

DISEÑO DEL PUENTE DE ACCESO A LA VEREDA BRISAS PERTENECIENTE AL CONSEJO COMUNITARIO ALTO MIRA Y FRONTERA MUNICIPIO DE TUMACO DEPARTAMENTO DE NARIÑO.

ESTUDIO HIDROLOGICO QUEBRADA PUSBI

1. Localización

La quebrada Pusbi, El centro poblado Las Brisas, forma parte del Consejo Comunitario Alto Mira y Frontera, del Municipio de Tumaco. Este consejo está ubicado en el sur este del municipio de Tumaco, limitando con frontera del Ecuador desde el Rio Mataje hasta el Rio Mira. En la actualidad existen zonas de bosque con una gran biodiversidad y zonas intervenidas por colonos y nativos que destruyen el medio ambiente para la siembra de cultivos de pan coger y en su mayoría cultivos ilícitos como la coca. Es un territorio colectivo en su mayoría conformado por población afrocolombiana y con una presencia alta de colonos (aproximadamente 30% de población), dentro de su territorio que han llegado detrás de la explotación de cultivos de uso ilícito.

Este centro poblado, se encuentra entre las coordenadas:

Latitud 1°21'25.15" N, Longitud 78°39' 16.72" O y

824450 E 824700 E

641750 N 642000 N

Su acceso es por vía terrestre, por la vía principal Pasto-Tumaco. Hasta la altura de Candelillas, donde se toma la via binacional, hasta el poblado de Restrepo y por via secundaria, por unos 25 minutos hasta el centro poblado de Brisas, antes de llegar existe un puente sobre la Q. Pusbi en mal estado, situación que no permite el ingreso de vehículos.

2. Objetivos del estudio

El propósito del presente estudio, es desde la perspectiva de la hidrología, con información de la estación San Juan del Mira y haciendo uso de las herramientas informáticas HEC-HMS y HEC-RAS, determinar los niveles máximos en la Q. Pusbi, en la sección batimétrica, donde está ubicado el actual puente, construido por los habitantes del sector. Asi también es de especial relevancia la estimación de la altura de socavación en esta sección. Con estos dos elementos y junto con información tomada en el sitio, se determinará los elementos geométricos y estructurales del puente, que sirve de acceso a la vereda Brisas.

3. Aspectos socioeconómicos

Desde la época en que los primeros pobladores negros llegaron a estas inhóspitas tierras, se fueron gestando procesos organizativos a través de la conformación de juntas para la realización de actividades productivas mediante mingas y cambio de mano como manifestaciones de organización social que se fortaleció con la expedición y posterior divulgación y aplicación de la Ley 70 de 1993. El Consejo Comunitario del Alto Mira y Frontera (CCAMF) comprende 43 veredas, aproximadamente 1700 familias con una extensión de 24 mil hectáreas de las cuales entre 800 a 1500 están en conflicto. La pérdida de territorio que se ha venido dando en el Consejo Comunitario, se debe a varios factores, como cultivos de coca, el desplazamiento a causa del conflicto armado que ha obligado a muchas personas a abandonar sus lugares de origen, la débil presencia del Estado y la presión por la tierra de actores legales que están desconociendo la Ley 70 de 1993.

Imagen 1 y 2. Localización general centro poblado Brisas



Fuente: Google Earth pro

El río Pusbi, aunque por su pequeña magnitud, comparada con los grandes cuerpos de agua de la región, no se relaciona en la zonificación y codificación de las cuencas en el Departamento de Nariño, en el plano de IDEAM, se encuentra definido su cauce y su desembocadura en el mar Pacífico, haciendo parte del Área Hidrográfica del Pacífico (Imagen 3), esta quebrada también es fuente abastecedora proyectada para los habitantes de la vereda Brisas.

En la tabla siguiente se puede ver la zonificación y codificación del Área Hidrográfica del Pacífico.



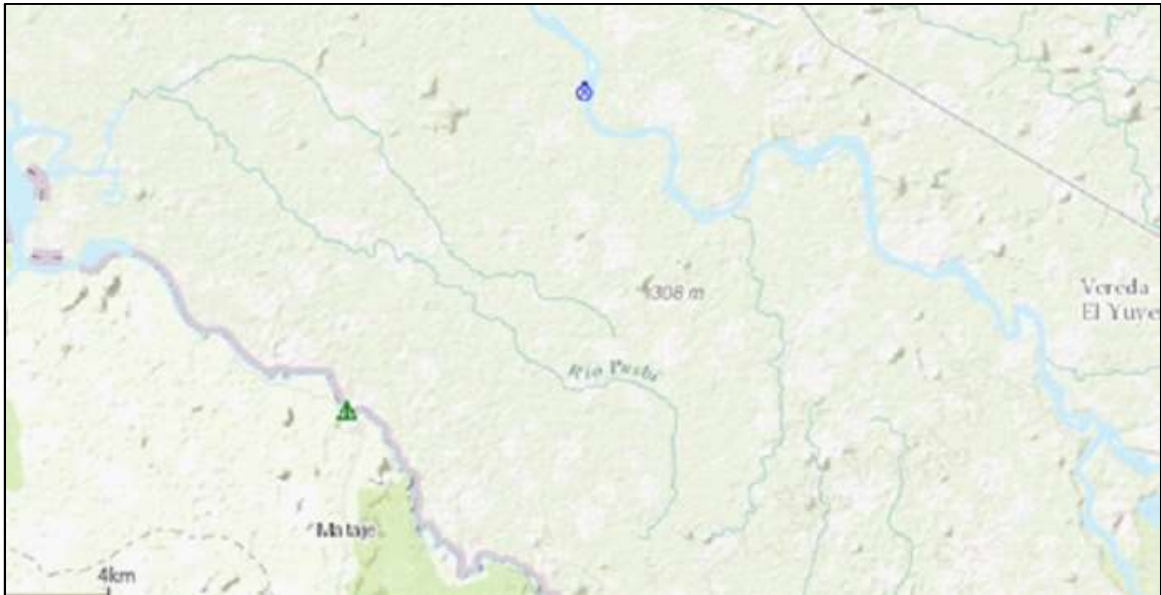
Tabla 1. Zonificación y Codificación de cuencas en el departamento de Nariño

CODIGO		Área Hidro	CORRIENTE						
LLAVE			ORDEN						
PRIMARIA	FORANEA	0	1	2	3	4	5	6	
5102	076	PACIFICO	RIO MIRA - MATAJE		Río San Juan				
5102	077					Quebrada La Babosa			
5102	078					Río Numbi			
5102	079					Quebrada La Sirena			
5102	080					Río Puelmaní			
5102	081					Río Perlas			
5102	082					Río Puente Palo			
5102	083					Río Blanco			
5102	084							Río Gritadero	
5102	085							Río Cainacán	
5103	000					Rios Rosario y Chagüi			
5103	001						Río Rosario		
5103	002							Quebrada Ambiquí	
5103	003							Quebrada Peña de los Santos	
5103	004							Quebrada Las Peñas	
5103	005							Quebrada Pivivico	
5103	006							Río Caunepi	
5103	007								Quebrada La Brava
5103	008								Río Sabalela
5103	009								Quebrada La Linda
5103	010								Quebrada Guscaray Grande
5103	011								Quebrada Patía
5103	012								Quebrada Tangaral
5103	013						Río Mejicano		
5103	014						Río Chagüi		
5103	015							Quebrada Palambí	
5103	016								Quebrada Chapul
5103	017							Río Paley	
5103	018							Río Pilvi	
5103	019								Quebrada Aguscale

Fuente: Corponariño. Zonificación y codificación de cuencas en el departamento de Nariño. 2007

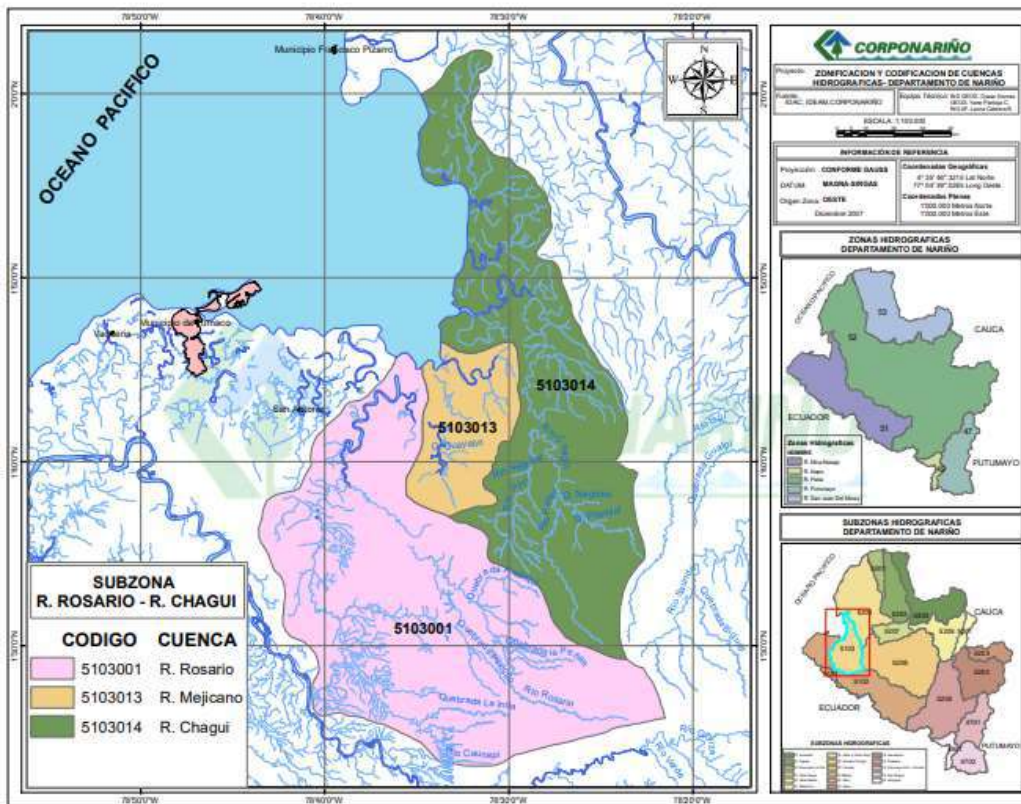
En la siguiente imagen se puede

Imagen 3. Quebrada Pusbi en el contexto del Área Hidrográfica Pacífica



Fuente: Mapas IDEAM

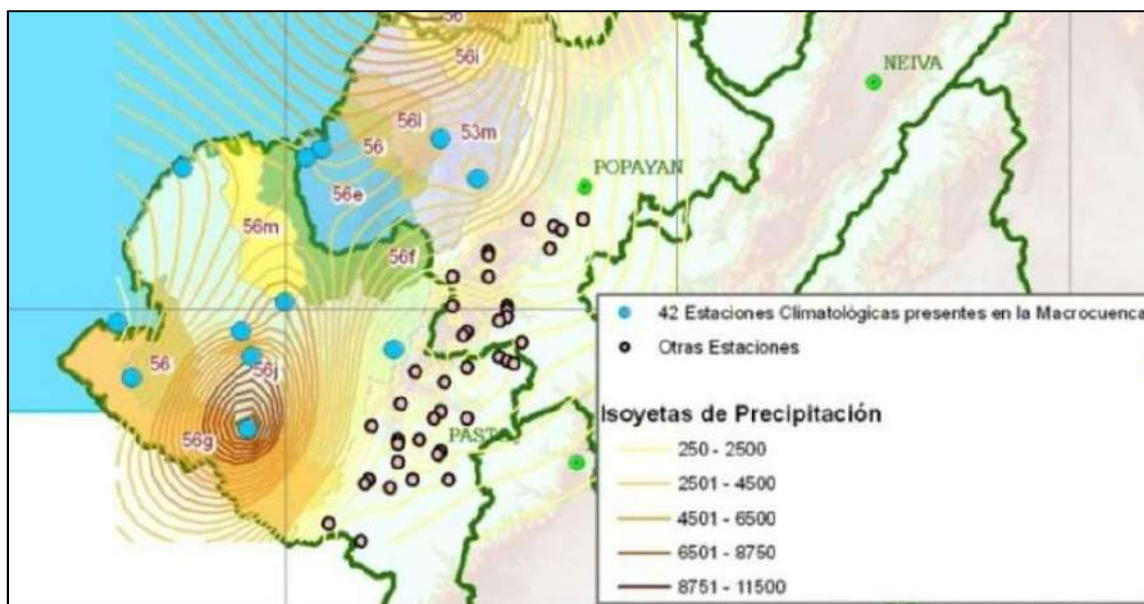
Imagen 4. Subzonas zona hidrográfica del Pacifico



Isoyetas de precipitación

El Instituto de Investigaciones Ambientales del Pacífico desarrolló en el año 2007 indicadores ambientales en el que generó las Isoyetas de precipitación presentes en la zona de estudio. Se utilizó la Información neta para la región del pacífico colombiano, debido a que hidrológicamente hablando estas estaciones pueden ayudar a realizar regresiones para la generación de datos faltantes en la zona de estudio, sin embargo, para el diagnóstico se realizará el cruce estación y análisis hidrológico netamente para la zona de estudio. La gráfica de la las Isoyetas de precipitación presenta un degradado de color amarillo – y café, las estaciones presentes en la macrocuenca presentan un Color azul y las estaciones restantes que no están presentes en la Macrocuena del Pacífico están de color rosado claro. Las Isoyetas de precipitación muestran que hidrográficamente existen las zonas del Alto San Juan como la zona con altas precipitaciones seguido con la zona del Medio San Juan, otras zonas en el Centro Occidente del Departamento del Valle del Cauca y en la zona Sur del departamento de Nariño. Ver Imagen 4.

Imagen 5. Isoyetas de Precipitación



La plancha 383 Tumaco presenta dos sectores diferentes separados por la rada o bahía de Tumaco. El primero, al sur, corresponde a la llanura deltaica del río Mira, e incluye la línea de costa y el frente del delta, en el cual se pueden separar, de acuerdo con los fenómenos de sedimentación predominantes, la llanura deltaica mareal y la llanura deltaica fluvial; y el segundo, al noreste, corresponde a una costa de acantilados, que condiciona la distribución hacia el sur de los sedimentos depositados por el sistema de distributarios del delta del Patía. Las llanuras deltaicas, tanto la mareal como fluvial, son rasgos fisiográficos muy dinámicos, sometidos a cambios constantes y muy rápidos, debido a la interacción de varios agentes hidrográficos de influencia continental y marítima como son el flujo de los distributarios del delta, la variación de las mareas, la acción modeladora de las olas y



corrientes litorales. La red de distributarios está constituida por las desembocaduras de los ríos Caunapí y Mejicano y por el Brazo Mira, por donde desemboca parte del caudal del río del mismo nombre; también por canales de mareas con sus característicos cursos meandriforme, tales como los denominados esteros Guadarajo, Natal, Aguaclara, Guayabillo, Resurrección, Trapiche y Rosario en el delta del Mira. En el sector noreste desemboca el Brazo Largo, el más meridional de los distributarios del sistema del Patía. Tanto los distributarios como los canales de mareas tienen desembocaduras anchas, bordeados por llanuras intermareales descubiertas parcialmente en marea baja. Numerosos esteros, por donde se produce el flujo y el reflujó, de las mareas, intercomunican toda la red hidrográfrica. Estos rasgos son característicos de aquellos deltas donde las mareas constituyen el factor morfogenético de mayor influencia e ilustran claramente el carácter estuarino de los deltas del Mira y el Patía.

Para la Variable de Índice de Aridez en términos generales, se puede decir que para la Macrocuenca del Pacífico presenta valores Menores a 0.15 altos excedentes de agua, es decir se presenta los índices más bajos a nivel nacional, demostrando la fortaleza hídrica de la zona y la posibilidad de no sufrir por el preciado líquido. De un comportamiento favorable es la variable de índice de retención y regulación hídrico presentando en el rango segundo más alto con valores de 0,75 a 0,85 para la Macrocuenca del Pacífico

Imagen 6 y 7. Sitio de ubicación del puente sobre Q.Pusbi

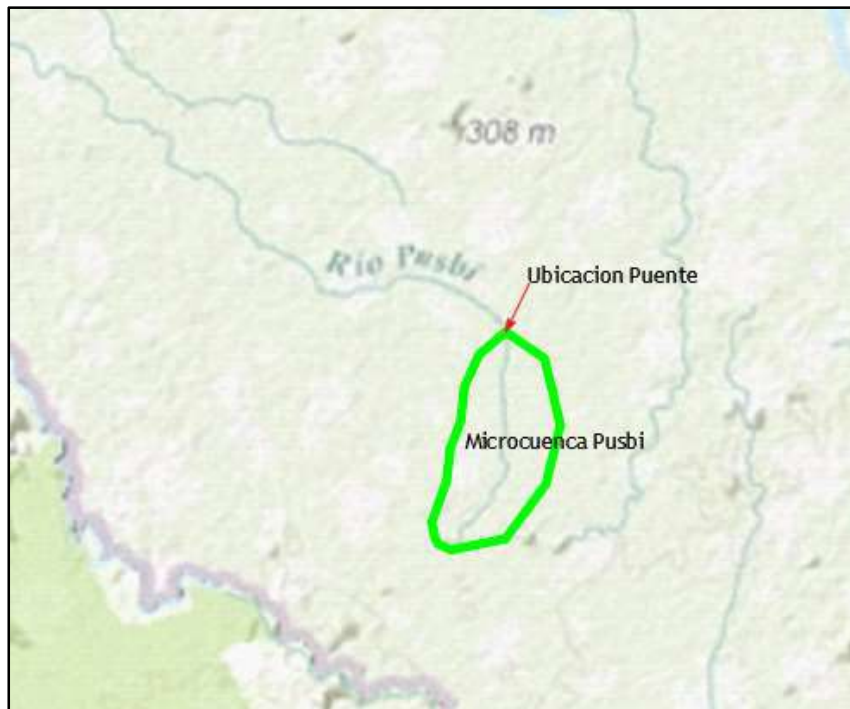


4. Características Morfo métricas de la Microcuenca Quebrada Pusbi

Para la delimitación de la microcuenca, se hizo acopio de la información disponible en los mapas globales donde se tiene idea de las cotas, para identificar la divisoria de aguas, hasta el punto de interés, que es el sitio de ubicación del puente, en la cota 65 m.s.n.m., con coordenadas N641994.567 y E824714.556.

La siguiente imagen muestra, de manera esquemática, la delimitación e identificación de la microcuenca de la Quebrada Pusbi.

Imagen 8. Delimitación de la Microcuenca Q. Pusbi hasta sitio del Puente



Se convierte la cuenca en un polígono para poder calcular su área y perímetro, así mismo se obtuvo el mapa de pendientes para conocer las pendientes mínima y máxima de la cuenca.

Una vez se obtuvieron los datos geográficos de las microcuencas que conforman el área de estudio, se realizó el análisis morfométrico, lo cual es determinante en su comportamiento hidrológico, los parámetros de forma principales son: identificación del área de influencia, perímetro, longitud del cauce principal, cotas del cauce (inicio-fin), longitud axial y tiempos de concentración.

Los datos morfométricos obtenidos de la cuenca son:

Tabla 2. Resumen parámetros Morfo métricos de la Microcuenca Quebrada Pusbi

PARAMETROS BASICOS	Valor	Unidad
Área de una cuenca(A):	1.986	km ²
Perímetro de la cuenca (P):	6.36	km
Longitud de la cuenca (L):	2.46	km
Longitud del Cauce Principal (L _p)	2.46	km
Cota Inicial Cauce Principal	96	m.s.n.m.
Cota Final Cauce Principal	82	m.s.n.m.
Longitud Total de Cauces (L _t)	2.46	km
Ancho de cuenca (W) = A/L	1.089	km



CARACTERÍSTICAS ALTITUDES	Valor	Unidad
Altitud media de la Cuenca:	87	m.s.n.m.
Altitud más frecuente:	92	m.s.n.m.
Altitud de Frecuencia media (Em):	86	m.s.n.m.

PARÁMETROS DE RELIEVE	Valor	Unidad
Pendiente media de la Cuenca: P med	0.57	%
	Plano	
Pendiente media del cauce principal (S):	0.57	%
	Plano	

PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA MICROCUENCA	Formula	Valor	Observaciones
Relación de elongación (R):	$Re = 1.128 \sqrt{A}/Lm$	0.65	La cuenca tiene un relieve peronunciado
Relación de circularidad (Rc):	$R = 4 \pi A / P^2$	0.62	La forma de la cuenca se acerca a un cuadrado
Índice de Compacidad o Índice de Gravelious (K):	$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{a}}$	1.27	La cuenca en estudio, tiende a ser cuadrada, es decir, que su largo y ancho son valores cercanos.

PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA	Formula	Valor
Densidad de drenaje (Dd):	$D = \frac{L}{A}$	1.08
Constantes de estabilidad del Río (C):	$C = \frac{A}{L}$	0.75
Densidad de corriente (Dc) o Densidad Hidrografica (Dh):	$D_h = \delta D_d^2$ δ : Coeficiente Adimensional = 0.694	0.81
Tiempo de Concentración en horas (Tc): * Temez	$T_c = 0.3 \left(\frac{L_c}{S_0^{0.25}} \right)^{0.76}$	1.71
Índice de Torrencialidad Ct	$C_t = \frac{\#Cauces \text{ orden } 1}{\text{Area cuenca (km}^2)}$	52.87

1.1 Análisis Morfométrico Microcuenca Pusbi

Parámetros Generales

Área de Drenaje

Corresponde a la superficie encerrada por la divisoria de aguas (línea que separa las precipitaciones que caen en hoyas vecinas, y que dirigen la escorrentía resultante para uno u otro sistema fluvial).

El área de la microcuenca de la Quebrada Pusbi, hasta el punto de interés o sea hasta donde es necesario el puente es de $A = 1.986 \text{ Km}^2$.

Según la clasificación de las áreas de drenaje de acuerdo a la extensión Movimiento Conservacionista Americano (TVA) y la FAO corresponde a una **microcuenca**, como se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 3. Clasificación de las áreas de drenaje

Nombre	Área Km ²
Microcuenca	<30
Subcuenca	30-100
Cuenca	>100

Parámetros de Forma

Factor de forma HORTON (F)


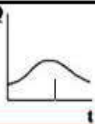
Expresa la relación entre el ancho promedio de la cuenca (A) y la longitud (L)

$$F = \frac{A}{L^2} = 0.33 \text{ (factor forma Quebrada Pusbi)}$$

Intenta medir cuan cuadrada (alargada) puede ser la cuenca. Una cuenca con un factor de forma bajo, esta menos sujeta a crecientes que una de la misma área y mayor factor de forma. Principalmente, los factores geológicos son los encargados de moldear la fisiografía de una región y la forma que tienen las cuencas hidrográficas. Un valor de F superior a la unidad proporciona el grado de achatamiento de ella o de un río principal corto y por consecuencia con tendencia a concentrar el escurrimiento de una lluvia intensa formando fácilmente grandes crecidas. (Horton R. E., 1932)

Este índice de Horton ha sido usado frecuentemente como indicador de la forma del Hidrograma Unitario.

Tabla 4. Forma de la cuenca en función al factor de forma

Factor de Forma	Forma de la cuenca	Ilustración	Comportamiento Hidrograma Unitario
F>1	Redonda		
F<1	Alargada		

Fuente: (Horton R. E., 1932)

En este caso como la forma de la microcuenca Quebrada Pusbi, tiene un valor de $F < 1$, la forma de la cuenca es Alargada, por lo tanto no existe riesgo de concentración de escorrentía, inundaciones o erosión por escorrentía superficial.

Coeficiente de Gravelius (K)

También conocido por el nombre de Coeficiente de Compacidad. Este coeficiente adimensional, independiente del área estudiada tiene por definición un valor de uno para cuencas imaginarias de forma exactamente circular.

$$K = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}} = 1.27$$

Tabla 5. Formas de sistema hidrológico con base en el coeficiente de Gravelius

Formas de sistemas hidrológicos con base en el coeficiente de Gravelius		
Clase de geometría	Rango de clase	Forma de cuenca
K_1	$1 < K_1 \leq 1.25$	Oval redonda
K_2	$1.25 < K_2 \leq 1.50$	Oval oblonga
K_3	$1.50 < K_3 \leq 1.75$	Oblonga alargada

Tabla 6. Características de la cuenca según la forma

Kc	Tipo de forma de la cuenca	Tipo de crecidas
1,00 – 1,25	Redonda - Oval Redonda	Crecidas altas
1,25 – 1,50	Oval Redonda - Oval Oblonga	Crecidas tipo medio
1,50 – 1,75	Oval Oblonga - Alargada	Crecidas tipo baja

La razón para usar la relación del área equivalente a la ocupada por un círculo es porque la cuenca circular tiene mayores posibilidades de producir avenidas superiores dadas su simetría. Sin embargo, para la Microcuenca Quebrada Pusbi, su valor de compacidad indica un tiempo de concentración medio sin riesgos a concentrar grandes volúmenes de agua e inundaciones.

Parámetros relativos al relieve

- **Pendiente de la cuenca hidrográfica (S)**

La pendiente de la cuenca, es un parámetro muy importante en el estudio de toda la cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración del suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía.

Es uno de los factores que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene una importancia directa en relación a las crecidas. La pendiente de la cuenca es la relación del desnivel que existe entre los extremos de la cuenca, siendo la cota mayor y la cota menor, y la proyección horizontal de su longitud, siendo el lado más largo de la cuenca (VILLON ,2002).

La pendiente media de la Microcuenca Quebrada Pusbi, tiene un valor de 0.57% de tipo plano que minimiza la erosión en los procesos naturales.

- **Pendiente del cauce principal (So)**

El conocimiento de la pendiente del cauce principal de una cuenca, es un parámetro importante, en el estudio del comportamiento de recurso hídrico, como, por ejemplo, para la determinación de las características óptimas de su aprovechamiento hidroeléctrico, o en la solución de problemas de inundaciones. Se determina según la relación entre el desnivel que hay entre los extremos el cauce y la proyección horizontal de su longitud (VILLON, 2002).

La pendiente media del cauce principal Quebrada Pusbi tiene un valor a 0.57% de tipo plano que no presentan elevaciones o depresiones importantes con relación a la superficie llana.

Tabla 7. Clasificación de pendientes

Porcentaje %	Tipo	Semaforización
<5	Plano	
5 - 12	Ligeramente ondulado	
12 - 18	Ondulado	
18 - 24	Fuertemente Ondulado	
21 - 32	Escarpado	
32 - 44	Fuertemente escarpado	
> 44	Montañoso	

Fuente. PEREZ J. 1979

Parámetros de la red Hidrográfica

- **Densidad de drenaje Dd**

La densidad de drenaje, es un parámetro que indica la posible naturaleza de los suelos, que se encuentran en la cuenca. También da una idea sobre el grado de cobertura que existe en la cuenca. Valores altos de drenaje, representan zonas con poca cobertura vegetal, suelos fácilmente erosionables o impermeables. Por el contrario, valores bajos, indican suelos duros, poco erosionables o muy permeables y coberturas vegetales densa (VILLON, 2002).

La densidad de drenaje para la Microcuenca Quebrada Pusbi es de 1.24 Km/Km² correspondiente a una densidad de categoría Moderada.

$$D = \frac{L}{A} = 1.24$$

Tabla 8. Valores Interpreticos de la densidad de drenaje

Densidad de Drenaje (Km/Km ²)	Categoría
<1	Baja
1 a 2	Moderada
2 a 3	Alta
>3	Muy Alta

Fuente: Delgadillo y Paez (2008)

Para la cuenca de estudio la densidad de drenaje baja se asocia con relieve plano, materiales franco arenosos, vegetación medianamente densa, cultivos, además de ello indica que la cuenca posee escaso drenaje para cuando se presentan las tormentas.

Tiempo de concentración de la cuenca:

Es el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado.

Témez (1978) lo define como la diferencia entre el tiempo de finalización del Hidrograma de escorrentía superficial directa y el tiempo de finalización de la precipitación efectiva.

Para el caso de la cuenca de estudio corresponde a una duración de la lluvia de $T_c = 1.71$ horas.

Hay que destacar que a medida que, los parámetros asociados al sistema de drenaje de la cuenca hidrográfica son de mayor magnitud, es de esperarse que el tiempo de concentración tienda a ser menor, por lo consiguiente una mayor capacidad de producción de caudal superficial por parte de la cuenca.

Curvas IDF

Las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) permiten la estimación de volúmenes de drenaje superficial mediante modelos lluvia-escorrentía en cuencas para las cuales no existen registros de caudal o su tiempo de concentración es relativamente corto (Usualmente las duraciones de estos eventos son menores a 24 horas).

En estas curvas se puede conocer la intensidad máxima de precipitación que se espera tener durante determinada duración de lluvia, en un evento que en promedio ocurriría cada cierto número de años.

Su importancia radica en la adecuación de estructuras de captación de agua, las cuales es indispensable conocer el comportamiento hidrológico del área mediante modelos hidrológicos lluvia-escorrentía. Al analizar esta información se puede obtener los volúmenes de agua que debe ser evacuado en un cierto lapso de tiempo. De ahí se obtiene el caudal de diseño de la obra, el cual establece el tamaño de la misma y afecta directamente los costos de construcción y/o adecuación¹.

Para este caso específico se dispone de información pluviométrica de la estación GRANJA EL MIRA, ubicada a 10.53 Km, al sitio de ubicación de la ubicación del puente sobre la Quebrada Pusbi.



Imagen 9. Localización geográfica de la Estación GRANJA EL MIRA

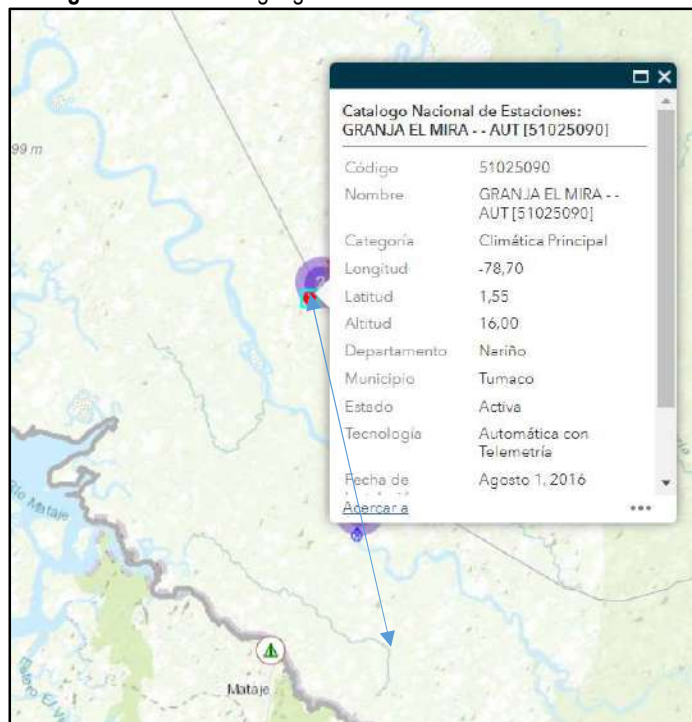


Imagen 10. Ubicación Estación Climática Principal GRANJA EL MIRA, con respecto al puente sobre Q. PUSBI



Información climatológica disponible

Para el estudio hidrológico de la microcuenca Quebrada PUSBI, se cuenta con la información histórica suministrada por IDEAM de precipitación anual máxima en 24 horas de 30 años, comprendidos entre 1990 y 2020, de la Estación GRANJA -EL MIRA, referida antes en este documento.

Tabla 9. Información histórica de precipitación estación GRANJA -EL MIRA

Nº	Año	Mes Max. Precip.	Precipitación Max (mm)
1	1990	Febrero	55.50
2	1991	Abril	56.50
3	1992	Noviembre	57.50
4	1993	Abril	58.50
5	1994	Enero	59.50
6	1995	Noviembre	60.50
7	1996	Mayo	61.50
8	1997	Mayo	62.50
9	1998	Febrero	63.50
10	1999	Mayo	64.50
11	2000	Julio	65.50
12	2001	Octubre	66.50
13	2002	Octubre	67.50
14	2003	Abril	68.50
15	2004	Mayo	69.50
16	2005	Marzo	70.50
17	2006	Marzo	71.50
18	2007	Diciembre	72.50
19	2008	Marzo	73.50
20	2009	Noviembre	74.50
21	2010	Noviembre	75.50
22	2011	Diciembre	76.50
23	2012	Abril	77.50
24	2013	Mayo	78.50
25	2014	Enero	79.50
26	2015	Julio	80.50
27	2016	Diciembre	81.50
28	2017	Noviembre	82.50
29	2018	Noviembre	83.50
30	2019	Mayo	84.50

Fuente: IDEAM - Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales

Por medio de análisis estadístico, a partir de datos históricos de precipitación máxima 24 horas, se determinó la lámina de agua que se puede acumular en la zona de emplazamiento del proyecto. Esto con la finalidad de obtener datos veraces que permitan un adecuado emplazamiento del puente.

Calculo Curvas IDF (con distribución Gumbel)

Tabla 10. Datos de entrada

DATOS ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA														
Estación:	51025090	Coordenadas UTM Huso 31 (m)		X =	-78.7	Cota =	16							
Denominación:	LA GRANJA EL			Y =	1.55									
DATOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hrs. (mm)														
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Mes Máximo	Máximo
1990	46.1	55.5	140.6	72.7	36.2	134.6	19.5	64.1	24.5	35.6	#¡REF!	37.0	Febrero	55.50
1991	31.5	42.4	29.4	71.4	55.0	70.9	81.9	8.4	19.0	24.2	72.5	37.0	Abril	71.40
1992	60.2	62.5	63.9	31.9	91.3	54.5	39.8	47.0	39.5	24.0	7.3	32.0	Noviembre	7.30
1993	59.0	34.1	100.4	68.6	43.5	83.3	81.3	200.9	5.4	27.8	104.0	37.3	Abril	68.60
1994	107.4	72.1	67.4	47.8	111.7	60.8	8.3	22.3	18.9	25.6	10.2	80.0	Enero	107.40
1995	23.0	44.3	11.0	57.6	121.5	37.8	58.9	27.3	15.4	108.8	50.0	23.3	Noviembre	50.00
1996	60.0	109.5	72.1	79.3	75.1	93.3	24.2	87.8	39.9	21.5	6.5	33.4	Mayo	75.10
1997	90.3	81.4	44.0	65.2	65.6	60.7	50.9	82.2	120.0	107.3	63.0	30.5	Mayo	65.60
1998	70.0	130.0	125.2	61.6	122.7	59.3	130.5	29.3	30.4	19.2	28.6	19.0	Febrero	130.00
1999	38.1	84.5	61.8	133.0	126.0	78.0	19.2	13.5	35.6	37.0	53.5	32.5	Mayo	126.00
2000	93.5	91.0	135.5	38.5	55.0	80.0	18.0	21.5	50.0	46.5	16.9	68.9	Julio	18.00
2001	55.1	59.4	32.9	68.0	67.5	25.7	30.0	5.7	34.1	9.0	10.9	38.4	Octubre	9.00
2002	68.5	115.5	53.0	74.7	157.0	97.5	89.8	2.5	72.3	25.3	54.6	68.1	Octubre	25.30
2003	10.6	15.0	130.4	80.5	159.0	54.5	51.5	100.4	42.5	29.0	97.5	70.8	Abril	80.50
2004	88.5	68.2	21.5	42.1	111.0	25.0	73.5	13.5	52.0	43.0	38.5	17.5	Mayo	111.00
2005	69.4	26.5	44.5	126.5	61.0	38.0	9.5	10.5	15.0	4.5	32.5	37.0	Marzo	44.50
2006	39.0	73.0	48.0	76.0	36.0	45.0	35.0	42.0	25.0	32.0	98.0	41.0	Marzo	48.00
2007	52.0	51.0	38.0	120.0	78.0	120.0	31.0	56.0	33.5	45.2	16.0	53.0	Diciembre	53.00
2008	60.0	35.0	34.0	28.0	40.0	63.0	39.0	59.0	26.0	82.0	46.5	47.0	Marzo	34.00
2009	109.0	22.0	59.0	47.9	58.0	37.0	79.0	69.0	15.5	8.0	9.5	93.0	Noviembre	9.50
2010	42.1	88.2	94.0	118.0	91.0	131.0	28.0	6.5	77.0	22.0	51.5	67.2	Noviembre	51.50
2011	41.0	24.5	77.2	38.2	30.0	53.3	56.4	31.2	33.3	46.0	1.6	42.8	Diciembre	42.80
2012	76.5	35.1	65.4	54.4	213.8	124.0	40.0	32.7	25.0	41.5	21.0	10.9	Abril	54.40
2013	36.4	60.0	64.4	117.0	80.0	60.3	18.0	35.5	18.3	47.0	13.7	41.3	Mayo	80.00
2014	101.2	110.0	75.0	65.3	115.6	69.7	21.5	25.9	52.5	33.7	31.8	80.0	Enero	101.20
2015	127.0	59.7	42.4	125.4	58.3	33.7	85.0	43.6	15.6	36.0	79.2	93.7	Julio	85.00
2016	191.1	92.9	120.2	150.6	118.6	70.0	104.0	9.5	89.0	75.2	26.4	38.2	Diciembre	38.20
2017	83.5	42.0	25.3	90.7	127.2	118.1	93.9	73.3	39.4	39.5	8.5	51.0	Noviembre	8.50
2018	86.5	56.2	108.4	102.7	160.4	58.4	11.8	10.0	60.8	22.3	23.5	48.5	Noviembre	23.50
2019	88.0	78.0	55.2	36.4	140.4	83.1	27.0	61.0	64.5	83.5	12.1	70.2	Mayo	140.40

Distribución de probabilidades pluviométricas

Con base en la información de las máximas precipitaciones, se calcula la distribución de probabilidades pluviométricas por las fórmulas de Gumbel, como se consigan en el siguiente cuadro:



Tabla 11. Distribución de probabilidades pluviométricas

Nº	Año	Mes Max. Precip.	Precipitación (mm)	
			x_i	$(x_i - \bar{x})^2$
1	1990	Febrero	55.50	25.07
2	1991	Abril	71.40	118.66
3	1992	Noviembre	7.30	2830.95
4	1993	Abril	68.60	65.50
5	1994	Enero	107.40	2198.98
6	1995	Noviembre	50.00	110.39
7	1996	Mayo	75.10	212.97
8	1997	Mayo	65.60	25.94
9	1998	Febrero	130.00	4829.32
10	1999	Mayo	126.00	4289.38
11	2000	Julio	18.00	1806.82
12	2001	Octubre	9.00	2652.94
13	2002	Octubre	25.30	1239.51
14	2003	Abril	80.50	399.73
15	2004	Mayo	111.00	2549.58
16	2005	Marzo	44.50	256.21
17	2006	Marzo	48.00	156.42
18	2007	Diciembre	53.00	56.35
19	2008	Marzo	34.00	702.60
20	2009	Noviembre	9.50	2601.68
21	2010	Noviembre	51.50	81.12
22	2011	Diciembre	42.80	313.53
23	2012	Abril	54.40	37.29
24	2013	Mayo	80.00	379.99
25	2014	Enero	101.20	1655.95
26	2015	Julio	85.00	599.92
27	2016	Diciembre	38.20	497.59
28	2017	Noviembre	8.50	2704.69
29	2018	Noviembre	23.50	1369.49
30	2019	Mayo	140.40	6382.94
30		Suma	1815.2	41151.5

Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias

Para el cálculo de las precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración y de retorno, se hace uso de los Coeficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas

Tabla 12. Coeficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas D.F.Campos.

Coeficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas										Fuente: D. F. Campos A., 1978	
Duraciones, en horas											
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24		
0.30	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.80	0.91	1.00		

Tabla 13. Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración									
		2 años	3 años	5 años	10 años	20 años	25 años	40 años	50 años	75 años	100 años
24 hr	X24	61.3800	79.1763	98.9976	123.9038	147.7944	155.3728	171.2278	178.7183	192.2876	201.8914
18 hr	X18 = 91%	55.8558	72.0505	90.0878	112.7524	134.4929	141.3892	155.8173	162.6336	174.9817	183.7212
12 hr	X12 = 80%	49.1040	63.3411	79.1981	99.1230	118.2355	124.2982	136.9822	142.9746	153.8301	161.5131
8 hr	X8 = 68%	41.7384	53.8399	67.3184	84.2546	100.5002	105.6535	116.4349	121.5284	130.7556	137.2862
6 hr	X6 = 61%	37.4418	48.2976	60.3886	75.5813	90.1546	94.7774	104.4489	109.0182	117.2954	123.1538
5 hr	X5 = 57%	34.9866	45.1305	56.4286	70.6252	84.2428	88.5625	97.5998	101.8694	109.6039	115.0781
4 hr	X4 = 52%	31.9176	41.1717	51.4788	64.4300	76.8531	80.7939	89.0384	92.9335	99.9895	104.9835
3 hr	X3 = 46%	28.2348	36.4211	45.5389	56.9957	67.9854	71.4715	78.7648	82.2104	88.4523	92.8701
2 hr	X2 = 39%	23.9382	30.8788	38.6091	48.3225	57.6398	60.5954	66.7788	69.7001	74.9922	78.7377
1 hr	X1 = 30%	18.4140	23.7529	29.6993	37.1711	44.3383	46.6118	51.3683	53.6155	57.6863	60.5674

Intensidades de lluvias

A partir de las precipitaciones máximas Pd, calculadas, y haciendo uso de la siguiente ecuación, se calcula la Intensidad de la lluvia según el periodo de retorno.

$$I = \frac{P \text{ [mm]}}{t_{\text{duración}} \text{ [hr.]}}$$

Tabla 14. Intensidad de la lluvia según periodo de retorno

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr) según el Periodo de Retorno									
Hr	min	2 años	3 años	5 años	10 años	20 años	25 años	40 años	50 años	75 años	100 años
24 hr	1440	2.5575	3.2990	4.1249	5.1627	6.1581	6.4739	7.1345	7.4466	8.0120	8.4121
18 hr	1080	3.1031	4.0028	5.0049	6.2640	7.4718	7.8550	8.6565	9.0352	9.7212	10.2067
12 hr	720	4.0920	5.2784	6.5998	8.2603	9.8530	10.3582	11.4152	11.9146	12.8192	13.4594
8 hr	480	5.2173	6.7300	8.4148	10.5318	12.5625	13.2067	14.5544	15.1911	16.3444	17.1608
6 hr	360	6.2403	8.0496	10.0648	12.5969	15.0258	15.7962	17.4082	18.1697	19.5492	20.5256
5 hr	300	6.9973	9.0261	11.2857	14.1250	16.8486	17.7125	19.5200	20.3739	21.9208	23.0156
4 hr	240	7.9794	10.2929	12.8697	16.1075	19.2133	20.1985	22.2596	23.2334	24.9974	26.2459
3 hr	180	9.4116	12.1404	15.1796	18.9986	22.6618	23.8238	26.2549	27.4035	29.4841	30.9567
2 hr	120	11.9691	15.4394	19.3045	24.1612	28.8199	30.2977	33.3894	34.8501	37.4961	39.3688
1 hr	60	18.4140	23.7529	29.6993	37.1711	44.3383	46.6118	51.3683	53.6155	57.6863	60.5674

Representación matemática de las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno

Con la información anterior y con la ayuda de la ecuación genérica de la Intensidad, se realiza las regresiones, calculando en cada caso las variables de ajuste.

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

en la cual:

- I = Intensidad (mm/hr)
- t = Duración de la lluvia (min)
- T = Período de retorno (años)
- K, m, n = Parámetros de ajuste

Realizando un cambio de variable:

$$d = K \cdot T^m$$

Con lo que de la anterior expresión se obtiene:

$$I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$$

Tabla 15. Regresión Tr = 2 años

Periodo de retorno para T = 2 años								
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2		
1	1440	2.5575	7.2724	0.9390	6.8290	52.8878		
2	1080	3.1031	6.9847	1.1324	7.9095	48.7863		
3	720	4.0920	6.5793	1.4090	9.2704	43.2865		
4	480	5.2173	6.1738	1.6520	10.1990	38.1156		
5	360	6.2403	5.8861	1.8310	10.7776	34.6462		
6	300	6.9973	5.7038	1.9455	11.0969	32.5331		
7	240	7.9794	5.4806	2.0769	11.3825	30.0374		
8	180	9.4116	5.1930	2.2419	11.6423	26.9668		
9	120	11.9691	4.7875	2.4823	11.8841	22.9201		
10	60	18.4140	4.0943	2.9131	11.9273	16.7637		
10	4980	75.9816	58.1555	18.6232	102.9186	346.9435		
Ln (d) =		5.4469	d =		232.0485	n =		-0.6164

Gráfico 1. Regresión Tr = 2 años

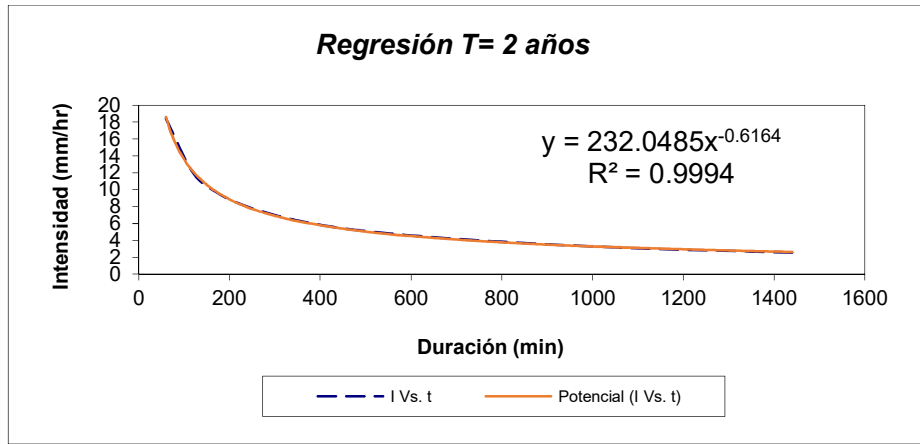


Tabla 16. Regresión Tr = 3 años

Periodo de retorno para T = 3 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	3.2990	7.2724	1.1936	8.6805	52.8878
2	1080	4.0028	6.9847	1.3870	9.6878	48.7863
3	720	5.2784	6.5793	1.6636	10.9454	43.2865
4	480	6.7300	6.1738	1.9066	11.7708	38.1156
5	360	8.0496	5.8861	2.0856	12.2762	34.6462
6	300	9.0261	5.7038	2.2001	12.5490	32.5331
7	240	10.2929	5.4806	2.3315	12.7779	30.0374
8	180	12.1404	5.1930	2.4965	12.9644	26.9668
9	120	15.4394	4.7875	2.7369	13.1030	22.9201
10	60	23.7529	4.0943	3.1677	12.9697	16.7637
10	4980	98.0115	58.1555	21.1692	117.7246	346.9435
Ln (d) = 5.7015		d = 299.3281		n = -0.6164		

Gráfico 2. Regresión Tr = 3 años

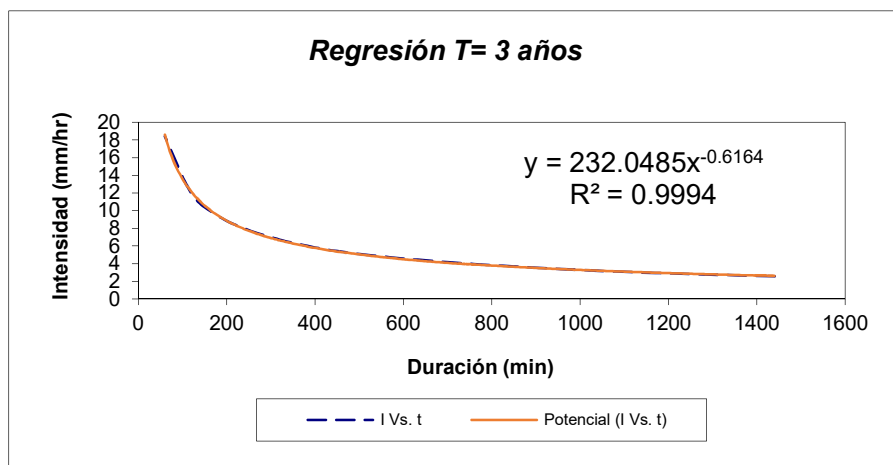


Tabla 17. Regresión Tr = 5 años

Periodo de retorno para T = 5 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	4.1249	7.2724	1.4170	10.3053	52.8878
2	1080	5.0049	6.9847	1.6104	11.2483	48.7863
3	720	6.5998	6.5793	1.8870	12.4153	43.2865
4	480	8.4148	6.1738	2.1300	13.1501	38.1156
5	360	10.0648	5.8861	2.3090	13.5913	34.6462
6	300	11.2857	5.7038	2.4235	13.8233	32.5331
7	240	12.8697	5.4806	2.5549	14.0023	30.0374
8	180	15.1796	5.1930	2.7200	14.1246	26.9668
9	120	19.3045	4.7875	2.9603	14.1726	22.9201
10	60	29.6993	4.0943	3.3911	13.8844	16.7637
10	4980	122.5481	58.1555	23.4034	130.7176	346.9435
Ln (d) =	5.9250	d =	374.2630	n =	-0.6164	

Gráfico 3. Regresión Tr = 5 años

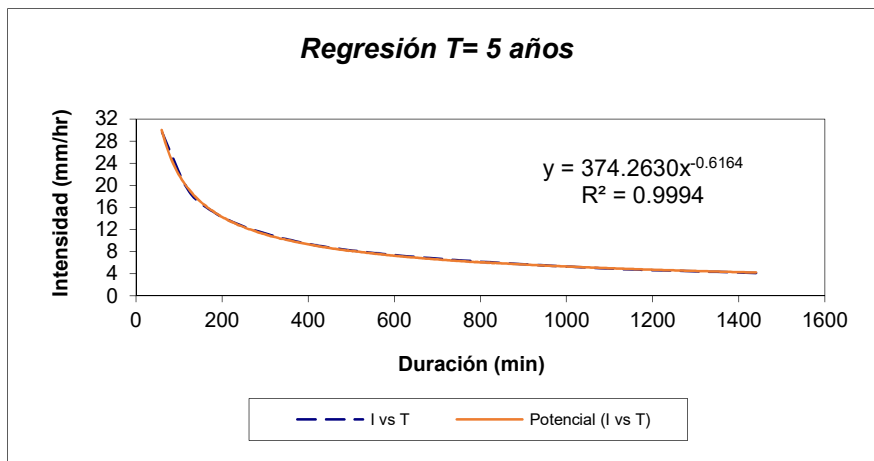


Tabla 18. Regresión Tr = 10 años

Periodo de retorno para T = 10 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	5.1627	7.2724	1.6415	11.9373	52.8878
2	1080	6.2640	6.9847	1.8348	12.8157	48.7863
3	720	8.2603	6.5793	2.1115	13.8918	43.2865
4	480	10.5318	6.1738	2.3544	14.5356	38.1156
5	360	12.5969	5.8861	2.5334	14.9121	34.6462
6	300	14.1250	5.7038	2.6479	15.1033	32.5331
7	240	16.1075	5.4806	2.7793	15.2323	30.0374
8	180	18.9986	5.1930	2.9444	15.2900	26.9668
9	120	24.1612	4.7875	3.1847	15.2470	22.9201
10	60	37.1711	4.0943	3.6155	14.8032	16.7637
10	4980	153.3791	58.1555	25.6475	143.7683	346.9435
Ln (d) =	6.1494	d =	468.4214	n =	-0.6164	



Gráfico 4. Regresión Tr = 10 años

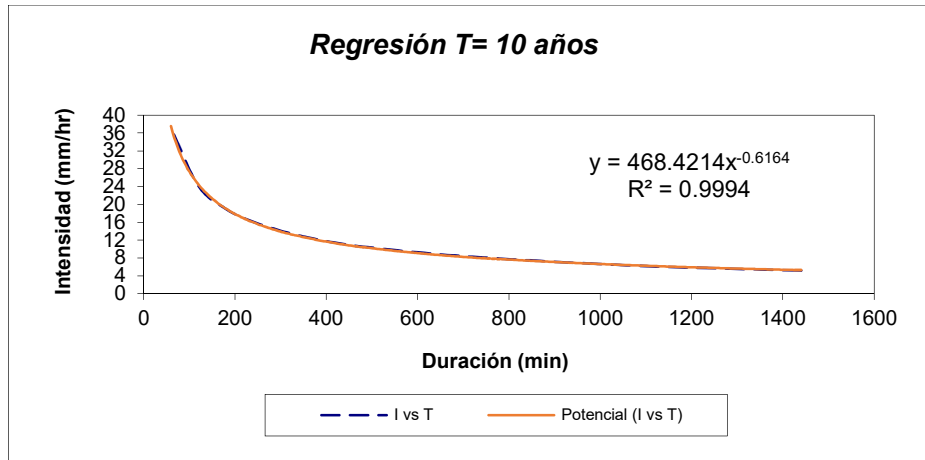


Tabla 19. Regresión Tr = 15 años

Periodo de retorno para T = 15 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2.3889	7.2724	0.8708	6.3331	52.8878
2	1080	2.8985	6.9847	1.0642	7.4332	48.7863
3	720	3.8222	6.5793	1.3408	8.8217	43.2865
4	480	4.8734	6.1738	1.5838	9.7780	38.1156
5	360	5.8289	5.8861	1.7628	10.3762	34.6462
6	300	6.5360	5.7038	1.8773	10.7079	32.5331
7	240	7.4534	5.4806	2.0087	11.0088	30.0374
8	180	8.7912	5.1930	2.1737	11.2882	26.9668
9	120	11.1801	4.7875	2.4141	11.5576	22.9201
10	60	17.2001	4.0943	2.8449	11.6481	16.7637
10	4980	70.9728	58.1555	17.9413	98.9527	346.9435
Ln (d) =		5.3788	d =	216.7517	n =	-0.6164

Gráfico 5. Regresión Tr = 15 años

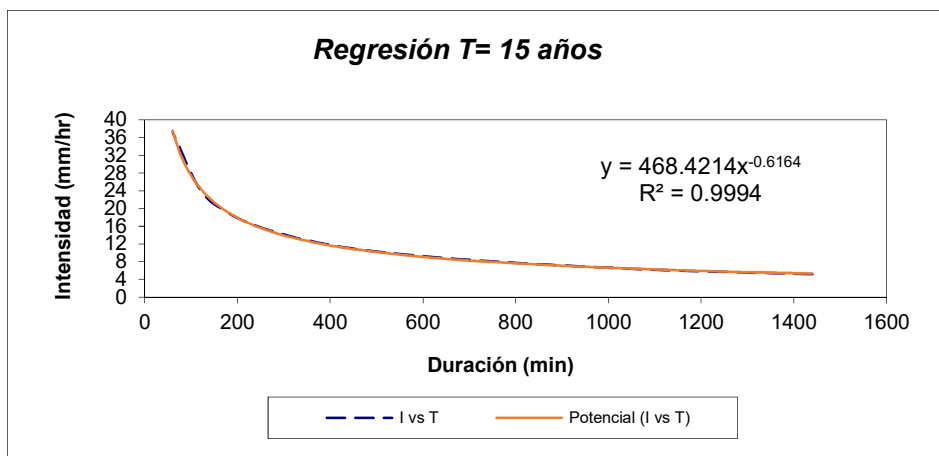


Tabla 19. Regresión Tr = 50 años

Periodo de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	7.4466	7.2724	2.0078	14.6012	52.8878
2	1080	9.0352	6.9847	2.2011	15.3743	48.7863
3	720	11.9146	6.5793	2.4778	16.3018	43.2865
4	480	15.1911	6.1738	2.7207	16.7971	38.1156
5	360	18.1697	5.8861	2.8998	17.0683	34.6462
6	300	20.3739	5.7038	3.0143	17.1926	32.5331
7	240	23.2334	5.4806	3.1456	17.2398	30.0374
8	180	27.4035	5.1930	3.3107	17.1922	26.9668
9	120	34.8501	4.7875	3.5511	17.0006	22.9201
10	60	53.6155	4.0943	3.9818	16.3030	16.7637
10	4980	221.2334	58.1555	29.3105	165.0709	346.9435
Ln (d) = 6.5157		d = 675.6490		n = -0.6164		

Gráfico 6. Regresión Tr = 50 años

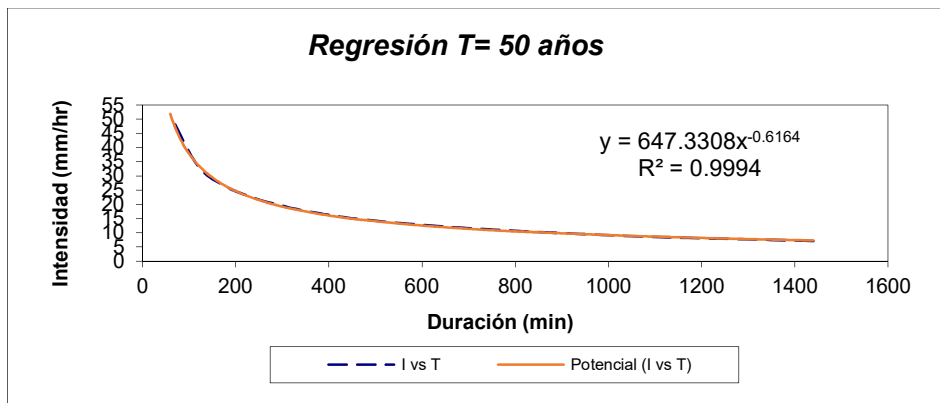
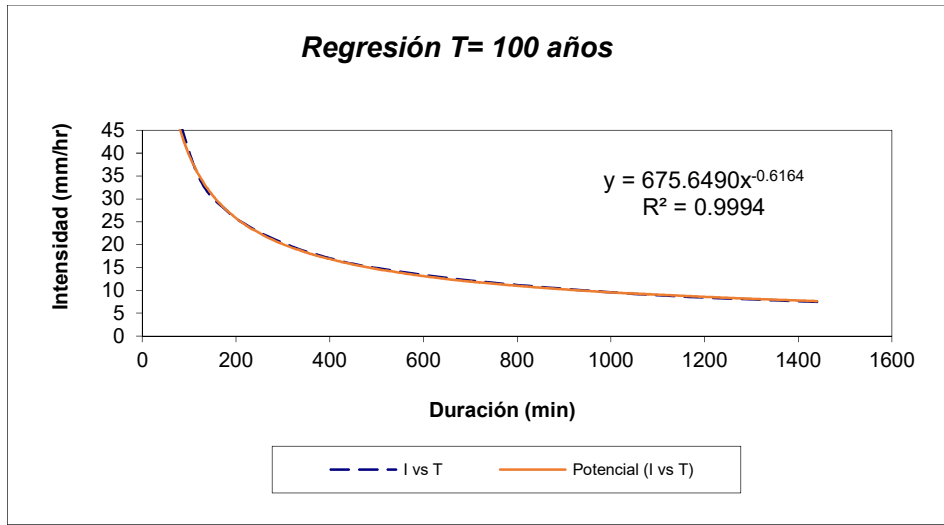


Tabla 19. Regresión Tr = 100 años

Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	8.4121	7.2724	2.1297	15.4879	52.8878
2	1080	10.2067	6.9847	2.3230	16.2258	48.7863
3	720	13.4594	6.5793	2.5997	17.1039	43.2865
4	480	17.1608	6.1738	2.8426	17.5498	38.1156
5	360	20.5256	5.8861	3.0217	17.7859	34.6462
6	300	23.0156	5.7038	3.1362	17.8880	32.5331
7	240	26.2459	5.4806	3.2675	17.9080	30.0374
8	180	30.9567	5.1930	3.4326	17.8253	26.9668
9	120	39.3688	4.7875	3.6730	17.5843	22.9201
10	60	60.5674	4.0943	4.1038	16.8022	16.7637
10	4980	249.9191	58.1555	30.5297	172.1612	346.9435
Ln (d) = 6.6376		d = 763.2556		n = -0.6164		

Gráfico 7. Regresión Tr = 100 años



En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia entre las columnas del periodo de retorno (T) y el término constante de regresión (d), para obtener valores de la ecuación:

$$d = K \cdot T^m$$

Tabla 20. Resumen aplicación regresión potencial

Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término ctte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	232.0485	-0.61638608809
3	299.3281	-0.61638608809
5	374.2630	-0.61638608809
10	468.4214	-0.61638608809
20	558.7404	-0.61638608809
25	587.3908	-0.61638608809
40	647.3308	-0.61638608809
50	675.6490	-0.61638608809
75	726.9481	-0.61638608809
100	763.2556	-0.61638608809
Promedio =	533.3376	-0.61638608809

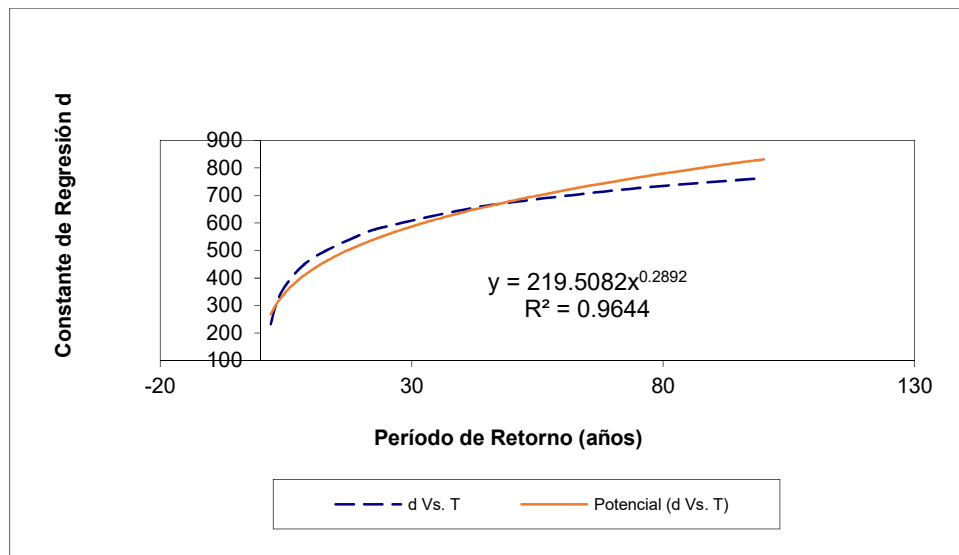
Tabla 21. Regresión Potencia

Regresión potencial						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	2	232.0485	0.6931	5.4469	3.7755	0.4805
2	3	299.3281	1.0986	5.7015	6.2638	1.2069
3	5	374.2630	1.6094	5.9250	9.5359	2.5903
4	10	468.4214	2.3026	6.1494	14.1594	5.3019
5	20	558.7404	2.9957	6.3257	18.9501	8.9744
6	25	587.3908	3.2189	6.3757	20.5226	10.3612
7	40	647.3308	3.6889	6.4729	23.8776	13.6078
8	50	675.6490	3.9120	6.5157	25.4895	15.3039
9	75	726.9481	4.3175	6.5889	28.4473	18.6407
10	100	763.2556	4.6052	6.6376	30.5672	21.2076
10	330	5333.3757	28.4420	62.1392	181.5888	97.6752
Ln (K) = 5.3914		K = 219.5082		m = 0.2892		

Termino constante de regresión (K) = 219.5082

Coef. de regresión (m) = 0.289195

Gráfico 8. Constante de regresión Vs Periodo de retorno



Curva de Intensidad- Frecuencia y Duración

Con los valores de las variables, obtenidos mediante regresiones, da como resultado la siguiente ecuación de intensidad, válida para la cuenca:

25 de 61



$$I = \frac{219.5082 * T}{0.61639 t}^{0.289195}$$

Donde:

I = intensidad de precipitación (mm/hr)

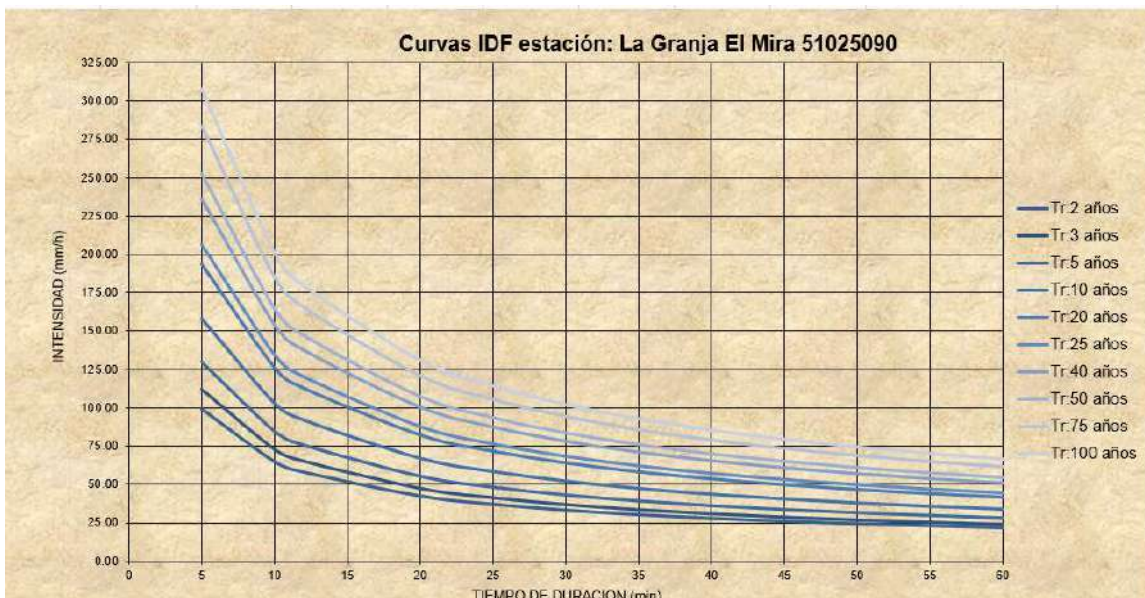
T = Periodo de Retorno (años)

t = Tiempo de duración de precipitación (min)

Tabla 22. Intensidades Tiempo de duración

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	12	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	99.47	64.88	57.98	42.32	36.88	32.96	29.98	27.61	25.67	24.06	22.69	21.50
3	111.84	72.95	65.20	47.59	41.47	37.06	33.70	31.04	28.87	27.05	25.51	24.18
5	129.64	84.57	75.58	55.16	48.07	42.96	39.07	35.98	33.46	31.36	29.57	28.03
10	158.42	103.34	92.35	67.41	58.75	52.50	47.74	43.97	40.89	38.32	36.13	34.25
20	193.58	126.27	112.85	82.37	71.78	64.15	58.34	53.73	49.97	46.83	44.15	41.85
25	206.49	134.69	120.37	87.86	76.57	68.43	62.23	57.31	53.30	49.95	47.10	44.64
40	236.55	154.30	137.90	100.65	87.72	78.39	71.29	65.66	61.06	57.22	53.95	51.14
50	252.32	164.59	147.09	107.36	93.57	83.62	76.04	70.03	65.13	61.03	57.55	54.55
75	283.71	185.06	165.39	120.72	105.21	94.02	85.50	78.74	73.23	68.63	64.71	61.33
100	308.32	201.12	179.74	131.19	114.33	102.18	92.92	85.58	79.58	74.58	70.32	66.65

Gráfico 9. Cuvas IDF diferentes tiempos de retorno



Para un tiempo de concentración calculado de 40 min, se obtiene una precipitación máxima, para un periodo de retorno de 100 años de 87 mm/h.

Recta de mejor ajuste y bondad del ajuste

La recta de mejor ajuste de los datos históricos a una distribución de probabilidad se calcula encontrando los parámetros de la misma a través, por ejemplo, de los métodos de momentos, mínimos cuadrados, máxima verosimilitud y momentos ponderado.

Finalmente, para medir la bondad del ajuste de los datos históricos a la recta de mejor ajuste y poder efectuar las inferencias estadísticas deseadas, se utilizan los métodos, por ejemplo, de Chi Cuadrado o de Smirnov Kolmogorov, para este estudio hidrológico, se utilizará el método de Chi Cuadrado.

Pruebas de bondad del ajuste

Chi-Cuadrado, X^2

Para aplicar esta prueba se siguen los siguientes pasos:

- Los datos de la serie histórica disponible se dividen en un número k apropiado de intervalos de clase. El número de intervalos no debe ser inferior a 15 ni superior a 25.
- Se calcula el número esperado de eventos en el mismo intervalo, E_i :

$$E_i = n [F(S_i) - F(L_i)]$$

Donde: $i = 1, 2, 3, \dots, k$.

$F(S_i)$: Función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo "i".

$F(L_i)$: Función de distribución de probabilidad en el límite inferior del intervalo "i".

n: Número de datos

- Utilizando los datos ordenados en intervalos de clase, se calcula el valor de C para todas las funciones de distribución analizadas, por medio de la expresión:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^k (N_i - E_i)^2}{E_i}$$

Donde: N: Número observado de eventos en el intervalo "i".

- Se define el valor de una variable aleatoria con distribución Chi Cuadrado (X^2) para $q = (k - 1 - m)$ grados de libertad y un nivel de significancia S, donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

- El valor de $\chi^2_{(1-S), (k-1-m)}$ se obtiene de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** que contiene la función de distribución Chi Cuadrado, 2χ . El valor usual de S es igual a 0.05.
- Se verifica el cumplimiento de la siguiente desigualdad, de lo contrario la función de distribución no se acepta:

$$C \leq \chi^2_{(1-S), (k-1-m)}$$

Tabla 23. Valores percentiles para la distribución Chi – Cuadrado con v grados de libertad

v	$\chi^2_{0.995}$	$\chi^2_{0.99}$	$\chi^2_{0.975}$	$\chi^2_{0.95}$	$\chi^2_{0.90}$	$\chi^2_{0.75}$	$\chi^2_{0.50}$	$\chi^2_{0.25}$	$\chi^2_{0.10}$	$\chi^2_{0.05}$	$\chi^2_{0.025}$	$\chi^2_{0.01}$	$\chi^2_{0.005}$
1	7.88	6.63	5.02	3.84	2.71	1.32	0.455	0.102	0.0158	0.0039	0.0010	0.0002	0.0000
2	10.6	9.21	7.38	5.99	4.61	2.77	1.39	0.575	0.211	0.103	0.0506	0.0201	0.0100
3	12.8	11.3	9.35	7.81	6.25	4.11	2.37	1.21	0.584	0.352	0.216	0.115	0.072
4	14.9	13.3	11.1	9.49	7.78	5.39	3.36	1.92	1.06	0.711	0.484	0.297	0.207
5	16.7	15.1	12.8	11.1	9.24	6.63	4.35	2.67	1.61	1.15	0.831	0.554	0.412
6	18.5	16.8	14.4	12.6	10.6	7.84	5.35	3.45	2.20	1.64	1.24	0.872	0.676
7	20.3	18.5	16.0	14.1	12.0	9.04	6.35	4.25	2.83	2.17	1.69	1.24	0.989
8	22.0	20.1	17.5	15.5	13.4	10.2	7.34	5.07	3.49	2.73	2.18	1.65	1.34
9	23.6	21.7	19.0	16.9	14.7	11.4	8.34	5.90	4.17	3.33	2.70	2.09	1.73
10	25.2	23.2	20.5	18.3	16.0	12.5	9.34	6.74	4.87	3.94	3.25	2.56	2.16
11	26.8	24.7	21.9	19.7	17.3	13.7	10.3	7.58	5.58	4.57	3.82	3.05	2.60
12	28.3	26.2	23.3	21.0	18.5	14.8	11.3	8.44	6.30	5.23	4.40	3.57	3.07
13	29.8	27.7	24.7	22.4	19.8	16.0	12.3	9.30	7.04	5.89	5.01	4.11	3.57
14	31.3	29.1	26.1	23.7	21.1	17.1	13.3	10.2	7.79	6.57	5.63	4.66	4.07
15	32.8	30.6	27.5	25.0	22.3	18.2	14.3	11.0	8.55	7.26	6.26	5.23	4.60
16	34.3	32.0	28.8	26.3	23.5	19.4	15.3	11.9	9.31	7.96	6.91	5.81	5.14
17	35.7	33.4	30.2	27.6	24.8	20.5	16.3	12.8	10.1	8.67	7.56	6.41	5.70
18	37.2	34.8	31.5	28.9	26.0	21.6	17.3	13.7	10.9	9.39	8.23	7.01	6.26
19	38.6	36.2	32.9	30.1	27.2	22.7	18.3	14.6	11.7	10.1	8.91	7.63	6.84
20	40.0	37.6	34.2	31.4	28.4	23.8	19.3	15.5	12.4	10.9	9.59	8.26	7.43
21	41.4	38.9	35.5	32.7	29.6	24.9	20.3	16.3	13.2	11.6	10.3	8.90	8.03
22	42.8	40.3	36.8	33.9	30.8	26.0	21.3	17.2	14.0	12.3	11.0	9.54	8.64
23	44.2	41.6	38.1	35.2	32.0	27.1	22.3	18.1	14.8	13.1	11.7	10.2	9.26
24	45.6	43.0	39.4	36.4	33.2	28.2	23.3	19.0	15.7	13.8	12.4	10.9	9.89
25	46.9	44.3	40.6	37.7	34.4	29.3	24.3	19.9	16.5	14.6	13.1	11.5	10.5
26	48.3	45.6	41.9	38.9	35.6	30.4	25.3	20.8	17.3	15.4	13.8	12.2	11.2
27	49.6	47.0	43.2	40.1	36.7	31.5	26.3	21.7	18.1	16.2	14.6	12.9	11.8
28	51.0	48.3	44.5	41.3	37.9	32.6	27.3	22.7	18.9	16.9	15.3	13.6	12.5
29	52.3	49.6	45.7	42.6	39.1	33.7	28.3	23.6	19.8	17.7	16.0	14.3	13.1
30	53.7	50.9	47.0	43.8	40.3	34.8	29.3	24.5	20.6	18.5	16.8	15.0	13.8
40	66.8	63.7	59.3	55.8	51.8	45.6	39.3	33.7	29.1	26.5	24.4	22.2	20.7
50	79.5	76.2	71.4	67.5	63.2	56.3	49.3	42.9	37.7	34.8	32.4	29.7	28.0
60	92.0	88.4	83.3	79.1	74.4	67.0	59.3	52.3	46.5	43.2	40.5	37.5	35.5
70	104.2	100.4	95.0	90.5	85.5	77.6	69.3	61.7	55.3	51.7	48.8	45.4	43.3
80	116.3	112.3	106.6	101.9	96.6	88.1	79.3	71.1	64.3	60.4	57.2	53.5	51.2
90	128.3	124.1	118.1	113.1	107.6	98.6	89.3	80.6	73.3	69.1	65.6	61.8	59.2
100	140.2	135.8	129.6	124.3	118.5	109.1	99.3	90.1	82.4	77.9	74.2	70.1	67.3

Fuente: Manual de drenaje de carreteras - Hidrología de Drenaje superficial vial, 2009

Distribuciones de probabilidad de valores máximo

Los valores máximos en hidrología de drenaje (precipitación o caudales), deben ser tratados a través de distribuciones probabilísticas.

Aunque existen numerosas distribuciones de probabilidad para valores máximos, es muy común en hidrología utilizar para estos valores las distribuciones de probabilidad Gumbel (escuela europea) y log-Pearson Tipo III (escuela americana).

Distribución de probabilidad de Gumbel

Es una función de probabilidad utilizada usualmente para valores máximos aleatorios sacados de poblaciones suficientemente grandes.

$$P(x \leq x_i) = e^{-e^{y_i}}$$

Donde:

- xi: Variable aleatoria.
- e: Base de los logaritmos neperianos
- yi: Variable reducida

Tomando la solución de ajuste a esta distribución de probabilidad por medio del método de los momentos (se debe hacer notar que existen otros métodos de ajuste a ésta y a distribuciones probabilísticas existentes, como el de máxima verosimilitud, el de momentos ponderado y el de mínimos cuadrados), se tiene:

$$y_i = a(x_i - x_f)$$

$$a = \frac{S_n}{S}$$

$$x_f = \bar{X} - S \frac{Y_n}{S_n}$$

Donde:

- X: Promedio aritmético de la muestra.
- S: Desviación estándar o típica de los datos de la muestra.
- Xi: Datos de la muestra, desde "i" igual a uno (1) hasta "n".

Y_n, S_n : Media y desviación estándar de la variable reducida “y”. Dependen del número de años de registros de la muestra “n”.

X_f, a : Parámetros que dependen del número de años de la muestra y de Y_n, S_n, X y S .

Para el caso de esta distribución de probabilidad de Gumbel, para calcular la recta de mejor ajuste de los datos históricos, en el método de momentos se utilizan las características estadísticas de la muestra, como media y desviación típica, y se relacionan con la variable original y la variable reducida mediante una ecuación (que, a su vez, está ligada a la probabilidad) para el cálculo de la recta de mejor ajuste, la cual es graficada en papel probabilístico.

Para el caso de esta distribución Gumbel, y el método de momentos, se tiene de la ecuación.

$$x_i = X_f + \frac{Y_i}{a}$$

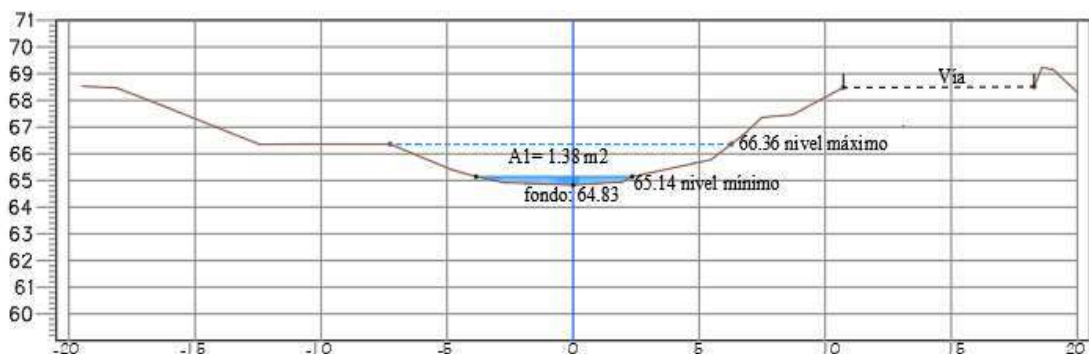
De esta manera, conocidos a y X_f con las características estadísticas de la muestra histórica y su número de datos, se dan valores a y_i en la ecuación para obtener valores respectivos de x_i , y poder trazar la línea recta.

Aforo liquido Quebrada Pusbi

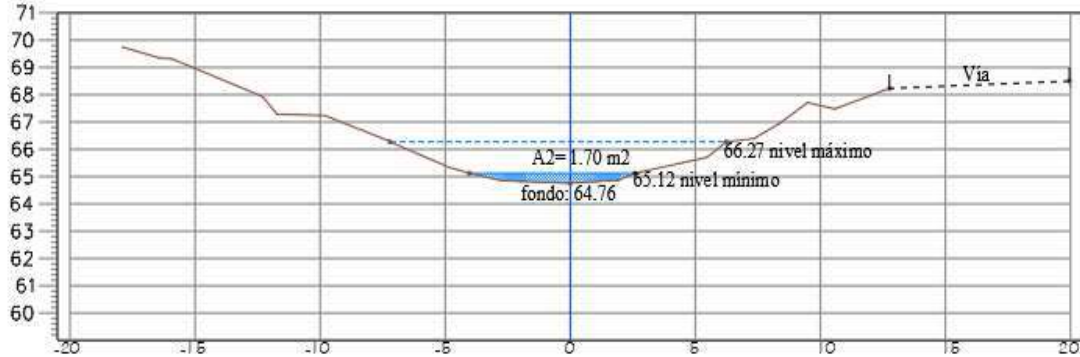
Se realizó en campo el aforo liquido de la Quebrada Pusbi, el día 3 de noviembre de 2021, entre las secciones K0+0.10 y la K0+015, de la batimetría realizada en el sitio del puente.

Gráfico 10. Secciones batimétricas Q. Pusbi de aforo

SECCIÓN K0+010



SECCIÓN K0+015



En la Tabla 14, se muestra el resumen de los datos levantados en campo y el cálculo del caudal

Tabla 24. Resultado aforo liquido Quebrada Pusbi

Punto	Distancia (m)	Tiempo (seg)
1	5	19
2	5	19
3	5	18
4	5	18
5	5	18
6	5	18
7	5	19
8	5	19
9	5	18
10	5	18
Calculo del Caudal		
Area Transversal Promedio (m ²)	1.54	
Tiempo Promedio (seg)	18.40	
Longitud (m)	5.00	
Velocidad (m/s)	0.27	
Caudal (m ³ /s)	0.42	
Caudal (lps)	418.75	

Hidrograma unitario del United States Soil Conservation Service

Para realizar una verificación de estos datos, se realiza un cálculo aproximado mediante el Hidrograma Unitario del United States Soil Conservation Service, SCS según el manual de drenaje para carreteras publicado en 2009, el cual se toma como referencia para poder realizar la correlación estadística como lo indica el capítulo 2 Hidrología de drenaje superficial vial, Subíndice 2.5.5.5.3. Hidrogramas unitarios

sintéticos. El hidrograma unitario sintético del SCS es el hidrograma unitario adimensional desarrollado por Victor Mockus en 1950.

Este hidrograma fue estudiado con base en el análisis de un gran número de hidrogramas unitarios naturales de un amplio rango de tamaños de hojas hidrográficas y sitios geográficos. Para calcular el tiempo de desfase de la hoja hidrográfica, el método del SCS usa el siguiente método de número de curva CN, en este el tiempo de desfase se expresa a través de la siguiente fórmula:

$$t_i = \frac{L^{0.8} (2540 - 22.86 \text{ CN})^{0.7}}{14104 \text{ CN}^{0.7} S^{0.5}}$$

Donde: Tc: Tiempo de concentración, en horas (h).

CN: Número de curva del SCS.

L: Longitud del cauce principal, en metros (m).

S: Pendiente del cauce principal, en metros por metro (m/m).

La ecuación está restringida a números de curva CN en un rango de 50 a 95.

Determinación del Numero de Curva

Clasificación hidrológica de los suelos

Los grupos hidrológicos en que se pueden dividir los suelos son utilizados en el planteamiento de cuencas para la estimación de la escorrentía superficial a partir de la precipitación. Los suelos han sido clasificados en cuatro grupos A, B, C y D, de acuerdo con el potencial de escurrimiento.

En este caso específico el suelo de la microcuenca se clasifica en el grupo C, cuyas características son: Moderadamente alto potencial de escorrentía. Suelos con infiltración lenta cuando están muy húmedos. Consisten en suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo; suelos de texturas moderadamente finas a finas; suelos con infiltración lenta debido a sales o álcalis o suelos con niveles freáticos moderados. Esos suelos pueden ser pobremente drenados o bien a moderadamente bien drenados, con estratos de permeabilidad lenta a muy lenta a poca profundidad (50-100 cm).

Tabla 25. Tabla 2.16. Numero de curva de escorrentía de otras tierras agrícolas para una condición de humedad antecedente promedio AMCII e la=0.2S

DESCRIPCIÓN Y TIPO DE COBERTURA	CONDICIÓN HIDROLÓGICA	NÚMERO DE CURVA PARA GRUPOS DE SUELOS HIDROLÓGICOS			
		A	B	C	D
Pastos, forraje para pastoreo ¹	Mala	68	79	86	89
	Regular	49	69	79	84
	Buena	39	61	74	80
Prados continuos, protegidos de pastoreo, y generalmente segados para heno	—	30	58	71	78
Maleza mezclada con pasto de semilla con la maleza como principal elemento ²	Mala	48	67	77	83
	Regular	35	56	70	77
	Buena	30 ³	48	65	73
Combinación de bosques y pastos (huertas o granjas con árboles) ⁴	Mala	57	73	82	86
	Regular	43	65	76	82
	Buena	32	58	72	79
Bosques ⁵	Mala	45	66	77	83
	Regular	36	60	73	79
	Buena	30	55	70	77
Predios de granjas, construcciones, veredas, caminos y lotes circundantes	—	59	74	82	86

Fuente: Manual de Drenaje para Carreteras. Instituto Nacional de Vias.2009

Para el caso de la microcuenca quebrada Pusbi, el NC numero de curva es 70.

Tabla 26. Tabla 2.10. Valores del coeficiente de escorrentía en áreas rurales

VEGETACIÓN Y TOPOGRAFÍA Y	TEXTURA DEL SUELO		
	FRANCO ARENOSO	FRANCO LIMO ARCILLOSO	ARCILLOSO
BOSQUES			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.25	0.35	0.50
Montañoso	0.30	0.50	0.60
PASTOS			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.16	0.36	0.55
Montañoso	0.22	0.42	0.60
TIERRAS CULTIVADAS			
Plano	0.30	0.50	0.60
Ondulado	0.40	0.60	0.70
Montañoso	0.52	0.72	0.82

Nota: Plano (pendiente 0 - 5%); Ondulado (pendiente 5 - 10%); Montañoso (pendiente 10 - 30%). Para valores mayores al 30 %, a falta de datos, utilizar los valores para pendientes entre el 10 y el 30 %.

Fuente: Manual de Drenaje para Carreteras. Instituto Nacional de Vias.2009

Haciendo uso de las curvas IDF calculadas con base en la información suministrada por el IDEAM de la estación Climática Principal LA GRANJA EL MIRA, se obtiene la intensidad para los diferentes periodos de retorno, como se puede observar en la Tabla 27.

Tabla 27. Información inicial para el hidrograma unitario

DATOS INICIALES	
Area	1.986 km ²
hmax	96 msnm
hmin	82 msnm
S	0.53%
L	2,646 m
CN	70
Tc	1.71 h
Tiempo de desfase T1	1.02426 h
Tiempo al pico Tp	1.13806 h
Caudal Pico	0.36297 m ³ /s(mm)

Tabla 28. Intensidad para diferentes tiempos de retorno

	TIEMPO DE RETORNO						
	100	50	25	10	5	3	2
K	219.51	219.51	219.51	219.51	219.51	219.51	219.51
a	0.28920	0.28920	0.28920	0.28920	0.28920	0.28920	0.28920
TR ^a	3.79	3.10	2.54	1.95	1.59	1.37	1.22
b	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62	0.62
d	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00	101.00
d ^b	17.20	17.20	17.20	17.20	17.20	17.20	17.20
I = K * TR ^a / d ^b (mm/hora)	48.35	39.57	32.38	24.84	20.33	17.54	15.60
I (mm/dia)	1160.40	949.62	777.13	596.23	487.93	420.92	374.35

Tabla 29. Caudales para diferentes tiempos de retorno con base en hidrograma unitario y curvas IDF

t/tp	Q/Qp	T (horas)	Q (m ³ /s)	PERIODO DE RETORNO AÑOS						
				2	3	5	10	25	50	100
				15.60	17.54	20.33	24.84	32.38	39.57	48.35
0.0	0.0000	0	0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.2	0.1000	0.227613	0.0363	0.57	0.64	0.74	0.90	1.18	1.44	1.75
0.4	0.3000	0.455226	0.1089	1.70	1.91	2.21	2.71	3.53	4.31	5.26
0.6	0.6600	0.682838	0.2396	3.74	4.20	4.87	5.95	7.76	9.48	11.58
0.8	0.9300	0.910451	0.3376	5.27	5.92	6.86	8.39	10.93	13.36	16.32
1.0	1.0000	1.138064	0.3630	5.66	6.37	7.38	9.02	11.75	14.36	17.55
1.2	0.9300	1.365677	0.3376	5.27	5.92	6.86	8.39	10.93	13.36	16.32
1.4	0.7800	1.59329	0.2831	4.42	4.97	5.76	7.03	9.17	11.20	13.69
1.6	0.5600	1.820902	0.2033	3.17	3.56	4.13	5.05	6.58	8.04	9.83
1.8	0.3900	2.048515	0.1416	2.21	2.48	2.88	3.52	4.58	5.60	6.84
2.0	0.2800	2.276128	0.1016	1.59	1.78	2.07	2.52	3.29	4.02	4.91
2.2	0.2070	2.503741	0.0751	1.17	1.32	1.53	1.87	2.43	2.97	3.63
2.4	0.1470	2.731354	0.0534	0.83	0.94	1.08	1.33	1.73	2.11	2.58
2.6	0.1070	2.958966	0.0388	0.61	0.68	0.79	0.96	1.26	1.54	1.88
2.8	0.0770	3.186579	0.0279	0.44	0.49	0.57	0.69	0.91	1.11	1.35
3.0	0.0550	3.414192	0.0200	0.31	0.35	0.41	0.50	0.65	0.79	0.97
3.2	0.0400	3.641805	0.0145	0.23	0.25	0.30	0.36	0.47	0.57	0.70
3.4	0.0290	3.869418	0.0105	0.16	0.18	0.21	0.26	0.34	0.42	0.51
3.6	0.0210	4.09703	0.0076	0.12	0.13	0.15	0.19	0.25	0.30	0.37
3.8	0.0150	4.324643	0.0054	0.08	0.10	0.11	0.14	0.18	0.22	0.26
4.0	0.0110	4.552256	0.0040	0.06	0.07	0.08	0.10	0.13	0.16	0.19
4.2	0.0100	4.779869	0.0036	0.06	0.06	0.07	0.09	0.12	0.14	0.18
4.4	0.0070	5.007482	0.0025	0.04	0.04	0.05	0.06	0.08	0.10	0.12
4.6	0.0030	5.235094	0.0011	0.02	0.02	0.02	0.03	0.04	0.04	0.05
4.8	0.0015	5.462707	0.0005	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
5.0	0.0000	5.69032	0.0000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Gráfico 11 y 12. Hidrograma Unitario

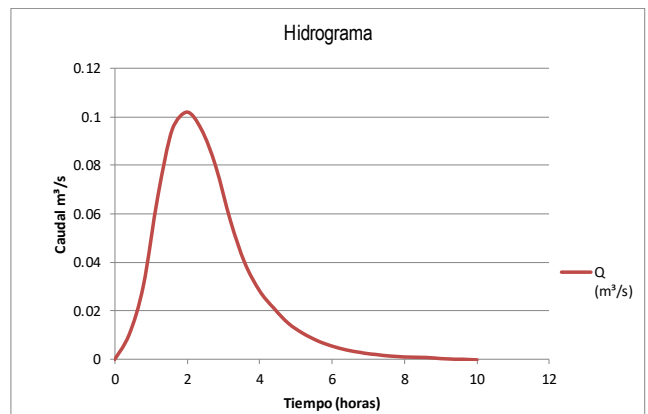
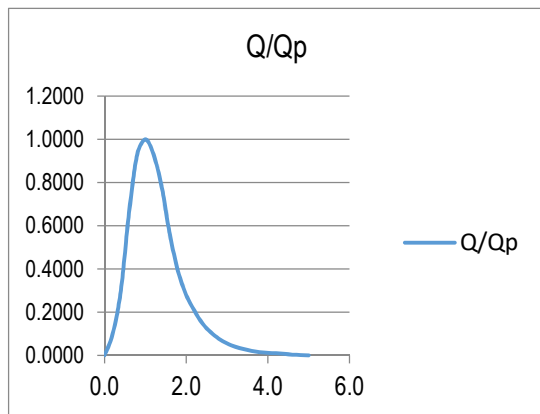
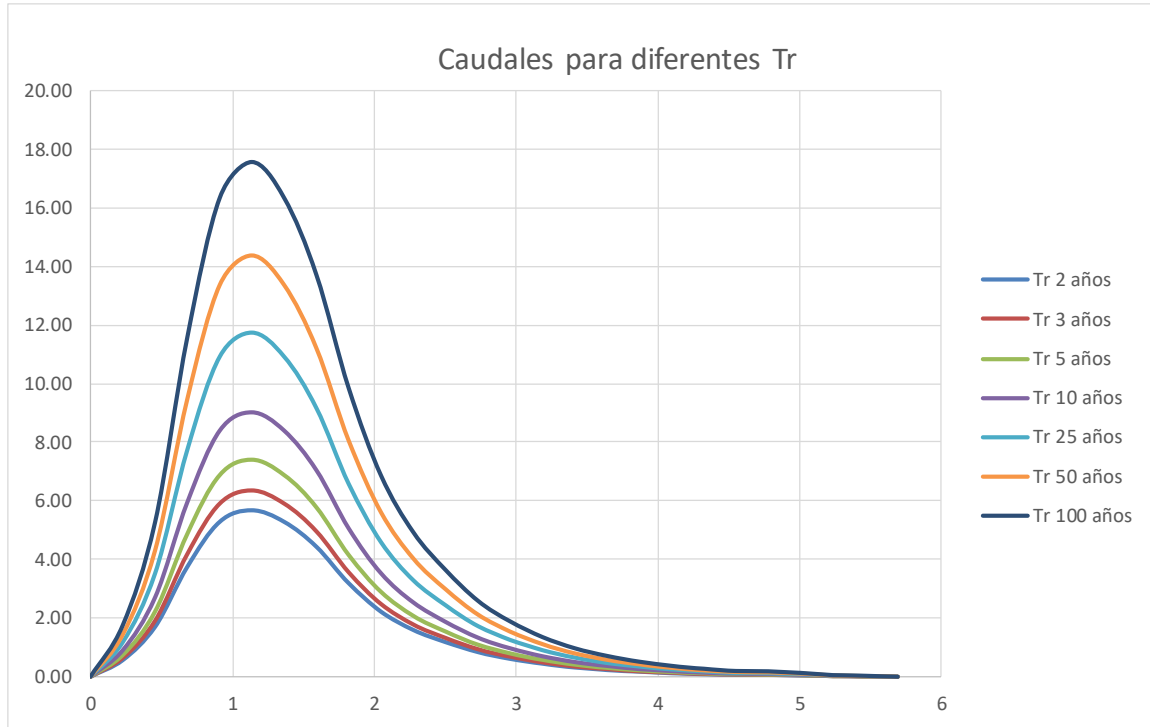


Gráfico 13. Hidrograma Unitario diferentes Tiempos de retorno



Para una lluvia con un periodo de retorno de 100 años se tiene un caudal pico de 17.55 m³/s.

Modelación HEC-HMS

De la modelación hidraulica en HEC-HMS, e intrduciendo los datos de precipitación, se obtiene los siguientes resultados:

Gráfico 14. Resultados modelación HEC HMS

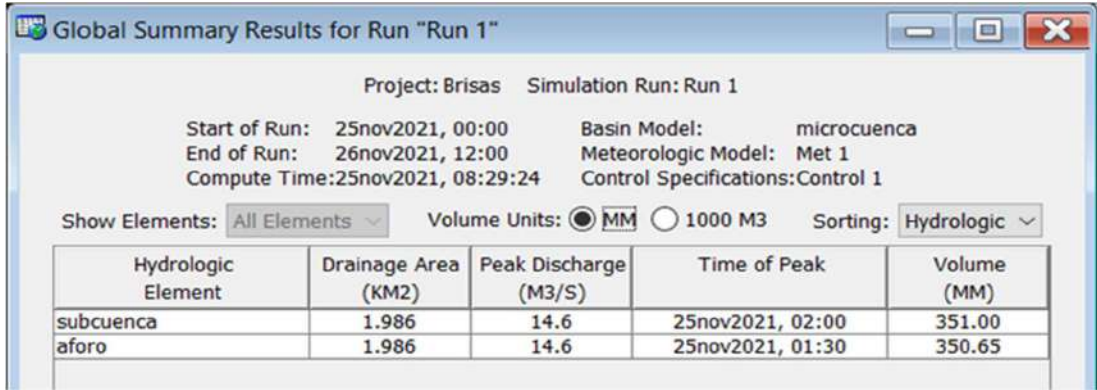


Gráfico 15. Hidrograma Resultante modelación

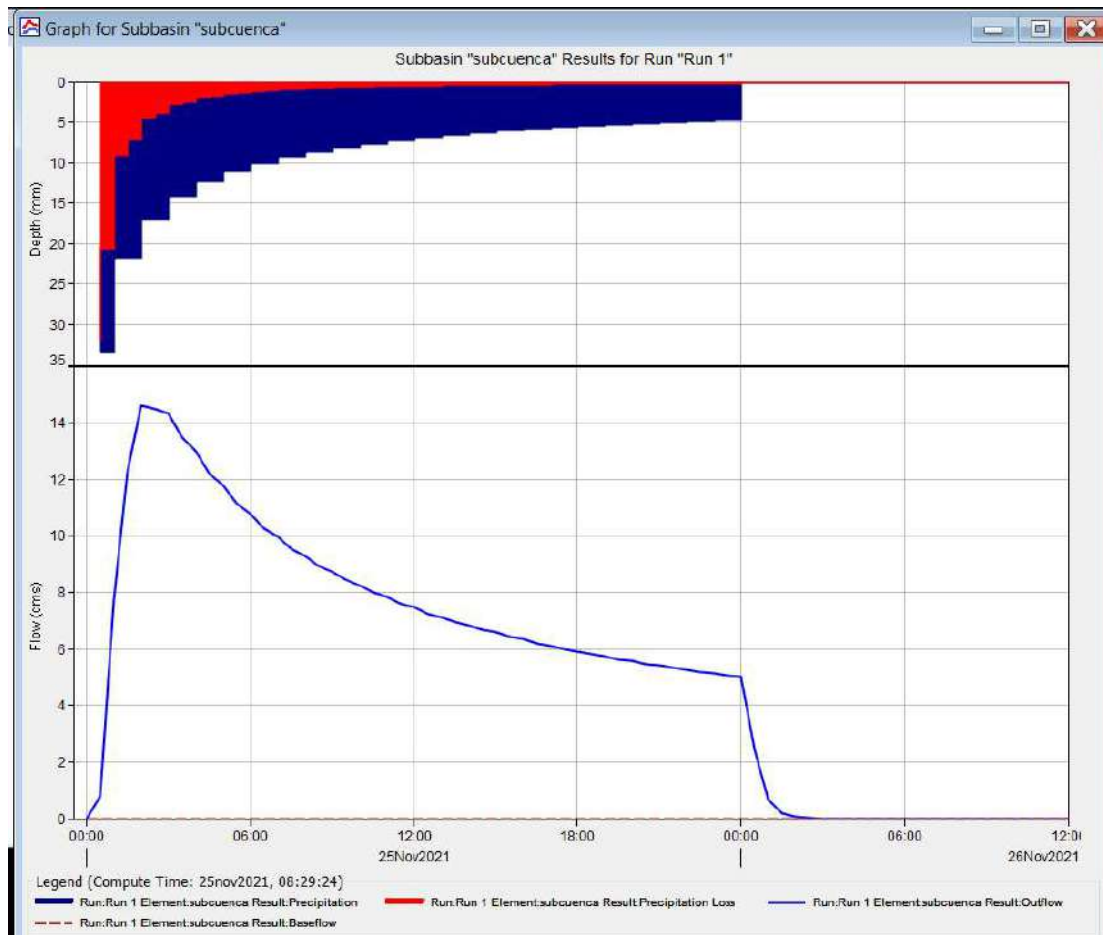


Tabla 30. Resultados HEC-HMS

Time-Series Results for Subbasin "subcuenca"

Project: Brisas Simulation Run: Run 1
Subbasin: subcuenca

Start of Run: 25nov2021, 00:00 Basin Model: microcuenca
End of Run: 26nov2021, 12:00 Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 25nov2021, 08:29:24 Control Specifications: Control 1

Date	Time	Precip (MM)	Loss (MM)	Excess (MM)	Direct Flow (M3/S)	Baseflow (M3/S)	Total Flow (M3/S)
25nov2021	00:00				0.0	0.0	0.0
25nov2021	00:30	33.33	31.97	1.36	0.8	0.0	0.8
25nov2021	01:00	33.33	20.61	12.72	7.7	0.0	7.7
25nov2021	01:30	21.74	9.12	12.62	12.3	0.0	12.3
25nov2021	02:00	21.74	7.07	14.67	14.6	0.0	14.6
25nov2021	02:30	16.93	4.49	12.44	14.5	0.0	14.5
25nov2021	03:00	16.93	3.82	13.11	14.3	0.0	14.3
25nov2021	03:30	14.18	2.79	11.39	13.5	0.0	13.5
25nov2021	04:00	14.18	2.48	11.70	13.0	0.0	13.0
25nov2021	04:30	12.36	1.95	10.41	12.2	0.0	12.2
25nov2021	05:00	12.36	1.77	10.59	11.8	0.0	11.8
25nov2021	05:30	11.05	1.46	9.59	11.1	0.0	11.1
25nov2021	06:00	11.05	1.35	9.69	10.8	0.0	10.8
25nov2021	06:30	10.05	1.15	8.90	10.3	0.0	10.3
25nov2021	07:00	10.05	1.07	8.97	10.0	0.0	10.0
25nov2021	07:30	9.25	0.93	8.32	9.6	0.0	9.6
25nov2021	08:00	9.25	0.88	8.37	9.3	0.0	9.3
25nov2021	08:30	8.60	0.78	7.82	8.9	0.0	8.9
25nov2021	09:00	8.60	0.74	7.86	8.7	0.0	8.7
25nov2021	09:30	8.06	0.66	7.40	8.4	0.0	8.4
25nov2021	10:00	8.06	0.63	7.43	8.3	0.0	8.3
25nov2021	10:30	7.60	0.57	7.03	8.0	0.0	8.0
25nov2021	11:00	7.60	0.55	7.05	7.8	0.0	7.8
25nov2021	11:30	7.20	0.50	6.70	7.6	0.0	7.6
25nov2021	12:00	7.20	0.48	6.72	7.5	0.0	7.5
25nov2021	12:30	6.86	0.45	6.41	7.3	0.0	7.3
25nov2021	13:00	6.86	0.43	6.42	7.1	0.0	7.1
25nov2021	13:30	6.55	0.40	6.15	6.9	0.0	6.9
25nov2021	14:00	6.55	0.39	6.16	6.8	0.0	6.8
25nov2021	14:30	6.28	0.36	5.92	6.7	0.0	6.7
25nov2021	15:00	6.28	0.35	5.93	6.6	0.0	6.6
25nov2021	15:30	6.03	0.33	5.71	6.4	0.0	6.4
25nov2021	16:00	6.03	0.32	5.72	6.3	0.0	6.3
25nov2021	16:30	5.81	0.30	5.51	6.2	0.0	6.2
25nov2021	17:00	5.81	0.29	5.52	6.1	0.0	6.1
25nov2021	17:30	5.61	0.27	5.34	6.0	0.0	6.0
25nov2021	18:00	5.61	0.27	5.34	5.9	0.0	5.9
25nov2021	18:30	5.43	0.25	5.17	5.8	0.0	5.8
25nov2021	19:00	5.43	0.25	5.18	5.7	0.0	5.7
25nov2021	19:30	5.26	0.23	5.02	5.6	0.0	5.6

Tabla 31. Resultados HEC-HMS

Time-Series Results for Subbasin "subcuenca"

Project: Brisas Simulation Run: Run 1
Subbasin: subcuenca

Start of Run: 25nov2021, 00:00 Basin Model: microcuenca
End of Run: 26nov2021, 12:00 Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: 25nov2021, 08:29:24 Control Specifications: Control 1

Date	Time	Precip (MM)	Loss (MM)	Excess (MM)	Direct Flow (M3/S)	Baseflow (M3/S)	Total Flow (M3/S)
25nov2021	17:00	5.81	0.29	5.52	6.1	0.0	6.1
25nov2021	17:30	5.61	0.27	5.34	6.0	0.0	6.0
25nov2021	18:00	5.61	0.27	5.34	5.9	0.0	5.9
25nov2021	18:30	5.43	0.25	5.17	5.8	0.0	5.8
25nov2021	19:00	5.43	0.25	5.18	5.7	0.0	5.7
25nov2021	19:30	5.26	0.23	5.03	5.6	0.0	5.6
25nov2021	20:00	5.26	0.23	5.03	5.6	0.0	5.6
25nov2021	20:30	5.11	0.22	4.89	5.5	0.0	5.5
25nov2021	21:00	5.11	0.21	4.89	5.4	0.0	5.4
25nov2021	21:30	4.96	0.20	4.76	5.3	0.0	5.3
25nov2021	22:00	4.96	0.20	4.76	5.3	0.0	5.3
25nov2021	22:30	4.82	0.19	4.63	5.2	0.0	5.2
25nov2021	23:00	4.82	0.19	4.64	5.1	0.0	5.1
25nov2021	23:30	4.70	0.18	4.52	5.1	0.0	5.1
26nov2021	00:00	4.70	0.18	4.52	5.0	0.0	5.0
26nov2021	00:30	0.00	0.00	0.00	2.4	0.0	2.4
26nov2021	01:00	0.00	0.00	0.00	0.7	0.0	0.7
26nov2021	01:30	0.00	0.00	0.00	0.2	0.0	0.2
26nov2021	02:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	02:30	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	03:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	03:30	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	04:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	04:30	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	05:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	05:30	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	06:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	06:30	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	07:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	07:30	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	08:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	08:30	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	09:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	09:30	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	10:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	10:30	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	11:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	11:30	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
26nov2021	12:00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0

Caudal Método Racional

Para este caso específico, es admisible calcular el caudal de crecida para la Quebrada Pusbi, haciendo uso del método racional.

Entre las limitaciones destacadas por algunos autores acerca del Método Racional se pueden referir:

- Proporciona solamente un caudal pico, no el hidrograma de crecientes para el diseño
- Supone que la lluvia es uniforme en el tiempo (intensidad constante) lo cual es sólo cierto cuando la duración de la lluvia es muy corta.
- El Método Racional también supone que la lluvia es uniforme en toda el área de la cuenca en estudio, lo cual es parcialmente válido si la extensión de ésta es muy pequeña.
- Asume que la escorrentía es directamente proporcional a la precipitación (si duplica la precipitación, la escorrentía se duplica también). En la realidad, esto no es cierto, pues la escorrentía depende también de muchos otros factores, tales como precipitaciones antecedentes, condiciones de humedad antecedente del suelo, etc.
- Ignora los efectos de almacenamiento o retención temporal del agua escurrida en la superficie, cauces, conductos y otros elementos (naturales y artificiales).
- Asume que el período de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son los mismos, lo que sería cierto en áreas impermeables, en donde las condiciones de humedad antecedente del suelo no influyen de forma significativa en la Escorrentía Superficial.

Pese a estas limitaciones, el Método Racional es usado frecuentemente, siempre teniendo en cuenta que producirá resultados aceptables en áreas pequeñas y con alto porcentaje de impermeabilidad, por ello es recomendable que su uso se limite a Cuencas con extensiones inferiores a las 200 Ha, como sucede en este caso.

El Método Racional es uno de los más utilizados para la estimación del caudal máximo asociado a determinada lluvia de diseño. Se utiliza normalmente en el diseño de obras de drenaje urbano y rural. Y tiene la ventaja de no requerir de datos hidrométricos para la Determinación de Caudales Máximos.

La expresión utilizada por el Método Racional es:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

Donde:

40 de 61

Q: Caudal máximo [m³/s]

C: Coeficiente de escorrentía, encontrarás algunos valores para cuencas Rurales y Urbanas.

I: Intensidad de la Lluvia de Diseño, con duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y con frecuencia igual al periodo de retorno seleccionado para el diseño (Curvas IDF [mm/h])

A: Área de la cuenca. [Ha]

Tabla 34. Valores del coeficiente de escorrentía en áreas rurales

VEGETACIÓN Y TOPOGRAFÍA Y	TEXTURA DEL SUELO		
	FRANCO ARENOSO	FRANCO LIMO ARCILLOSO	ARCILLOSO
BOSQUES			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.25	0.35	0.50
Montañoso	0.30	0.50	0.60
PASTOS			
Plano	0.10	0.30	0.40
Ondulado	0.16	0.36	0.55
Montañoso	0.22	0.42	0.60
TIERRAS CULTIVADAS			
Plano	0.30	0.50	0.60
Ondulado	0.40	0.60	0.70
Montañoso	0.52	0.72	0.82
Nota: Plano (pendiente 0 - 5%); Ondulado (pendiente 5 - 10%); Montañoso (pendiente 10 - 30%). Para valores mayores al 30 %, a falta de datos, utilizar los valores para pendientes entre el 10 y el 30 %.			

Fuente: Manual de Drenaje para carreteras Instituto Nacional de Vías 2011. Tabla 2.10.

Datos:

I = 84 mm/h, Tr=100 años,

C = 0.30

A = 198.60 ha

Q = $84 \cdot 0.30 \cdot 198.6 / 360 = 13.90 \text{ m}^3/\text{s}$

Conclusiones del caudal máximo

- Se puede concluir que el caudal máximo estimado para Quebrada PUSBI, para 100 años de recurrencia se encuentra del orden de 13.90 y 17.55 m³/s.
- Cabe resaltar que el HEC HMS, tiene en cuenta aparentemente los mismos parámetros, pero la simulación del aguacero de diseño es más dinámica y arroja resultados más cercanos a la realidad, de manera que se tomara el valor de 14.60 m³/s, como caudal máximo con un tiempo de recurrencia de 100 años.

Modelación en HEC RAS

Para la modelación hidráulica en HEC-RAS, fue necesario realizar la batimetría del sitio donde se planea la localización del puente. Se tomaron las secciones necesarias con el fin de simular el comportamiento de la quebrada PUSBI.

Parámetros de entrada HEC-RAS

1. Área de la microcuenca

El área de la microcuenca Pusbi, hasta el punto de interés es de 1.986 Km²

2. Coeficiente de Manning

Tabla 32. Valores del coeficiente de Manning (n)

Valores del Coeficiente de Manning (n)			
Perímetro mojado	n	Perímetro mojado	n
Canales naturales		Canales artificiales	
Limpios y rectos	0.030	Vidrio	0.010
Fangoso con piscinas	0.040	Latón	0.011
Ríos	0.035	Acero, suave	0.012
Llanuras de inundación		Acero, pintado	0.014
Pasto, campo	0.035	Acero remachado	0.016
Matorrales baja densidad	0.050	Hierro fundido	0.013
Matorrales alta densidad	0.075	Concreto terminado	0.012
Árboles	0.150	Concreto sin terminar	0.014
Canales de tierra		Madera cepillada	0.012
Limpio	0.022	Baldosa arcilla	0.014
Grava	0.025	Ladrillo	0.015
Maleza	0.030	Asfalto	0.016
Piedra	0.035	Metal corrugado	0.022
		Madera no cepillada	0.013

3. Periodo de retorno

Tabla 33. Periodos de retorno de diseño en obras de drenaje vial

TIPO DE OBRA	PERIODO DE RETORNO (AÑOS) ¹
Cunetas	5
Zanjas de Coronación ²	10
Estructuras de Caída ²	10
Alcantarillas de 0.90 m de diámetro	10
Alcantarillas mayores a 0.90 m de diámetro	20
Puentes menores (luz menor a 10 m)	25
Puentes de luz mayor o igual a 10 m y menor a 50 m	50
Puentes de luz mayor o igual a 50 m	100
Drenaje subsuperficial	2

¹ El periodo de retorno de diseño de las obras podrá variarse, a juicio del ingeniero Consultor, para casos especiales, debidamente justificados.

² En caso de que los taludes de corte de la vía sean inestables se podrá incrementar este periodo de retorno, a juicio del ingeniero Consultor.

Fuente: Manual de Drenaje para carreteras Instituto Nacional de Vías 2011. Tabla 2.10.

A pesar que la normatividad vigente permite que el periodo de retorno de las avenidas máximas, para diseño de puentes se de Tr 50 años, por seguridad se simulara para Tr 100 años.

4. Numero de curva (CN)

Para este caso, considerando el tipo de suelo CN = 70

5. Secciones de la quebrada en el área de interés

Para introducir la geometría de las secciones transversales en el área de interés, donde estará ubicado el puente es necesario realizar la batimetría del sitio, con secciones cada 5 m por el eje de la quebrada, como se puede observar a continuación:

Gráfico 16. Planta secciones batimétricas

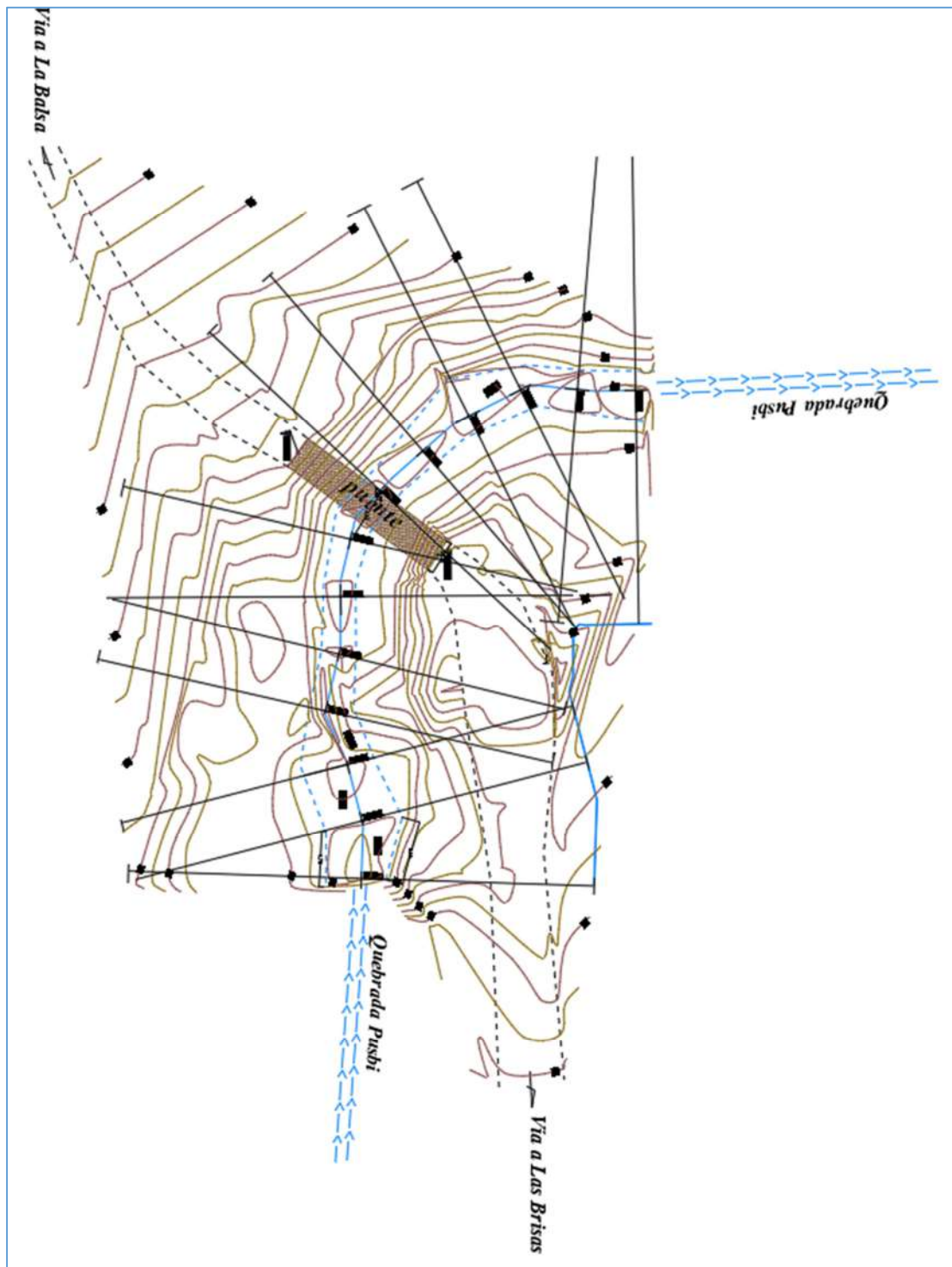
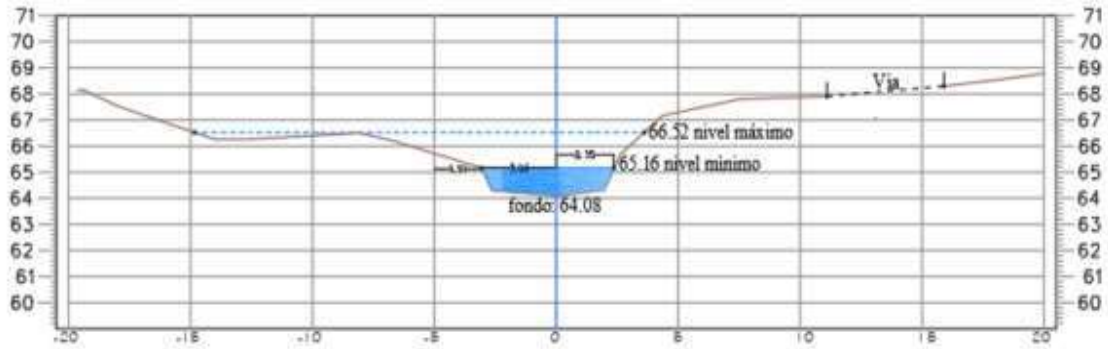
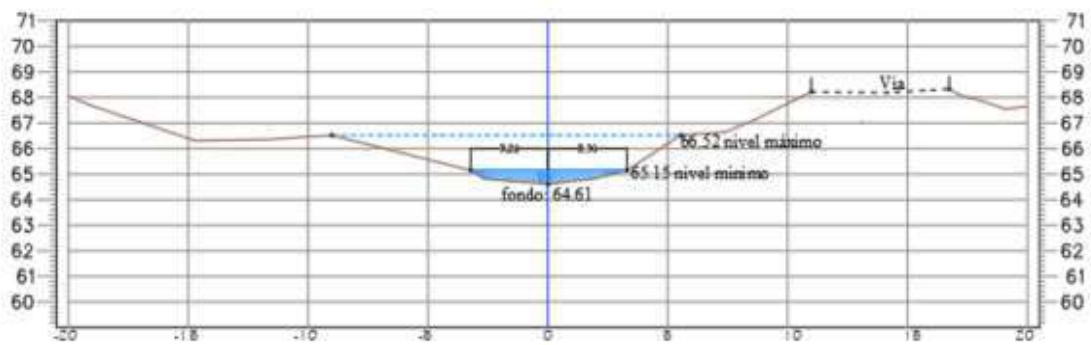


Gráfico 17. Secciones transversales estudio batimétrico

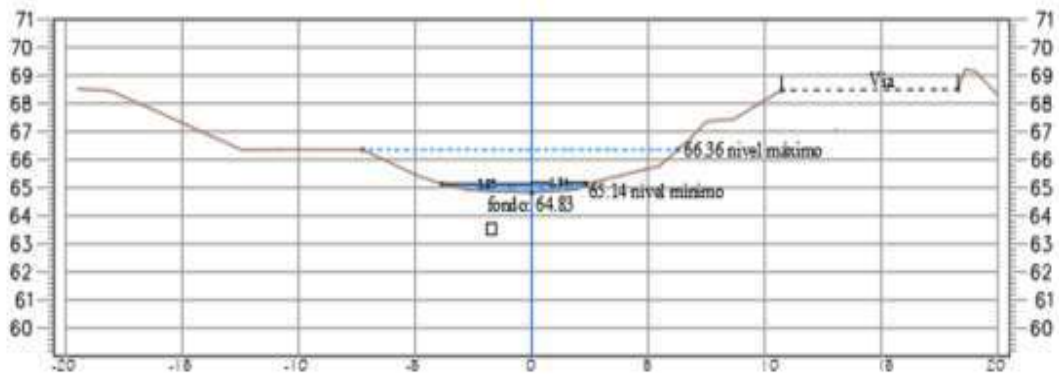
SECCIÓN K0+000



SECCIÓN K0+005

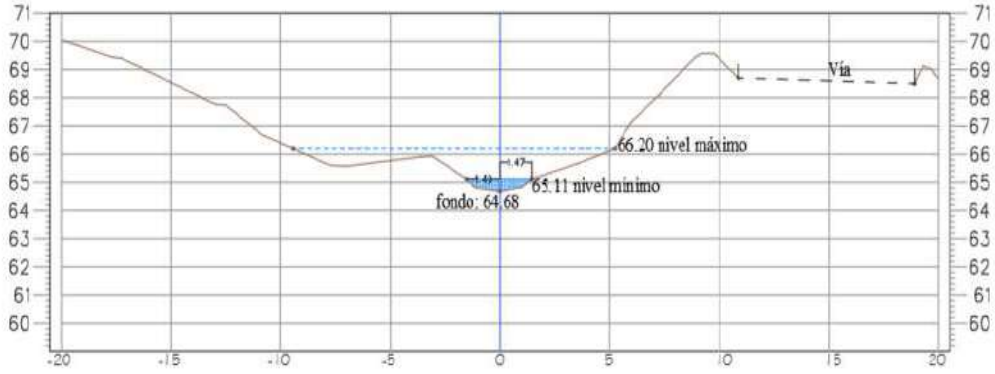


SECCIÓN K0+010

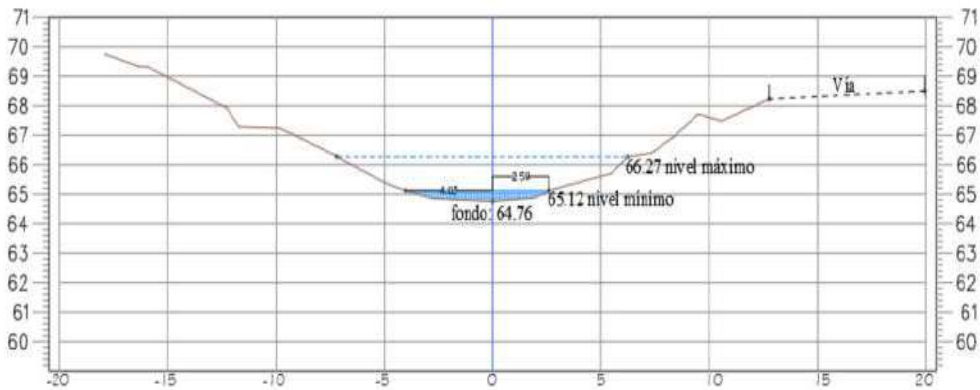




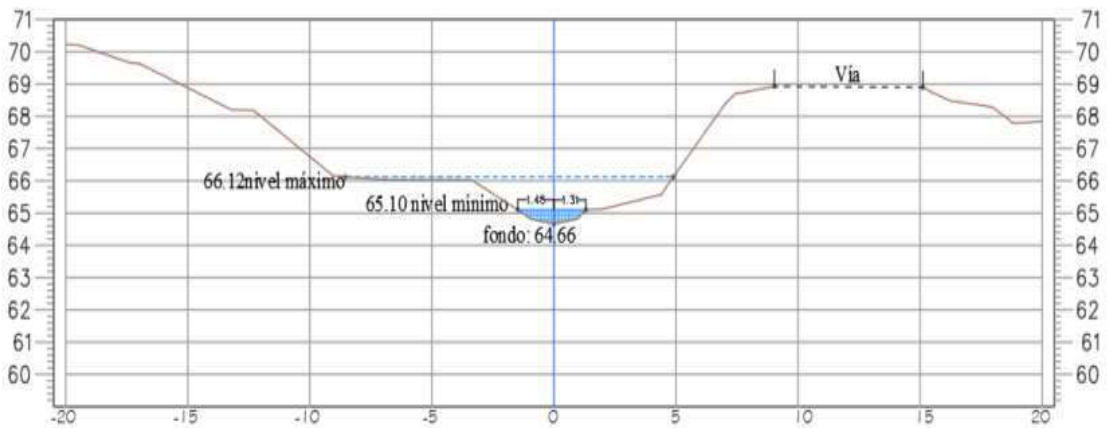
SECCIÓN K0+020



SECCIÓN K0+015

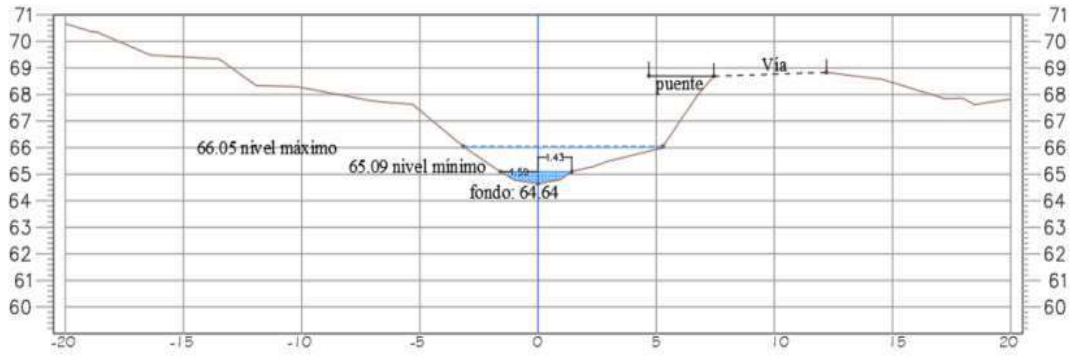


SECCIÓN K0+025

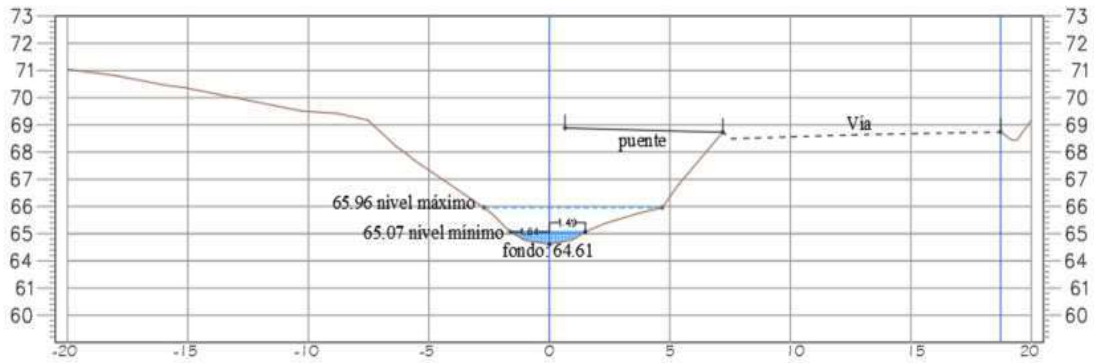




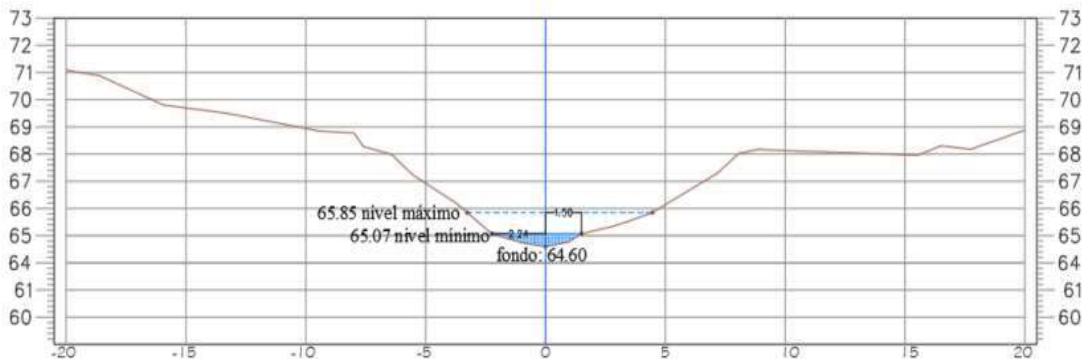
SECCIÓN K0+030



SECCIÓN K0+035

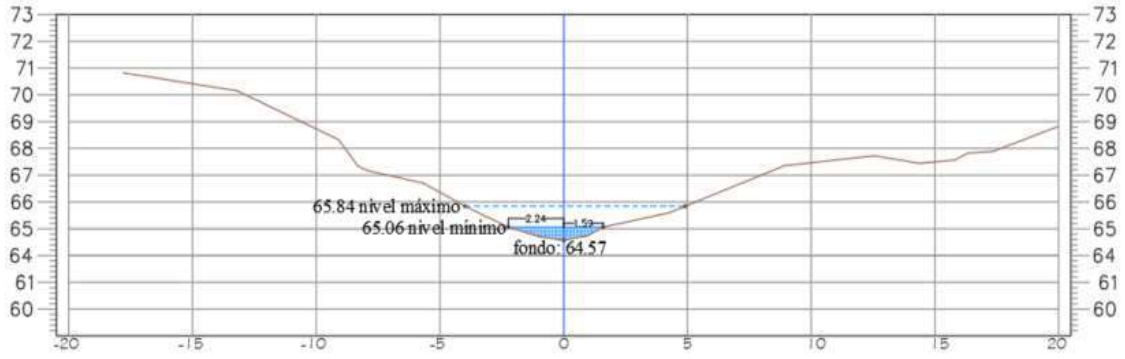


SECCIÓN K0+040

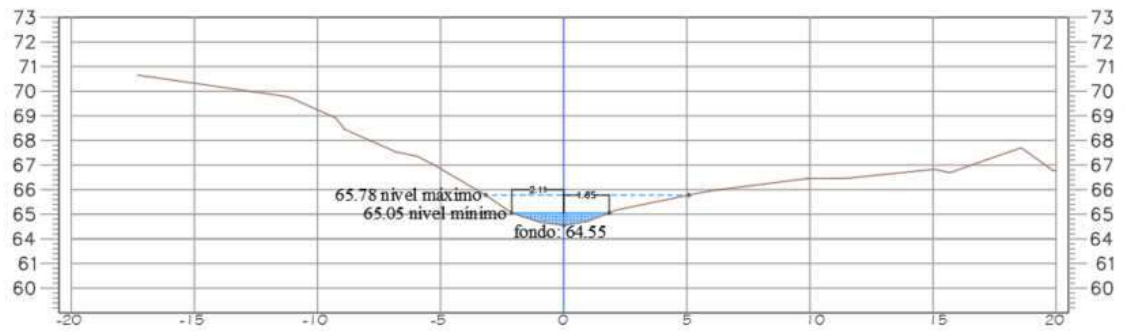




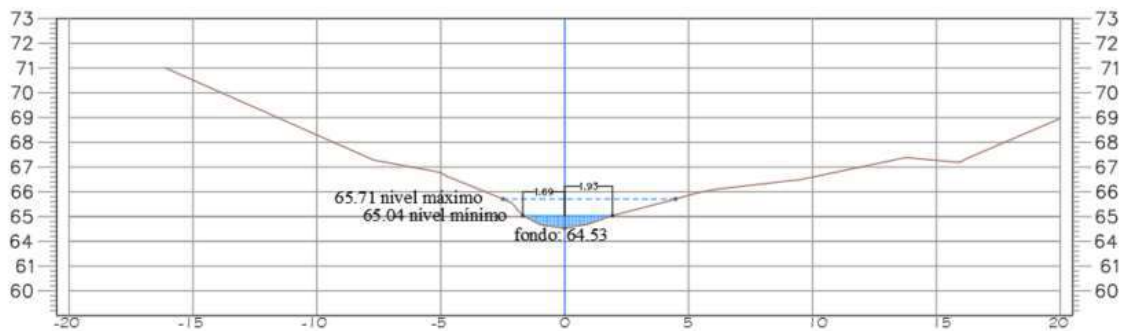
SECCIÓN K0+045



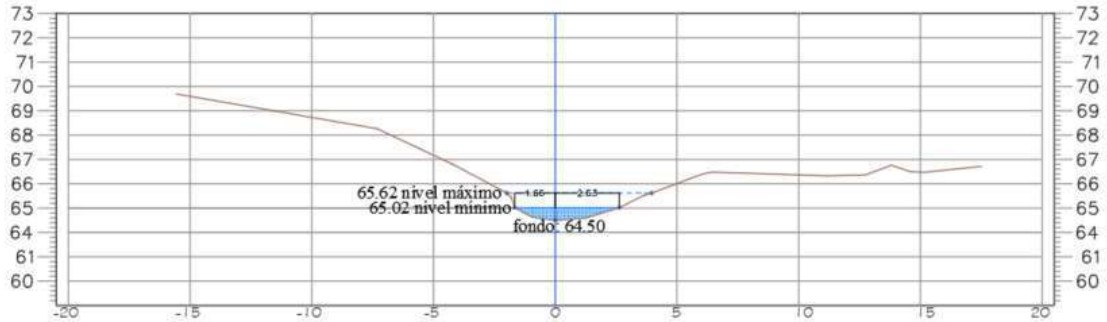
SECCIÓN K0+050



SECCIÓN K0+055



SECCIÓN K0+060



En cada sección transversal se tomo información de: la geometría de la sección, nivel del agua, indicadores de banca llena y niveles máximos según información de los moradores del sitio.

6. Caudal máximo

El caudal máximo, de acuerdo a los resultados de HEC HMS para un periodo de retorno T_r 100 años es de: 14.60 m³/s

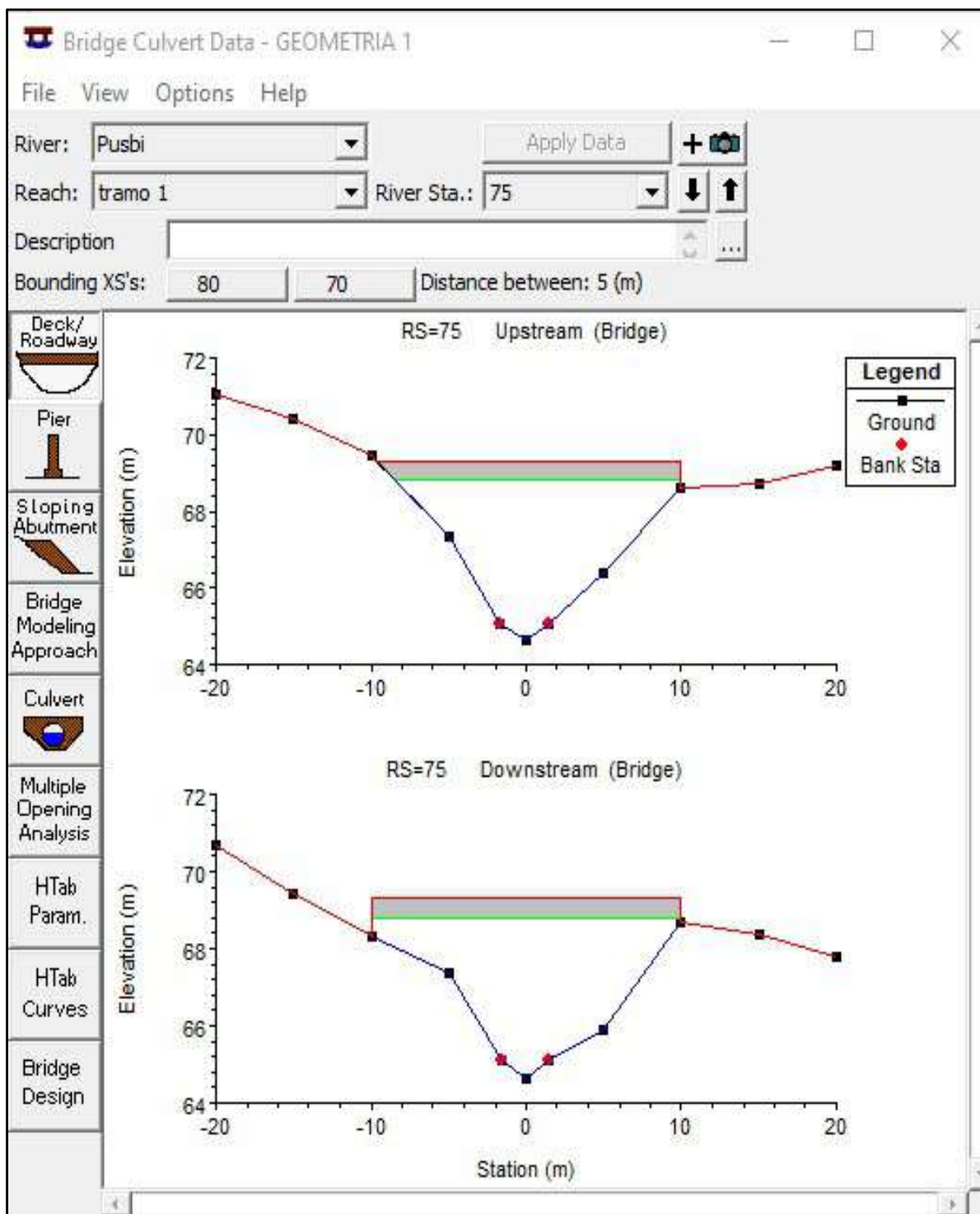
Los anteriores parámetros se introducen en el modelo para obtener los niveles de la quebrada en el punto donde se va a construir el puente.

Resultados

En la siguiente imagen se puede observar las condiciones de entrada de las secciones donde se va a ubicar el puente.

La cota de ubicación del puente se la tomó la 69.00 msnm. Y se asume que no tiene pilas de cimentación, para efectos de calcular la altura máxima del agua.

Gráfico 18. Secciones transversales sitio de ubicación del puente HEC-RAS



Los resultados obtenidos de la modelación en HEC-RAS, se pueden observar en las siguientes imágenes, donde se observa el nivel del agua en el evento de recurrencia $T_r = 100$ años:

Gráfico 19. Secciones transversales con resultado de niveles HEC-RAS

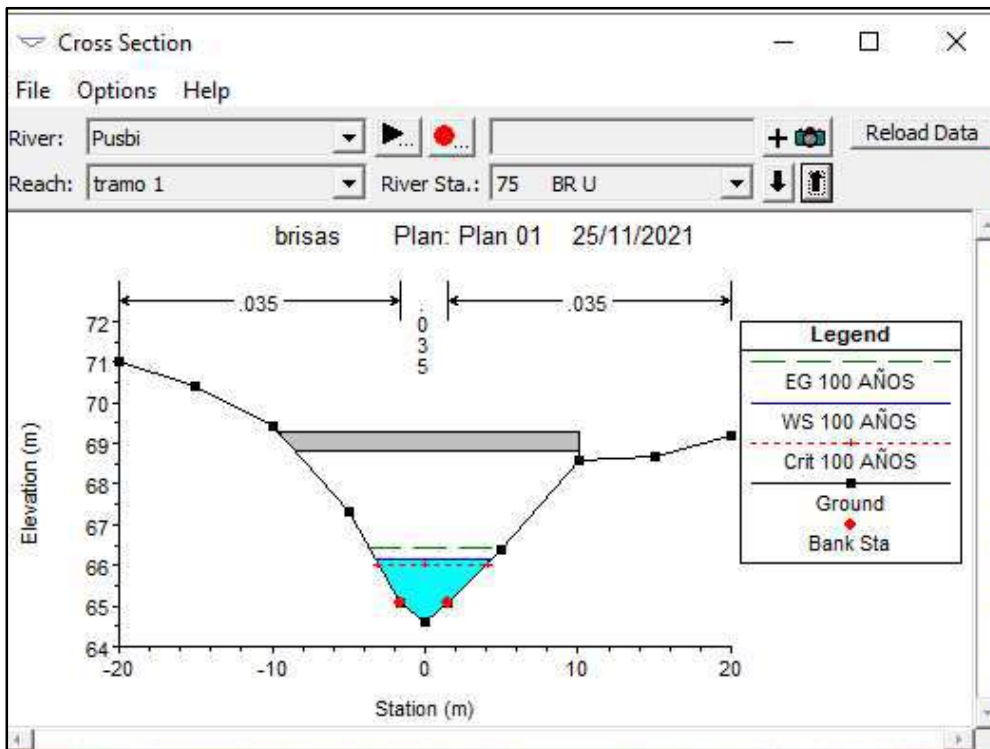
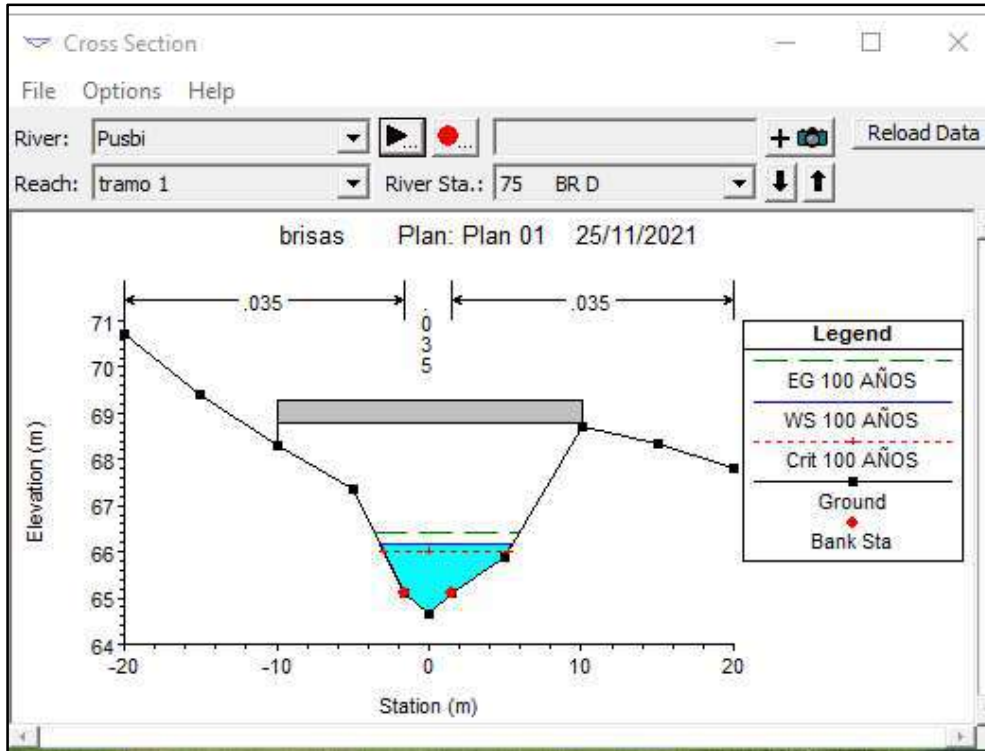


Gráfico 20. Secciones transversales con resultado de velocidades HEC-RAS

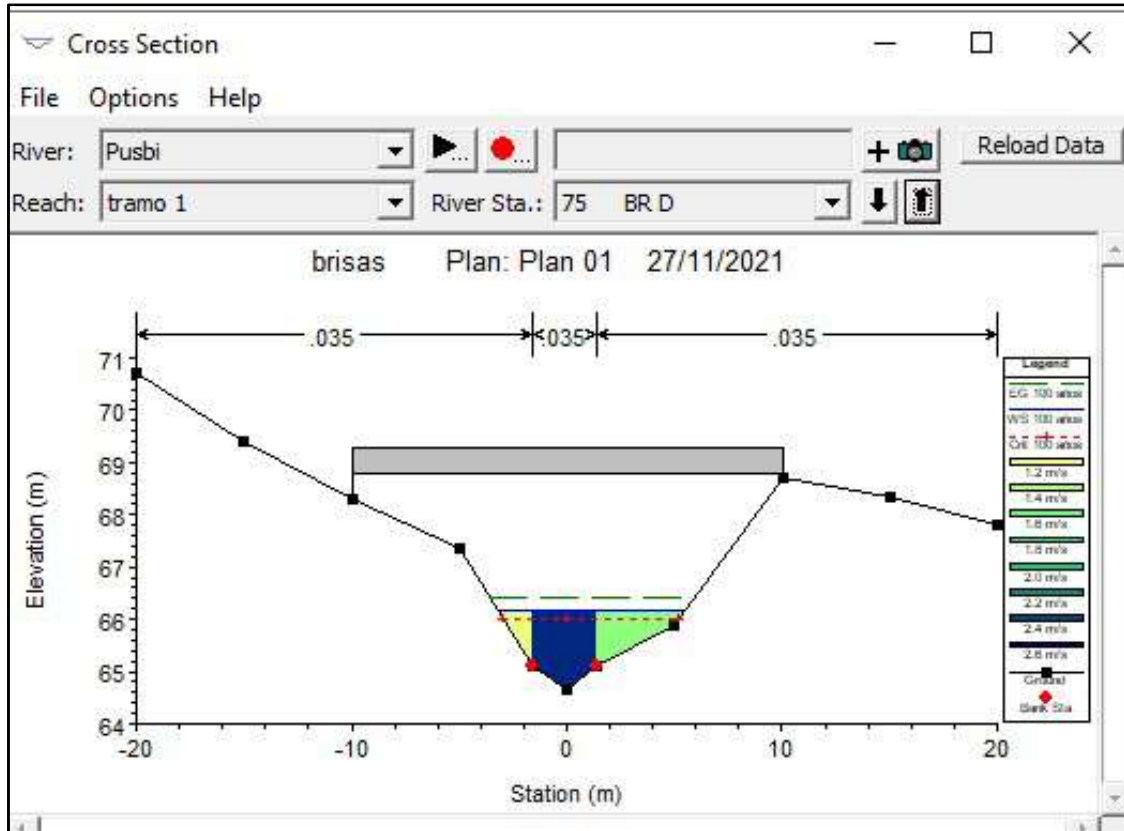
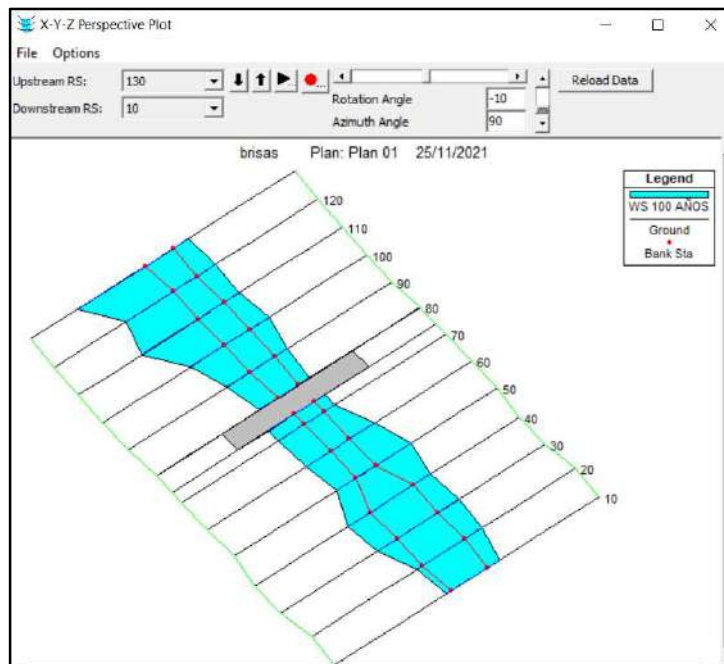
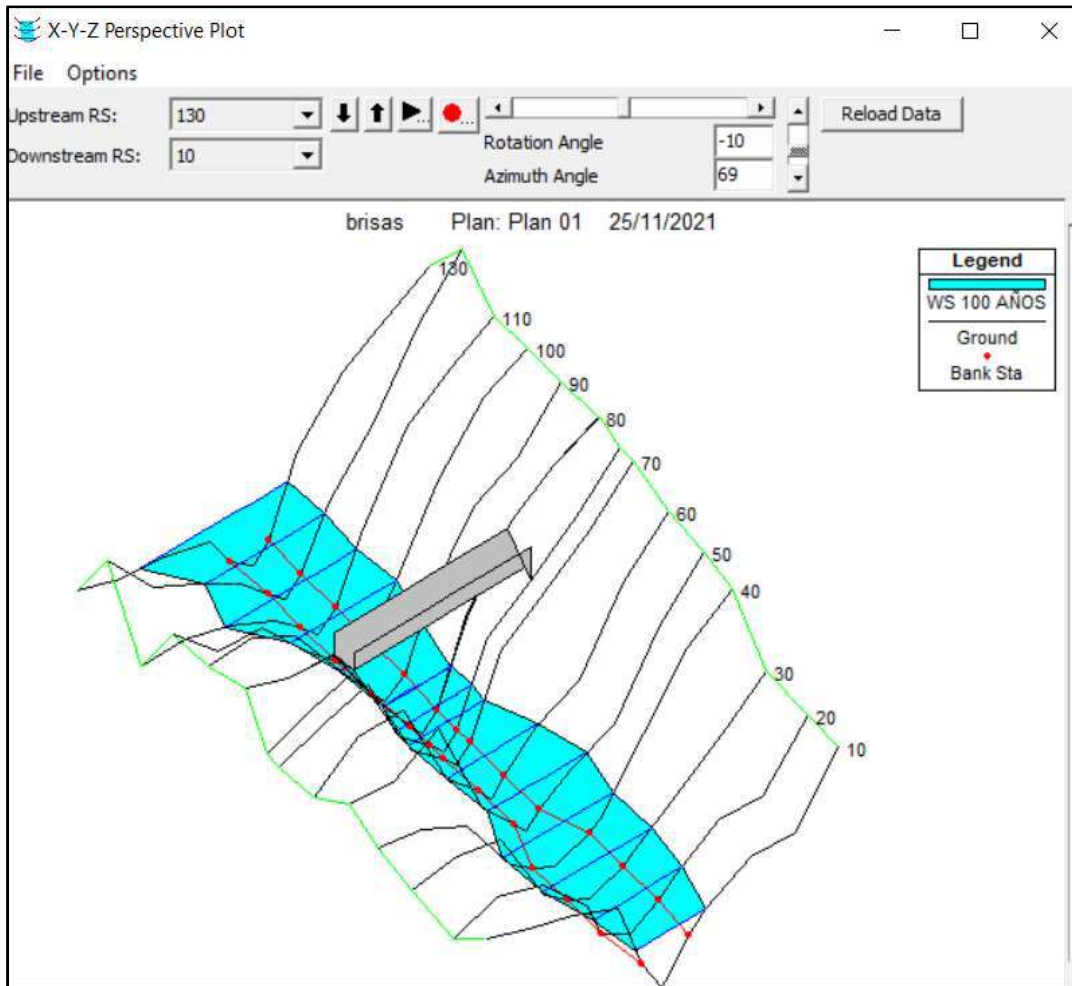


Gráfico 21 y 22. Perspectivas de la quebrada con la implantación del puente HEC-RAS





Conclusiones de los resultados

- En el resultado de la simulación, el nivel de la quebrada en el evento de TR 100 años, es de aproximadamente 66.20 msnm, en la información levantada en campo durante la batimetría, los niveles de banca llena y la información de los lugareños, esta muy aproximada al resultado de la simulación, en las secciones K0+030 y K0+035, que corresponden a la secciones 70 y 80 del HEC-RAS, el nivel máximo esperado es de 66.05 y 65.96 msnm, respectivamente.
- La cota del nivel inferior del puente es de aproximadamente 69.00msnm, de manera que el galibo estaría del orden de 2.80 m.

CALCULO DE LA SOCAVACION

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como:

- ✓ El caudal
- ✓ Tamaño y conformación del material del cauce
- ✓ Cantidad de transporte de sólidos

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. Las mismas están en función del material del cauce.

Para efecto del cálculo se asume que no hay obstáculos y que el suelo es homogéneo.

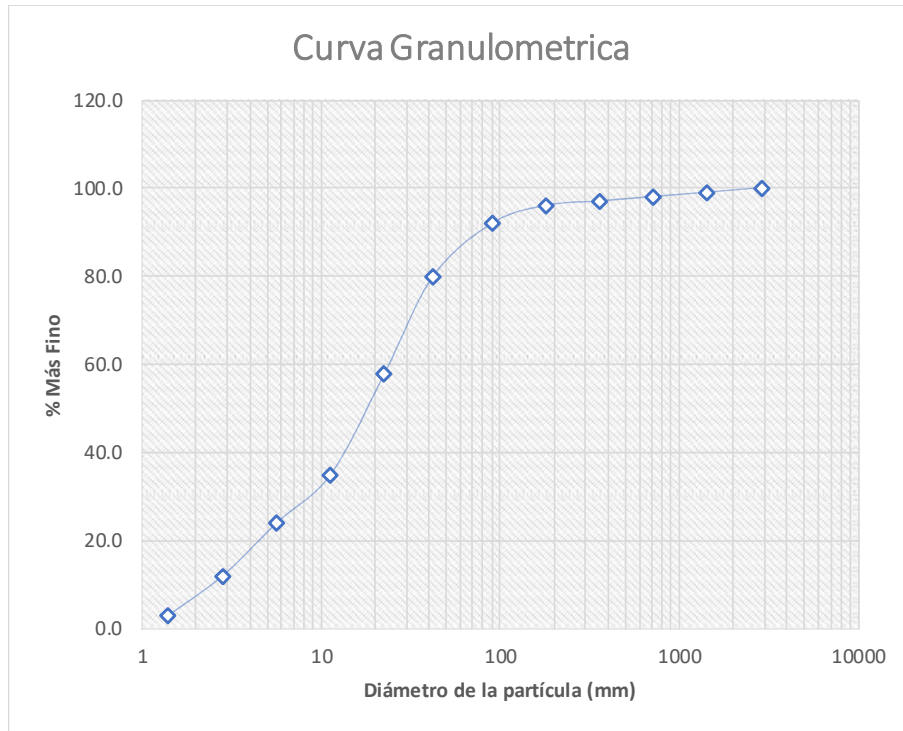
Caracterización del material del piso

Análisis textura por el método del conteo de puntos o de la malla El método de la malla o método de conteo de puntos, originalmente descrito por Wolman (1954) para partículas mayores o iguales a (2 mm), es un método de análisis estadístico utilizado para complementar el análisis granulométrico en estudios de depósitos no consolidados debido a su utilidad para cuantificar las clases de tamaño grava de partículas de manera sistemática (Kellerhals & Bray, 1971). Dichos autores demostraron en laboratorio que la frecuencia por número, obtenida mediante la técnica del conteo de puntos, es equivalente a su porcentaje en peso y a cada clase de tamaño de partículas, hallando una relación directa y equivalente a los porcentajes en peso obtenidos para partículas menores mediante otros tipos de análisis texturales.

Tabla 34. Resultados conteo de Wolman

	Partículas	Dm	Milímetro	# Total	Frecuencia Acumulada	% Acumulado
	Finos	1.41	< 2.0	3	3	3.0
Gravas	Muy Finas	2.83	2.0-4.0	9	12	12.0
	Finas	5.66	4.0-8.0	12	24	24.0
	Medias	11.31	8.0-16	11	35	35.0
	Gruesas	22.63	16-32	23	58	58.0
	Muy Gruesas	42.25	32-64	22	80	80.0
Cantos Medianos	Pequeños	90.51	64-128	12	92	92.0
	Grandes	181	128-256	4	96	96.0
Cantos Grandes	Pequeños	362.04	256-512	1	97	97.0
	Grandes	724.08	512-1024	1	98	98.0
	Más grandes	1448.15	1024-2048	1	99	99.0
	Lecho rocoso	2896.31	>2048	1	100	100.0
TOTAL				100	OK	OK

Gráfico 23. Curva granulométrica



Socavación general del cauce:

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad, a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión.

Para la determinación de la socavación general se empleará el criterio de Lischtván - Levediev:

Velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo está dado por las siguientes expresiones:

$$V_e = 0.60 \gamma_d^{1.18} \beta H_s^x \quad ; \text{ m/seg} \quad \text{suelos cohesivos}$$

$$V_c = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x \quad ; \text{ m/seg} \quad \text{suelos no cohesivos}$$

V_e = velocidad media suficiente para degradar el cauce en m/seg.

γ_d = peso volumétrico del material seco que se encuentra a una profundidad H_s , medida desde la superficie del agua (Ton/m³)

β = coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia. Ver Tabla 36

x = es un exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_d del material seco (ton/m^3)
 H_s = tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer que valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar al material (m)

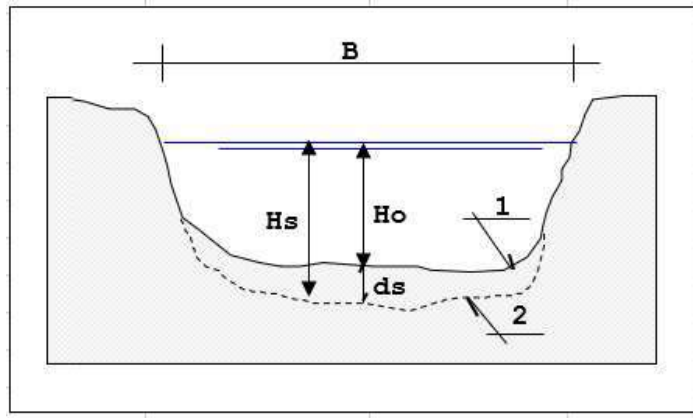
d_m = es el diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.

$$d_m = 0.01 \sum d_i p_i$$

en el cual:

d_i = diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza

p_i = peso de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben ser iguales entre sí.



(1) - Perfil antes de la erosión.

(2) - Perfil después de la erosión

Suelos cohesivos

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60\beta \gamma_d^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$

Suelos no Cohesivos

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68\beta d_m^{0.28}} \right]^{1/(1+x)}$$

56 de 61



Donde:

$$\alpha = Q_d / (H_m^{5/3} B_e \mu)$$

Q_d = caudal de diseño (m³/seg)

B_e = ancho efectivo de la superficie del liquido en la sección transversal

μ = coeficiente de contracción. Ver tabla N° 1

H_m = profundidad media de la sección = Area / B_e

x = exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la tabla N° 2

d_m = diámetro medio (mm)

Tabla 34. Coeficientes de contracción μ

Velocidad media en la sección, en m / seg	Longitud libre entre dos estribos												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tabla 35. Valores de X para suelos NO cohesivos

SUELOS NO COHESIVOS	
dm (mm)	x
0.05	0.43
0.15	0.42
0.50	0.41
1.00	0.40
1.50	0.39
2.50	0.38
4.00	0.37
6.00	0.36
8.00	0.35
10.00	0.34
15.00	0.33
20.00	0.32

SUELOS NO COHESIVOS	
dm (mm)	x
25.00	0.31
40.00	0.30
60.00	0.29
90.00	0.28
140.00	0.27
190.00	0.26
250.00	0.25
310.00	0.24
370.00	0.23
450.00	0.22
570.00	0.21
750.00	0.20
1000.00	0.19



Tabla 36. Valores de coeficientes β

Periodo de retorno del gasto de diseño (años)	Coficiente β
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

Calculo de la socavación

Hs = profundidad de socavación (m)	
Qd = caudal de diseño	14.60 m ³ /seg
Be = ancho efectivo de la superficie de agua	8.00 m
Ho = tirante antes de la erosión	1.60 m
Vm = velocidad media en la sección HEC-RAS	2.40 m/seg
μ = coheficiente de contraccion. Ver tabla N° 1	0.94
γ_d = peso especifico del suelo del cauce	2.45 Tn/m ³
dm = diámetro medio (perfil granulometrico)	18.00 mm
x = exponente variable. Ver Tabla 35	0.324
Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño	100 años
β = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver Tabla 36	1.00
A = área de la sección hidráulica	6.99 m ²
Hm = profundidad media de la sección	0.874 m
α =	2.431

Entonces,

$$Hs = 2.57 \text{ m}$$

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$ds = 0.97 \text{ m}$$

Método de Lischtván-Lebediev:

El método de Lischtván - Lebediev es el más completo para la determinación de la profundidad de socavación, debido a que considera la forma del cauce, dado que determina si se trata de un cauce bien definido o no; otro aspecto que considera es la textura del material de fondo, ya que para los materiales cohesivos, como los limos y arcillas, se utiliza un peso específico para calificar su grado de cohesión, mientras que para los no cohesivos se utiliza la curva granulométrica para establecer su resistencia a la erosión, también hay que tener en cuenta si la distribución del material es homogénea o heterogénea .

Para suelos no cohesivos:

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.092}}{0.223 + D_{84}^{0.092}}}$$

Estas ecuaciones deben aplicarse a la sección del cruce con mayor susceptibilidad a experimentar procesos erosivos del lecho en el tramo de la quebrada donde se implementará el puente.

El coeficiente β es un parámetro que considera el tiempo de retorno de los caudales máximos.

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln T \quad \text{Ecuación 2}$$

Esta ecuación es válida para periodos de retorno comprendidos entre 15 y 1500 años. β no tiene unidades. Adicionalmente, γ_d es el peso específico seco, conocido en hidráulica fluvial como peso volumétrico seco, y es igual al peso seco de la muestra entre su volumen inicial, en kgf/m^3 .

Por otro lado,

$$\alpha = \frac{Qd}{\mu B_e d_m^{5/3}} \quad \text{Ecuación 3}$$

En donde:

d_0 : profundidad inicial, en una línea vertical dada, entre el nivel del agua cuando se presenta el caudal de diseño, y el nivel del fondo inicial, en m.

d_s : profundidad hasta el fondo ya socavado, en m. Se mide desde la elevación de la superficie del agua al presentarse el caudal de diseño, sobre el mismo vertical de d_0 , en m.

Q_d : caudal de diseño o caudal máximo de la creciente para la cual se desea calcular la erosión, en m^3/s .

d_m : lámina de agua media o profundidad media, medida entre la superficie del agua al pasar el gasto Q_d y el perfil del fondo original, en m. se calcula como sigue:

$$d_m = \frac{A}{B_e} \quad \text{Ecuación 4}$$

B_e : ancho efectivo de la superficie libre del cauce, en m. Se calcula a partir del ancho real del cauce, al que se le reduce el ancho de todos los obstáculos.

μ : coeficiente que toma en cuenta las contracciones laterales del flujo que se produce en las caras de los obstáculos que están dentro de la corriente, como por ejemplo las pilas de un puente. Es función de la velocidad media del flujo y del claro entre pilas. Se evalúa a partir de la expresión propuesta por Maza, teniendo en cuenta los datos proporcionados por Lischvan - Lebediev, y no tiene unidades.

$$\mu = 1 - \frac{0.387U}{L} \quad \text{Ecuación 5}$$

Cuando no hay obstáculos, $\mu = 1$

En la ecuación anterior, U es la velocidad media del agua en la sección, en m/s, dada por la relación:

$$U = \frac{Q_d}{A} \quad \text{Ecuación 6}$$

L es el claro entre dos pilas u obstáculos, en m. Puesto que la ecuación no es dimensionalmente correcta, deben respetarse las unidades indicadas.

A : área hidráulica de la sección, en m^2 .



Calculo de la socavación

$d_0 =$	1.6 m
$Q_d =$	14.6 m ³ /s
$\alpha =$	2.29
$\mu =$	1 cuando no hay obstaculos
$A =$	6.99 m ²
$Be =$	8.00 m
$dm =$	0.874 m
$U =$	2.09
$\beta =$	1.00
D_{84}	0.05 mm

Entonces,

$$ds = 2.95 \text{ m}$$

h_s = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$hs = 1.35 \text{ m}$$

Se puede concluir que la profundidad de socavación es del orden de 1.35 m, en el sitio de ubicación del puente.

ROCIO CABRERA BETANCOURT
MP 19202-22955 CAU

**MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL: PROYECTO DE DESARROLLO
TERRITORIAL EN EL DEPARTAMENTO DE NARIÑO EN CONDICIONES DE PAZ
(PDT-NARIÑO) SISTEMA DIFERENCIAL DE AGUA PARA EL CENTRO
POBLADO: VEREDA LAS BRISAS PERTENECIENTE AL CONSEJO
COMUNITARIO ALTO MIRA Y FRONTERA DEL DISTRITO DE TUMACO
(PUENTE, QUEBRADA PUSBI)**

**MUNICIPIO DE TUMACO
DEPARTAMENTO DE NARIÑO
NOVIEMBRE DE 2021
INFORME FINAL**



Suelo Estructura Ingenieros Consultores S.A.S

NIT: 901362423-3

Calle 22A #41A -07 Ed Daraka, Apto: 402, Pasto, Nariño, Colombia.

sueloestructuras@gmail.com

Cel: 316 3780994-314 825 3746-301 623 4660


MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD CIVIL

NOVIEMBRE DE 2021

Yo, **DAVID ALFONSO ESPAÑA RODRÍGUEZ**, identificado con cedula de ciudadanía No. 1.085.255.393 de Pasto, en mi calidad de Ingeniero Civil con matrícula profesional No. 19202-207498 del Cauca, **CERTIFICO** que realice el diseño estructural del proyecto que lleva por nombre **“PROYECTO DE DESARROLLO TERRITORIAL EN EL DEPARTAMENTO DE NARIÑO EN CONDICIONES DE PAZ (PDT-NARIÑO)-PUENTE QUEBRADA PUSBI, MUNICIPIO DE TUMACO, DEPARTAMENTO DE NARIÑO**, de conformidad con lo establecido en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 y demás normas que lo rigen. En consecuencia, asumo toda la responsabilidad referente al diseño estructural del proyecto en mención firmando el presente memorial a los 30 días del mes de noviembre de 2021. A continuación, se indican las coordenadas de referencia del puente vehicular con paso peatonal

Coordenadas	
Latitud	Longitud
1°21'31.0630"	78°39'10.9109"
1°21'30.9182"	78°39'10.7564"

Atentamente



Nombre completo y Firma:

Profesión:

C.C. No:

Matrícula profesional:

Dirección de Correspondencia:

COLOMBIA.

DAVID ALFONSO ESPAÑA RODRIGUEZ

INGENIERO CIVIL

1.085.255.393 PASTO

19202-207498

CALLE 22ª No 41ª-07 APTO 402, PASTO, NARIÑO,

Tabla de contenido

1.	Introducción	6
2.	Alcance	7
3.	Diseño del puente sobre la quebrada Pusbi	8
3.1.	Localización del proyecto	8
3.2.	Descripción	9
3.3.	Parámetros de análisis y diseño	12
3.3.1.	Normas de diseño	12
3.3.2.	Metodología	12
3.3.3.	Especificaciones de los materiales	12
3.3.4.	Concreto	13
4.	Análisis estructural	14
4.1.	Cargas	14
4.2.	Información geotécnica	17
4.3.	Información hidrológica	19
5.	Diseño estructural	20
6.	Anexos	24
6.1.	Diseño estructural del puente	25
6.2.	Diseño estructural de estribos	26

Índice de Tablas

Tabla 1: Especificaciones del concreto	13
Tabla 2: Especificaciones del Acero de Refuerzo	13
Tabla 3: Especificaciones del Acero Estructural	13
Tabla 4: Combinaciones y factores de carga	15
Tabla 5: Factores para cargas permanentes γ_p	16
Tabla 6: Factores para cargas permanentes debidas a deformaciones sobreimpuestas γ_p	16
Tabla 7: Carga admisible	17
Tabla 8: Reacciones en estribos	18

Índice de Figuras

Figura 1: Zona de estudio (puente existente en madera)	6
Figura 2: Localización del proyecto.....	8
Figura 3: Sección longitudinal del puente	9
Figura 4: Sección transversal del puente	10
Figura 5: Planta general del puente	11
Figura 6: Carga admisible vs diámetro del pilote	17
Figura 7: Distribución de los pilotes	18
Figura 8: Batimetría de la quebrada Pusbi.....	19
Figura 9: Diagramas de cortante y momento (VG 40X100)	21

1. Introducción

A continuación, se indica la memoria de cálculo estructural del puente sobre la quebrada Pusbi, ubicado en la vereda Las Brisas, sector rural del municipio de Tumaco. La estructura consiste en un puente de losa-viga con una luz de 12m y un ancho de 5.30m, la sección transversal del puente considera un paso vehicular y un paso peatonal. La estructura del puente se encuentra conformada por un tablero y vigas reforzadas, la estructura se apoya en un par de estribos los cuales transmiten las cargas al suelo de fundación por medio de pilotes de 30 cm de diámetro y de 4m de profundidad, estos elementos se diseñaron de acuerdo a la información del estudio de suelos.

El diseño se realizó de acuerdo a la *Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14*. A continuación se indica la zona donde se ha proyectado el puente:



Figura 1: Zona de estudio (puente existente en madera)

2. Alcance

La presente memoria de cálculo estructural contiene cada uno de los parámetros de diseño, análisis de alternativas de diseño, combinaciones de cargas, consideraciones sísmicas, dimensionamiento de cada uno de los elementos que componen el puente en concreto reforzado y modelaciones estructurales. En conjunto con esta memoria y como resultado de la consultoría, se realizará la entrega de los correspondientes planos estructurales, en donde se presenta a detalle el dimensionamiento de la estructura, despieces estructurales, ubicación de cada uno de los elementos, especificaciones de diseño y construcción, además de acuerdo al diseño entregado se realiza el estimativo de las cantidades de obra. Las presentes memorias de cálculo y sus anexos correspondientes, permiten obtener un diseño estructural de ingeniería de detalle los cuales podrán ser usados para la construcción del puente.

3. Diseño del puente sobre la quebrada Pusbi

3.1. Localización del proyecto

El proyecto se encuentra localizado sobre la vereda Pusbi, vereda Las Brisas pertenecientes al consejo comunitario Alto Mira y frontera del distrito de Tumaco, departamento de Nariño.



Figura 2: Localización del proyecto

3.2. Descripción

El puente de concreto reforzado consiste en un tablero de 5.30m de ancho distribuido en un carril vehicular (ancho efectivo de 3.50m) y un paso peatonal (1.50m), el tablero se encuentra soportado por dos con dos vigas rectangulares (0.40x1m) y una viga riostra rectangular (0.30x1m), estas se encuentran simplemente apoyadas en los estribos, el puente tiene una luz de 12m tal cual se indica en los siguientes cortes estructurales:

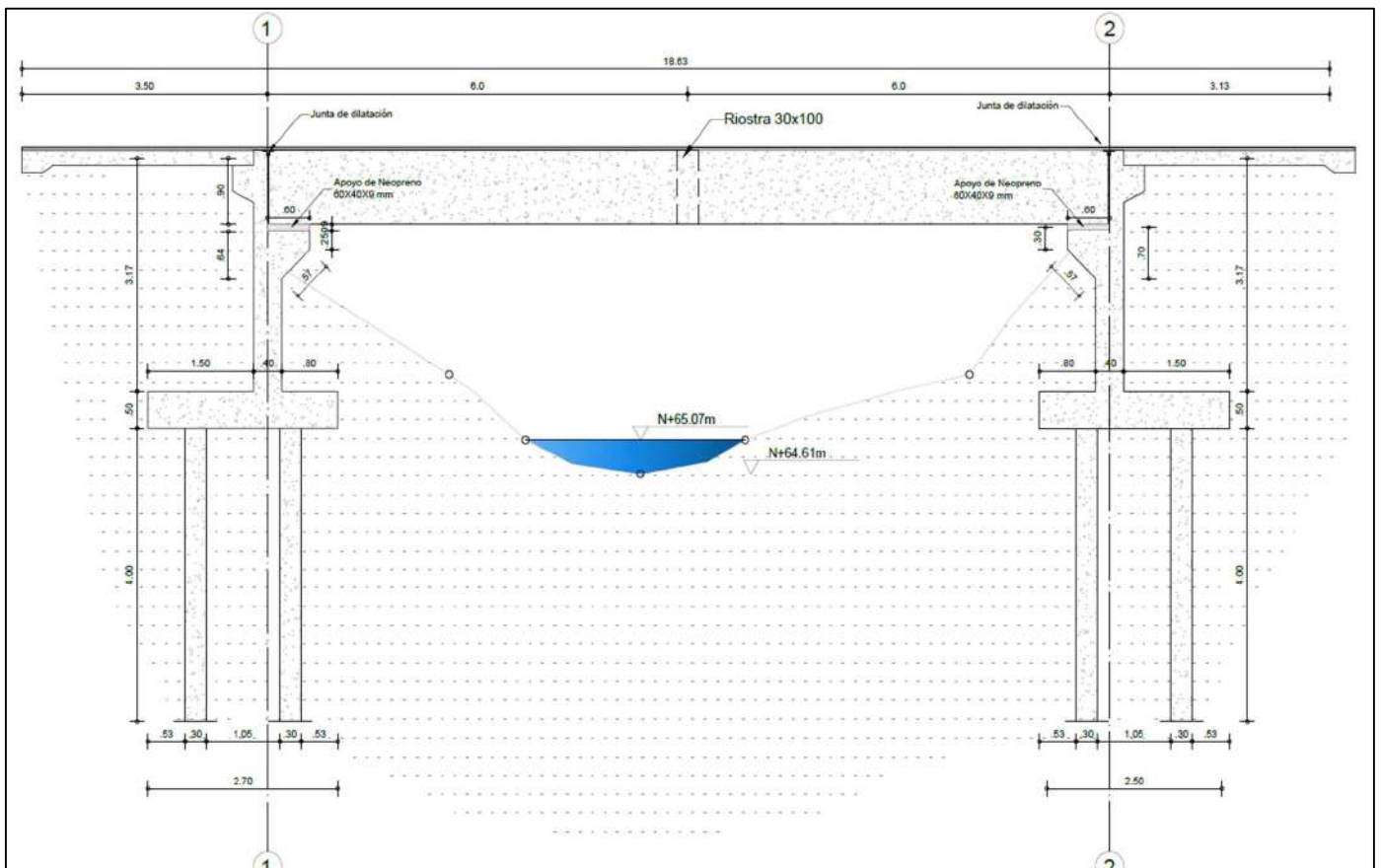


Figura 3: Sección longitudinal del puente

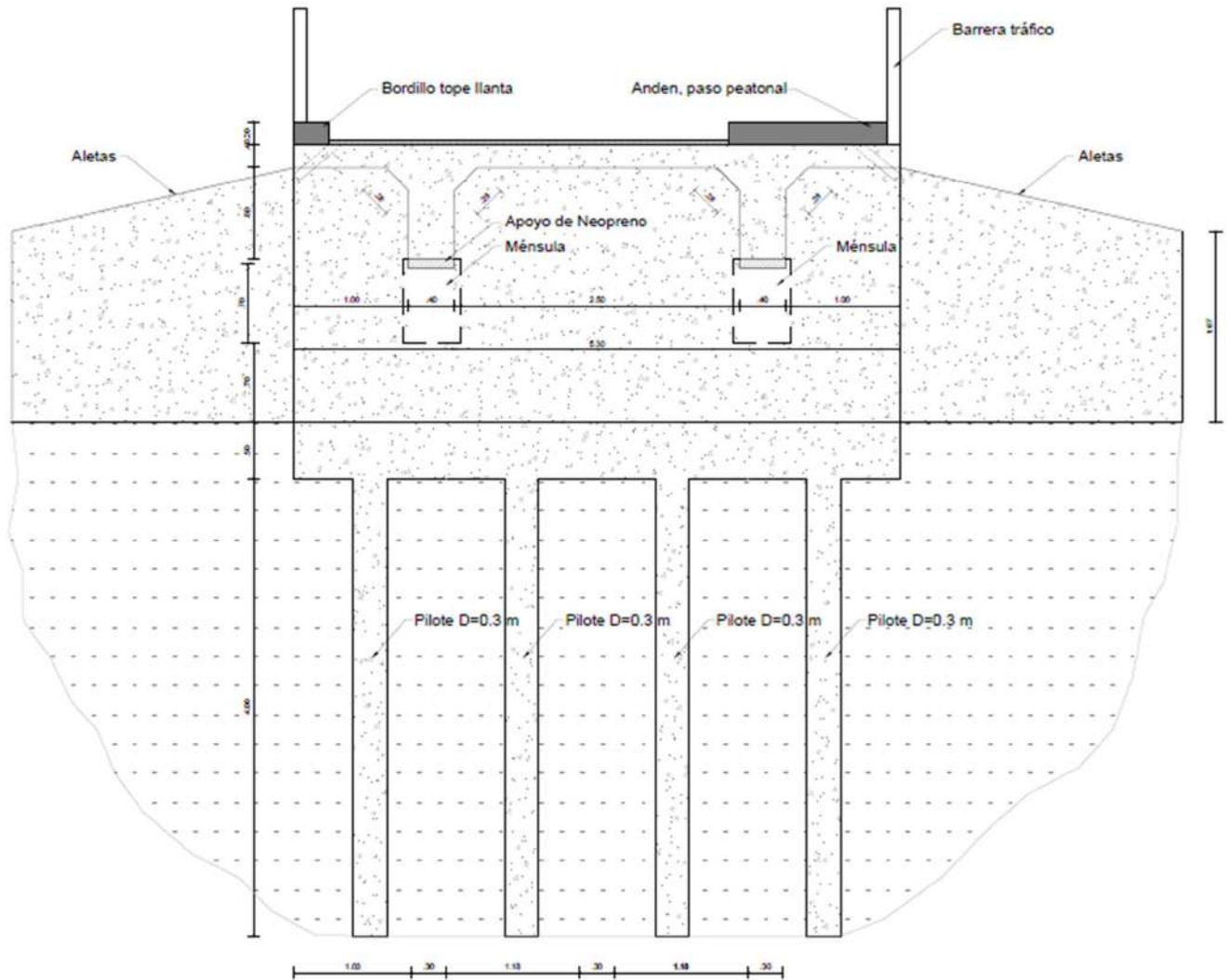


Figura 4: Sección transversal del puente

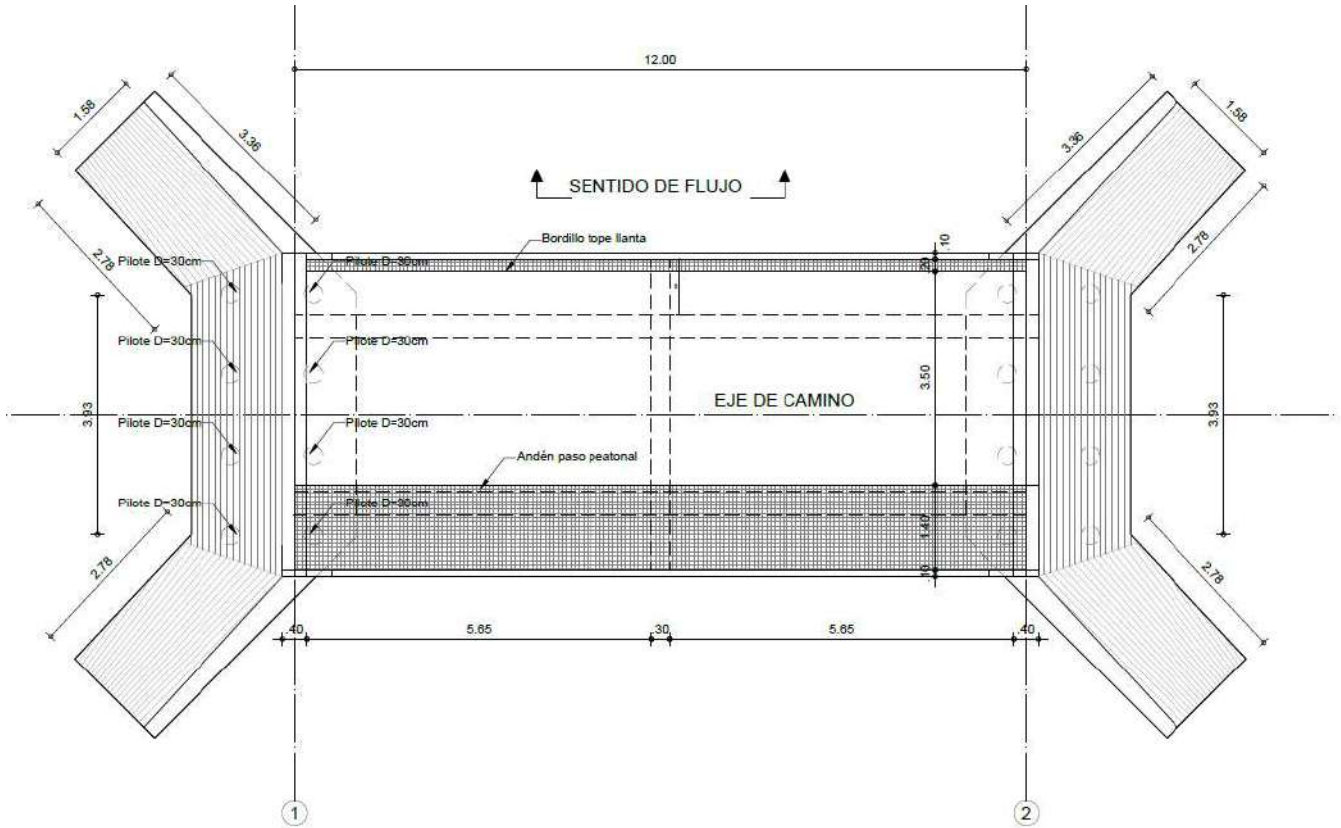


Figura 5: Planta general del puente

3.3. Parámetros de análisis y diseño

3.3.1. Normas de diseño

Todas las especificaciones de carga, tanto verticales, como laterales (sismo y empujes de tierra) y los procedimientos de análisis y diseño, se realizaron teniendo en cuenta las especificaciones y recomendaciones de la *Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14*.

3.3.2. Metodología

Para el desarrollo del proyecto, fue necesario que por parte del contratante se suministrara información acerca de la hidrología, diseño geométrico de vías y estudio de suelos, teniendo en cuenta esta información y de acuerdo a la *Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14*:

- Evaluación de alternativas para definir el tipo de sistema estructural a emplear de acuerdo con las características del proyecto
- Evaluar las cargas tanto gravitacionales como horizontales que actuarán sobre la estructura
- Elaborar un modelo de análisis matemático, el cual permite obtener fuerzas internas en cada uno de los elementos que componen el puente
- De acuerdo con los resultados obtenidos, se podrá definir de manera completa el diseño de la estructura.

3.3.3. Especificaciones de los materiales

Los materiales que se emplearon en el análisis y diseño de la edificación cuentan con las siguientes especificaciones:

3.3.4. Concreto

- Vigas

Concreto de 28MPa	
F'c	28MPa (280kg/cm ²)
Ec	$4700(28)^{0.5} = 24870$ MPa Numeral C.8.5.4.1 de la NSR-10
v	0.2
γ	2400 Kg/m ³

Tabla 1: Especificaciones del concreto

- Acero de refuerzo

Acero de Refuerzo	
F'c	420MPa (4200kg/cm ²)
Ec	200 GPa

Tabla 2: Especificaciones del Acero de Refuerzo

- Acero estructural

Acero Estructural	
F'c	350MPa (3500 kg/cm ²) ASTM A572 Gr50
Ec	200 GPa

Tabla 3: Especificaciones del Acero Estructural

4. Análisis estructural

Se realiza el análisis de la estructura mediante un modelo tridimensional, linealmente elástico en el cual se representan en su totalidad las consideraciones geométricas y materiales de la estructura, considerando dentro del modelo elementos tipo frame (vigas) y elementos tipo Shell (losas).

Se realiza un predimensionamiento a partir de la norma de diseño referida, siendo así como el tablero, las vigas y demás elementos que componen la superestructura, consideran las cargas máximas impuestas.

4.1. Cargas

- Cargas muertas: Consideradas como el peso propio de la estructura y cargas de otros elementos como el peso del pavimento, barandas e instalaciones y accesorios
- Cargas vivas: carga vehicular de diseño CCP-14- La *Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14* define la carga viva vehicular de diseño CCP-14 como el resultado de sumar las dos combinaciones de carga siguientes y de seleccionar aquella que produce la mayor sollicitación:
 - La suma del camión de diseño (360 KN) + la carga del carril de diseño (10.3 KN)
 - La suma de tándem de diseño (250 KN) + la carga del carril de diseño (10.3 KN)
- Efectos sísmicos: La amenaza sísmica en el sitio del puente debe describirse por medio del espectro de aceleraciones para el sitio y los factores de sitio correspondientes al tipo de perfil de suelo en sitio.
- Combinaciones de carga: Las combinaciones se toman de acuerdo al capítulo 3.4.1 de la *Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14*

Estado límite de combinación de carga	DC, DD, DW, EH, EV, ES, EL, PS, CR, SH	LL, IM, CE, BR, PL, LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1	-	-	1	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1	-	-	1	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1	1.4	-	1	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1	-	-	1	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1	0.4	1	1	0.50/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1	-	-	1	-	-	-	1	-	-	-	-
Evento extremo II	γ_p	0.5	1	-	-	1	-	-	-	-	1	1	1	1
Servicio I	1	1	1	0.3	1	1	1.0/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1	1.3	1	-	-	1	1.0/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1	0.8	1	-	-	1	1.0/1.20	γ_{GT}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1	-	1	0.7	-	1	1.0/1.20	-	1	-	-	-	-	-
Fatiga I- solo LL, IM, CE	-	1.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II- solo LL, IM, CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 4: Combinaciones y factores de carga

DC: Peso propio de los elementos estructurales

PL: Carga viva peatonal

EQ: Carga sísmica

TG: Fuerzas debidas a gradiente de temperatura

TU: Fuerza debida a temperatura uniforme

WS: Carga de viento sobre la estructura

Tipo de carga, tipo de cimentación y método para calcular la fricción negativa	Factor de carga		
	Máximo	Mínimo	
DC: Componentes y accesorios	1.25	0.9	
DC: Solo resistencia	1.5	0.9	
DD: Fricción negativo	Pilas, método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, método λ	1.05	0.3
	Pozos perforados, método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura e instalaciones	1.5	0.65	
EH : Presión horizontal de suelo	Activa	1.5	0.9
	En reposo	1.35	0.9
	AEP para muros anclados	1.35	N/A
EL: Tensiones residuales de construcción	1	1	
EV: Presión vertical de suelo	Estabilidad general	1	N/A
	Muros de contención y estribos	1.35	1
	Estructuras rígidas enterradas	1.3	0.9
	Marcos rígidos	1.35	0.9
	Estructuras flexibles enterradas		
	Alcantarillas metálicas y alcantarillas armadas estructurales corrugadas profundas	1.5	0.9
	Alcantarillas termoplásticas	1.3	0.9
	Todas las demás	1.95	0.9
ES: Sobrecarga de suelo	1.5	0.75	

Tabla 5: Factores para cargas permanentes γ_p

Componentes	PS	CR, SH
Superestructuras por segmentos	1	Ver γ_p para DC
Subestructuras de concreto soportado superestructuras por segmentos	Ver 3.12.4, 3.12.5	
Superestructuras de concreto no segmentadas	1	1
Subestructuras de concreto no segmentadas	Usando I_g	0.5
	Usando $I_{efectiva}$	1
Subestructuras de acero	1	1

Tabla 6: Factores para cargas permanentes debidas a deformaciones sobreimpuestas γ_p

4.2. Información geotécnica

De acuerdo a la información proporcionada por parte del estudio de suelos “Proyecto de desarrollo Territorial en el Departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT-Nariño)”, Las Brisas, Alto Mira, municipio De Tumaco” (septiembre de 2021), en la zona de la proyección del puente se realizaron 2 sondeos a una profundidad e 6m, en estos sondeos se identifica que el perfil estratigráfico se conforma por una arena arcillosa, además se identifica el nivel freático a una profundidad de 1.30m. A continuación, se indica la alternativa de cimentación profunda definida para esta estructura

Carga admisible														
Prof (m)	3		4		5		6		7		8		9	
Ds	Qadm (KN)	Qadm (Ton)	Qadm (KN)	Qadm (Ton)	Qadm (KN)	Qadm (Ton)	Qadm (KN)	Qadm (Ton)	Qadm (KN)	Qadm (Ton)	Qadm (KN)	Qadm (Ton)	Qadm (KN)	Qadm (Ton)
0.3	74.91	7.64	92.24	9.41	112.44	11.47	135.45	13.81	162.62	16.58	193.98	19.78	226.86	23.13
0.4	130.45	13.30	158.83	16.20	191.67	19.54	228.63	23.31	272.56	27.79	323.24	32.96	375.95	38.34
0.5	201.28	20.52	243.35	24.81	291.77	29.75	345.84	35.27	410.35	41.84	484.79	49.44	561.77	57.28
0.6	287.39	29.31	345.78	35.26	412.75	42.09	487.06	49.67	576.01	58.74	678.64	69.20	784.32	79.98

Tabla 7: Carga admisible

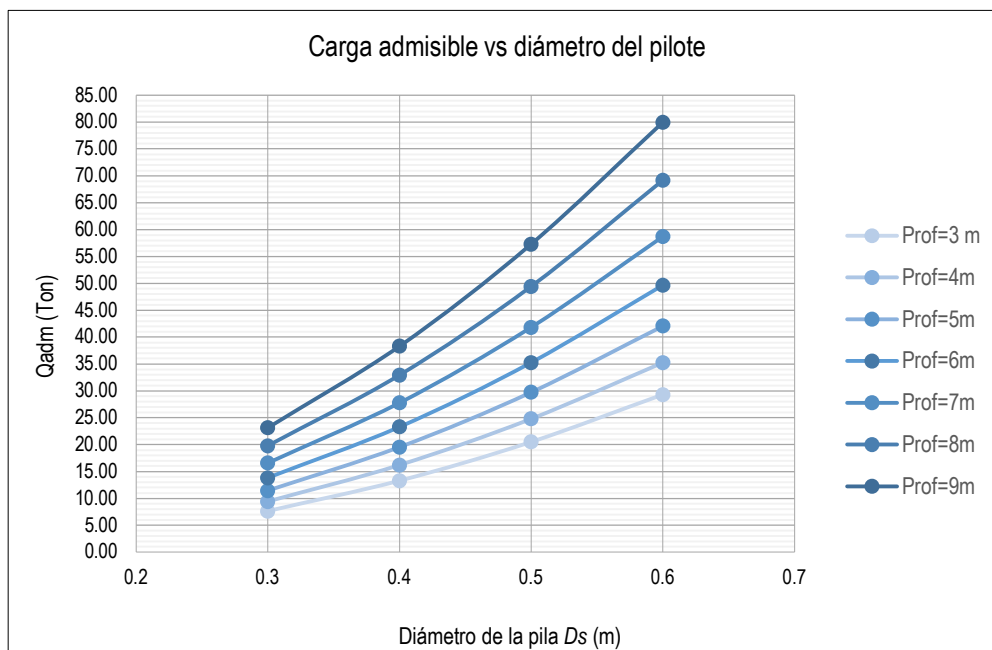


Figura 6: Carga admisible vs diámetro del pilote

Las reacciones en cada estribo se configuran de la siguiente manera:

Reacciones en estribos	
R(DC)	26.80 Ton
R(DW)	18.20 Ton
R(LL)	34.20 Ton
R(PL)	3.00 Ton
Carga Servicio	82.2 Ton

Tabla 8: Reacciones en estribos

$$Q_{adm} = 11.47 \text{ Ton} * 8 = 91.72 \text{ mayor que } Q_{\text{proy}} = 82.2 \text{ Ton Ok!!!}$$

Considerando pilotes de diámetro 30cm y profundidad de 5 metros se obtiene una resistencia unitaria de 11.47 Ton, dada la magnitud de la carga de servicio total se requieren un total de 8 pilotes distribuidos en cada uno de los estribos de la siguiente manera.

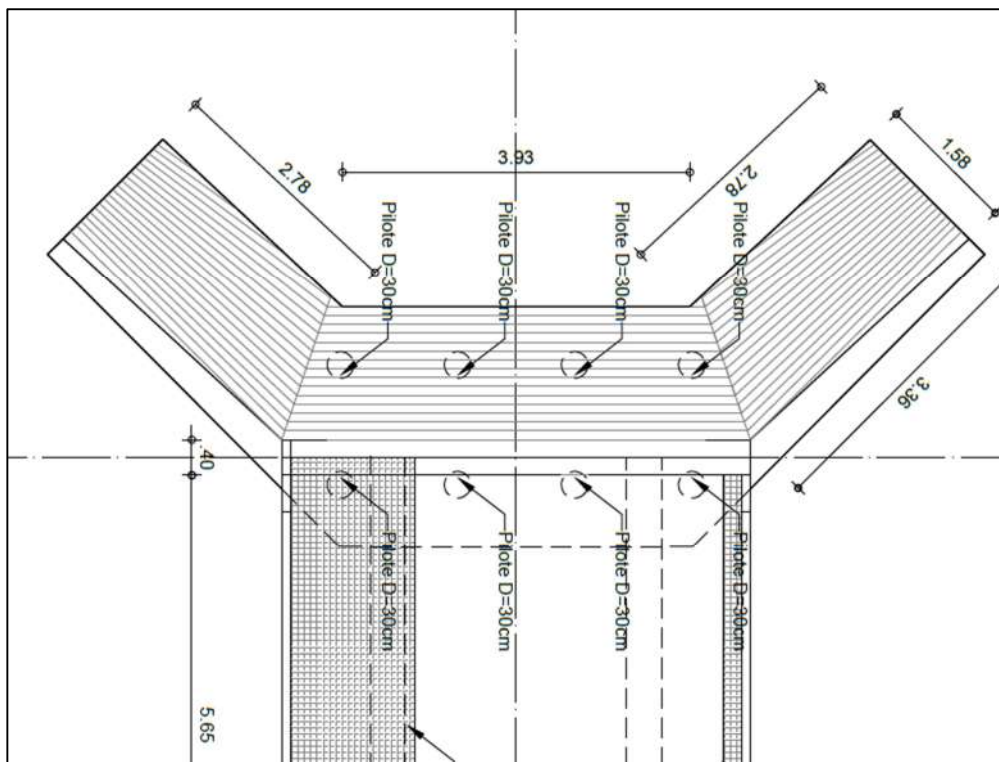


Figura 7: Distribución de los pilotes

4.3. Información hidrológica

De acuerdo al estudio hidrológico realizado por parte del contratante, el nivel máximo de agua esperado (N.A.M.E) se encuentra en la cota 65.96 m.s.n.m tal cual se indica a continuación:

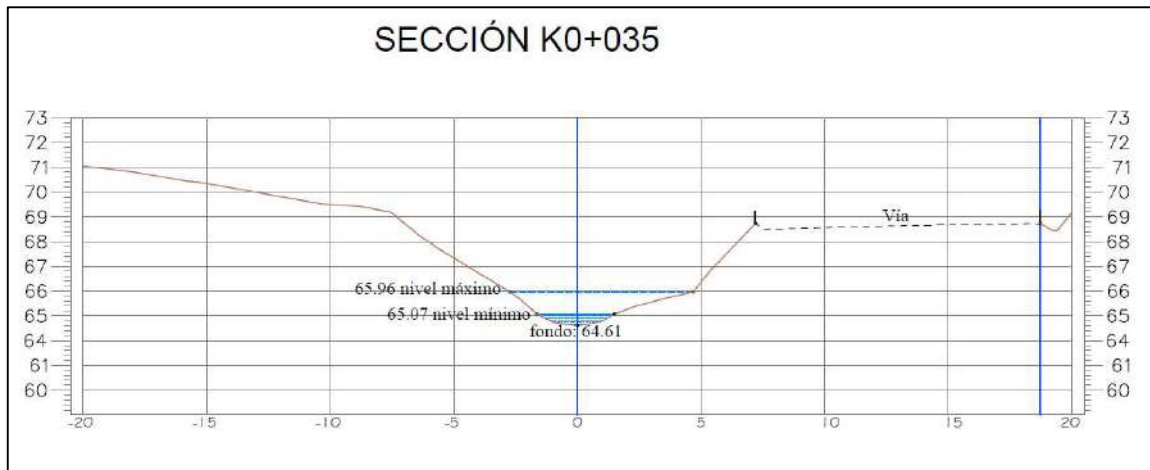


Figura 8: Batimetría de la quebrada Pusbi

5. Diseño estructural

A continuación, se indica de manera detallada el diseño estructural del puente:

Predimensión del puente		
Dimensión	Valor	Unidad
Luz	12	m
H	1.0	m

Ancho efectivo de aleta (4.6.2.6)		
Dimensión	Valor	Unidad
bf	2	m
bw	0.4	m

Materiales		
Variable	Valor	Unidad
f _c	28	Mpa
F _y	420	Mpa

Avaluó de cargas		
Carga muerta	kg/m ²	kg/m
Peso propio		960
Losa superior (20cm)	480	1272
Carpeta asfáltica (8cm)	220	583
Barandas		70
Bordillos		144
Andén		720
	Σ	3166

Momento máximo - Carga muerta (Md)	57.0	Ton-m
Momento máximo-riestra (Mr)	2.3	Ton-m
Momento carpeta asfáltica (Mdw)	7.0	Ton-m
Momento carga muerta M _{cm}	59.3	Ton-m

Carga viva		
ML camión	65.84	Ton-m
ML tandem	67.67	Ton-m
ML carril	18.54	Ton-m

Factor IM	1.33	-
ML+IM	108.5	Ton-m
e	1.09	-
g interior	0.61	-
Factor Viga exterior (g)	0.75	-
M(LL+IM)	81.41	Ton-m

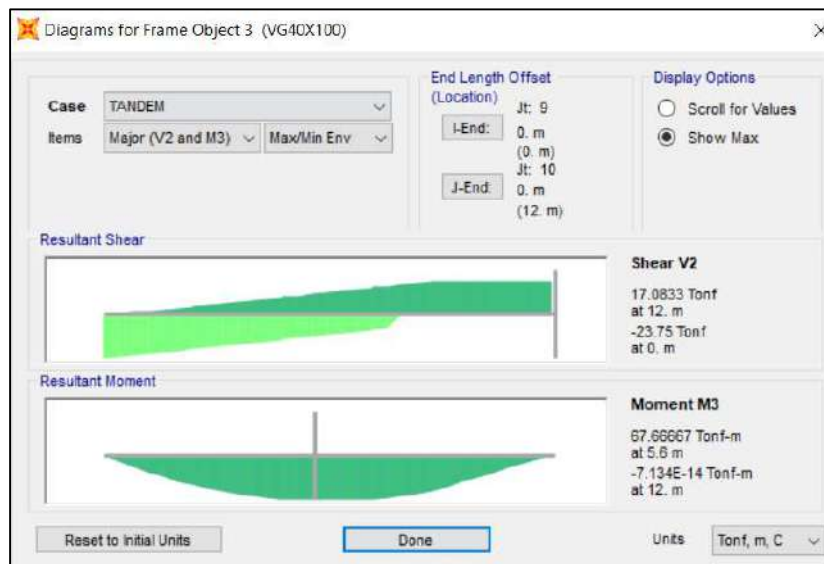
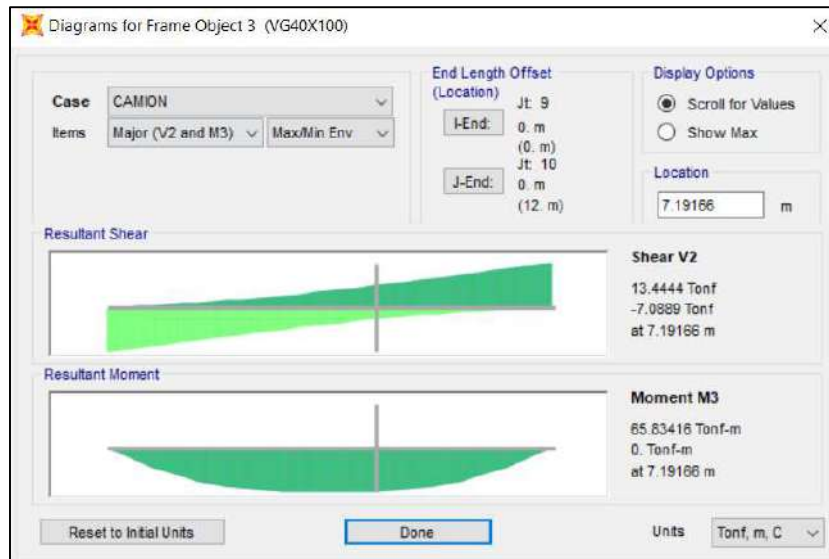


Figura 9: Diagramas de cortante y momento (VG 40X100)

- **Diseño a flexión**

Mdc	59.298	Ton-m
Mdw	6.996	Ton-m
ML+IM	81.41	Ton-m

Combinación		
Resistencia I	227.1	Ton-m
Resistencia II	194.5	Ton-m
Resistencia III	84.6	Ton-m
Resistencia IV	99.4	Ton-m
Resistencia V	206.7	Ton-m

Viga (40X100)	
As (mm ²)	7650
As (m ²)	0.00765
Fy	420
f _c	28
cuantia	0.02013158
b(m)	0.4
d(m)	0.950
∅Mn(Ton-m)	230.14
∅Mn(KN-m)	2301.40
Refuerzo	14#8

- **Diseño a cortante**

Sección crítica		
Variable	Valor	Unidad
de	950	mm
de	0.95	m
dv	0.855	m
dv	0.72	m

Seccion critica	1.06	m
Vdc	15.8	Ton
Vdw	2.91	Ton
Vll camion	24.4	Ton
VLL tandem	21.66	Ton
VLL carril	5.15	Ton

V(LL+IM)	37.602	Ton
gvi	0.85	-
V(LL+IM)	31.96	-
Vu	80.0	Ton
VN	239	Ton
vu	260	Ton/m ²
S	209	mm

El diseño estructural de cada uno de los elementos que conforman el puente se puede observar a detalle en los respectivos anexos: **Diseño estructural del puente** y **Diseño estructural de los estribos**

6. Anexos

6.1. Diseño estructural del puente

SUELO ESTRUCTURA INGENIEROS CONSULTORES S.A.S			
Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo Territorial en el Departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT-Nariño)-CPSPJ 004 sistema diferencial de agua para el centro poblado: vereda Las Brisas perteneciente al consejo comunitario Alto Mira y frontera del distrito de Tumaco (puente: quebrada Pusbi)		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo Local de Colombia-RED ADELCO		
Contiene	Diseño estructural de puente		



Predimensión del puente		
Dimensión	Valor	Unidad
Luz	12	m
H	1.0	m

Tabla 2.5.2.6.3-1

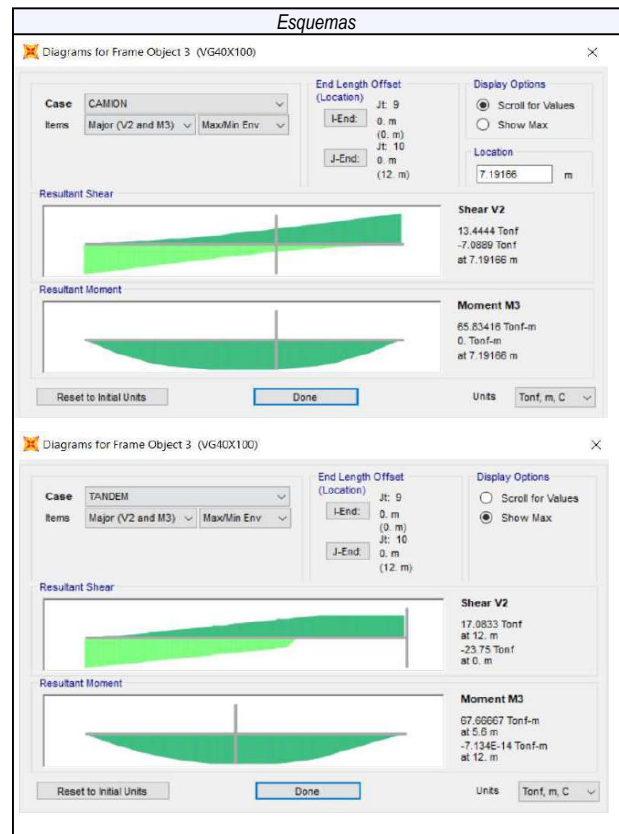
Ancho efectivo de aleta (4.6.2.6)		
Dimensión	Valor	Unidad
bf	2	m
bw	0.4	m

Materiales		
Variable	Valor	Unidad
f _c	28	Mpa
F _y	420	Mpa

Avaluo de cargas		
Carga muerta	kg/m ²	kg/m
Peso propio		960
Losa superior (20cm)	480	1272
Carpeta asfáltica (8cm)	220	583
Barandas		70
Bordillos		144
Andén		720
	Σ	3166

Momento máximo - Carga muerta (Md)	57.0	Ton-m
Momento máximo-riestra (Mr)	2.3	Ton-m
Momento carpeta asfáltica (Mdw)	7.0	Ton-m
Momento carga muerta M _{cm}	59.3	Ton-m

Carga viva		
ML camión	65.84	Ton-m
ML tandem	67.67	Ton-m
ML carril	18.54	Ton-m
Factor IM	1.33	-
ML+IM	108.5	Ton-m
e	1.09	-
g interior	0.61	-
Factor Viga exterior (g)	0.75	-
M(LL+IM)	81.41	Ton-m



SUELO ESTRUCTURA INGENIEROS CONSULTORES S.A.S



Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo Territorial en el Departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT-Nariño)-CPSPJ 004 sistema diferencial de agua para el centro poblado: vereda Las Brisas perteneciente al consejo comunitario Alto Mira y frontera del distrito de Tumaco (puente: quebrada Pusbi)		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo Local de Colombia-RED ADELCO		
Contiene	Diseño estructural de puente		

Mdc	59.298	Ton-m
Mdw	6.996	Ton-m
ML+IM	81.41	Ton-m

Combinación		
Resistencia I	227.1	Ton-m
Resistencia II	194.5	Ton-m
Resistencia III	84.6	Ton-m
Resistencia IV	99.4	Ton-m
Resistencia V	206.7	Ton-m

Viga (40X100)	
As (mm ²)	7650
As (m ²)	0.00765
Fy	420
f'c	28
cuantía	0.02013158
b(m)	0.4
d(m)	0.950
øMn(Ton-m)	230.14
øMn(KN-m)	2301.40
Refuerzo	14#8

SUELO ESTRUCTURA INGENIEROS CONSULTORES S.A.S

Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo Territorial en el Departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT-Nariño)-CPSPJ 004 sistema diferencial de agua para el centro poblado: vereda Las Brisas perteneciente al consejo comunitario Alto Mira y frontera del distrito de Tumaco (puente: quebrada Pusbi)		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Ciente	Red Nacional de Agencias de desarrollo Local de Colombia-RED ADELCO		
Contiene	Diseño estructural de puente		



Sección crítica		
Variable	Valor	Unidad
de	950	mm
de	0.95	m
dv	0.855	m
dv	0.72	m

Seccion critica	Valor	Unidad
Vdc	15.8	Ton
Vdw	2.91	Ton
Vll camion	24.4	Ton
VLL tandem	21.66	Ton
VLL carril	5.15	Ton
V(LL+IM)	37.602	Ton
gvi	0.85	-
V(LL+IM)	31.96	-
Vu	80.0	Ton
VN	239	Ton
vu	260	Ton/m ²
S	209	mm

Esquemas

The image displays four screenshots of structural analysis software, each showing diagrams for a different case. The cases are DIAVERTA, DARPETAJAP, CANON, and TANGEN. Each screenshot includes a 'Diagrams for Frame Object 3 (VG40X100)' window with various options and data.

- Case DIAVERTA:** Shows diagrams for Equivalent Loads, Free Body Diagram, Dist Load (2-dir), Shear V2, Resultant Moment, Moment M3, and Deflections. Values include 18.97, 8.97, 3.161 Ton/m, -15.8055 Tonf, 17.32257 Tonf-m, and 0.020611 m.
- Case DARPETAJAP:** Shows diagrams for Equivalent Loads, Free Body Diagram, Dist Load (2-dir), Shear V2, Resultant Moment, Moment M3, and Deflections. Values include 3.5, 3.5, 0.563 Ton/m, -2.615 Tonf, 3.19404 Tonf-m, and 0.005459 m.
- Case CANON:** Shows diagrams for Resultant Shear, Resultant Moment, Shear V2, and Moment M3. Values include 1.3333 Tonf, -24.4 Tonf, 23.8 Tonf-m, and 0.707f-m.
- Case TANGEN:** Shows diagrams for Resultant Shear, Resultant Moment, Shear V2, and Moment M3. Values include 0.9375 Tonf, -21.8667 Tonf, 21.56333 Tonf-m, and 0.707f-m.

Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo Territorial en el Departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT-Nariño)-CPSPJ 004 sistema diferencial de agua para el centro poblado: vereda Las Brisas perteneciente al consejo comunitario Alto Mira y frontera del distrito de Tumaco (puente: quebrada Pusbi)		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	RED ADELCO		
Contiene	Memoria de Cálculos Estructurales		

Diseño estructural

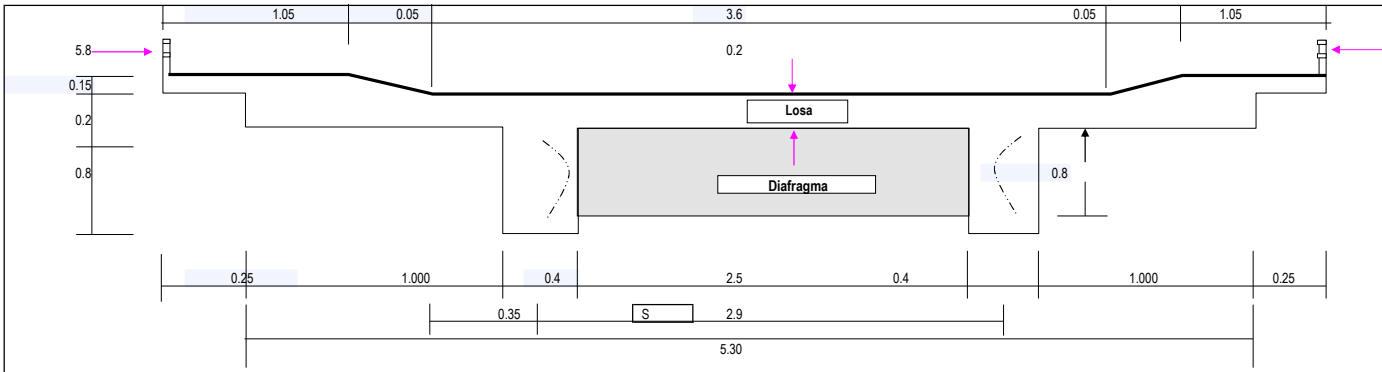
Luz del puente (L (m)) = 12

Peralte de la viga (H=L/15) = 0.8 (H=0.07*L) = 0.84

Adoptada H = 1

No de vigas = 2

Nota:
Todas las unidades deben estar en : metros y toneladas



S	(espaciamiento de vigas de eje a eje)			2.90
t	(espesor de losa en metros)			0.2

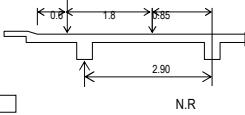
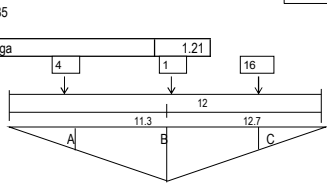
S	1.8	2.1	2.4	2.7	3	4	4.5
t	0.16	0.165	0.18	0.19	0.20	0.22	0.25

a) Diseño a flexión

Cálculo del momento último máximo

SOBRE : AASHTO HS-36

d1	0.85
Coef. Concentración de Carga	1.21
B	2.96
A	0.61
C	1.10



Momento por sobrecarga	41	Ton-m / eje de rueda
Por sobrecarga equivalente	27	Ton-m / via de 3m de ancho
(P=9 Ton w=1 Ton/m)		
Se adopta el mayor valor	ML = 41.0	Ton-m
Momento por impacto	MI = 12.3	Ton-m
(I = 15.24/(L+38))		
I = 0.3 < 0.3		

Momento por peso propio

Medrado de Cargas	
Asfalto	0.180
Baranda	0.420
Losa	1.450
Viga	0.800
Volado	0.403

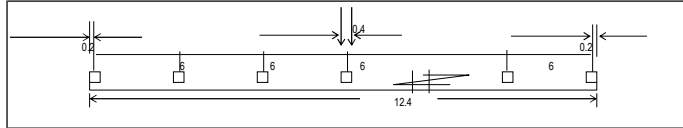
W = 3.253 Ton/m

Cada distancia de eje a eje
Se colocaran los diafragmas D = 6 m
D < LUZ / 4 = 3 m
Espesor del diafragma E = 0.4

No de diafragmas = 3.00 (debe obtenerse un numero entero exacto)

Peso propio del diafragma = 1.00 Ton

Y = 3.00

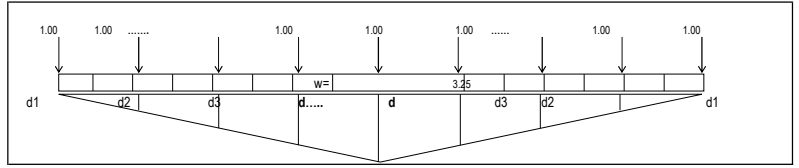




Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo Territorial en el Departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT-Nariño)-CPSPJ 004 sistema diferencial de agua para el centro poblado: vereda Las Brisas perteneciente al consejo comunitario Alto Mira y frontera del distrito de Tumaco (puente: quebrada Pusbi)		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	RED ADELCO		
Contiene	Memoria de Cálculos Estructurales		

d	1
d	2
d	3
d	4

	0
	3
	0



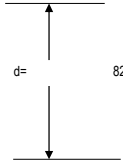
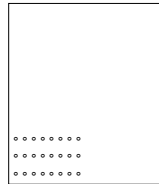
0

Momento por carga muerta	MD =	59	Ton-m
--------------------------	------	----	-------

Diseño por método a la rotura

MU=1.3(MD+1.67*(ML+MI)) =>	MU=	221	Ton-m
----------------------------	-----	-----	-------

f'c=	280	kg/cm ²	¿N° de capa de varillas (3 o 4)?=	3
Fy=	4200	kg/cm ²		
b=	240	cm		
d=	82	cm		



w=	0.0562022	&=	0.004	<	75&b=	0.028
----	-----------	----	-------	---	-------	-------

(Falla dúctil)

As(cm ²)=	73.7373	cm ²	15	Varillas de 1"
-----------------------	---------	-----------------	----	----------------

As.min=	65.6	cm ²
---------	------	-----------------

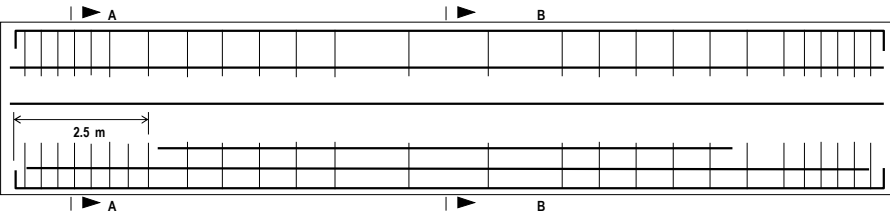
As principal(+)	73.7	cm ²
-----------------	------	-----------------

Acero para momentos negativos

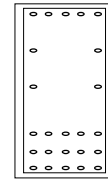
M(-)=	73.6666667	w=	0.018311968	&=	0.00122	<	75&b=	0.028333333
-------	------------	----	-------------	----	---------	---	-------	-------------

(Falla dúctil)

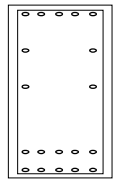
As(cm ²)=	24.02530195	cm ²	>	5	Varillas de 1"
-----------------------	-------------	-----------------	---	---	----------------



- ← 5 var 1"
- ← 2 var 5/8"
- ← 2 var 5/8"
- ← 5 var 1"
- ← 5 var 1"
- ← 5 var 1"

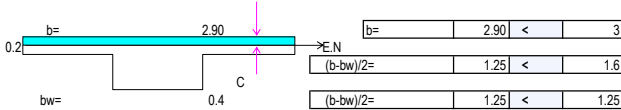


corte B-B



corte A-A

Verificando si se comporta como viga "T" ó "Rectangular"



Viga rectangular

Viga rectangular

Viga rectangular

Profundidad del eje neutro (C)

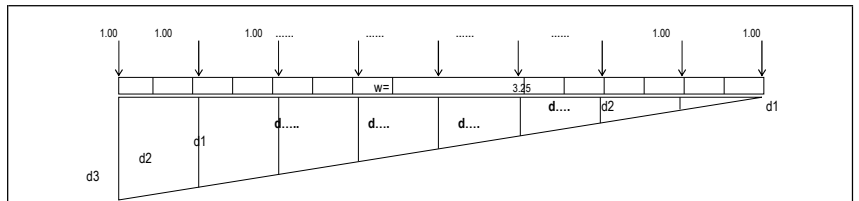
C	0.064	<	0.200	Viga rectangular
---	-------	---	-------	------------------

Diseño de viga por corte

Y=	0.5
----	-----

d	1	0
d	2	0.5
d	3	1
d	4	

0



Cortante por peso propio	VD=	20	Ton
--------------------------	-----	----	-----

Cortante por sobrecarga	VL=	17	Ton
-------------------------	-----	----	-----

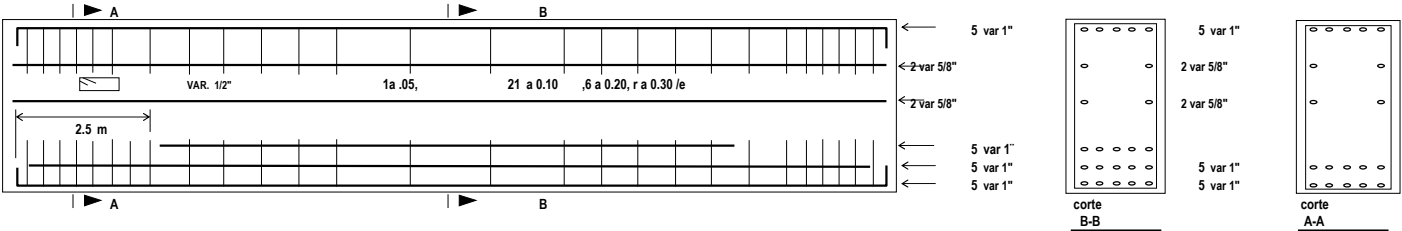
Cortante por impacto	VI=	5.0	Ton
----------------------	-----	-----	-----

Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo Territorial en el Departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT-Nariño)-CPSPJ 004 sistema diferencial de agua para el centro poblado: vereda Las Brisas perteneciente al consejo comunitario Alto Mira y frontera del distrito de Tumaco (puente: quebrada Pusbi)		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Ciente	RED ADELCO		
Contiene	Memoria de Cálculos Estructurales		

Diseño por método a la rotura

$VU=1.3(VD+1.67(VL+VI)) \Rightarrow$	$Vu=$	73.762	Ton
$Vcon=$	$f_i(0.5(f_c)^{0.5}+175^*Vu^d/Mu$		
V que absorbe el concreto \Rightarrow	$Vcon=$	24.7	Ton
V que absorbe acero = $Vace= Vu - Vcon=$	$Vace=$	49.0	Ton
$S=$	$Av*fy*b/Vace$		
$S=$	9	cm	

Se adoptará $S=$ 10 cm Var. 1/2"



b) Diseño de losa

(Tramo interior)

Momento por peso propio	(MD)
Metrado de cargas	
Peso propio	0.5 Ton/m
Asfalto	0.1 Ton/m
$w=$	0.6 Ton/m

Nota	
Consideraremos un coeficiente de (1/10) para los momentos positivos y negativos por peso propio	
Luz entre vigas	2.50
$MD=$	0.38 Ton-m

Momento por sobrecarga (ML)	
$ML=(L+0.61)P/9.74$	
$ML=$	2.554414784

Momento positivo	$ML(+)=$	2.04	Ton-m
Momento negativo	$ML(-)=$	2.30	Ton-m

Momento de impacto (MI)	
$I=15.24/(L+38) =$	0.376296296

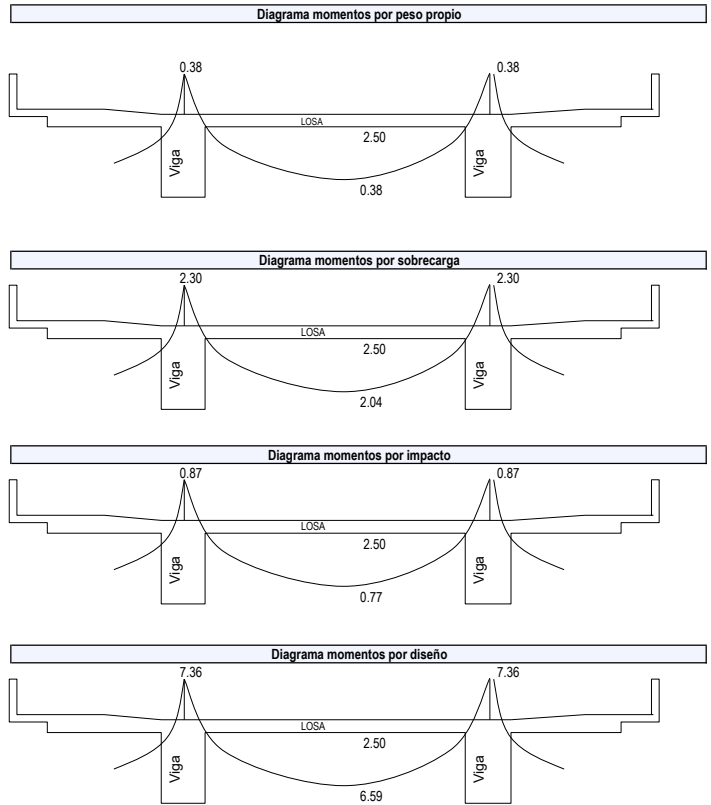
Momento positivo	$ML(+)=$	0.77	Ton-m
Momento negativo	$ML(-)=$	0.87	Ton-m

Diseño por método a la rotura	
$MU(+) = 1.3(MD+1.67(ML+MI)) =$	6.59345 Ton-m
$MU(-) = 1.3(MD+1.67(ML+MI)) =$	7.36 Ton-m

$f'c=$	280	kg/cm ²
$Fy=$	4200	kg/cm ²
$b=$	100	cm
$d=$	17	cm

Acero para momentos Positivos

$w=$	0.095950072	$\&=$	0.006	$<$	75	$\&b=$	0.02833	(Falla dúctil)
$As(cm^2)=$	10.8743	cm ²	VAR,	5/8"	@	18	cm	$As,min=$ 5.7 cm ²
$As principal(+)=$	10.9	cm ²						





Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo Territorial en el Departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT-Nariño)-CPSPJ 004 sistema diferencial de agua para el centro poblado: vereda Las Brisas perteneciente al consejo comunitario Alto Mira y frontera del distrito de Tumaco (puente: quebrada Pusbi)		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	RED ADELCO		
Contiene	Memoria de Cálculos Estructurales		

Acero para momentos Negativos

$w = 0.10785773$ $\delta = 0.007$ $<$ $75\delta b = 0.028333333$ (Falla dúctil)

$As(cm^2) = 12.22387602$ cm^2 $<$ VAR, 5/8" @ 16 cm

Acero por temperatura $As temp = 0.0018 \cdot b \cdot d$

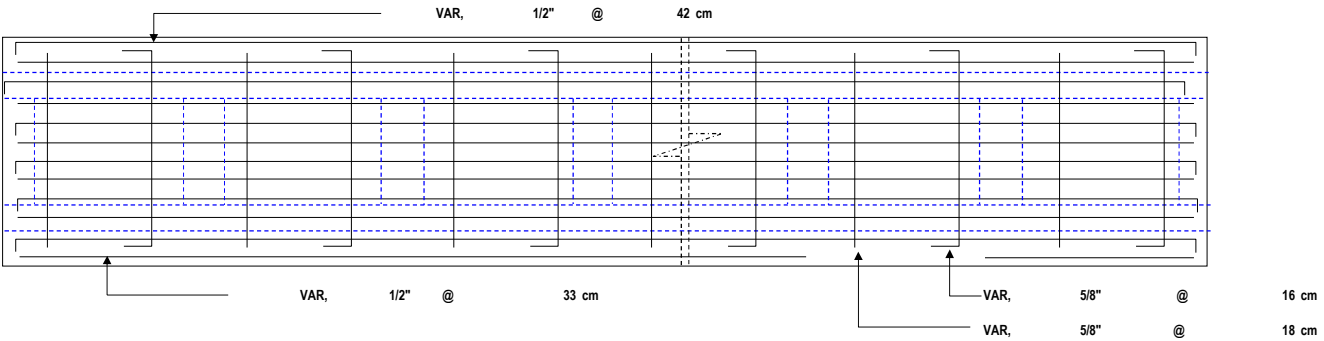
$As temp = 3.06$ cm^2

VAR, 1/2" @ 42

Acero positivo de reparto perpendicular al principal => $As rpp(+) = (121/luz puente^{0.5}) \cdot As principal(+)$

$As rpp(+) = 3.80$ cm^2

VAR, 1/2" @ 33 cms,



c) Diseño de volado

Metrado de cargas

	pesos
losa	0.5
trapecio	0.403125
Asfalto	0.18
Baranda	0.15

Brazos	Momentos (Ton-m)
0.700	0.35
2.375	0.957421875
0.9	0.162
2	0.3

MD= 0 Ton-m

Momento por sobrecarga

$E = 0.8 \cdot X + 1.143$

X=	0.00
E=	1.14

Mv=	P · X/E
Mv=	0

Mv= ML= 0 Ton-m

Momento por impacto

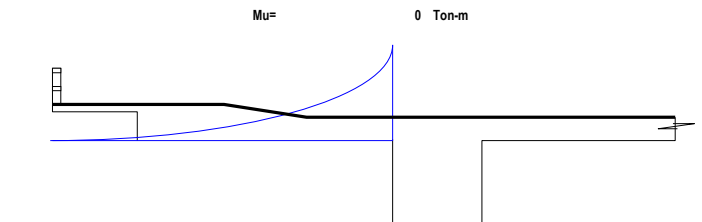
MI= 0 Ton-m

Diseño por método de la rotura

$MU(+) = 1.3(MD + 1.67(ML + MI)) = 0$ Ton-m

f'c=	280	kg/cm ²
Fy=	4200	kg/cm ²
b=	100	cm
d=	17	cm

Diagrama por momento de diseño





Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo Territorial en el Departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT-Nariño)-CPSPJ 004 sistema diferencial de agua para el centro poblado: vereda Las Brisas perteneciente al consejo comunitario Alto Mira y frontera del distrito de Tumaco (puente: quebrada Pusbi)		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	RED ADELCO		
Contiene	Memoria de Cálculos Estructurales		

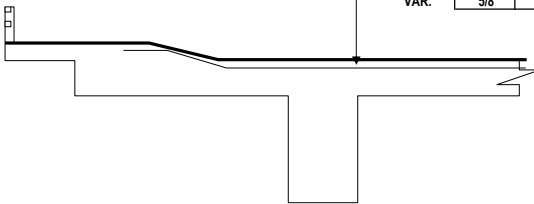
Acero para momentos positivos

$w = 0$ $\phi = 0.000$ $< 75\phi b = 0.02833$ (Falla dúctil)

$A_s(\text{cm}^2) = 0$ cm^2 VAR. 5/8" @ 35 cms

$A_{s,\text{min}} = 5.7$ cm^2

VAR. 5/8" @ 35 cms



d) Diseño del diafragma

Metrados

Asfalto=	0.3	t/m
losa=	1.5	t/m
viga=	0.8	t/m

WD= 2.6 t/m

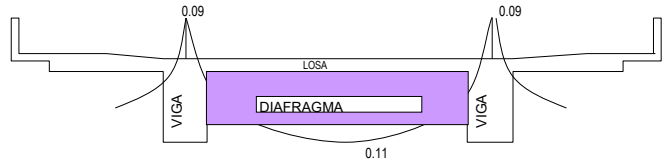
WL= 3 t/m

WU= 9.3 t/m

Mu(-)= 0.09 ton-m

Mu(+)= 0.11 ton-m

Diagrama por momento de diseño



Diseño por método de la rotura

f'c=	280	kg/cm ²
Fy=	4200	kg/cm ²
b=	600	cm
d=	92.0	cm

Acero para momentos Positivos

$w = 8.30519E-06$ $\phi = 0.000$ $< 75\phi b = 0.02833$ (Falla dúctil)

$A_s(\text{cm}^2) = 0.03056$ cm^2 ϕ $A_{s,\text{min}} = 12.27$ cm^2

SE ADOPTARA $A_s = 12.27$ cm^2

6 Varillas de 5/8"

Acero para momentos Negativos

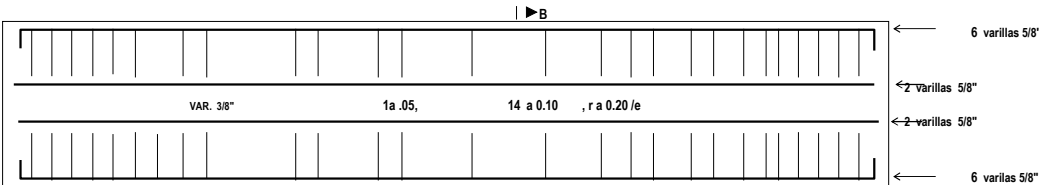
f'c=	280	kg/cm ²
Fy=	4200	kg/cm ²
b=	40	cm
d=	92	cm

$w = 0.000109012$ $\phi = 0.000$ $< 75\phi b = 0.02833$ (Falla dúctil)

$A_s(\text{cm}^2) = 0.02674$ cm^2 ϕ $A_{s,\text{min}} = 12.27$ cm^2

Acero adoptado: 12.27 cm^2

6 Varillas de 5/8"

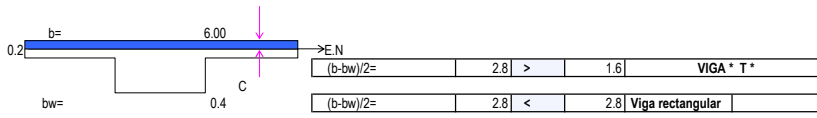


corte B-B



Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo Territorial en el Departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT-Nariño)-CPSPJ 004 sistema diferencial de agua para el centro poblado: vereda Las Brisas perteneciente al consejo comunitario Alto Mira y frontera del distrito de Tumaco (puente: quebrada Pusbi)		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Ciente	RED ADELCO		
Contiene	Memoria de Cálculos Estructurales		

Verificando si se comporta como viga "T" ó "Rectangular"



Profundidad del eje neutro (C)

C=	0.004	<	0.2	Viga rectangular
----	-------	---	-----	------------------

6.2. Diseño estructural de estribos

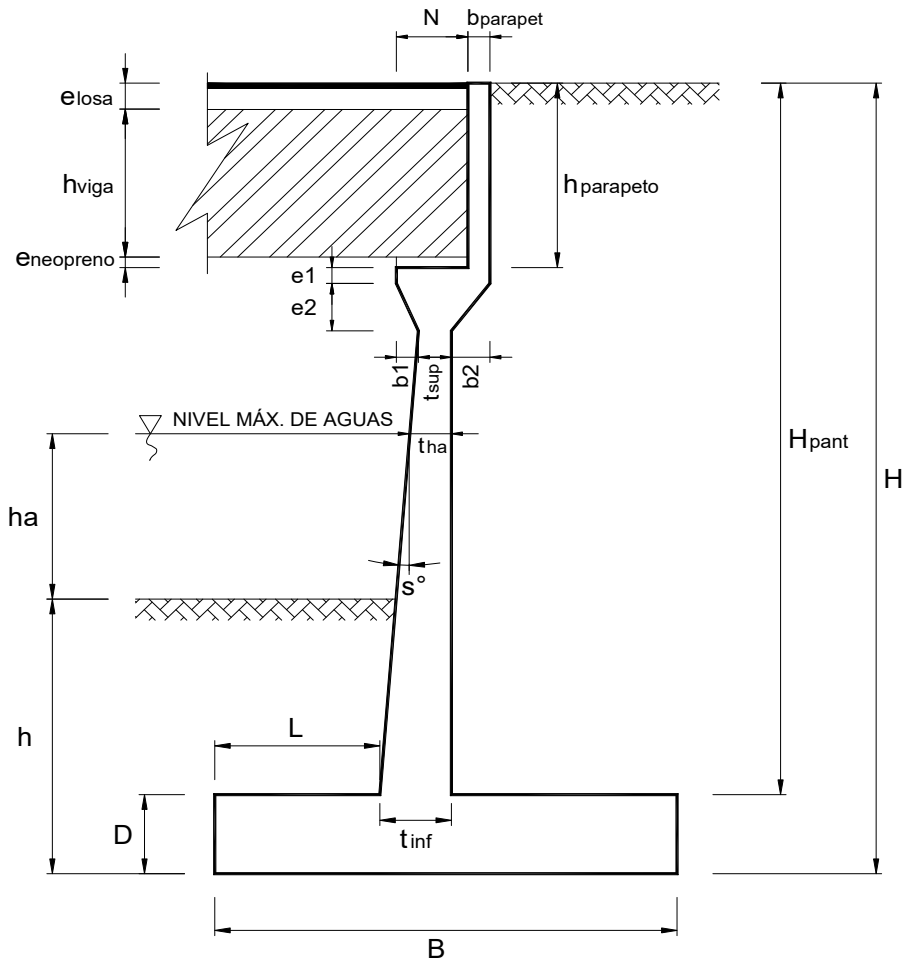
Suelo Estructura Ingenieros Consultores S.A.S

Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente		



Dimensionamiento del estribo

Proyecto	Puente, quebrada Pusbi
Descripción	Estribo típico
Longitud	12.00 m
Ancho total	5.30 m <i>(Ancho de vía + veredas)</i>
Fecha	18/12/2021



Suelo Estructura Ingenieros Consultores S.A.S

Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente		



	Dimensión	Calculado	Redondeado	Observación
	H	3.70 m	3.70 m	Dato
	h	1.75 m	1.75 m	Dato
(1)	B=0.6H	2.22 m	2.70 m	Criterio
(1)	D=0.1H	0.37 m	0.50 m	Criterio
	t _{sup}	0.35 m	0.35 m	Valor mínimo
(1)	t _{inf} =0.1H	0.37 m	0.40 m	Criterio
(1)	L=B/3	0.74 m	0.80 m	Criterio
	e _{losa}	0.20 m	0.20 m	Dato
	h _{viga}	0.80 m	0.80 m	Dato
	e _{neopreno}	0.15 m	0.15 m	Dato
	h _{parapeto}	1.15 m	1.15 m	e _{losa} +h _{viga} +e _{neopreno}
	b _{parapeto}	0.25 m	0.25 m	Asumido
	e1	0.30 m	0.30 m	Asumido
	e2	0.40 m	0.40 m	Asumido
	Dimensión	Calculado	Redondeado	Observación
	b1	0.40 m	0.40 m	Asumido
	b2	0.20 m	0.20 m	Asumido
	s°	2.29°	2.29°	Calculado
(2)	N _{mínimo}	0.22 m	--	Según Norma MTC
	N	0.70 m	0.70 m	Calculado
	h _a	1.10 m	1.10 m	Dato
	t _{ha}	0.31 m	0.31 m	Calculado
	H _{pant}	3.20 m	3.20 m	Calculado

Suelo Estructura Ingenieros Consultores S.A.S			
Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente		



Definición de cargas

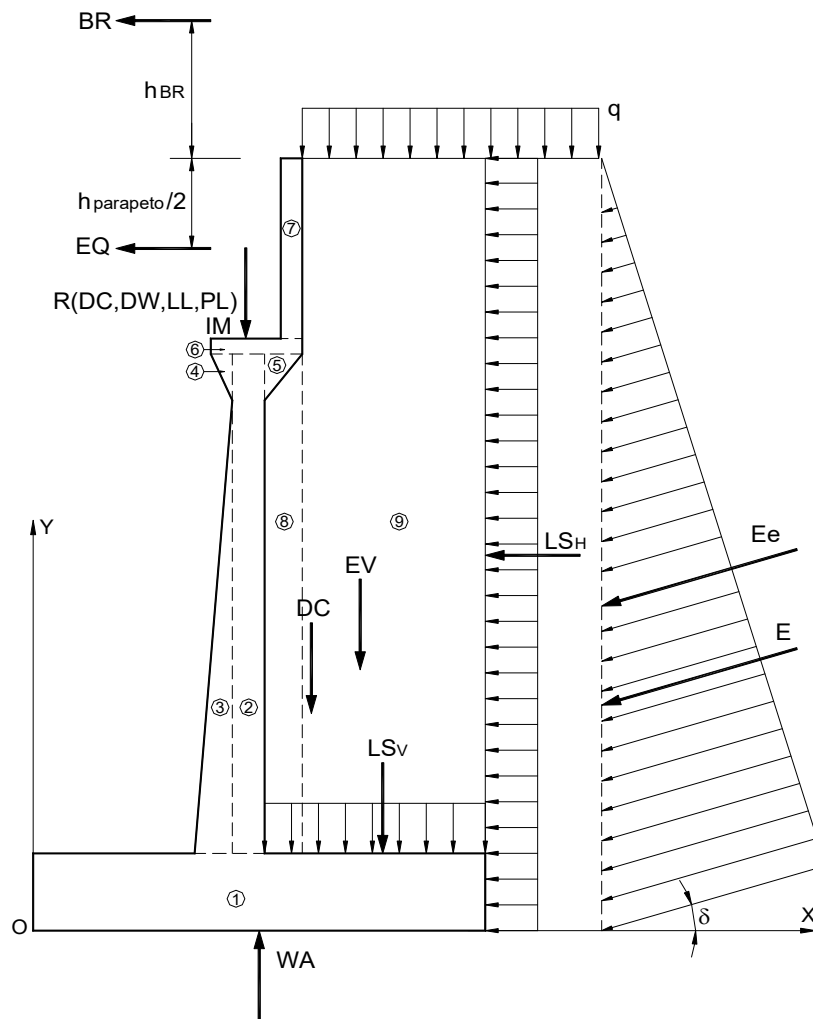
1. Datos previos

- (1)
- (2)
- (3)

$g_{concreto}$	2.40 Ton/m ³
g_m	1.80 Ton/m ³
f	28°
A	0.45
% Impacto	33.00%
q	2.00 Ton/m

Reacciones debido a:

R(DC)	26.80 Ton
R(DW)	18.20 Ton
R(LL)	34.20 Ton
R(PL)	3.00 Ton



Suelo Estructura Ingenieros Consultores S.A.S			
Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente		



2. Peso propio (DC) peso del suelo (EV):

Cálculo de DC				
Nº	VOL. (m³)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	1.35	3.24	1.35	4.37
2	0.61	1.47	1.03	1.51
3	0.03	0.08	0.83	0.07
Nº	VOL. (m³)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0.08	0.19	0.72	0.14
5	0.04	0.10	1.27	0.12
6	0.29	0.68	0.93	0.63
7	0.29	0.69	1.28	0.88
S	--	6.45	--	7.72
Cálculo de EV				
Nº	VOL. (m³)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	0.31	0.56	1.30	0.73
9	4.16	7.49	2.05	15.35
S	--	8.05	--	16.08

DC= 6.45 Ton
x= 1.20 m

EV= 8.05 Ton
x= 2.00 m

3. Peso propio proveniente de la superestructura (DC):

DC= 5.06 Ton/m
x= 0.80 m

4. Carga muerta proveniente de la superestructura (DW):

DW= 3.43 Ton/m
x= 0.80 m

5. Presión estática del suelo (EH Y EV):

$$d=f/2= 14^\circ$$

$$g_m= 1.80 \text{ Ton/m}^3$$

$$(4) \quad K_a= 0.3264$$

$$k_h=A/2= 0.23$$

$$q= 12.68^\circ$$

$$(5) \quad K_e= 0.5112$$

Empuje estático:

E= 4.02 Ton
EH= 3.90 Ton
EV= 0.97 Ton
y= 1.23 m
x= 2.70 m

Empuje dinámico:

Ee= 6.30 Ton
EHe= 6.11 Ton
EVe= 1.52 Ton
DEe= 2.28 Ton
(6) y= 1.59 m
x= 2.70 m

Suelo Estructura Ingenieros Consultores S.A.S			
Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente		



6. Carga viva proveniente de la superestructura (LL):

$$LL = 6.45 \text{ Ton/m}$$

$$x = 0.80 \text{ m}$$

7. Carga de impacto (IM):

$$IM = 2.13 \text{ Ton/m}$$

$$x = 0.80 \text{ m}$$

8. Fuerza de frenado y aceleración (BR):

$$BR = 5\%LL = 0.32 \text{ Ton}$$

$$(7) \quad h_{BR} = 1.80 \text{ m}$$

$$y = 5.50 \text{ m}$$

9. Sobrecarga peatonal proveniente de la superestructura (PL):

$$PL = 0.57 \text{ Ton/m}$$

$$x = 0.80 \text{ m}$$

10. Sobrecarga superficial y de tráfico (LS):

$$p_H = 0.65 \text{ Ton/m}$$

$$LS_H = 2.42 \text{ Ton} \quad LS_V = 3.00 \text{ Ton}$$

$$y = 1.85 \text{ m} \quad x = 1.95 \text{ m}$$

11. Subpresión de agua (WA):

$$WA = -2.18 \text{ Ton}$$

$$x = 1.35 \text{ m}$$

12. Fuerza sísmica (EQ):

$$EQ = 10\%DC = 0.51 \text{ Ton}$$

$$y = 3.13 \text{ m}$$

13. Combinación de cargas

Estado	DC	DW	EH	EV	LL/IM/BR/PL/LS	WA	EQ	n
Resistencia 1	1.25	1.50	1.25	1.25	1.75	1.0	0.0	1.00
Resistencia 2	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.0	0.0	1.00
Resistencia 3	1.25	1.50	1.25	1.25	0.0	1.0	0.0	1.00
Resistencia 4	1.50	1.50	1.50	1.50	0.0	1.0	0.0	1.00
Resistencia 5	1.25	1.50	1.25	1.25	1.5	1.0	0.0	1.00
EV. Extremo 1	1.25	1.25	1.25	1.25	1.0	1.0	1.0	1.00
EV. Extremo 2	1.25	1.25	1.25	1.25	0.5	1.0	1.0	1.00

Suelo Estructura Ingenieros Consultores S.A.S			
Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente		



Verificación de estabilidad

1. Datos previos

Estático			
F.S.D	1.60	m=	0.67
F.S.V	3.00	st=	4.60 Kg/cm ²
F.S.C.C	3.00		
Pseudo-Estatico			
F.S.D	1.05		
F.S.V	2.00		
F.S.C.C	1.50		

2. Fuerzas y momentos actuantes factorados

Fuerzas actuantes (Ton)					
Combinación	EH	LSH	BR	EQ	nSF
Resistencia 1	4.88	4.23	0.56	0.00	9.67
Resistencia 2	4.88	3.26	0.44	0.00	8.57
Resistencia 3	4.88	0.00	0.00	0.00	4.88
Resistencia 4	5.85	0.00	0.00	0.00	5.85
Resistencia 5	4.88	3.62	0.48	0.00	8.98
EV. Extremo 1	7.64	2.42	0.32	0.51	10.88
EV. Extremo 2	7.64	1.21	0.16	0.51	9.51

Momentos actuantes (Ton-m)					
Combinación	EH	LSH	BR	EQ	nSM
Resistencia 1	6.02	7.82	3.11	0.00	16.94
Resistencia 2	6.02	6.03	2.40	0.00	14.44
Resistencia 3	6.02	0.00	0.00	0.00	6.02
Resistencia 4	7.22	0.00	0.00	0.00	7.22
Resistencia 5	7.76	6.70	2.66	0.00	17.12
EV. Extremo 1	12.15	4.47	1.77	1.58	19.97
EV. Extremo 2	12.15	2.23	0.89	1.58	16.85

3. Fuerzas y momentos resistentes factorados

Fuerzas resistentes (Ton)									
Combinación	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nSF
Resistencia 1	14.39	5.15	11.29	3.73	0.99	11.27	5.25	-2.18	49.89
Resistencia 2	14.39	5.15	8.71	2.87	0.76	11.27	4.05	-2.18	45.03
Resistencia 3	14.39	5.15	0.00	0.00	0.00	11.27	0.00	-2.18	28.63
Resistencia 4	17.26	5.15	0.00	0.00	0.00	13.53	0.00	-2.18	33.76
Resistencia 5	14.39	5.15	9.68	3.19	0.85	11.27	4.50	-2.18	46.85
EV. Extremo 1	14.39	4.29	6.45	2.13	0.57	11.27	3.00	-2.18	39.92
EV. Extremo 2	14.39	4.29	3.23	1.06	0.28	11.27	1.50	-2.18	33.85

Suelo Estructura Ingenieros Consultores S.A.S			
Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente		



Momentos resistentes (Ton-m)									
Combinación	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nSM
Resistencia 1	14.71	4.12	9.03	2.98	0.79	23.38	10.24	-2.94	62.31
Resistencia 2	14.71	4.12	6.97	2.30	0.61	23.38	7.90	-2.94	57.04
Resistencia 3	14.71	4.12	0.00	0.00	0.00	23.38	0.00	-2.94	39.26
Resistencia 4	17.65	4.12	0.00	0.00	0.00	28.05	0.00	-2.94	46.88
Resistencia 5	14.71	4.12	7.74	2.56	0.68	23.38	8.78	-2.94	59.02
EV. Extremo 1	14.71	3.43	5.16	1.70	0.45	23.38	5.85	-2.94	51.74
EV. Extremo 2	14.71	3.43	2.58	0.85	0.23	23.38	2.93	-2.94	45.16


4. Estabilidad al deslizamiento

Combinación	mSFv/SF _H	
Resistencia 1	3.440	OK!
Resistencia 2	3.502	OK!
Resistencia 3	3.914	OK!
Resistencia 4	3.846	OK!
Resistencia 5	3.477	OK!
EV. Extremo 1	2.446	OK!
EV. Extremo 2	2.372	OK!

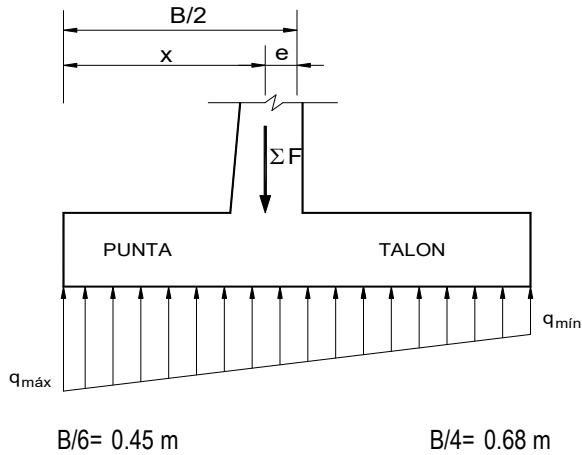
5. Estabilidad al volcamiento

Combinación	SM _R /SM _A	
Resistencia 1	3.678	OK!
Resistencia 2	3.949	OK!
Resistencia 3	6.527	OK!
Resistencia 4	6.494	OK!
Resistencia 5	3.447	OK!
EV. Extremo 1	2.591	OK!
EV. Extremo 2	2.681	OK!

Suelo Estructura Ingenieros Consultores S.A.S

Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi			
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño	
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO			
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente			

6. Presiones sobre el suelo



Combinación	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)		qmin (Ton/m)	
Resistencia 1	0.909	0.441	OK!	36.57	OK!	0.38	OK!
Resistencia 2	0.946	0.404	OK!	31.65	OK!	1.70	OK!
Resistencia 3	1.161	0.189	OK!	15.05	OK!	6.16	OK!
Resistencia 4	1.175	0.175	OK!	17.38	OK!	7.63	OK!
Resistencia 5	0.894	0.45	OK!	34.51	OK!	0.19	OK!
EV. Extremo 1	0.796	0.554	OK!	26.92	OK!	2.65	OK!
EV. Extremo 2	0.836	0.514	OK!	22.07	OK!	3.00	OK!

Nombre del proyecto

Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi

Municipio

Tumaco

Departamento

Nariño

Cliente

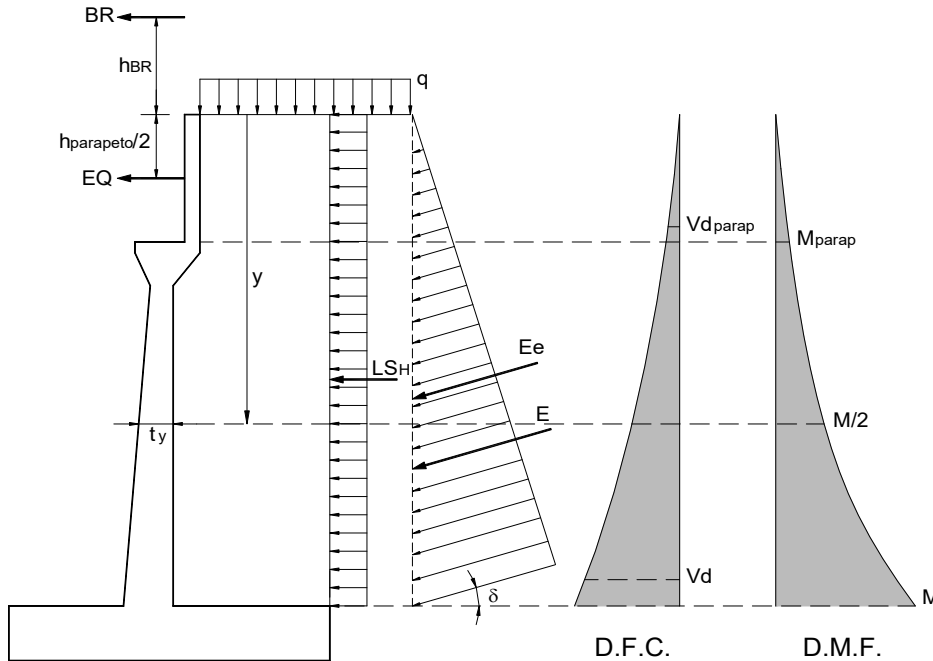
Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO

Contiene

Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente



Análisis estructural



1. Cálculo del cortante y momento de diseño (base de la pantalla)

$y = 3.20 \text{ m}$

Combinación	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" de la cara				
	EH	LSH	BR	EQ	nSVd
Resistencia 1	3.54	3.60	0.56	0.00	7.70
Resistencia 2	3.54	2.78	0.44	0.00	6.75
Resistencia 3	3.54	0.00	0.00	0.00	3.54
Resistencia 4	4.24	0.00	0.00	0.00	4.24
Resistencia 5	3.54	3.08	0.48	0.00	7.10
EV. Extremo 1	3.54	2.06	0.32	0.51	6.42
EV. Extremo 2	3.54	1.03	0.16	0.51	5.23

Combinación	MOMENTO M (Ton-m) - máximo				
	EH	LSH	BR	EQ	nSM
Resistencia 1	3.89	5.85	2.82	0.00	12.56
Resistencia 2	3.89	4.51	2.18	0.00	10.58
Resistencia 3	3.89	0.00	0.00	0.00	3.89
Resistencia 4	4.67	0.00	0.00	0.00	4.67
Resistencia 5	3.89	5.01	2.42	0.00	11.32
EV. Extremo 1	3.89	3.34	1.61	1.04	9.88
EV. Extremo 2	3.89	1.67	0.81	1.04	7.41

Suelo Estructura Ingenieros Consultores S.A.S

Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente		



2. Ubicación de M/2 para el corte del acero:

$y = 2.070 \text{ m}$
 $t_y = 0.358 \text{ m}$
 $M_u = 12.56 \text{ Ton-m}$
 $M_u/2 = 6.26 \text{ Ton-m}$

OK!

Combinación	Momento M/2 (Ton-m)				
	EH	LSH	BR	EQ	nS(M/2)
Resistencia 1	1.63	2.45	2.19	0.00	6.26
Resistencia 2	1.63	1.89	1.69	0.00	5.20
Resistencia 3	1.63	0.00	0.00	0.00	1.63
Resistencia 4	1.95	0.00	0.00	0.00	1.95
Resistencia 5	1.63	2.10	1.87	0.00	5.60
EV. Extremo 1	1.63	1.40	1.25	0.47	4.74
EV. Extremo 2	1.63	0.70	0.62	0.47	3.42

3. Cálculo del cortante y momento en la base del parapeto

Combinación	Cortante Vdparap (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	EH	LSH	BR	EQ	nSVd
Resistencia 1	0.43	1.26	0.56	0.00	2.25
Resistencia 2	0.43	0.97	0.44	0.00	1.84
Resistencia 3	0.43	0.00	0.00	0.00	0.43
Resistencia 4	0.52	0.00	0.00	0.00	0.52
Resistencia 5	0.43	1.08	0.48	0.00	1.99
EV. Extremo 1	0.43	0.72	0.32	0.51	1.98
EV. Extremo 2	0.43	0.36	0.16	0.51	1.46

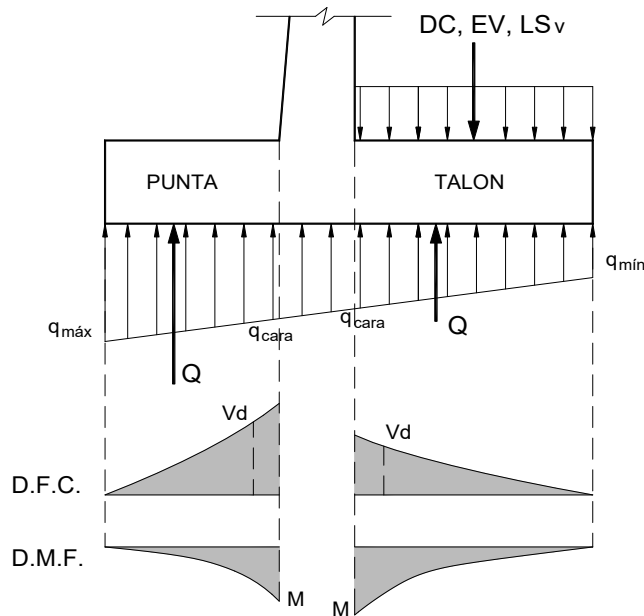
Combinación	Momento Mparap (Ton-m) - Máximo				
	EH	LSH	BR	EQ	nSM
Resistencia 1	0.50	0.76	1.67	0.00	2.92
Resistencia 2	0.50	0.58	1.28	0.00	2.37
Resistencia 3	0.50	0.00	0.00	0.00	0.50
Resistencia 4	0.60	0.00	0.00	0.00	0.60
Resistencia 5	0.50	0.65	1.43	0.00	2.58
EV. Extremo 1	0.50	0.43	0.95	0.29	2.18
EV. Extremo 2	0.50	0.22	0.48	0.29	1.49

Suelo Estructura Ingenieros Consultores S.A.S

Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotécnico - Estribos de Puente		



4. Cálculo del cortante y momento en el talón de la zapata



Combinación	qcara (Ton/m)	Cortante Vd (Ton) - A "d" de la cara				
		DC	LSv	EV	Q	nSVd
Resistencia 1	20.489	-2.18	-5.25	-10.06	41.37	23.89
Resistencia 2	18.343	-2.18	-4.05	-10.06	36.25	19.97
Resistencia 3	11.099	-2.18	0.00	-10.06	18.96	6.73
Resistencia 4	13.047	-2.61	0.00	-12.07	22.06	7.38
Resistencia 5	19.260	-2.18	-4.50	-10.06	38.99	22.25
EV. Extremo 1	16.134	-2.18	-3.00	-10.06	31.22	15.98
EV. Extremo 2	13.596	-2.18	-1.50	-10.06	25.86	12.13

Combinación	qcara (Ton/m)	Momento M (Ton-m) - Máximo				
		DC	LSv	EV	Q	nSM
Resistencia 1	20.489	-1.69	-3.94	-7.54	35.11	21.95
Resistencia 2	18.343	-1.69	-3.04	-7.54	30.62	18.35
Resistencia 3	11.099	-1.69	0.00	-7.54	15.45	6.22
Resistencia 4	13.047	-2.03	0.00	-9.05	17.93	6.85
Resistencia 5	19.260	-1.69	-3.38	-7.54	33.11	20.50
EV. Extremo 1	16.134	-1.69	-2.25	-7.54	26.24	14.76
EV. Extremo 2	13.596	-1.69	-1.13	-7.54	21.65	11.30

Suelo Estructura Ingenieros Consultores S.A.S

Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotécnico - Estribos de Puente		

**5. Cálculo del cortante y momento en la punta de la zapata**

Combinación	qcara (Ton/m)	Cortante Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nSV
Resistencia 1	25.850	-1.13	23.41	22.28
Resistencia 2	22.780	-1.13	20.41	19.29
Resistencia 3	12.417	-1.13	10.30	9.18
Resistencia 4	14.490	-1.35	11.95	10.60
Resistencia 5	24.345	-1.13	22.07	20.95
EV. Extremo 1	19.730	-1.13	17.49	16.37
EV. Extremo 2	16.422	-1.13	14.44	13.31

Combinación	qcara (Ton/m)	Momento M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nSM
Resistencia 1	25.850	-0.48	12.85	12.37
Resistencia 2	22.780	-0.48	11.08	10.60
Resistencia 3	12.417	-0.48	5.10	4.62
Resistencia 4	14.490	-0.58	5.87	5.29
Resistencia 5	24.345	-0.48	12.13	11.65
EV. Extremo 1	19.730	-0.48	9.38	8.90
EV. Extremo 2	16.422	-0.48	7.67	7.19

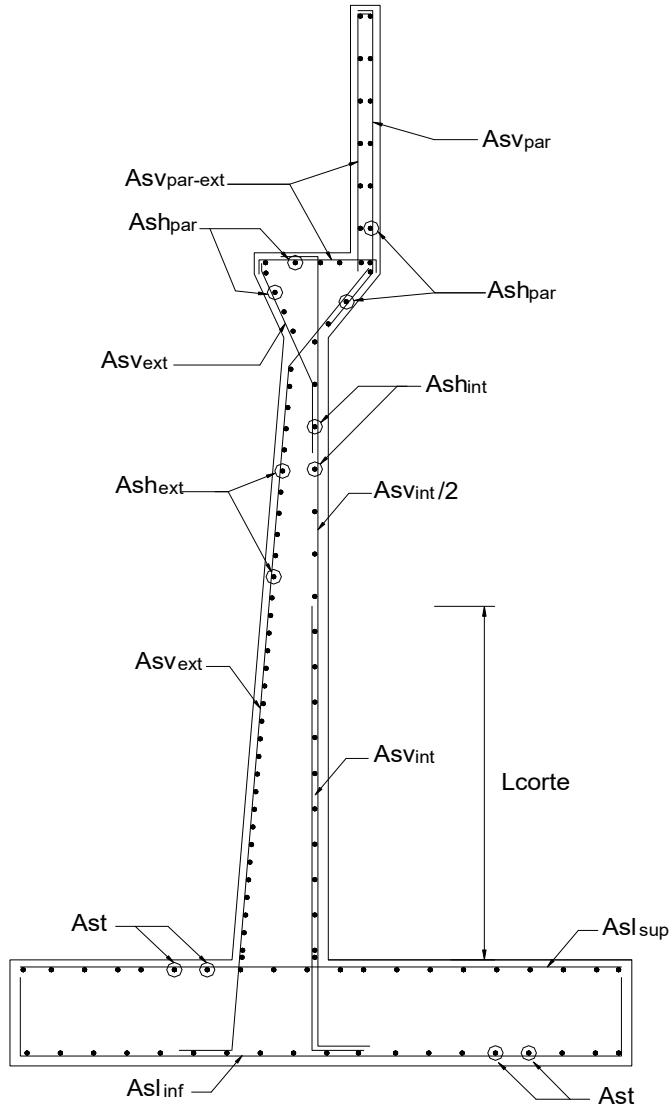
Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente		

Diseño estructural

1. Datos

f_c 280 Kg/cm²
 r (pant) 0.05 m
 f (Flexión) 0.90

f_y 4200 Kg/cm²
 r (zapata) 0.075 m
 f (Corte) 0.75



Áreas de acero		
Barra	Denominación	A (cm ²)
#3	3/8"	0.71 cm ²
#4	1/2"	1.27 cm ²
#5	5/8"	1.98 cm ²
#6	3/4"	2.85 cm ²
#7	7/8"	3.88 cm ²
#8	1"	5.07 cm ²
#9	1 1/8"	6.41 cm ²
#10	1 1/4"	7.92 cm ²
#11	1 3/8"	9.58 cm ²
#12	1 1/2"	11.40 cm ²

Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente		

2. Diseño de la pantalla

Verificación de cortante

$fV_c = 23.28 \text{ Ton}$

$V_u = 7.70 \text{ Ton}$

OK!

Cara interior	
DESC.	Valor
Mu	12.56 Ton-m
d	0.35 m
a	1.72 cm
As	9.73 cm ²
r	0.0082
r _{min}	0.0467
#5	1.98 cm ²
Nº Aceros	82.52
s (Calculado)	1.21 cm
s (Redond.)	20 cm
Asv_{int}	#5@20
Ld	0.63 m
Lcorte (calc)	1.76 m
Lcorte (redond)	1.80 m
Asv _{int} /2	#5@20

USAR Asmin!

Cara exterior	
DESC.	Valor
#5	1.98 cm ²
As _{min}	163.40 cm ²
Nº Aceros	82.52
s (Calculado)	1.21 cm
s (Redond.)	20 cm
Asv_{ext}	#5@20

Acero horizontal			
Parte inferior		Parte superior	
DESC.	Valor	DESC.	Valor
#5	1.98 cm ²	#5	1.98 cm ²
r	0.0025	r	0.0025
Ash	8.75 cm ²	Ash	7.70 cm ²
Nº Aceros	4.42	Nº Aceros	3.89
s (Calculado)	22.63 cm	s (Calculado)	25.70 cm
s (Redond.)	20 cm	s (Redond.)	20 cm
Ash _{int}	#5@20	Ash _{int}	#5@20
#5	1.98 cm ²	#5	1.98 cm ²
2*Ash/3	5.83 cm ²	2*Ash/3	5.14 cm ²
Nº Aceros	2.95	Nº Aceros	2.59
s (Calculado)	33.94 cm	s (Calculado)	38.55 cm
s (Redond.)	20 cm	s (Redond.)	20 cm
Ash _{ext}	#5@20	Ash _{ext}	#5@20

Resuemn	Ash _{int}	#5@20cm
	Ash _{ext}	#5@20cm

Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente		

3. Diseño de parapeto

Verificación de cortante

$fV_c = 13.30 \text{ Ton}$

$V_u = 0.00 \text{ Ton}$

OK!

Acero vertical interior	
DESC.	Valor
Mu	2.92 Ton-m
d	0.20 m
a	0.69 cm
As	3.94 cm ²
r	0.0020
r _{min}	0.0027
#5	1.98 cm ²
Nº Aceros	82.52
s (Calculado)	1.21 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{vpar}	#5@20

USAR As_{min}!

Acero vertical exterior	
As _{vpar-ext}	#5@20

Acero horizontal	
As _{hpar}	#5@20

4. Diseño del talón de la zapata

Verificación de cortante

$fV_c = 29.93 \text{ Ton}$

$V_u = 23.89 \text{ Ton}$

OK!

Cara inferior	
DESC.	Valor
Mu	21.95 Ton-m
d	0.43 m
a	2.48 cm
As	14.07 cm ²
r	0.0033
r _{min}	0.0027
#6	2.85 cm ²
Nº Aceros	4.94
s (Calculado)	20.25 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{linf}	#6@20

OK!

Cara superior	
DESC.	Valor
#6	2.85 cm ²
As _{min}	11.33 cm ²
Nº Aceros	3.98
s (Calculado)	25.15 cm
s (Redond.)	25 cm
As _{lsup}	#6@25

Acero transversal	
As _t	#6@25

Nombre del proyecto	Proyecto de desarrollo territorial en el departamento de Nariño en condiciones de Paz (PDT - Nariño) Puente, Quebrada Pusbi		
Municipio	Tumaco	Departamento	Nariño
Cliente	Red Nacional de Agencias de desarrollo local de Colombia - RED ADELCO		
Contiene	Diseño Estructural y geotecnico - Estribos de Puente		

5. Diseño de la punta de la zapata

Verificación de cortante

$f_{vc} = 29.93 \text{ Ton}$

$V_u = 22.28 \text{ Ton}$

OK!

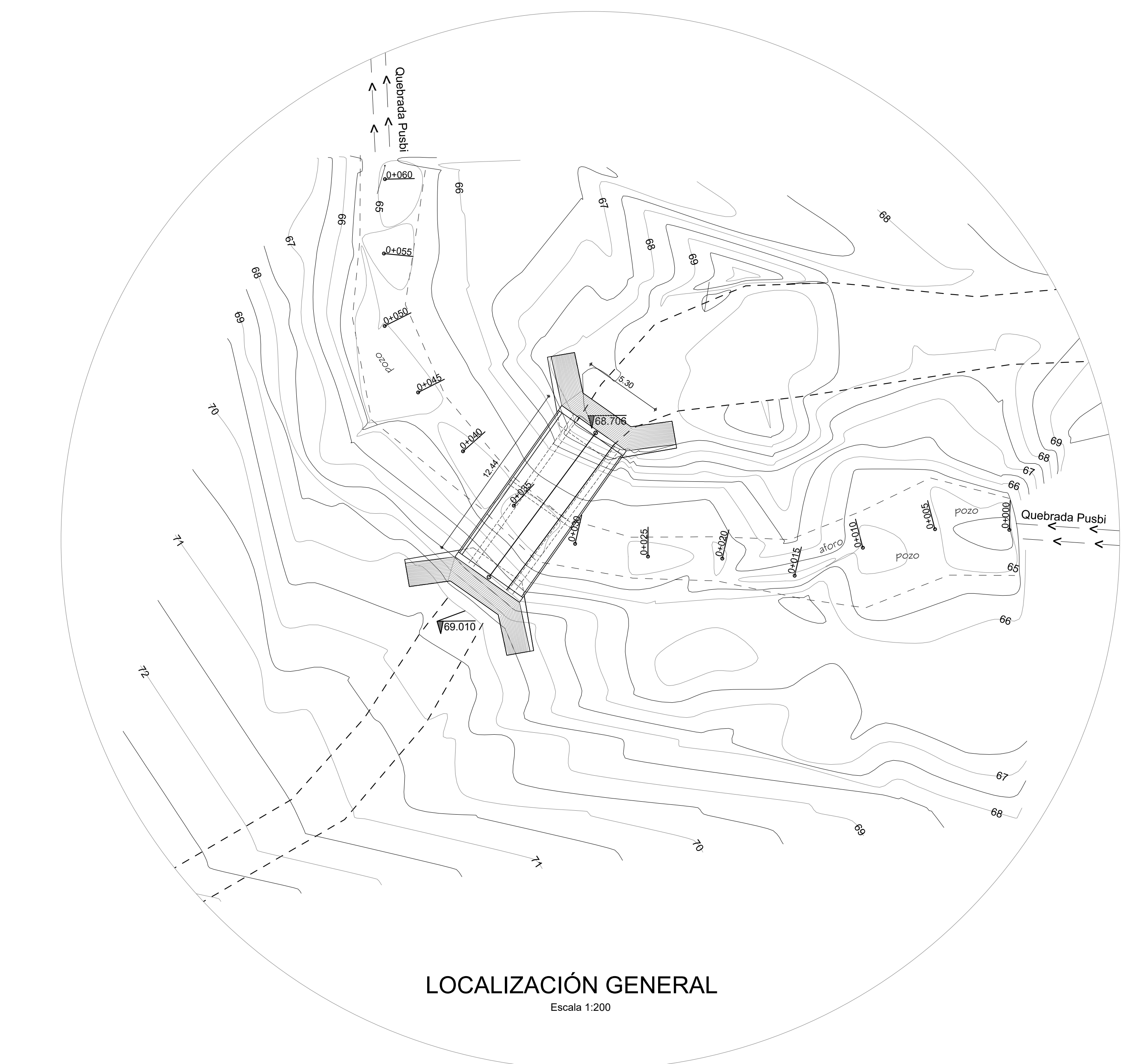
Cara inferior	
DESC.	Valor
Mu	12.37 Ton-m
d	0.43 m
a	1.38 cm
As	7.83 cm ²
r	0.0018
r _{min}	0.5029
#6	2.85 cm ²
Nº Aceros	750.00
s (Calculado)	0.13 cm
s (Redond.)	20 cm
As_{inf}	#6@20

Usar Asmin!

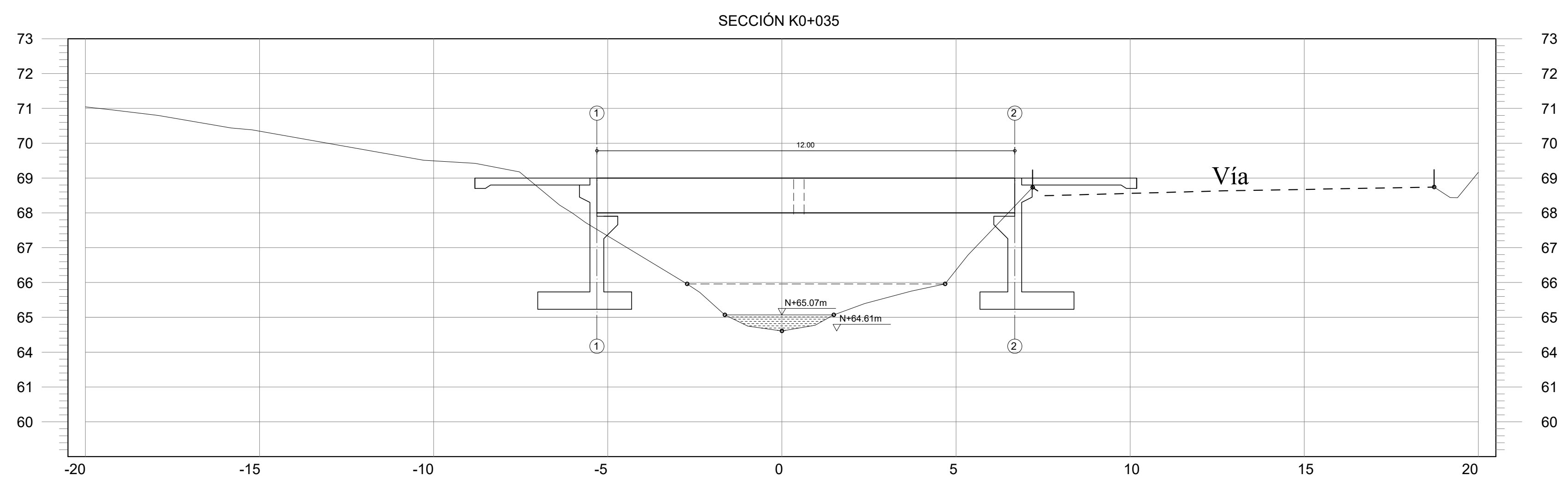
Cara superior	
DESC.	Valor
#6	2.85 cm ²
As _{min}	2137.50 cm ²
Nº Aceros	750.00
s (Calculado)	0.13 cm
s (Redond.)	25 cm
As _{sup}	#6@25

ACERO TRANSVERSAL

Ast	#6@25
-----	-------



LOCALIZACIÓN GENERAL
Escala 1:200



PERFIL GENERAL PUENTE
Escala 1:75

CURADO DEL CONCRETO:

Todos los curados recomendados serán mediante agua, las 24 horas del día, durante los primeros siete (7) días de edad de los elementos estructurales. El agua de curado se debe aplicar tan pronto sea posible, antes que la superficie llegue al punto de color mate y antes que se presenten fisuras en el concreto.

Zapatas y vigas de amarre: Se debe mantener encharcada la superficie del concreto expuesta, mediante una lámina de agua de al menos 5mm de espesor; durante los primeros siete días de edad. El agua se debe aplicar por aspersión muy lenta antes que se llegue al punto de color mate o se presenten fisuras por retracción plástica.

Columnas: Tan pronto se retire el encofrado, se deben curar mediante envoltura en polietileno, debidamente adherido al concreto para evitar efecto inversadero. La superficie expuesta se debe mantener encharcada con una lámina de agua de 5mm de espesor mínimo, incluso desde antes de retirar el encofrado de la columna. Mantener durante los primeros siete días de edad.

Losas: Se debe mantener encharcada la superficie del concreto expuesta, mediante una lámina de agua de 5mm de espesor mínimo; durante los primeros siete días de edad. El agua se debe aplicar por aspersión muy lenta antes que se llegue al punto de color mate o se presenten fisuras por retracción plástica y evitando que el agua haga lavado de pasta de cemento.

Escaleras: Se deben curar similar a las losas.

Tanques y vigas canales: Se deben mantener inundadas las losas de fondo y de cubierta, con una lámina de 10 cm para la losa de fondo y 5 mm para la losa de cubierta. Las superficies expuestas se deben mantener completamente húmedas, durante los siete primeros días de edad. Se debe realizar la prueba de estanqueidad antes de poner en servicio el tanque. Tan pronto sea posible, los tanques y vigas canales se deben llenar con agua potable para completar su curado.

Otros elementos: En general, todos los concretos se deben curar mediante agua durante los primeros siete días de edad del concreto, comenzando muy temprano, antes de que se evapore la lámina superficial de agua de exudación.

DURABILIDAD DEL CONCRETO: El diseño de la mezcla debe incluir los requisitos de durabilidad de acuerdo con las categorías y clases de exposición de acuerdo con los artículos C.4.2.1 Y C.4.3.1 de NSR-10.

Todos los concretos que se localicen por debajo de la superficie del terreno, deben tener impermeabilizante integral.

NOTAS:

- Seguir las recomendaciones del estudio de suelos.
- El Ingeniero de suelos aprobará el fondo de las excavaciones.
- Antes de iniciar la construcción, se deben verificar cotas con planos arquitectónicos.
- La localización de ejes se debe realizar con planos arquitectónicos.
- No realizar cambios sin consultar a los diseñadores de la estructura.
- Seguir todas las recomendaciones de construcción contenidas en el Reglamento NSR-10.
- El refuerzo debe estar limpio y libre de grasas u otros productos que puedan alterar la adherencia con el concreto o mortero.
- Durante la construcción, se requiere ensayos de verificación de resistencia.
- No se permiten tuberías embebidas en vigas y columnas.

PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE:

Localización: Las Brisas- Tumaco- Nariño
Amenaza Sísmica: Alta
PGA=0.45 SS=1.0 S1=0.55
Perfil de Suelo Tipo E
FFQA=0.9 Fa=0.9 Fv=2.4
Grupo de uso III I=1.25
MATERIALES:

CONCRETOS:

Concreto de limpieza $f_c = 14$ MPa (2000 PSI).
Concreto estructural $f_c = 28$ MPa (3000 PSI) para vigas
Concreto estructural $f_c = 28$ MPa (4000 PSI) para estribo

ACERO DE REFUERZO:

$f_y = 420$ MPa (60,000 PSI) para barras y mallas electrosoldadas

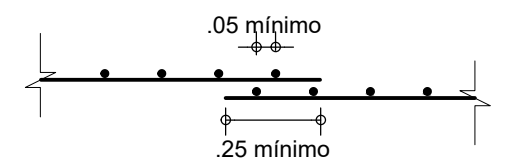
VARILLA No.	Ø	180°	VIGAS AEREA		VIGAS DE CIMENTACION	COLUMNAS
			INFERIOR	SUPERIOR		
2	0.10	0.10	0.50	0.50	0.50	1.00
3	0.15	0.15	0.50	0.50	0.50	1.00
4	0.20	0.15	0.50	0.50	0.60	1.00
5	0.25	0.20	0.70	0.70	0.80	1.00
6	0.30	0.20	0.70	0.70	0.90	1.00
7	0.35	0.25	1.10	1.00	1.10	1.10
8	0.40	0.25	1.40	1.40	1.20	1.20

Nota: Utilizar los traslapes mínimos de este cuadro, a menos que el despece indique algo diferente.

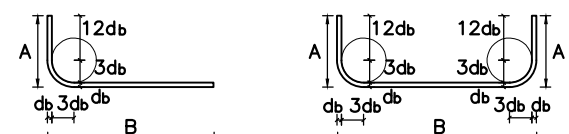
NOMENCLATURA REFUERZO

A=Cantidad de barras. Ejemplo: 5
B=Número de la barra. Ejemplo: #4
C=Longitud de la barra en decímetros
Ejemplo: 75
Son 5 barras N°4 Longitud 7.50m

DETALLE TRASLAPO MALLAS ELECTROSOLDADAS

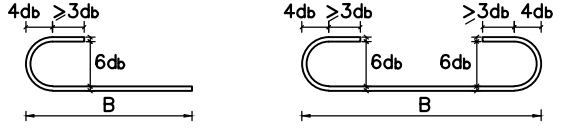


ESQUEMA GANCHOS A 90°

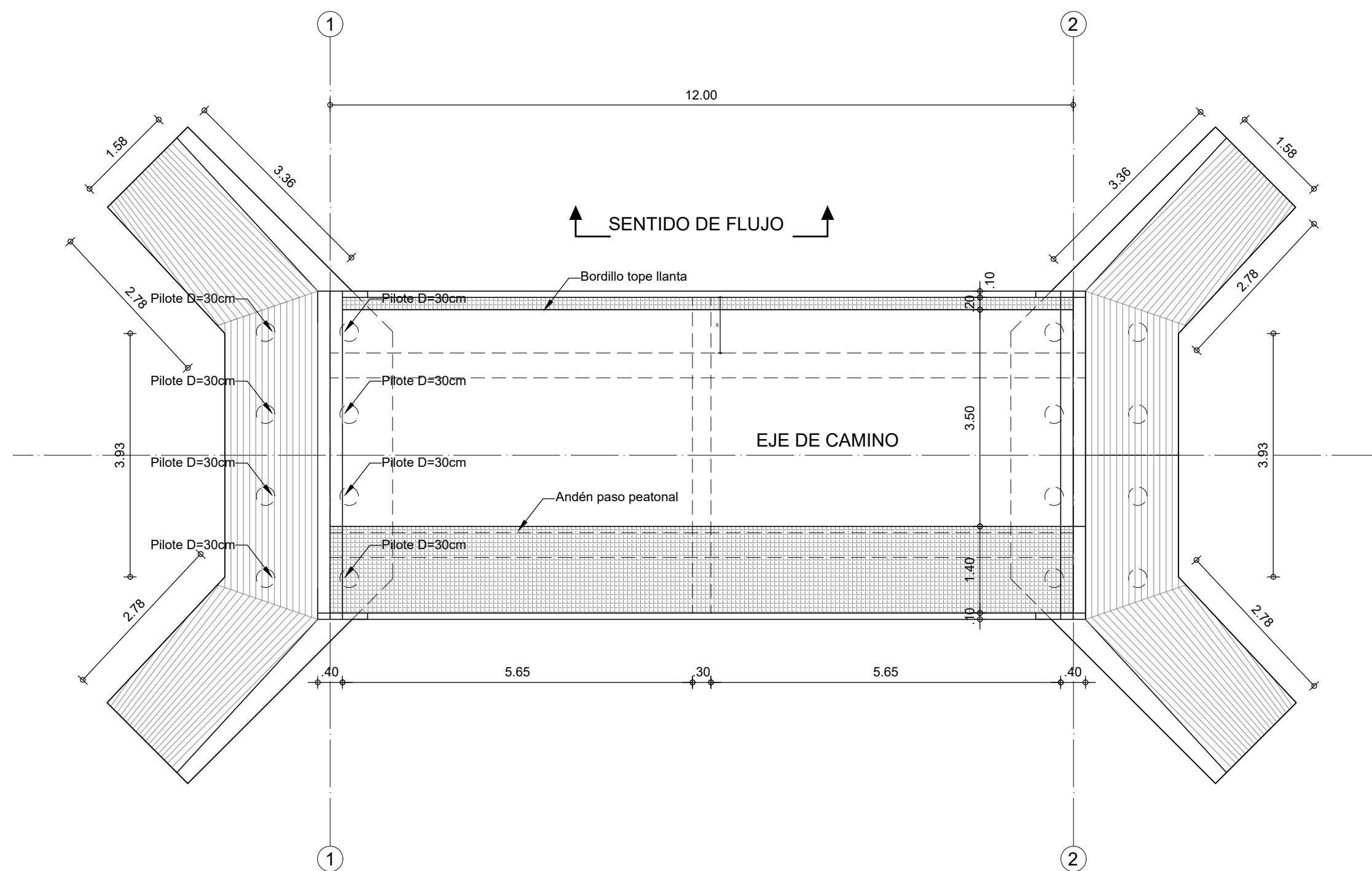


Nota: La longitud de corte debe ser menor que A+B y 2A+B, para que se respete la medida B.

ESQUEMA GANCHOS A 180°

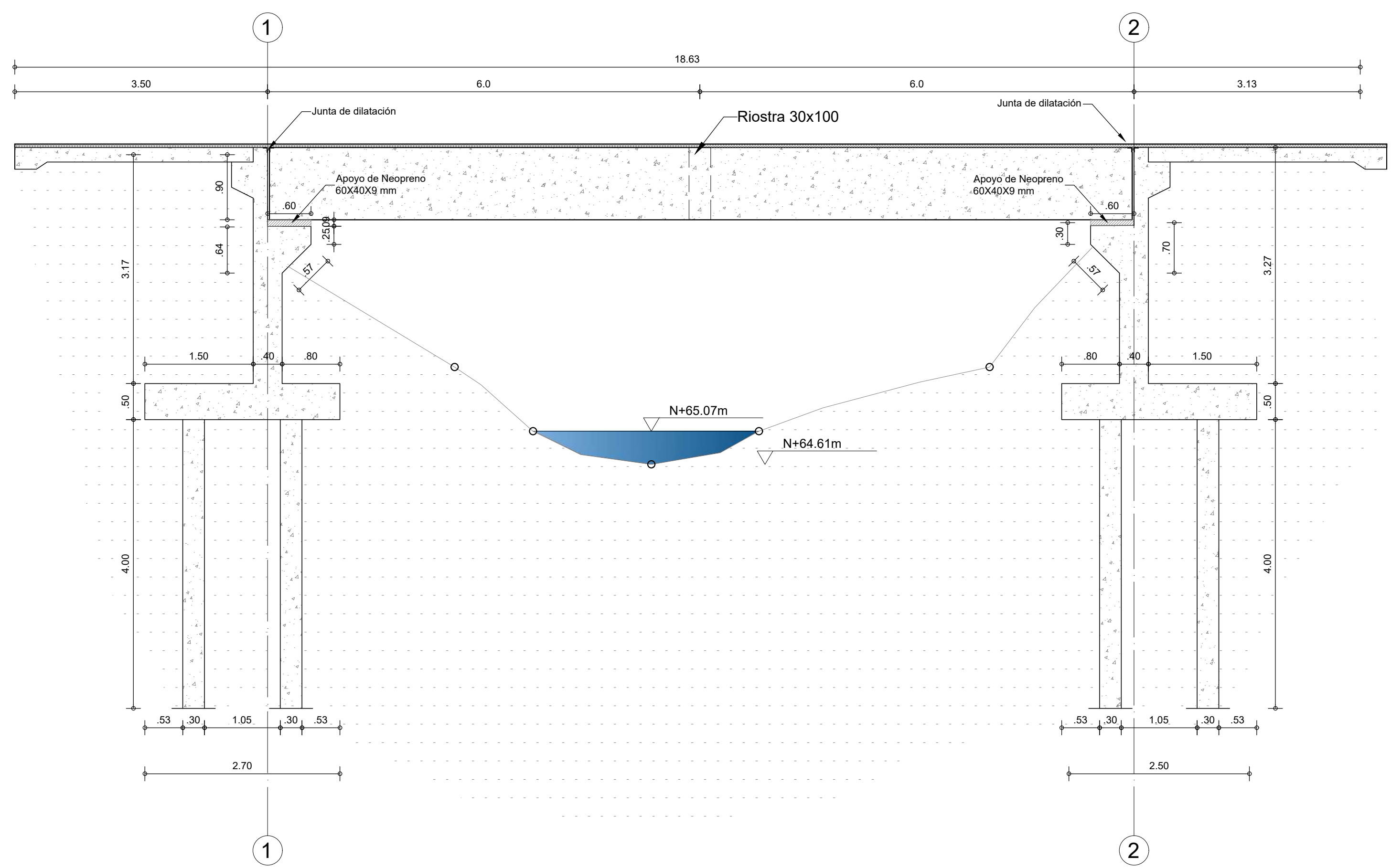


Nota: La longitud de corte debe ser ligeramente mayor que A+B y 2A+B, para que se respete la medida B.

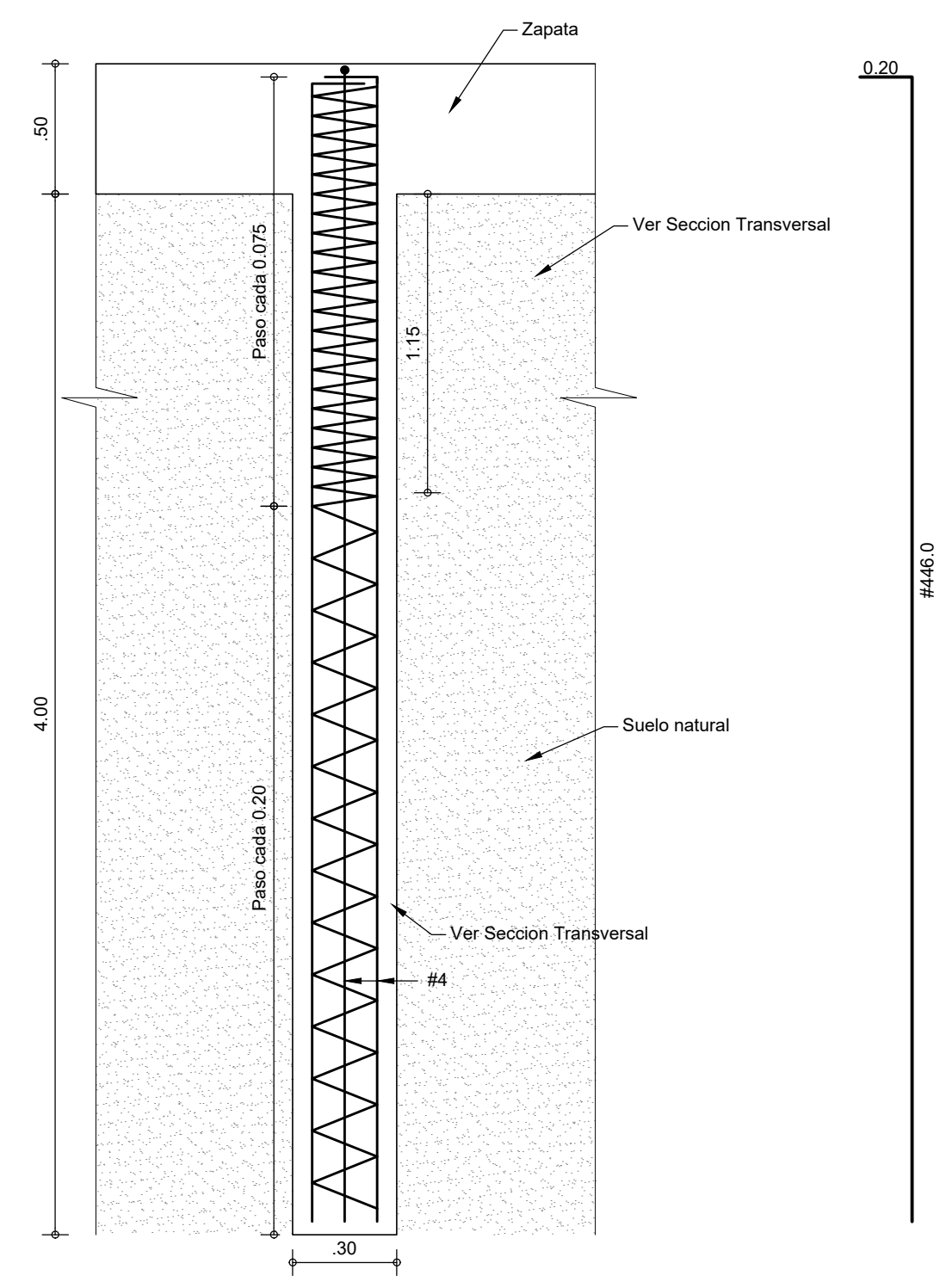


PLANTA GENERAL
Escala 1:75

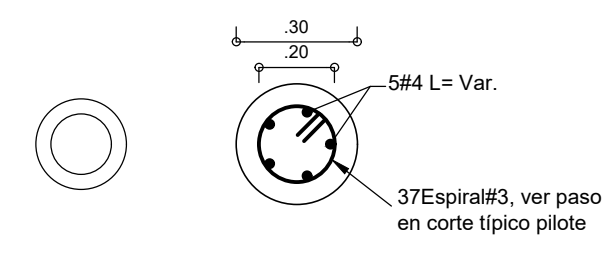
RECUBRIMIENTOS	
Se deben prever los recubrimientos indicados en los detalles y según tamaño de estribos. En caso de no estar especificado, usar los siguientes recubrimientos.	
Elemento	Recubrimiento (mm)
Concreto colocado directamente sobre el suelo y en contacto con la tierra	75
Concreto expuesto a la intemperie o en contacto con suelo de retención	50
Losas, muros y viguetas	20
Estribos y espirales de vigas y columnas	40
Refuerzo principal de vigas y columnas	40

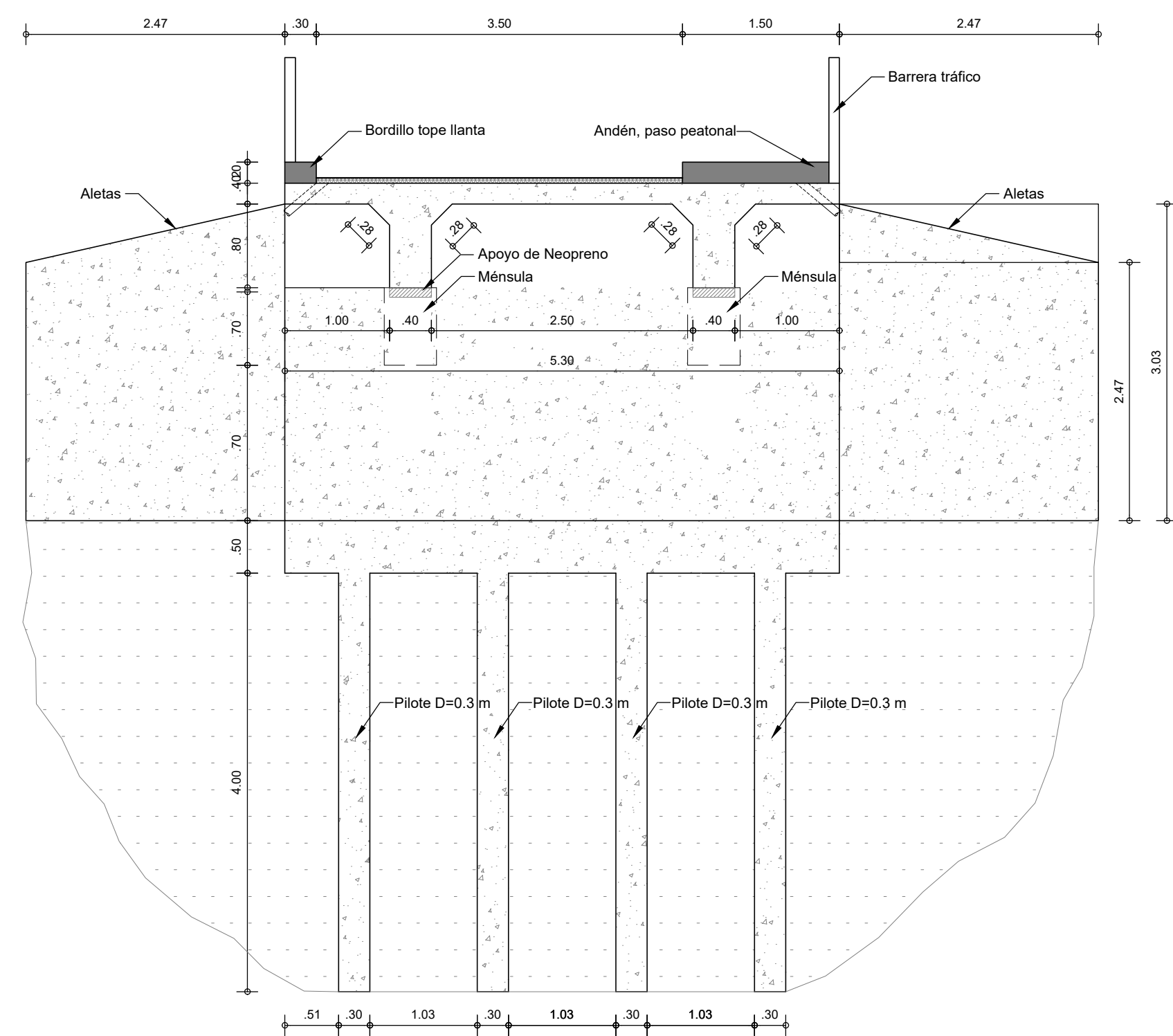


PERFIL PUENTE
Escala 1:50

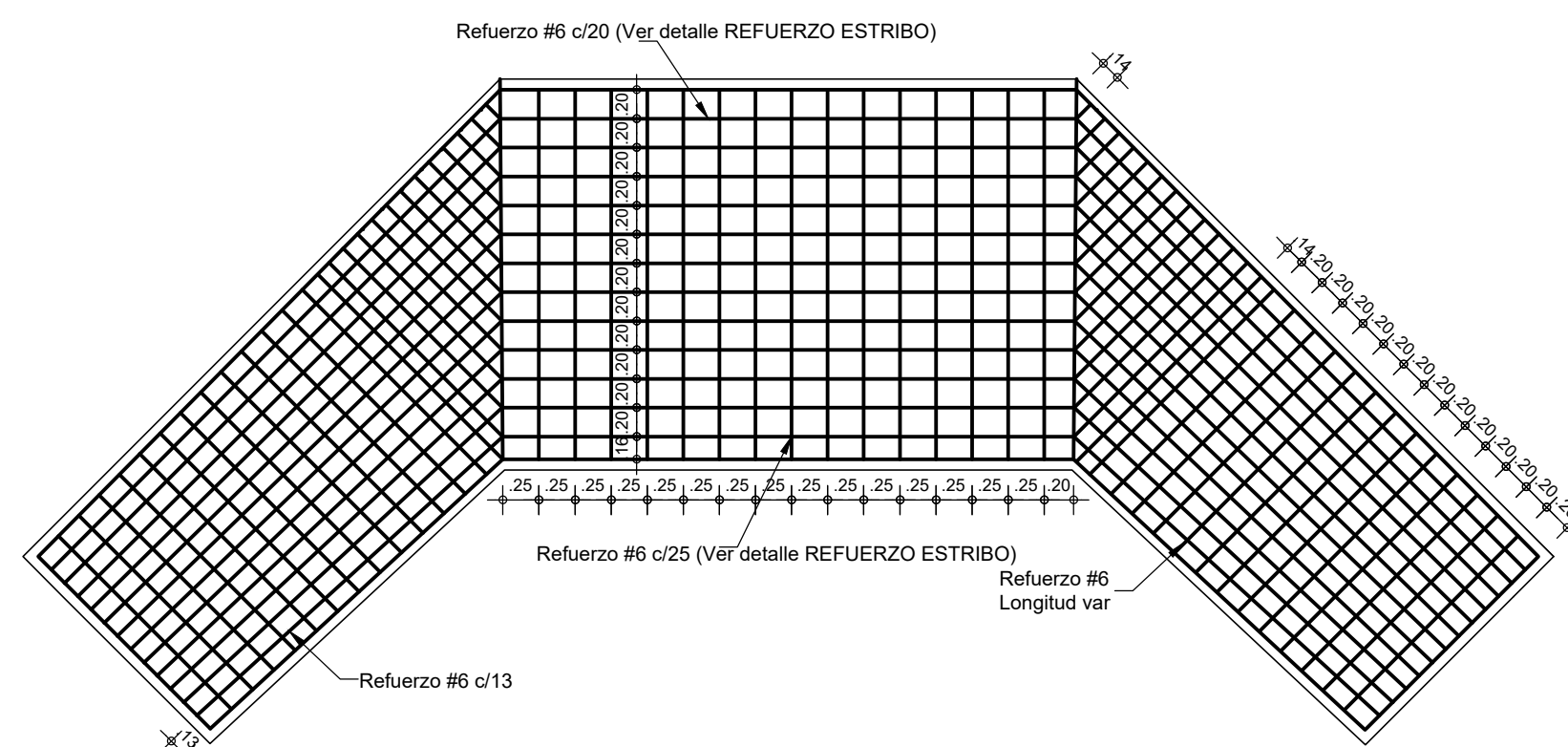


DETALLE REFUERZO PILOTES
Esc: 1:25

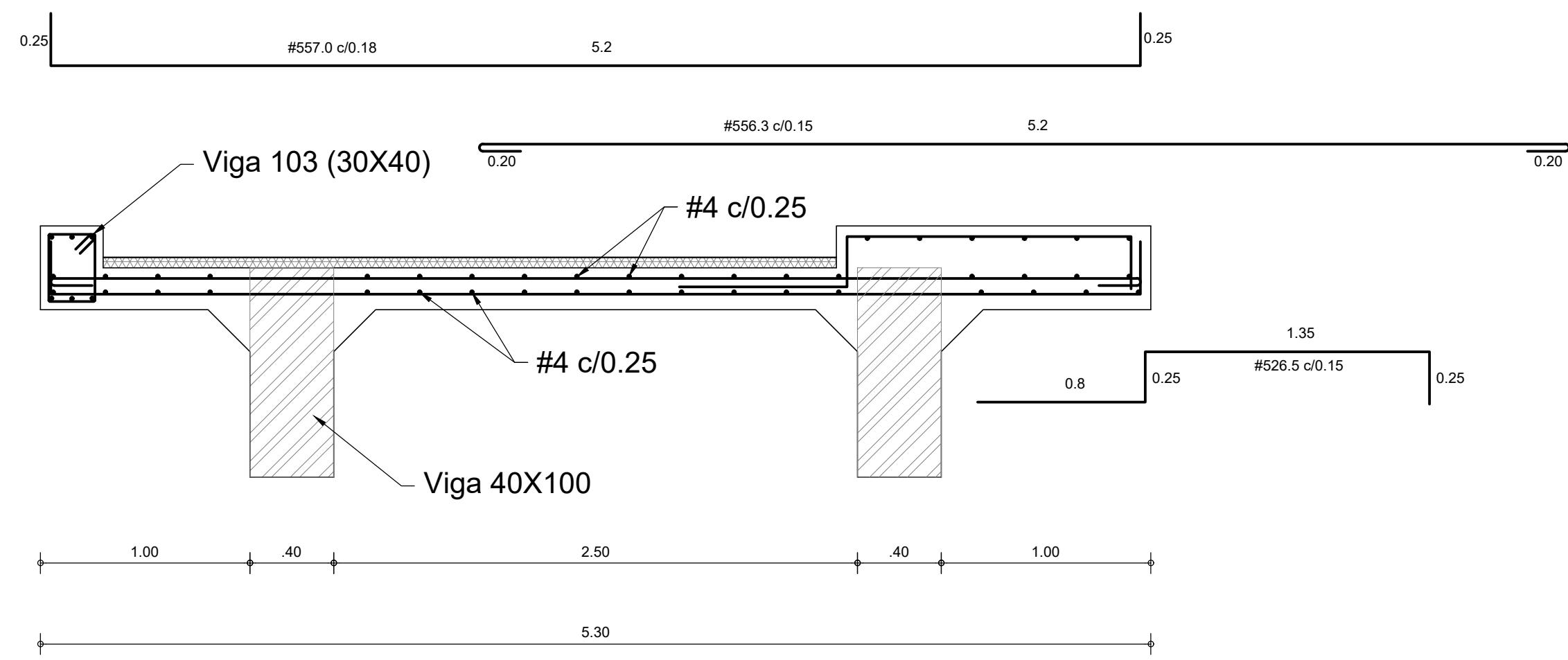




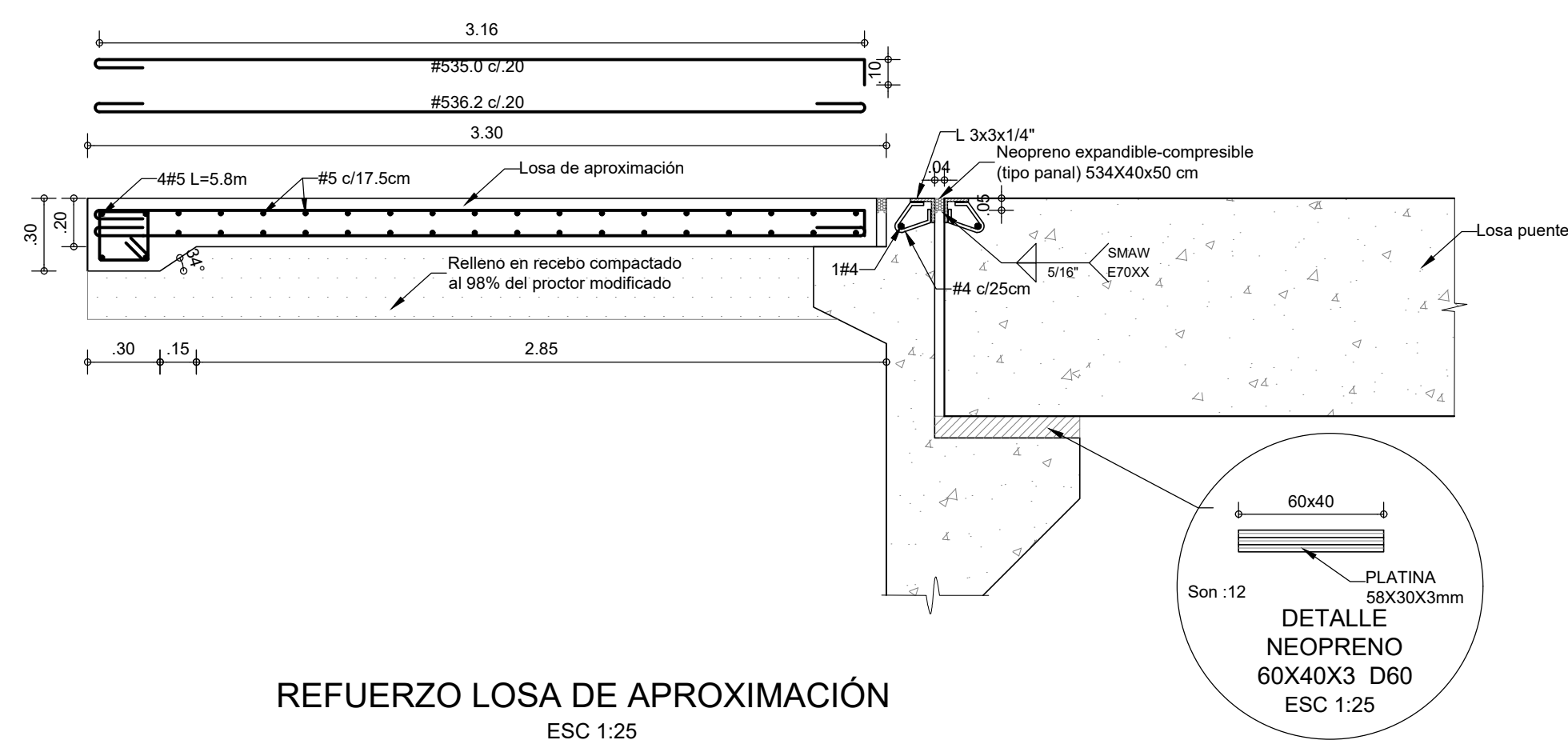
SECCION TRANSVERSAL PUENTE
ESC 1:50



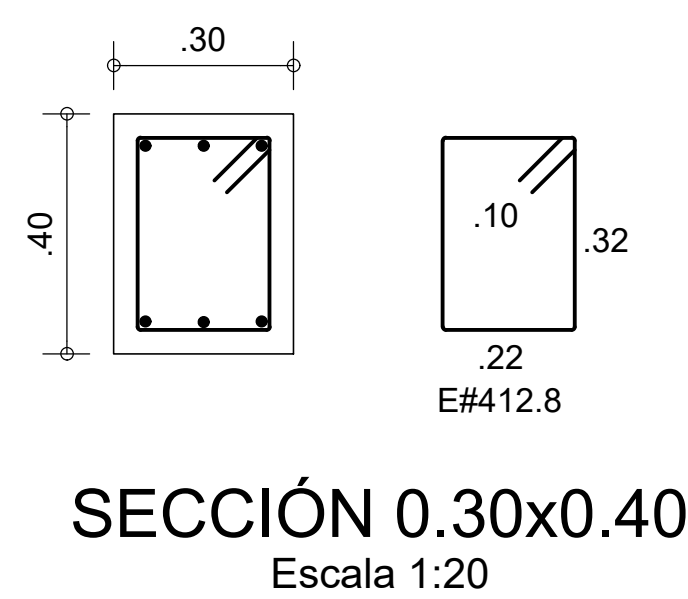
REFUERZO ZAPATA
ESC 1:50



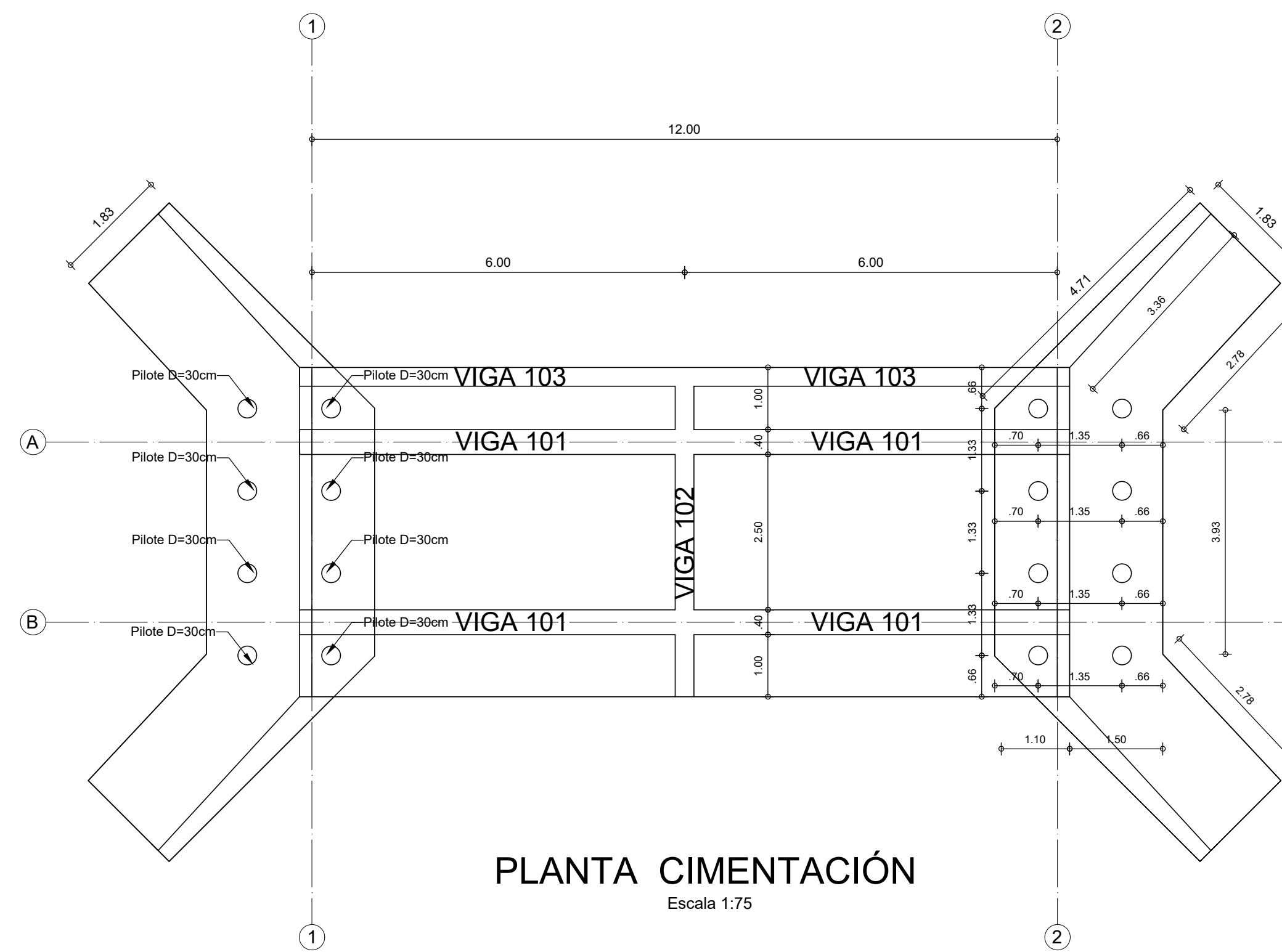
REFUERZO SECCION TRANSVERSAL PUENTE
ESC 1:25



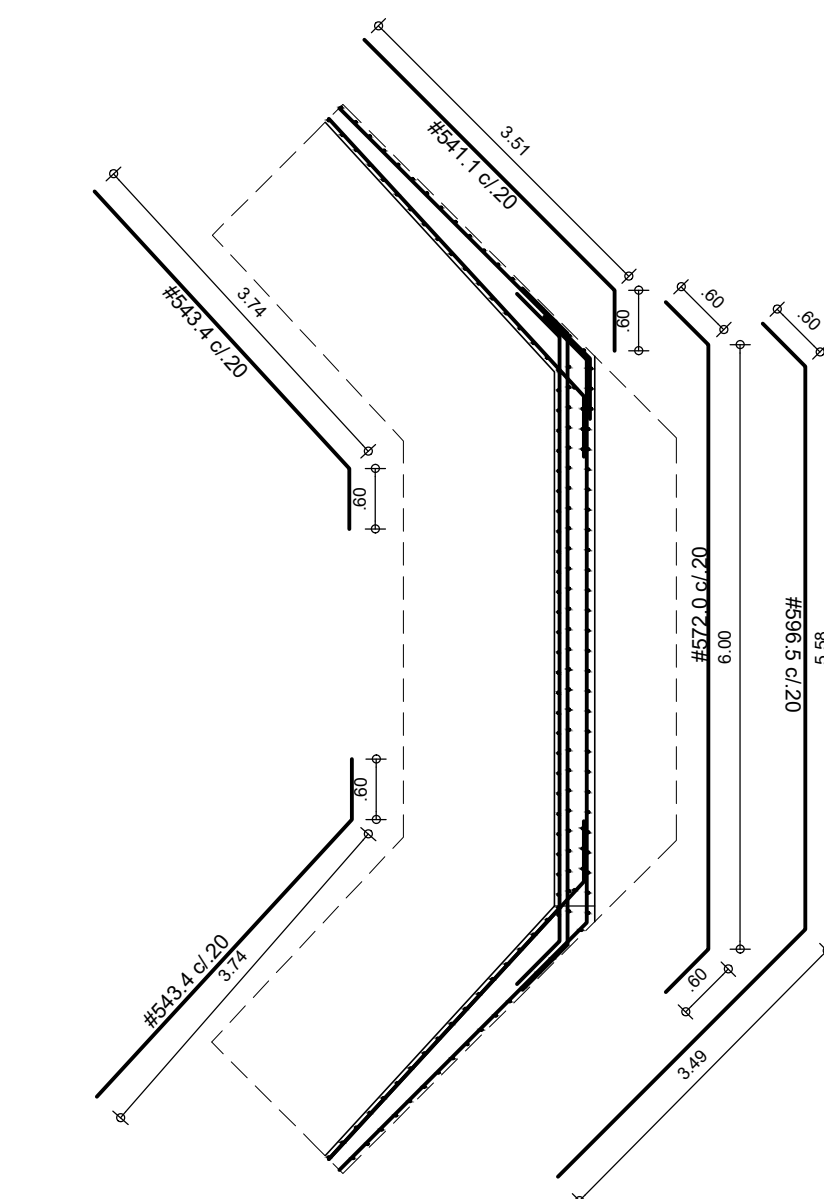
REFUERZO LOSA DE APROXIMACION
ESC 1:25



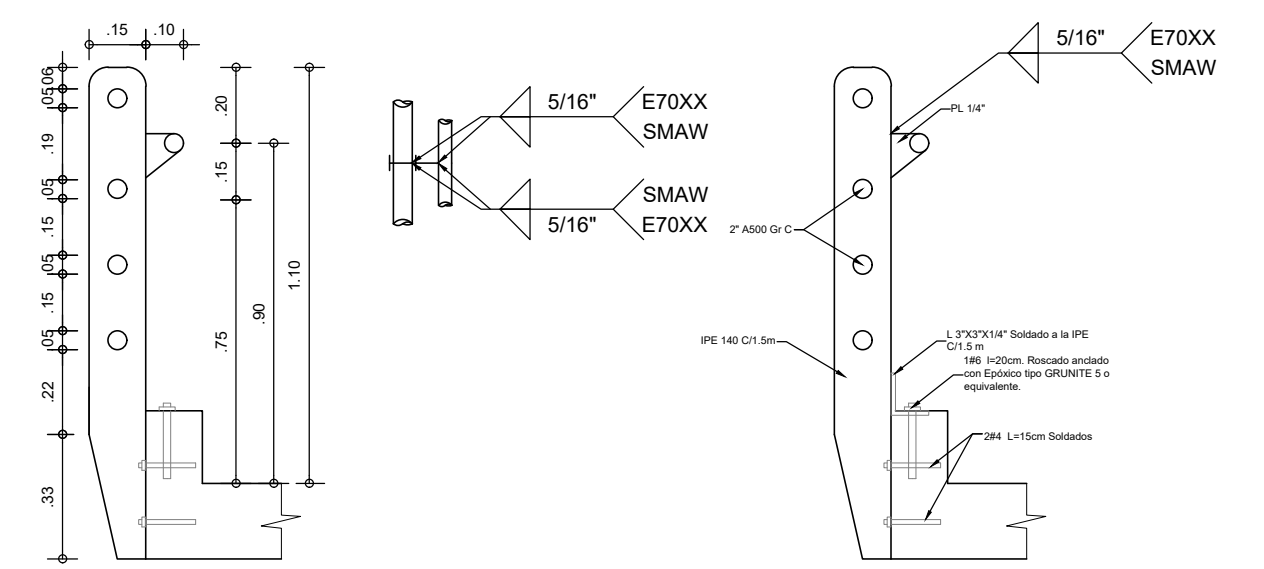
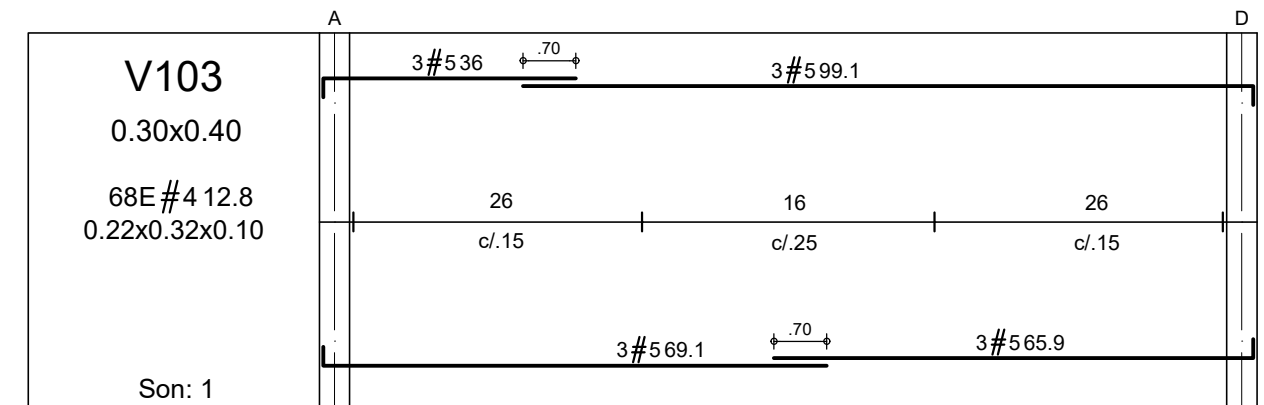
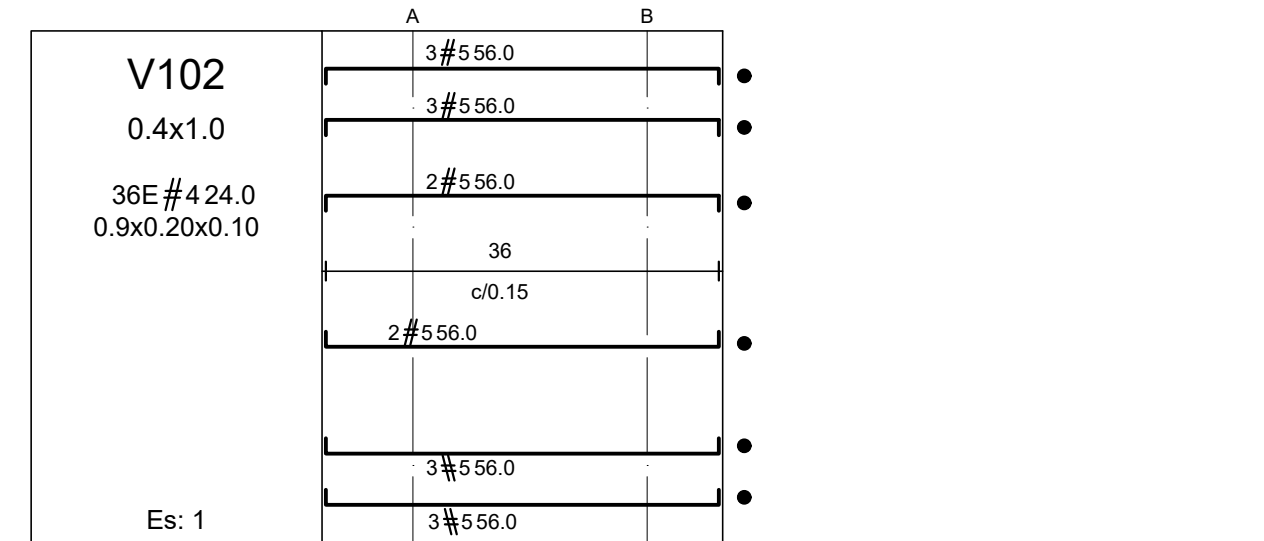
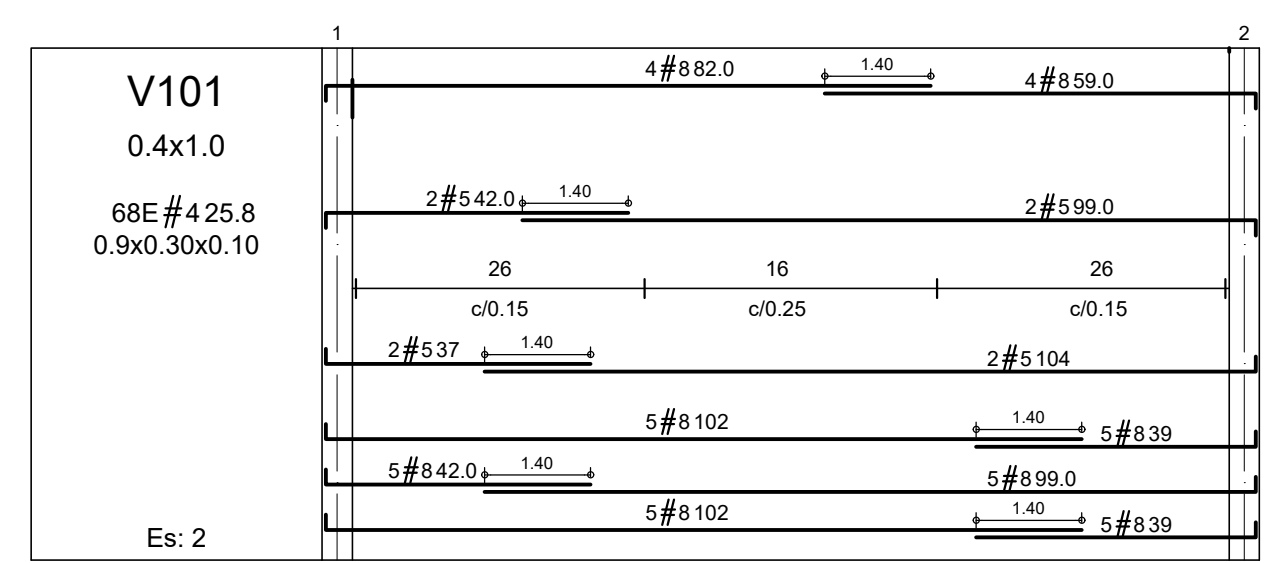
SECCION 0.30x0.40
Escala 1:20



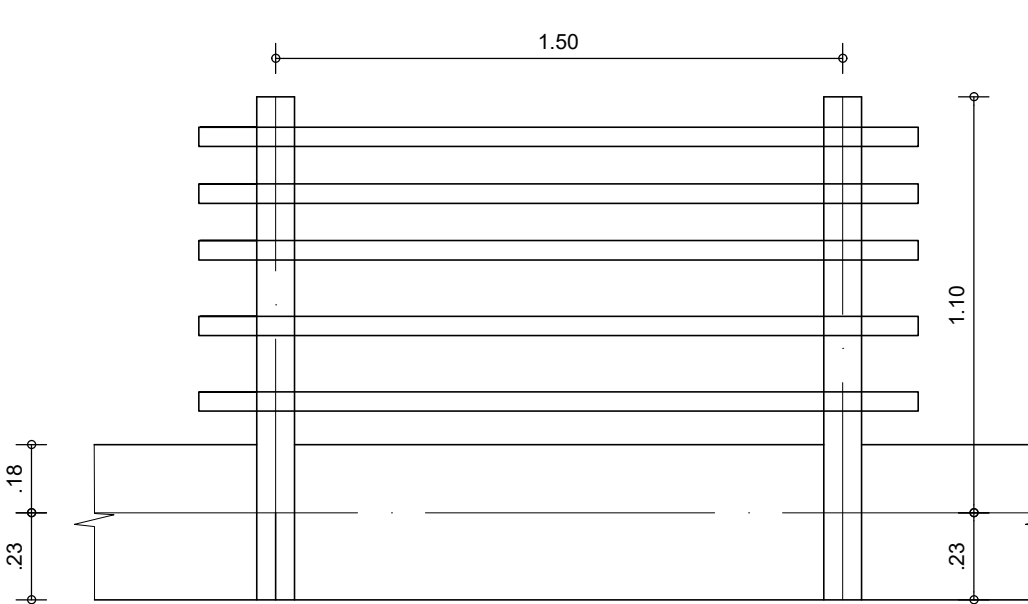
PLANTA CIMENTACION
Escala 1:75



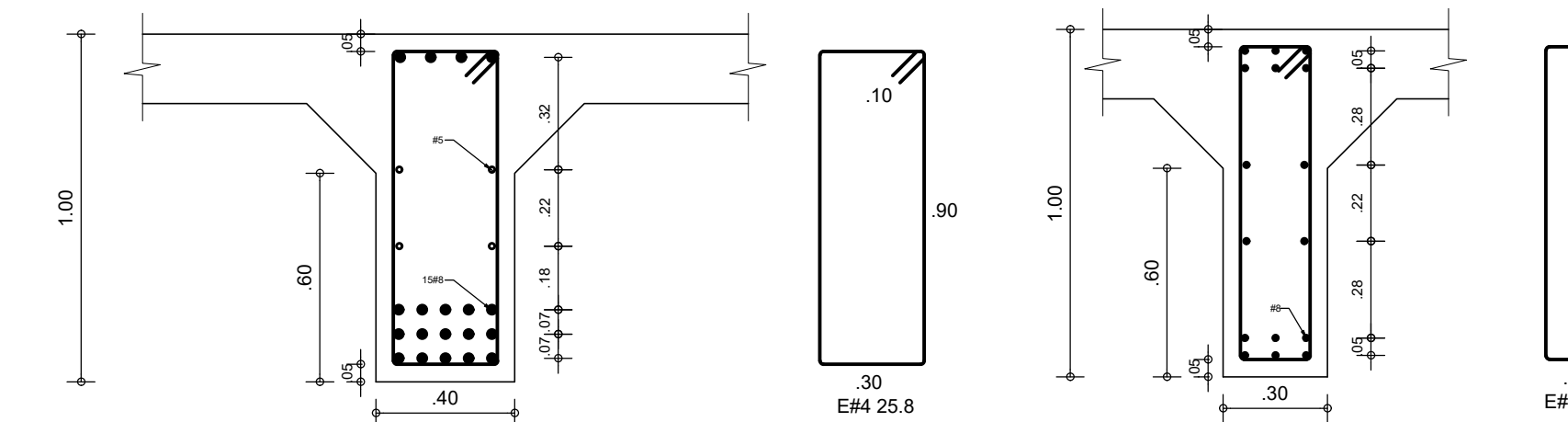
REFUERZO ESTRIBO EN PLANTA
Escala 1:75



DETALLE BARANDA
Escala 1:20

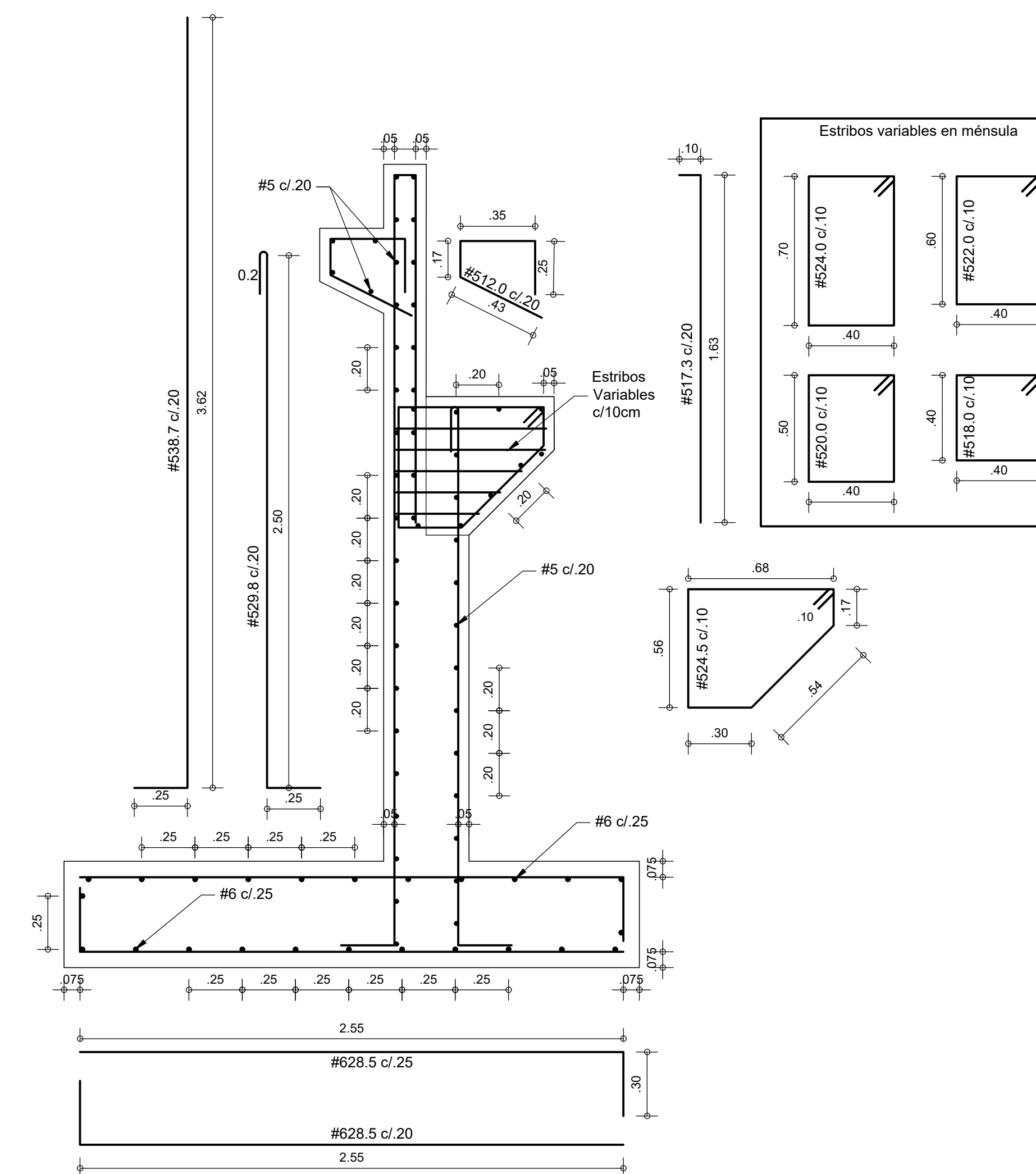


VISTA LATERAL BARANDA
Escala 1:20



DETALLE VIGA 0.40x1.0
Escala 1:20

DETALLE VIGA 0.30x1.0
Escala 1:20



REFUERZO ESTRIBO
ESC 1:25

2	ESTRUCTURAL
	PLANCHA No. 2
REPUBLICA DE COLOMBIA DEPARTAMENTO DE NARIÑO MUNICIPIO DE TUMACO	
FINANCIA	 Fondo Europeo para la Paz Cooperación Española
INFORMACION GENERAL DEL PROYECTO	DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE UBICACION: MUNICIPIO DE TUMACO DEPARTAMENTO DE NARIÑO
	CONTIENE: PLANOS ESTRUCTURALES DE PUENTE EN CONCRETO REFORZADO
GRUPO LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	 CONSULTORIA ESTUDIOS DE SUELOS Y DISEÑO ESTRUCTURAL: M.T. REYNOLDO S. CALVO ZORRILLA RODRIGUEZ OF. 02 PASTO NARIÑO INGENIERO ESTRUCTURAL REGISTRADO CON C.C.T. 1943300004 DE LOS ESTADOS UNIDOS 023 000 DISEÑO ESTRUCTURAL: I.C. MSc. DAVID ALFONSO ESPAÑA RODRIGUEZ M.P. 19002-202468 CAJ
LOCALIZACION	
INTERVENTORIA	Vo. ALCALDIA MUNICIPAL DE TUMACO Firma: Matricula Profesional:
COOPERANTES	
ESCALA:	INDICADAS
FECHA:	DIC 2021
Todas las medidas deberán ser rectificadas en obra, por cuenta y riesgo de cada uno de los Contratistas.	
PLANO:	PLANCHA No. 2
ESTRUCTURAL	DE: 2