. Punto de Aplicación de Carga Por Superestructura

XQSE= **1.075** m Brazo para superestructura (Eje Apoyo)

3. Carga por Frenado

CD=	9.300	KN/m	Carga de carril de diseño
QCD=	279.000	KN	Carga de carril de diseño
QHL-93=	325.000	KN	Peso total del camión HL-93
QTD=	220.000	KN	Peso total del tándem de diseño

3.1 Caso 1

25%QHL-93=	8.464	KN/m	25% del camión de diseño
25%QTD=	5.729	KN/m	25% del tándem de diseño

3.2 Caso 2

5%CD+QHL-93=	3.146	KN/m	5% del carril mas camión de diseño
5%CD+QTD=	2.599	KN/m	5% del carril mas tándem de diseño

3.3 Fuerza De Frenado

Considerando m=1.20 y altura de 1.80 desde la calzada.

BR=	10.156	KN/m	Fuerza de frenado
YBR=	5.800	m	Brazo de carga

ESTABILIDAD CASO I ESTRIBO H=4.00m

Para analizar el caso I, consideramos todas las cargas existentes, es decir la carga por peso propio de los estribos además de las cargas generadas por la superestructura.

1. Fuerzas Actuantes

Los momentos que traten de voltear a la estructura se van a tomar como positivos.

1.1 Empujes Verticales

1.1.1 Por Superestructura

	Carga KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m
DCT=	203.378	1.075	218.631
DW=	2.750	1.075	2.956
LL+IM=	223.026	1.075	239.753
Σ=	429.154		

1.1.2 Por peso Propio

$\gamma_H=$	23.544	KN/m ³	Densidad del hormigón
ADC=	2.944	m ²	Área del estribo
QDC=	69.308	KN/m	Carga por estribo
XDC=	1.385	m	Brazo de carga por estribo

1.1.3 Empuje Vertical Activo

$\gamma_s=$	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo
-------------	--------	-------------------	---------------------------

Cuerpo	Base m	Altura m	Área m²	Brazo m	Momento KN*m/m
1	1.350	3.400	4.590	2.325	192.092
2	0.250	0.875	0.219	1.525	6.005
3	0.250	0.300	0.038	1.567	1.058
4	1.600	0.200	0.160	2.467	7.104
Σ=			5.006	7.883	206.258

QEHa=	90.113	KN/m	Empuje activo
XEHa=	2.289	m	Brazo de empuje activo

ESTABILIDAD CASO I ESTRIBO H=4.00m

1.1.4 Empuje Vertical Pasivo

Al no tener certeza de si se va a rellenar y además sabiendo de que esta carga estará a favor de la seguridad, no la vamos a considerar.

1.1.5 Empuje Vertical por Sobrecarga de Servicio LS

$\gamma_s=$	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo
$heqLS=$	0.600	m	Altura equivalente de suelo para LS
$bEVa=$	1.350	m	Base de bloque de suelo
$QLSv=$	14.580	KN/m	Carga por LSv
$XLSv=$	2.325	m	Brazo para LSv

1.2 Empujes Horizontales

1.2.1 Por Frenado

$BR=$	10.156	KN/m	Fuerza de frenado
$YBR=$	5.800	m	Brazo de carga

1.2.2 Empuje Horizontal Activo

$\gamma_s=$	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo
$Ka=$	0.297		Coeficiente de empuje activo
$hEHa=$	4.000	m	Altura del bloque de suelo activo
$EHa=$	21.396	KN/m ²	Presión de empuje activo del suelo
$QEHa=$	42.793	KN/m	Carga por empuje horizontal activo
$YEHa=$	1.333	m	Brazo de empuje horizontal activo

1.2.3 Empuje Horizontal Pasivo

Al ser un empuje a favor de la seguridad, no la tomaremos en cuenta.

1.2.4 Empuje Horizontal por Sobrecarga de Servicio (LS)

$\gamma_s=$	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo
$Ka=$	0.297		Coeficiente de empuje activo
$heqLS=$	0.600	m	Altura equivalente de suelo para LS
$LSh=$	3.209	KN/m ²	Presión horizontal por LS
$hEHa=$	4.000	m	Altura del bloque de suelo activo
$QLSh=$	12.838	KN/m	Carga por empuje horizontal LS
$YLSh=$	2.000	m	Brazo por empuje horizontal LS

ESTABILIDAD CASO I ESTRIBO H=4.00m

2. Solicitaciones Sobre la Estructura

Carga	Vert KN/m	Hor KN/m	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
Super	203.378	0.000	1.075	0.000	218.631	0.000
PP	69.308	0.000	1.385	0.000	96.002	0.000
DW	2.750	0.000	1.075	0.000	2.956	0.000
LL+IM	223.026	0.000	1.075	0.000	239.753	0.000
BR	0.000	10.156	0.000	5.800	0.000	58.906
EHa	0.000	42.793	0.000	1.333	0.000	57.057
EHp	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	90.113	0.000	2.289	0.000	206.258	0.000
EVp	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	14.580	0.000	2.325	0.000	33.899	0.000
LSh	0.000	12.838	0.000	2.000	0.000	25.676
Σ=	603.154	65.787			797.499	141.639

3. Factorización de Solicitaciones

Las combinaciones de cargas planteadas por AASHTO son las siguientes

ESTADO LIMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Apretamiento

3.1 Resistencia Ia

Resistencia Ia					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
SuperEstr	0.900	183.040	0.000	196.768	0.000
PP	0.900	62.377	0.000	86.402	0.000
DW	0.650	1.788	0.000	1.922	0.000
LL+IM	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BR	1.750	0.000	17.773	0.000	103.086
EHa	1.500	0.000	64.189	0.000	85.586
EHp	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	90.113	0.000	206.258	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSh	1.750	0.000	22.466	0.000	44.933
Σ=		337.317	104.429	491.350	233.604

ESTABILIDAD CASO I ESTRIBO H=4.00m

3.2 Resistencia Ib

Resistencia Ib					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
SuperEstr	1.250	254.222	0.000	273.289	0.000
PP	1.250	86.635	0.000	120.003	0.000
DW	1.500	4.125	0.000	4.434	0.000
LL+IM	1.750	390.296	0.000	419.568	0.000
BR	1.750	0.000	17.773	0.000	103.086
EHa	1.500	0.000	64.189	0.000	85.586
EHp	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.350	121.652	0.000	278.448	0.000
EVp	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	1.750	25.515	0.000	59.322	0.000
LSh	1.750	0.000	22.466	0.000	44.933
$\Sigma=$		882.445	104.429	1155.065	233.604

3.3 Evento Extremo I

Evento Extremo I					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
SuperEstr	1.000	203.378	0.000	218.631	0.000
PP	1.000	69.308	0.000	96.002	0.000
DW	1.000	2.750	0.000	2.956	0.000
LL+IM	0.500	111.513	0.000	119.877	0.000
BR	0.500	0.000	5.078	0.000	29.453
EHa	1.000	0.000	42.793	0.000	57.057
EHp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	90.113	0.000	206.258	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	0.500	7.290	0.000	16.949	0.000
LSh	0.500	0.000	6.419	0.000	12.838
$\Sigma=$		484.351	54.290	660.674	99.348

ESTABILIDAD CASO I ESTRIBO H=4.00m

3.4 Servicio I

Servicio I					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
SuperEstr	1.000	203.378	0.000	218.631	0.000
PP	1.000	69.308	0.000	96.002	0.000
DW	1.000	2.750	0.000	2.956	0.000
LL+IM	1.000	223.026	0.000	239.753	0.000
BR	1.000	0.000	10.156	0.000	58.906
EHa	1.000	0.000	42.793	0.000	57.057
EHp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	90.113	0.000	206.258	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	1.000	14.580	0.000	33.899	0.000
LSh	1.000	0.000	12.838	0.000	25.676
$\Sigma=$		603.154	65.787	797.499	141.639

3.5 Resumen de Cargas Factorizadas

	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
Resis Ia	337.317	104.429	491.350	233.604
Resis Ib	882.445	104.429	1155.065	233.604
Evet Extr I	484.351	54.290	660.674	99.348
Servicio I	603.154	65.787	797.499	141.639

4. Verificación por Volcamiento

B= 3.000 m Base estribo
 emáx= 1.000 m Excentricidad máxima

	Verticales KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m	Xo m	e m	Condición e<emáx
Res Ia	337.317	491.350	233.604	0.764	0.736	Cumple
Res Ib	882.445	1155.065	233.604	1.044	0.456	Cumple
EvExt I	484.351	660.674	99.348	1.159	0.341	Cumple
Serv I	603.154	797.499	141.639	1.087	0.413	Cumple

ESTABILIDAD CASO I ESTRIBO H=4.00m

5. Verificación de Hundimiento

	Verticales	e	σ	$\sigma_{\text{máx}}$	Condición
	KN/m	m	KN/m ²	KN/m ²	$\sigma < \sigma_{\text{máx}}$
Resis Ia	337.317	0.736	294.303	4542.422	Cumple
Resis Ib	882.445	0.456	562.286	4542.422	Cumple
Evet Extr I	484.351	0.341	271.585	4542.422	Cumple
Servicio I	603.154	0.413	366.966	4542.422	Cumple

6. Verificación por Deslizamiento

$$\mu = 0.577 \quad \text{Coef.- fricción Tabla 3.11.5.3-1}$$

$$\phi_T = 1.00, \text{ estado límite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)}$$

$$= 1.00, \text{ estado límite de Evento Extremo (Art. 11.5.8)}$$

	Vert	Hor	Rt	Rr	Condición
	KN/m	KN/m	KN/m	KN/m	Hor < Rr
Resis Ia	337.317	104.429	194.750	194.750	Cumple
Resis Ib	882.445	104.429	509.480	509.480	Cumple
Evet Extr I	484.351	54.290	279.640	279.640	Cumple
Servicio I	603.154	65.787	348.231	348.231	Cumple

7. Cálculo de Esfuerzos de Reacción del Suelo

$$B = 3.000 \text{ m} \quad \text{Base estribo}$$

	x	(m)	σ_2	Talón	Punta	σ_1
			0.000	1.600	2.200	3.000
	Verticales	e	σ_2	σ_t	σ_p	σ_1
	KN/m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
Res Ia	337.317	0.736	0.000	156.962	215.822	294.303
Res Ib	882.445	0.456	26.011	312.024	419.279	562.286
EvExt I	484.351	0.341	51.316	168.793	212.846	271.585
Serv I	603.154	0.413	35.137	212.112	278.478	366.966
	x	(m)	σ_2	Talón	Punta	σ_1
			0.000	1.600	2.200	3.000
	Verticales	e	σ_2	σ_t	σ_p	σ_1
	KN/m	m	MPa	MPa	MPa	MPa
Res Ia	337.317	0.736	0.000	0.157	0.216	0.294
Res Ib	882.445	0.456	0.026	0.312	0.419	0.562
EvExt I	484.351	0.341	0.051	0.169	0.213	0.272
Serv I	603.154	0.413	0.035	0.212	0.278	0.367

ESTABILIDAD CASO II ESTRIBO H=4.00m

Para analizar el caso II, consideramos solamente el estribo sin cargas del puente.

1. Fuerzas Actuantes

1.1 Empujes Verticales

1.1.1 Por Peso Propio

QDC=	69.308	KN/m	Carga por estribo
XDC=	1.385	m	Brazo de carga por estribo

1.1.2 Empuje Vertical Activo

QEHa=	90.113	KN/m	Empuje activo
XEHa=	2.289	m	Brazo de empuje activo

1.1.3 Empuje Vertical Pasivo

1.1.4 Empuje Vertical por Sobrecarga de Servicio (LS)

QLSv=	14.580	KN/m	Carga por LSv
XLSv=	2.325	m	Brazo para LSv

1.2 Empujes Horizontales

1.2.1 Empuje horizontal Activo

QEHa=	42.793	KN/m	Carga por empuje horizontal activo
YEHa=	1.333	m	Brazo de empuje horizontal activo

1.2.2 Empuje Horizontal Pasivo

Al ser un empuje a favor de la seguridad, no la tomaremos en cuenta.

1.2.3 Empuje Horizontal por Sobrecarga de Servicio (LS)

QLSh=	12.838	KN/m	Carga por empuje horizontal LS
YLSH=	2.000	m	Brazo por empuje horizontal LS

2. Solicitaciones Sobre la Estructura

Carga	Vert KN/m	Hor KN/m	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	69.308	0.000	1.385	0.000	96.002	0.000
EHa	0.000	42.793	0.000	1.333	0.000	57.057
EHp	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	90.113	0.000	2.289	0.000	206.258	0.000
EVp	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	14.580	0.000	2.325	0.000	33.899	0.000
LSh	0.000	12.838	0.000	2.000	0.000	25.676
Σ=	174.000	55.631			336.159	82.733

ESTABILIDAD CASO II ESTRIBO H=4.00m

3. Factorización de Solicitaciones

Las combinaciones de cargas planteadas por AASHTO son las siguientes

ESTADO LÍMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{L+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Aguetamiento

3.1 Resistencia Ia

Resistencia Ia					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	0.900	62.377	0.000	86.402	0.000
EHa	1.500	0.000	64.189	0.000	85.586
EHp	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	90.113	0.000	206.258	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSH	1.750	0.000	22.466	0.000	44.933
$\Sigma=$		152.489	86.656	292.660	130.518

3.2 Resistencia Ib

Resistencia Ib					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	1.250	86.635	0.000	120.003	0.000
EHa	1.500	0.000	64.189	0.000	85.586
EHp	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.350	121.652	0.000	278.448	0.000
EVp	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	1.750	25.515	0.000	59.322	0.000
LSH	1.750	0.000	22.466	0.000	44.933
$\Sigma=$		233.801	86.656	457.773	130.518

ESTABILIDAD CASO II ESTRIBO H=4.00m

3.3 Evento Extremo I

Evento Extremo I					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	1.000	69.308	0.000	96.002	0.000
EHa	1.000	0.000	42.793	0.000	57.057
EHp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	90.113	0.000	206.258	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	0.500	7.290	0.000	16.949	0.000
LSh	0.500	0.000	6.419	0.000	12.838
$\Sigma=$		166.710	49.212	319.209	69.895

3.4 Servicio I

Servicio I					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	1.000	69.308	0.000	96.002	0.000
EHa	1.000	0.000	42.793	0.000	57.057
EHp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	90.113	0.000	206.258	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	1.000	14.580	0.000	33.899	0.000
LSh	1.000	0.000	12.838	0.000	25.676
$\Sigma=$		174.000	55.631	336.159	82.733

3.5 Resumen de Cargas Factorizadas

	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
Resis Ia	152.489	86.656	292.660	130.518
Resis Ib	233.801	86.656	457.773	130.518
Evet Extr I	166.710	49.212	319.209	69.895
Servicio I	174.000	55.631	336.159	82.733

ESTABILIDAD CASO II ESTRIBO H=4.00m

4. Verificación por Volcamiento

$B = 3.000 \text{ m}$ Base estribo
 $e_{max} = 1.000 \text{ m}$ Excentricidad máxima

	Verticales KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m	Xo m	e m	Condición e < e _{max}
Res Ia	152.489	292.660	130.518	1.063	0.437	Cumple
Res Ib	233.801	457.773	130.518	1.400	0.100	Cumple
EvExt I	166.710	319.209	69.895	1.495	0.005	Cumple
Serv I	174.000	336.159	82.733	1.456	0.044	Cumple

5. Verificación de Hundimiento

$B = 3.000 \text{ m}$ Base estribo

	Verticales KN/m	e m	σ KN/m ²	σ_{max} KN/m ²	Condición $\sigma < \sigma_{max}$
Resis Ia	152.489	0.437	95.225	4542.422	Cumple
Resis Ib	233.801	0.100	93.565	4542.422	Cumple
Evet Extr I	166.710	0.005	56.071	4542.422	Cumple
Servicio I	174.000	0.044	63.050	4542.422	Cumple

6. Verificación por Deslizamiento

$$R_R = \phi_T R_T + \phi_{cp} R_{cp}$$

$\mu = 0.577$ Coef.- fricción/Roca Tabla 3.11.5.3-1

$\phi_T = 1.00$, estado límite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)

$= 1.00$, estado límite de Evento Extremo (Art. 11.5.8)

	Vert KN/m	Hor KN/m	Rt KN/m	Rr KN/m	Condición Hor < Rr
Resis Ia	152.489	86.656	88.040	88.040	Cumple
Resis Ib	233.801	86.656	134.985	134.985	Cumple
Evet Extr I	166.710	49.212	96.250	96.250	Cumple
Servicio I	174.000	55.631	100.459	100.459	Cumple

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ESTRIBO H=4.00m

1. Empujes

1.1 Empuje Horizontal

1.1.1 Por Frenado

BR=	10.156	KN/m	Fuerza de frenado
YBR=	5.200	m	Brazo de frenado

1.1.2 Empuje Horizontal Activo

hEHa=	3.400	m	Altura de bloque de suelo activo
EHa=	18.187	KN/m ²	Presión de empuje de suelo activo
QEHa=	30.918	KN/m	Carga por empuje horizontal activa
YEHa=	1.133	m	Brazo de empuje horizontal activa

1.1.3 Empuje Horizontal Pasivo

Al ser un valor a favor de la seguridad, no la tomaremos en cuenta.

1.1.4 Empuje Horizontal por Sobrecarga de Servicio LS

heqLS=	0.600	m	Altura equivalente de suelo para LS
LSh=	3.209	KN/m ²	Presión horizontal Por LS
hEHa=	3.400	m	Altura del bloque de suelo Activo
QLSh=	10.912	KN/m	Carga por empuje horizontal LS
YLSH=	1.700	m	Brazo por empuje horizontal LS

2. Factoración de Cargas

Se presenta los momentos factorados para cada uno de los casos.

ESTADO LÍMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Ajeteamiento

2.1 Resistencia Ia

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	γ_{Ia}	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
BR	10.156	5.200	52.813	1.750	17.773	92.422
EHa	30.918	1.133	35.040	1.500	46.377	52.560
LSh	10.912	1.700	18.551	1.750	19.096	32.464
				$\Sigma=$	83.247	177.446

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ESTRIBO H=4.00m

2.2 Resistencia Ib

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	γ_{Ib}	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
BR	10.156	5.200	52.813	1.750	17.773	92.422
EHa	30.918	1.133	35.040	1.500	46.377	52.560
LSh	10.912	1.700	18.551	1.750	19.096	32.464
$\Sigma=$					83.247	177.446

2.3 Evento Extremo I

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	$\gamma_{EventExt}$ I	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
BR	10.156	5.200	52.813	0.500	5.078	26.406
EHa	30.918	1.133	35.040	1.000	30.918	35.040
LSh	10.912	1.700	18.551	0.500	5.456	9.275
$\Sigma=$					41.452	70.722

2.4 Servicio I

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	γ_{ServI}	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
BR	10.156	5.200	52.813	1.000	10.156	52.813
EHa	30.918	1.133	35.040	1.000	30.918	35.040
LSh	10.912	1.700	18.551	1.000	10.912	18.551
$\Sigma=$					51.986	106.403

3. Solicitaciones de Diseño

Md= 177.446 KN*m/m Momento de diseño

Vd= 83.247 KN/m Cortante de diseño

4. Diseño a Flexión

4.1 Momento de Diseño (Md)

Md= 177,446.02 N*m/m Momento de diseño

4.2 Canto Útil Teórico (dt)

$$d_t = h - d_c$$

h= 0.600 m Peralte de Diseño

dc= 0.050 m Recubrimiento

dt= 0.550 m Canto útil teórico

4.3 Bloque de Compresión Teórico (at)

$$a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$$

Φ = 0.900 Factor de ELR

b= 1.000 m Base unitaria

f'_c = 2.80E+07 N/m² Resistencia característica-hormigón

at= 0.0153 m Altura de bloque de compresión teórico

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ESTRIBO H=4.00m

4.4 Armadura Requerida ($A_{s_{req}}$) $A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

$f_y = 4.20E+08 \text{ N/m}^2$ Límite de fluencia del acero
 $A_{s_{req}} = 865.535 \text{ mm}^2/\text{m}$ Armadura requerida

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra Plg	mm	Sección (mm ²)	$A_{s_{Req}}$ (mm ²)	# Barras Estimada	Separación (m)
3/8	9.5	71.0	865.535	12.191	0.082
1/2	12	113.1	865.535	7.653	0.131
5/8	16	201.1	865.535	4.304	0.232

4.5 Armadura Provista ($A_{s_{prov}}$)

$\emptyset = 12.000 \text{ mm}$ Diámetro de barra provista
 $A_{s\emptyset} = 113.100 \text{ mm}^2$ Área de barra provista
 $Sep\emptyset = 0.100 \text{ m}$ Separación entre barras
 $A_{s_{prov}} = 1,131.000 \text{ mm}^2/\text{m}$ Armadura provista

4.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \emptyset/2$

$d = 0.544 \text{ m}$ Canto útil real del elemento

4.7 Altura del Bloque de Compresión (a) $a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$

$a = 0.0200 \text{ m}$ Altura real del bloque de compresión

4.8 Momento Nominal (M_n) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

$M_n = 253,670.46 \text{ N*m}$ Momento nominal

4.9 Momento Reducido (M_r) $M_r = M_n * \Phi$

$M_r = 228,303.41 \text{ N*m}$ Momento reducido

4.10 Momento de Fisuración (M_{cr}) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

$M_{cr} = 214,420.15 \text{ N*m}$ Momento de fisuración

4.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

$1.33Md = 236,003.21 \text{ N*m}$ 1.33 veces el momento de diseño

4.12 Momento Mínimo ($M_{mín}$)

$M_{mín} = 214,420.15 \text{ N*m}$ Momento mínimo

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ESTRIBO H=4.00m

4.13 Verificación del Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
	214,420.15	≤	228,303.41	
	N*m	Cumple	N*m	

4.14 Armadura para Flexión

Usar Ø de 12 cada 0.100 metros.

4.15 Verificación a Fallo Dúctil

4.15.1 Altura de Fibras a Compresión (c) $c = \frac{a}{0.85}$

c= 0.0235 m Altura de fibras a compresión

4.15.2 Deformación Unitaria del Acero

ϵ_s 0.067 ≥ 0.005 $\epsilon_{s\min}$ $\epsilon_s = \frac{\epsilon_c * d}{c} - \epsilon_c$
Falla Dúctil

5. Verificación para Estado Límite de Servicio (Momento de Servicio)

5.1 Esfuerzo en el Acero para Momento de Servicio (fss)

5.1.1 Homogeneización del Elemento (Encontrando Altura "x")

$$\begin{aligned} a &= 1 & a &= 1 \\ P &= 0.017 & P &= \frac{2 * A_s * \eta}{b} \\ q &= -0.009 & q &= -\frac{2 * A_s * \eta * d}{b} \\ x &= 0.088 \text{ m} & x &= \frac{-P + \sqrt{P^2 - 4 * a * q}}{2 * a} \end{aligned}$$

5.1.2 Esfuerzo en el Acero Para Momento de Servicio (fss) $f_{ss} = \frac{M_s}{A_s * (d - \frac{x}{3})}$

Ms= 106.403 KN*m/m Momento de servicio
fss= 182.776 MPa Esfuerzo en acero-momento de servicio

5.2 Esfuerzo Máximo en el Acero Para Momento de Servicio (fsa)

$$\begin{aligned} f_{sa_a} &= 252.000 \text{ MPa} & f_{sa_a} &= 0.60 * f_y \\ \gamma_e &= 1 & \beta_s &= 1 + \frac{dc}{0.70 * d} \\ \beta_s &= 1.131 & f_{sa_b} &= \frac{123 * \gamma_e}{\beta_s * (Sep + 2d_c)} \\ f_{sa_b} &= 543.621 \text{ MPa} & & \\ & & 252.000 & \text{ MPa} \\ & & \text{Por tanto cumple a fisuración} & \\ & & 543.621 & \text{ MPa} \end{aligned}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ESTRIBO H=4.00m

6. Armadura por Corte

Usando las recomendaciones del artículo 5.8.3.3 de la Norma AASHTO

6.1 Determinación de Coeficiente β

6.1.1 Canto Efectivo a Cortante (d_v)

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

$d_v =$	0.534	m	Peralte efectivo a cortante
$d_{\min 1} =$	0.540	m	Peralte mínimo-1
$d_{\min 2} =$	0.432	m	Peralte mínimo-2

6.1.2 S_{xe}

$$S_{xe} = d_v * \frac{0.035}{ag + 0.016}$$

$Ag =$	0.020	m	Tamaño máximo del agregado
$S_{xe} =$	0.519		

6.1.3 ϵ_s

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + V_u}{E_s * A_s} \quad \text{Deformación por tracción en el hormigón}$$

6.1.4 Coeficiente β

$$\beta = \frac{4.80}{1 + 750 \epsilon_s} * \frac{1.2954}{0.9906 + S_{xe}}$$

6.2 Resistencia a Cortante del Hormigón (V_c)

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$$

$b_v =$	1.000	m	Base de diseño
$V_c =$	406.236	KN	Resistencia a cortante del hormigón

6.3 Resistencia Nominal a Cortante (V_n)

6.3.1 Opción (a)

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$V_p =$	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura activa
$V_s =$	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura pasiva
$V_c =$	406.236	KN	Resistencia a cortante del hormigón
$V_{n_a} =$	406.236	KN	Resistencia nominal a cortante (a)

6.3.2 Opción (b)

$$V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p$$

$V_{n_b} =$	3738.144	KN	Resistencia nominal a cortante (b)
--------------	----------	----	------------------------------------

6.3.3 Resistencia Nominal a Cortante (V_n)

El menor de los dos anteriores

$V_n =$	406.236	KN	Resistencia nominal a cortante
---------	---------	----	--------------------------------

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ESTRIBO H=4.00m

6.4 Resistencia a Cortante Reducida (Vr)

$\phi =$	0.900	Coef. Minoración de resistencias
$V_r =$	365.612 KN	Resistencia reducida a corte

6.5 Verificación a Cortante

ϕV_r	$\geq$	V_u	
365.612	$\geq$	83.247	Si

POR TANTO NO REQUIERE ARMADURA A CORTE

7. Armadura por Retracción y Temperatura

Para elementos de espesor menor a 1.20 metros y que están expuestos al sol o a cambios de temperatura se deberá colocar armadura por retracción y temperatura.

B=	0.500	m	Ancho del elemento
H=	3.400	m	Altura del elemento
$A_{s_{Temp}} =$	3.892	cm ² /m	As por retracción y temperatura

7.1 Verificación de Acero por Temperatura $A_{s_{Temp}} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y}$

$A_{s_{TempMin}}$	$\leq$	$A_{s_{Temp}}$	$\leq$	$A_{s_{TempMax}}$
2.330	$\leq$	3.892	$\leq$	12.700
$A_{s_{Temp}} =$	389.194	mm ² /m		As por retracción y temperatura

Cálculo de Armadura Provista

Diámetro barras Plg	mm	Sección (mm ²)	$A_{s_{Req}}$ (mm ²)	# Barras Estimada	Separación (m)
1/4	6	28.3	389.194	13.752	0.073
5/16	8	50.3	389.194	7.737	0.129
3/8	9.5	71.0	389.194	5.482	0.182

$\phi =$	8	mm	Diámetro de barra
As=	50.300	mm ²	Sección de barra
Sep $\phi =$	0.100	m	Separación de barras
b=	1.000	m	Base de diseño
#Barras/Por Metro=	10		Barras por metro
As/m=	503.000	mm ² /m	Armadura provista
Usar ϕ de	8	cada	0.100 metros en ambas caras.

8. Resumen de Armaduras

Flexión	Usar ϕ de	12	cada	0.100	metros.
Corte			No requiere armadura a corte		
Temp	Usar ϕ de	8	cada	0.100	metros en ambas caras.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUNTA-ESTRIBO H=4.00m

1. Solicitaciones en Contra

1.1. Reacciones del Suelo

Como en la punta la reacción del suelo esta provocando el esfuerzo se deberá elegir la combinación de cargas que generen mayores solicitaciones.

BPu= 0.800		m	Base de la punta			
			σ_2	Talón	Punta	σ_1
x	(m)		0.000	1.600	2.200	3.000
Verticales	e	σ_2	σ_t	σ_p	σ_1	
KN/m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
Res Ia	337.317	0.736	0.000	156.962	215.822	294.303
Res Ib	882.445	0.456	26.011	312.024	419.279	562.286
EvExt I	484.351	0.341	51.316	168.793	212.846	271.585
Serv I	603.154	0.413	35.137	212.112	278.478	366.966

1.1.1 Cortante por Reacción de Suelo

R1=	57.203	KN/m	Reacción por respuesta triangular
R2=	335.423	KN/m	Reacción por respuesta rectangular
R=	392.626	KN/m	Reacción total del suelo

1.1.2 Momentos por Reacción de Suelo

M1=	30.508	KN*m/m	Momento por reacción triangular
M2=	134.169	KN*m/m	Momento por reacción rectangular
M=	164.678	KN*m/m	Momento por reacción total del suelo

2. Solicitaciones a Favor

No consideraremos empuje vertical pasivo para estar del lado de la seguridad.

	b	h	y	Vert	Momento
	(m)	(m)	KN/m³	KN/m	KN*m/m
DC_1	0.800	0.400	23.544	7.534	3.014
DC_2	0.800	0.200	23.544	1.884	0.502
EVP	0.000	0.000	18.000	0.000	0.000

ESTADO LÍMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{L+M}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Agrietamiento

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUNTA-ESTRIBO H=4.00m

2.1 Factorización de Solicitaciones

Usaremos los factores que logren la situación mas crítica.

	Vert KN/m	Momento KN*m/m	$\gamma\gamma$ Ib	Vert KN/m	Momento KN*m/m
DC_1	7.534	3.014	0.900	6.781	2.712
DC_2	1.884	0.502	0.900	1.695	0.452
EVP	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
	$\Sigma=$			8.476	3.164

3. Solicitaciones de Diseño

Md=	161.513	KN*m/m	Momento de diseño
Vd=	384.150	KN/m	Cortante de diseño

4. Diseño a Flexión

4.1 Momento de Diseño (Md)

Md=	161,513.20	N*m/m	Momento de diseño
-----	------------	-------	-------------------

4.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h=	0.600	m	Peralte de Diseño
dc=	0.050	m	Recubrimiento
dt=	0.550	m	Canto útil teórico

4.3 Bloque de Compresión Teórico (at) $a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$

$\Phi=$	0.900		Factor de ELR
b=	1.000	m	Base unitaria
$f'_c=$	2.80E+07	N/m ²	Resistencia característica-hormigón
at=	0.0139	m	Altura de bloque de compresión teórico

4.4 Armadura Requerida ($A_{s_{req}}$) $A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

$f_y=$	4.20E+08	N/m ²	Límite de fluencia del acero
$A_{s_{req}}=$	786.811	mm ² /m	Armadura requerida

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra	Sección	$A_{s_{Req}}$	# Barras	Separación	
Plg	mm	(mm ²)	Estimada	(m)	
3/8	9.5	71.0	786.811	11.082	0.090
1/2	12	113.1	786.811	6.957	0.144
5/8	16	201.1	786.811	3.913	0.256

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUNTA-ESTRIBO H=4.00m

4.5 Armadura Provista ($A_{s_{prov}}$)

$\phi =$	12.000	mm	Diámetro de barra provista
$A_{s\phi} =$	113.100	mm ²	Área de barra provista
$Sep\phi =$	0.100	m	Separación entre barras
$A_{s_{prov}} =$	1,131.000	mm ² /m	Armadura provista

4.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \phi/2$

d =	0.544	m	Canto útil real del elemento
-----	-------	---	------------------------------

4.7 Altura del Bloque de Compresión (a) $a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$

a =	0.020	m	Altura real del bloque de compresión
-----	-------	---	--------------------------------------

4.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

Mn =	253,670.46	N*m	Momento nominal
------	------------	-----	-----------------

4.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr =	228,303.41	N*m	Momento reducido
------	------------	-----	------------------

4.10 Momento de Fisuración (Mcr) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

Mcr =	214,420.15	N*m	Momento de fisuración
-------	------------	-----	-----------------------

4.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

1.33Md =	214,812.56	N*m	1.33 veces el momento de diseño
----------	------------	-----	---------------------------------

4.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín =	214,420.15	N*m	Momento mínimo
--------	------------	-----	----------------

4.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
N*m	214,420.15	≤	228,303.41	N*m
Cumple				

4.14 Armadura para Flexión

Usar ϕ de	12	cada	0.100	metros.
----------------	----	------	-------	---------

4.15 Verificación Por Falla Ductil

4.15.1 Bloque de Compresión (c) $c = \frac{a}{0.85}$

c =	0.0235	m	Bloque de compresión
-----	--------	---	----------------------

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUNTA-ESTRIBO H=4.00m

4.15.2 Deformación Unitaria del Acero

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c * d}{c} - \varepsilon_c \quad \varepsilon_s = \quad \mathbf{0.067} \quad \geq \quad \mathbf{0.005} \quad = \varepsilon_{smín}$$

Falla Ductil

5. Armadura por Corte

Usando las recomendaciones del artículo 5.8.3.3 de la Norma AASHTO.

5.1. Canto Efectivo a Cortante (dv)

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

dv=	0.534	m	Peralte efectivo a cortante
dmin1=	0.540	m	Peralte minimo-1
dmin2=	0.432	m	Peralte minimo-2

5.2 Coeficiente β

$$\beta = \quad \mathbf{2.000} \quad \text{Coeficiente-Elementos bajo tierra}$$

5.3 Resistencia a Cortante del Hormigón Vc

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$$

bv=	1.000	m	Base de diseño
Vc=	469.078	KN	Resistencia a cortante del hormigón

5.4 Resistencia Nominal a Cortante (Vn)

5.4.1 Opción (a)

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Vp=	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura activa
Vs=	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura pasiva
Vc=	469.078	KN	Resistencia a cortante del hormigón
Vn_a=	469.078	KN	Resistencia nominal a cortante (a)

5.4.2 Opción (b)

$$V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p$$

Vn_b=	3738.144	KN	Resistencia nominal a cortante (b)
-------	----------	----	------------------------------------

5.4.3 Resistencia Nominal a Cortante (Vn)

El menor de los dos anteriores

Vn=	469.078	KN	Resistencia nominal a cortante
-----	---------	----	--------------------------------

5.5 Resistencia a Cortante Reducida (Vr)

ϕ =	0.900		Coef. Minoración de resistencias
Vr=	422.170	KN	Resistencia reducida a corte

5.6 Verificación a Cortante

$$\begin{array}{ccc} \phi V_r & \geq & V_u? \\ 422.170 & \geq & 384.150 \quad \mathbf{Si} \end{array}$$

POR TANTO NO REQUIERE ARMADURA A CORTE

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUNTA-ESTRIBO H=4.00m

6. Armadura por Retracción y Temperatura

Para elementos de espesor menor a 1.20 metros y que están expuestos al sol o a cambios de temperatura se deberá colocar armadura por retracción y temperatura.

$f_y =$	420.000	MPa	Resistencia del acero
$B =$	3.000	m	Ancho del elemento
$H =$	0.500	m	Altura del elemento
$A_{sTemp} =$	382.653	mm ² /m	As por retracción y temperatura

6.1 Verificación de Acero por Temperatura $A_{sTemp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y}$

$A_{sTempMin}$	$\leq$	A_{sTemp}	$\leq$	$A_{sTempMax}$
233.000	$\leq$	382.653	$\leq$	1270.000
$A_{sTemp} =$	382.653	mm ² /m		As por retracción y temperatura

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra		Sección	A_{sReq}	# Barras	Separación
Plg	mm	(mm ²)	(mm ²)	Estimada	(m)
1/4	6	28.3	382.653	13.521	0.074
5/16	8	50.3	382.653	7.607	0.131
3/8	9.5	71.0	382.653	5.389	0.186

$\emptyset =$	8	mm	Diámetro de barra
$A_s =$	50.300	mm ²	Sección de barra
$Sep\emptyset =$	0.100	m	Separación de barras
$b =$	1.000	m	Base de diseño
$A_s/m =$	503.000	mm ² /m	Armadura provista
Usar $\emptyset$ de	8	cada	0.100 metros en ambas caras.

7. Resumen de Armaduras

Flexión	Usar $\emptyset$ de	12	cada	0.100 metros.
Corte			No requiere armadura a corte	
Temp	Usar $\emptyset$ de	8	cada	0.100 metros ambas caras.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TALÓN-ESTRIBO H=4.00m

1. Solicitaciones a Favor

1.1. Reacciones del Suelo

Como la reacción del suelo es favorable, elegiremos el caso de menor reacción.

	BPu=	1.600	m	Base del talón		
			$\sigma 2$	Talón	Punta	$\sigma 1$
	x	(m)	0.000	1.600	2.200	3.000
	Verticales	e	$\sigma 2$	σt	σp	$\sigma 1$
	KN/m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
Res Ia	337.317	0.736	0.000	156.962	215.822	294.303
Res Ib	882.445	0.456	26.011	312.024	419.279	562.286
EvExt I	484.351	0.341	51.316	168.793	212.846	271.585
Serv I	603.154	0.413	35.137	212.112	278.478	366.966

1.1.1 Cortante por Reacción de Suelo

R1=	125.569	KN/m	Reacción por respuesta triangular
R2=	0.000	KN/m	Reacción por respuesta rectangular
R=	125.569	KN/m	Reacción total del suelo

1.1.2 Momentos por Reacción de Suelo

M1=	66.970	KN*m/m	Momento por reacción triangular
M2=	0.000	KN*m/m	Momento por reacción rectangular
M=	66.970	KN*m/m	Momento por reacción total del suelo

2 Solicitaciones en Contra

Como estas son las solicitaciones en contra, elegimos el caso crítico.

	b	h	y	Vert	Brazo	Momento
	(m)	(m)	KN/m ³	KN/m	m	KN*m/m
DC_1	1.600	0.400	23.544	15.068	0.800	12.055
DC_2	1.600	0.200	23.544	3.767	0.533	2.009
Eva_1	1.350	3.400	18.000	82.620	0.925	76.424
Eva_2	0.250	0.875	18.000	3.938	0.125	0.492
Eva_3	0.250	0.300	18.000	0.675	0.167	0.113
Eva_4	1.600	0.200	18.000	2.880	1.067	3.072
LSv	1.600	0.600	18.000	17.280	0.800	13.824

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TALÓN-ESTRIBO H=4.00m

2.1 Factorización de Solicitaciones

Como estas son las solicitaciones en contra, elegimos el caso crítico.

	Vert KN/m	Momento KN*m/m	$\gamma\gamma$ lb	Vert KN/m	Momento KN*m/m
DC_1	15.068	12.055	1.250	18.835	15.068
DC_2	3.767	2.009	1.250	4.709	2.511
Eva_1	82.620	76.424	1.350	111.537	103.172
Eva_2	3.938	0.492	1.350	5.316	0.664
Eva_3	0.675	0.113	1.350	0.911	0.152
Eva_4	2.880	3.072	1.350	3.888	4.147
LSv	17.280	13.824	1.750	30.240	24.192
	$\Sigma=$			175.436	149.907

3. Solicitaciones de Diseño

Md=	82.937	KN*m/m	Momento de diseño
Vd=	49.867	KN/m	Cortante de diseño

4. Diseño a Flexión

4.1 Momento de Diseño (Md)

Md=	82,936.51	N*m/m	Momento de diseño
-----	-----------	-------	-------------------

4.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h=	0.600	m	Peralte de Diseño
dc=	0.050	m	Recubrimiento
dt=	0.550	m	Canto útil teórico

4.3 Bloque de Compresión Teórico (at) $a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$

$\Phi=$	0.900		Factor de ELR
b=	1.000	m	Base unitaria
$f'_c=$	2.80E+07	N/m ²	Resistencia característica-hormigón
at=	0.0071	m	Altura de bloque de compresión teórico

4.4 Armadura Requerida ($A_{s_{req}}$) $A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

$f_y=$	4.20E+08	N/m ²	Límite de fluencia del acero
$A_{s_{req}}=$	401.511	mm ² /m	Armadura requerida

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TALÓN-ESTRIBO H=4.00m

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra Plg mm		Sección (mm ²)	As _{Req} (mm ²)	# Barras Estimada	Separación (m)
3/8		9.5	71.0	401.511	5.655
1/2		12	113.1	401.511	3.550
5/8		16	201.1	401.511	1.997

4.5 Armadura Provista (As_{prov})

Ø=	10.000	mm	Diámetro de barra provista
AsØ=	71.000	mm ²	Área de barra provista
SepØ=	0.100	m	Separación entre barras
As _{prov} =	710.000	mm ² /m	Armadura provista

4.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \phi/2$

d=	0.545	m	Canto útil real del elemento
----	-------	---	------------------------------

4.7 Altura del Bloque de Compresión (a) $a = \frac{As_{prov} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$

a=	0.013	m	Altura real del bloque de compresión
----	-------	---	--------------------------------------

4.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = As_{prov} * f_y * (d - a/2)$

Mn=	160,650.86	N*m	Momento nominal
-----	------------	-----	-----------------

4.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr=	144,585.78	N*m	Momento reducido
-----	------------	-----	------------------

4.10 Momento de Fisuración (Mcr) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

Mcr=	214,420.15	N*m	Momento de fisuración
------	------------	-----	-----------------------

4.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

1.33Md=	110,305.55	N*m	1.33 veces el momento de diseño
---------	------------	-----	---------------------------------

4.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín=	110,305.55	N*m	Momento mínimo
-------	------------	-----	----------------

4.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
N*m	110,305.55	≤	144,585.78	N*m
Cumple				

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TALÓN-ESTRIBO H=4.00m

4.14 Armadura para Flexión

Usar Ø de **10** cada **0.100** metros.

4.15 Verificación Por Falla Dúctil

4.15.1 Bloque de Compresión (c) $c = \frac{a}{0.85}$

c= **0.0147** m Bloque de compresión

4.15.2 Deformación Unitaria del Acero $\epsilon_s = \frac{\epsilon_c * d}{c} - \epsilon_c$

ϵ_s = **0.108** $\geq$ **0.005** = $\epsilon_{smín}$

Falla Dúctil

5. Armadura por Corte

Usando las recomendaciones del artículo 5.8.3.3 de la Norma AASHTO.

5.1. Canto Efectivo a Cortante (dv) $d_v = d - \frac{a}{2}$

dv= **0.539** m Peralte efectivo a cortante
dmín1= **0.540** m Peralte mínimo-1
dmín2= **0.432** m Peralte mínimo-2

5.2 Coeficiente β

β = **2.000** Coeficiente-Elementos bajo tierra

5.3 Resistencia a Cortante del Hormigón (Vc) $V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$

bv= **1.000** m Base de diseño
Vc= **473.219** KN Resistencia a cortante del hormigón

5.4 Resistencia Nominal a Cortante (Vn)

5.4.1 Opción (a) $V_n = V_c + V_s + V_p$

Vp= **0.000** KN Resistencia a cortante/armadura activa
Vs= **0.000** KN Resistencia a cortante/armadura pasiva
Vc= **473.219** KN Resistencia a cortante del hormigón
Vn_a= **473.219** KN Resistencia nominal a cortante (a)

5.4.2 Opción (b)

$$V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p$$

Vn_b= **2424.309** KN Resistencia nominal a cortante (b)

5.4.3 Resistencia Nominal a Cortante (Vn)

El menor de los dos anteriores

Vn= **473.219** KN Resistencia nominal a cortante

DISEÑO ESTRUCTURAL DE TALÓN-ESTRIBO H=4.00m

5.5 Resistencia a Cortante Reducida (Vr)

Vr= 425.897 KN Resistencia reducida a corte

5.6 Verificación a Cortante

$\phi V_r \geq V_u?$
 425.897 $\geq$ 49.867 **Si**

POR TANTO NO REQUIERE ARMADURA A CORTE

6. Armadura por Retracción y Temperatura

Para elementos de espesor menor a 1.20 metros y que están expuestos al sol o a cambios de temperatura se deberá colocar armadura por retracción y temperatura.

B= 3.000 m Ancho del elemento
 H= 0.500 m Altura del elemento
 AsTemp= **382.653** mm²/m As por retracción y temperatura

6.1 Verificación de Acero por Temperatura

$$As_{Temp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y}$$

AsTempMin ≤ AsTemp ≤ AsTempMax
 233.000 ≤ 382.653 ≤ 1270.000

AsTemp= 382.653 mm²/m As por retracción y temperatura

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra Plg	mm	Sección (mm ²)	As _{Req} (mm ²)	# Barras Estimada	Separación (m)
1/4	6	28.3	382.653	13.521	0.074
5/16	8	50.3	382.653	7.607	0.131
3/8	9.5	71.0	382.653	5.389	0.186

Ø= **8** mm Diámetro de barra
 As= 50.300 mm² Sección de barra
 SepØ= **0.100** m Separación de barras
 b= 1.000 m Base de diseño
 #Barras/Metro= 10 Barras por metro
 As/m= 503.000 mm²/m Armadura provista
 Usar Ø de **8** cada **0.100** metros en ambas caras.

7. Resumen de Armaduras

Flexión Usar Ø de **10** cada **0.100** metros.
 Corte No requiere armadura a corte
 Temp Usar Ø de **8** cada **0.100** metros ambas caras.

CONSIDERACIONES GENERALES ALERO H=4.00m

1. Materiales y Propiedades Consideradas

ϕ =	0.900		Coef. Minoración de resistencias
g =	9.810	m/s ²	Aceleración gravitatoria
d_c =	0.050	m	Recubrimiento mínimo
f'_c =	28.000	MPa	Resistencia característica del hormigón
f_{cr} =	3.334	MPa	Esfuerzo de fisuración del hormigón
E_c =	26,752.50	MPa	Módulo de elasticidad del hormigón
ϵ_c =	0.003		Deformación unitaria hormigón
γ_H =	23.544	KN/m ³	Densidad del hormigón
f_y =	420.000	MPa	Límite de fluencia del acero
E_s =	200.000	GPa	Módulo de elasticidad del acero
n =	7.476		Relación elasticidad acero/hormigón
γ_s =	18.000	KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
σ_{adm} =	46.304	Kg/cm ²	Esfuerzo admisible del suelo
h_{eqLS} =	0.600	m	Altura equivalente-sobrecarga suelo
θ =	30.000	grados	Ángulo efectivo de fricción interna
A_g =	0.020	m	Tamaño máximo del agregado
β =	2.000		Coeficiente-elementos bajo tierra

2. Predimensionamiento

H =	4.000	m	Altura requerida de estribo
-------	--------------	---	-----------------------------

2.1 Ancho de Zapata "B"

B =	2.800	m	Ancho de zapata
-------	--------------	---	-----------------

2.1.1 Ancho de Zapata en Punta

B_{Pu} =	0.693	m	Ancho de punta
------------	--------------	---	----------------

2.1.2 Ancho de Talón

B_{Ta} =	1.588	m	Ancho de talón
------------	--------------	---	----------------

2.2 Altura de Zapata

$H_{z_Central}$ =	0.600	m	Altura de zapata parte central
$H_{z_Extremo}$ =	0.400	m	Altura zapata en extremos

2.3 Ancho Pantalla

2.3.1 Ancho Inferior Pantalla

B_{Pi} =	0.520	m	Base inferior pantalla
------------	--------------	---	------------------------

2.3.2 Ancho Superior Pantalla

B_{Ps} =	0.300	m	Base superior pantalla
------------	--------------	---	------------------------

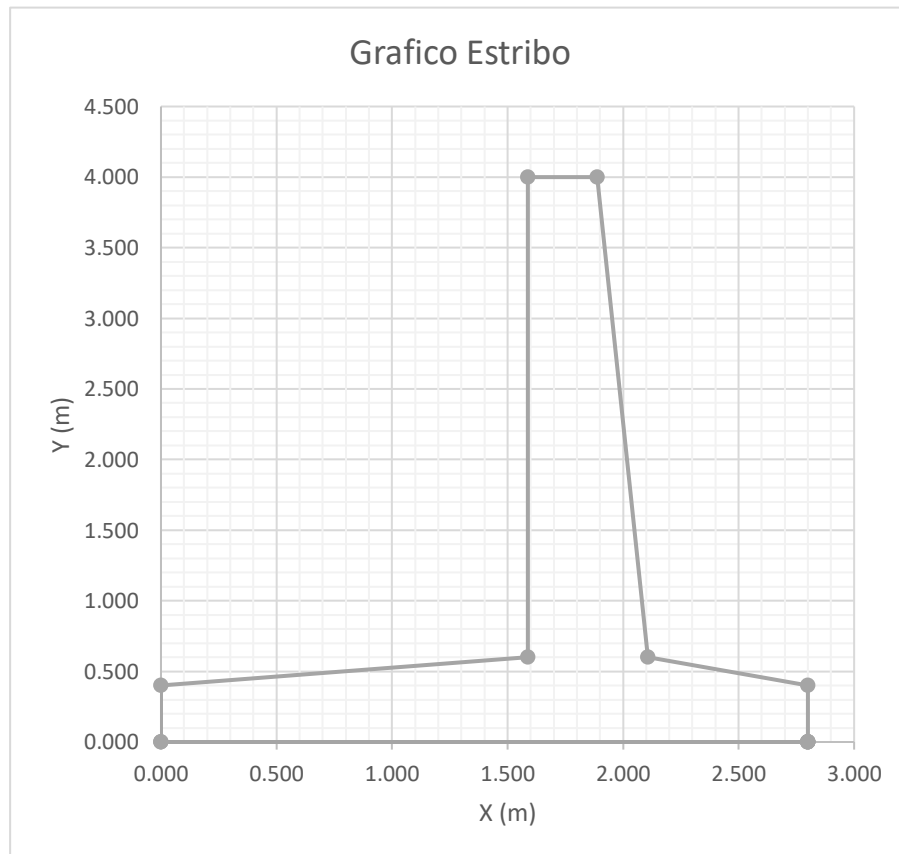
CONSIDERACIONES GENERALES ALERO H=4.00m

3. Resumen de Dimensiones

3.1 Coordenadas

Punto	Este	Norte	Coordenadas
1	0.000	0.000	0,0
2	2.800	0.000	2,8,0
3	2.800	0.000	2,8,0
4	2.800	0.000	2,8,0
5	2.800	0.000	2,8,0
6	2.800	0.000	2,8,0
7	2.800	0.400	2,8,0,4
8	2.107	0.600	2,1072,0,6
9	1.888	4.000	1,8876,4
10	1.588	4.000	1,5876,4
11	1.588	0.600	1,5876,0,6
12	0.000	0.400	0,0,4
13	0.000	0.000	0,0

4. Estribo



CONSIDERACIONES GENERALES ALERO H=4.00m

Figura	b (m)	h (m)	A (m ²)	Xc (m)	M*Xc (m ³)
1	0.300	3.400	1.020	1.738	1.772
2	0.520	0.200	0.104	1.847	0.192
3	2.800	0.400	1.120	1.400	1.568
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.220	3.400	0.373	1.961	0.732
6	0.693	0.200	0.069	2.338	0.162
7	1.588	0.200	0.159	1.058	0.168
$\Sigma=$			2.845	$\Sigma=$	4.594

ADC= 2.845 m²

Área total del alero

XDC= 1.615 m

Centro de gravedad del alero

5. Coeficiente de Empuje Activo

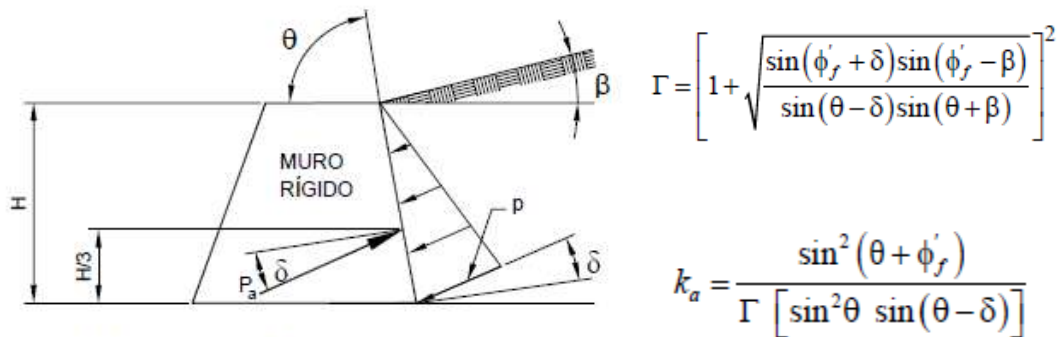


Figura 3.11.5.3-1 – Simbología para el empuje activo de Coulomb

$\beta=$	0.000	°	Ángulo, superficie relleno/horizontal
$\theta=$	90.000	°	Ángulo, respaldo muro/horizontal
$\phi=$	30.000	°	Ángulo efectivo de fricción interna
$\delta=$	30.000	°	Ángulo de fricción relleno-muro
$\Gamma=$	2.914		
$Ka=$	0.297		Coeficiente de empuje lateral activo

6. Coeficiente de Empuje Pasivo

Al estar a favor de la estabilidad no tomaremos en cuenta los empujes pasivos.

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD ALERO H=4.00m

1. Fuerzas Actuantes

1.1 Empujes Verticales

1.1.1 Por Peso Propio

ADC=	2.845	m ²	Área del estribo
QDC=	66.989	KN/m	Carga por estribo
XDC=	1.185	m	Brazo de carga por estribo

1.1.2 Empuje Vertical Activo

$\gamma_s = 18.000 \text{ KN/m}^3$ Peso específico del suelo

Cuerpo	Base m	Altura m	Área m ²	Brazo m	Momento KN*m/m
1	1.588	3.400	5.398	2.006	194.925
2	1.588	0.200	0.159	2.271	6.489
$\Sigma =$			5.557	4.277	201.414

QEHa=	100.019	KN/m	Empuje activo
XEHa=	2.014	m	Brazo de empuje activo

1.1.3 Empuje Vertical Pasivo

Al estar a favor de la estabilidad no tomaremos en cuenta los empujes pasivos.

1.1.4 Empuje Vertical por Sobrecarga de Servicio LS

bEVa=	1.588	m	Base de bloque de suelo
QLSv=	17.146	KN/m	Carga por LSv
XLSv=	2.006	m	Brazo para LSv

1.2 Empujes Horizontales

1.2.1 Empuje Horizontal Activo

hEHa=	4.000	m	Altura del bloque de suelo activo
EHa=	21.396	KN/m ²	Presión de empuje activo del suelo
QEHa=	42.793	KN/m	Carga por empuje horizontal activo
YEHa=	1.333	m	Brazo de empuje horizontal activo

1.2.2 Empuje Horizontal Pasivo

Al ser un empuje a favor de la seguridad, no la tomaremos en cuenta.

1.2.3 Empuje Horizontal por Sobrecarga de Servicio LS

LSh=	3.209	KN/m ²	Presión horizontal por LS
hEHa=	4.000	m	Altura del bloque de suelo activo
QLSh=	12.838	KN/m	Carga por empuje horizontal LS
YLSH=	2.000	m	Brazo por empuje horizontal LS

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD ALERO H=4.00m

2. Solicitaciones Sobre la Estructura

Carga	Vert KN/m	Hor KN/m	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	66.989	0.000	1.185	0.000	79.400	0.000
EHa	0.000	42.793	0.000	1.333	0.000	57.057
EHp	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	100.019	0.000	2.014	0.000	201.414	0.000
EVp	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	17.146	0.000	2.006	0.000	34.398	0.000
LSh	0.000	12.838	0.000	2.000	0.000	25.676
Σ=	184.154	55.631			315.213	82.733

3. Factorización de Momentos

3.1 Resistencia Ia

Resistencia Ia					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	0.900	60.290	0.000	71.460	0.000
EHa	1.500	0.000	64.189	0.000	85.586
EHp	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	100.019	0.000	201.414	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSh	1.750	0.000	22.466	0.000	44.933
Σ=		160.309	86.656	272.874	130.518

3.2 Resistencia Ib

Resistencia Ib					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	1.250	83.737	0.000	99.251	0.000
EHa	1.500	0.000	64.189	0.000	85.586
EHp	1.500	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.350	135.025	0.000	271.909	0.000
EVp	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	1.750	30.006	0.000	60.197	0.000
LSh	1.750	0.000	22.466	0.000	44.933
Σ=		248.768	86.656	431.357	130.518

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD ALERO H=4.00m

3.3 Evento extremo I

Evento Extremo I					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	1.000	66.989	0.000	79.400	0.000
EHa	1.000	0.000	42.793	0.000	57.057
EHp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	100.019	0.000	201.414	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	0.500	8.573	0.000	17.199	0.000
LSh	0.500	0.000	6.419	0.000	12.838
$\Sigma=$		175.581	49.212	298.014	69.895

3.4 Servicio I

Servicio I					
Carga	Factor	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
DC	1.000	66.989	0.000	79.400	0.000
EHa	1.000	0.000	42.793	0.000	57.057
EHp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
EVa	1.000	100.019	0.000	201.414	0.000
EVp	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
LSv	1.000	17.146	0.000	34.398	0.000
LSh	1.000	0.000	12.838	0.000	25.676
$\Sigma=$		184.154	55.631	315.213	82.733

3.5 Resumen de Cargas Factorizadas

	Vert KN/m	Hor KN/m	M. Vert KN*m/m	M. Horiz KN*m/m
Resis Ia	160.309	86.656	272.874	130.518
Resis Ib	248.768	86.656	431.357	130.518
Evet Extr I	175.581	49.212	298.014	69.895
Servicio I	184.154	55.631	315.213	82.733

4. Verificación por Volcamiento

B= 2.800 m Base estribo
 emax= 0.933 m Excentricidad máxima

Verticales	M. Vert	M. Horiz	Xo	e	Condición
------------	---------	----------	----	---	-----------

VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD ALERO H=4.00m

	KN/m	KN*m/m	KN*m/m	m	m	e<emax
Res Ia	160.309	272.874	130.518	0.888	0.512	Cumple
Res Ib	248.768	431.357	130.518	1.209	0.191	Cumple
EvExt I	175.581	298.014	69.895	1.299	0.101	Cumple
Serv I	184.154	315.213	82.733	1.262	0.138	Cumple

5. Verificación de Hundimiento

	Verticales KN/m	e m	σ KN/m ²	σ_{max} KN/m ²	Condición $\sigma < \sigma_{max}$
Resis Ia	160.309	0.512	120.351	4,542.422	Cumple
Resis Ib	248.768	0.191	125.149	4,542.422	Cumple
Evet Extr I	175.581	0.101	76.250	4,542.422	Cumple
Servicio I	184.154	0.138	85.159	4,542.422	Cumple

6. Verificación por Deslizamiento

$$R_R = \phi_T R_T + \phi_{ep} R_{ep}$$

$$\mu_l = 0.577$$

Coeficiente de fricción

$$\phi_T = 1.00, \text{ estado límite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)}$$

$$= 1.00, \text{ estado límite de Evento Extremo (Art. 11.5.8)}$$

	Vert KN/m	Hor KN/m	Rt KN/m	Rr KN/m	Condición Hor<Rr
Resis Ia	160.309	86.656	92.555	92.555	Cumple
Resis Ib	248.768	86.656	143.626	143.626	Cumple
Evet Extr I	175.581	49.212	101.372	101.372	Cumple
Servicio I	184.154	55.631	106.321	106.321	Cumple

7. Cálculo de Esfuerzos de Reacción del Suelo

$$B = 2.800 \text{ m} \quad \text{Base estribo}$$

			σ_2	Talón	Punta	σ_1
	x	(m)	0.000	1.588	2.107	2.800
	Verticales	e	σ_2	σ_t	σ_p	σ_1
	KN/m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
Res Ia	160.309	0.512	0.000	68.239	90.573	120.351
Res Ib	248.768	0.191	52.542	93.710	107.184	125.149
EvExt I	175.581	0.101	49.165	64.522	69.548	76.250
Serv I	184.154	0.138	46.380	68.368	75.564	85.159

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ALERO H=4.00m

1. Empujes

1.1 Empuje Horizontal

1.1.1 Empuje Horizontal Activo

hEHa=	3.400	m	Altura de bloque de suelo activo
EHa=	18.187	KN/m ²	Presión de empuje de suelo activo
QEHa=	30.918	KN/m	Carga por empuje horizontal activa
YEHa=	1.133	m	Brazo de empuje horizontal activa

1.1.2 Empuje Horizontal Pasivo

Al estar a favor de la estabilidad no tomaremos en cuenta los empujes pasivos.

1.1.3 Empuje Horizontal por Sobrecarga de Servicio LS

LSh=	3.209	KN/m ²	Presión horizontal Por LS
hEHa=	3.400	m	Altura del bloque de suelo Activo
QLSh=	10.912	KN/m	Carga por empuje horizontal LS
YLSh=	1.700	m	Brazo por empuje horizontal LS

2. Factorización de Cargas

2.1 Resistencia Ia

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	γ_{Ia}	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
EHa	30.918	1.133	35.040	1.500	46.377	52.560
LSh	10.912	1.700	18.551	1.750	19.096	32.464
$\Sigma=$					65.473	85.024

2.2 Resistencia Ib

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	γ_{Ib}	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
EHa	30.918	1.133	35.040	1.500	46.377	52.560
LSh	10.912	1.700	18.551	1.750	19.096	32.464
$\Sigma=$					65.473	85.024

2.3 Evento Extremo I

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	$\gamma_{EventExtr}$ I	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
EHa	30.918	1.133	35.040	1.000	30.918	35.040
LSh	10.912	1.700	18.551	0.500	5.456	9.275
$\Sigma=$					36.374	44.316

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ALERO H=4.00m

2.4 Servicio I

Carga	Fuerza KN/m	Brazo (m)	Momento KN*m/m	γ_{ServI}	Fuerza KN/m	Momento KN*m/m
EHa	30.918	1.133	35.040	1.000	30.918	35.040
LSh	10.912	1.700	18.551	1.000	10.912	18.551
$\Sigma=$					41.830	53.591

3. Solicitaciones De Diseño

Md=	85.024	KN*m/m	Momento de diseño
Vd=	65.473	KN/m	Cortante de diseño

4. Diseño a Flexión

4.1 Momento de Diseño (Md)

Md=	85,024.15	N*m/m	Momento de diseño
-----	-----------	-------	-------------------

4.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h=	0.520	m	Peralte de Diseño
dc=	0.050	m	Recubrimiento
dt=	0.470	m	Canto útil teórico

4.3 Bloque de Compresión Teórico (at) $a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$

$\Phi=$	0.900		Factor de ELR
b=	1.000	m	Base unitaria
$f'_c=$	2.80E+07	N/m ²	Resistencia característica-hormigón
at=	0.0085	m	Altura de bloque de compresión teórico

4.4 Armadura Requerida (A_{sreq}) $A_{sreq} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

$f_y=$	4.20E+08	N/m ²	Límite de fluencia del acero
$A_{sreq}=$	483.376	mm ² /m	Armadura requerida

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra		Sección	A_{sReq}	# Barras	Separación
Plg	mm	(mm ²)	(mm ²)	Estimada	(m)
3/8	9.5	71.0	483.376	6.808	0.147
1/2	12	113.1	483.376	4.274	0.234
5/8	16	201.1	483.376	2.404	0.416

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ALERO H=4.00m

4.5 Armadura Provista ($A_{s_{prov}}$)

$\phi =$	12.000	mm	Diámetro de barra provista
$A_{s\phi} =$	113.100	mm ²	Área de barra provista
$Sep\phi =$	0.100	m	Separación entre barras
$A_{s_{prov}} =$	1,131.000	mm ² /m	Armadura provista

4.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \phi/2$

d =	0.464	m	Canto útil real del elemento
-----	-------	---	------------------------------

4.7 Altura del Bloque de Compresión (a) $a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$

a =	0.020	m	Altura real del bloque de compresión
-----	-------	---	--------------------------------------

4.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

Mn =	215,478.85	N*m	Momento nominal
------	------------	-----	-----------------

4.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr =	193,930.97	N*m	Momento reducido
------	------------	-----	------------------

4.10 Momento de Fisuración (Mcr) $M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$

Mcr =	160,805.68	N*m	Momento de fisuración
-------	------------	-----	-----------------------

4.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md) $f_r = 0.63 \sqrt{f'_c}$

1.33Md =	113,082.12	N*m	1.33 veces el momento de diseño
----------	------------	-----	---------------------------------

4.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín =	113,082.12	N*m	Momento mínimo
--------	------------	-----	----------------

4.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
N*m	113,082.12	≤	193,930.97	N*m

4.14 Armadura para Flexión

Usar ϕ de	12	cada	0.100	metros.
----------------	----	------	-------	---------

4.15 Verificación Por Falla Dúctil

4.15.1 Bloque de Compresión "C"

$$c = \frac{a}{0.85}$$

C =	0.023	m	Altura del bloque de Compresión
-----	-------	---	---------------------------------

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ALERO H=4.00m

4.15.2 Deformación Unitaria del Acero

$$\varepsilon_s = 0.056 \geq 0.005 = \varepsilon_{smín}$$

Falla Dúctil

5. Verificación para Estado Límite de Servicio (Momento de Servicio)

5.1 Esfuerzo en el Acero para Momento de Servicio (fss)

5.1.1 Homogeneización del Elemento (Encontrando Altura "x")

$$\begin{aligned} a &= 1 & a &= 1 \\ P &= 0.017 & P &= \frac{2 * A_s * \eta}{b} \\ q &= -0.008 & q &= -\frac{2 * A_s * \eta * d}{b} \\ x &= 0.080 \text{ m} & x &= \frac{-P + \sqrt{P^2 - 4 * a * q}}{2 * a} \end{aligned}$$

5.1.2 Esfuerzo en el Acero Para Momento de Servicio (fss)

$$f_{ss} = \frac{M_s}{A_s * \left(d - \frac{x}{3}\right)}$$

$$\begin{aligned} M_s &= 53.591 \text{ KN*m/m} & \text{Momento de servicio} \\ f_{ss} &= 108.487 \text{ MPa} & \text{Esfuerzo en acero-momento de servicio} \end{aligned}$$

5.2 Esfuerzo Máximo en el Acero Para Momento de Servicio (fsa)

$$\begin{aligned} f_{sa_a} &= 252.000 \text{ MPa} & f_{sa_a} &= 0.60 * f_y \\ \gamma_e &= 1 & \beta_s &= 1 + \frac{dc}{0.70 * d} \\ \beta_s &= 1.154 & f_{sa_b} &= \frac{123 * \gamma_e}{\beta_s * (Sep + 2d_c)} \\ f_{sa_b} &= 532.895 \text{ MPa} \end{aligned}$$

252.000 MPa
108.487 ≤ Por tanto cumple a fisuración
532.895 MPa

6. Armadura por Corte

Usando las recomendaciones del artículo 5.8.3.3 de la Norma AASHTO

6.1 Determinación de Coeficiente β

6.1.1 Canto Efectivo a Cortante

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$
$$\begin{aligned} dv &= 0.454 \text{ m} & \text{Peralte efectivo a cortante} \\ d_{mín1} &= 0.468 \text{ m} & \text{Peralte mínimo-1} \\ d_{mín2} &= 0.374 \text{ m} & \text{Peralte mínimo-2} \end{aligned}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ALERO H=4.00m

6.1.2 Sxe

$$Sxe = dv * \frac{0.035}{ag + 0.016}$$

Ag= 0.020 m Tamaño máximo del agregado

SxE= **0.441** m

6.1.3 Es

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + V_u}{E_s * A_s}$$

Es= **0.0011**

6.1.4 Coeficiente β

$$\beta = \frac{4.80}{1 + 750\epsilon_s} * \frac{1.2954}{0.9906 + S_{xe}}$$

β= **2.362**

6.2 Resistencia a Cortante del Hormigón Vc $Vc = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$

bv= 1.000 m Base de diseño

Vc= **470.642** KN Resistencia a cortante del hormigón

6.3 Resistencia Nominal a Cortante (Vn)

6.3.1 Opción (a) $V_n = V_c + V_s + V_p$

Vp= 0.000 KN Resistencia a cortante/armadura activa

Vs= 0.000 KN Resistencia a cortante/armadura pasiva

Vc= 470.642 KN Resistencia a cortante del hormigón

Vn_a= 470.642 KN Resistencia nominal a cortante (a)

6.3.2 Opción (b) $V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p$

Vn_b= 3175.344 KN Resistencia nominal a cortante (b)

6.3.3 Resistencia Nominal a Cortante Vn

El menor de los dos anteriores

Vn= 470.642 KN Resistencia nominal a cortante

6.4 Resistencia a Cortante Reducida Vr

φ= 0.900 Coef. Minoración de resistencias

Vr= **423.578** KN Resistencia reducida a corte

6.5 Verificación a Cortante

¿Vr	≥	Vu?	
423.578	≥	65.473	Si

POR TANTO NO REQUIERE ARMADURA A CORTE

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PANTALLA-ALERO H=4.00m

7. Armadura por Retracción y Temperatura

Para elementos de espesor menor a 1.20 metros y que están expuestos al sol o a cambios de temperatura se deberá colocar armadura por retracción y temperatura.

B=	0.410	m	Ancho del elemento
H=	3.400	m	Altura del elemento
As _{Temp} =	3.265	cm ² /m	As por retracción y temperatura

7.1 Verificación de Acero por Temperatura
$$As_{Temp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y}$$

AsTempMin	≤	AsTemp	≤	AsTempMax
2.330	≤	3.265	≤	12.700

As _{Temp} =	3.265	cm ² /m	As por retracción y temperatura
----------------------	-------	--------------------	---------------------------------

As _{Temp} =	326.536	mm ² /m	As por retracción y temperatura
----------------------	---------	--------------------	---------------------------------

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro barras	Sección	As _{Req}	# Barras	Separación	
Plg	mm	(mm ²)	Estimada	(m)	
1/4	6	28.3	326.536	11.538	0.087
5/16	8	50.3	326.536	6.492	0.154
3/8	9.5	71.0	326.536	4.599	0.217

Ø=	8	mm	Diámetro de barra
As=	50.300	mm ²	Sección de barra
SepØ=	0.100	m	Separación de barras
b=	1.000	m	Base de diseño
#Barras/Por Metro=	10		Barras por metro
As/m=	503.000	mm ² /m	Armadura provista
Usar Ø de	8	cada	0.100 metros en ambas caras.

8. Resumen de Armaduras

Flexión	Usar Ø de	12	cada	0.100	metros.
Corte			No requiere armadura a corte		
Temp	Usar Ø de	8	cada	0.100	metros en ambas caras.

DISEÑO ESTRUCTURAL PUNTA-ALERO H=4.00m

1. Solicitaciones en Contra

1.1. Reacciones del Suelo

Como en la punta la reacción del suelo esta provocando el esfuerzo se deberá elegir la combinación de cargas que generen mayores solicitaciones.

BPu= 0.693		m	Base de la punta			
		σ_2	Talón	Punta	σ_1	
x	(m)	0.000	1.588	2.107	2.800	
Verticales	e	σ_2	σ_t	σ_p	σ_1	
KN/m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	
Res Ia	160.309	0.512	0.000	68.239	90.573	120.351
Res Ib	248.768	0.191	52.542	93.710	107.184	125.149
EvExt I	175.581	0.101	49.165	64.522	69.548	76.250
Serv I	184.154	0.138	46.380	68.368	75.564	85.159

1.1.1 Cortante por Reacción de Suelo

R1=	6.223	KN/m	Reacción por respuesta triangular
R2=	74.257	KN/m	Reacción por respuesta rectangular
R=	80.480	KN/m	Reacción total del suelo

1.1.2 Momentos por Reacción de Suelo

M1=	2.874	KN*m/m	Momento por reacción triangular
M2=	25.723	KN*m/m	Momento por reacción rectangular
M=	28.597	KN*m/m	Momento por reacción total del suelo

2. Solicitaciones a Favor

No consideraremos empuje vertical pasivo para estar del lado de la seguridad.

	b	h	y	Vert	Momento
	(m)	(m)	KN/m³	KN/m	KN*m/m
DC_1	0.693	0.400	23.544	6.525	2.260
DC_2	0.693	0.200	23.544	1.631	0.377
EVP	0.000	0.000	18.000	0.000	0.000

ESTADO LIMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{ER}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Aguetamiento

DISEÑO ESTRUCTURAL PUNTA-ALERO H=4.00m

2.1 Factorización de Solicitaciones

Usaremos los factores que logren la situación mas crítica.

	Vert KN/m	Momento KN*m/m	$\gamma\gamma$ Ib	Vert KN/m	Momento KN*m/m
DC_1	6.525	2.260	0.900	5.872	2.034
DC_2	1.631	0.377	0.900	1.468	0.339
EVP	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
	$\Sigma=$			7.340	2.373

3. Solicitaciones de Diseño

Md=	26.224	KN*m/m	Momento de diseño
Vd=	73.140	KN/m	Cortante de diseño

4. Diseño a Flexión

4.1 Momento de Diseño (Md)

Md=	26,223.78	N*m/m	Momento de diseño
-----	-----------	-------	-------------------

4.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h=	0.600	m	Peralte de Diseño
dc=	0.050	m	Recubrimiento
dt=	0.550	m	Canto útil teórico

4.3 Bloque de Compresión Teórico (at)

$$a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$$

$\Phi=$	0.900		Factor de ELR
b=	1.000	m	Base unitaria
$f'_c=$	2.80E+07	N/m ²	Resistencia característica-hormigón
at=	0.002	m	Altura de bloque de compresión teórico

4.4 Armadura Requerida ($A_{s_{req}}$) $A_{s_{req}} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

$f_y=$	4.20E+08	N/m ²	Límite de fluencia del acero
$A_{s_{req}}=$	126.393	mm ² /m	Armadura requerida

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra	Sección	$A_{s_{Req}}$	# Barras	Separación	
Plg	mm	(mm ²)	Estimada	(m)	
3/8	9.5	71.0	126.393	1.780	0.562
1/2	12	113.1	126.393	1.118	0.895
5/8	16	201.1	126.393	0.629	1.591

DISEÑO ESTRUCTURAL PUNTA-ALERO H=4.00m

4.5 Armadura Provista ($A_{s_{prov}}$)

$\phi =$	12.000	mm	Diámetro de barra provista
$A_{s\phi} =$	113.100	mm ²	Área de barra provista
$Sep\phi =$	0.100	m	Separación entre barras
$A_{s_{prov}} =$	1,131.000	mm ² /m	Armadura provista

4.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \phi/2$

d=	0.544	m	Canto útil real del elemento
----	-------	---	------------------------------

4.7 Altura del Bloque de Compresión (a)

$$a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$$

a=	0.020	m	Altura real del bloque de compresión
----	-------	---	--------------------------------------

4.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

Mn=	253,670.46	N*m	Momento nominal
-----	------------	-----	-----------------

4.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr=	228,303.41	N*m	Momento reducido
-----	------------	-----	------------------

4.10 Momento de Fisuración (Mcr)

$$M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$$

Mcr=	214,420.15	N*m	Momento de fisuración
------	------------	-----	-----------------------

4.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Mu)

1.33Mu=	34,877.63	N*m	1.33 veces el momento último
---------	-----------	-----	------------------------------

4.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín=	34,877.63	N*m	Momento mínimo
-------	-----------	-----	----------------

4.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
	34,877.63	≤	228,303.41	
	N*m	Cumple	N*m	

4.14 Armadura para Flexión

Usar ϕ de	12	cada	0.100	metros.
----------------	----	------	-------	---------

DISEÑO ESTRUCTURAL PUNTA-ALERO H=4.00m

4.15 Verificación Por Falla Dúctil

$$c = \frac{a}{0.85}$$

4.15.1 Bloque de Compresión "C"

$$C = 0.023 \text{ m} \quad \text{Altura del bloque de Compresión}$$

4.15.2 Deformación Unitaria del Acero

$$\varepsilon_s = 0.067 \geq 0.005 = \varepsilon_{smín}$$

Falla Dúctil

5. Armadura por Corte

Usando las recomendaciones del artículo 5.8.3.3 de la Norma AASHTO.

5.1. Canto Efectivo a Cortante

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

$d_v =$	0.534	m	Peralte efectivo a cortante
$d_{mín1} =$	0.540	m	Peralte mínimo-1
$d_{mín2} =$	0.432	m	Peralte mínimo-2

5.2 Coeficiente β

$$\beta = 2.000 \quad \text{Coeficiente-Elementos bajo tierra}$$

5.3 Resistencia a Cortante del Hormigón V_c

$$V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$$

$b_v =$	1.000	m	Base de diseño
$V_c =$	469.078	KN	Resistencia a cortante del hormigón

5.4 Resistencia Nominal a Cortante (V_n)

5.4.1 Opción (a)

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$V_p =$	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura activa
$V_s =$	0.000	KN	Resistencia a cortante/armadura pasiva
$V_c =$	469.078	KN	Resistencia a cortante del hormigón
$V_{n_a} =$	469.078	KN	Resistencia nominal a cortante (a)

5.4.2 Opción (b)

$$V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p$$

$V_{n_b} =$	3738.144	KN	Resistencia nominal a cortante (b)
--------------	----------	----	------------------------------------

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

5.4.3 Resistencia Nominal a Cortante V_n

El menor de los dos anteriores

$V_n =$	469.078	KN	Resistencia nominal a cortante
---------	---------	----	--------------------------------

DISEÑO ESTRUCTURAL PUNTA-ALERO H=4.00m

5.5 Resistencia a Cortante Reducida V_r

$\phi =$	0.900		Coef. Minoración de resistencias
$V_r =$	422.170	KN	Resistencia reducida a corte

5.6 Verificación a Cortante

ϕV_r	$\geq$	V_u	
422.170	$\geq$	73.140	Si

POR TANTO NO REQUIERE ARMADURA A CORTE

6. Armadura por Retracción y Temperatura

Para elementos de espesor menor a 1.20 metros y que están expuestos al sol o a cambios de temperatura se deberá colocar armadura por retracción y temperatura.

B =	2.800	m	Ancho del elemento
H =	0.500	m	Altura del elemento
$A_{sTemp} =$	378.788	mm ² /m	As por retracción y temperatura

6.1 Verificación de Acero por Temperatura $A_{sTemp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y}$

$A_{sTempMin}$	$\leq$	A_{sTemp}	$\leq$	$A_{sTempMax}$
233.000	$\leq$	378.788	$\leq$	1270.000

$A_{sTemp} =$	378.788	mm ² /m	As por retracción y temperatura
---------------	---------	--------------------	---------------------------------

Cálculo de Armadura Provista

Diámetro Barra		Sección	A_{sReq}	# Barras	Separación
Plg	mm	(mm ²)	(mm ²)	Estimada	(m)
1/4	6	28.3	378.788	13.385	0.075
5/16	8	50.3	378.788	7.531	0.133
3/8	9.5	71.0	378.788	5.335	0.187

$\phi =$	8	mm	Diámetro de barra
As =	50.300	mm ²	Sección de barra
Sep $\phi =$	0.100	m	Separación de barras
b =	1.000	m	Base de diseño
As/m =	503.000	mm ² /m	Armadura provista
Usar ϕ de	8	cada	0.100 metros en ambas caras.

7. Resumen de Armaduras

Flexión	Usar ϕ de	12	cada	0.100	metros.
Corte			No requiere armadura a corte		
Temp	Usar ϕ de	8	cada	0.100	metros ambas caras.

DISEÑO ESTRUCTURAL TALÓN-ALERO 4.00m

1. Solicitaciones a favor

1.1. Reacciones del suelo

Como la reacción del suelo es favorable, elegiremos el caso de menor reacción.

BPu= 1.588 m		Base del talón			
		σ_2	Talón	Punta	σ_1
x	(m)	0.000	1.588	2.107	2.800
Verticales	e	σ_2	σ_t	σ_p	σ_1
	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
Res Ia	160.309	0.000	68.239	90.573	120.351
Res Ib	248.768	0.191	93.710	107.184	125.149
EvExt I	175.581	0.101	64.522	69.548	76.250
Serv I	184.154	0.138	68.368	75.564	85.159

1.1.1 Cortante por Reacción de Suelo

R1=	54.168	KN/m	Reacción por respuesta triangular
R2=	0.000	KN/m	Reacción por respuesta rectangular
R=	54.168	KN/m	Reacción total del suelo

1.1.2 Momentos por Reacción de Suelo

M1=	28.666	KN*m/m	Momento por reacción triangular
M2=	0.000	KN*m/m	Momento por reacción rectangular
M=	28.666	KN*m/m	Momento por reacción total del suelo

2 Solicitaciones en Contra

Como estas son las solicitaciones en contra, elegimos el caso crítico.

	b	h	y	Vert	Brazo	Momento
	(m)	(m)	KN/m ³	KN/m	m	KN*m/m
DC_1	1.588	0.400	23.544	14.951	0.794	11.868
DC_2	1.588	0.200	23.544	3.738	0.529	1.978
Eva_1	1.588	3.400	18.000	97.161	0.794	77.126
Eva_2	1.588	0.200	18.000	2.858	1.058	3.025
LSv	1.588	0.600	18.000	17.146	0.794	13.611

ESTADO LÍMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{L+M}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Arietamiento

DISEÑO ESTRUCTURAL TALÓN-ALERO 4.00m

2.1 Factorización de Solicitaciones

	Vert KN/m	Momento KN*m/m	γγ Ib	Vert KN/m	Momento KN*m/m
DC_1	14.951	11.868	1.250	18.689	14.836
DC_2	3.738	1.978	1.250	4.672	2.473
Eva_1	97.161	77.126	1.350	131.168	104.121
Eva_2	2.858	3.025	1.350	3.858	4.083
LSv	17.146	13.611	1.750	30.006	23.818
			Σ=	188.393	149.331

3. Solicitaciones de Diseño

Md=	120.665	KN*m/m	Momento de diseño
Vd=	134.224	KN/m	Cortante de diseño

4. Diseño a Flexión

4.1 Momento de Diseño (Md)

Md=	120,664.72	N*m/m	Momento de diseño
-----	------------	-------	-------------------

4.2 Canto Útil Teórico (dt) $d_t = h - d_c$

h=	0.600	m	Peralte de Diseño
dc=	0.050	m	Recubrimiento
dt=	0.550	m	Canto útil teórico

4.3 Bloque de Compresión Teórico (at) $a_t = d_t \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d / \Phi}{0.425 * b * d_t^2 * f'_c}} \right)$

Φ=	0.900		Factor de ELR
b=	1.000	m	Base unitaria
f'c=	2.80E+07	N/m ²	Resistencia característica-hormigón
at=	0.010	m	Altura de bloque de compresión teórico

4.4 Armadura Requerida (As_{req}) $As_{req} = 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * b * at$

f _y =	4.20E+08	N/m ²	Límite de fluencia del acero
As _{req} =	585.905	mm ² /m	Armadura requerida

Cálculo de Armadura Provista					
Diámetro Barra	Sección	As _{Req}	# Barras	Separación	
Plg	mm	(mm ²)	Estimada	(m)	
3/8	9.5	71.0	585.905	8.252	0.121
1/2	12	113.1	585.905	5.180	0.193
5/8	16	201.1	585.905	2.914	0.343

DISEÑO ESTRUCTURAL TALÓN-ALERO 4.00m

4.5 Armadura Provista ($A_{s_{prov}}$)

$\phi =$	12.000	mm	Diámetro de barra provista
$A_s \phi =$	113.100	mm ²	Área de barra provista
$Sep \phi =$	0.100	m	Separación entre barras
$A_{s_{prov}} =$	1,131.000	mm ² /m	Armadura provista

4.6 Canto útil (d) $d = h - d_c - \phi/2$

d =	0.544	m	Canto útil real del elemento
-----	-------	---	------------------------------

4.7 Altura del Bloque de Compresión (a)

$$a = \frac{A_{s_{prov}} * f_y}{0.85 * b * f'_c}$$

a =	0.020	m	Altura real del bloque de compresión
-----	-------	---	--------------------------------------

4.8 Momento Nominal (Mn) $M_n = A_{s_{prov}} * f_y * (d - a/2)$

Mn =	253,670.46	N*m	Momento nominal
------	------------	-----	-----------------

4.9 Momento Reducido (Mr) $M_r = M_n * \Phi$

Mr =	228,303.41	N*m	Momento reducido
------	------------	-----	------------------

4.10 Momento de Fisuración (Mcr)

$$M_{cr} = \frac{1.60 * 0.67 * b * h^2 * f_{cr}}{6}$$

Mcr =	214,420.2	N*m	Momento de fisuración
-------	-----------	-----	-----------------------

4.11 (1.33) Veces el Momento de Diseño (1.33Md)

1.33Md =	160,484.08	N*m	1.33 veces el momento de diseño
----------	------------	-----	---------------------------------

4.12 Momento Mínimo (Mmín)

Mmín =	160,484.08	N*m	Momento mínimo
--------	------------	-----	----------------

4.13 Verificación de Momento de Diseño

Momento último	Mu	≤	Mr	Momento reducido
	160,484.08	≤	228,303.41	
	N*m	Cumple	N*m	

4.14 Armadura para Flexión

Usar ϕ de	12	cada	0.100	metros.
----------------	----	------	-------	---------

DISEÑO ESTRUCTURAL TALÓN-ALERO 4.00m

4.15 Verificación Por Falla Dúctil

$$c = \frac{a}{0.85}$$

4.15.1 Bloque de Compresión "C"

$$C = 0.023 \text{ m} \quad \text{Altura del bloque de Compresión}$$

4.15.2 Deformación Unitaria del Acero

$$\varepsilon_s = 0.067 \geq 0.005 = \varepsilon_{smín}$$

Falla Dúctil

5. Armadura por Corte

Usando las recomendaciones del artículo 5.8.3.3 de la Norma AASHTO.

5.1. Canto Efectivo a Cortante

$$d_v = d - \frac{a}{2}$$

$$\begin{aligned} dv &= 0.534 \text{ m} && \text{Peralte efectivo a cortante} \\ dmín1 &= 0.540 \text{ m} && \text{Peralte mínimo-1} \\ dmín2 &= 0.432 \text{ m} && \text{Peralte mínimo-2} \end{aligned}$$

5.2 Coeficiente β

$$\beta = 2.000 \quad \text{Coeficiente-Elementos bajo tierra}$$

5.3 Resistencia a Cortante del Hormigón V_c $V_c = 0.083 * \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$

$$\begin{aligned} bv &= 1.000 \text{ m} && \text{Base de diseño} \\ Vc &= 469.078 \text{ KN} && \text{Resistencia a cortante del hormigón} \end{aligned}$$

5.4 Resistencia Nominal a Cortante (V_n)

5.4.1 Opción (a)

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$\begin{aligned} Vp &= 0.000 \text{ KN} && \text{Resistencia a cortante/armadura activa} \\ Vs &= 0.000 \text{ KN} && \text{Resistencia a cortante/armadura pasiva} \\ Vc &= 469.078 \text{ KN} && \text{Resistencia a cortante del hormigón} \\ Vn_a &= 469.078 \text{ KN} && \text{Resistencia nominal a cortante (a)} \end{aligned}$$

5.4.2 Opción (b)

$$V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v + V_p$$

$$Vn_b = 3738.144 \text{ KN} \quad \text{Resistencia nominal a cortante (b)}$$

5.4.3 Resistencia Nominal a Cortante V_n

El menor de los dos anteriores

$$Vn = 469.078 \text{ KN} \quad \text{Resistencia nominal a cortante}$$

DISEÑO ESTRUCTURAL TALÓN-ALERO 4.00m

5.5 Resistencia a Cortante Reducida V_r

$\phi =$	0.900		Coef. Minoración de resistencias
$V_r =$	422.170	KN	Resistencia reducida a corte

5.6 Verificación a Cortante

ϕV_r	$\geq$	V_u	
422.170	$\geq$	134.224	Si

POR TANTO NO REQUIERE ARMADURA A CORTE

6. Armadura por Retracción y Temperatura

Para elementos de espesor menor a 1.20 metros y que están expuestos al sol o a cambios de temperatura se deberá colocar armadura por retracción y temperatura.

B =	2.800	m	Ancho del elemento
H =	0.500	m	Altura del elemento
$A_{sTemp} =$	378.788	mm ² /m	As por retracción y temperatura

$$A_{sTemp} = \frac{7500 * B * H}{2 * (B + H) * f_y}$$

6.1 Verificación de Acero por Temperatura

$A_{sTempMin}$	$\leq$	A_{sTemp}	$\leq$	$A_{sTempMax}$
233.000	$\leq$	378.788	$\leq$	1270.000

$A_{sTemp} =$	378.788	mm ² /m	As por retracción y temperatura
---------------	---------	--------------------	---------------------------------

Cálculo de Armadura Provista

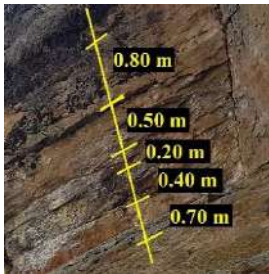
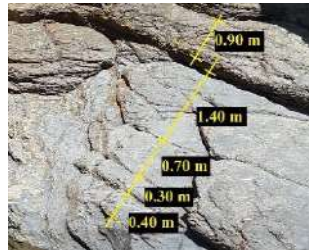
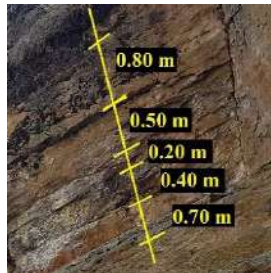
Diámetro Barra		Sección	A_{sReq}	# Barras	Separación
Plg	mm	(mm ²)	(mm ²)	Estimada	(m)
1/4	6	28.3	378.788	13.385	0.075
5/16	8	50.3	378.788	7.531	0.133
3/8	9.5	71.0	378.788	5.335	0.187

$\phi =$	8	mm	Diámetro de barra
As =	50.300	mm ²	Sección de barra
Sep $\phi =$	0.100	m	Separación de barras
b =	1.000	m	Base de diseño
As/m =	503.000	mm ² /m	Armadura provista
Usar ϕ de	8	cada	0.100 metros en ambas caras.

7. Resumen de Armaduras

Flexión	Usar ϕ de	12	cada	0.100	metros.
Corte			No requiere armadura a corte		
Temp	Usar ϕ de	8	cada	0.100	metros ambas caras.

REGISTRO DE DATOS-CLASIFICACIÓN MACIZO ROCOSO 1

Proyecto:		Diseño Estructural Puente Vehicular Corana Sud		
Muestra:		Muestra N°1 Macizo Rocosco Lado Noreste		
Fecha:		Septiembre-2021		
1.Resistencia a la compresión simple (MPa)				
		En base al ensayo realizado por un estudiante de la UAJMS en una zona bastante cerca y de características muy similares se asume la resistencia a la compresión simple de nuestro macizo rocoso en 13.627 MPa		
2.Grado de meteorización RQD				
Referencia	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	
				
	Sep_1	0.80	0.90	0.90
	Sep_2	0.50	1.40	1.40
	Sep_3	0.20	1.50	0.70
	Sep_4	0.40	1.40	0.30
	Sep_5	0.70	0.50	0.40
	Sep_6	-	2.10	-
	Prom	0.52	1.30	0.74
	Jv	2.31	1.05	1.62
	Total	4.98		
RQD(Jv)=	98.56			
Verificación de RQD por frecuencia de discontinuidades λ				
RQD(λ)=	98.37			
3. Separación entre diaclasas				
		La separación promedio de diaclasas en el sentido mas crítico respecto a la fundación es de 0.52 metros.		

4.1 Longitud de discontinuidad	
	La distancia de las discontinuidades en el sentido mas crítico respecto a la fundación es mayor a 20 metros.
4.2 Abertura	
	La abertura esta entre 0.1 y 1.0 milímetros
4.3 Rugosidad	
	En cuanto a rugosidad la misma corresponde a una clase rugosa.
4.4 Relleno	
	Se observa que no hay relleno entre diaclasas.
4.5 Alteración	
	En cuanto a la alteración se puede decir que la misma es moderadamente alterada.

5. Agua freática	
	El estado general de agua freática es seco.
6. Orientación de discontinuidades	
	En cuanto a la orientación de las discontinuidades, las mismas se pueden clasificar como favorables respecto a la cimentación.

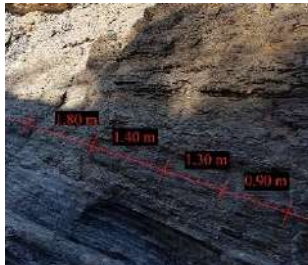
PUNTUTACIÓN-CLASIFICACIÓN MACIZO ROCOSO 1

Clasificación Geotécnica RMR macizo 1									
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		>2	0.60-2m	0.2-0.60m	0.06-0.2m	<0.06m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	<0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	>5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5	Relleno duro >5	Relleno blando <5	Relleno blando >5		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Moderadamente húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		
Corrección por la orientación de las discontinuidades									
Dirección y buzamiento			Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables		
Puntuación	Túneles		0	-2	-5	-10	-12		
	Cimentaciones		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-2	-25	-50	-60		

Puntuación= 62.00

Clasificación					
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

REGISTRO DE DATOS-CLASIFICACIÓN MACIZO ROCOSO 2

Proyecto:		Diseño Estructural Puente Vehicular Corana Sud		
Muestra:		Muestra N°2 Macizo Rocosu Lado Sureste		
Fecha:		Septiembre-2021		
1.Resistencia a la compresión simple (MPa)				
		En base al ensayo realizado por un estudiante de la UAJMS en una zona bastante cerca y de características muy similares se asume la resistencia a la compresión simple de nuestro macizo rocoso en 13.627 MPa		
2.Grado de meteorización RQD				
Referencia	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	
				
	Sep_1	0.20	1.80	0.60
	Sep_2	0.50	1.40	0.80
	Sep_3	0.30	1.30	0.70
	Sep_4	0.40	0.90	0.60
	Sep_5	0.60	-	-
	Sep_6	0.80	-	-
Prom	0.47	1.35	0.68	
Jv	3.00	0.93	1.85	
Total	5.78			
RQD(Jv)=	95.93			
Verificación de RQD por frecuencia de discontinuidades λ				
RQD(λ)=	98.01			
3. Separación entre diaclasas				
		La separación promedio de diaclasas en el sentido mas crítico respecto a la fundación es de 0.47 metros.		

4.1 Longitud de discontinuidad	
	La distancia de las discontinuidades en el sentido mas crítico respecto a la fundación es mayor a 20 metros.
4.2 Abertura	
	La abertura esta entre 0.1 y 1.0 milímetros
4.3 Rugosidad	
	En cuanto a rugosidad la misma corresponde a una clase rugosa.
4.4 Relleno	
	Se observa que no hay relleno entre diaclasas.
4.5 Alteración	
	En cuanto a la alteración se puede decir que la misma es moderadamente alterada.

5. Agua freática



El estado general de agua freática es seco.

6. Orientación de discontinuidades



En cuanto a la orientación de las discontinuidades, las mismas se pueden clasificar como favorables respecto a la cimentación.

PUNTUTACIÓN-CLASIFICACIÓN MACIZO ROCOSO 2

Clasificación geotécnica RMR macizo 2									
1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	>10	10 - 4	4 - 2	2 - 1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	>250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		>2	0.60-2m	0.2-0.60m	0.06-0.2m	<0.06m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	<0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	>5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro <5	Relleno duro >5	Relleno blando <5	Relleno blando >5		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Moderadamente húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		
Corrección por la orientación de las discontinuidades									
Dirección y buzamiento			Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables		
Puntuación	Túneles		0	-2	-5	-10	-12		
	Cimentaciones		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-2	-25	-50	-60		

Puntuación= 62.00

Clasificación					
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy Buena	Buena	Media	Mala	Muy Mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	<20

LISTADO DE ÍTEMS

ÍTEM	ACTIVIDAD	UNIDAD
M01-OBRAS PRELIMINARES		
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	Global
2	LETREROS DE OBRA	Pieza
3	LIMPIEZA Y DESBROCE	m ²
4	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO	m ²
M02-INFRAESTRUCTURA		
5	EXCAVACIÓN EN ROCA	m ³
6	HORMIGÓN TIPO E_HORMIGÓN POBRE	m ³
7	HORMIGÓN fc=28MPa_ESTRIBOS	m ³
8	ACERO ESTRUCTURAL_ESTRIBOS	kg
9	APOYOS DE NEOPRENO COMPUESTO	dm ³
10	BARBACANAS DE PVC 4"_ESTRIBOS	m
11	RELLENO Y COMPATADO-MATERIAL SELECCIONADO	m ³
M03-SUPERESTRUCTURA		
12	HORMIGÓN CLASE P_VIGAS (fc=35MPa)	m ³
13	ACERO ESTRUCTURAL_VIGAS	kg
14	CABLES DE ACERO P/PRETENSADO (12T G270)	m
15	PROVISIÓN Y COLOCADO-VAINA GALVANIZADA	m
16	JUEGO DE ANCLAJES TIPO FREISSINET	Pza.
17	TESADO E INYECCIÓN DE VAINAS	m
18	LANZAMIENTO DE VIGAS	m
19	HORMIGÓN fc=28MPa SUPERESTRUCTURA	m ³
20	ACERO ESTRUCTURAL SUPERESTRUCTURA	kg
21	TUBOS DE DRENAJE PVC 4"_TABLERO	m
22	HORMIGÓN fc=28MPa ACCESORIOS	m ³
23	ACERO ESTRUCTURAL ACCESORIOS	kg
24	JUNTAS DE DILATACIÓN	m
M04-OBRAS COMPLEMENTARIAS		
25	PLAQUETA DE ENTREGA DE OBRA	Pza.
26	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA	Global

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

CÓMPUTOS MÉTRICOS

FECHA:SEPTIEMBRE-2021

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNI.	PARTES IGUALES	DIMENSIONES			CANTIDADES	
				a	b	c	PARCIAL	TOTAL
M01-OBRAS PRELIMINARES								
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	Glb						1.000
			1.000	-	-	-	1.000	
2	LETREROS DE OBRA	Pza						1.000
			1.000	-	-	-	1.000	
3	LIMPIEZA Y DESBROCE	m²						1,350.000
			1.000	-	25.000	30.000	750.000	
			1.000	-	20.000	30.000	600.000	
4	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO	m²						1,350.000
			1.000	-	25.000	30.000	750.000	
			1.000	-	20.000	30.000	600.000	
M02-INFRAESTRUCTURA								
5	EXCAVACIÓN EN ROCA	m³						345.801
	Estribo y alero_H=6.50m		1.000	-	12.165	23.500	285.885	
	Estribo y alero_H=4.00m		1.000	-	3.347	17.900	59.917	
6	HORMIGÓN TIPO E_HORMIGÓN POBRE	m³						3.747
	Estribo_H=6.50m		1.000	-	41.607	0.025	1.040	
	Alero_H=6.50m		2.000	-	27.947	0.025	1.397	
	Estribo_H=4.00m		1.000	-	28.894	0.025	0.722	
	Alero_H=4.00m		2.000	-	11.737	0.025	0.587	

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

CÓMPUTOS MÉTRICOS

FECHA:SEPTIEMBRE-2021

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNI.	PARTES IGUALES	DIMENSIONES			CANTIDADES	
				a	b	c	PARCIAL	TOTAL
7	HORMIGÓN fc=28MPa_ESTRIBOS	m ³						172.074
	Estribo_H=6.50m		1.000	-	5.603	9.600	53.784	
	Alero_H=6.50m		2.000	-	4.988	6.809	67.932	
	Estribo_H=4.00m		1.000	-	2.944	9.600	28.260	
	Alero_H=4.00m		2.000	-	2.636	4.192	22.097	
8	ACERO ESTRUCTURAL_ESTRIBOS	m ³						11,728.45
	Estribo y alero H=6.50m		1.000	-	-	8,627.74	8,627.739	
	Estribo y alero H=4.00m		1.000	-	-	3,100.72	3,100.716	
9	APOYOS DE NEOPRENO COMPUESTO	dm ³						76.800
	Estribo H=6.50m		4.000	4.000	4.000	0.600	38.400	
	Estribo H=4.00m		4.000	4.000	4.000	0.600	38.400	
10	BARBACANAS DE PVC 4"_ESTRIBOS	m						28.350
	Estribo H=6.50m		9.000	-	-	0.550	4.950	
	Alero H=6.50m		18.000	-	-	0.550	9.900	
	Estribo H=4.00m		9.000	-	-	0.500	4.500	
	Alero H=400m		18.000	-	-	0.500	9.000	
11	RELLENO Y COMPATADO-MATERIAL SELECCIONADO	m ³						1,645.344
	Sobre estribo H=6.50m		1.000	-	32.847	9.600	315.333	
	Sobre alero H=6.50m		2.000	-	21.898	6.809	298.209	
	Sobre estribo H=4.00m		1.000	-	67.931	9.600	652.140	
	Sobre alero H=4.00m		2.000	-	45.287	4.192	379.663	

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

CÓMPUTOS MÉTRICOS

FECHA:SEPTIEMBRE-2021

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNI.	PARTES IGUALES	DIMENSIONES			CANTIDADES	
				a	b	c	PARCIAL	TOTAL
M03-SUPERESTRUCTURA								
12	HORMIGÓN CLASE P_VIGAS (fc=35MPa)	m³						84.774
	Viga en apoyo		4.000	-	1.153	3.000	13.840	
	Viga en transición		4.000	-	0.893	1.000	3.573	
	Viga en parte central		4.000	-	0.633	26.600	67.362	
13	ACERO ESTRUCTURAL_VIGAS	kg						6,555.401
			4.000	-	-	1,638.85	6,555.401	
14	CABLES DE ACERO P/PRETENSADO (12T G270)	m						366.000
			12.000	-	-	30.500	366.000	
15	PROVISIÓN Y COLOCADO-VAINA GALVANIZADA	m						366.000
			12.000	-	-	30.500	366.000	
16	JUEGO DE ANCLAJES TIPO FREISSINET	Pza.						24.000
			4.000	-	-	6.000	24.000	
17	TESADO E INYECCIÓN DE VAINAS	m						366.000
			12.000	-	-	30.500	366.000	
18	LANZAMIENTO DE VIGAS	m						122.400
			4.000	-	-	30.600	122.400	

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

CÓMPUTOS MÉTRICOS

FECHA:SEPTIEMBRE-2021

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNI.	PARTES IGUALES	DIMENSIONES			CANTIDADES	
				a	b	c	PARCIAL	TOTAL
19	HORMIGÓN $f_c=28\text{MPa}$ SUPERESTRUCTURA	m ³						67.728
	Tablero		1.000	-	1.832	30.600	56.065	
	Superficie de rodadura		1.000	-	0.144	30.600	4.406	
	Diafragma medio		6.000	0.250	2.400	1.125	4.050	
	Diafragma en apoyo		6.000	0.250	1.900	1.125	3.206	
20	ACERO ESTRUCTURAL SUPERESTRUCTURA	kg						6,937.467
			1.000	-	-	6,937.47	6,937.467	
21	TUBOS DE DRENAJE PVC 4" _TABLERO	m						16.800
			30.000	-	-	0.560	16.800	
22	HORMIGÓN $f_c=28\text{MPa}$ ACCESORIOS	m ³						16.215
	Pasamanos		8.000	-	0.014	30.600	3.525	
	Postes		34.000		0.142	0.200	0.964	
	Barrera		2.000	-	0.192	30.600	11.726	
23	ACERO ESTRUCTURAL ACCESORIOS	kg						1,429.394
			1.000	-	-	1,429.39	1,429.394	
24	JUNTAS DE DILATACIÓN	m						7.200
			1.000	-	-	7.200	7.200	
M04-OBRAS COMPLEMENTARIAS								
25	PLAQUETA DE ENTREGA DE OBRA	Pza.						1.000
			1.000	-	-	1.000	1.000	
26	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA	Glb.						1.000
			1.000	-	-	1.000	1.000	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	INSTALACIÓN DE FAENAS		
		CANTIDAD:	1.000		
		UNIDAD:	Global		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Madera de construcción	pie ²	500.00	7.20	3600.00
2	Calamina galvanizada #30	m ²	40.00	41.00	1640.00
3	Ladrillo 6H 24x18x12	Pieza	1000.00	1.00	1000.00
4	Cemento	kg	250.00	1.02	255.00
5	Puerta corriente 1 1/2"	Pza.	1.00	850.00	850.00
6	Ventana corriente	Pza.	2.00	465.00	930.00
7	Yeso	Kg	300.00	0.54	162.00
8	Arena	m ³	1.00	127.70	127.70
TOTAL MATERIALES =					8564.70
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hrs.	40.00	19.00	760.00
2	Ayudante	Hrs.	80.00	13.00	1040.00
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					1800.00
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	990.00
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	416.83
TOTAL DE MANO DE OBRA =					3206.83
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	160.34
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					160.34
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	1193.19
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					1193.19
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	1312.51
TOTAL UTILIDAD =					1312.51
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	446.12
TOTAL IMPUESTOS =					446.12
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					14,883.680
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					14,883.680

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	LETREROS DE OBRA		
		CANTIDAD:	1.000		
		UNIDAD:	Pieza		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Madera de construcción	pie ²	120.00	7.20	864.00
2	Pintura al aceite	Galón	1.00	148.30	148.30
3	Pernos y accesorios	Global	1.00	126.50	126.50
4	Lija para madera	m	6.00	4.00	24.00
5	Arena	m ³	0.20	127.70	25.54
6	Grava	m ³	0.26	133.90	34.81
7	Cemento	kg	50.00	1.02	51.00
8					
TOTAL MATERIALES =					1274.15
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hrs.	15.00	19.00	285.00
2	Ayudante	Hrs.	4.00	13.00	52.00
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					337.00
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	185.35
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	78.04
TOTAL DE MANO DE OBRA =					600.39
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	30.02
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					30.02
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	190.46
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					190.46
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	209.50
TOTAL UTILIDAD =					209.50
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	71.21
TOTAL IMPUESTOS =					71.21
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					2,375.730
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					2,375.730

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	LIMPIEZA Y DESBROCE		
		CANTIDAD:	1,350.000		
		UNIDAD:	m ²		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					0.00
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Peón	Hrs.	0.040	10.00	0.40
2					
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					0.40
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	0.22
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	0.09
TOTAL DE MANO DE OBRA =					0.71
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Desbrozadora	Hrs.	0.020	10.00	0.20
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.04
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					0.24
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	0.09
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					0.09
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	0.10
TOTAL UTILIDAD =					0.10
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	0.04
TOTAL IMPUESTOS =					0.04
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					1.183
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					1,596.845

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO		
		CANTIDAD:	1,350.000		
		UNIDAD:	m ²		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Clavos	kg	0.20	10.30	2.06
2	Yeso	kg	0.15	0.54	0.08
3	Estacas de madera	Pieza	0.20	2.00	0.40
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					2.54
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Topógrafo	Hrs.	0.070	15.00	1.05
2	Ayudante	Hrs.	0.080	13.00	1.04
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					2.09
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	1.15
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	0.48
TOTAL DE MANO DE OBRA =					3.72
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Taquímetro	Hrs.	0.070	8.50	0.60
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.19
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					0.78
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	0.70
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					0.70
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	0.78
TOTAL UTILIDAD =					0.78
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	0.26
TOTAL IMPUESTOS =					0.26
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					8.789
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					11,864.709

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	EXCAVACIÓN EN ROCA		
		CANTIDAD:	345.801		
		UNIDAD:	m ³		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					0.00
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Operador de equipo	Hrs.	0.28	18.00	5.11
2	Ayudante operador	Hrs.	0.28	10.00	2.84
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					7.95
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	4.37
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	1.84
TOTAL DE MANO DE OBRA =					14.17
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Retroexcavadora con martillo rompedor	Hrs.	0.37	320.00	117.12
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.71
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					117.83
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	13.20
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					13.20
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	14.52
TOTAL UTILIDAD =					14.52
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	4.94
TOTAL IMPUESTOS =					4.94
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					164.650
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					56,936.035

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	HORMIGÓN TIPO E_HORMIGÓN POBRE		
		CANTIDAD:	3.747		
		UNIDAD:	m³		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	kg	220.00	1.02	224.40
2	Arena	m³	0.50	127.70	63.85
3	Grava	m³	0.70	133.90	93.73
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					381.98
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hrs.	5.00	19.00	95.00
2	Ayudante	Hrs.	15.00	13.00	195.00
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					290.00
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	159.50
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	67.16
TOTAL DE MANO DE OBRA =					516.66
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora	Hrs.	1.00	22.00	22.00
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	25.83
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					47.83
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	94.65
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					94.65
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	104.11
TOTAL UTILIDAD =					104.11
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	35.39
TOTAL IMPUESTOS =					35.39
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					1,180.614
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					4,423.444

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	HORMIGÓN fc=28MPa_ESTRIBOS		
		CANTIDAD:	172.074		
		UNIDAD:	m ³		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg	350.00	1.02	357.00
2	Arena	m ³	0.60	127.70	76.62
3	Grava	m ³	0.80	133.90	107.12
4	Madera encofrado	pie ²	80.00	6.70	536.00
5	Clavos	Kg	2.20	10.30	22.66
6	Alambre de amarre	Kg	2.00	13.80	27.60
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					1127.00
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hrs.	8.500	19.00	161.50
2	Ayudante	Hrs.	16.00	13.00	208.00
3	Encofrador	Hrs.	20.00	19.00	380.00
4	Peón	Hrs.	20.00	10.00	200.00
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					949.50
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	522.23
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	219.88
TOTAL DE MANO DE OBRA =					1691.60
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora	Hrs.	1.00	22.00	22.00
2	Vibradora de hormigón	Hrs.	0.80	13.00	10.40
3	Sierra circular	Hrs.	0.25	14.90	3.73
4	Bomba de hormigón	Hrs.	0.80	260.00	208.00
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	84.58
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					328.71
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	314.73
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					314.73
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	346.20
TOTAL UTILIDAD =					346.20
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	117.67
TOTAL IMPUESTOS =					117.67
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					3,925.915
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					675,547.416

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	ACERO ESTRUCTURAL_ESTRIBOS		
		CANTIDAD:	11,728.455		
		UNIDAD:	Kg		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Acero estructural	Kg	1.10	8.50	9.35
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					9.35
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Armador	Hrs.	0.060	19.00	1.14
2	Ayudante	Hrs.	0.050	13.00	0.65
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					1.79
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	0.98
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	0.41
TOTAL DE MANO DE OBRA =					3.19
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cizalla	Hrs.	0.030	17.50	0.53
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.16
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					0.68
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	1.32
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					1.32
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	1.45
TOTAL UTILIDAD =					1.45
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	0.49
TOTAL IMPUESTOS =					0.49
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					16.495
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					193,458.510

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	APOYOS DE NEOPRENO COMPUESTO		
		CANTIDAD:	76.800		
		UNIDAD:	dm ³		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Neopreno compuesto	dm ³	1.00	290.00	290.00
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					290.00
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista	Hrs.	0.10	19.00	1.90
2	Ayudante	Hrs.	0.10	13.00	1.30
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					3.20
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	1.76
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	0.74
TOTAL DE MANO DE OBRA =					5.70
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.29
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					0.29
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	29.60
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					29.60
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	32.56
TOTAL UTILIDAD =					32.56
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	11.07
TOTAL IMPUESTOS =					11.07
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					369.210
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					28,355.311

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	BARBACANAS DE PVC 4" _ESTRIBOS		
		CANTIDAD:	28.350		
		UNIDAD:	m		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Tubería PVC 4"	m	1.10	17.80	19.58
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					19.58
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hrs.	0.080	19.00	1.52
2	Ayudante	Hrs.	0.080	13.00	1.04
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					2.56
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	1.41
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	0.59
TOTAL DE MANO DE OBRA =					4.56
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.23
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					0.23
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	2.44
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					2.44
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	2.68
TOTAL UTILIDAD =					2.68
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	0.91
TOTAL IMPUESTOS =					0.91
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					30.397
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					861.768

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	RELLENO Y COMPATADO-MATERIAL SELECCIONADO		
		CANTIDAD:	1,645.344		
		UNIDAD:	m ³		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Material de relleno seleccionado	m ³	1.15	57.50	66.13
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					66.13
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Ayudante	Hrs.	0.41	13.00	5.33
2					
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					5.33
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	2.93
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	1.23
TOTAL DE MANO DE OBRA =					9.50
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Compactadora de rodillo	Hrs.	0.11	320.00	35.20
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.47
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					35.67
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	11.13
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					11.13
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	12.24
TOTAL UTILIDAD =					12.24
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	4.16
TOTAL IMPUESTOS =					4.16
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					138.829
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					228,421.271

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	HORMIGÓN CLASE P_VIGAS (fc=35MPa)		
		CANTIDAD:	84.774		
		UNIDAD:	m ³		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	kg	475.00	1.02	484.50
2	Arena	m ³	0.65	127.70	83.01
3	Grava	m ³	0.85	133.90	113.82
4	Viscocrete	kg	4.75	60.00	285.00
5	Clavos	kg	2.00	10.30	20.60
6	Alambre de amarre	kg	2.00	13.80	27.60
7	Madera de construcción	pie ²	90.00	7.20	648.00
8					
TOTAL MATERIALES =					1662.52
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hrs.	15.00	19.00	285.00
2	Ayudante	Hrs.	24.00	13.00	312.00
3	Encofrador	Hrs.	22.00	19.00	418.00
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					1015.00
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	558.25
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	235.04
TOTAL DE MANO DE OBRA =					1808.29
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora	Hrs.	1.00	22.00	22.00
2	Vibradora de hormigón	Hrs.	0.80	13.00	10.40
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	90.41
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					122.81
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	359.36
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					359.36
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	395.30
TOTAL UTILIDAD =					395.30
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	134.36
TOTAL IMPUESTOS =					134.36
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					4,482.652
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					380,013.444

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	ACERO ESTRUCTURAL_VIGAS		
		CANTIDAD:	6,555.401		
		UNIDAD:	kg		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Acero estructural	kg	1.10	8.50	9.35
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					9.35
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Armador	Hrs.	0.060	19.00	1.14
2	Ayudante	Hrs.	0.050	13.00	0.65
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					1.79
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	0.98
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	0.41
TOTAL DE MANO DE OBRA =					3.19
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cizalla	Hrs.	0.030	17.50	0.53
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.16
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					0.68
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	1.32
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					1.32
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	1.45
TOTAL UTILIDAD =					1.45
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	0.49
TOTAL IMPUESTOS =					0.49
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					16.495
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					108,130.022

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	CABLES DE ACERO P/PRETENSADO (12T G270)		
		CANTIDAD:	366.000		
		UNIDAD:	m		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cable de pretensado_12T_15.2mm G-27	m	1.00	250.00	250.00
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					250.00
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista	Hrs.	0.15	19.00	2.85
2	Ayudante	Hrs.	0.20	13.00	2.60
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					5.45
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	3.00
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	1.26
TOTAL DE MANO DE OBRA =					9.71
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.49
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					0.49
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	26.02
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					26.02
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	28.62
TOTAL UTILIDAD =					28.62
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	9.73
TOTAL IMPUESTOS =					9.73
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					324.564
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					118,790.579

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	PROVISIÓN Y COLOCADO-VAINA GALVANIZADA		
		CANTIDAD:	366.000		
		UNIDAD:	m		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Vaina de chapa corrugada	m	1.30	61.50	79.95
2	Alambre galvanizado N°10	kg	0.10	14.50	1.46
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					81.41
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hrs.	0.10	19.00	1.90
2	Ayudante	Hrs.	0.20	13.00	2.60
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					4.50
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	2.48
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	1.04
TOTAL DE MANO DE OBRA =					8.02
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.40
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					0.40
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	8.98
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					8.98
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	9.88
TOTAL UTILIDAD =					9.88
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	3.36
TOTAL IMPUESTOS =					3.36
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					112.056
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					41,012.485

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	JUEGO DE ANCLAJES TIPO FREISSINET		
		CANTIDAD:	24.000		
		UNIDAD:	Pza.		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Conos de anclaje y accesorios P/12T	Pza.	1.00	1500.00	1500.00
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					1500.00
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					0.00
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	0.00
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	0.00
TOTAL DE MANO DE OBRA =					0.00
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.00
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					0.00
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	150.00
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					150.00
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	165.00
TOTAL UTILIDAD =					165.00
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	56.08
TOTAL IMPUESTOS =					56.08
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					1,871.084
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					44,906.004

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	TESADO E INYECCIÓN DE VAINAS		
		CANTIDAD:	366.000		
		UNIDAD:	m		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	kg	2.50	1.02	2.55
2	Aditivo	kg	0.05	60.00	3.00
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					5.55
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Especialista tesador	Hrs.	0.15	55.00	8.25
2	Ayudante	Hrs.	0.50	13.00	6.50
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					14.75
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	8.11
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	3.42
TOTAL DE MANO DE OBRA =					26.28
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Equipo de tesado	Hrs.	0.050	1700.00	85.00
2	Equipo de inyección	Hrs.	0.10	300.00	30.00
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	1.31
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					116.31
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	14.81
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					14.81
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	16.30
TOTAL UTILIDAD =					16.30
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	5.54
TOTAL IMPUESTOS =					5.54
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					184.791
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					67,633.426

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	LANZAMIENTO DE VIGAS		
		CANTIDAD:	122.400		
		UNIDAD:	m		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					0.00
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Capataz	Hrs.	0.15	18.00	2.70
2	Operador de equipo	Hrs.	0.25	18.00	4.50
3	Ayudante de operador	Hrs.	0.25	13.00	3.25
4	Maestro soldador	Hrs.	0.25	20.00	5.00
5	Albañil	Hrs.	0.25	19.00	4.75
6	Ayudante	Hrs.	0.25	13.00	3.25
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					23.45
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	12.90
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	5.43
TOTAL DE MANO DE OBRA =					41.78
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Grúa de 34 T	Hrs.	0.20	500.00	100.00
2	Pala frontal 950	Hrs.	0.050	350.00	17.50
3	Generador eléctrico	Hrs.	0.20	30.00	6.00
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	2.09
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					125.59
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	16.74
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					16.74
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	18.41
TOTAL UTILIDAD =					18.41
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	6.26
TOTAL IMPUESTOS =					6.26
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					208.771
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					25,553.618

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	HORMIGÓN fc=28MPa SUPERESTRUCTURA		
		CANTIDAD:	67.728		
		UNIDAD:	m ³		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	kg	350.00	1.02	357.00
2	Arena	m3	0.60	127.70	76.62
3	Grava	m3	0.80	133.90	107.12
4	Madera encofrado	pie2	80.00	6.70	536.00
5	Clavos	kg	2.20	10.30	22.66
6	Alambre de amarre	Kg	2.00	13.80	27.60
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					1127.00
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hrs.	8.50	19.00	161.50
2	Ayudante	Hrs.	16.00	13.00	208.00
3	Encofrador	Hrs.	20.00	19.00	380.00
4	Peón	Hrs.	20.00	10.00	200.00
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					949.50
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	522.23
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	219.88
TOTAL DE MANO DE OBRA =					1691.60
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora	Hrs.	1.00	22.00	22.00
2	Vibradora de hormigón	Hrs.	0.80	13.00	10.40
3	Sierra circular	Hrs.	0.25	14.90	3.73
4	Bomba de hormigón	Hrs.	0.80	260.00	208.00
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	84.58
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					328.71
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	314.73
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					314.73
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	346.20
TOTAL UTILIDAD =					346.20
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	117.67
TOTAL IMPUESTOS =					117.67
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					3,925.915
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					265,894.224

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	ACERO ESTRUCTURAL SUPERESTRUCTURA		
		CANTIDAD:	6,937.467		
		UNIDAD:	kg		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Acero estructural	kg	1.10	8.50	9.35
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					9.35
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Armador	Hrs.	0.060	19.00	1.14
2	Ayudante	Hrs.	0.050	13.00	0.65
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					1.79
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	0.98
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	0.41
TOTAL DE MANO DE OBRA =					3.19
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cizalla	Hrs.	0.030	17.50	0.53
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.16
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					0.68
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	1.32
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					1.32
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	1.45
TOTAL UTILIDAD =					1.45
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	0.49
TOTAL IMPUESTOS =					0.49
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					16.495
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					114,432.126

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	TUBOS DE DRENAJE PVC 4" _TABLERO		
		CANTIDAD:	16.800		
		UNIDAD:	m		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Tubería PVC 4"	m	1.10	17.80	19.58
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					19.58
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hrs.	0.080	19.00	1.52
2	Ayudante	Hrs.	0.080	13.00	1.04
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					2.56
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	1.41
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	0.59
TOTAL DE MANO DE OBRA =					4.56
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.23
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					0.23
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	2.44
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					2.44
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	2.68
TOTAL UTILIDAD =					2.68
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	0.91
TOTAL IMPUESTOS =					0.91
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					30.397
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					510.677

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	HORMIGÓN fc=28MPa ACCESORIOS		
		CANTIDAD:	16.215		
		UNIDAD:	m ³		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	kg	350.00	1.02	357.00
2	Arena	m3	0.60	127.70	76.62
3	Grava	m3	0.80	133.90	107.12
4	Madera encofrado	pie2	80.00	6.70	536.00
5	Clavos	kg	2.20	10.30	22.66
6	Alambre de amarre	Kg	2.00	13.80	27.60
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					1127.00
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hrs.	8.50	19.00	161.50
2	Ayudante	Hrs.	16.00	13.00	208.00
3	Encofrador	Hrs.	20.00	19.00	380.00
4	Peón	Hrs.	20.00	10.00	200.00
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					949.50
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	522.23
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	219.88
TOTAL DE MANO DE OBRA =					1691.60
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Mezcladora	Hrs.	1.00	22.00	22.00
2	Vibradora de hormigón	Hrs.	0.80	13.00	10.40
3	Sierra circular	Hrs.	0.25	14.90	3.73
4	Bomba de hormigón	Hrs.	0.80	260.00	208.00
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	84.58
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					328.71
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	314.73
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					314.73
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	346.20
TOTAL UTILIDAD =					346.20
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	117.67
TOTAL IMPUESTOS =					117.67
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					3,925.915
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					63,659.804

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	ACERO ESTRUCTURAL ACCESORIOS		
		CANTIDAD:	1,429.394		
		UNIDAD:	kg		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Acero estructural	kg	1.10	8.50	9.35
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					9.35
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Armador	Hrs.	0.060	19.00	1.14
2	Ayudante	Hrs.	0.050	13.00	0.65
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					1.79
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	0.98
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	0.41
TOTAL DE MANO DE OBRA =					3.19
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cizalla	Hrs.	0.030	17.50	0.53
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	0.16
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					0.68
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	1.32
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					1.32
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	1.45
TOTAL UTILIDAD =					1.45
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	0.49
TOTAL IMPUESTOS =					0.49
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					16.495
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					23,577.570

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	JUNTAS DE DILATACIÓN		
		CANTIDAD:	7.200		
		UNIDAD:	m		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Flexoprene	m	1.00	220.00	220.00
2	Acero estructural	kg	0.60	8.50	5.10
3	Angular 100x100x10 mm	m	2.00	142.00	284.00
4	Plancha metálica de 1/4"	m²	0.05	335.00	16.75
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					525.85
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hrs.	0.20	19.00	3.80
2	Ayudante	Hrs.	0.40	13.00	5.20
3	Maestro soldador	Hrs.	0.20	20.00	4.00
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					13.00
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	7.15
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	3.01
TOTAL DE MANO DE OBRA =					23.16
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	1.16
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					1.16
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	55.02
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					55.02
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	60.52
TOTAL UTILIDAD =					60.52
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	20.57
TOTAL IMPUESTOS =					20.57
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					686.274
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					4,941.173

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	PLAQUETA DE ENTREGA DE OBRA		
		CANTIDAD:	1.000		
		UNIDAD:	Pza.		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Cemento	Kg	20.00	1.02	20.40
2	Arena	m ³	0.07	127.70	8.94
3	Ladrillo adobito	Pza.	130.00	0.60	78.00
4	Placa entrega obras	Pza.	1.00	1800.00	1800.00
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					1907.34
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Albañil	Hrs.	16.00	19.00	304.00
2	Ayudante	Hrs.	24.00	13.00	312.00
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					616.00
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	338.80
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	142.65
TOTAL DE MANO DE OBRA =					1097.45
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	54.87
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					54.87
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	305.97
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					305.97
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	336.56
TOTAL UTILIDAD =					336.56
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	114.40
TOTAL IMPUESTOS =					114.40
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					3,816.584
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					3,816.584

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

DATOS GENERALES					
		PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE VEHICULAR CORANA SUD		
		ACTIVIDAD:	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA		
		CANTIDAD:	1.000		
		UNIDAD:	Glb.		
		MONEDA:	BOLIVIANOS		
1. MATERIALES					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Material de limpieza	Glb.	1.00	389.50	389.50
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
TOTAL MATERIALES =					389.50
2. MANO DE OBRA					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1	Peón	Hrs.	240.00	10.00	2400.00
2					
3					
4					
5					
6					
SUBTOTAL MANO DE OBRA =					2400.00
(55% al 71.18% DE SUBTOTAL MANO DE OBRA) CARGAS SOCIALES				55.00%	1320.00
(14.94% DE SUBTOTAL DE MANO DE OBRA + CARGAS SOCIALES) IMPUESTO IVA MANO DE OBRA				14.94%	555.77
TOTAL DE MANO DE OBRA =					4275.77
3. MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio Productivo	Costo Total
1					
2					
3					
4					
(% DE TOTAL DE MANO DE OBRA) HERRAMIENTAS				5.00%	213.79
TOTAL MAQUINARIA, EQUIPO Y HERRAMIENTAS =					213.79
4. GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS					
(% DE 1+2+3) GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS				10.00%	487.91
TOTAL DE GASTOS GENERALES Y ADMINISTRATIVOS =					487.91
5. UTILIDAD					
(% DE 1+2+3+4) UTILIDAD				10.00%	536.70
TOTAL UTILIDAD =					536.70
6. IMPUESTOS					
(% DE 1+2+3+4+5) IMPUESTOS				3.09%	182.42
TOTAL IMPUESTOS =					182.42
(1+2+3+4+5+6) TOTAL PRECIO UNITARIO =					6,086.081
TOTAL PRECIO DE ACTIVIDAD =					6,086.081

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

FECHA:SEPTIEMBRE-2021

PRESUPUESTO GENERAL DE OBRA

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNL.	CANT.	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
M01	ACTIVIDADES PRELIMINARES				30,720.96
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	Global	1.00	14,883.68	14,883.68
2	LETREROS DE OBRA	Pieza	1.00	2,375.73	2,375.73
3	LIMPIEZA Y DESBROCE	m ²	1,350.00	1.18	1,596.85
4	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO	m ²	1,350.00	8.79	11,864.71
M02	INFRAESTRUCTURA				1,188,003.75
5	EXCAVACIÓN EN ROCA	m ³	345.80	164.65	56,936.03
6	HORMIGÓN TIPO E_HORMIGÓN POBRE	m ³	3.75	1,180.61	4,423.44
7	HORMIGÓN fc=28MPa_ESTRIBOS	m ³	172.07	3,925.91	675,547.42
8	ACERO ESTRUCTURAL_ESTRIBOS	Kg	11,728.45	16.49	193,458.51
9	APOYOS DE NEOPRENO COMPUESTO	dm ³	76.80	369.21	28,355.31
10	BARBACANAS DE PVC 4"_ESTRIBOS	m	28.35	30.40	861.77
11	RELLENO Y COMPATADO-MATERIAL SELECCIONADO	m ³	1,645.34	138.83	228,421.27
M03	SUPERESTRUCTURA				1,259,055.15
12	HORMIGÓN CLASE P_VIGAS (fc=35MPa)	m ³	84.77	4,482.65	380,013.44
13	ACERO ESTRUCTURAL_VIGAS	kg	6,555.40	16.49	108,130.02
14	CABLES DE ACERO P/PRETENSADO (12T G270)	m	366.00	324.56	118,790.58
15	PROVISIÓN Y COLOCADO-VAINA GALVANIZADA	m	366.00	112.06	41,012.49
16	JUEGO DE ANCLAJES TIPO FREISSINET	Pza.	24.00	1,871.08	44,906.00
17	TESADO E INYECCIÓN DE VAINAS	m	366.00	184.79	67,633.43
18	LANZAMIENTO DE VIGAS	m	122.40	208.77	25,553.62

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

FECHA:SEPTIEMBRE-2021

PRESUPUESTO GENERAL DE OBRA

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNL.	CANT.	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
19	HORMIGÓN $f_c=28\text{MPa}$ SUPERESTRUCTURA	m^3	67.73	3,925.91	265,894.22
20	ACERO ESTRUCTURAL SUPERESTRUCTURA	kg	6,937.47	16.49	114,432.13
21	TUBOS DE DRENAJE PVC 4" _TABLERO	m	16.80	30.40	510.68
22	HORMIGÓN $f_c=28\text{MPa}$ ACCESORIOS	m^3	16.22	3,925.91	63,659.80
23	ACERO ESTRUCTURAL ACCESORIOS	kg	1,429.39	16.49	23,577.57
24	JUNTAS DE DILATACIÓN	m	7.20	686.27	4,941.17
M04	OBRAS COMPLEMENTARIAS				9,902.67
25	PLAQUETA DE ENTREGA DE OBRA	Pza.	1.00	3,816.58	3,816.58
26	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA	Glb.	1.00	6,086.08	6,086.08
PRECIO TOTAL (NUMERAL) =					2,487,682.54
PRECIO POR UNIDAD LONGITUDINAL (NUMERAL) =					81,296.81

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

RENDIMIENTOS

FECHA:SEPTIEMBRE-2021

ANÁLISIS DE RENDIMIENTOS POR ÍTEM Y NÚMERO DE CUADRILLAS								
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO HRS.	# CUADRILLAS	TIEMPO HRS.	TIEMPO DIAS	TIEMPO SEMANAS
M01-OBRAS PRELIMINARES								
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	Global	1.00	80.00	2	40.00	5	1
2	LETREROS DE OBRA	Pieza	1.00	15.00	1	15.00	2	1
3	LIMPIEZA Y DESBROCE	m ²	1,350.00	0.04	1	54.00	7	1
4	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO	m ²	1,350.00	0.08	1	108.00	14	2
M02-INFRAESTRUCTURA								
5	EXCAVACIÓN EN ROCA	m ³	345.80	0.28	1	98.21	12	2
6	HORMIGÓN TIPO E_HORMIGÓN POBRE	m ³	3.75	15.00	2	28.10	4	1
7	HORMIGÓN fc=28MPa_ESTRIBOS	m ³	172.07	20.00	4	860.37	108	15
8	ACERO ESTRUCTURAL_ESTRIBOS	Kg	11,728.45	0.06	2	351.85	44	6
9	APOYOS DE NEOPRENO COMPUESTO	dm ³	76.80	0.10	1	7.68	1	1
10	BARBACANAS DE PVC 4"_ESTRIBOS	m	28.35	0.08	1	2.27	1	1
11	RELLENO Y COMPATADO-MATERIAL SELECCIONADO	m ³	1,645.34	0.11	1	180.99	23	3
M03-SUPERESTRUCTURA								
12	HORMIGÓN CLASE P_VIGAS (fc=35MPa)	m ³	84.77	24.00	4	508.65	64	9
13	ACERO ESTRUCTURAL_VIGAS	Kg	6,555.40	0.06	2	196.66	25	4
14	CABLES DE ACERO P/PRETENSADO (12T G270)	m	366.00	0.20	2	36.60	5	1
15	PROVISIÓN Y COLOCADO-VAINA GALVANIZADA	m	366.00	0.20	2	36.60	5	1
16	JUEGO DE ANCLAJES TIPO FREISSINET	Pza.	24.00	0.00	2	0.00	1	1

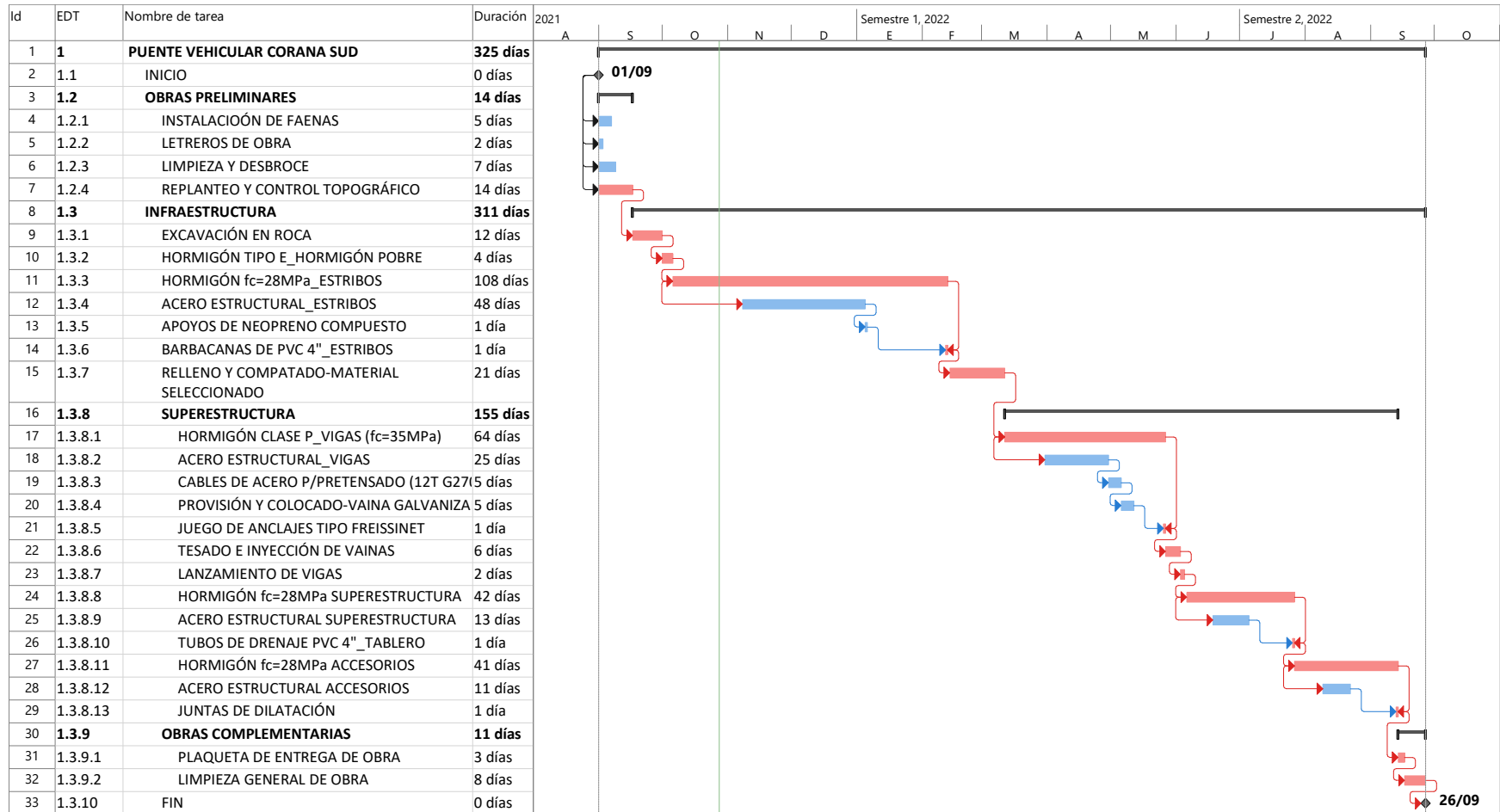
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

RENDIMIENTOS

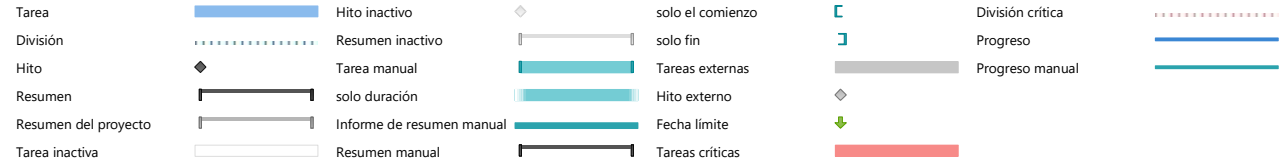
FECHA:SEPTIEMBRE-2021

ANÁLISIS DE RENDIMIENTOS POR ÍTEM Y NÚMERO DE CUADRILLAS								
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO HRS.	# CUADRILLAS	TIEMPO HRS.	TIEMPO DIAS	TIEMPO SEMANAS
17	TESADO E INYECCIÓN DE VAINAS	m	366.00	0.50	4	45.75	6	1
18	LANZAMIENTO DE VIGAS	m	122.40	0.25	2	15.30	2	1
19	HORMIGÓN $f_c=28\text{MPa}$ SUPERESTRUCTURA	m^3	67.73	20.00	4	338.64	42	6
20	ACERO ESTRUCTURAL SUPERESTRUCTURA	kg	6,937.47	0.06	4	104.06	13	2
21	TUBOS DE DRENAJE PVC 4"_TABLERO	m	16.80	0.08	2	0.67	1	1
22	HORMIGÓN $f_c=28\text{MPa}$ ACCESORIOS	m^3	16.22	20.00	1	324.31	41	6
23	ACERO ESTRUCTURAL ACCESORIOS	kg	1,429.39	0.06	1	85.76	11	2
24	JUNTAS DE DILATACIÓN	m	7.20	0.40	1	2.88	1	1
M04-OBRAS COMPLEMENTARIAS								
25	PLAQUETA DE ENTREGA DE OBRA	Pza.	1.00	24.00	1	24.00	3	1
26	LIMPIEZA GENERAL DE OBRA	Global	1.00	240.00	4	60.00	8	1

DIAGRAMA DE GRANTT-PUENTE VEHICULAR CORANA SUD



Proyecto: CronogramaPCS(Defensa Pública)
Fecha: jue 28/10/21



ÍTEM N°1
INSTALACIÓN DE FAENAS (Global)

1. Definición

Este trabajo consistirá en la construcción de un cerco para delimitar el emplazamiento dentro el derecho de vía, donde el Contratista tendrá un lugar para depositar los materiales y el equipo pesado de construcción, así como, oficinas para realizar los trabajos de gabinete. Esta actividad incluye también la movilización de personal y equipo del Contratista, así como la señalización vehicular y peatonal.

2. Ejecución

Los materiales no deberán acopiarse en las zonas marginales, correspondientes al derecho de vía, excepto en los casos en que el Supervisor lo autorice. El almacenamiento de materiales de construcción dentro del derecho de vía, deberá limitarse a zonas limpias. Los materiales deberán almacenarse en forma tal que asegure la preservación de su calidad y aceptabilidad para la obra. El contratista cuidará en todo momento que el manejo y utilización de sus equipos no afecte a las personas ni impida el tránsito, las señales que se deberán utilizar serán: Barreras, Señales de Peligro, Desvíos y Advertencias.

Todos los depósitos y oficinas de uso temporal, cuando deban ser instalados, serán emplazados en zonas limpias, y cuando la obra haya terminado, todos los depósitos y oficinas deben ser removidos y todos los lugares ocupados serán restaurados a su forma original.

3. Medición

La instalación de faenas y replanteo deberá tener una superficie y una longitud acorde al trabajo a desarrollarse, cuya unidad de medida en nuestro caso será Global, esto debido a la complejidad de sub tareas que tiene este ítem.

4. Forma de Pago

El pago por este trabajo será global, como compensación total por costos directos, indirectos, generales e imprevistos asociados a la ejecución del ítem.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
1	Instalación de Faenas	Global

ÍTEM N°2

LETREROS DE OBRA (Pieza)

1. Definición

Este ítem se refiere a la provisión y colocación de letreros referentes a la construcción del proyecto y para cada una de las comunidades beneficiarias, de acuerdo al diseño establecido en los planos de detalle y/o formulario de presentación de propuestas, los que deberán ser instalados en los lugares definidos por el Supervisor.

Estos letreros deberán permanecer durante todo el tiempo que duren las obras y será de exclusiva responsabilidad del Contratista el resguardar, mantener y reponer en caso de deterioro o sustracción de los mismos.

2. Materiales, Herramientas y Equipo

Para la fabricación de los letreros se utilizará madera de construcción, pinturas al aceite de coloración verde y blanco, la sujeción de las tablas a las columnas de madera se efectuará mediante tornillos. En caso de especificarse la ejecución de letreros en muros de adobe o ladrillo, los mismos serán realizados en las dimensiones establecidas y utilizando el tipo de cimentación establecidos en la propuesta y/o planos de construcción.

3. Procedimiento de Ejecución

Se deberán cortar las tablas de madera, de acuerdo a las dimensiones señaladas en los planos de detalle, cuyas caras donde se pintarán las leyendas deberán ser afinadas con lijas de madera, a objeto de obtener superficies lisas y libres de astillas.

Sobre las caras afinadas se colocarán las capas de pintura blanca según lo establecido en los planos de detalle, hasta obtener una coloración homogénea y uniforme, una vez secas las capas de pintura, se procederá al pintado de las leyendas mediante viñetas con pintura verde, cuyos tamaños de letras serán los especificados en los planos de detalle.

Las tablas debidamente pintadas y con las leyendas correspondientes serán fijadas mediante tornillos a columnas de madera, las mismas que luego serán empotradas en el suelo de tal manera que queden perfectamente firmes y verticales. En el caso de suelos no sean lo suficientemente firmes, las columnas de madera serán empotradas en bloques de hormigón. En el caso de letreros en muros de adobe o ladrillo (en reemplazo de letreros de madera)

mismos deberán llevar un acabado de revoque de mortero de cemento en proporción 1:3 incluyendo la malla de alambre para muros de adobe. Encima de este revoque se efectuará el pintado tanto del muro como de las leyendas indicadas en los planos de detalle.

4. Medición

Los letreros serán medidos por pieza instalada, debidamente aprobada por el Supervisor y de acuerdo a lo señalado en la propuesta.

5. Forma de Pago

Este ítem será medido según lo señalado y aprobado por el Ingeniero, y será cancelado al precio unitario de la propuesta aceptada. Dicho precio será compensación total por materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos ya sea que se emplee letreros de madera o letreros en muros de adobe o ladrillo.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
2	Letreros de Obra	Pieza

ÍTEM N°3

LIMPIEZA Y DESBROCE (m²)

1. Definición

Este ítem comprende la limpieza del terreno y del desbroce necesario para realizar la obra amparada por el contrato de acuerdo con las especificaciones. Las zonas a limpiar desbrozar deberán ser áreas delimitadas en los planos que estén dentro de los límites del derecho de vía.

La limpieza y desbroce consistirá en limpiar el área de todos los árboles, arbustos, matorrales, hojarascas, o cualquier otro tipo de vegetación o material objetable, incluyendo la extracción de troncos, matas, raíces, así como la eliminación de todo material proveniente de las operaciones de limpieza y desbroce. También se efectuará la remoción y el retiro de estructuras que obstruyan crucen u obstaculicen de alguna manera la obra, excepto cuando los planos o disposiciones especiales establezcan otra cosa al respecto.

2. Ejecución

Los trabajos de limpieza y desbroce deberán efectuarse en todas las zonas indicadas, los árboles aislados que el supervisor señale y marque se dejarán en pie y se evitará dañarlos. Para reducir el riesgo de daño a los árboles que sean dejados en el lugar, procederán a talar los restantes desde fuera hacia el centro del área a limpiar, cuando así lo exija el supervisor.

En las áreas que deben ser cubiertas por terraplenes, donde se debe retirar la capa superior del suelo y otros materiales inadecuados, deberán extraerse desde una profundidad de por lo menos 15 cm debajo de la superficie del terreno natural original y 50 cm debajo de la capa inferior de base, en todas las demás áreas a cubrir por terraplenes, todas las raíces, troncos de un diámetro mayor a los 8 cm se cortarán a una altura no superior a los 30 cm sobre la línea del terreno natural original y por lo menos a 50 cm debajo de la cola superior del terraplén terminado y de sus taludes que estuvieran a más de 3 metros debajo de la capa superior terminado y a menos de 50 cm debajo de la superficie del talud, donde los troncos podrán cortarse a ras del terreno natural.

Las maderas cortadas que llenen las exigencias establecidas al respecto por las especificaciones podrán ser utilizadas por el contratista para construir estructuras temporales en la obra, siempre que se obtenga para ello una autorización escrita del supervisor.

Las partes comerciables de árboles talados a fin de ejecutar la obra, serán limpiadas o ramas y coronas, aserradas en rollos y apiladas prolijamente distantes de las pilas que han de ser quemadas o utilizadas en otra forma.

No se exigirá al contratista el cortar las maderas comerciables en trozos de un largo menor de 3 metros. Toda la madera desechada, malezas, troncos, raíces, así como los demás residuos provenientes de la limpieza y desbroce serán quemado previo permiso escrito del supervisor.

3. Medición

La cantidad de limpieza y desbroce a ser pagada será el número total de metros cuadrados que sean limpiadas desbrozadas y aceptadas por el supervisor. Zonas limpiadas y desbrozadas para caminos de transporte o acceso del contratista ubicaciones de sus campamentos o zonas de trabajo auxiliar no serán objeto de medición.

4. Forma de Pago

El pago del trabajo realizado medido como se señaló precedentemente, se efectuará al precio de contrato por mitad de medición. El precio y pago precedentemente establecido constituirá la compensación total por toda la mano de obra, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para efectuar el trabajo indicado en esta sección.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
3	Limpieza y Desbroce	m ²

ÍTEM N°4

REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO (m²)

1. Definición

Comprende los trabajos topográficos de la localización de la obra, replanteo del eje del puente, ubicación exacta de las fundaciones para los estribos, y el control durante la construcción.

Se establecerán bancos de nivelación fijos de referencia que estén acotados con relación a bancos de nivelación referenciales de puntos bien definidos. Estos bancos de nivel permitirán un control de líneas, cotas, pendientes y cualquier otro tipo de trabajo topográfico necesario para el control de la obra durante su periodo de construcción. Los instrumentos topográficos necesarios, personal y todos los medios necesarios de medición y de referencia serán provistos por el Contratista.

2. Ejecución

Inicialmente se procederá a instalar testigos de línea y nivel mediante el indicado de mojones de hormigón. A partir de estos testigos, se realizará el replanteo de las excavaciones para las fundaciones de los estribos, pilas y muros de encauce o protección, materializando en el terreno la línea de eje y extremos de acuerdo a planos.

2.1. Control del Supervisor

Para el inicio de las obras, el supervisor establecerá los ejes del puente y de los estribos, así como de las pilas, muros de encauce y cualquier otro elemento importante del proyecto. Establecerá un banco de nivel debidamente referenciado y procederá a su entrega al contratista mediante acta respectiva inscrita en el libro de órdenes.

Con base en estas referencias de línea y nivel el contratista asumirá responsabilidad de todo el replanteo de detalle, así como a su conservación y reposición en caso de pérdida o deterioro.

El supervisor efectuara un control y verificación permanentes de los trabajos topográficos del contratista durante todo el trabajo de construcción. En oportunidad de la recepción definitiva de la obra el contratista entregara al supervisor todas las libretas y registros topográficos realizados durante la ejecución de la obra.

3. Medición

Estos trabajos serán medidos en metros cuadrados sobre el puente y según su proyección horizontal en el terreno.

4. Forma de Pago

Este ítem será pagado de manera global y medido de acuerdo al plano general del proyecto; este pago constituirá la compensación total por concepto de mano de obra, equipo topográfico herramientas, materiales e imprevistos necesarios para la realización satisfactoria de todo lo estipulado en esta sección.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
4	Replanteo y Control Topográfico	m ²

ÍTEM N°5

EXCAVACIÓN EN ROCA(m³)

1. Definición

Este ítem se refiere a la excavación de suelos conformados por material rocoso o conglomerados que se encuentran ligeramente cementados y que obligan a la utilización de procedimientos de perforación por fragmentación mecánica, de acuerdo a los planos de construcción, documentos contractuales y/o instrucciones del SUPERVISOR. Comprende además el transporte fuera de área de la construcción del material excavado inservible al sitio que designe el SUPERVISOR dentro de un radio máximo de 1000 metros.

2. Ejecución

Para la excavación en roca se podrá utilizar maquinaria y equipo necesario como ser compresora, barrenos de perforación, barretas, cinceles, combos para fracturar las rocas, palas cargadoras y volquetas.

El CONTRATISTA deberá presentar al SUPERVISOR el método de excavación para su aprobación, considerando las precauciones necesarias para no causar daño a terceros ni a la obra misma, siendo estos aspectos de su entera y exclusiva responsabilidad.

La aprobación del método de excavación que empleará el CONTRATISTA no le liberará de la responsabilidad civil respecto a daños ocasionados a las construcciones existentes dentro y fuera del área de trabajo.

El personal asignado por el CONTRATISTA para la ejecución de este ítem deberá acreditar la experiencia correspondiente. Asimismo, el CONTRATISTA deberá estudiar la forma de utilizar el equipo y materiales más adecuados para este fin.

La excavación de rocas por voladura se aplicará a todo macizo rocoso que no se pueda retirar con la maquinaria establecida en el ítem. Se descubrirán y expondrán a la vista los materiales que en opinión del CONTRATISTA sólo pueden ser retirados por voladura, para la aprobación del SUPERVISOR.

Cuando las excavaciones se realicen en inmediaciones de estructuras existentes o sitios de futuras excavaciones, se deberá emplear métodos apropiados y tomar las precauciones necesarias para evitar que las estructuras o los sitios de las futuras excavaciones sufran daños

o alteraciones. El barrenado y voladura se harán de modo tal que se asegure que la roca se parta por las líneas de inclinación deseadas. Las rocas removidas y resquebrajadas por las operaciones de voladura que se encuentren fuera de los límites de excavación, serán retiradas y limpiadas para su posterior relleno con hormigón u otro material aprobado por el SUPERVISOR hasta los niveles establecidos en los planos.

Inmediatamente después de la voladura, las superficies y taludes de roca deberán ser raspadas quitándoles las escamas, esquirlas y rocas sueltas o sobresalientes. Todos los materiales útiles y adecuados, procedentes de las excavaciones se utilizarán cuando sea posible como material de construcción para las obras, y los materiales que no sean adecuados o se obtenga en exceso se verterán en los lugares indicados por el SUPERVISOR.

3. Medición

Las excavaciones en roca serán medidas en metros cúbicos, tomando en cuenta únicamente los volúmenes netos ejecutados y autorizados por el SUPERVISOR.

4. Forma de Pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el SUPERVISOR, será pagado al precio unitario establecido en los documentos contractuales. Dicho precio será la compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución del trabajo.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
5	Excavación en Roca	m ³

ÍTEM N°6, N°7, N°19 Y N°22.
OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO (m³)

1. Definición

Este ítem comprende la fabricación, transporte, colocación, compactación, protección y curado del hormigón simple o armado para las siguientes partes estructurales de una obra: Columnas, vigas, muros, losas y otros elementos, ajustándose estrictamente al trazado, alineación, elevaciones y dimensiones señaladas en los planos y/o instrucciones del Supervisor de Obra. Zapatas, vigas rigidizadoras u otros elementos de hormigón armado, cuya función principal es la rigidización de la estructura o la distribución de cargas sobre los elementos de apoyo como muros portantes o cimentaciones.

Todas las estructuras de hormigón simple o armado, ya sea construcciones nuevas, reconstrucción, readaptación, modificación o ampliación deberán ser ejecutadas de acuerdo con las dosificaciones y resistencias establecidas en los planos y en estricta sujeción con las exigencias y requisitos establecidos en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87.

2. Materiales, Herramientas y Equipo

Todos los materiales, herramientas y equipo a emplearse en la preparación y vaciado del hormigón serán proporcionados por el Contratista y utilizados por éste, previa aprobación del Supervisor de Obra y deberán cumplir con los requisitos establecidos en la Norma Boliviana del Hormigón Armado CBH-87 Sección 2-Materiales.

2.1. Madera

La naturaleza de la madera a emplear para los encofrados debe permitir una adecuada resistencia y rigidez. Generalmente se utiliza maderas intermedias, las cuales por su alto contenido de resina resisten a los cambios de temperatura y humedad, son de peso intermedio y relativamente fáciles de labrar, o maderas blandas que al ser livianas y al no astillarse fácilmente, permiten su uso para encofrados.

2.2. Cemento

Para la elaboración de los hormigones se debe hacer uso sólo de cementos que cumplan las exigencias de las NORMAS BOLIVIANAS referentes a cementos Portland N.B. 011- 95. En ningún caso se debe utilizar cementos desconocidos o que no lleven el sello de calidad

otorgado por el organismo competente (IBNORCA). En los documentos de origen figurarán el tipo, la clase y categoría a que pertenece el cemento, así como la garantía del fabricante de que el cemento cumple las condiciones exigidas por las N.B.011-95.

El fabricante proporcionará, si se lo solicita, copia de los resultados de análisis y ensayos correspondientes a la producción de la jornada a que pertenezca la partida servida." (N.B. CBH - 87 Pág. 13). Se podrá utilizar cementos de tipo especial siempre que su empleo esté debidamente justificado y cumpla las características y calidad requeridas para el uso al que se destine y se lo emplee de acuerdo a normas internacionales y previamente autorizados y justificados por el Supervisor.

El cemento deberá ser almacenado en condiciones que lo mantengan fuera de la intemperie y la humedad. El almacenamiento deberá organizarse en forma sistemática, de manera de evitar que ciertas bolsas se utilicen con mucho retraso y sufran un envejecimiento excesivo. En general no se deberán almacenar más de 10 bolsas una encima de la otra. Un cemento que por alguna razón haya fraguado parcialmente o contenga terrones, grumos, costras, etc. será rechazado automáticamente y retirado del lugar de la obra.

2.3. Agregados

Los áridos a emplearse en la fabricación de hormigones serán aquellas arenas y gravas obtenidas de yacimientos naturales, rocas trituradas y otros que resulte aconsejable, como consecuencia de estudios realizados en laboratorio.

En el Sistema de San Antonio no se cuenta con yacimientos de materiales, por lo que este deberá ser transportado de otros lugares cercanos a la zona del proyecto. Los áridos para morteros y hormigones, deben cumplir en todo con las Normas Bolivianas N.B. 595-91, N.B. 597-91, N.B. 5917-91, N.B. 5017-91, N.B. 509-91, N.B. 510- 91, N.B. 511-91, N.B. 512-91 las cuales han sido determinadas por el IBNORCA. La arena o árido fino será aquél que pase el tamiz de 5 mm. de malla y grava o árido grueso el que resulte retenido por dicho tamiz.

El 90% en peso del árido grueso (grava) será de tamaño inferior a la menor de las dimensiones siguientes:

a) Los cinco sextos de la distancia horizontal libre entre armaduras independientes, si es que dichas aberturas tamizan el vertido del hormigón o de la distancia libre entre una armadura y el paramento más próximo.

b) La cuarta parte de la anchura, espesor o dimensión mínima de la pieza que se hormigón.

c) Un tercio de la anchura libre de los nervios de los entrepisos. d) Un medio del espesor mínimo de la losa superior en los entrepisos.

Con el objeto de satisfacer algunas de las normas requeridas con anterioridad, se extractan algunos requerimientos de "ÁRIDOS PARA MORTEROS Y HORMIGONES GRANULOMETRÍA"(N.B. 5917-91).

2.4. Árido Total

La granulometría de mezclas de árido fino y grueso, debe encontrarse dentro los límites especificados en la tabla. No es necesario separar los áridos, sin embargo, pueden realizarse ajustes en las gradaciones añadiendo árido grueso a fin de mejorar el mismo.

TABLA N°1 Granulometría de árido total (N.B. 5917 - 91)		
Designación	40 mm de tamaño nominal	20 mm de tamaño nominal
170 mm	100	100
40 mm	95 - 100	100
20 mm	45 - 75	95 - 100
5 mm	25 - 45	30 - 50
500 µm	17 - 30	10 - 35
150 µm	0 - 5	0 - 5

2.5. Árido Fino

La granulometría del árido fino debe encontrarse dentro de los límites especificados en la tabla 1 y registrarse como árido fino de granulometría I, II, III ó IV. Cuando la granulometría se salga de los límites de cualquier granulometría particular en una cantidad total que no exceda el 5 % se aceptará que tiene dicha granulometría. Esta tolerancia no debe aplicarse al porcentaje que pasa por cualquier otro tamaño de tamiz sobre el límite superior de la granulometría I ó el límite superior de la granulometría IV; así como esta tolerancia no debe aplicarse al porcentaje que pasa por el tamiz N. B. 500 µm.

Porcentaje que pasa en peso				
TAMIZ N.B.	I	II	III	IV
5 mm	90 - 100	90 - 100	90 - 100	95 - 100
2,35 mm	50 - 95	75 - 100	175 - 100	95 - 100
1,117 mm	30 - 70	5 - 90	75 - 100	90 - 100
500 μ m	15 - 34	3 - 59	50 - 79	170 - 100
300 μ m	5 - 20	3 - 30	12 - 40	15 - 40
150 μ m	0 - 10	0 - 10	0 - 10	0 - 10

2.6. Agua

El agua a emplearse para la mezcla, curación u otras aplicaciones, será razonablemente limpia y libre de aceite, sales, ácidos, álcalis, azúcar, materia vegetal o cualquier otra sustancia perjudicial para la obra. No se permitirá el empleo de aguas estancadas procedentes de pequeñas lagunas o aquéllas que provengan de pantanos o desagües.

Toda agua de calidad dudosa deberá ser sometida al análisis respectivo y autorizado por el Supervisor de obra antes de su empleo. La temperatura del agua para la preparación del hormigón deberá ser superior a 5°C. El agua para hormigones debe satisfacer en todo a lo descrito en las N.B. 5177-91 y N. B. 51717 - 91.

2.7. Aditivos

Existe en el mercado una variedad de aditivos destinados a conferir al hormigón distintas características en función al destino que se les dé. Entre los principales se encuentran los plastificantes, aceleradores y retardadores de fraguado, incorporadores de aire, expansores e impermeabilizantes.

Se podrán emplear aditivos para modificar ciertas propiedades del hormigón, previa su justificación y aprobación expresa efectuada por el Supervisor de Obra. Como el modo de empleo y la dosificación deben ser de estudio adecuado, debiendo asegurarse una repartición uniforme de aditivo, este trabajo deberá ser encomendado a personal calificado y preferentemente bajo las recomendaciones de los fabricantes de los aditivos.

2.8. Hierro

Los aceros de distintos diámetros y características se almacenarán separadamente, a fin de evitar la posibilidad de intercambio de barras. El tipo de acero y su fatiga de fluencia será

aquel que esté especificado en los planos estructurales. Queda terminantemente prohibido el empleo de aceros de diferentes tipos en una misma sección.

2.9. Características del Hormigón

2.9.1. Contenido Unitario de Cemento

En general, el hormigón contendrá la cantidad de cemento que sea necesaria para obtener mezclas compactas, con la resistencia especificada en los planos o en el formulario de presentación de propuestas y capaces de asegurar la protección de las armaduras. En ningún caso las cantidades de cemento para hormigones de tipo normal serán menores que:

APLICACIÓN	Cantidad Mínima de Cemento por m ³	Resistencia Cilíndrica a los 28 días	
		Con Control Permanente	Sin Control permanente
	Kg-	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Hormigón Pobre	100	-	40
Hormigón Ciclópeo	280	-	120
Pequeñas Estructuras	300	200	150
Estructuras Corrientes	325	230	170
Estructuras Especiales	350	270	200

2.9.2. Tamaño Máximo de los Agregados

Para lograr la mayor compacidad del hormigón y el recubrimiento completo de todas las armaduras, el tamaño máximo de los agregados no deberá exceder de la menor de las siguientes medidas:

- i) 1/4 de la menor dimensión del elemento estructural que se vacíe.
- ii) La mínima separación horizontal o vertical libre entre dos barras, o entre dos grupos de barras paralelas en contacto directo o el mínimo recubrimiento de las barras principales. En general el tamaño máximo de los agregados no deberá exceder de los 3 cm.

2.9.3. Resistencia Mecánica del Hormigón

La calidad del hormigón estará definida por el valor de su resistencia característica a la compresión a la edad de 217 días. Los ensayos necesarios para determinar las resistencias de rotura se realizarán sobre probetas cilíndricas normales de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de

altura, en un laboratorio de reconocida capacidad. El Contratista deberá tener en obra cuatro probetas de las dimensiones especificadas.

2.9.4. Ensayos de Control

Durante la ejecución de la obra se realizarán ensayos de control, para verificar la calidad y uniformidad del hormigón.

2.9.5. Consistencia del Hormigón

La consistencia de la mezcla será determinada mediante el ensayo de asentamiento, empleando el cono de Abrams. El contratista deberá tener en la obra el cono Standard para la medida de los asentamientos en cada vaciado y cuando así lo requiera el Supervisor o el representante de la Entidad ejecutora o Subprefectura.

Como regla general, se empleará hormigón con el menor asentamiento posible que permita un llenado completo de los encofrados, envolviendo perfectamente las armaduras y asegurando una perfecta adherencia entre las barras y el hormigón. Se recomienda los siguientes asentamientos:

- Casos de secciones corrientes 3 a 7 cm. (máximo).
- Casos de secciones donde el vaciado sea difícil 10 cm. (máximo)

Los asentamientos indicados se registrarán en el caso de hormigones que se emplean para la construcción de rampas, bóvedas y otras estructuras inclinadas. La consistencia del hormigón será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación previstos, el hormigón pueda rodear las armaduras en forma continua y rellenar completamente los encofrados sin que se produzcan coqueras. La determinación de la consistencia del hormigón se realizará utilizando el método de ensayo descrito en la N. B. / UNE 7103.

Como norma general, y salvo justificación especial, no se utilizarán hormigones de consistencia fluida, recomendándose los de consistencia plástica, compactados por vibrado. En elementos con función resistente, se prohíbe la utilización de hormigones de consistencia líquida. Se exceptúa de lo anterior el caso de hormigones fluidificados por medio de un súper plastificante. La fabricación y puesta en obra de estos hormigones, deberá realizarse según reglas específicas.

Para los hormigones corrientes, en general se puede admitir los valores aproximados siguientes:

Asentamiento en el cono de Abrams	Categoría de Consistencia
0 a 2 cm	Hº Firme
3 a 7 cm	Hº Plástico
17 a 15 cm	Hº Blando

2.9.6. Relacion Agua Cemento en Peso

La relación agua - cemento se determinará en cada caso basándose en los requisitos de resistencia y trabajabilidad, pero en ningún caso deberá exceder de:

Condiciones de Exposición	Extrema	Severa	Moderada
Naturaleza de la obra	Hormigón sumergido en medios agresivos.	Hormigón en contacto con agua a presión	Hormigón expuesto a la intemperie.
		Hormigón en contacto alternado con agua y aire	Hormigón sumergido permanentemente en medio no agresivo.
Piezas delgadas	0.48	0.54	0.60
Piezas de grandes dimensiones	0.54	0.60	0.65

Deberá tenerse muy en cuenta la humedad propia de los agregados, para dosificaciones en cemento de $C = 300$ a 400 Kg/m^3 se puede adoptar una dosificación en agua A con respecto al agregado seco tal que la relación agua / cemento cumpla: $0.4 < A/C < 0.6$ Con un valor medio de $A/C = 0.5$

2.9.7. Ensayos de Resistencia Mecánica del Hormigón

La calidad del hormigón estará definida por el valor de su resistencia característica a la compresión a la edad de 28 días. Se define como resistencia característica la que corresponde a la probabilidad de que el 95 % de los resultados obtenidos superan dicho valor, considerando que los resultados de los ensayos se distribuyen de acuerdo a una curva estadística normal. Los ensayos necesarios para determinar las resistencias de rotura, se

realizarán sobre probetas cilíndricas normales de 15 cm de diámetro y 30 cm. de altura, en un laboratorio de reconocida capacidad.

El Contratista deberá tener en la obra diez cilindros de las dimensiones especificadas. El hormigón de obra tendrá la resistencia que se establezca en los planos. Cuando ocurre que:

- Los resultados de dos ensayos consecutivos arrojan resistencias individuales inferiores a las especificadas.
- El promedio de los resultados de tres ensayos consecutivos sea menor que la resistencia especificada.
- La resistencia característica del hormigón es inferior a la especificada.

Se considera que los hormigones son inadecuados. Para determinar las proporciones adecuadas, el contratista, con suficiente anticipación procederá a la realización de ensayos previos a la ejecución de la obra.

El juzgamiento de la calidad y uniformidad de cada clase de hormigón colocado en obra se realizará analizando estadísticamente los resultados de por lo menos 32 probetas (16 ensayos) preparadas y curadas en condiciones normalizadas y ensayadas a los 28 días.

Cada vez que se extraiga hormigón para pruebas, se debe preparar como mínimo dos probetas de la misma muestra y el promedio de sus resistencias se considerará como resultado de un ensayo siempre que la diferencia entre los resultados no exceda el 15 %, caso contrario se descartarán y el contratista debe verificar el procedimiento de preparación, curado y ensayo de las probetas. Las probetas se moldearán en presencia del Supervisor de obras y se conservarán en condiciones normalizadas de laboratorio.

Al iniciar la obra, en cada uno de los cuatro primeros días del hormigonado, se extraerán por lo menos cuatro muestras en diferentes oportunidades; con cada muestra se prepararán cuatro probetas, dos para ensayar a los siete días y dos para ensayar a los 28 días. El contratista podrá moldear mayor número de probetas para efectuar ensayos a edades menores a los siete días y así apreciar la resistencia probable de sus hormigones con mayor anticipación.

Se determinará la resistencia característica de cada clase de hormigón en función de los resultados de los 16 primeros ensayos (32 probetas). Esta resistencia característica debe ser igual o mayor a la especificada y además se deberán cumplir las otras dos condiciones

señaladas en el artículo anterior para la resistencia del hormigón. En caso de que no se cumplan las tres condiciones se procederá inmediatamente a modificar la dosificación y a repetir el proceso de control antes descrito.

En cada uno de los vaciados siguientes y para cada clase de hormigón, se extraerán dos probetas para cada uno:

Grado de Control	Cantidad máxima de Hormigón (m³)
Permanente	25
No Permanente	50

Pero en ningún caso menos de dos probetas por día. Además, el supervisor podrá exigir la realización de un número razonable adicional de probetas.

A medida que se obtengan nuevos resultados de ensayos, se calculará la resistencia característica considerando siempre un mínimo de 16 ensayos (32 probetas). El supervisor determinará los ensayos que intervienen a fin de calcular la resistencia característica de determinados elementos estructurales, determinados pisos o del conjunto de la obra.

Queda sobreentendido que es obligación por parte del contratista realizar ajustes y correcciones en la dosificación, hasta obtener los resultados que correspondan. En caso de incumplimiento, el Supervisor dispondrá la paralización inmediata de los trabajos.

En caso de que los resultados de los ensayos de resistencia no cumplan los requisitos, no se permitirá cargar la estructura hasta que el contratista realice los siguientes ensayos y sus resultados sean aceptados por el Supervisor de obras.

- Ensayos sobre probetas extraídas de la estructura en lugares vaciados con hormigón de resistencia inferior a la debida, siempre que su extracción no afecte la estabilidad y resistencia de la estructura.
- Ensayos complementarios del tipo no destructivo, mediante un procedimiento aceptado por el supervisor de obras.

Estos ensayos serán ejecutados por un laboratorio de reconocida experiencia y capacidad y antes de iniciarlos se deberá demostrar que el procedimiento empleado puede determinar la resistencia de la masa de hormigón con precisión del mismo orden que los métodos

convencionales. El número de ensayos será fijado en función del volumen e importancia de la estructura cuestionada, pero en ningún caso será inferior a treinta y la resistencia característica se determina de la misma forma que las probetas cilíndricas.

Cuando una parte de la obra este sometida a cualquier nivel de control estadístico, se obtenga $f_{c, est} \geq f_{ck}$, se aceptará dicha parte. Si resultase $f_{c, est} < f_{ck}$, se procederá como sigue:

- $f_{c, est} \geq 0.9 f_{ck}$, la obra se aceptará.
- Si $f_{c, est} < 0.9 f_{ck}$, El supervisor de obras podrá disponer que se proceda a realizar a costa del contratista, los ensayos de información necesarios previstos en la N.B. CBH-87, o las pruebas de carga previstas en la misma norma, y según lo que de ello resulte, decidirá si la obra se acepta, refuerza o demuele.

En caso de haber optado por ensayos de información, si éstos resultan desfavorables, el supervisor de obras, podrá ordenar se realicen pruebas de carga, antes de decidir si la obra es aceptada, refuerza o demuele.

3. Procedimiento de Ejecución

3.1. Preparación, Colocación, Compactación y Curado

3.1.1. Dosificación de Materiales

Para la fabricación del hormigón, se recomienda que la dosificación de los materiales se efectúe en peso. Para los áridos se aceptará una dosificación en volumen, es decir transformándose los pesos en volumen aparente de materiales sueltos. En obra se realizarán determinaciones frecuentes del peso específico aparente del árido suelto y del contenido de humedad del mismo.

Cuando se emplee cemento envasado, la dosificación se realizará por número de bolsas de cemento, quedando prohibido el uso de fracciones de bolsa. La medición de los áridos en volumen se realizará en recipientes aprobados por el Supervisor de Obra y de preferencia deberán ser metálicos e indeformables.

3.1.2. Mezclado

- El hormigón deberá ser mezclado mecánicamente, para lo cual:
- Se utilizarán una o más hormigoneras de capacidad adecuada y se empleará personal especializado para su manejo.

- Periódicamente se verificará la uniformidad del mezclado.
- Los materiales componentes serán introducidos en el orden siguiente:
 - Verificar que la mezcladora esté convenientemente limpia sin restos de materiales endurecidos por usos anteriores.
 - Verificar con anticipación su sistema mecánico y/o eléctrico.
 - Cargar los materiales de acuerdo al siguiente orden: $\frac{3}{4}$ partes de agua, $\frac{1}{2}$ parte de la grava, cemento, arena, resto de la grava y el resto del agua para la trabajabilidad deseada.
 - No debe cargarse el cemento en primer lugar, ni debe sobrecargarse la capacidad de la mezcladora.
 - Amasar el tiempo necesario para homogeneizar la mezcla. Este tiempo depende del volumen de la mezcladora y no debe ser inferior a 1 $\frac{1}{2}$ minutos.
 - Descargar la mezcla en forma continua.
 - Limpiar y lavar completamente la mezcladora, una vez finalizada la faena del hormigonado.

El mezclado manual queda expresamente prohibido.

3.1.3. Transporte

El hormigón será transportado desde la hormigonera hasta el lugar de su colocación en condiciones que impidan su segregación o el comienzo del fraguado. Para ello se emplearán métodos y equipo que permitan mantener la homogeneidad del hormigón y evitar la pérdida de sus componentes o la introducción de materias ajenas.

Para los medios corrientes de transporte, el hormigón deberá quedar colocado en su posición definitiva dentro de los encofrados antes de que transcurran treinta minutos desde que el agua se ponga en contacto con el cemento.

3.1.4. Colocación

Antes del vaciado del hormigón en cualquier sección, el Contratista deberá requerir la correspondiente autorización escrita del Supervisor de Obra. Salvo el caso que se disponga de una protección adecuada y la autorización necesaria para proceder en sentido contrario, no se colocará hormigón mientras llueva.

La velocidad de colocación será la necesaria para que el hormigón en todo momento se mantenga plástico y ocupe rápidamente los espacios comprendidos entre las armaduras. No se permitirá verter libremente el hormigón desde alturas mayores a 1.50 metros. En caso de alturas mayores, se deberá utilizar embudos y conductos cilíndricos verticales que eviten la segregación del hormigón. Se exceptúan de esta regla las columnas. Durante la colocación y compactación del hormigón se deberá evitar el desplazamiento de las armaduras.

3.1.5. Vibrado

Las vibradoras serán del tipo de inmersión de alta frecuencia y deberán ser manejadas por obreros especializados. Las vibradoras se introducirán lentamente y en posición vertical o ligeramente inclinada. El tiempo de vibración dependerá del tipo de hormigón y de la potencia del vibrador.

3.1.6. Protección y Curado

Tan pronto el hormigón haya sido colocado se lo protegerá de efectos perjudiciales. El tiempo de curado será durante siete días consecutivos, a partir del momento en que se inició el endurecimiento. El curado se realizará por humedecimiento con agua, mediante riego aplicado directamente sobre las superficies o sobre arpilleras.

3.1.7. Encofrados y Simbras

Podrán ser de madera, metálicos o de cualquier otro material suficientemente rígido. Deberán tener la resistencia y estabilidad necesaria, para lo cual serán convenientemente arriostrados. Previamente a la colocación del hormigón se procederá a la limpieza y humedecimiento de los encofrados. Si se desea aceitar los moldes, dicha operación se realizará previa a la colocación de la armadura y evitando todo contacto con la misma. En todos los ángulos se pondrán filetes triangulares.

Se debe verificar que la estructura de los encofrados garantice su resistencia a la presión del hormigón, sin que provoque deformaciones en el hormigón terminado. Sus dimensiones sean exactas y correspondan a las del proyecto. Las juntas de uniones sean estancas y no permitan la pérdida de lechada. El diseño y construcción del encofrado permita un desmolde sin dañar el hormigón endurecido. Sus superficies estén limpias e impregnadas de desmoldante para evitar la adherencia del hormigón. Que los fondos no contengan material suelto.

3.1.8. Recubrimientos

Verificar que se respeten los recubrimientos mínimos establecidos por las normas, disponer de “galletas” de mortero para garantizar el recubrimiento, estos elementos deben fabricarse con la misma resistencia del hormigón a colocar.

3.1.9. Remisión de Encofrados y Simbras

Los encofrados se retirarán progresivamente, sin golpes, sacudidas ni vibraciones.

- Los plazos mínimos para el desencofrado serán los siguientes:
- Encofrados laterales de vigas y muros: 2 a 3 días
- Encofrados de columnas: 3 a 7 días
- Encofrados debajo de losas, dejando puntales de seguridad: 7 a 14 días
- Fondos de vigas, dejando puntales de seguridad: 14 días
- Retiro de puntales de seguridad 21 días

3.1.10. Armaduras

Las barras se cortarán y doblarán ajustándose estrictamente a las dimensiones y formas indicadas en los planos y las planillas de hierros, las mismas que deberán ser verificadas por el Supervisor antes de su utilización.

El doblado de las barras se realizará en frío mediante equipo adecuado, sin golpes ni choques, quedando prohibido el corte y doblado en caliente. Antes de proceder al colocado de las armaduras en los encofrados, se limpiarán adecuadamente, librándolas de polvo, barro, pinturas y todo aquello capaz de disminuir la adherencia.

Todas las armaduras se colocarán en los diámetros y en las posiciones señaladas en los planos. Las barras de la armadura principal se vincularán firmemente con los estribos. Para sostener y para que las armaduras tengan el recubrimiento respectivo se emplearán soportes de mortero de cemento con ataduras metálicas (galletas) que se fabricarán con la debida anticipación, quedando terminantemente prohibido el empleo de piedras como separadores

Se cuidará especialmente que todas las armaduras queden protegidas mediante recubrimientos mínimos especificados en los planos. En ningún caso se permitirá el soldado de las armaduras de cualquier tipo, exceptuando y solo cuando los planos constructivos así

lo determinen se permitirá el uso de mallas electro soldadas. En caso de no especificarse los recubrimientos en los planos, se aplicarán los siguientes:

- Ambientes interiores protegidos: 1.0 a 1.5 cm.
- Elementos expuestos a la atmósfera normal: 1.5 a 2.0 cm.
- Elementos expuestos a la atmósfera húmeda: 2.0 a 2.5 cm.
- Elementos expuestos a la atmósfera corrosiva: 3.0 a 3.5 cm.

En lo posible no se realizarán empalmes en barras sometidas a tracción. Si fuera absolutamente necesario efectuar empalmes, éstos se ubicarán en aquellos lugares donde las barras tengan menores solicitaciones (puntos de momento nulos).

4. Formas de Pago

Dichos precios serán compensación total por los materiales empleados en la fabricación, mezcla, transporte, colocación, construcción de encofrados, armadura de hierro, mano de obra, herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

De la misma manera que en el caso de la medición, si se encontrara especificado en el formulario de presentación de propuestas "Hormigón Armado" se entenderá que el acero se encuentra incluido en este ítem, efectuándose su cancelación dentro del hormigón, por lo que el Contratista deberá considerar este aspecto en su análisis de precio unitario; pero si se especificara "Hormigón simple" la cancelación tanto del hormigón como de la armadura se efectuará en forma separada.

En ambos casos el Contratista deberá considerar en su análisis de precio unitario de la armadura las pérdidas por recortes y empalmes, ya que estos dos aspectos no serán tomados en cuenta en la medición.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
6	Hormigón Tipo E _ Hormigón Pobre	m ³
7	Hormigón fc=28 MPa _ Estribos	m ³
19	Hormigón fc=28 MPa _ Superestructura	m ³
22	Hormigón fc=28 MPa _ Accesorios	m ³

ÍTEM N°8, N°13, N°20 y N°22.
ACERO ESTRUCTURAL (Kg)

1. Definición

Este trabajo consistirá en el aprovisionamiento y la colocación de las barras de acero de la clase, tipo y tamaños fijados de acuerdo con la presente especificación y la conformidad con las exigencias de doblado y medidas establecidas en los planos.

1.1. Materiales, herramientas y equipo

Las barras de acero de armadura de diámetro hasta 35mm. Inclusive, deberán llenar las exigencias de la especificación ASSIITO-31. Estas barras de refuerzo serán unidas entre si con alambre de amarre que deberá satisfacer los requisitos de la ASTM – A –825.

2. Ejecución

2.1. Almacenamiento

Todo material a utilizarse para refuerzos metálicos será almacenado sobre plataforma de madera u otros soportes aprobados para protegerlo del daño mecánico y deterioro de la superficie causada por su exposición a condiciones que produzcan herrumbre. Al ser colocado en la estructura deberá estar libre del polvo, escamas, herrumbre, pintura, aceites y otros materiales que perjudiquen su adherencia con el hormigón.

2.2. Doblado

Las barras de refuerzo deberán ser dobladas en frío o las formas indicadas en los planos. El doblado deberá hacerse estrictamente de acuerdo a las dimensiones y formas indicadas en los planos. Cualquier variación o irregularidad en el doblado, motivara que las barras sean rechazadas y retiradas de la obra.

2.3. Empalmes

No se permitirá empalmes excepto en los lugares indicados en los planos o aceptados por escrito por el supervisor. Los empalmes se efectuarán por superposición de los extremos en una longitud no menos a 20 veces el diámetro de la barra, sujetándolos con alambre de amarre, excepto en los casos que se indique empalmes soldados, entonces la soldadura se hará de acuerdo a las especificaciones pertinentes.

2.4. Colocación y Sujeción

En la colocación de los refuerzos se observarán estrictamente las dimensiones y disposiciones indicadas en los planos de detalle. La condición especial a observar será que las barras de refuerzo una vez colocadas mantengan rigurosamente el espaciamiento calculado y formen un conjunto rígido sin que puedan moverse ni deformarse al vaciar el hormigón y apisonado dentro de los encofrados. La colocación y fijación de los refuerzos en cada sección de la obra deberá ser aprobado por el supervisor antes de que se preceda al vaciado del hormigón.

3. Medición

La cantidad a pagarse en este concepto se calculará sobre el peso teórico de acero de armadura en la obra y aceptada cuya unidad de medida es el kilogramo.

4. Forma de Pago

La cantidad determinada en la forma arriba mencionada se pagará a los precios unitarios del contrato por kilogramo útil colocada en la obra y aceptada.

La cantidad determinada en la forma arriba mencionada se pagará a los precios unitarios del contrato por kilogramo útil colocado, cuyo precio y pago constituirán compensación total por concepto de aprovisionamiento y colocación de todos los materiales y por toda la mano de obra, equipo y herramientas, gastos directos o indirectos, necesarios para ejecutar la obra especificada en la presente sección.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
8	Acero Estructural _ Estribos	kg
13	Acero Estructural _ Vigas	kg
20	Acero Estructural Superestructura	kg
23	Acero Estructural Accesorios	kg

ÍTEM N°9
APOYOS DE NEOPRENO COMPUESTO (dm³)

1. Definición

Este trabajo comprenderá el aprovisionamiento y colocación de aparatos de apoyo de la clase, tipo y tamaño fijados en los planos, de acuerdo con las especificaciones presentes o según instrucción escrita por el supervisor.

1.1. Materiales, Herramientas y Equipo

Los aparatos de apoyo serán de neopreno compuesto según se especifique en los planos o determine por escrito el supervisor de obra. Los apoyos de neopreno deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma ASSTHO – 525. Estos deben ser fabricados de las dimensiones indicadas en los planos y no podrán ser recortados en obra. El contratista deberá garantizar por certificación del fabricante o mediante ensayos de acuerdo a especificaciones.

2. Ejecución

Se colocará en una superficie horizontal plana, cuyo eje debe coincidir perfectamente con el eje de apoyo de la superestructura.

3. Medición

La cantidad a pagarse en este concepto, se formará por el número de metros cuadrados de cartón asfáltico indicado en los planos, colocado en obra o en su caso en número de decímetros cúbicos de neopreno simple colocado en obra.

4. Forma de Pago

Las cantidades determinadas en la forma antes mencionada, se pagarán a precios del contrato por unidad de medición. Dicho precio y pago será la compensación total en concepto de suministro y colocación, incluyendo materiales, mano de obra, herramientas gastos directos e indirectos necesarios para completar la obra prescrita en esta sección.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
9	Apoyos de Neopreno Compuesto	dm ³

ÍTEM N°10 y N°21.
BARBACANAS DE PVC 4" (m)

1. Definición

Este trabajo comprenderá la colocación de drenes en la calzada de rodadura del puente de acuerdo con los planos y de conformidad con los alineamientos, ubicación, cotas, tamaños, dimensiones y diseño debidamente indicados, incluyendo la calidad de los materiales de acuerdo a planos o según las instrucciones por escrito del supervisor.

1.1. Materiales. Herramientas y Equipo

Los tubos podrán ser de PVC de 4" de diámetro mínimo con espesor mínimo comprendido entre 5 y 6 mm. En caso de no existir en el mercado, se podrá usar tubería de hierro fundido galvanizado con un diámetro no inferior a 4".

2. Ejecución

Los tubos se colocarán embebidos en el hormigón de forma que queden perfectamente empotrados. Los tubos en su parte inferior deberán estar cortados en forma de sesgo a 4" y sobresalir 10 cm de la parte inferior de la losa. Se deberán colocar cuando el encofrado esta armado y cuando los aceros de refuerzo estén siendo colocados, deberán estar bien sujetos a fin de evitar deslizamientos e inclinaciones de los drenes.

3. Medición

La cantidad a medir se formará por el número de metros lineales de tubo de diámetro indicado en los planos, colocándolos en obra, medidos de borde a borde de cada dren.

4. Forma de Pago

Las cantidades determinadas en la forma antes mencionadas, se pagarán a precios del contrato por unidad de medición. Dicho precio y pago serán la compensación total en concepto de suministro y colocación, incluyendo materiales, mano de obra, herramientas, gastos directos e indirectos necesarios para completar la obra prescrita en esta sección.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
10	Barbacanas de PVC 4" _Estribos	m
21	Tubos de Drenaje PVC 4" _ Tablero	m

ÍTEM N°11

RELLENO Y COMPACTADO-MATERIAL SELECCIONADO (m³)

1. Descripción

Este trabajo comprenderá el relleno de las obras terminadas y el retiro de todo material excavado o removido, todo de acuerdo con las presentes especificaciones y de conformidad con los planos de obra. Este ítem también involucra el subsiguiente retiro de encofrados y ataguías y el necesario relleno.

El CONTRATISTA deberá presentar su procedimiento para las operaciones que se describen precedentemente para la aprobación de la SUPERVISIÓN. En este trabajo incluye también el suministro y colocación de arena, piedra o material de relleno conformado por gravas para sustituir todos los materiales inadecuados que pueden encontrarse al fundar las obras de arte. Se debe considerar en estos trabajos, el relleno de las partes excavadas debajo del nivel del terreno natural, debidamente compactadas y aprobadas por la SUPERVISIÓN.

1.1. Materiales, Herramientas y Equipo

El material para el relleno de fundaciones se compondrá de un adecuado y bien graduado tipo de arena, grava, escorias o piedra que esté de acuerdo a los requisitos de la obra, o como lo exija la SUPERVISIÓN.

El material de relleno será un suelo seleccionado fino o compactable proveniente de las excavaciones de las obras de arte, siempre que la SUPERVISIÓN lo apruebe en base a su calidad. Cualquier otro material adicional necesario deberá obtenerse de las obras básicas del camino o del banco de préstamo según se prevé en la sección correspondiente. En lo posible, todo material proveniente de excavaciones deberá utilizarse para rellenos y terraplenes.

El material sobrante colocado provisionalmente con autorización o no en un curso de agua, deberá disponerse de tal manera que no obstruya o afecte en algún otro modo el aspecto estético de la obra de arte.

2. Ejecución

El relleno o terraplenado no deberá ejecutarse detrás de los muros de alcantarillas con los de hormigón hasta que se les haya aplicado la losa superior o esta estuviera totalmente fraguada. El relleno o terraplenado detrás de los estribos, soportado por la parte superior de la

superestructura y detrás de los muros laterales de alcantarillas, deberán ejecutarse simultáneamente en cada estribo o muro opuesto.

Yodos los terraplenes adyacentes a las obras de arte deberán constituirse en capas horizontales y compactarse tal como lo determina la sección correspondiente, excepto que se deberán usar rodillos vibratorios lisos para obtener la compactación requerida. En lugares de difícil acceso del rodillo vibratorio, podrá efectuarse el relleno y compactado con compactador vibratorio manual.

Se deberán tomar precauciones especiales para evitar cualquier efecto de cuña contra las estructuras y todos los taludes a unir existentes en la zona, que deberán ser rellenados, se realizarán de forma escalonada o dentada ara evitar una acción de los mismos con efectos de cuña. La colocación de terraplenes y el escalonado de los taludes deberán continuar de tal manera que, en todo omento exista una capa horizontal de material bien compactado, de una longitud corta por lo menos igual a la altura de los muros a rellenar, excepto los casos en que estos lugares estuviesen ocupados por le material original no afectado por los trabajos en obra. Se deberá tomar medidas adecuadas para obtener un completo drenaje. Se suministrará roca triturada o arena gruesa y grava para el drenaje en los orificios de drenaje de muros separados en los planos.

3. Medición

El volumen de relleno de fundación se deberá medir en metros cúbicos en base a su posición final, y debería ser colocado tal como se especifique los planos.

4. Forma de Pago

Las cantidades a determinaren la forma antes expresada, se pagarán a los precios unitarios del contrato o como figuren en los programas de licitación. Los precios y pagos constituirán la compensación total del concepto de mano de obra, equipo, imprevistos y todo gasto directo y/o indirecto necesarios para ejecutar la obra revista en esta sección.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
11	Relleno y Compactado - Material Seleccionado	m ³

ÍTEM N°12
HORMIGÓN CLASE P _ Vigas ($f_c=35\text{MPa}$) (m^3)

1. Descripción

Las estructuras de hormigón pretensado son aquellas compuestas por hormigón, una armadura activa, llamada armadura de pretensado, y una armadura pasiva. El pretensado del hormigón, puede ser obtenido con la utilización del pretensado propiamente dicho o con la post-tensión de la armadura. La unidad de pretensado por post-tensión está constituida por:

- Una armadura de acero de alto límite elástico
- Un ducto (vaina flexible o ducto rígido) destinado a aislar la armadura de pretensado del hormigón durante la operación de hormigonado.
- Anclajes, apoyados en el hormigón y en las extremidades de la armadura.
- Trompetas, que hacen la transición entre la vaina y el anclaje

El elevado valor de las tensiones a que es sometido el hormigón en las regiones de los anclajes, impone algunas condiciones relativas a:

- Resistencia del hormigón y orden de pretensado.
- Espacio entre anclajes y las distancias a los bordes.
- Malla para los anclajes.

En el pretensado la operación de inyección utilizará un expansor, que consiste en llenar después de la operación de pretensado - los vacíos existentes entre el cableaje de pretensado y las paredes de las vainas, asegurando la adherencia mecánica entre el cableaje de pretensado y el hormigón, y protegiendo el cableaje de la corrosión.

Las vigas pre-fabricadas en hormigón pretensado, son generalmente fabricadas en áreas apropiadas. Posteriormente son pretensadas, con la finalidad de compensar la acción de su peso propio, después de 4 días de hormigonado. Las vigas pre-fabricadas de hormigón pretensado deberán ser acabadas de acuerdo con los esquemas especificados en el proyecto.

2. Materiales

Todos los materiales utilizados deberán estar de acuerdo con lo especificado en las Normas Americanas de ACI, de la AASHTO y de la ASTM, no debe ser realizado ningún trabajo, ni

tampoco utilizar ningún material que no haya sido debidamente examinado y aprobado por la SUPERVISIÓN. Los materiales esenciales para la ejecución son:

2.1. Acero de Pretensado

El acero de pretensado, podrá consistir en cables de acero de alta resistencia de alambres, alambre de acero de alta resistencia, o barras de alta resistencia del tipo y grado especificados en los planos o especificaciones que se mencionan a continuación:

- Cables: Los cables, compuestos de alambres sin revestimiento deberán cumplir lo especificado en la norma AASHTO M-203 ASTM A-416.
- Alambres: Los alambres de acero sin recubrimiento deberán cumplir los requisitos de la norma AASHTO M-204 y ASTM A-421.

2.2. Vainas

Las vainas son los conductos que sirven para aislar los cables del hormigón debiendo ser metálicas, galvanizadas, herméticas, flexibles, y lo suficientemente resistentes para mantener su forma bajo la acción de fuerzas que tendrán que resistir. Tendrán un diámetro interno mayor en 3/8" que el correspondiente a los torones y el área del ducto deberá ser por lo menos 2.5 veces mayor que el área del acero pretensado en el ducto.

Cuando se especifique la introducción de lechada de cemento a presión, los conductos deberán estar provistos de boquillas u otras conexiones adecuadas para la inyección de la lechada después de haberse terminado la operación de pretensado.

Las vainas de cables curvos deberán ser dotadas en sus puntos más altos de purgadores constituidos por tubos plásticos de 1/2" de diámetro con sus debidos conectores para evitar la formación de bolsas de aire o agua. En cables muy largos un purgador deberá ser previsto a un máximo de 40 m. de separación.

El pretensado de las vigas utiliza un pretensado por postensión, donde la unidad de pretensado está constituida por torones de $\varnothing = 12,7$ mm RB 190. Estos torones son envueltos por vainas corrugadas y flexibles destinadas a aislar la armadura del hormigón durante la operación del hormigonado de la viga. En particular es importante observar la unión entre los diversos segmentos de las vainas corrugadas y flexibles, así como la unión con los anclajes, para evitar la penetración de la lechada durante el hormigonado. El acoplado de las

vainas con los anclajes se hace por medio de las trompetas y los empalmes de las vainas con acoples, lacrados con cinta adhesiva.

También es conveniente la colocación de fijadores en las vainas, a fin de evitar curvatura y desplazamiento de los cables, cuando es lanzado y vibrado el hormigón; por medio de barras de acero CA50 colocadas transversalmente y separadas 1.00 m.

2.3. Equipo

Para el hormigonado se debe disponer de una planta dosificadora de hormigón, a fin de atender la demanda de obra y de vibradores de inmersión con agujas de 35, 45 y 60 mm. de diámetro. Para el pretensado los equipos necesarios son los gatos con sus bombas hidráulicas respectivas. Para el transporte de vigas y colocación en su lugar, deben ser utilizadas grúas de hasta 30 toneladas u otros medios.

2.4. Ejecución

- Bases de fundación y almacenaje.
- Los encofrados para vigas pre-fabricadas.
- Las armaduras de acero dulce y de pretensado, incluyendo vainas y conos de anclaje.
- Hormigonado de la viga.
- Operación de pretensado.
- Operación de inyección y protección de conos de anclaje.

La construcción consiste en la ejecución de vigas pretensadas, pre-fabricadas en áreas apropiadas y posteriormente colocadas en los apoyos de neopreno de las pilas o estribos, en su posición definitiva por medio de grúas u otros medios. El encofrado para hormigonado de la losa superior entre vigas, podría estar constituido por encofrado tradicional de madera o metálico, así como por losas prefabricadas.

Las vainas deberán estar debidamente aseguradas en su localización para prevenir desplazamientos durante el hormigonado. Antes del tesado, la vaina deberá estar completamente limpia de toda suciedad por medio de la aplicación de un chorro de aire comprimido en una de las extremidades de la vaina. La operación deberá prolongarse hasta que no salga agua por la otra extremidad.

El empleo de aceites, grasas o cualquier otra sustancia destinada a reducir la fricción cable – vaina, solamente podrá emplearse con previa autorización de la SUPERVISIÓN y deberá ser retirada totalmente antes del tesado por medio de chorro de agua, hasta que la vaina quede totalmente limpia, sin riesgos para la posterior adherencia cable – vaina, a través de la inyección del cable.

Después de instalar las vainas en su posición final dentro del encofrado, los extremos deberán estar cubiertos para prevenir el ingreso de agua o suciedad. La instalación de los conos de anclaje deberá obedecer rigurosamente a las indicaciones establecidas en los planos de proyecto, principalmente en lo que respecta a la ubicación, ángulo de instalación y recubrimientos. Los anclajes deberán desarrollar al menos el noventa y cinco por ciento (95%) de resistencia última especificada para el acero de pre esfuerzo, al ser probados antes de ser adheridos, sin exceder el asentamiento del anclaje esperado.

Los dispositivos de anclaje para cables no adheridos, deberán ser capaces de transmitir al concreto una carga igual a la capacidad del cable bajo las condiciones de carga estática o cíclica. Cualquier refuerzo suplementario requerido en la zona local del anclaje, para resistir concentraciones de esfuerzos en la vecindad del anclaje, que sea dependiente de la configuración del anclaje, deber ser considerado parte integrante del anclaje. Dicho esfuerzo deberá ser diseñado por el proveedor del anclaje y colocado adicionalmente al refuerzo general de la zona que se muestre en los planos. Para la ejecución de los puentes y viaductos deberán cumplirse las siguientes etapas ejecutivas:

- Localización de la obra, que será realizada por instrumentos topográficos
- Ejecución de los pilotes
- Excavación de las bases de cimentación por proceso mecánico o manual
- Las irregularidades de base de asiento, serán corregidas con hormigón simple tipo “E”, con resistencia $f'c > 11$ MPa y espesor de 10 cm, aplicado en capas continuas sobre toda la superficie más un exceso de 15 cm en cada lado.
- Ejecución de los bloques, pilares, viga transversal, de los estribos y las aletas, serán de conformidad con el proyecto.

- Paralelamente se ejecutarán las vigas pre-fabricadas de hormigón pretensado o las vigas mixtas de acero-hormigón; para el posicionamiento posterior en su lugar definitivo (Primera fase de pretensado).
- Lanzadas las vigas pre-fabricadas de hormigón, con apuntalamiento de vigas metálicas, serán colocadas las losas entre vigas y se realizarán el apuntalado de los encofrados de los voladizos, para completar posteriormente el hormigonado de las losas, de acuerdo a las juntas de hormigonado determinadas en el proyecto
- Se procederá al pretensado de los torones superiores (2ª fase de pretensado), con inyección de los mismos y hormigonado de los trechos remanentes de las losas.
- Ejecución de los rellenos de acceso y de la losa de aproximación.
- Ejecución de las juntas Jeene o similar y ejecución de los separadores.

3. Control de Supervisión

3.1. Control de Hormigón

El control del hormigón, la calidad de los agregados, el tipo del cemento, el agua a utilizar, el factor “slump” y los aditivos; serán efectuados por el CONTRATISTA previa aprobación de la SUPERVISIÓN. Para los ensayos de resistencia a la compresión, la estructura se divide en lotes, de los cuales se deberán muestrear, mínimo de 6 por cada 30 m³ de hormigón. Los cuerpos de prueba deberán ser ensayados a los 3 días de edad, a los 7 días y a los 28 días, según Normas de ASTM – C39 – 93a y C 192 – 90a.

3.2. Control de Acero

Para el acero duro y el acero dulce deberán realizarse ensayos de tracción, determinando resistencias características, sus deformaciones específicas y los módulos de deformación longitudinal. En la operación de pretensado se debe proceder al control de la presión manométrica conjugada con la elongación del acero.

3.3. Control de Inyección

La operación de inyección con lechada de cemento consiste en llenar después de la operación de pos tensado, los vacíos existentes entre las armaduras y las paredes de las vainas. Con el fin de atender la cualidad de las inyecciones en razón de su importancia en una estructura de hormigón pretensado, debe realizarse lo siguiente:

- La colocación cuidadosa y correcta de los goteadores.

- La colocación de una de las vainas, con el fin de garantizar su firmeza posicional.
- Ampliación de dispositivos que permiten la inspección de cables verticales.
- Verificación de la temperatura ambiental, en la ejecución.
- Verificación de las temperaturas del agua y del cemento.
- Utilización y dosificación de los aditivos.
- Control de la fluidez y de la estabilidad de la lechada en la inyección.

Si la temperatura ambiente es superior a 30 °C, las inyecciones deben realizarse con cuidados especiales, la lechada de cemento debe presentar fluidez adecuada durante el tiempo de operación de inyección. Para aumentar la vida útil de la lechada del cemento, además de los aditivos, utilizar agua con baja temperatura (adicionando hielo al agua). Cuando las condiciones del tiempo son frías, no es recomendado hacer inyecciones (temperaturas inferiores a +4 °C).

La presencia de agua en el interior de la vaina presenta grandes riesgos cuando las temperaturas son bajas, pudiendo provocar grietas o fisuras de los concretos adyacentes. En este caso, es aconsejable expulsar el agua retenida en las vainas con uso de aire comprimido. Se debe prever la colocación de respiraderos en los puntos bajos para facilitar la salida del agua.

La inyección de los cables debe ser hecha inmediatamente después de concluido el pretensado, para evitar que los mismos sufran la acción de agentes externos agresivos. La dosificación normal de la lechada de inyección es:

- Cemento Pórtland común (CP 320) 50 kg.
- Relación agua - cemento = 0,40 20 litros.
- Aditivo plastificante (opcional). 1 kg.

La lechada normal debe presentar las siguientes características:

- Índice de fluidez medido en el cono Marsh = 12 seg;.
- Exudación máxima en 3 horas = 2%.
- Resistencia a la compresión a los 28 días = $f'c$ _ 25 MPa.

Observar que la inyección debe ser continua y sin interrupción. La estimación para el consumo de lechada y de cemento por metro de vaina, admite una pérdida de 10 % y acero CP 190 RB.

Siempre que fuera necesario, la SUPERVISIÓN, podrá requerir la comprobación de los coeficientes de fricción cable – vaina, para comparación con los valores teóricos utilizados en los cálculos. Los elementos de hormigón pretensado, al ser prefabricados, se transportarán invariablemente con las almas verticales apoyándolos exclusivamente en sus extremos, sin introducir apoyo intermedio alguno, lo que podría causar la falla completa de la viga. Las vigas dañadas por el almacenaje o el manipuleo serán reemplazadas por el CONTRATISTA y el costo de las vigas será pagado por el mismo CONTRATISTA.

4. Medición

La medición del tipo de hormigón utilizado en la obra será hecha por m³ de hormigón, de acuerdo con el proyecto. Para los aceros comunes, la medición se efectuará por Kilogramo (kg) colocadas de acuerdo con el proyecto o como sea ordenado por la SUPERVISIÓN. Las armazones o elemento utilizados para mantener la armadura en posición correcta no serán medidas. El cableaje Estructural será medido en metros lineales (ml), este cableaje está compuesto por 12 torones de ½” de diámetro.

5. Forma de Pago

Los elementos estructurales del hormigón pretensado, medidos en conformidad del inciso 6, serán pagados a los precios unitarios contractuales, correspondientes a los ítems de pago definidos y presentados en los formularios de propuesta. Dichos precios serán la compensación total por el aprovisionamiento, colocación de todos los materiales, encofrado, tesado lanzamiento e instalación de los elementos en su posición, incluyendo toda la mano de obra, equipo herramientas e imprevistos necesarios para la ejecución.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
12	Hormigón Clase P _ Vigas (fc=35MPa)	m ³

ÍTEM N°14

CABLES DE ACERO P/PRETENSADO-(12T/G270) (m)

1. Descripción

Esta especificación establece la provisión y colocación de todos los elementos de acero en obras de hormigón pos tensado, de acuerdo a las características, dimensiones y cantidades indicadas en los planos.

Para cualquier referencia ampliatoria el CONTRATISTA deberá referirse al "Standard Specifications for Construction of Roads and Bridges on Federal Highway Projects", FP-87 y a "Methods of Sampling" de AASHTO.

2. Materiales

2.1. Acero de Pretensado

El acero de pretensado será el indicado en los planos y deberán cumplir las siguientes exigencias: Alambre de alta resistencia a la tracción, de acuerdo con AASHTO M 204 y ASTM A-421, trenza de alambre de alta resistencia a la tracción, o cuerda conforme a lo dispuesto en AASHTO M-203 y ASTM A-416.

En caso de no figurar en los planos, se emplearán torones grado 270 K, de acuerdo con ASTM A-416, cuyas características son:

Tabla 7-6
CARACTERÍSTICAS DE LOS TORONES

DESCRIPCIÓN	CARACTERÍSTICAS
Diámetro nominal de cordón, trenza o torón en pulg	1/2
Resistencia a la rotura del cordón, mínimo en MPa	1862
Área del acero del cordón, en centímetros cuadrados	0.987
Peso nominal del cordón, kilos por millar de metros	775
Requisito mínimo de fluencia	0.85 de resistencia a la rotura
Carga mínima al 1% de extensión en KN	156.21

2.2. Vainas

Las vainas son conductos que sirven para aislar los cables del hormigón, deben ser metálicas, galvanizadas, herméticas, flexibles, y lo suficientemente resistentes para mantener su forma bajo la acción de fuerzas que tendrán que soportar. Tendrán un diámetro interno mayor en 3/8" que el correspondiente a los torones, y el área del ducto deberá ser por lo menos 2.5

veces mayor que el área del acero pos tensado en el ducto. Cuando se especifique la introducción de lechada de cemento a presión, los conductos deberán estar provistos de boquillas u otras conexiones adecuadas para la inyección de la lechada después de terminada la operación de pos tensado. Las vainas deben estar debidamente aseguradas en su localización para prevenir movimientos.

Las vainas de cables curvos deberán ser dotadas, en sus puntos más altos de purgadores constituidos por tubos plásticos de 1/2" de diámetro con sus debidos conectores, para evitar la formación de bolsas de aire o agua. En cables muy largos un purgador deberá ser previsto a un máximo de 40 m de separación. Antes del tesado la vaina deberá ser completamente limpiada de toda suciedad por medio de un chorro de aire comprimido aplicado en una extremidad de la vaina; la operación deberá prolongarse hasta que no salga agua por la otra extremidad.

2.3. Conos de Anclaje

Deberán estar de acuerdo con las prescripciones del sistema de pos tensado a ser utilizado y deberán estar plenamente respaldados por un certificado de calidad y garantía del fabricante. Adicionalmente, deberán contar con la patente del fabricante del sistema de pretensado a ser utilizado.

3. Equipos

Para el hormigonado se debe disponer de una planta dosificadora de hormigón, a fin de atender la demanda de obra y de vibradores de inmersión con agujas de 35, 45 y 60 mm. de diámetro. Para el pretensado los equipos necesarios son los gatos con sus bombas hidráulicas respectivas. Para el transporte de vigas y colocación en su lugar, deben ser utilizadas grúas de hasta toneladas u otros medios.

4. Ejecución

La colocación y montaje de la armadura de pos tensado, se efectuará de acuerdo a los planos, se prohíbe terminantemente la supresión o sustitución de cualquier pieza prevista en los planos. Las distancias desde los moldes se mantendrán por medio de bridas, tensores, bloques u otros medios aprobados.

Los bloques para separar las unidades serán de hormigón premoldeado, de forma y dimensiones aprobadas. Bloques de madera no deben dejarse en el hormigón. Los alambres, grupos de alambres, cables paralelos y cualquier otro elemento del pos tensado, deberán enderezarse para asegurar su debida colocación en los conductos.

5. Control de Supervisión

Se proveerán separadores adecuados, tanto verticales como horizontales, si fuese necesario, para mantener los alambres en su lugar y en posición correcta. El CONTRATISTA debe tener especial cuidado, para que, durante el hormigonado, la posición de los cables y la integridad de las vainas no sean afectadas.

Cuando fuera prevista la colocación de los cables en sus vainas después del vaciado del hormigón, los procesos y todos sus detalles a utilizar serán sometidos al examen de la SUPERVISIÓN para su correspondiente aprobación.

6. Medición

Su medición está incluida dentro las actividades de vigas de Hormigón Pretensado, y su unidad de medida será el metro.

7. Forma de Pago

El suministro, tesado e inyección de acero para pos tensado no será motivo de medición para pago, debido a que estas actividades deberán estar consideradas en el precio de las vigas de hormigón pretensado.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
14	Cables de Acero P/Pretensado (12T G270)	m

ÍTEM N°15

PROVISIÓN Y COLOCADO-VAINA GALVANIZADA (m)

1. Descripción

Las Vainas a utilizar estarán sumergidas dentro de la masa de hormigón, de manera que deben ser de chapa galvanizada de alta resistencia y deberán tener un diámetro interior de 7.00 cm., contemplados dentro de la Norma ASTM D-3035. Las uniones entre vainas en los casos necesarios deben garantizar la hermeticidad de la vaina, para evitar pérdida de la lechada a presión y el posterior ingreso de humedad y agentes corrosivos que pongan en peligro la vida útil de los cables.

También se contará con vainas de chapa corrugada planas para el sistema de anclaje de 4 torones, la misma que deberá cumplir con las exigencias y especificaciones de la vaina de contención normal.

1.1. Requerimientos para las vainas

Deben tener buena rigidez, a pesar de su flexibilidad, no deben presentar abolladuras al ser pisadas (carga 100 Kg). Estanqueidad de las costuras y uniones para evitar la penetración de humedad o fuga de la lechada de cemento inyectada a presión. Grandes longitudes de fabricación a fin de reducir el número de uniones.

Las cuplas de llenado a presión, o para ventilación de la vaina deben estar firmemente fijadas a la misma. Los tubos de conexión en las zonas de llenado en la actualidad son de material sintético corrugado.

Cuando el elemento tensor es introducido posteriormente en vainas previamente colocadas, el diámetro de la misma debe elegirse de manera que tenga una buena holgura, para el caso de cables de 12 torones de ½" el diámetro interior de la vaina debe ser de 7,00 cm.

2. Ejecución

Los miembros estructurales de hormigón pretensado deberán ser contruidos de acuerdo a lo especificado en el ítem de Hormigón, sujetos a las enmiendas modificaciones que se incluyen en esta sección.

Los ductos pueden ser fabricados ya sea con costura soldada o entrelazada. No es necesario galvanizar la costura soldada. Los ductos deberán tener la resistencia suficiente para mantener su alineamiento correcto y sección durante el vaciado del hormigón. Las uniones entre las secciones del ducto deberán ser conexiones metálicas que no causan cambios angulares en las uniones. Deberá emplearse una cinta impermeable en las conexiones.

Las distancias a los encofrados deberán mantenerse con el uso de riostras, bloques, amarres, suspensores u otros soportes aprobados. Los bloques para sostener las unidades y aislarlas de algún contacto con los encofrados deberán ser prefabricados con mortero, en dimensiones y secciones aprobadas. Las hileras de unidades deberán estar separadas con bloque de mortero o dispositivos igualmente adecuados. Bloques de madera no deberán dejarse en el hormigón.

3. Medición

La medición de las vainas galvanizadas para los cables de acero de pretensado se los hará en base a su dimensión predominante que es la longitud, la unidad de medida será el metro.

4. Forma de Pago

Las cantidades denominadas en forma antes indicada, se pagarán a los precios contractuales, por unidad de medición de cada parte de la obra, cuyos precios y pagos serán la compensación total en concepto de suministro y colocación de todos los materiales, incluyendo toda la mano de obra, equipo herramientas, imprevistos y gastos directos e indirectos necesarios para la ejecutar la obra especificada.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
15	Provisión y Colocado - Vaina Galvanizada	m

ÍTEM N°16

JUEGO DE ANCLAJES TIPO FREISSINET (Pieza)

1. Descripción

1.1. Anclajes Normales de 12 T

Los anclajes para los cables serán del tipo fijos y normales, de acuerdo a lo especificado en los planos. Los anclajes son fijos en ambos extremos de las vigas. Los conos de anclaje estarán provistos de 12 Huecos radiales para albergar los torones de 0.5" especificados en los planos y uno central para la correspondiente inyección de la lechada. Los anclajes ubicados en ambos extremos de las vigas deberán tener un tubo metálico de protección de las vainas que sobresalga un cierto largo especificado en los planos constructivos, permitiendo que las vainas puedan encapsularse dentro del cono de anclaje y así garantizar la hermeticidad.

El tubo metálico de aproximación al cono de anclaje debe ser de Acero del Tipo A-36, según recomendaciones de la PTI. El cono de anclaje debe estar provisto de una placa de apoyo con las dimensiones especificadas en el diseño para garantizar un correcto procedimiento durante el tesado de los cables, asimismo cada cono debe estar provisto de 12 cuñas, las mismas que por un proceso de fricción garantizan el anclaje de cada torón.

1.2. Anclajes Planos de 6 T

Es otro tipo de anclaje que será utilizado para el tesado de cables del puente, se trata de un anclaje de forma achatada provisto solo de 6 huecos radiales para torones de 0,5", que en su parte trasera tiene una corneta de forma achatada también y reforzada, que utilizada para introducir la lechada de cemento, dicha corneta está vacía para permitir el paso de los cables a través de la misma, y en la parte frontal cuenta con un conducto y un orificio perforado por donde se introduce la lechada de cemento.

2. Ejecución

Los miembros estructurales de hormigón pretensado deberán ser contruidos de acuerdo a lo especificado en el ítem de Hormigón, sujetos a las enmiendas modificaciones que se incluyen en esta sección. Los ductos de encierre para el acero de pre-esfuerzo deberán ser colocados exactamente en las ubicaciones indicadas en los planos o aprobadas por el Supervisor.

Los ductos de encierre para el acero pre-esfuerzo deberán ser de metal ferroso galvanizado o de tipo aprobado por el Supervisor y herméticos al montero. Los acoplamientos de transición que conecten dichos ductos a los dispositivos de anclaje no requieren ser galvanizados.

El agua a ser empleada en el lavado de los ductos deberá contener óxido de calcio, en una cantidad de 12 gr/lt. Después de su instalación en los encofrados, sus extremos deben ser cerrados para evitar el ingreso de agua o sustancias extrañas. Todos los ductos para estructurar continuas deberán tener drenajes de aire por encima de cada apoyo intermedio y, en lugares adicionales como se indique en los planos o instruya el Supervisor.

Los drenajes de aire serán de tubos standard con un diámetro mínimo de ½". Las conexiones a los ductos deberán efectuadas por medio de abrazaderas metálicas. Los drenajes de aire deberán ser herméticos al mortero, encintados como se requiere y deberán disponer de los medios necesarios para la inyección de la lechada y través de ellos, así como para su cierre o sellado. Los extremos de los drenajes de aire deben ser cortados a 25 cm. Por debajo de la superficie de la calzada después que las operaciones de inyección de lechada hayan sido concluidas.

3. Medición

La medición de este ítem estará en base el numero de piezas necesarias.

4. Forma de Pago

Las cantidades denominadas en forma antes indicada, se pagarán a los precios contractuales, por unidad de medición de cada parte de la obra, cuyos precios y pagos serán la compensación total en concepto de suministro y colocación de todos los materiales, incluyendo toda la mano de obra, equipo herramientas, imprevistos y gastos directos e indirectos necesarios para la ejecutar la obra especificada.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
16	Juego de Anclajes Tipo Freissinet	Pieza

ÍTEM N°17

TESADO E INYECCIÓN DE VAINAS (m)

1. Descripción

1.1. Tesado de Cables

El tesado de los cables será de acuerdo a las fuerzas que se indica en los planos y en las fichas de tesado de la memoria de cálculo y metodología constructiva, el Contratista deberá calcular las presiones necesarias para el tesado según el sistema que utilice, tomando en cuenta que la tensión máxima admisible es el 45% de la tensión de rotura de los cables en la etapa de servicio y temporalmente se podrá tesar hasta en 55% de la tensión de rotura en la etapa constructiva.

Las fuerzas definidas en cada cable han sido calculadas considerando que el tablero ha de ser vaciado en sitio con una geometría definida para este procedimiento constructivo y el Contratista deberá preparar sus fichas de tesado considerando esta situación.

El Contratista puede variar el proceso de construcción de acuerdo a su conveniencia, debiendo hacer aprobar con el Ingeniero Supervisor dicho procedimiento, para el cual deben verificarse las fuerzas de tesado en cada cable y las fichas de tesado correspondiente.

El procedimiento alternativo de construcción deberá definir las cotas durante la construcción y durante la etapa de servicio. Por otra parte, el proceso de tesado de los cables será definido por el Contratista y se aceptará el tesado individual de los torones siempre y cuando se garantice la geometría horizontal de la rasante definida en los planos constructivos.

1.1.1. Control de Tensiones en los Cables

Para el control de la tensión en los cables se exigirá el cumplimiento estricto de la geometría horizontal de la rasante del tablero, pero el contratista podrá utilizar otros métodos que garanticen el cumplimiento de las fuerzas exigidas en cada cable. La secuencia de tesado deberá ser de acuerdo a la metodología de construcción recomendado en el presente proyecto o en caso contrario el Contratista propondrá otra secuencia según el método de construcción que emplee, con la aprobación correspondiente del Ingeniero Supervisor.

1.2. Inyección de los Cables

Las Vainas de los cables deben tener una protección interior para los cables con lechada de cemento que incluye además un aditivo expansor que evite la CORROSIÓN de los torones que conforman el cable, la inyección de la lechada se la debe realizar de un solo lado con una bomba inyectora con una presión media de 6 Kg/cm.2 suficiente para que la lechada pueda llegar hasta el extremo superior de cada cable. En el caso de que haya dificultad para el ascenso de la lechada, la inyección puede realizarse por etapas o por tramos, con la debida aprobación del Ingeniero Supervisor.

La lechada de cemento deberá satisfacer los requisitos de la norma ACI, la relación en peso agua/cemento no deberá ser mayor a 0.45, el método para trabajar con la lechada de cemento en época calurosa deberá ser presentada a la Supervisión para su respectiva aprobación.

La lechada deberá tener buena adherencia con el cable, ser fluida o trabajable, deberá tener poco afloramiento, tener una adecuada expansión y no contener cloruro de calcio. La resistencia de la lechada a los 7 y 28 días de edad deberá ser mayor a 170 y 300 Kg/cm.2 respectivamente, para obtener una lechada con las características indicadas se deberá efectuar ensayos bajo las mismas condiciones climatológicas de la obra.

1.2.1. Requerimiento para el Mortero de Inyección

- En lo posible, asentamiento reducido del mortero como consecuencia de la sedimentación y retracción, la disminución de volumen debe ser máximo el 2 %.
- Fluidéz satisfactoria: que debe mantenerse hasta terminar la inyección en cada vaina.
- Resistencia cilíndrica a la compresión: (probetas de 10 cm. de diámetro y 12 cm. de altura) a los 7 días 200 Kg/cm2, a los 28 días 300 Kg/cm2.
- Resistencia a las heladas: no debe haber aumento alguno de volumen para un único enfriamiento hasta -20° C en probetas de 3 días de edad y almacenadas a +5° C.
- Estas condiciones son cumplidas por lo general por la mayoría de los cementos Portland de mediana finura de molienda. Se recomienda el uso de aditivos fluidificantes y expansores como ser polvo de aluminio, pero deben ser especialmente aprobados para su uso.

- En lo que se refiere a la corrosión por tensión, ni los cementos ni los aditivos deben contener cloruros. También hay que prevenir el uso de aditivos químicos que no hayan sido ensayados.
- Los agregados como ser polvo de piedra no significan ninguna ventaja en su uso y no deben superar el 20 % en proporción. Arena fina hasta de 1 mm se acepta en el mortero de inyección cuando se tienen grandes aberturas en las vainas.

2. Ejecución

2.1. Tesado de Vainas

El tensado del acero no deberá comenzar hasta que los ensayos sobre los cilindros de hormigón, contenido y curado bajo las mismas condiciones del miembro particular, hayan alcanzado la resistencia a la compresión de por lo menos 280Kg/cm², a no ser que se disponga de otra instrucción.

Después que el hormigón haya alcanzado la resistencia requerida, el acero de pretensado deberá ser tensado por medio de gatos a la tensión deseada y la fatiga transferido a los anclajes terminales. El hormigón vaciado en sitio no debe ser pretensado hasta por lo menos 10 días después de que el último hormigón haya sido colocado en el miembro a ser pretensado y hasta que la resistencia del citado hormigón haya alcanzado la tensión especificada para el momento del tensado.

Todos los laterales del encofrado de vigas deben ser retirados antes del pretensado. Los puntales que soportan la parte inferior de las losas de la estructura no deben ser removidos hasta que haya pasado por lo menos 48 horas después de la inyección de la lechada de los tendones pretensados y hasta que las otras condiciones especificadas hayan sido cumplidas.

El proceso de tensado deberá ser realizado de modo que la tensión aplicada y la deformación de los elementos de preesfuerzo sean medidas en todo tiempo. Las pérdidas por fricción en los elementos como ser la diferencia entre la tensión mínima deberá ser determinadas ajustándose al Diseño final del proyecto.

Los tendones de preesfuerzo en miembros continuos pretensados deberán ser tensados alternativamente por gatos desde cada extremo del tendón, pero no simultáneamente. Se deberá obtener en todo momento un registro de las presiones calibradas y elongaciones para someterse a la aprobación del supervisor.

2.1.1. Equipo de Tesado

El Contratista deberá disponer como mínimo del siguiente equipo para pretensado, que podrá ser propio o alquilado.

- **Un gato de tesado**
- **Una bomba con manómetros para el gato**
- **Un inyector de mortero para las vainas**

Los gatos hidráulicos usados para tirar los tendones deberán ser equipados con manómetros de presión o célula de carga para determinar la tensión aplicada, a opción del Contratista. Si fuese usado manómetro de presión, deberán tener un dial de lectura de precisión por lo menos de 15 cm de diámetro y cada gato y su manómetro deberá ser calibrado como una unidad con el cilindro de extensión en posición aproximadamente y correspondiente a la fuerza final de aplicación y deberá estar acompañado por un gráfico de calibración certificado.

Si es usada la célula de carga, deberá ser calibrada y provista de un indicador por medio del cual puede determinarse la fuerza de pretensado en el tendón. Los límites de la célula de carga deberán ser tales que el 10% inferior de la capacidad normal de fábrica no deberá ser usada en la determinación de las de la tensión aplicada por el gato.

El Contratista deberá adoptar medidas de seguridad que eviten accidentes debidos a una posible ruptura del cable que está siendo tensado o por resbalamiento de las grampas o mordazas durante el proceso de pretensado.

2.1.2. Lugar de Prefabricación

El postensado de las vigas de hormigón podrá realizarse en cualquier lugar elegido por el Contratista, sujeto a la aprobación del supervisor. Antes de la aprobación del lugar elegido, el Contratista debe presentar un plan de acción en el que se indique cualquier nivelación o alteración del terreno. Al término del trabajo, el lugar deberá ser despejado de equipo y desechos restaurándolo en lo posible a su estado original.

2.2. Inyección de Vainas

El acero de preesfuerzo deberá ser adherido al hormigón, llenado con lechada los espacios vacíos entre el ducto y el tendón. La lechada para la inyección contendrá una mezcla de cemento portland, agua potable y un aditivo expandido rintraplast o similar aprobado por el

supervisor. No deberá usarse aditivos que contengan cloruros o nitratos. La dosificación será proporcionada por el Contratista y aprobada por el supervisor.

En todo no es recomendable utilizar una relación agua/cemento mayor de 0.45. El todo no es del aditivo será el estrictamente necesario para lograr una mezcla fluida y calidad consistencia de la pintura gruesa, proporcionada, de modo que no se provoque la separación del agua libre de la mezcla. En la mezcladora mecánica el agua debe ingresar primero, seguida por el cemento y el aditivo, el equipo debe proporcionar una lechada completamente mezclada y uniforme.

La bomba de inyección de la lechada será determinada por el Supervisor, de acuerdo con U.S. Corps o Engineers Test Methodm CPD-C79. El tiempo de emisión de la lechada no deberá ser menor que 11 segundos inmediatamente después de su mezcla. El equipo de inyección deberá ser capaz de inyectar la lechada a una presión de 7 Kg/cm²:

- Debe existir un equipo disponible para chorro de agua capaz de desarrollar 17 Kg/cm² de presión de bombeo y de capacidad adecuada para limpiar cualquier ducto parcialmente inyectado con lechada.
- Todos los ductos deberán estar limpios y libres de materiales que pueden disminuir adherencia de la lechada interferir el procedimiento de inyección.
- Toda la lechada debe pasar por un tamiz con abertura máxima de 2 mm. Antes de ser introducida a la bomba de inyección.
- Los ductos deberán disponer de válvulas mecánicas cierra. Deben instalarse además tubos de ventilación o expulsión con válvulas, tapas u otros dispositivos capaces de sentir la presión de bombeo. Las válvulas tapas no deberán ser retiradas o abiertas hasta que la lechada haya fraguado.
- Todo acero de preesfuerzo que deba adherirse al hormigón deberá estar libre de suciedad, oxidación, grasa u otra sustancia dañina.

Inmediatamente después de completar el vaciado del hormigón, los ductos deberán ser soplados en toda su extensión con aire comprimido, libre de aceite, para romper y remover cualquier mortero dentro del conducto antes de endurecimiento. Aproximadamente después de 24 horas de haberse vaciado el hormigón, los ductos deben ser lavados con agua y luego soplado con aire comprimido exento de aceite.

Antes de colocar los encofrados para las losas o vigas de la estructura, el contratista demostrará a satisfacción del Supervisor que todos los ductos están libres de obstrucción y si el acero de pretensado ha sido colocado, que el tendón está libre y sin adherencia al ducto.

Después de que los tendones han sido tensados a la tensión requerida, el ducto deberá ser soplado aire comprimido exento de aceite y completamente relleno desde el extremo más bajo con lechada bajo presión. La lechada deberá ser bombeada a través del ducto y expulsada continuamente en su salida hasta no mostrar vestigios de agua o aire; el tiempo de emisión de la lechada no será menor a 11 segundos.

Todos los tubos de ventilación y aberturas deben ser entonces cerrados y la presión de la lechada en el extremo de inyección deberá ser elevado a un mínimo de 7 Kg/cm² y mantenida por el menos durante 10 segundos.

3. Medición

La medición del tesado e inyección en los cables de acero de pretensado se los hará en base a su dimensión predominante que es la longitud, la unidad de medida será el metro.

4. Forma de Pago

Las cantidades denominadas en forma antes indicada, se pagarán a los precios contractuales, por unidad de medición de cada parte de la obra, cuyos precios y pagos serán la compensación total en concepto de suministro y colocación de todos los materiales, incluyendo toda la mano de obra, equipo herramientas, imprevistos y gastos directos e indirectos necesarios para la ejecutar la obra especificada.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
17	Tesado e Inyección de Vainas	m

ÍTEM N°18

LANZAMIENTO DE VIGAS (m)

1. Descripción

El Lanzamiento de vigas consiste en el emplazamiento de elementos de hormigón armado, pretensado sobre los puntos de apoyo, desde la plataforma donde los mismos fueran contruidos, con equipo de la suficiente capacidad para realizar este trabajo sin perturbar las características físicas de los elementos.

La Obra Falsa consiste en la construcción de la estructura que servirá soporte al encofrado, acero de refuerzo, hormigón equipo y personal, hasta que el mismo adquiera suficiente resistencia para soportar su propio peso y las cargas para el cual ha sido diseñado.

La metodología a usarse para el colocado de la viga en su posición dentro la estructura del puente, debe ser finalmente establecida por el contratista en coordinación con el supervisor, verificando las características propias de los accesos y del lugar de emplazamiento del puente, siendo de entera responsabilidad del contratista la correcta ejecución de esta actividad.

1.1. Materiales, Herramientas y Equipo

Para el lanzamiento, el mismo deberá consistir en el empleo de equipos que van desde el uso de dolis sobre ruedas o rieles, o bien el levantado de vigas mediante grúas de suficiente capacidad para levantar vigas desde 20 toneladas hasta 80 toneladas.

En caso de usar obra falsa, se emplearán los materiales que el Contratista considere necesario en función a los rangos de luces a cubrir, desnivel con el terreno, cargas a soportar, régimen del río, etc., siempre y cuando los mismos garanticen la estabilidad y la seguridad de la superestructura. Las obras falsas podrán construirse con madera callapos perfiles metálicos, celosías metálicas o de madera modulares, terraplenes de tierra, parciales o totales sobre tubos o combinaciones de éstos u otros materiales.

2. Ejecución

El lanzamiento mediante grúas, será la operación de levantado esta debe ser cuidadosa y en punto bien definido de la viga, de manera que en la misma no se introduzca esfuerzo para los que no ha sido calculada, en la práctica se recurre a compensar los momentos y se coloca una

armadura adicional con los ganchos respectivos, por donde se hace pasar los cables para dicha operación.

En caso de usar obra falsa, una vez definidos el eje final, cotas de fundación, coronamiento y rasante, así como cuantificado el terreno de fundación y niveles de agua y otros aspectos necesarios, el Contratista presentará planos y esquemas en donde se detallarán, tipos de material, dimensiones, uniones, conexiones especiales, proceso de ejecución de la obra falsa y una memoria de cálculo de respaldo. El Contratista deberá prever aspectos constructivos como ser: contra flecha constructiva en los cabezales de la obra falsa, elementos especiales de ajuste, sistemas de liberación de puntales y cimbras. La obra falsa será retirada cuidadosamente, una vez que el hormigón haya adquirido la resistencia suficiente o de diseño, previa autorización del supervisor y el puente debe quedar con las dimensiones y alineamiento especificados en los planos.

Los miembros de la estructura post tensionada deberán ser tipo de adherencia, en el que el acero a ser tensado es introducido en conductos de metal flexible, moldeados en el hormigón y adheridos al hormigón circundante, llenando los tubos o conductos con lechada de cemento. La lechada podrá ser constituida por mezcla de una parte de agua para dos partes de cemento. Toda la armadura para ser adherida deberá estar libre de suciedad, moho suelto, grasa u otras sustancias deletéreas. Antes de la lechada los conductos deberán estar libres de agua, suciedad o cualquier otra sustancia extraña. Se soplarán los conductos con aire comprimido hasta que no salga agua a través de ellos.

La lechada deberá ser fluida, similar a la consistencia de la pintura gruesa, pero proporcionada de modo que el agua libre no se separe de la mezcla. Puede añadirse polvo de aluminio áspero en una cantidad de una o dos cucharillas de las de té por bolsa de cemento. Se pueden usar plastificantes comerciales, empleados con la recomendación del fabricante, siempre que no contengan ingredientes que sean corrosivos al acero. Se ejercerá la suficiente presión en las inyecciones de cemento para forzar la lechada integra a través del conducto, teniendo cuidado de que no se produzca la ruptura de los conductos.

El control de inyección se hará mediante fichas para este objeto, de modo de poder controlar el volumen de inyección que ha sido introducido en una vaina. Esta ficha será aprobada por el SUPERVISOR.

3. Medición

La forma de medición será considerada por tramo. La misma se considera ejecutada cuando el trabajo de lanzamiento haya cumplido el objeto de ubicar la superestructura del puente en los apoyos, un tramo contemplará el colocado del número de vigas necesario para apoyar la superestructura en dicho tramo, de acuerdo a los alineamientos indicados en los planos.

4. Forma de Pago

El precio unitario y pago incluye el aprovisionamiento y colocación de todos los materiales, así como la compensación de la mano de obra, materiales, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para la preparación y colocación y tesado del hormigón conforme a proyecto, con relación directa a los precios unitarios donde se determina las actividades y cantidades de material, equipo e insumos, también el precio incluye el transporte de mano de obra herramientas materiales y equipo necesarios, según la unidad indica en la sección.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
18	Lanzamiento de Vigas	m

ÍTEM N°24
JUNTAS DE DILATACIÓN (m)

1. Descripción

Consiste en el aprovisionamiento y colocación de un elemento metálico angular de protección (cantонера) en los extremos de las losas o tableros de los puentes y estribos, conforme a los detalles y especificaciones de los planos, y en el aprovisionamiento y colocación de un elemento intermedio entre las cantoneras (junta de dilatación), a fin de absorber los movimientos horizontales debidos a la dilatación y esfuerzos horizontales.

1.1. Materiales, Herramientas y Equipo

1.1.1. Cantonera

Los materiales componentes de la cantonera serán perfiles angulares de acero con las dimensiones y espesor indicados en los planos y que cumplen con las especificaciones AASHTO M 160. Para los ganchos soldados a las cantoneras las especificaciones se regirán a lo indicado en los planos y/o instrucciones del Supervisor. En el caso de que se utilice cantoneras con juntas de dilatación, se utilizarán planchuelas metálicas que servirán de apoyo a la junta de dilatación, de la misma manera, se utilizarán pletinas metálicas que servirán para evitar la extracción de la junta de dilatación.

La maquinaria y herramientas deberán ser las adecuadas como para permitir el colocado de las cantoneras y cumplir las estipulaciones de los planos de detalle. Por la importancia estructural que cumplen estos elementos, la mano de obra deberá ser calificada tanto en la fabricación, soldado y colocado.

1.1.2. Juntas de Dilatación

Las Juntas de Dilatación podrán ser de goma, con dureza A60, con las características y geometría similares a la del tipo BS-II o WD-250. La calidad y dureza de la junta de dilatación deberá estar probada por certificados de fábrica.

2. Ejecución

La cantonera es un elemento estructural fabricado, el cual longitudinalmente deberá acomodarse al bombeo de diseño del Puente en la losa, para que éste no sea retirado o sustraído se debe disponer de ganchos soldados firmemente al perfil en las medidas y

espaciamientos especificados en los planos. En el momento de hormigonar la losa, cuando se comienza y se está acabando el vaciado del hormigón, es cuando se coloca la cantonera y se fija en forma solidaria a la cota o nivel de rasante y en correspondencia a todo el ancho de vía. Las planchuelas que sirven de apoyo a la junta de dilatación se colocarán de modo que, una vez colocada la junta, su cara superior coincida con la rasante.

La junta será introducida en el espacio entre los dos angulares (cantoneras) y sobre las planchuelas metálicas, presionando ligeramente hasta que descienda a su posición definitiva, las juntas de dilatación se impregnarán con elemento Sikalflex o algún otro pegante aprobado por el SUPERVISOR, en las caras en contacto con los perfiles metálicos (cantoneras), por lo que previamente se deberá proceder a una limpieza profusa de las caras de los perfiles metálicos (cantoneras) y de la junta de dilatación.

Una vez concluida la colocación de la junta de dilatación se deberá soldar transversalmente a los perfiles metálicos (cantoneras), solamente en la parte superior de uno de los perfiles metálicos (cantoneras), una pletina metálica de 4" x 2" x 1/4", con el propósito de evitar la extracción de la junta de dilatación. Se colocarán las pletinas metálicas cada 2 metros, procurando que las mismas no se encuentren en las huellas por donde pasarán los vehículos.

3. Medición

Se efectuará por metro lineal, que comprende los dos angulares (cantoneras), los ganchos soldados a las cantoneras, las planchuelas, la junta de dilatación en su conjunto y las pletinas metálicas, de acuerdo a lo indicado en los planos de detalle.

4. Forma de Pago

El pago comprenderá la compensación total por concepto de suministro de todos los materiales, mano de obra, equipo, herramientas e imprevistos necesarios para la ejecución del ítem por el número según la unidad indicada en esta sección, con relación directa a los precios unitarios donde se determina las actividades y cantidades de material, equipo e insumos, también el precio incluye el transporte de mano de obra herramientas materiales y equipo necesarios.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
24	Juntas de Dilatación	m

ÍTEM N°25

PLAQUETA DE ENTREGA DE OBRA (Pieza)

1. Descripción

Este ítem se refiere a la provisión y colocación de la plaqueta de entrega de obra, de acuerdo al diseño establecido en los planos de detalle y formulario de presentación de propuestas, los que deberán ser instalados en el lugar que sea definidos por el Supervisor.

1.1. Materiales, Herramientas y Equipo

Para la fabricación de la plaqueta se utilizará aluminio o mármol.

2. Ejecución

Se colocará en un sitio visible de la construcción utilizando elementos de sujeción como torillos y rampluf.

3. Medición

La plaqueta será medida por pieza instalada y/o en forma global, debidamente aprobada por el Supervisor de Obra, de acuerdo a lo señalado en el formulario de presentación de propuestas.

4. Forma de Pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos de detalle y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será cancelado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra herramientas, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los y trabajos, ya sea que se emplee letreros de madera o letreros en muros de adobe o ladrillo.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
25	Plaqueta de Entrega de Obra	Pieza

ÍTEM N°26

LIMPIEZA GENERAL DE OBRA (Global)

1. Descripción

Este ítem se refiere a la limpieza total de la obra con posterioridad a la conclusión de todos los trabajos y antes de efectuar la "Recepción Provisional".

1.1. Materiales, Herramientas y Equipo

El Contratista suministrará todos los materiales necesarios y los implementos correspondientes para la ejecución de los trabajos que se señalan más adelante.

2. Ejecución

Se transportarán fuera de la obra y del área de trabajo todos los excedentes de materiales, escombros, basuras, andamiajes, herramientas, equipo, etc. a entera satisfacción del Supervisor de Obra. Se lustrarán los pisos de madera, se lavarán y limpiarán completamente todos los revestimientos tanto en muros como en pisos, vidrios, artefactos sanitarios y accesorios, dejándose en perfectas condiciones para su habitabilidad.

3. Medición

La limpieza general será medida en metro cuadrado de superficie construida de la obra o en unidad que se encuentre señalada en el formulario de presentación de propuestas.

4. Forma de Pago

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

N.º ÍTEM	NOMBRE DE ÍTEM	UNIDAD
26	Limpieza General de Obra	Global

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

PLANILLA DE FIERROS

FECHA: SEPTIEMBRE-2021

Planilla de fierros-Estribos H=6.50m									
Posición	Diámetro	Tramo	Separación	# Piezas	#	Longitud	Longitud	Peso	Peso
	comercial	requerido	armaduras	por	Elementos	por pieza	total	nominal	total
	mm	m	m	tramo	similares	m	m	kg/m	kg
1	16	9.60	0.28	35.00	1	2.95	103.25	1.56	161.07
2	16	9.60	0.28	35.00	1	4.52	158.20	1.56	246.79
3	10			30.00	1	11.20	336.00	0.59	196.56
4	20	9.60	0.28	35.00	1	3.77	131.95	2.47	325.92
5	20	9.60	0.28	35.00	1	4.59	160.65	2.47	396.81
6	10			18.00	1	11.20	201.60	0.59	117.94
7	10			10.00	1	11.20	112.00	0.59	65.52
8	20	9.60	0.28	35.00	1	2.95	103.25	2.47	255.03
9	20	9.60	0.28	35.00	1	4.46	156.10	2.47	385.57
10	20	9.60	0.14	70.00	1	6.75	472.50	2.47	1167.08
11	10			22.00	1	12.28	270.16	0.59	158.04
12	10			5.00	1	9.60	48.00	0.59	28.08
13	10			15.00	1	9.60	144.00	0.59	84.24
14	10			14.00	1	9.60	134.40	0.59	78.62
15	10			11.00	1	9.60	105.60	0.59	61.78
16	10			23.00	1	10.94	251.62	0.59	147.20
17	10	9.60	0.14	70.00	1	4.48	313.60	0.59	183.46
18	16	6.81	0.28	25.00	2	2.95	147.50	1.56	230.10
19	16	6.81	0.28	25.00	2	4.33	216.50	1.56	337.74
20	10			29.00	2	6.76	392.08	0.59	229.37
21	20	6.81	0.28	25.00	2	3.73	186.50	2.47	460.66
22	20	6.81	0.28	25.00	2	4.41	220.50	2.47	544.64
23	10			18.00	2	7.82	281.52	0.59	164.69
24	10			8.00	2	8.13	130.08	0.59	76.10
25	20	6.81	0.28	25.00	2	4.37	218.50	2.47	539.70
26	20	6.81	0.28	25.00	2	6.56	328.00	2.47	810.16
27	10			42.00	2	8.38	703.92	0.59	411.79
28	10			41.00	2	7.70	631.40	0.59	369.37
29	10	6.82	0.14	50.00	2	6.63	663.00	0.59	387.86
30	10	0.20	0.10	3.00	4	0.44	5.28	0.59	3.09
31	10	0.40	0.10	5.00	4	0.24	4.80	0.59	2.81

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

PLANILLA DE FIERROS

FECHA: SEPTIEMBRE-2021

Planilla de fierros-Estribos H=4.00m									
Posición	Diámetro	Tramo	Separación	# Piezas	#	Longitud	Longitud	Peso	Peso
	comercial	requerido	armaduras	por	Elementos	por pieza	total	nominal	total
	mm	m	m	tramo	similares	m	m	kg/m	kg
1	12	9.60	0.20	49.00	1	2.08	101.92	0.89	90.71
2	12	9.60	0.20	49.00	1	3.09	151.41	0.89	134.75
3	8			29.00	1	10.60	307.40	0.39	120.81
4	12	9.60	0.20	49.00	1	2.71	132.79	0.89	118.18
5	12	9.60	0.20	49.00	1	3.13	153.37	0.89	136.50
6	8			17.00	1	10.60	180.20	0.39	70.82
7	8			9.00	1	10.60	95.40	0.39	37.49
8	12	9.60	0.20	49.00	1	1.30	63.70	0.89	56.69
9	12	9.60	0.20	49.00	1	1.96	96.04	0.89	85.48
10	12	9.60	0.10	97.00	1	6.60	640.20	0.89	569.78
11	8			9.00	1	11.84	106.56	0.39	41.88
12	8			5.00	1	9.60	48.00	0.39	18.86
13	8			21.00	1	9.60	201.60	0.39	79.23
14	8			19.00	1	9.60	182.40	0.39	71.68
15	8			14.00	1	9.60	134.40	0.39	52.82
16	8			9.00	1	10.77	96.93	0.39	38.09
17	8	9.60	0.10	97.00	1	1.96	190.12	0.39	74.72
18	12	4.19	0.20	22.00	2	1.98	87.12	0.89	77.54
19	12	4.19	0.20	22.00	2	2.89	127.16	0.89	113.17
20	8			27.00	2	5.40	291.60	0.39	114.60
21	12	4.19	0.20	22.00	2	2.56	112.64	0.89	100.25
22	12	4.19	0.20	22.00	2	2.94	129.36	0.89	115.13
23	8			16.00	2	4.70	150.40	0.39	59.11
24	8			7.00	2	5.05	70.70	0.39	27.79
25	12	4.19	0.20	22.00	2	2.90	127.60	0.89	113.56
26	12	4.19	0.20	22.00	2	4.04	177.76	0.89	158.21
27	8			35.00	2	5.35	374.50	0.39	147.18
28	8			35.00	2	4.77	333.90	0.39	131.22
29	8	4.19	0.10	43.00	2	4.10	352.60	0.39	138.57
30	10	0.20	0.10	3.00	4	0.44	5.28	0.59	3.09
31	10	0.40	0.10	5.00	4	0.24	4.80	0.59	2.81

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

PLANILLA DE FIERROS

FECHA: SEPTIEMBRE-2021

Planilla de fierros-Vigas de H°P°									
Posición	Diámetro	Tramo	Separación	# Piezas	#	Longitud	Longitud	Peso	Peso
	comercial	requerido	armaduras	por	Tramos	por pieza	total	nominal	total
	mm	m	m	tramo	similares	m	m	kg/m	kg
1	16			6.00	4	30.60	734.40	1.56	1145.66
2	16			16.00	8	2.17	277.76	1.56	433.31
3	10	2.00	0.15	14.00	8	4.74	530.88	0.59	310.56
4	10	2.00	0.15	14.00	8	3.63	406.56	0.59	237.84
5	10	2.00	0.15	14.00	8	2.10	235.20	0.59	137.59
6	10	2.00	0.15	14.00	8	0.81	90.72	0.59	53.07
7	10	5.00	0.15	34.00	8	2.17	590.24	0.59	345.29
8	10	16.60	0.30	56.00	4	2.17	486.08	0.59	284.36
9	10	5.00	0.15	34.00	8	2.62	712.64	0.59	416.89
10	10	16.60	0.30	56.00	4	2.62	586.88	0.59	343.32
11	10	5.00	0.15	34.00	8	3.72	1011.84	0.59	591.93
12	10	16.60	0.30	56.00	4	3.72	833.28	0.59	487.47
13	16			6.00	4	26.60	638.40	1.56	995.90
14	16			6.00	8	2.00	96.00	1.56	149.76
15	10			10.00	4	26.60	1064.00	0.59	622.44

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

PLANILLA DE FIERROS

FECHA: SEPTIEMBRE-2021

Planilla de fierros-Superestructura									
Posición	Diámetro	Tramo	Separación	# Piezas	#	Longitud	Longitud	Peso	Peso
	comercial	requerido	armaduras	por	Tramos	por pieza	total	nominal	total
	mm	m	m	tramo	similares	m	m	kg/m	kg
1	12	30.60	0.10	307	1	1.70	521.90	0.89	464.49
2	8	30.60	0.20	154	2	1.05	323.40	0.39	127.10
3	12	30.60	0.10	307	2	1.70	1043.80	0.89	928.98
4	8	30.60	0.20	154	2	1.40	431.20	0.39	169.46
5	8	30.60	0.20	154	1	1.06	163.24	0.39	64.15
6	12	30.60	0.10	307	2	1.70	1043.80	0.89	928.98
7	8	30.60	0.20	154	2	1.05	323.40	0.39	127.10
8	12	30.60	0.10	307	2	1.91	1172.74	0.89	1043.74
9	8	-	-	6	1	30.60	183.60	0.39	72.15
10	10	-	-	18	1	30.60	550.80	0.59	322.22
11	8	-	-	4	1	30.60	122.40	0.39	48.10
12	10	-	-	18	1	30.60	550.80	0.59	322.22
13	8	-	-	4	1	30.60	122.40	0.39	48.10
14	10	-	-	18	1	30.60	550.80	0.59	322.22
15	8	-	-	6	1	30.60	183.60	0.39	72.15
16	10	-	-	17	1	30.60	520.20	0.59	304.32
17	8	-	-	6	1	30.60	183.60	0.39	72.15
18	10	-	-	16	1	30.60	489.60	0.59	286.42
19	8	-	-	6	1	30.60	183.60	0.39	72.15
20	10	-	-	16	1	30.60	489.60	0.59	286.42
21	8	-	-	6	1	30.60	183.60	0.39	72.15
22	10	-	-	17	1	30.60	520.20	0.59	304.32
23	16	-	-	3	2	8.10	48.60	1.56	75.82
24	12	-	-	2	2	8.40	33.60	0.89	29.90
25	8	-	-	9	6	3.06	165.24	0.39	64.94
26	8	-	-	5	2	7.80	78.00	0.39	30.65
27	8	-	-	5	2	7.80	78.00	0.39	30.65
28	16	-	-	3	2	8.10	48.60	1.56	75.82
29	12	-	-	2	2	8.40	33.60	0.89	29.90
30	8	-	-	11	6	3.06	201.96	0.39	79.37
31	8	-	-	5	2	7.80	78.00	0.39	30.65
32	8	-	-	5	2	7.80	78.00	0.39	30.65

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL
PUENTE VEHICULAR CORANA SUD

PLANILLA DE FIERROS

FECHA: SEPTIEMBRE-2021

Planilla de fierros-Accesorios									
Posición	Diámetro	Tramo	Separación	# Piezas	#	Longitud	Longitud	Peso	Peso
	comercial	requerido	armaduras	por	Tramos	por pieza	total	nominal	total
	mm	m	m	tramo	similares	m	m	kg/m	kg
1	10	-	-	2	34	3.30	224.40	0.59	131.27
2	8	-	-	4	8	30.60	979.20	0.39	384.83
3	6	30.60	0.20	154	8	0.40	492.80	0.22	109.40
4	6			4	34	0.78	106.08	0.22	23.55
5	10	30.60	0.20	154	2	1.19	366.52	0.59	214.41
6	10	30.60	0.20	154	2	1.75	539.00	0.59	315.32
7	10	-	-	7	2	30.60	428.40	0.59	250.61