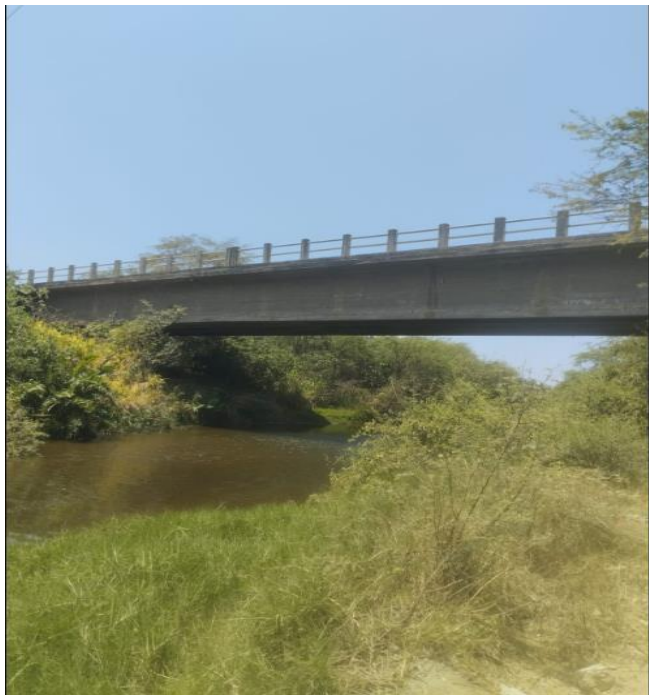


“ESTUDIO Y DISEÑO DEFINITIVO DE LA VÍA SAN ANTONIO – SAN MIGUEL, EN LOS CANTONES GUAYAQUIL Y PLAYAS, DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS”

ESTUDIO HIDRÁULICO



Marco Apunte Ordóñez
Ingeniero Civil - Consultor

DICIEMBRE 2022



HIDROLOGIA E HIDRAULICA.....	1
CAPITULO 1.- HIDROLOGIA E HIDRAULICA DEL RIO SAN MIGUEL.....	1
GENERALIDADES.....	1
UBICACIÓN.....	1
OBJETIVO DEL ESTUDIO	2
INFORME PRELIMINAR.....	3
METODOLOGIA.....	3
TRABAJOS EFECTUADOS EN EL CAMPO.	3
INFORMACION:	4
CONDICIONES ACTUALES DE LA VIA	4
SISTEMA DE AGUA EN LA VIA SAN ANTONIO SAN MIGUEL.....	8
SISTEMA DE RIEGO DENTRO DE LA ZONA VIAL	10
VISION GENERAL DE LOS SUELOS DESDE EL PUNTO DE VISTA GEOLOGICO DE LA CUENCA HIDROGRAFICA.....	11
INFORME HIDROLOGICO – HIDRAULICO.....	11
PARAMETROS BASICOS DE DISEÑO.....	11
CARACTERISTICAS FISICO- MORFOMETRICAS DE LAS CUENCAS DE ESTUDIO.....	11
PARAMETROS FISICO- MORFOMETRICOS.....	12
TIEMPO DE CONCENTRACION	13
DETERMINACION DE LAS INTENSIDADES DE PRECIPITACION	14
DETERMINACION DE LOS CAUDALES MAXIMOS DE CRECIDA.	15
DETERMINACIÓN DE LA TORMENTA DE DISEÑO	16
ESTUDIO DE AVENIDAS.....	22
CÁLCULO DE CAUDALES.....	23
MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS.....	25
CALCULO DE CAUDALES MÁXIMOS	29
EFECTO DE MAREA	30
MODELO LLUVIA – ESCURRIMIENTO HEC-HMS.....	31
NIVELES MAXIMOS DE CRECIDA.....	34
Simulación Hidraulica HEC RAS rio San Miguel.....	35
ESTUDIO DE SOCAVACION DEL RIO SAN MIGUEL	40
SOCAVAMIENTO GENERAL DEL CAUCE.....	40
CRITERIO PARA EL DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO DE PUENTES	41
CALCULO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	44
CAPITULO 2.- DISEÑO DE ALCANTARILLAS Y CUNETAS.....	46
DISEÑO DE ALCANTARILLAS Y CUNETAS	46
OBJETIVOS DEL ESTUDIO.....	46
ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	47
CRITERIOS DE DISEÑO.....	47
CRITERIOS DE IMPLANTACIÓN DE ALCANTARILLAS.....	48
INTENSIDADES DE LLUVIA	50
ALCANTARILLAS DE PASO	53
CUNETAS LATERALES.....	53
CAPITULO 3.- ENCAUZAMIENTO Y LIMPIEZA DEL RIO SAN MIGUEL –	57
PROTECCION RIBERA RIO SAN IGUEL CON GAVIONES. –	57
CANTIDADES DE OBRA - ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.....	58
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. -.....	64



HIDROLOGIA E HIDRAULICA

CAPITULO 1.- HIDROLOGIA E HIDRAULICA DEL RIO SAN MIGUEL

GENERALIDADES

El Objeto de la consultoría, es el estudio y diseño definitivo de la vía San Antonio – San Miguel, en una longitud aproximada de 8.06 Km, ubicado entre los cantones Guayaquil y General Villamil (Playas).

Dentro de la vía, se encuentra el puente sobre el rio San Miguel, objeto del estudio hidráulico, ubicado en la parroquia San Miguel - Cantón Playas – Provincia del Guayas.

La zona de influencia del Rio San Miguel, varía entre 18 a 324 msnm, influenciados por:

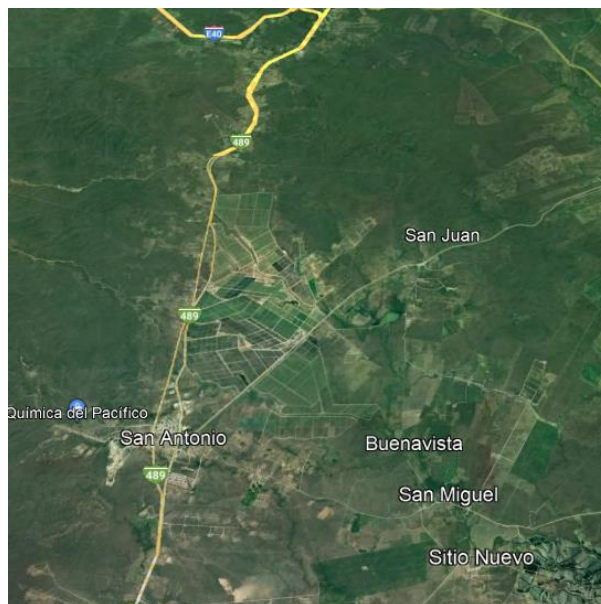
- Cerro de los Pozos a una altitud de 324 msnm, de los que convergen los ríos Comegen y rio Pozo del Cerro, los mismos que desembocan al rio Grande.
- Cerro Matorral que se encuentra a una altitud de 139 msnm y el Cerro Pelado con 171 msnm, donde nacen el rio hondo y sus respectivos afluentes para desembocar en el rio Grande.
- Otro rio que desemboca en el rio Grande es el rio Seco, que se inicia en el cerro Matorral a una altitud de 35 msnm.
- Loma de Siom a una altitud de 131 msnm, de los cuales nacen el rio San Miguel, rio Villano y rio San Juan. Cabe mencionar que la zona de Influencia del rio San Juan y Villano, sus aguas van dirigidas la represa San Juan.
- Finalmente, el rio Grande desemboca en el rio San Miguel, sitio en donde se construirá un puente nuevo.

UBICACIÓN

El puente sobre el rio San Miguel, se encuentra localizado en las coordenadas geográficas:

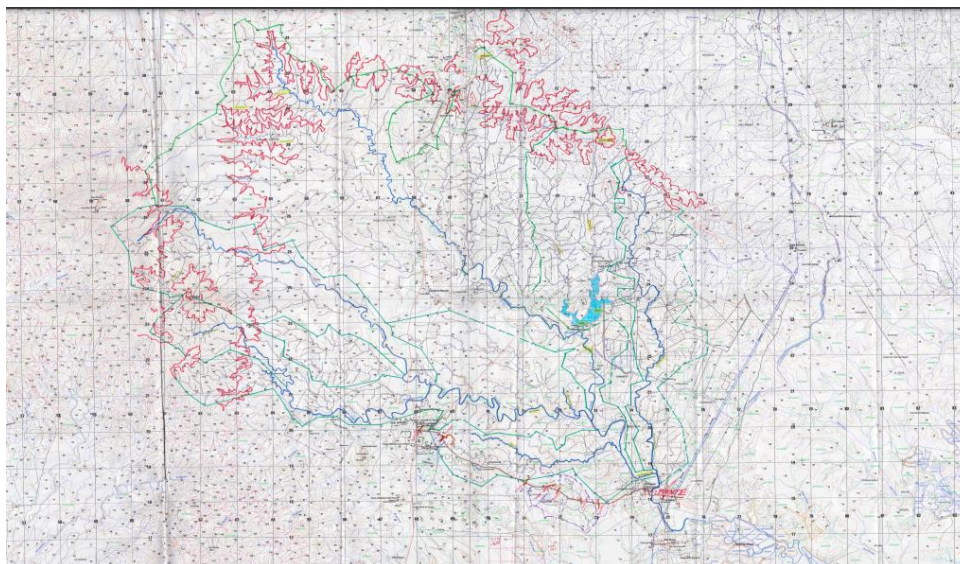
Latitud: 2° 32' 16'' N Cota: 2,52 msnm

Longitud: 80° 23' 35'' E



Zona de influencia hidrológica sobre el puente rio San Miguel

OBJETIVO DEL ESTUDIO



Área de drenaje del rio san miguel (ver anexo adjunto)

En este capítulo, nos enfocaremos en el diseño hidráulico del puente sobre el río San Miguel, de acuerdo a las condiciones hidráulicas de la cuenca conforme a las condiciones pluviométricas y fluviométricas de la zona del río San Miguel; y, de la vía San Antonio – San Miguel que actualmente se encuentra construida, de tipo lastrado por lo que el mejoramiento de esta vía, está previsto construir tipo pavimento.



Parámetros a estudiar:

- Determinación de las cotas correspondientes a caudales normales y de máxima creciente, así como las variaciones que corresponden a un periodo de retorno de 100 años.
- Caudales máximos y mínimos obtenidos en función de los parámetros hidráulicos, comprobados por el método de sección-velocidad con la sección del cauce en el sitio de implantación del puente.
- Análisis de socavación del cauce; y, su perfil de socavamiento

INFORME PRELIMINAR

METODOLOGIA

La metodología del estudio tanto en campo como en gabinete, se ha diseñado para solucionar los problemas principales de hidrología superficial, el diseño hidráulico y drenaje correspondiente, todo fundamentado en las recomendaciones, regulaciones y normas emitidas por el Ministerio de Obras Publicas MOP, para este tipo de estudios.

TRABAJOS EFECTUADOS EN EL CAMPO.

Se efectuó la visita técnica de campo, la misma que básicamente se orientó a la identificación de los principales problemas que pueden afectar la vía como: drenajes existentes, que corresponden a las alcantarillas actuales a lo largo de la vía, suelos, cobertura vegetal, evaluación del sitio de implantación de cruce del puente.

La topografía de campo realizada por la Consultora, nos permite conjuntamente con el técnico especialista en vías, ver la alternativa más adecuada por donde cruzara el puente, se realizó el replanteo luego de ver alternativas de trazado, se determina una que inmediatamente se procede a replantear el sitio de implantación.

Se hace una inspección general de las cuencas hidrográficas correspondientes al puente sobre el río San Miguel, se evalúa la influencia de las mismas.

Se hace una visita a la estación hidrológica e limnimétrica ubicadas en la zona de Playas, existiendo la estación meteorológica de Playas - General Villamil con código M173, ubicada en la zona 9, de acuerdo a la zonificación de intensidades pluviométricas del INAMHI.

Se presenta el análisis hidrológico del río San Miguel, considerando los parámetros, proporcionados por el INAMHI, y otras fuentes consultadas y estudios realizados en la zona de Playas. Se debe informar que los datos hidrológicos del INAMHI, en lo que se refiere a la estación General Villamil código M 0173, dejó de funcionar desde el año 2016.

Se recopiló información posible en el INAMHI ubicado en Quito.



Para el cálculo de las máximas crecidas, en referencia al caudal instantáneo máximos, se ha recurrido a otras fuentes de información como él (Estudios de factibilidad diseños definitivos del plan maestro de drenaje pluvial de la ciudad de General Villamil – cantón Playas – provincia del Guayas) con relación a la historia estadística de los caudales instantáneos en la zona.

INFORMACION:

Se recopila la siguiente información necesaria para el desarrollo del estudio:

- Cartografía a escala 1:25.000, elaborado por el Instituto Geográfico Militar (IGM). Por ser zona de seguridad, no se dispone de las cartas en autocad.
- Precipitaciones medias mensuales y máximas en 24 horas

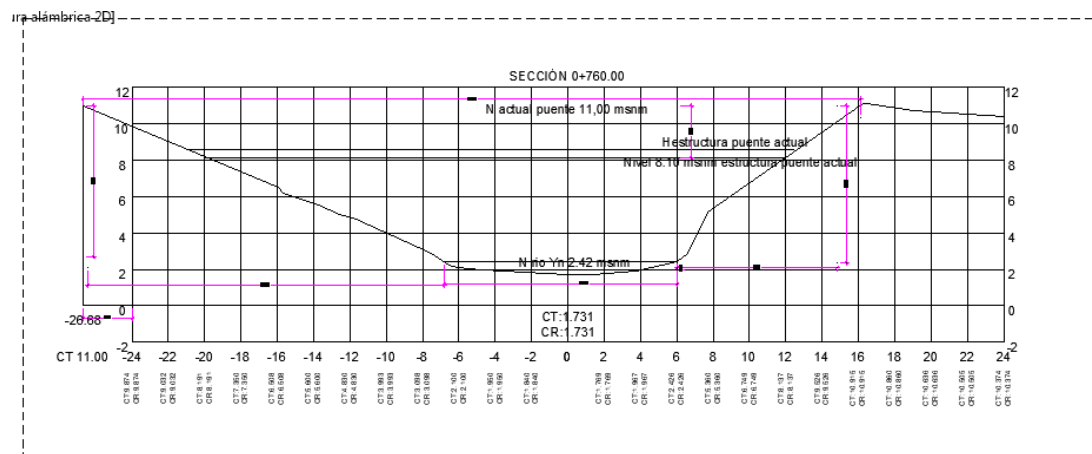
Playas General Villamil desde el año 2005 al 2013 (Observación: La estación meteorológica ubicada en la zona de Playas signado con la nomenclatura M173, dejó de funcionar en el año 2016, los datos recopilados apenas de 8 años, suministrados por el INAMHI.)
- Isoyetas de precipitación medias multianuales y máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno.
- Se dispone del levantamiento topográfico realizado por la Consultora del Ing. Marco Apunte en sitio de las obras de estudio. De acuerdo a los términos de referencia, pagina 8, especifica que tratándose de puentes la batimetría se realizara 500 metros aguas arriba y 500 m aguas abajo en referencia con el sitio de ubicación del puente.
- Información relativa al complemento suelo – cobertura vegetal, útil para los cálculos hidrológicos indirectos, datos informativos provenientes de las cartas temáticas elaboradas por PRONAREG ORSTOM, del Ministerio del Transporte

CONDICIONES ACTUALES DE LA VIA

Puente sobre el Rio San Miguel:

El puente sobre el rio Sa Miguel, es un puente antiguo que une la vía San Miguel con San Antonio. Construido con losa de hormigón armado, que sirve de calzada. Su longitud es de 42.80 m y un ancho de calzada de 7.40 m, este puente está asentado sobre estribos de muros de hormigón ciclópeo de una altura de 5.30 m aproximadamente. La cota de rasante del puente antiguo es de 11 m.s.n.m.

El ancho del rio, en condiciones del mes de noviembre del 2022, es de 12 m con una cota de nivel del rio de 2.42 m.s.n.m.



Vista del puente sobre el río san miguel

El puente se encuentra en malas condiciones, especialmente el tablero que se encuentra seriamente deteriorado, ya que, por sus condiciones actuales, podría ocurrir un colapso total del mismo, poniendo en peligro a la gente del lugar.

El río San Miguel, es un río que se encuentra entre los cantones de Guayas y General Villamil, adicionalmente el río ofrece una cuenca hidrográfica muy amplia con un área de drenaje de 150,00 Km² (15.000 Has), recibe el aporte de otros ríos importantes como el río Grande, río San Juan y otros, ríos que son afluentes y desembocan en el río San Miguel.

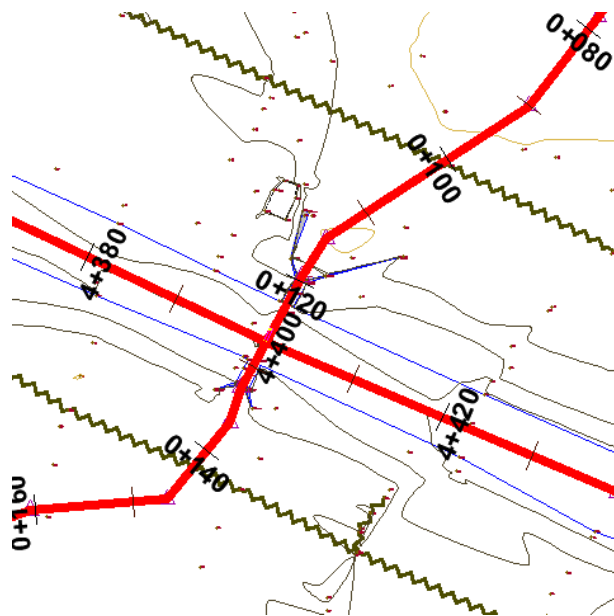
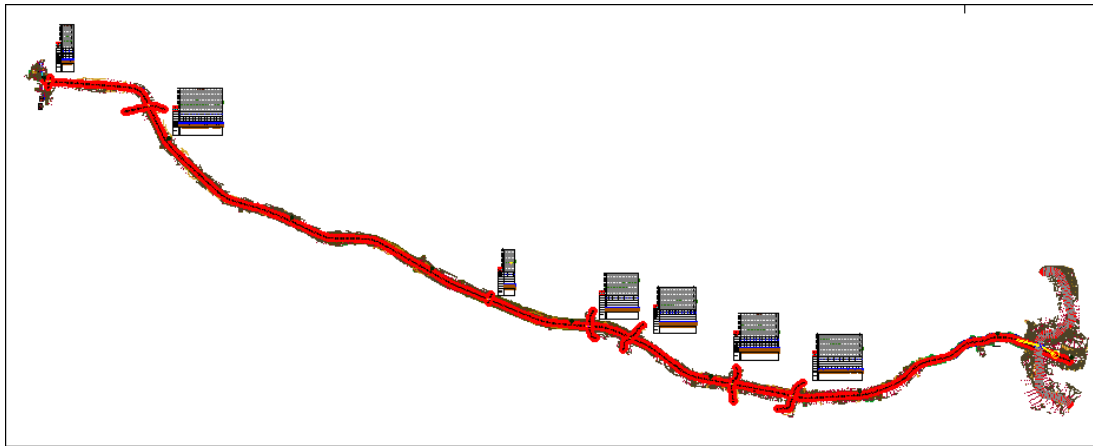


VIA SAN ANTONIO SAN MIGUEL

La vía tiene una longitud de 8.06 Km

Vía lastrada y aparentemente asfaltada en algunos tramos

Existen 9 alcantarillas existentes, a lo largo de la vía, las mismas que serán mejoradas en algunos casos y en otros construir nuevas alcantarillas, de acuerdo al análisis hidrológico de la zona, determinadas como alcantarillas de alivio. Se adjunta cuadro de alcantarillas.



Esquema de implantación de vía y alcantarilla



INVENTARIO DE ALCANTARILLAS									
UBICACIÓN ALCANTARILLA EXISTENTES / NUEVAS									
ITEM	ABSCISA	COTA RASANTE	ACTUAL	Díametro interior(cm)	CUNETA	ESTERO	LONGITUD (m)	ALCANTARILLA	Observaciones
VIA SAN ANTONIO - SAN MIGUEL									
1	0+037		EXISTENTE - TUBERIA DE HORMIGON	TC - 90	NO		13.00	NUEVA	Realizar topografía / conduccion a estero / sin cabezales
2	0+740		EXISTENTE - TUBERIA DE HORMIGON	TC - 80	NO		12.00	EXISTENTE	construccion de cabezales / conduccion estero
3	1+200		NUEVO	diseño	NO		12.00	NUEVA	Tubería nueva/ alcantarilla de alivio
4	2+000		NUEVO	diseño	NO		12.00	NUEVA	Tubería nueva/ alcantarilla de alivio
5	2+800		NUEVO	diseño	NO		12.00	NUEVA	Tubería nueva/ alcantarilla de alivio
6	3+419		EXISTENTE - TUBERIA DE HORMIGON	TC - 110	NO		12.00	NUEVA	Realizar topografía / conduccion a estero / sin cabezales
7	4+108		EXISTENTE - TUBERIA DE HORMIGON	TC - 110	NO		12.00	EXISTENTE	Realizar topografía / conduccion a estero / con cabezales
8	4+390		EXISTENTE - TUBERIA DE HORMIGON	TC - 120	NO		12.00	EXISTENTE	Realizar topografía / conduccion a estero / con cabezales
9	5+137		EXISTENTE - TUBERIA DE HORMIGON	TC - 110	NO		13.00	EXISTENTE	Realizar topografía / conduccion a estero / con cabezales
10	5+544		EXISTENTE - TUBERIA DE HORMIGON	TC - 110	NO		13.00	EXISTENTE	Realizar topografía / conduccion a estero / con cabezales
11	6+689		EXISTENTE - TUBERIA DE HORMIGON	TC - 40	SI		21.00	EXISTENTE	Realizar topografía / conduccion a estero / con cabezales
12	7+460		EXISTENTE - TUBERIA DE HORMIGON	TC - 90	NO		21.00	EXISTENTE	Realizar topografía / conduccion a estero / con cabezales

ANEXO FOTOGRAFIAS DE ALCANTARILLAS



Sector san Antonio absc 0+000



Alcantarilla existente absc. 0+034.41



Alcantarilla existente absc. 0+737.17





Via actual



Alcantarilla absc. 4+104.50



Alcantarilla absc 4+385.98



Alcantarilla absc 5+133.29

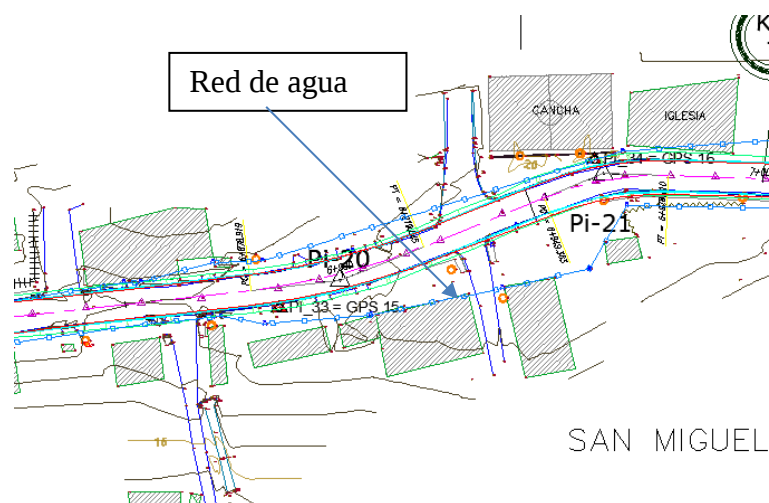
SISTEMA DE AGUA EN LA VIA SAN ANTONIO SAN MIGUEL

A lo largo de la vía, desde la abscisa 0+000 hasta la abscisa 7+494.26, se encuentra construido el sistema de agua, el mismo que abastece de su liquido desde San Antonio hasta San Miguel.

Existen tramos de tubería que cruzan la vía en referencia, pero por las características como se diseña la vía, no afectara la tubería existente, ya que el mejoramiento de vía se realizara sobre la subrasante actual, con la colocación de subbase, base y asfalto, luego de realizar la reconfiguración de la vía.



Fotografía de tanque sistema de agua



Esquema plano sistema de agua



SISTEMA DE RIEGO DENTRO DE LA ZONA VIAL

Existe, dentro de la zona de estudio un sistema de riego denominado JUNTA DE RIEGO Y DRENAJE QUIBRIO, ubicado en la parroquia El Morro del recinto San Miguel aproximadamente desde la abscisa 4+380 hasta la abscisa 5+150. Existen canales de riego, que atraviesa las alcantarillas ubicadas en las abscisas 4+385.98 y 5+133.29, que sirven como abastecimiento para el riego agrícola y drenaje en épocas de lluvias, por lo que es necesario tener una buena evacuación de aguas lluvias que no afecten a la vía.



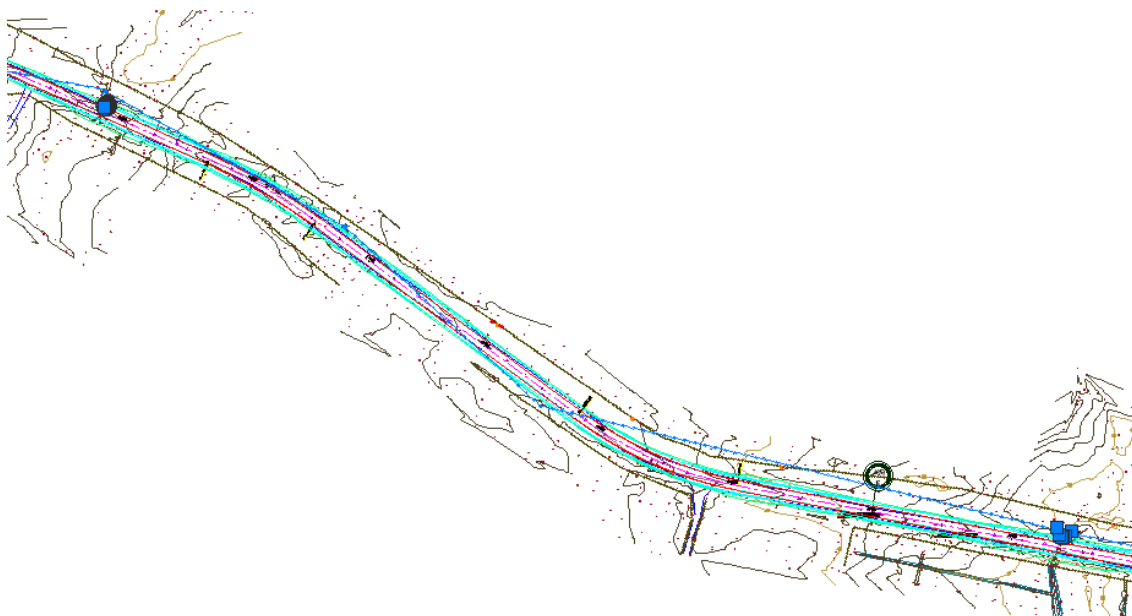
Alc. Absc 4+385.98



Alc. Absc 5+133.29



Vista de junta de riego



Esquema de área de influencia sistema de riego



VISION GENERAL DE LOS SUELOS DESDE EL PUNTO DE VISTA GEOLOGICO DE LA CUENCA HIDROGRAFICA

Esta zona pertenece de la costa ecuatoriana, está considerada como terreno plano, al norte se levantan cerros de poca altura como son Colorado, Picon y Cantera, rodeada de la costa que son extensas en la parte sur.

CLIMA

La cuenca hidrográfica se localiza en una zona caracterizada por un clima bastante lluvioso, altitud que se encuentra entre 18 a 107 msnm, con una precipitación máxima diaria de 13 mm aproximadamente. El mes más lluvioso es marzo con un promedio de 126 mm de lluvia. El periodo sin lluvia es de junio a diciembre con un promedio de 1 mm aproximadamente. Su temperatura media mensual varía entre 21 a 29 grados centígrados. La humedad relativa tiene un promedio anual de 81.9 %.

FACTORES QUE DETERMINAN EL CLIMA

- Situación geográfica
- Interacción entre continente, océano y atmósfera
- Topografía y la barrera montañosa
- Orientación geográfica dentro de la faja ecuatoriana
- Desplazamiento de la línea de convergencia intertropical
- Corrientes marinas de El Niño y la de Humbolt

INFORME HIDROLOGICO – HIDRAULICO

PARAMETROS BASICOS DE DISEÑO

CARACTERISTICAS FISICO- MORFOMETRICAS DE LAS CUENCAS DE ESTUDIO

Las características físico –morfométricas de las cuencas, donde se realizan las evaluaciones de los puentes, se determinaron a partir de las cartas topográficas a escala de 1:25.000, para lo cual se delimitó y gráfico las cuencas. En el anexo que a continuación se expone se resumen los principales parámetros de interés y que son los siguientes:

- A : Área de la cuenca en Km².
- Lc : Longitud del cauce principal en Km.
- Hmáx : Altitud máxima de la cuenca hidrográfica en m.
- Hmín : Altitud mínima de la cuenca hidrográfica en m.
- H : Desnivel en m.
- S : Pendiente del cauce principal de la cuenca



PARAMETROS FISICO- MORFOMETRICOS

1.- PENDIENTE CAUCE PRINCIPAL (Cuenca Hidrográfica)

CUENCA	A	Lc	Hmáx	Hmín	H	S H/Lc
Puente sobre el Rio san Miguel	Km2	Km.	Msnm	msnm	m	m/m.
	155,70	15,00	106,0	18,0	88,0	0.00586

Rangos de pendiente (m/m)	Clases de pendiente
0,01 - 0,05	Suave
0,06 - 0,11	Moderado
0,12 - 0,17	Fuerte

Rio San Miguel : pendiente 0,00586 = suave

2.- CLASES DE TAMAÑO DE CUENCAS (km2)

Rangos de areas	Clases de tamaño
Hasta 3	Pequeña
3.01 a 8.0	Mediana
8.01 o mas	Grande

AREA DE DRENAJE:

Rio San Miguel : 155,70 Km2 cuenca grande

3.- CLASES DE VALORES LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL:

Rangos de longitud en Km	Clases de longitud del cauce
6,9 - 10,9	Corto
11,0 - 15,0	Mediano
15,1 - 19,1	Largo

Rio San Miguel : 15,0 Km longitud mediano

4.- CLASES DE VALORES ELEVACION MEDIA (msnm):

Rangos de elevación en m.s.n.m.	Clases de elevación
0.0000 - 2072,20	Baja
1720,40 - 2362,20	Moderada
1362,40 - 2652,20	Alta

Rio San Miguel : 106,00 msnm baja



TIEMPO DE CONCENTRACION

Con el fin de disponer de un valor de duración de la lluvia que permita calcular el caudal máximo en el sitio de ubicación del puente, se adoptó dicha duración igual al tiempo de concentración

Existen varios métodos o fórmulas que permitan definir el tiempo de concentración. Para el presente caso, según la recomendación del MOP, se utilizó la fórmula KIRPICH, la misma que se ha comprobado proporciona resultados satisfactorios

$$T_c = \frac{0.0195 (L^3)^{0.385}}{H}$$

Donde:

T_c= Tiempo de concentración en minutos

L= Longitud de cauce principal en Km.

H= Desnivel crítico del cauce principal en m.

DETERMINACION DE LAS INTENSIDADES DE PRECIPITACION

Obteniendo las precipitaciones máximas para varias duraciones y periodos de retorno, estas se consideran en función de intensidad máxima de 24 horas para el trazado de ajustes en las curvas de intensidades utilizando la siguiente ecuación.

ECUACION TIPO

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

ECUACION EN FUNCION DE Id

$$ITR = \frac{K \cdot Id \cdot TR}{t''}$$

Donde:

I TR = Intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno en mm/h

Id TR = Intensidad diaria para un periodo de retorno dado en mm/h

TR = Periodo de retorno

T = Tiempo de duración de lluvia en minutos

K, m, y n = Constantes ajustes determinados aplicando mínimos cuadrados

De las 65 estaciones meteorológicas que encuentran con información pluviográfica y que tienen ecuaciones representativas, lamentablemente la estación General Villamil código M0173, dejó de funcionar en el año del 2016, por lo que nos regiremos al estudio a los datos confiables, investigados por el INAMHI y otras



fuentes de investigación, tal como es la estación de Chongon , cuyo código es M0246, para nuestro estudio.

Tomando en consideración que la intensidad de lluvia sobre un área es menor que la intensidad en un punto, la intensidad sobre la sub. cuenca puede ser calculada por medio de la ecuación

$$i = I f(a)$$

Donde:

i = Intensidad promedio de precipitación sobre un área dada en mm/h

I = Intensidad de lluvia en un punto del área dada en mm/h

$f(a)$ = Factor de reducción de lluvias para esa área

Pero el INAMHI ha realizado la investigación utilizando polígonos de Thiessen, obteniendo mapas de isolíneas para la zona costera del país, en diferentes periodos de retornos de (5,10,20,50 y 100). Los resultados de comparación de los accesos de precipitación se incluyen en las investigaciones obtenidas por el INAMHI en el grafico que se adjunta como anexo, que son isolíneas de precipitación, así como también.

El área de influencia de la vía en estudio se ubica en la Zona 9 (Adjunto anexos correspondientes) de la zonificación de intensidades máximas de 24 horas del manual NORMAS DE DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE DEL INAMHI, cuyas ecuaciones son:

De 5 min < 116 min:	$I: ITr = 40,035$	$t- 0,3341 Id; Tr$	(1)
De 116 min < 1440 min:	$I: Tr = 355,49$	$t-0,8043 Id; Tr$	(2)

Donde:

T : Duración de intensidad, igual al tiempo de concentración (minutos)

Tr : Periodo de retorno o recurrencia (años)

$Id; Tr$: Valores determinados del gráfico de intensidades máximas de precipitación

DETERMINACION DE LAS INTENSIDADES DE PRECIPITACION

El cálculo de la Intensidad de precipitación, se ha calculado por los métodos probabilísticos utilizando los métodos de Gumbel, Foster Hazen y Levediev.

Considerando que el tiempo de duración de una lluvia máxima es igual al tiempo de concentración, tenemos que:

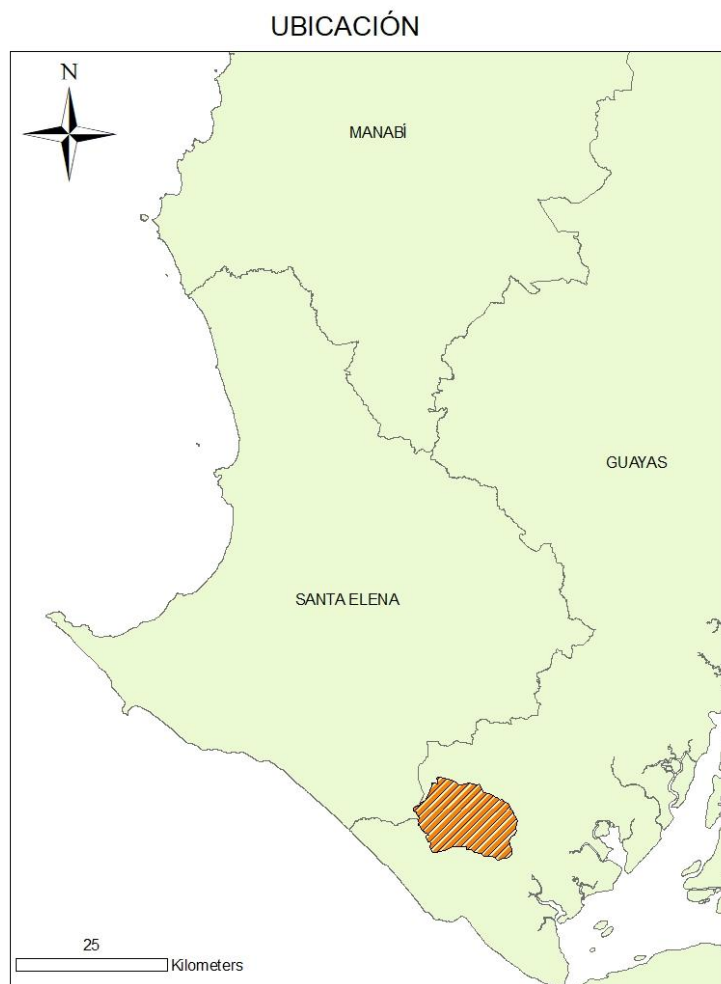
Puente sobre el rio San Miguel: $Tc = 231.63 \text{ min} - 3.86 \text{ horas}$



DETERMINACION DE LOS CAUDALES MAXIMOS DE CRECIDA.

CUENCA DE DRENAJE RÍO SAN MIGUEL

En la zona del proyecto se cuenta con las cartas topográficas, en escala 1: 50,000, con las que se definió las cuencas aportantes del río San Miguel hasta el sitio del cruce de la estructura, 155.7 km², siguiente figura.



Buscando la estación meteorológica más cercana al sitio del proyecto, se establece que la estación Chongón cuyo código es el M0246 en el registro de las estaciones del INAHMI, esta se encuentra ubicada en las coordenadas Latitud 2°14'00" y longitud 80°6'00":

Estación	Ubicación		Código
	Latitud	Longitud	
Chongón	2°14'00"	80°6'00"	M0246

Finalmente se presenta en la tabla siguiente los valores de la precipitación máxima en 24 horas de la estación considerada:



ESTACION CHONGON

PRECIPITACION MAXIMA DIARIA (mm)

AÑO	P(mm)	AÑO	P(mm)	AÑO	P(mm)
1974		1992	146.9	2010	
1975		1993		2011	
1976	70.9	1994		2012	
1977	55.5	1995		2013	
1978		1996			
1979		1997	96.1		
1980	130.0	1998	127.0		
1981	18.0	1999			
1982	87.7	2000			
1983		2001	81.0		
1984		2002	99.7		
1985	10.0	2003	57.6		
1986	47.2	2004	41.6		
1987	70.6	2005	135.7		
1988		2006			
1989	123.0	2007	78.0		
1990	78.9	2008	75.4		
1991	67.4	2009			

DETERMINACIÓN DE LA TORMENTA DE DISEÑO

La determinación de la tormenta de diseño para el sitio de la estructura incluye la ejecución de las siguientes actividades:

- Análisis, verificación y/o complementación de la información existente sobre las tormentas registradas.
- Elaboración de la curva de Intensidad – Duración – Frecuencia.

Para el análisis de tormentas se requiere de la información registrada en los pluviógrafos, sin embargo, esto no es siempre posible y se cuenta de manera general solamente con información registrada en pluviómetros.

Por la razón antes mencionada, a partir de datos existentes para diferentes duraciones, coincidentes con la máxima en 24 horas, se utilizaron relaciones convenientes a efectos de deducir las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia en aquellas estaciones meteorológicas que cuentan con la información pluviométrica.

Con la información recibida de Ex CEDEGE, INOCAR e INAMHI, se evaluaron las curvas de frecuencia de las precipitaciones máximas en 24 horas, para la estación climatológica considerada en el presente estudio, para lo cual se utilizó el método de análisis de frecuencias extremas de Gumbel, a efectos de determinar la magnitud



de las lluvias para diferentes periodos de retorno. Los resultados se graficaron en papel normas y de Gumbel, los que se presentan a continuación.

Esta información será de mucha utilidad en la determinación de los caudales máximos, básicamente, en el sitio de cruce donde se va a diseñar el puente. El resultado de este componente se presenta más adelante en forma narrativa, gráfica y estadística, describiendo los métodos, procedimientos y parámetros que sirvieron para la realización de los mismos.

Finalmente se determinó la curva de Intensidad – Duración – Frecuencia de lluvia en la estación climatológica Chongón.

METEOROLOGÍA

La precipitación es un fenómeno aleatorio, por lo tanto, difícil de predecir, también es el factor más variable que afecta los caudales de un río San Miguel. Varía de año a año y de temporada en temporada. La precipitación no es uniforme y varían en intensidad con el tiempo y en el espacio durante la misma tormenta.

Ciertas generalidades útiles han sido encontradas:

- Las más intensas precipitaciones pluviales ocurren con menos frecuencia.
- Las lluvias más intensas ocurren sobre áreas pequeñas; las precipitaciones distribuidas sobre largas áreas son mucho menos intensas.
- Las precipitaciones pluviales de alta intensidad son de corta duración.

Como resultado del análisis estadístico entre frecuencias de precipitaciones pluviales y duración, se ha logrado establecer la intensidad. Dependiendo del propósito del análisis hidrológico, es posible establecer las precipitaciones pluviales que ocurrirán con varios periodos de retorno.

La intensidad de las precipitaciones pluviales puede ser considerada una función de tres grandes factores relacionados con las características del escurrimiento de una vertiente en particular. Uno de ellos es la climatología, también relacionado a la frecuencia con la cual las intensidades de lluvias pueden ser excedidas. Una vez que el período de diseño ha sido seleccionado, las intensidades de precipitaciones pluviales para una cuenca de drenaje en particular, producirán el máximo para ese periodo de retorno.

SISTEMAS EXISTENTES

El INAMHI es la institución responsable del acopio, y análisis de la información meteorológica, esta actividad también ha sido realizada por otras instituciones tales como la ex CEDEGE, INOCAR, Aviación Civil, etc., pero la información finalmente es entregada al INAMHI.



De acuerdo a las normas internacionales, el tipo de información que debe estar disponible es:

1. Registro meteorológico diario en estaciones de primer orden, (tipo 1)
2. Registro meteorológico mensual en estaciones de segundo y tercer orden (tipo 2).
3. Registro pluviométrico mensual en estaciones pluviométricas (tipo 3).
4. Registro mensual agro meteorológico en estaciones agro meteorológicas (tipo 4).

PRECIPITACIÓN

La información de precipitación disponible para el área de estudio tal como se mencionó se circunscribe a la estación Chongón.

Los datos meteorológicos en lo que tiene relación a las precipitaciones máximas en 24 horas, se presentan en las tablas anteriores, tal como se dijo anteriormente.

ANÁLISIS REGIONAL

La mayoría de los procesos climatológicos e hidrológicos son muy complejos y requieren por lo tanto ser explicados en términos probabilísticos. Son el resultado de eventos naturales e involucran muchas incertidumbres y responden con componentes estocásticos que pueden ser investigados en registros de observaciones hidrológicas.

En este contexto, se han aplicado los conceptos de probabilidad y estadísticas para predecir eventos futuros en relación con los requerimientos del proyecto actual.

Por experiencia obtenida a través de estaciones climatológicas de largo periodo de registro, se establece que las precipitaciones máximas en 24 horas se ajustan mejor a una distribución de probabilidades de Gumbel tipo I, los datos se presentan en la figura a continuación.

CURVAS DE INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA

Para diseñar muchas estructuras en cauces de ríos, es necesario conocer la variación de la lluvia en el tiempo. Siempre esta información es registrada a través de estaciones de medición que permiten conocer la intensidad de la lluvia. En el caso actual, la estación Chongón, cuentan solamente con registro pluviométrico, que requiere un procedimiento de medición manual para calcular la profundidad de lluvia y por ende no cuenta con un registro continuo de intensidad de lluvia, como es el caso del registro pluviográfico.



Por los motivos anotados, fue necesario derivar la curva de intensidad de lluvia para diferentes duraciones y frecuencias, usando algunas relaciones que han sido verificadas alrededor del mundo. Considerando la información básica de la estación climatológica escogida para el área de estudio, se evaluó de manera inicial las curvas de probabilidades y de frecuencia de la precipitación máxima en 24 horas, presentadas en líneas precedentes.

Se ha demostrado a nivel mundial que la lluvia diaria registrada en un pluviómetro es menor que aquella registrada en un pluviografo, en una relación igual a 1.20 por lo que fue necesario considerar esta situación en orden de obtener una curva de frecuencia real de lluvia.

Por lo tanto, el próximo paso fue establecer la curva de Intensidad – Duración – Frecuencia para el área de proyecto, considerando algunas relaciones horarias a efectos de definir la altura de lluvia en tiempos diferentes a 24 horas, basadas en investigaciones realizadas en países desarrollados, con resultados coincidentes.

Aplicando las relaciones referidas, el método usado en el presente estudio se resume en los siguientes puntos:

1. Se realiza la curva de frecuencia puntual para la estación escogida.
2. Se evalúa la curva Intensidad – Duración – Frecuencia considerando que las relaciones entre las intensidades de lluvia registradas en un pluviografo para menores de una hora y la intensidad horaria son iguales a las obtenidas en otras latitudes y confirmando la característica universal de dichas relaciones. En la referencia 1 se puede observar que en los Estados Unidos se utilizan las siguientes relaciones, respecto a la altura de lluvia para una hora de duración.

Duración	Relación
(min)	
5	0,29
10	0,45
15	0,57
30	0,79

En la referencia mencionada, Bell ha extrapolado estas relaciones a efectos de incluir la altura de la lluvia correspondiente a dos horas de duración, estableciendo una relación de 1.25 con respecto a la altura de lluvia de una hora.

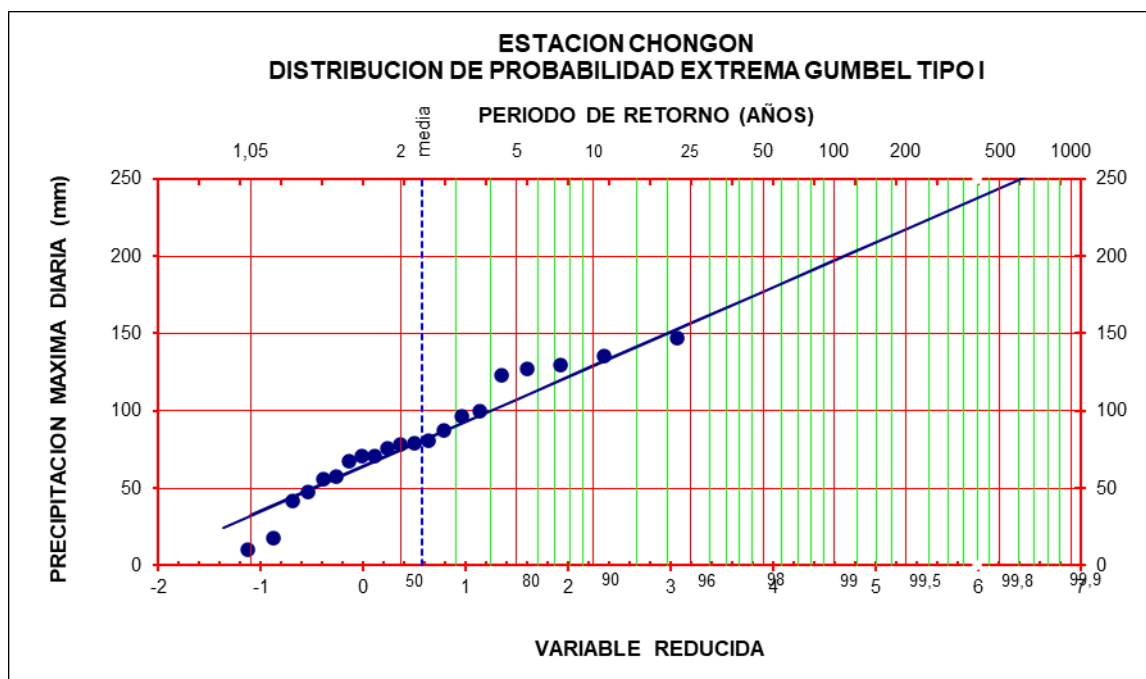
De acuerdo a información registrada, particularmente, en las estaciones meteorológicas ubicadas en la cuenca del río Guayas (35000 km²), se estableció una relación de 1.20 con respecto de una hora de duración, la cual se escogió para ser aplicada en el presente estudio, por tratarse de una cuenca dentro de la cuenca del río Guayas.



Tal como se podrá observar, el primer paso es conocer la altura de lluvia durante una hora de duración; y en este sentido, de acuerdo a Bell¹ se establece una relación de 0.435 entre las intensidades correspondientes a 1 y 24 horas. Este valor fue verificado, así mismo, en algunas estaciones de la cuenca del río Guayas².

Para duraciones mayores a dos horas, (referencia 2) se presentan relaciones para 6 y 12 horas correspondientes a períodos de retorno de 5, 10 y 25 años, con respecto a la altura de lluvia de 24 horas de duración. Es importante anotar que fue necesario realizar extrapolaciones, a efectos de obtener relaciones para los otros períodos de retorno.

Finalmente, estas relaciones fueron aplicadas a la curva de frecuencia de precipitaciones máximas en 24 horas, calculadas para la estación considerada en el estudio, a fin de conocer la Curva de Intensidad – Duración – Frecuencia, tal como se presentan las tablas y figuras siguientes:



¹ DECISIONS WITH INADEQUATE HIDROLOGIC DATA. PROCEEDINGS OF THE SECOND INTERNATIONAL SIPOSIUM AND HIDROLOGIG. SEPTEMBER 1972. FORT COLLINS COLORADO U.S.A WATER RESOURCES PUBLICATIONS. FORT COLLINS COLORADO USA 1973

² MANUAL DE INSTRUCCIONES PARA ESTUDIOS HIDROLOGICOS. PROYECTO HIDROMETEOROLOGICO CENTROAMERICANO. SAN JOSE , COSTA RICA



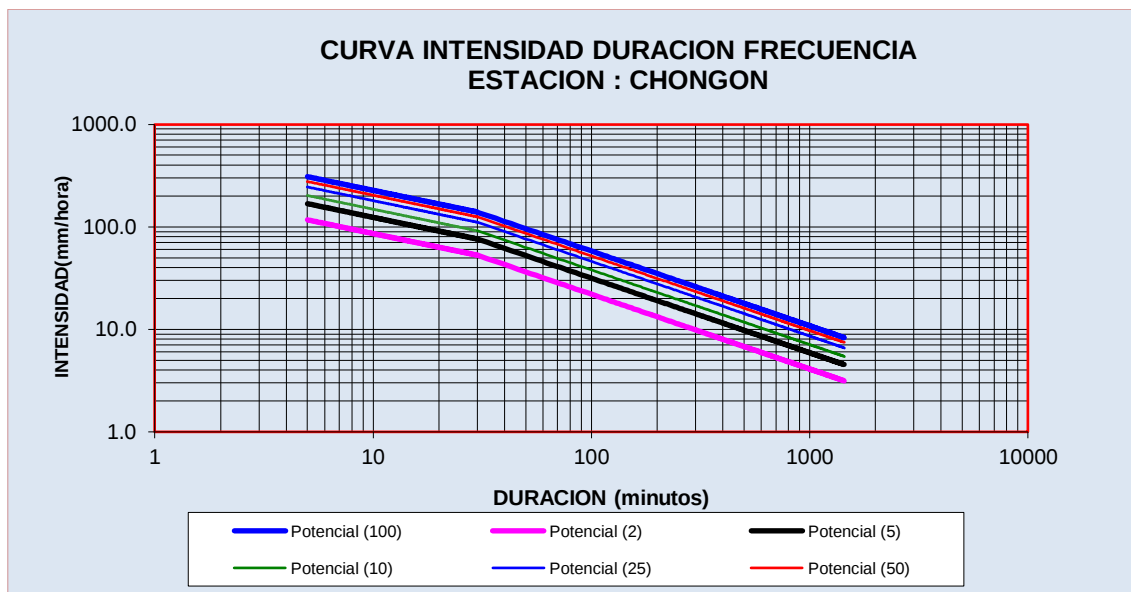
TABLA # METODO DE LAS RELACIONES UNIVERSALES
ESTACION METEOROLOGICA : CHONGON

TR	PRECIPITACIONES MAXIMAS EN mm								
AÑOS	5 min	10 min	15 min	30 min	60 min	120 min	360 min	720 min	24 h
2	9.5	14.7	18.5	25.7	32.5	39.0	51.8	62.5	74.8
5	13.7	21.1	26.7	37.0	46.8	56.2	74.6	89.9	107.6
10	16.4	25.3	32.1	44.5	56.3	67.5	89.6	108.1	129.3
25	19.9	30.7	38.9	53.9	68.2	81.8	108.6	131.1	156.8
50	22.5	34.7	43.9	60.9	77.1	92.5	122.8	148.1	177.1
100	25.1	38.7	48.9	67.9	85.8	103.0	136.8	165.0	197.3
1000	33.5	51.8	65.5	90.9	114.9	137.9	183.1	220.8	264.1

METODO DE LAS RELACIONES UNIVERSALES
ESTACION METEOROLOGICA : CHONGON

TR	INTENSIDADES MAXIMAS EN mm/hora								
AÑOS	MINUTOS								
	5	10	15	30	60	120	360	720	1440
2	113.9	87.9	74.2	51.4	32.5	19.5	8.6	5.2	3.1
5	164.0	126.5	106.7	74.0	46.8	28.1	12.4	7.5	4.5
10	197.1	152.1	128.3	89.0	56.3	33.8	14.9	9.0	5.4
25	238.9	184.4	155.5	107.9	68.2	40.9	18.1	10.9	6.5
50	269.9	208.3	175.7	121.9	77.1	46.2	20.5	12.3	7.4
100	300.8	232.1	195.8	135.8	85.8	51.5	22.8	13.7	8.2
1000	402.6	310.6	262.0	181.7	114.9	68.9	30.5	18.4	11.0

Con estos datos se procede a elaborar la curva Intensidad - Duración – Frecuencia IDF como se observa a continuación:



Con esta curva que nos permitirá la elaboración de los hietogramas de precipitación.



ESTUDIO DE AVENIDAS

INFORMACIÓN BÁSICA HIDROMETEOROLÓGICA

Para el estudio de avenidas, y dado que no existe una estación de medición de caudales que permita a partir de aquella inferir las descargas máximas, se utilizará la información de la estación Climatológica Chongón a efectos de definir de manera indirecta dichas descargas máximas, ya que es la única existentes en la cuenca de drenaje del río San Miguel y además se encuentra en un punto muy representativo de la cuenca de drenaje.

Siendo la precipitación la principal fuente de escurrimiento, se justifica la importancia de este parámetro meteorológico, debido a que mediante la aplicación de métodos que se fundamentan en la relación lluvia – escurrimiento, es posible generar caudales con gran confiabilidad.

La estación existente, contienen información de lluvia en 24 horas, con período de registro confiable y lo suficientemente extenso.

PARÁMETROS HIDROLÓGICOS DE DISEÑO

El parámetro fundamental a determinar es el caudal de diseño, para el dimensionamiento de las obras del proyecto, en el caso particular el puente sobre el río San Miguel.

FRECUENCIA

La literatura especializada y las normas convencionales existentes, establecen para el diseño, en este caso un periodo retorno comprendido entre 25 y 100 años.

ESCURRIMIENTO

Frente a la falta de registro de caudales máximos, para generarlos se lo hace a partir de la lluvia, utilizando para el efecto métodos que se basan en la relación lluvia – escurrimiento, dependiendo del tamaño de la cuenca aportante. En hidrología es práctica común y aceptada plenamente, debido a que sus resultados son altamente confiables, adoptar que una lluvia de una frecuencia determinada genera una creciente para ese mismo período de retorno.

Para fines de determinar caudales máximos, a partir de la lluvia, se requiere conocer además de su altura máxima, otras características como son su intensidad, duración y frecuencia. Considerando que no existe información pluviográfica en la zona, se ha recurrido a la alternativa de métodos que se basan en estudios de regionalización sobre el tema, efectuados por diversos organismos internacionales.



ESTUDIO DE INTENSIDADES, MÉTODO DE LAS RELACIONES UNIVERSALES

En el presente estudio se presenta un análisis de la precipitación, haciendo uso de la información existente de algunas estaciones pluviométricas mencionadas, y tal como se mencionó en líneas antecedentes, la estación Chongón se usará como base para el estudio de avenidas, basada en los máximos de precipitación registrados en dicha estación.

CÁLCULO DE CAUDALES

INTRODUCCIÓN

El presente estudio de avenidas, se sustenta en el estudio hidrológico general realizado para la zona del proyecto, descrito en líneas preliminares, a través del cual se logró definir las curvas de intensidad – duración – frecuencia para las estaciones escogidas, se hizo una división de subcuencas dentro del área de influencia y en ellas se determinó que estación tenía relevancia en cada una de las cuencas.

En el análisis de frecuencia de caudales realizado en el presente estudio se ha utilizado, fundamentalmente, los siguientes modelos hidrológicos de lluvia – escurrimiento:

Modelo Hidrológico U.S. Army Corps of Engineering (HEC-HMS).

Al aplicar modelos como los mencionados, normalmente se asume la descarga máxima, como resultado de una intensidad de lluvia que ocurre sobre la cuenca de drenaje, es producida por una precipitación cuya duración es igual al tiempo de concentración de la cuenca de drenaje, entendiéndose por éste, al tiempo que tarda una partícula de agua en recorrer desde el punto más lejano de la cuenca de drenaje hasta el punto de control.

Sin embargo, se ha considerado un criterio común la cuenca de drenaje del proyecto, en el sentido de usar de manera generalizada una intensidad de lluvia en 24 horas, en función de la cual se establecieron los respectivos hietogramas de precipitación total.

El análisis hidrológico de las áreas que deben ser drenadas hasta el punto de control, básicamente el sitio de estudio sobre el río San Miguel, constituye un elemento esencial en cualquier obra de esta naturaleza y provee al diseñador información sobre las características del flujo, el mismo que es utilizado como la base de diseño hidráulico, entre otros aspectos.

Aplicando los principios de hidrología se define la descarga de diseño, a partir de la cual se establecen los criterios a efectos de asegurar un funcionamiento satisfactorio de las estructuras, para las condiciones de trabajo a la que va a estar sometida.

ESCURRIMIENTO

El escurrimiento consiste en esas porciones de precipitación que alcanzan los canales naturales a través de la superficie del suelo o como agua subterránea. La descarga en metros cúbicos por segundo (m^3/s), en el eje de ordenadas, y el tiempo



(en minutos, horas, días o meses), en el eje de las abscisas, se conocen como hidrograma. Este puede elevarse rápidamente hacia un pico como resultado de una lluvia intensa y caídas más lentas en intervalos entre tormentas.

Las fluctuaciones de un hidrograma son explicadas por los factores que afectan el proceso de escurrimiento. Estos factores pueden ser separados en dos categorías: climáticos y topográficos.

Los factores climáticos que influyen en el escurrimiento son:

- Tipo de precipitación – tempestades intensas o lluvias continuas.
- Intensas precipitaciones pluviales.
- Duración de la precipitación pluvial.
- Distribución de las precipitaciones pluviales.
- Dirección del movimiento de las tormentas.
- Antecedentes de precipitaciones y suelo húmedo.
- Condiciones climáticas que afectan la evaporación y transpiración.

Los factores topográficos que influyen en el escurrimiento son:

- Uso de la tierra.
- Tipo de suelo.
- Área.
- Forma
- Elevación
- Curvas
- Orientación
- Tipo de red de drenaje.
- Extensión de drenajes indirectos.
- Drenaje artificial.

Una ecuación que determine el escurrimiento o porcentaje del escurrimiento para varios factores climáticos y topográficos es difícil de derivar. Una mayor complicación es agregada por el hecho de que ninguno de los factores citados puede influenciar el escurrimiento en un 100%.

Sin embargo, determinado porcentaje del pico en los escurrimientos para eventos menores relacionados con el diseño de obras menores y ciertos factores mencionados tienen una gran influencia. Se ha encontrado que aproximaciones razonables del pico de una avenida para tormentas menos frecuentes, pueden ser hechas con satisfactoria precisión usando pocas de las variables antes mencionadas.

Con el presente estado del arte, predicciones de escurrimiento son hechas por una combinación de los siguientes procedimientos, los cuales consideran los factores citados en un mayor o menor grado.

- Formulas por métodos empíricos.
- Métodos estadísticos
- Método hidrograma unitario
- Método racional.

En esta sentido, considerando las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia presentadas como parte de este informe, las que están deducidas para las estaciones que inciden directamente en el área de estudio y sobre la base de los hietogramas



deducidos a partir de dichas curvas, se logró aplicar, a través de un modelo matemático, el método del hidrograma unitario, para las cuencas de drenaje en donde en la actualidad se plantea un puente, considerando los porcentajes de incidencia de cada una de las estaciones pluviográficas.

MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS

Este es un modelo de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar los hidrogramas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietograma de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa que han alcanzado gran aceptación en el ámbito de la hidrología.

METODOLOGÍA

La metodología propuesta comprende dos etapas básicas, la primera corresponde al componente hidrológico y la segunda al hidráulico.

Componente Hidrológico.

Para la realización del estudio hidrológico, se obtuvo una serie de información esquematizada en la figura siguiente, cuyos componentes se describen a continuación:

Cálculo de las características Fisiográficas de la cuenca.

El área, el tipo y el uso del suelo, la posición y orientación, la forma, la pendiente la elevación y la red de drenaje son las principales características fisiográficas de una cuenca y son las características físicas del territorio asociadas a los procesos de transferencia y almacenamiento del ciclo hidrológico.

Área de drenaje.

A partir de la base topográfica disponible de la cuenca, previamente digitalizada, se trazaron las divisorias de aguas y se determinó el área total de drenaje.

División Hidrográfica – Subcuencas

Una vez obtenida la red hídrica se procedió a efectuar una división hidrográfica, específicamente en subcuencas. De igual manera, como se hizo para toda la cuenca, se procedió a la determinación de los respectivos parámetros.



Longitud y pendiente del cauce principal y pendiente de ladera

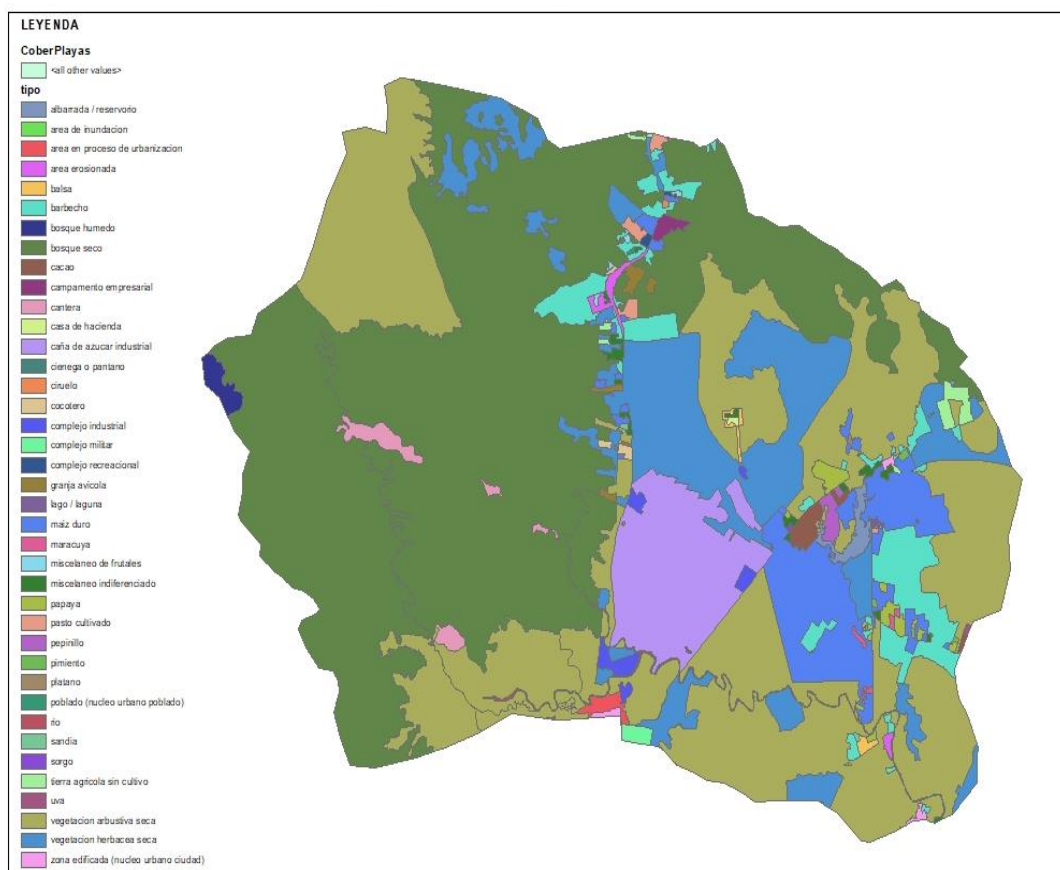
Se identificó la corriente con su respectiva longitud (l) y pendiente (s). Se identificaron los probables caminos del agua con mayor recorrido, medios entre la divisoria de aguas y el inicio del cauce principal y se determinó las pendientes medias.

Número de curva de escorrentía (CN)

La selección del valor de CN depende fundamentalmente de las características de la cuenca de drenaje, tales como la condición antecedente de humedad del suelo (CAH), uso de la tierra o cubierta y condiciones del suelo (grupo hidrológico), en el caso particular se usaron los valores de 62, que salió del uso de suelos.

Uso de suelo

Con las áreas parciales y dándole un valor según las características del uso se establece el valor parcial y al sumar todos obtenemos el valor referencial del CN para la cuenca hidrográfica, calculo que se muestra en la siguiente tabla:





Item	ha	Laboreo	Condición Hidrológica	Grupo Hidrológico	NC	Porcentaje
maíz duro	703.38	C	BUENAS	A	65	2.9338
sorgo	1.05	R	BUENAS	A	67	0.0045
pimiento	6.79	R	BUENAS	A	63	0.0274
PEPINILLO	26.81	R	BUENAS	A	63	0.1084
sandía	2.92	R	BUENAS	A	67	0.0125
cacao	42.96	R	BUENAS	A	67	0.1847
ciruelo	1.65	R	POBRE	A	67	0.0071
cocotero	11.40	R	BUENAS	A	67	0.0490
uva	1.96	R	BUENAS	A	67	0.0084
caña de azúcar	747.31	R	BUENAS	A	62	2.9732
maracuya	9.67	R	BUENAS	A	62	0.0385
platano	1.35	R	BUENAS	A	62	0.0054
papaya	58.69	R	POBRE	A	65	0.2448
complejo industrial	59.67			A	72	0.2757
complejo militar	19.27			A	72	0.0890
complejo recreacional	5.80			A	72	0.0268
campamento	18.81			A	72	0.0869
granja avícola	31.15			A	72	0.1439
casa de hacienda	2.97			A	72	0.0137
cantera	82.91			A	74	0.3937
albarrada	51.13			A	72	0.2362
cienaga	0.64			A	100	0.0041
lago	4.39			A	100	0.0282
área de inundación	0.64			A	100	0.0041
río	34.05			A	100	0.2185
zona edificada	17.00			A	59	0.0644
área urbanizada	25.98			A	59	0.0984
poblado	1.16			A	59	0.0044
barbecho	530.88	R	REGULARES	A	77	2.6231
tierra agrícola	46.73	R	REGULARES	A	63	0.1889
frutales	6.55	C	BUENAS	A	69	0.0290
miscelaneo indiferenciado	44.89	R	REGULARES	A	63	0.1815
pasto cultivado	30.52	R	BUENAS	A	58	0.1136
vegetación arbustiva seca	4625.94	R	BUENAS	A	77	22.8568
vegetación herbacea seca	1650.89	R	REGULARES	A	77	8.1571
bosque humedo	44.63	R	BUENAS	A	46	0.1317
bosque seco	6579.55	R	BUENAS	A	46	19.4213
balsa	18.79	R	REGULARES	A	46	0.0555
area erosionada	32.95		REGULARES	A	72	0.1522
	15583.86					62.19652588

Determinación de parámetros hidrológicos

Obedece a la necesidad de ordenar de manera apropiada la información que se necesita para el cálculo de los caudales máximos generados.



Para lograr este objetivo, se procedió a la determinación de los siguientes parámetros:

Tiempo de Concentración (t_c)

Corresponde al tiempo a partir del cual toda la cuenca contribuye al escurrimiento en un punto de interés dentro del cauce, aunque para estimar el tiempo de concentración en una cuenca existen diferentes metodologías de cálculo, se seleccionó el método de California Culverts Practice, que se presenta la siguiente expresión.

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración, en minutos.

L = Longitud del cauce principal, en m.

H = Desnivel, en m.

Tiempo de retardo (t_r)

En el análisis de hidrogramas de escurrimiento, el retardo es el tiempo medido desde el centro de masa de la lluvia efectiva hasta el caudal máximo del hidrograma de escurrimiento. El servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos, con base en el estudio de muchos eventos de lluvia para un amplio rango de condiciones en cuencas hidrográficas, recomienda la siguiente relación empírica para calcular el tiempo de retardo en función del tiempo de concentración.

$$t_r = 0.6t_c$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración, en minutos.

Esta relación se aplica para una condición natural promedia y una distribución de escurrimiento aproximadamente uniforme sobre la cuenca.

Análisis de frecuencia de eventos de lluvia máxima en 24 horas

Esta actividad se realizó a partir de la información de las lluvias máximas en 24 horas de las series de tiempo anuales para una red de estaciones localizadas en la zona de influencia del proyecto, tal como se explicó en líneas precedentes.

Selección de periodos de retorno

Los periodos de retorno fueron seleccionados de 25, 50 y 100 años.

Parámetros k y X para tránsito de caudales.

Para considerar el tránsito de caudales a lo largo del cauce (método de propagación de hidrogramas), se aplica el método de Muskingum, el cual considera los parámetros K y X .



El parámetro K es el tiempo de tránsito de la onda de creciente a través de un tramo considerado y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$K = 0.5t_c$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración, en minutos.

El parámetro X es el factor de peso. En todos los casos se seleccionó un valor de 0,2, en razón a las características de pendiente y de caudal propias del cauce.

CALCULO DE CAUDALES MÁXIMOS

Considerando las características de las cuencas de drenaje, se estableció un número de curva, en la metodología utilizada, que deriva en un coeficiente de escorrentía de entre el 65 y 70 por ciento, se considera adecuado, dada la importancia de la obra. El tiempo de concentración de las cuencas de drenaje ha sido calculado usando la fórmula de Kirpich, también conocida como la fórmula de California Culverts Practice, la misma que se presenta a continuación:

$$t_c = \left(\frac{0.87L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración, en horas.

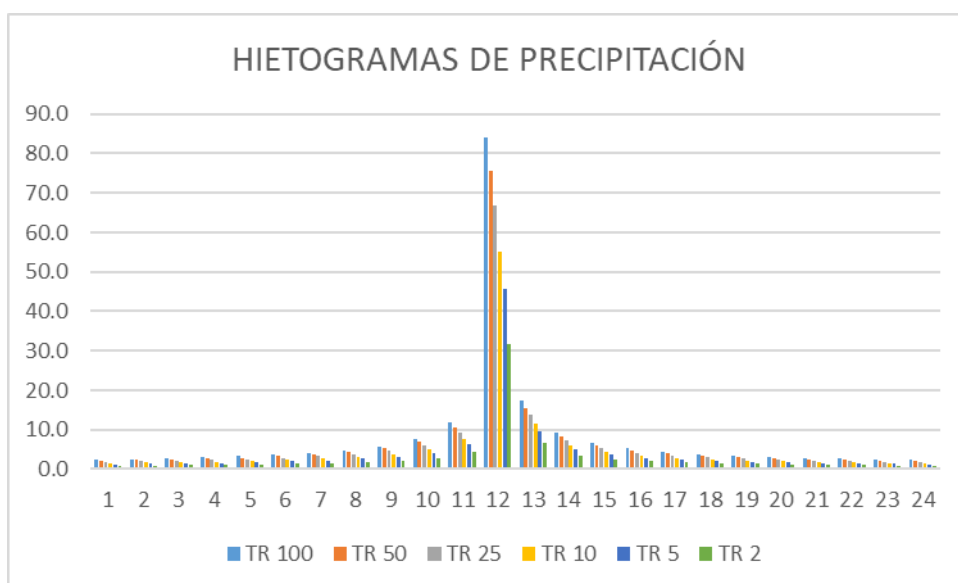
L = Longitud del cauce principal, en km.

H = Diferencia de nivel, en m, entre la cabecera del cauce y el punto de control definido por el sitio de la presa.

Tomando en consideración el tiempo de concentración de la Cuenca de Drenaje y tal como se mencionó anteriormente, a efectos de maximizar la descarga pico, se considera en el presente estudio, una lluvia con una duración total igual a 24 horas y una duración unitaria de una hora.

Adicional a la información básica disponible, la aplicación del método depende también, entre otros factores, del tamaño de la cuenca aportante, para el efecto, se seleccionó o identificó la cuenca de drenaje hasta el sitio de estudio.

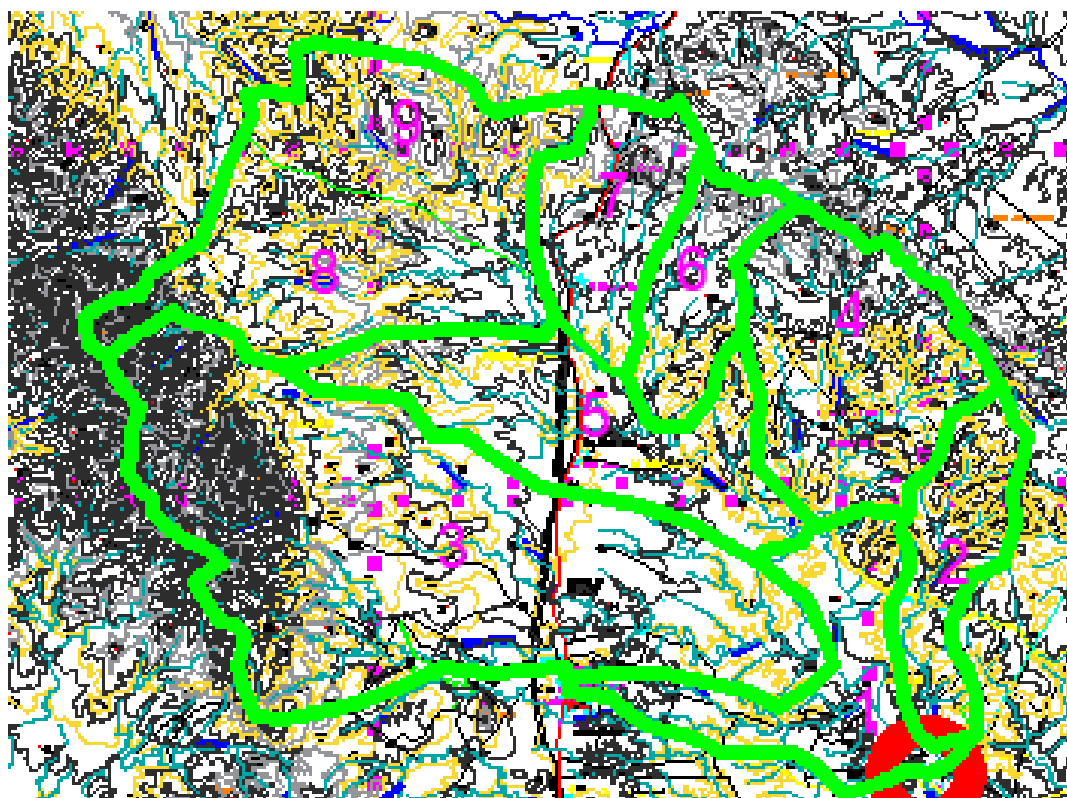
Tal como se mencionó en líneas precedentes, para evaluar las tormentas de diseño se utilizarán la estación Chongón como representativa para toda la cuenca, las Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia de las estaciones mencionadas, cuyos hietogramas de precipitación para los periodos de retorno de 25, 50 y 100 años, que se presentan en las figuras siguientes:



Caudales máximos hasta el sitio de estudio

En base a los hietogramas definidos con antelación, se aplicarán la metodología mencionada, considerando la cuenca de drenaje hasta el sitio de estudio sobre el río San Miguel, mostrado en las figuras.

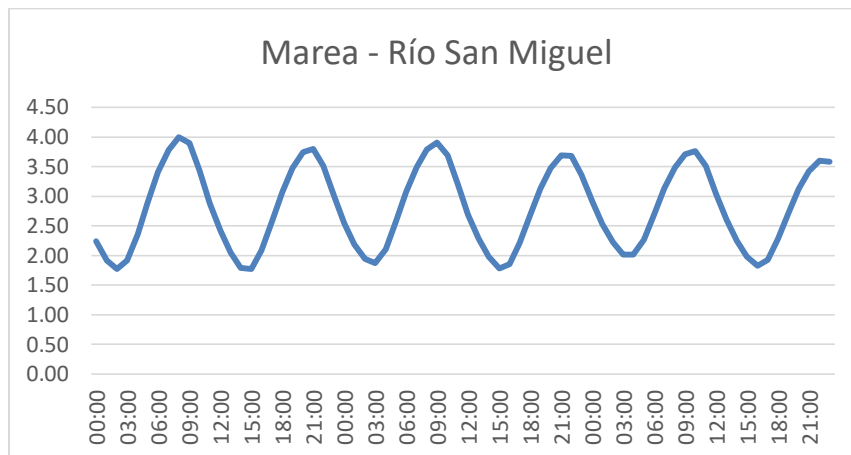
EFEECTO DE MAREA





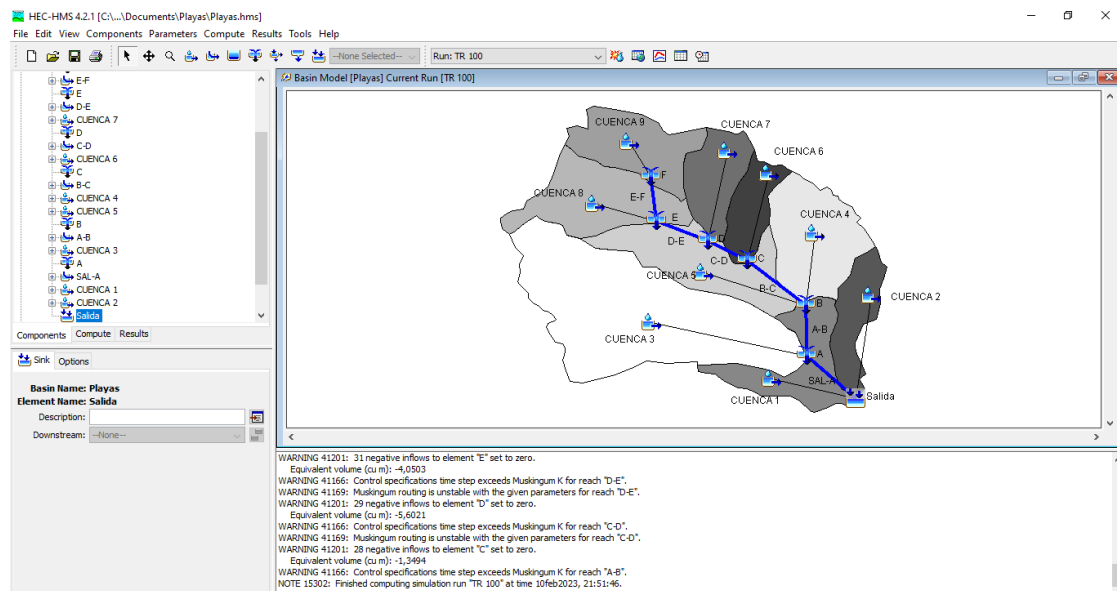
Para el área de estudio, la marea tiene un efecto de $4\text{ m} - 1.36\text{ m} = 2.64\text{ m}$. Estos datos fueron obtenidos de una serie de tiempo referida al MLWS y el nivel de reducción de sondeo de la Tabla de Mareas 2023, publicada por Inocar.

Este nivel de marea genera un “freno” al flujo del río que, al ser transformado a caudal se obtiene $348\text{ m}^3/\text{s}$. En la siguiente figura, se muestra la serie de tiempo de la marea en el sitio de interés.



MODELO LLUVIA – ESCURRIMIENTO HEC-HMS

En base a la metodología detallada en líneas anteriores, se elaboró inicialmente el modelo de cuenca, el mismo que se presenta en la figura anterior. De igual manera, los datos básicos que se establecieron en base al modelo de cuenca, se presentan en las tablas figuras y tablas siguientes:



Subcuencas río San Miguel, modelo de Cuenca HEC - HMS, hasta el sitio de estudio



Lista de Datos de las Subcuencas río San Miguel

CUENCA	Área	Longitud del cauce	Pendiente Compensada	Tiempo de Concentración	Storage Co
	(km ²)	(m)		(h)	(h)
CUENCA 1	12.79	7558	0.0024	3.772	2.263
CUENCA 2	8.69	7758	0.0119	3.09	1.854
CUENCA 3	50.17	22201	0.0056	7.529	4.517
CUENCA 4	17.9	8157	0.0061	2.879	1.727
CUENCA 5	17.81	9047	0.0019	4.798	2.879
CUENCA 6	7.43	6711	0.0083	2.086	1.252
CUENCA 7	9.88	6298	0.0082	2.092	1.255
CUENCA 8	17.59	12541	0.0103	4.026	2.416
CUENCA 9	13.44	8652	0.0073	2.767	1.660

Datos de los tramos de los cauces para el modelo de lluvia - escorrentía

Reachs	L	Δ H	T C	T C	X	k
	(m)	(m)	(min)	(h)		
Sal-A	4266	10	125.23	2.09	0.20	1.04
A-B	3292	8	101.16	1.69	0.20	0.84
B-C	5275	7	183.59	3.06	0.20	1.53
C-D	1970	10	51.30	0.86	0.20	0.43
D-E	1802	7	53.10	0.88	0.20	0.44
E-F	1628	5	53.75	0.90	0.20	0.45

Con esta información se obtienen los hidrogramas para diferentes periodos de retorno, que son los que se presentan en la siguiente tabla y figura a manera de resumen:

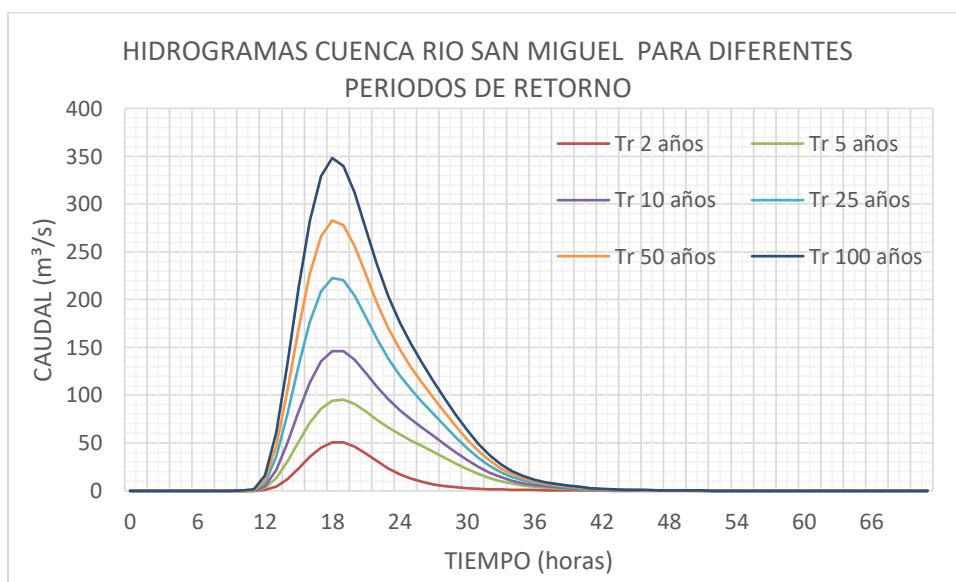
HIDROGRAMAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO CUENCA RÍO SAN MIGUEL						
Hora	Tr 2 años	Tr 5 años	Tr 10 años	Tr 25 años	Tr 50 años	Tr 100 años
0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0.1
11	0	0	0	0.2	0.5	1.2
12	0.7	2.9	4.9	8.4	11.7	15.9



13	4.2	12.9	21.5	35.3	46.9	60.5
14	12	30.4	49.8	80	104.6	132.4
15	23.3	51.3	82.9	131.1	169.6	212.6
16	35.3	71	113.2	176.5	226.8	282.3
17	45.1	85.9	135.2	208.5	266.2	329.4
18	50.4	94	146.1	222.8	282.7	348
19	50.5	95.2	146	220.2	277.7	339.9
20	46.3	90.8	137.1	204.4	256.2	311.9
21	39.1	83	123.4	182	226.6	274.2
22	31	74.2	108.8	158.7	196.5	236.5
23	23.4	66	95.6	138	169.9	203.4
24	17.2	58.7	84.2	120.4	147.5	175.8
25	12.5	52.3	74.6	105.7	128.9	153.1
26	9.1	46.4	65.7	92.5	112.3	133.1
27	6.7	40.4	57.2	79.9	96.8	114.5
28	5	34.3	48.6	67.6	81.7	96.5
29	3.7	28.4	40.1	55.6	67.1	79.3
30	2.8	22.7	32.1	44.4	53.5	63.2
31	2.2	17.6	24.9	34.4	41.4	49
32	1.6	13.3	18.8	26	31.3	37
33	1.3	9.9	14	19.4	23.4	27.7
34	1	7.4	10.4	14.4	17.4	20.6
35	0.8	5.5	7.8	10.8	13.1	15.5
36	0.6	4.1	5.9	8.2	9.9	11.7
37	0.5	3.1	4.5	6.2	7.5	8.9
38	0.4	2.4	3.4	4.8	5.8	6.8
39	0.3	1.9	2.6	3.7	4.5	5.3
40	0.2	1.4	2	2.8	3.4	4
41	0.2	1	1.4	1.9	2.3	2.7
42	0.1	0.7	1	1.4	1.7	1.9
43	0	0.5	0.7	1	1.2	1.4
44	0	0.4	0.5	0.7	0.9	1
45	0	0.3	0.4	0.5	0.7	0.8
46	0	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
47	0	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4
48	0	0.1	0.2	0.2	0.2	0.3
49	0	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2
50	0	0	0.1	0.1	0.1	0.1
51	0	0	0	0.1	0.1	0.1
52	0	0	0	0	0	0
53	0	0	0	0	0	0
54	0	0	0	0	0	0
55	0	0	0	0	0	0



56	0	0	0	0	0	0
57	0	0	0	0	0	0
58	0	0	0	0	0	0
59	0	0	0	0	0	0
60	0	0	0	0	0	0
61	0	0	0	0	0	0
62	0	0	0	0	0	0
63	0	0	0	0	0	0
64	0	0	0	0	0	0
65	0	0	0	0	0	0
66	0	0	0	0	0	0
67	0	0	0	0	0	0
68	0	0	0	0	0	0
69	0	0	0	0	0	0
70	0	0	0	0	0	0
71	0	0	0	0	0	0



El caudal máximo a considerar para el estudio para un periodo de retorno de 100 años en el rio San Miguel, es 348 m³/s, considerando el fenómeno de la marea.

NIVELES MAXIMOS DE CRECIDA

Los niveles máximos de crecida se establecieron con el cálculo hidráulico, se determinó utilizando el programa HEC – RAS 3.1. 3.

La simulación se realizó tomando en consideración el tramo longitudinal del rio San Miguel, conforme a la topografía presentada, mínimo 500m aguas arriba y 500 m aguas abajo con relación a la ubicación del puente. La abscisa en donde se va a implantar el puente nuevo es la Absc 0+740. La simulación del puente esta iterado

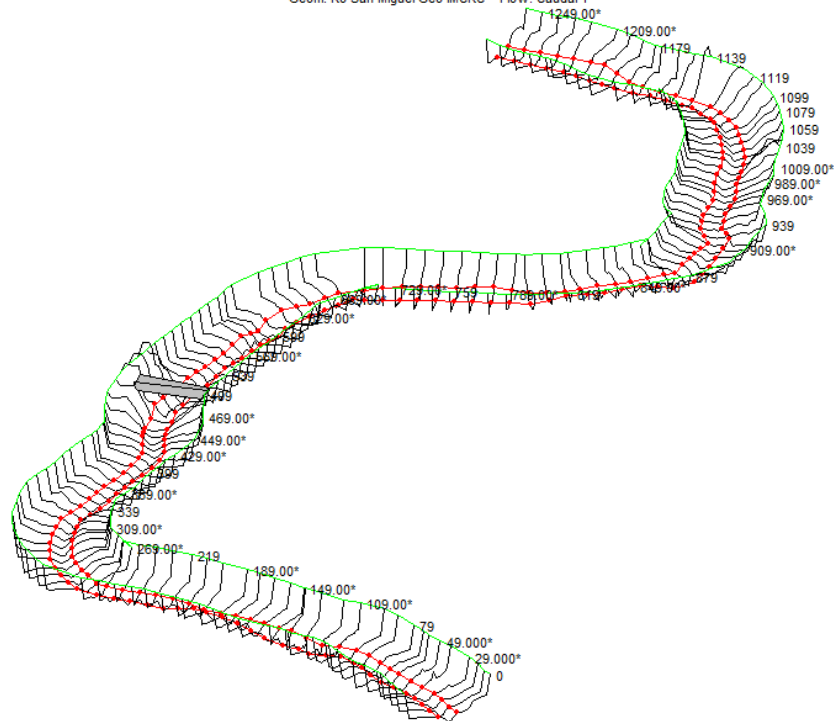


cada 10 m, para darle mayor precisión. La implantación del cauce esta tomado con foto satelital.

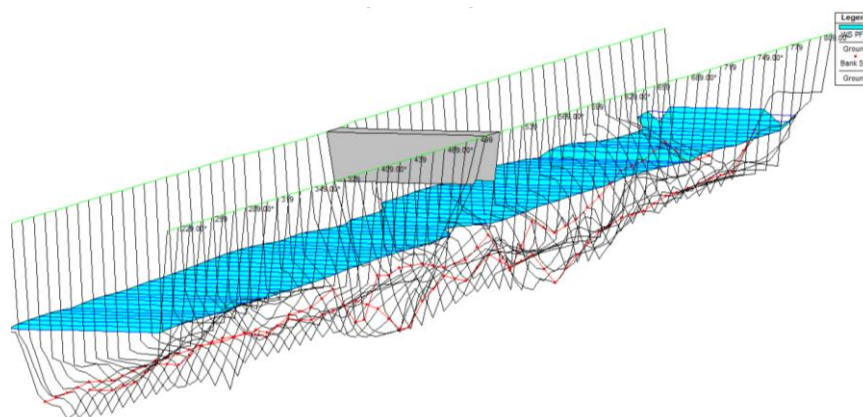
Simulación Hidraulica HEC RAS rio San Miguel

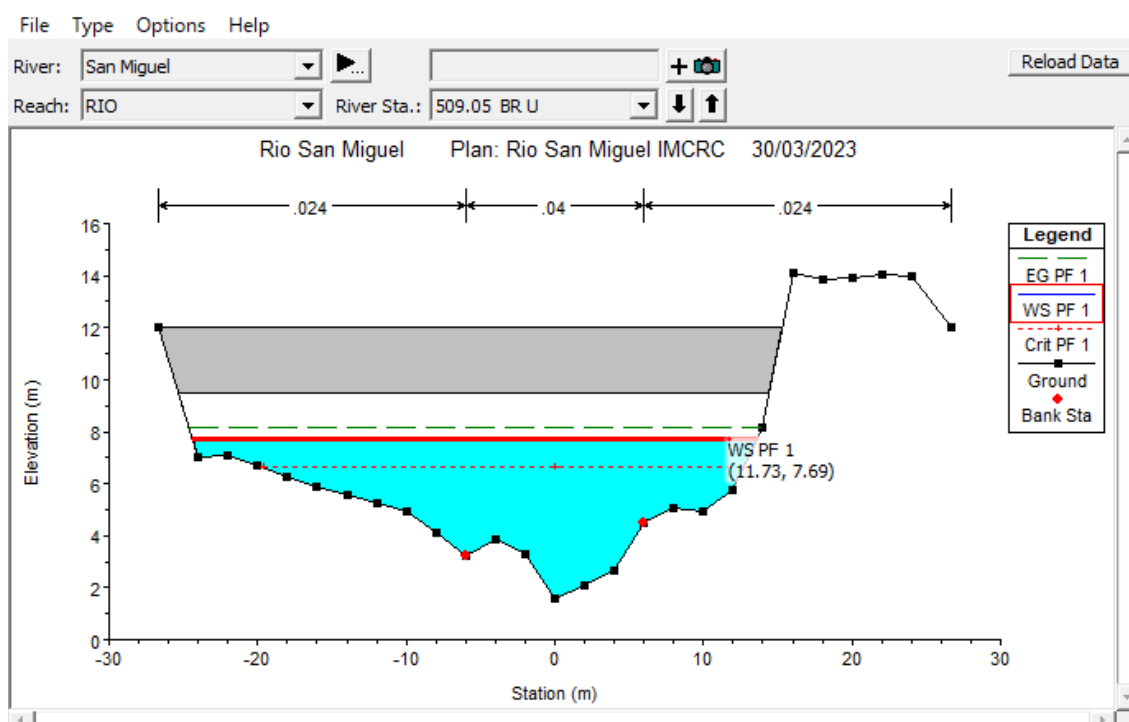
Simulación Hidraulica HEC RAS ABSC. 0+000 – 1+259

Rio San Miguel Plan: Rio San Miguel IMCRC 30/03/2023
Geom: Ro San Miguel Geo IMCRC Flow: Caudal 1

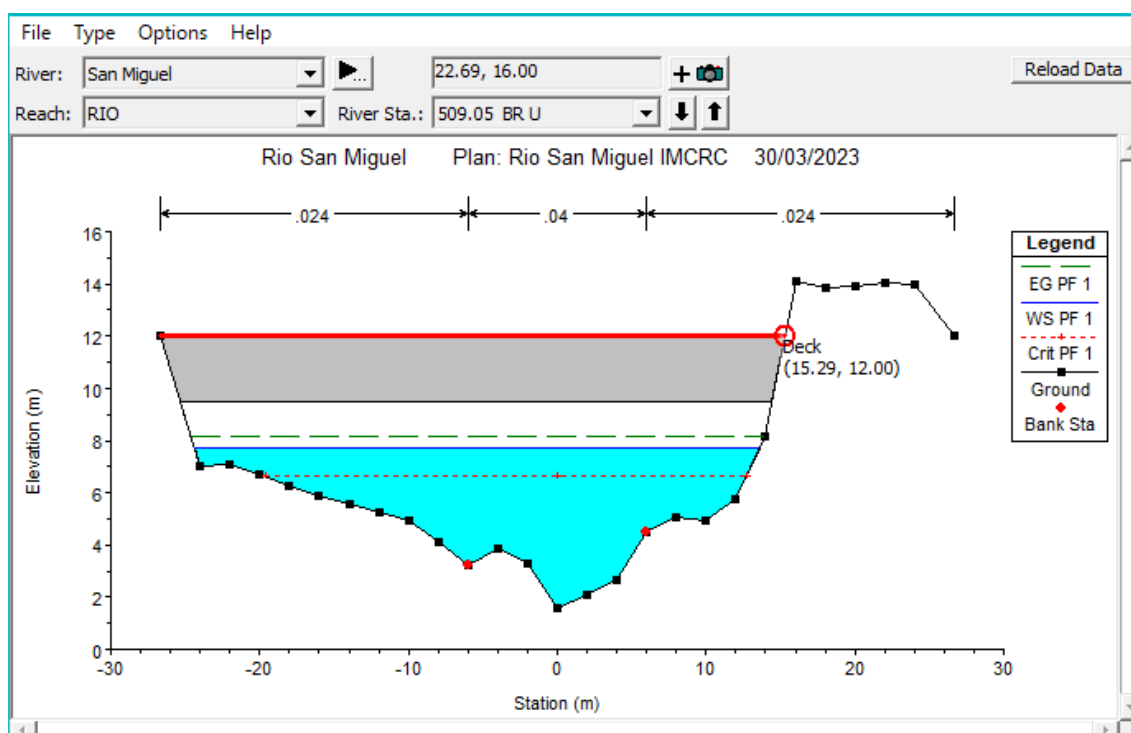


Planta de rio san miguel





Nivel máxima crecida en puente absc. 0+740 – 7.69 msnm

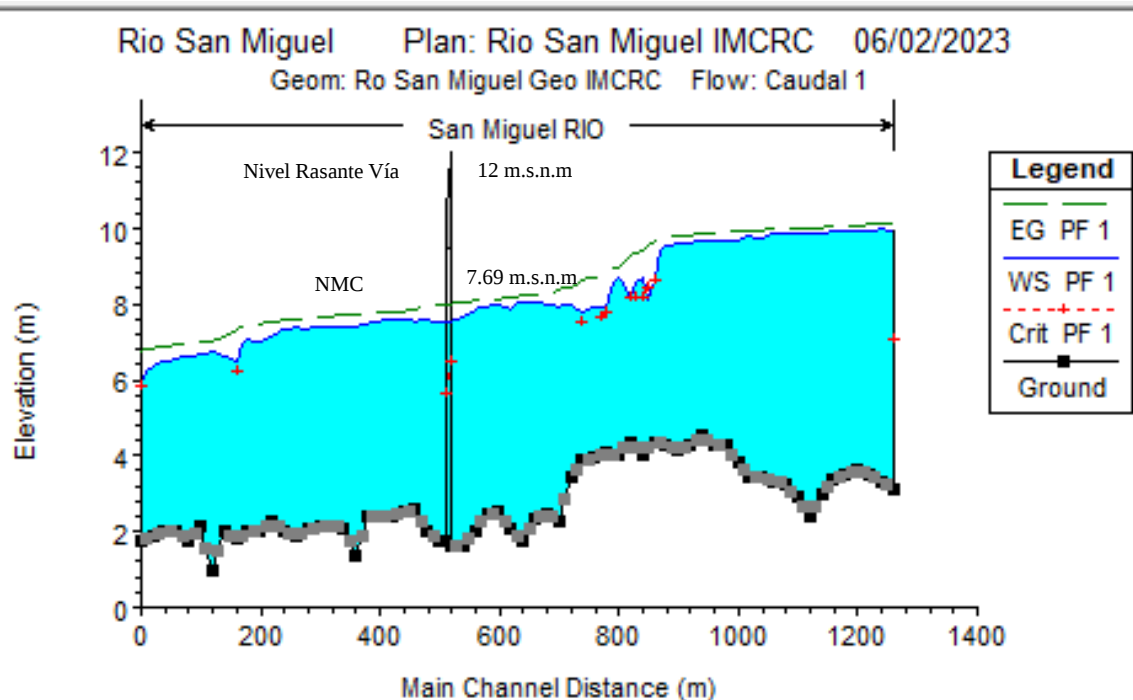


NIVEL DE RASANTE VIA 12 msnm.



Simulación Hidraulica HEC RAS
ABSC. 0+000 – 1+259

PERFIL



Datos hidráulicos en puente absc. 0+740

Bridge Output				
File Type Options Help				
River:	San Miguel	Profile:	PF 1	
Reach:	RIO	RS:	509.05	Plan: IMCRC
Plan: IMCRC San Miguel RIO RS: 509.05 Profile: PF 1				
E.G. US. (m)	8.18	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	7.69	E.G. Elev (m)	8.18	8.16
Q Total (m3/s)	348.00	W.S. Elev (m)	7.69	7.69
Q Bridge (m3/s)	348.00	Crit W.S. (m)	6.64	5.84
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	6.09	5.96
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.12	3.01
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	111.61	115.57
Weir Submerg		Froude # Chl	0.46	0.42
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	321.59	389.27
Min El Weir Flow (m)	12.00	Hydr Depth (m)	2.94	3.83
Min El Prs (m)	9.50	W.P. Total (m)	41.72	33.68
Delta EG (m)	0.04	Conv. Total (m3/s)	7240.8	8845.0
Delta WS (m)	0.02	Top Width (m)	37.94	30.15
BR Open Area (m2)	176.59	Frctn Loss (m)	0.01	0.02
BR Open Vel (m/s)	3.12	C & E Loss (m)	0.01	0.00
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	60.60	52.09
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	188.95	156.85



**CUADRO DATOS HIDRAULICOS SIMULACION
PERFIL ABSC. 0+000- 1+259**

Profile Output Table - Standard Table 1												
File Options Std. Tables Locations Help												
HEC-RAS Plan: IMCRC River: San Miguel Reach: RIO Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RIO	1249.00*	PF 1	348.00	3.23	10.10		10.27	0.000405	1.62	198.52	48.23	0.21
RIO	1239	PF 1	348.00	3.32	10.10		10.26	0.000373	1.56	206.44	51.29	0.20
RIO	1229.00*	PF 1	348.00	3.41	10.07		10.25	0.000418	1.64	195.04	50.90	0.21
RIO	1219	PF 1	348.00	3.51	10.04		10.25	0.000466	1.70	183.69	50.19	0.22
RIO	1209.00*	PF 1	348.00	3.58	10.03		10.24	0.000488	1.69	184.11	50.42	0.23
RIO	1199	PF 1	348.00	3.65	10.03		10.23	0.000509	1.65	184.58	50.61	0.23
RIO	1189.00*	PF 1	348.00	3.57	10.05		10.22	0.000456	1.62	194.34	51.20	0.22
RIO	1179	PF 1	348.00	3.50	10.06		10.21	0.000416	1.59	202.92	51.51	0.21
RIO	1169.00*	PF 1	348.00	3.44	10.07		10.20	0.000310	1.37	222.21	51.62	0.18
RIO	1159	PF 1	348.00	3.37	10.08		10.19	0.000235	1.18	241.29	51.69	0.16
RIO	1149.00*	PF 1	348.00	3.18	10.01		10.18	0.000447	1.70	189.69	45.44	0.22
RIO	1139	PF 1	348.00	2.98	9.98		10.18	0.000481	1.84	179.94	40.15	0.23
RIO	1129.00*	PF 1	348.00	2.67	9.99		10.17	0.000453	1.80	185.74	42.27	0.23
RIO	1119	PF 1	348.00	2.37	10.00		10.16	0.000404	1.70	199.34	48.22	0.21
RIO	1109.00*	PF 1	348.00	2.63	10.00		10.15	0.000401	1.65	200.05	48.52	0.21
RIO	1099	PF 1	348.00	2.90	9.99		10.15	0.000398	1.60	200.77	48.72	0.21
RIO	1089.00*	PF 1	348.00	3.08	9.98		10.14	0.000432	1.66	195.89	48.96	0.22
RIO	1079	PF 1	348.00	3.25	9.97		10.14	0.000474	1.72	191.00	49.51	0.23
RIO	1069.00*	PF 1	348.00	3.29	9.97		10.13	0.000422	1.61	198.53	50.26	0.21
RIO	1059	PF 1	348.00	3.32	9.97		10.12	0.000375	1.51	206.33	50.74	0.20
RIO	1049.00*	PF 1	348.00	3.36	9.91		10.11	0.000557	1.84	175.90	44.13	0.25
RIO	1039	PF 1	348.00	3.41	9.85		10.10	0.000734	2.11	158.80	41.58	0.28
RIO	1029.00*	PF 1	348.00	3.43	9.87		10.08	0.000632	1.97	169.04	43.91	0.26
RIO	1019	PF 1	348.00	3.45	9.89		10.06	0.000497	1.75	188.51	49.86	0.23
RIO	1009.00*	PF 1	348.00	3.63	9.86		10.06	0.000626	1.94	175.67	50.15	0.26
RIO	999	PF 1	348.00	3.81	9.81		10.05	0.000809	2.15	162.62	50.09	0.29
RIO	989.00*	PF 1	348.00	4.03	9.79		10.04	0.000879	2.21	158.61	50.14	0.31
RIO	979	PF 1	348.00	4.26	9.77		10.03	0.000950	2.27	155.20	50.18	0.32
RIO	969.00*	PF 1	348.00	4.28	9.78		10.01	0.000748	2.01	166.59	50.32	0.28
RIO	959	PF 1	348.00	4.30	9.80		9.99	0.000602	1.78	177.81	50.43	0.25
RIO	949.00*	PF 1	348.00	4.40	9.79		9.99	0.000567	1.71	181.04	50.44	0.24
RIO	939	PF 1	348.00	4.51	9.79		9.98	0.000562	1.64	183.00	50.42	0.24
RIO	929.00*	PF 1	348.00	4.38	9.76		9.97	0.000633	1.76	174.50	50.26	0.25
RIO	919	PF 1	348.00	4.25	9.73		9.96	0.000758	1.89	164.66	50.02	0.28



HEC-RAS Plan: IMCRC River: San Miguel Reach: RIO Profile: PF 1												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
RIO	919	PF 1	348.00	4.25	9.73		9.96	0.000758	1.89	164.66	50.02	0.28
RIO	909.00*	PF 1	348.00	4.21	9.71		9.95	0.000811	1.92	161.49	50.02	0.29
RIO	899	PF 1	348.00	4.16	9.69		9.94	0.000881	1.96	158.29	49.98	0.29
RIO	889.00*	PF 1	348.00	4.23	9.66		9.93	0.001033	2.14	151.47	50.19	0.32
RIO	879	PF 1	348.00	4.31	9.62		9.92	0.001240	2.34	144.07	50.33	0.35
RIO	869.00*	PF 1	348.00	4.33	9.49		9.89	0.001848	2.73	126.49	50.21	0.43
RIO	859	PF 1	348.00	4.36	8.93	8.93	9.82	0.005562	4.12	87.11	49.55	0.70
RIO	849.00*	PF 1	348.00	4.18	8.79	8.53	9.69	0.005216	3.94	86.77	49.33	0.68
RIO	839	PF 1	348.00	4.01	8.86	8.33	9.60	0.003600	3.36	97.04	49.38	0.56
RIO	829.00*	PF 1	348.00	4.19	8.73	8.31	9.55	0.003987	3.43	89.98	36.37	0.59
RIO	819	PF 1	348.00	4.37	8.30	8.30	9.46	0.006629	4.00	75.53	34.02	0.75
RIO	809.00*	PF 1	348.00	4.18	8.71		9.23	0.002574	2.87	112.02	49.03	0.49
RIO	799	PF 1	348.00	4.00	8.84		9.15	0.001168	2.07	143.87	49.44	0.33
RIO	789.00*	PF 1	348.00	4.03	8.71		9.13	0.001817	2.51	125.28	49.59	0.41
RIO	779	PF 1	348.00	4.06	8.03	7.97	9.04	0.005647	3.82	82.08	42.08	0.69
RIO	769.00*	PF 1	348.00	4.01	8.01	7.77	8.97	0.004832	3.53	84.11	37.47	0.64
RIO	759	PF 1	348.00	3.96	8.02		8.90	0.003954	3.20	88.38	35.27	0.58
RIO	749.00*	PF 1	348.00	3.92	7.92		8.86	0.004491	3.38	85.77	36.86	0.62
RIO	739	PF 1	348.00	3.88	7.88	7.73	8.81	0.004715	3.47	85.55	38.31	0.64
RIO	729.00*	PF 1	348.00	3.65	8.04		8.69	0.003072	3.09	103.37	49.02	0.53
RIO	719	PF 1	348.00	3.41	8.15		8.61	0.002041	2.73	120.07	49.19	0.44
RIO	709.00*	PF 1	348.00	2.86	8.14		8.58	0.002251	3.02	119.37	49.43	0.47
RIO	699	PF 1	348.00	2.30	8.07		8.55	0.002568	3.29	115.16	49.56	0.49
RIO	689.00*	PF 1	348.00	2.39	8.13		8.49	0.001636	2.62	132.41	49.69	0.39
RIO	679	PF 1	348.00	2.47	8.17		8.46	0.001127	2.13	148.01	49.78	0.32
RIO	669.00*	PF 1	348.00	2.41	8.21		8.43	0.000743	1.91	167.33	49.96	0.28
RIO	659	PF 1	348.00	2.36	8.22		8.41	0.000522	1.65	185.59	50.08	0.23
RIO	649.00*	PF 1	348.00	2.05	8.24		8.40	0.000458	1.67	194.24	50.15	0.22
RIO	639	PF 1	348.00	1.74	8.24		8.39	0.000407	1.67	202.71	50.21	0.22
RIO	629.00*	PF 1	348.00	1.91	8.18		8.38	0.000638	1.82	176.69	50.20	0.25
RIO	619	PF 1	348.00	2.08	8.04		8.36	0.001136	2.02	147.03	50.10	0.31
RIO	609.00*	PF 1	348.00	2.30	8.10		8.33	0.000740	1.80	167.83	50.22	0.27
RIO	599	PF 1	348.00	2.51	8.12		8.31	0.000515	1.59	187.44	50.32	0.23
RIO	589.00*	PF 1	348.00	2.48	8.11		8.30	0.000560	1.67	182.97	50.33	0.24



ESTUDIO DE SOCAVACION DEL RIO SAN MIGUEL

En general se puede definir la socavación como el efecto erosivo que produce la corriente de agua sobre el cauce y sectores aledaños del río, quebradas o esteros por acción de la velocidad de una crecida al arrastrar del lecho.

Este análisis se lo efectúa con la finalidad de conocer el riesgo de la estabilidad de la estructura en sus elementos de cimentación.

SOCAVAMIENTO GENERAL DEL CAUCE

El socavamiento general del cauce se refiere al descenso del fondo del río cuando ha ocurrido la crecida debida a la capacidad aportante de material que arrastro el río en la crecida.

El método utilizado para el cálculo es el de Lischtvan – Levediev, para suelos “No Cohesivos”, ya que el curso de agua tiene un cauce definido, y que el lecho está compuesto de material aluvial homogéneo.

Para estas condiciones se formula la siguiente ecuación:

$$\delta = \frac{Qd}{Hm^{\frac{5}{3}} \times Be \times \mu}$$

$$Hs = \frac{(\delta \times Ho^{\frac{5}{3}})^{\frac{1}{1+x}}}{0.68 \beta dm^{0.28}}$$

Ecuaciones en la que:

δ	=	Alfa
Hs	=	Tirante total luego de producida la socavación en metros
Qd	=	caudal de diseño de crecida en m ³ /s
Hm	=	Tirante medio de la sección (A/B) en metros
A	=	Área hidráulica efectiva en m ²
Be	=	Ancho efectivo en metros
u	=	Coefficiente de contracción, determinado en tabla Manual de Drenaje
MOP		
Ho	=	Profundidad de cada punto de la sección transversal, respecto a la cota de máxima crecida
B	=	Coefficiente que depende de la probabilidad de ocurrencia del caudal diseño

En la Tabla Manual de Drenaje del MOP

dm	=	Diámetro medio de las partículas del lecho del cauce del río en mm
1/1+x	=	exponente variable que está en función de (d) obtenida de la tabla del MOP



En el anexo constan los datos y resultados de la socavación general. De igual manera se ha graficado en la sección transversal del puente, la línea hipotética de socavación, aspecto que deberá tomarse en cuenta para el establecimiento de la cimentación y anclaje en el lecho y márgenes del río San Miguel.

CRITERIO PARA EL DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO DE PUENTES

Con el propósito de establecer el grado de erodabilidad del cauce, y en función de este el tipo de estructura más recomendable para las circunstancias particulares de los sitios de emplazamiento, se recurre al cálculo del Número de Froude, según la fórmula:

$$F = \frac{V}{(g \cdot d)^{\frac{1}{2}}}$$

Donde:

V = velocidad correspondiente al caudal máximo instantáneo (m/s) = 2.50 m/s
g = aceleración de la gravedad en m/s² = 9.81 m/s²
d = calado en m = 2.21 m
No froude = 0.37. > 0.80

Un primer criterio establece que si el Número de Froude es mayor a 0.80, es necesario salvar totalmente el cauce con la estructura, y si el Número de Froude es menor a 0.80 se puede colocar pilas intermedias o estrechar la sección para disminuir la luz del puente por consideraciones netamente económicas.

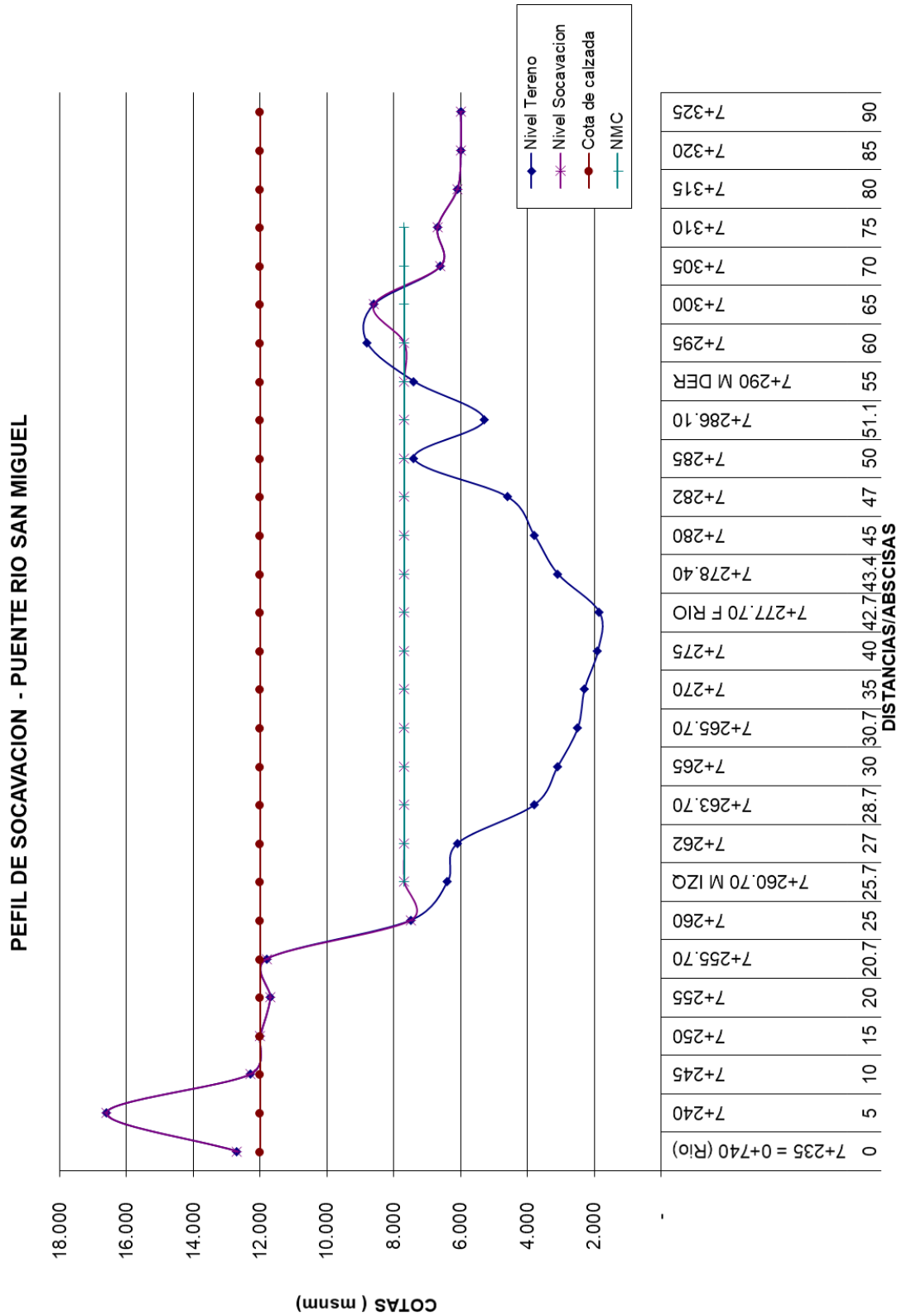
Un segundo factor tiene relación con la velocidad del agua en crecida de diseño, en este caso por su efecto erosivo y torrencialidad, puede provocar el colapso del puente, sin embargo de estar en un flujo subcrítico ya que el valor es 0.37 < a 1.0 de acuerdo las normas hidráulicas.

Se determina que:

- El nivel máximo de crecida es de 7.29 msnm.
- En lo que se refiere a la socavación estudio sobre el puente, de acuerdo a las características del río, se mantiene el perfil del cauce natural. en el tramo considerado sobre el puente San Miguel.



CALCULO DE LA SOCAVACION GENERAL									
PUENTE SOBRE EL RIO SAN MIGUEL									
DATOS									
Tr = 100 años	LONGITUD DEL PUENTE 50 m								
cauce definido									
suelo no cohesivo									
Qd=	348.000	m3/s	Caudal de diseño						
Be=	15.100	m	Ancho efectivo L- Nb - Medir en le plano						
Ae=	111.610	m2	Area de la seccion transversal						
Hm=Ae/Be	2.940	m	Tirante medio de la seccion transversal						
v=	3.120	m/s	Velocidad de crecida						
b=	1.000		Coeficiente que depende de la frecuencia Qd Tabla MOP						
u=	0.980		Coeficiente de contracciondepende de velocidad y luz puente Tabla MOP						
dm=	35	mm	Diametro medio del lecho del rio						
x=	0.280		Exponente variable depende del diametro medio						
1+/1+x=	0.780								
NMC=	7.550	msnm	Nivel maximo de crecida						
ALFA =	2.959		Funcion del tirante medio						
Abscisa	Abscisa inicial	Cota Terreno	Ho	Hs	Hs - Ho	Cota de socavacion	Rasante	NMC	Cota (terr-socav)
0	7+235 = 0+740 (Rio)	12.700	- 5.010	-	-	12.700	12.000		-
5	7+240	16.600	- 8.910	-	-	16.600	12.000		-
10	7+245	12.300	- 4.610	-	-	12.300	12.000		-
15	7+250	12.000	- 4.310	-	-	12.000	12.000		-
20	7+255	11.700	- 4.010	-	-	11.700	12.000		-
20.7	7+255.70	11.800	- 4.110	-	-	11.800	12.000		-
25	7+260	7.500	0.190	-	-	7.500	12.000		-
25.7	7+260.70 M IZQ	6.400	1.290	-	- 1.290	7.690	12.000	7.69	- 1.29
27	7+262	6.100	1.590	-	- 1.590	7.690	12.000	7.69	- 1.59
28.7	7+263.70	3.800	3.890	-	- 3.890	7.690	12.000	7.69	- 3.89
30	7+265	3.100	4.590	-	- 4.590	7.690	12.000	7.69	- 4.59
30.7	7+265.70	2.500	5.190	-	- 5.190	7.690	12.000	7.69	- 5.19
35	7+270	2.300	5.390	-	- 5.390	7.690	12.000	7.69	- 5.39
40	7+275	1.900	5.790	-	- 5.790	7.690	12.000	7.69	- 5.79
42.7	7+277.70 F RIO	1.850	5.840	-	- 5.840	7.690	12.000	7.69	- 5.84
43.4	7+278.40	3.100	4.590	-	- 4.590	7.690	12.000	7.69	- 4.59
45	7+280	3.800	3.890	-	- 3.890	7.690	12.000	7.69	- 3.89
47	7+282	4.600	3.090	-	- 3.090	7.690	12.000	7.69	- 3.09
50	7+285	7.400	0.290	-	- 0.290	7.690	12.000	7.69	- 0.29
51.1	7+286.10	5.300	2.390	-	- 2.390	7.690	12.000	7.69	- 2.39
55	7+290 M DER	7.400	0.290	-	- 0.290	7.690	12.000	7.69	- 0.29
60	7+295	8.800	- 1.110	-	- 1.110	7.690	12.000	7.69	- 1.11
65	7+300	8.600	- 0.910	-	-	8.600	12.000	7.69	-
70	7+305	6.600	1.090	-	-	6.600	12.000	7.69	-
75	7+310	6.700	0.990	-	-	6.700	12.000	7.69	-
80	7+315	6.100	1.590	-	-	6.100	12.000		-
85	7+320	6.000	1.690	-	-	6.000	12.000		-
90	7+325	6.000	1.690	-	-	6.000	12.000		-
δ =	3.896				$\wedge(1/1+x)$				
$Ho(5/3) = Ho^{1.667} =$			Hs =	$K \times (Ho)^{5/3}$					
δ =	$\frac{Qd}{(Hm)^{5/3} \times Be \times u}$		Hs =	$\frac{\delta \times (Ho)^{5/3}}{0.68 \times B \times (dm)^{0.28}}$	$\wedge(1/1+x)$				
			K =	$\frac{\delta}{0.68 \times B \times (dm)^{0.28}}$					
			K =	0.970					





CALCULO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

El caudal solido puede ser transportado por una corriente en función de dos criterios:

- Según el modo de transporte, una partícula puede ser transportada en suspensión, o transportada por el fondo rodando, saltando o deslizándose.
- Según el origen del material, puede proceder del propio lecho del cauce, proceder del lavado de las laderas de las cuencas.

Se dice que un cauce se encuentra en equilibrio, en presencia el transporte de sedimentos, cuando su cota no sufre modificaciones.

Lane propuso tener en cuenta 4 variables a la hora de analizar la estabilidad del fondo:

- Caudal liquido unitario
- Caudal solido de fondo unitario
- La pendiente del cauce
- El tamaño del sedimento D50) Este valor se obtiene de las características granulométricas del rio, tomado al 50 %. (Ver anexo socavación)

Para calcular el transporte de sedimentos del fondo del rio se utilizó la fórmula que resulta más confiable, las ecuaciones de MEYER – PETER, que es encontrar el caudal solido transportado por un rio.

Los volúmenes de material transportado en este estudio, corresponden a estimaciones de la capacidad máxima potencial de transporte de fondo, aplicando esta metodología, basado sobre la ocurrencia de fenómeno del transporte. El volumen de sedimentos de arrastre de fondo que se transporta sobre el rio San Miguel es de 193.98 Kg/s. (nexo adjunto)

Se adjunta cálculos efectuados.



CALCULO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS RIO SAN MIGUEL				
DATOS HIDRAULICOS Y GEOMETRICOS				
Gasto liquido	Q	348.00	m3/s	
Area Hidraulica	A	11.61	m2	
Perimetro mojado	P	69.27	m	
Radio hidraulico	Rh	0.17	m	
Profundidad o tirante	d	4.91	m	
Ancho medio	B	11.30	m	
Velocidad media	V	3.12	m/s	
Gasto liquido unitario	q	30.80	m3/s/m	
pendiente hidraulica	S	0.0059	m/m	
PROPIEDADES EL AGUA				
Temperatura	T	20.00	°C	
Peso Especifico	&	1,000.00	Kgf / m3	
Densidad	d	1,000.00	Kg / m3	
Viscocidad cinematica	u	1 x (10)-6	m2/s	
PROPIEDADES DE LAS PARTICULAS				
Peso especifico	&s	2,100.00	Kgf / m3	
Densidad	ds	2,100.00	Kg / m3	
Diametro medio	Dm	35	mm	
		0.035	m	
1.* CALCULO DE LA RUGOSIDAD				
$V = 1/n * (Rh)^{2/3} * (S)^{1/2}$				
$n = 1/V * (Rh)^{2/3} * (S)^{1/2}$				
$(Rh)^{2/3} = 0.30$				
$(S)^{1/2} = 0.08$				
$n = 0.0075$				
2.* CALCULO DE LA RUGOSIDAD DE LA PARTICULA				
$n' = ((d/50)^{1/6})/21$				
$n' = 0.0272$				
3.* CALCULO DE LA DENSIDAD RELATIVA DE LAS PARTICULAS DENTRO DEL AGUA				
$O = (&s - d)/d$				
$O = 1.10$ Kg / m3				
4.* CALCULO DEL NUMERO O PARAMETRO ADIMENSIONAL DE SHIELDS				
$Tc = (Rh * S) / (O * Dm)$				
$Rh * S = 0.0010$				
$O * Dm = 0.0385$				
$Tc = 0.0257$				
5.* CALCULO DEL TRANSPORTE TOTAL DEL FONDO DEL RIO				
$Tf = 8 * ds * ((g * O * (Dm)^3)^{1/2} * ((n' / n)^{3/2} * Tc - 0.047))^{3/2}$				
$Dm^3 = 0.000043$				
$g * O * Dm^3 = 0.000463$				
$(g * O * Dm^3)^{1/2} = 0.021510$				
$n' / n = 3.637217$				
$(n' / n)^{1.5} = 6.936714$				
$(n' / n)^{1.5} * Tc = 0.1782$				
$((n' / n)^{1.5} * Tc) - 0.047 = 0.1312$				
$((n' / n)^{1.5} * Tc) - 0.047)^{1.5} = 0.047506$				
$Tf unitario = 17.17$ Kgf / s.m				
$Tf total = Tf unitario * ancho rio$				
$Tf total = 193.98$ Kgf / s				



CAPITULO 2.- DISEÑO DE ALCANTARILLAS Y CUNETAS

DISEÑO DE ALCANTARILLAS Y CUNETAS

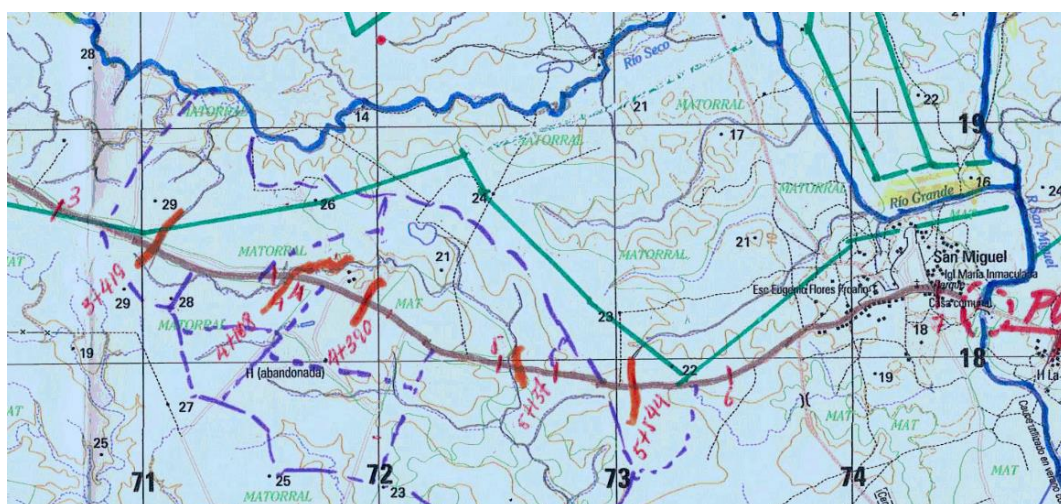
OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El objetivo general del estudio es la rehabilitación de los caminos existentes descritos, a fin de mejorar las condiciones de circulación hacia los diferentes lugares que sirven como caminos de acceso tanto para el turismo como beneficiara a los habitantes de la zona, tendiendo a cumplir con los objetivos que se indican a continuación:

- Reducir los costos de operación de los vehículos y un ahorro de tiempo para los usuarios de la vía.
- Reducir los costos del transporte de bienes y personas desde y hacia los centros de producción, consumo y turismo.
- Impulsar el desarrollo agropecuario e industrial de la región.
- Integrar al desarrollo socioeconómico a las poblaciones y localidades que se encuentran total o parcialmente marginadas por falta de un adecuado medio de transporte.
- Prevenir y mitigar los impactos ambientales que se producirían como consecuencia del mejoramiento, operación y mantenimiento de la carretera.

En consecuencia, este estudio de ingeniería permitirá establecer el nuevo eje que haga posible el mejoramiento de la vía, con las mejores características geométricas y costos menores de construcción, dadas las condiciones topográficas e hidrológicas de la zona.

Actualmente los caminos vecinales presentan deficiencias en cuanto a su rasante, drenaje y pavimento, debido a que son caminos lastrados, volviéndose importante realizar los trabajos de mejoramiento de la vía.



UBICACIÓN DE ALCANTARILLAS EN PLANO IGM
(VER ANEXO ADJUNTO)



ESTUDIO HIDROLÓGICO

Recopilación y procesamiento de información general existente para el área de influencia del proyecto

CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

Como información básica se cuenta con la carta topográfica de Playas, publicada por el IGM en escala 1:25.000, la misma que abarca la zona de influencia del actual camino vecinal.

ALCANCE Y OBJETIVOS DEL ESTUDIO DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA, DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE

- Definir los patrones hidrológicos y parámetros hidráulicos que influyen en el comportamiento de los cursos de agua permanentes e intermitentes interceptados por el camino vecinal analizado.
- Evaluar el funcionamiento hidráulico y estado estructural del sistema de drenaje y subdrenaje existente, proponiendo en forma puntual el mantenimiento, clausura, remoción o reemplazo de cada una de las obras de arte menor analizadas en el marco de la actual rehabilitación vial.
- Calcular los caudales de diseño en los sitios de cruce del camino vecinal con los cursos menores de agua para verificar las secciones existentes y determinar las nuevas.
- Dimensionar las obras de arte menor, de tal manera que el paso de caudales se produzca bajo condiciones aceptables de funcionamiento hidráulico.
- Plantear la rehabilitación y mejoramiento del sistema de drenaje y subdrenaje existente, de tal manera que sea posible captar, conducir y evacuar adecuadamente la escorrentía superficial producto de la precipitación pluvial y corrientes de agua subterránea presentes en los límites del derecho de vía del camino analizado.
- Recomendar medidas preventivas, definir rubros de intervención, especificar materiales y calcular los volúmenes de obra de las estructuras menores de drenaje y subdrenaje propuestas por el actual estudio.

CRITERIOS DE DISEÑO

1. La dimensión mínima interna de las alcantarillas deberá ser la que permite su limpieza y conservación.
2. Para el caso de las **ALCANTARILLAS DE PASO** es deseable que la dimensión mínima de la alcantarilla sea por lo menos 762 mm (30")
3. Para las **ALCANTARILLAS DE ALIVIO** pueden ser aceptables diámetros no menores a 600 mm (24") en el caso de tubos.



La selección del material de las alcantarillas varía en relación a las condiciones ambientales del sitio como puede ser la alta salinidad cerca de las zonas costeras marítimas, la acidez de los suelos y condiciones de transporte debido al peso y condiciones de los caminos.

Entre los materiales que se han estado utilizando se tienen:

a) Tubos de Concreto Reforzado (TCR): Debe cumplir con los requisitos AASHTO MI 70. b) Tubo de metal corrugado calibre mínimo 14: Responderá a la norma AASHTO M-190.

Cuando se tienen suelos cohesivos en el sitio de la obra, se espera que las paredes de las zanjas sean verticales y para la instalación de alcantarillas sencillas, el ancho del mismo será el doble del diámetro externo de la tubería hasta de 48 pulgadas y para tuberías mayores, el ancho del diámetro externo más 50 cm a cada lado del mismo. Cuando se instalan tuberías en batería, la separación mínima entre ellas será de el diámetro externo entre dos ($DE/2$).

La pendiente longitudinal de la alcantarilla no debe ser menor del 0.50 %, para evitar la sedimentación, pero en general se deben respetar la clasificación de superficies y velocidades admisibles.

- Para el cálculo de caudales se adoptó un período de retorno equivalente a 100 años, para carreteras vecinales según el MTOP.
-
- Para la determinación de los caudales de diseño se utilizó el *Método Racional*.
- El coeficiente de escorrentía fue adoptado en cada caso particular en dependencia del tipo de suelo, gradiente del terreno, condiciones de permeabilidad, uso del suelo y cobertura vegetal.
- Para el dimensionamiento hidráulico de cunetas, zanjas y canales se adoptó una intensidad de lluvia correspondiente a un período de retorno de 100 años y duración mínima de aguacero equivalente a 30 minutos.
- La velocidad máxima de escurrimiento del agua se ha limitado en el diseño hidráulico a 3,00 m/s en zampeados y a 5,00 m/s en superficies de hormigón o metálicas.

CRITERIOS DE IMPLANTACIÓN DE ALCANTARILLAS

- Todo curso natural o paso de agua interceptado por el proyecto vial tiene una obra de drenaje superficial que permite captar, conducir y evacuar su caudal; realizándose su implantación de tal manera que se obtenga la menor longitud posible del conducto, siempre y cuando se garantice el buen funcionamiento del drenaje y estabilidad de la obra básica de la vía.



- La captación se la realiza en el fondo del cauce natural o artificial, evitando las interferencias que alteren el régimen hídrico del curso de agua.
- La fundación de las alcantarillas está ubicada en suelo no alterado y firme con el fin de garantizar una adecuada capacidad portante.
- El conducto de la alcantarilla tiene una geometría constante en toda su longitud y su eje guarda una sola alineación. Ocasionalmente se produce un esviamiento con respecto a la perpendicular al eje longitudinal de la vía, a pesar de lo cual la alineación es una sola.
- La salida de la alcantarilla está orientada en forma tal que conduce el agua hacia el cauce original sin afectar a los taludes de la vía, proponiéndose estructuras disipadoras de energía cuando el caso lo amerita
- La cobertura mínima de relleno sobre las estructuras transversales de drenaje es de 30 cm, contabilizada desde el nivel de la subrasante hasta la clave de la alcantarilla en la entrada, excepto cuando la cota de comando del riego obliga a adoptar un valor mínimo de 10 cm, en cuyo caso la tubería se confina con un embaulamiento en hormigón simple.
- Para atender al mantenimiento y limpieza necesarios durante la vida útil de las alcantarillas, el diámetro mínimo para las tuberías circulares y altura mínima para los conductos circulares recomendado será de 1200 mm
- Para permitir el paso de material flotante, el diseño y ubicación de la alcantarilla garantiza suficiente tirante de aire, de manera tal que el nivel máximo correspondiente al caudal de diseño, no supere a la altura del conducto.

INSPECCIONES DE CAMPO

Se inspeccionó el área del proyecto en compañía del Director del Proyecto, identificándose en esta visita los sitios más conflictivos desde el punto de vista del drenaje y subdrenaje, determinándose, entre otros aspectos técnicos, las principales características de implantación de las obras de arte menor, especialmente las relacionadas con su geometría, secciones mínimas de descarga, gradientes de fondo, alturas de relleno y sitios que requerirán de obras complementarias.

Luego se efectuó el inventario físico de las obras de arte menor existentes, base sobre la cual se realiza la posterior evaluación hidráulica en gabinete, definiéndose con mayor exactitud los sitios de cruce con alcantarillas de diferentes secciones y longitudes, así como también los lugares que requieren de obras complementarias.

TRABAJOS REALIZADOS: METODOLOGÍA UTILIZADA

- En primer lugar, se recopiló, revisó y analizó la información meteorológica, cartográfica y ambiental disponible, la cual sirvió de base para determinar las magnitudes de caudales y velocidades máximas en los sitios seleccionados.



- Luego se realizó la investigación de campo, durante la cual se practicó el inventario y evaluación del sistema de drenaje existente, verificándose los principales supuestos de cálculo relacionados con el grado de cobertura vegetal, régimen pluvial, tipo de suelo y coeficiente de escorrentía, fundamentalmente.
- Posteriormente se analizó hidráulicamente la implantación de las obras de arte menor sobre la base de las principales características del flujo en condiciones normales y extraordinarias, dimensionándose las secciones transversales detalladas en la propuesta de intervención.
- Conocidas la topografía, geometría de la rehabilitación vial, así como también las magnitudes de caudales, se procedió a implantar en los planos viales definitivos las diferentes obras de arte existentes y proyectadas, identificando su ubicación, características, tipo, dimensiones y recomendación u observación, cuyo respaldo descriptivo se adjunta en los respectivos planos de detalle.
- Después de realizados los trabajos antes mencionados, se procedieron a definir los rubros de intervención, especificar los materiales y calcular los correspondientes volúmenes de obra. Análisis del régimen pluvial en el área de influencia del proyecto

INTENSIDADES DE LLUVIA

Con el fin de considerar en el cálculo de caudales las magnitudes máximas de precipitación pluvial, se han elaborado las curvas “**Intensidad-Duración-Frecuencia**” (IDF) características para el sector en estudio, utilizándose para el cálculo como dato básico el correspondiente a la precipitación máxima en 24 horas, valor implícito en la magnitud de I_d de acuerdo a las siguientes relaciones establecidas por el INAMHI:

Al respecto se determinó, las intensidades máximas, de acuerdo a la zonificación de la zona, datos proporcionados por el INAMHI, donde el proyecto en estudio, se encuentra en la zona 2 de acuerdo a los anexos que se adjuntan, por lo tanto las ecuaciones correspondientes a esta zona está determinado por:

$$\text{Para } 5 \text{ min} < t < 75 \text{ min} >>> I_t, T_r = 36,1212 \cdot t^{-0,3063} \cdot I_d$$

$$\text{Para } 75 \text{ min} < t < 1.440 \text{ min} >>> I_t, T_r = 269,9406 \cdot t^{-0,7696} \cdot I_d$$

Donde:

I_t, T_r intensidad máxima de lluvia con duración t y período de retorno de T_r años,
 t duración de la lluvia, minutos,
 I_d intensidad diaria para un período de retorno de T_r años ($I_d = P_d/24$), mm/hora.
 P_d precipitación diaria (precipitación máxima en 24 horas), mm.

La zonificación del país correspondiente a la metodología empleada, para se presenta en los gráficos descritos anteriormente, las ecuaciones representativas y las isolíneas de I_d para períodos de retorno de 10 y 25 años adjuntos.



Sobre la base de las antes indicadas expresiones, se determinan las intensidades máximas de lluvia en el sector en estudio para diferentes períodos de retorno y duraciones.

INTENSIDADES MAXIMAS DE LLUVIA																			
PLAYAS ZONA 2					INAMHI														
Para 5 min < t < 75 min>>>It, Tr = 36,1212 * t ^-0.3063* IdTr																			
Para 75 min < t < 1440 min>>>It, Tr = 269.9406 * t ^-0.7696 * Idtr																			
datos:																			
constates:					36.1212	269.9406	-0.3063	-0.7696											
Id ,Tr:					5 años	10 años	25 años	50 años	100 años										
					3.5	4.6	5.5	6	6.8										
										2	6	12	24	abaco					
Tr (años)					t (minutos)					t (horas)/ (minutos) calculado									
					10	15	20	30	60	120	360	720	1440	1440					
5					62.45	55.16	50.50	44.61	36.07	23.72	10.19	5.97	3.50	4.50					
10					82.08	72.49	66.38	58.62	47.41	31.18	13.39	7.85	4.61	6.00					
25					98.14	86.67	79.36	70.09	56.69	37.28	16.01	9.39	5.51	7.75					
50					107.06	94.55	86.58	76.47	61.84	40.67	17.46	10.24	6.01	9.00					
100					121.33	107.16	98.12	86.66	70.08	46.09	19.79	11.61	6.81	10.00					



ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA ZONA DEL RIO SAN MIGUEL												
ING. JOSE BARRERA PINEDA												
METODO KIRPICH ALCANTARILLAS												
CALCULO DE CAUDALES MAXIMOS A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO												
No	Ubicación	Nombre	C	L (m)	H (m)	Tc (min)calc	Tc (min)asum	A. (Ha)	It dr	I (mm)/Hora	Q (m3/s)	Tr
1	0+034.41	Via San Miguel	0.40	66.63	2.23	1.83	1.85	5.00	4.50	134.63	0.75	5 años
2	0+737.17	Via San Miguel	0.40	277.12	1.72	10.51	10.55	15.00	4.50	78.99	1.32	5 años
3	3+415.89	Via San Miguel	0.40	63.48	0.24	4.09	4.10	12.00	4.50	105.51	1.41	5 años
4	4+104.50	Via San Miguel	0.40	207.39	4.69	5.11	5.15	25.00	4.50	98.39	2.73	5 años
5	4+385.98	Via San Miguel	0.40	229.89	1.47	9.00	9.00	25.00	4.50	82.93	2.30	5 años
6	5+133.29	Via San Miguel	0.40	243.38	4.75	6.12	6.15	70.00	4.50	93.18	7.25	5 años
7	5+541.18	Via San Miguel	0.40	279.72	6.27	6.46	6.50	15.00	4.50	91.62	1.53	5 años
8	7+448.76	Via San Miguel	0.40	32.85	0.15	2.29	2.30	15.00	4.50	125.94	2.10	5 años
1	0.034.41	Via San Miguel	0.40	66.63	2.23	1.83	1.85	5.00	6.00	179.50	1.00	10 años
2	0+737.17	Via San Miguel	0.40	277.12	1.72	10.51	10.55	15.00	6.00	105.31	1.76	10 años
3	3+415.89	Via San Miguel	0.40	63.48	0.24	4.09	4.10	12.00	6.00	140.67	1.88	10 años
4	4+104.50	Via San Miguel	0.40	207.39	4.69	5.11	5.15	25.00	6.00	131.19	3.64	10 años
5	4+385.98	Via San Miguel	0.40	229.89	1.47	9.00	9.00	25.00	6.00	110.57	3.07	10 años
6	5+133.29	Via San Miguel	0.40	243.38	4.75	6.12	6.15	70.00	6.00	124.24	9.66	10 años
7	5+541.18	Via San Miguel	0.40	279.72	6.27	6.46	6.50	15.00	6.00	122.16	2.04	10 años
8	7+448.76	Via San Miguel	0.40	32.85	0.15	2.29	2.30	15.00	6.00	167.92	2.80	10 años
1	0.034.41	Via San Miguel	0.40	66.63	2.23	1.83	1.85	5.00	7.75	231.86	1.29	25 años
2	0+737.17	Via San Miguel	0.40	277.12	1.72	10.51	10.55	15.00	7.75	136.03	2.27	25 años
3	3+415.89	Via San Miguel	0.40	63.48	0.24	4.09	4.10	12.00	7.75	181.70	2.42	25 años
4	4+104.50	Via San Miguel	0.40	207.39	4.69	5.11	5.15	25.00	7.75	169.45	4.71	25 años
5	4+385.98	Via San Miguel	0.40	229.89	1.47	9.00	9.00	25.00	7.75	142.82	3.97	25 años
6	5+133.29	Via San Miguel	0.40	243.38	4.75	6.12	6.15	70.00	7.75	160.48	12.48	25 años
7	5+541.18	Via San Miguel	0.40	279.72	6.27	6.46	6.50	15.00	7.75	157.79	2.63	25 años
8	7+448.76	Via San Miguel	0.40	32.85	0.15	2.29	2.30	15.00	7.75	216.90	3.62	25 años
1	0.034.41	Via San Miguel	0.40	66.63	2.23	1.83	1.85	5.00	9.00	269.26	1.50	50 años
2	0+737.17	Via San Miguel	0.40	277.12	1.72	10.51	10.55	15.00	9.00	157.97	2.63	50 años
3	3+415.89	Via San Miguel	0.40	63.48	0.24	4.09	4.10	12.00	9.00	211.01	2.81	50 años
4	4+104.50	Via San Miguel	0.40	207.39	4.69	5.11	5.15	25.00	9.00	196.78	5.47	50 años
5	4+385.98	Via San Miguel	0.40	229.89	1.47	9.00	9.00	25.00	9.00	165.85	4.61	50 años
6	5+133.29	Via San Miguel	0.40	243.38	4.75	6.12	6.15	70.00	9.00	186.37	14.50	50 años
7	5+541.18	Via San Miguel	0.40	279.72	6.27	6.46	6.50	15.00	9.00	183.23	3.05	50 años
8	7+448.76	Via San Miguel	0.40	32.85	0.15	2.29	2.30	15.00	9.00	251.89	4.20	50 años
1	0.034.41	Via San Miguel	0.40	66.63	2.23	1.83	1.85	5.00	10.00	299.17	1.66	100 años
2	0+737.17	Via San Miguel	0.40	277.12	1.72	10.51	10.55	15.00	10.00	175.52	2.93	100 años
3	3+415.89	Via San Miguel	0.40	63.48	0.24	4.09	4.10	12.00	10.00	234.46	3.13	100 años
4	4+104.50	Via San Miguel	0.40	207.39	4.69	5.11	5.15	25.00	10.00	218.64	6.07	100 años
5	4+385.98	Via San Miguel	0.40	229.89	1.47	9.00	9.00	25.00	10.00	184.28	5.12	100 años
6	5+133.29	Via San Miguel	0.40	243.38	4.75	6.12	6.15	70.00	10.00	207.07	16.11	100 años
7	5+541.18	Via San Miguel	0.40	279.72	6.27	6.46	6.50	15.00	10.00	203.59	3.39	100 años
8	7+448.76	Via San Miguel	0.40	32.85	0.15	2.29	2.30	15.00	10.00	279.87	4.66	100 años
			Tc =		0.0195 (L^3/H)^0.385			L= metros				
								H= metros				



ALCANTARILLAS DE PASO

El modelo hidráulico HY-8, para resolución de alcantarillas fue desarrollado por la Federal High Administration del U.S. Department of Transportation, actualmente es uno de los modelos hidráulicos cuyo programa internamente calcula por control de entrada y de salida y eligió el mayor. Este programa también permite proyectar, es decir, sugiere dimensiones para niveles de entrada fijados.

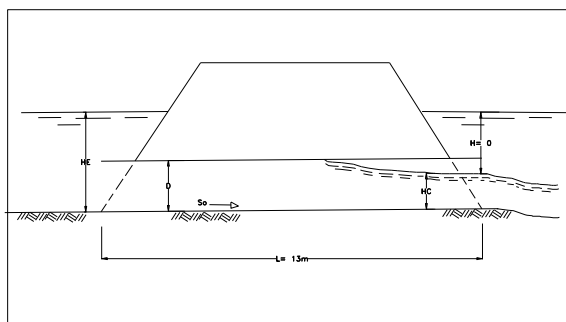
DATOS:

Caudal de diseño = suma de caudal de cunetas + caudal de diseño en máxima crecidas

Resumiéndose los resultados obtenidos del cálculo hidráulico.

ABSCISA	CAUDAL MAX - Tr = 100 años	COTA DE ENTRADA	COTA DE SALIDA	LONGITUD ALC (m)	COTA RASANTE msnm	GRADIENTE TERRENO (m/m)	VELOCIDA D DE SALIDA (m/s)	AFIRMADO	ALCANTARILLA CIRCULAR (mm)	MATERIAL ALCANTARILLA	HORMIGON TIPO B MUROS DE ALA (m3)
0+034.41	1.66	40.38	38.85	21.00	41.88	0.0729	2.38	PAVIMENTO	1,200	HORMIGON	2.19
0+737.17	2.93	35.20	35.02	14.00	37.99	0.0129	1.49	PAVIMENTO	1,200	HORMIGON	2.19
3+415.89	3.13	26.42	26.10	12.50	27.9	0.0256	1.25	PAVIMENTO	1,200	HORMIGON	4.20
4+104.50	6.07	20.60	20.43	13.00	22.97	0.0131	2.80	PAVIMENTO	1,800	HORMIGON	4.20
4+385.98	5.12	20.20	20.06	13.00	23.08	0.0108	1.62	PAVIMENTO	1,800	HORMIGON	5.65
5+133.29	16.11	14.66	14.23	15.30	17.58	0.0281	3.47	PAVIMENTO	2 x 1800	HORMIGON	6.10
5+541.18	3.39	17.60	17.16	13.00	20.18	0.0338	2.41	PAVIMENTO	1,500	HORMIGON	4.20
6+865	ALCANTARILLA DE ALIVIO DE AGUAS LLUVIAS EN CENTRO POBLADO DE SAN MIGUEL										
7+448.76	4.66	5.70	5.49	20.00	9.45	0.0105	1.32	PAVIMENTO	1,800	HORMIGON	5.65

La velocidad permisible dentro del rango mínimo de 0.60 m/s para evitar la sedimentación y 4.5 m/s como velocidad máxima para que no exista socavación.



CUNETAS LATERALES

Estas estructuras tienen como misión fundamental la de coleccionar y conducir la escorrentía superficial producto de la precipitación pluvial, la cual procede desde la calzada y taludes de corte adyacentes, adoptándose las dimensiones y características señaladas en la sección típica de la vía para una longitud determinada en dependencia del caudal transportado.



Igualmente se ha adoptado la **formula racional** como base para el cálculo del caudal, En el análisis de estas estructuras se ha considerado la siguiente expresión para el aporte de las aguas lluvia:

$$Q_t = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

Donde:

- Q_t caudal total a ser evacuado, m³/s.
 Q_1 caudal aportado por el talud de corte, m³/s.
 Q_2 caudal aportado por el ancho de la vía, m³/s.
 Q_3 caudal aportado por el área drenaje adyacente a la vía, m³/s.

Para la obtención de caudales se utiliza el método racional con un coeficiente de escorrentía:

"C₁" equivalente a 0,60 para el talud de corte,

"C₂" de 0,90 para la superficie de la calzada

"C₂" de 0,40 para la superficie de ladera

Intensidad horaria "I" de 99,46 mm/h correspondiente a un período de retorno de 100 años y duración de aguacero de 30 minutos.

INTENSIDADES MAXIMAS DE LLUVIA											
PLAYAS ZONA 2			INAMHI								
Para 5 min < t < 75 min>>>It, Tr = 36,1212 * t ^{-0.3063} * IdTr											
Para 75 min < t < 1440 min>>>It, Tr = 269.9406 * t ^{-0.7696} * Idtr											
datos:											
constates:	36.1212	269.9406	-0.3063	-0.7696							
Id ,Tr:	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años						
	3.5	4.6	5.5	6	6.8						
						2	6	12	24	abaco	
Tr (años)	t (minutos)					t (horas)/(minutos) calculado					
	10	15	20	30	60	120	360	720	1440	1440	
5	62.45	55.16	50.50	44.61	36.07	23.72	10.19	5.97	3.50	4.50	
10	82.08	72.49	66.38	58.62	47.41	31.18	13.39	7.85	4.61	6.00	
25	98.14	86.67	79.36	70.09	56.69	37.28	16.01	9.39	5.51	7.75	
50	107.06	94.55	86.58	76.47	61.84	40.67	17.46	10.24	6.01	9.00	
100	121.33	107.16	98.12	86.66	70.08	46.09	19.79	11.61	6.81	10.00	

El área considerada como aporte del talud de corte se ha estimado para una altura promedio de 12 m y la correspondiente al ancho de la vía equivale a una longitud de 11.70 m; y, ladera una longitud 12 m, de acuerdo a la sección típica adoptada y la topografía de cada lugar.



CUNETAS		DATOS DE CUNETA HORMIGON SIMPLE f'c = 180 Kg/cm2														Programa HCanales			
DATOS HIDROLOGICOS :		Coeficiente de rugosidad - n: 0.014														Calculado			
Coef. Escorrentia - calzada		C														Programa HCanales			
talud de c		0.90														Programa HCanales			
ladera		0.40														Programa HCanales			
Intensidad horaria (mm/hora):		86.66														Programa HCanales			
Para TR = 100 años y duracion aguacero = 30 minutos		86.66														Programa HCanales			
		erosion:														Programa HCanales			
		minimo: 0.60														Programa HCanales			
		maximo: 6.00														Programa HCanales			
		ancho de via :														Programa HCanales			
		ancho de via + espald:														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		7.20 m														Programa HCanales			
		7.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			
		11.20 m														Programa HCanales			



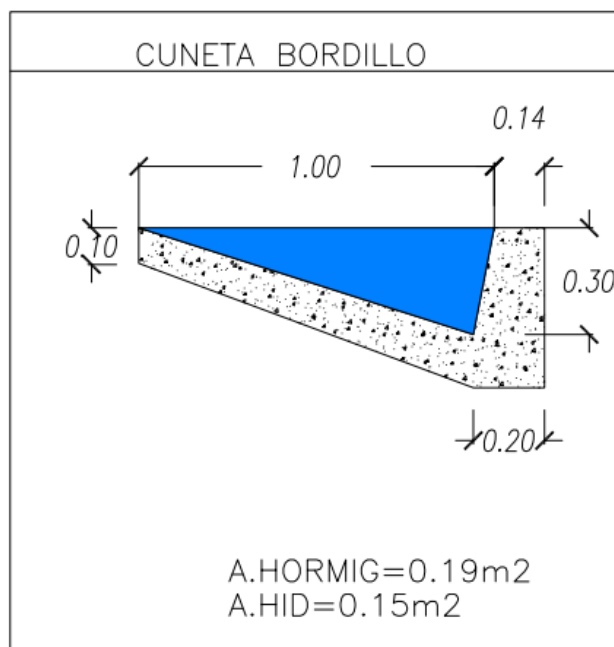
Su cálculo hidráulico se determinó tal como se muestra en el ANEXO ADJUNTO, utilizando el programa HCANALES 3.0 para el cálculo del calado y la velocidad admisible que se determina como criterio técnico, un mínimo de 0.60 m/s para que no exista sedimentación y 4.0 m/s para canales revestidos y no exista erosión, para hormigones de 180 Kg/cm². Por lo tanto, el diseño elegido se considera adecuado. El diseño de la cuneta termina con el diseño de la disposición final de las aguas, tal como se determina en el anexo correspondiente a las alcantarillas y a los planos definitivos.

La Sección de canal triangular se determina de acuerdo al gráfico adjunto: $h = 0.30$ m ; $d = 0.70$ con una gradiente hacia la calzada del 27.57 %, desde el punto de vista de seguridad vial.

CUADRO DIMENSIONES MÍNIMAS DE LAS CUNETAS REGION	PROFUNDIDAD (m)	ANCHO (m)
Seca	0.20	0.50
Lluviosa	0.30	0.75
Muy lluviosa	0.50	1.00

CONCLUSION:

En nuestro estudio, adoptaremos una sección mínima de 0.30 m de altura y 1.0 m de ancho.





CAPITULO 3.- ENCAUZAMIENTO Y LIMPIEZA DEL RIO SAN MIGUEL –

Es fundamental, realizar la limpieza del río, se ha propuesto realizar en una longitud de 120 m, desde la abscisa 0+680 hasta la absc. 0+800. Es decir 60 metros aguas arriba y 60 m aguas abajo con relación al puente.

El encauzamiento del río se propone ejecutar desde la absc 0+700 hasta la absc 0+730, a fin de tener un recorrido lineal con dirección al puente.

Este trabajo permitirá, mejorar las condiciones hidráulicas del río, a fin de evitar socavaciones bruscas en este tramo del río.



PROTECCION RIBERA RIO SAN IGUEL CON GAVIONES. –

En el sitio donde se implantará el puente, en el margen derecho con relación a la dirección del río, se encuentra el talud el mismo que esta sometido a la erosión y posiblemente a la socavación del río cuando ocurra máximas crecidas. Por lo que es necesario proteger este margen del río mediante la construcción de gaviones hasta el nivel de máxima crecida, que en este caso es 7.55 m.s.n.m.

No es necesario encauzar el río hacia el puente, por cuanto considerando el nivel de máxima crecida que es 7.55 m.s.n.m., las aguas por las condiciones topográficas

existentes, estas aguas tendrán un recorrido libre hacia los costados, que no afectara la estabilidad del puente.



Protección ribera con gaviones

Vista de talud margen derecha.

Se protegerá con gaviones, desde la abscisa 0+710 hasta la abscisa 0+740, la parte de la orilla margen derecha con relación a la dirección del río.

CANTIDADES DE OBRA - ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Todos los trabajos que serán ejecutados en el marco del presente proyecto en el área de drenaje vial, se regirán por lo establecido en las *Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes del Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones del Ecuador* (Manual MOP 001-F-2000).

Con el fin que estas cantidades sean consideradas en el presupuesto general de la obra, se resumen estas magnitudes en el *Cuadro* adjunto.



4		OBRAS HIDRAULICAS		
4.1		PRELIMINARES		
4.1.1	MR-112E*	LIMPIEZA DE ALCANTARILLAS A MANO	m3	279.12
4.2		ALCANTARILLAS		
4.2.1	307-2(1)*2	EXCAVACION Y RELLENO PARA ESTRUCTURAS	m3	279.12
4.2.2	301-3(1)1E	DEMOLICION DE ESTRUCTURAS DE H.A. EXISTENTES (Inc. Desalojo)	m3	560.15
4.2.4	503-(2)B	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "B" (fc=245 kg/cm2) (INC. ENCOFRADO)	m3	166.28
4.2.6	504(1)	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS (fy=4200 kg/cm2)	Kg	5234.39
4.2.8	601-(1A)48	TUBERIA H.A. 48" (clase 5)	m	47.5
4.2.9	601-(1A)60	TUBERIA H.A. 60" (clase 5)	m	13
4.2.10	601-(1A)72	TUBERIA H.A. 72" (clase 5)	m	77
4.3		CUNETAS		
4.3.1	307-3(1)	EXCAVACION Y RELLENO PARA CUNETAS Y ENCAUZAMIENTOS	m3	298.08
4.3.3	610-(4)	CUNETA fc = 210 kg/cm2 VH=0.16 m3/m	m	225.6
4.3.4	610-(1)D	BORDILLO DE H.S.F'C=210 KG / CM2.(0.30X0.15)M	m	195.2
		GAVIONES		
4.3.1	307-3(1)	EXCAVACION Y RELLENO PARA GAVIONES	m3	447.15
4.2.7	508(3)	MURO DE GAVION TRIPLE TORSION (2x1x1) (Inc. Transporte)	m3	400.00
		LIMPIEZA DE RIO		
4.3.1	307-3(1)	LIMPIEZA Y ENCAUZAMIENTO RIO	m3	944.2

Excavación y relleno para obras de arte menor						
	LONGITUD	ANCHO (1.40+diam)	PROFUNDIDAD	AREA	VOLUMEN	
0.034.41	21.00	2.60	0.8		43.68	
0+737.17	14.00	2.60	0.8		29.12	
3+415.89	12.50	2.60	0.8		26.00	
4+104.50	13.00	3.20	0.8		33.28	
4+385.98	13.00	3.20	0.8		33.28	
5+133.29	15.30	5.00	0.8		61.20	
5+541.18	13.00	2.90	0.8		30.16	
7+448.76	20.00	1.40	0.8		22.40	
TOTAL	121.80				279.12	
Remoción de hormigón						
	LONGITUD	ANCHO (0.40+diam)	PROFUNDIDAD	AREA	VOLUMEN	MUROS DE ALA
0.034.41	21.00	1.60	1.20		44.32	
0+737.17	14.00	1.60	1.20		30.88	
3+415.89	12.50	1.60	1.50		34.00	
4+104.50	13.00	2.20	1.50		46.90	
4+385.98	13.00	2.20	1.80		55.48	
5+133.29	15.30	4.00	3.60		224.32	
5+541.18	13.00	1.90	1.50		41.05	
7+448.76	20.00	2.20	1.80		83.20	
TOTAL	121.80				560.15	



CUADRO VOLUMEN ALCANTARILLAS						
RUBRO:	Hormigón clase B fc =245 kg/cm2					
DETALLE	DIAMETRO (M)	VOLUMEN (m3) entrada	VOLUMEN (m3) salida	VOLUMEN ALCANTARILLAS A (m3)	CANTIDAD ALCANTARILLAS	VOLUMEN TOTAL (m3)
TIPO A	1.22	7.64	7.64	15.28	3.00	45.85
TIPO B	1.52	9.94	9.94	19.87	1.00	19.87
TIPO C	1.83	11.97	11.97	23.94	3.00	71.81
TIPO D	1.83 "	14.38	14.38	28.75	1.00	28.75
TOTAL					8.00	166.28

CUADRO VOLUMEN ALCANTARILLAS				
RUBRO:	Acero de refuerzo			
DETALLE	DIAMETRO (M)	Acero de refuerzo kg	CANTIDAD ALCANTARILLAS	total acero de refuerzo kg
TIPO A	1.22	524.07	3.00	1,572.21
TIPO B	1.52	620.30	1.00	620.30
TIPO C	1.83	719.92	3.00	2,159.76
TIPO D	1.83 "	882.12	1.00	882.12
TOTAL				5,234.39

Tubería hormigón armado				
	LONGITUD	DIAMETRO	UNIDAD	LONG. TOTAL
0.034.41	21.00	1.20	1.00	21.00
0+737.17	14.00	1.20	1.00	14.00
3+415.89	12.50	1.50	1.00	12.50
4+104.50	13.00	1.50	1.00	13.00
4+385.98	13.00	1.80	1.00	13.00
5+133.29	15.50	1.80	2.00	31.00
5+541.18	13.00	1.50	1.00	13.00
7+448.76	20.00	1.80	1.00	20.00
TOTAL	122.00			137.50
			DIAM 1.20	47.50
			DIAM 1.50	13.00
			DIAM 1.80	77.00
				137.50



ACERO DE REFUERZO													
Muros deAlA													
MC	ø	TIPO	Nº	DIMENSIONES (m)					LONGITUD (m)		PESO	PESO TOTAL	OBSERVACIONES
	mm			a	b	c	d	g	PARCIAL	TOTAL	kg/ml	kg	
ALCANTARILLA DIAM 1.22													
100	10	L	72	1.20	0.30	0.00	0.00	0.00	1.50	108.00	0.617	66.59	MUROS DE ALA
101	10	C	16	3.52	0.20	0.00	0.00	0.00	3.72	59.52	0.617	36.70	MUROS DE ALA
102	10	C	24	0.70	0.20	0.00	0.00	0.00	0.90	21.60	0.617	13.32	MUROS DE ALA
103	10	C	72	0.20		0.00	0.00	0.00	0.20	14.40	0.617	8.88	MUROS DE ALA
104	10	C	85	0.60	0.10	0.00	0.00	0.00	0.70	59.50	0.617	36.68	DIENTES LOSETA
105	10	C	16	0.20		0.00	0.00	0.00	0.20	3.20	0.617	1.97	DIENTES LOSETA
106	10	C	60	4.25		0.00	0.00	0.00	4.25	255.00	0.617	157.22	LOSETA DE CIMENTACION
107	10	C	88	3.00		0.00	0.00	0.00	3.00	264.00	0.617	162.77	LOSETA DE CIMENTACION
108	10	C	24	1.70		0.00	0.00	0.00	1.70	40.80	0.617	25.15	PANTALLA
109	10	C	24	0.50		0.00	0.00	0.00	0.50	12.00	0.617	7.40	PANTALLA
110	10	C	24	0.25		0.00	0.00	0.00	0.25	6.00	0.617	3.70	PANTALLA
111	10	C	24	0.25		0.00	0.00	0.00	0.25	6.00	0.617	3.70	PANTALLA
										TOTAL		524.07	
ALCANTARILLA DIAM 1.53													
200	10	L	72	1.40	0.30	0.00	0.00	0.00	1.70	122.40	0.617	75.46	MUROS DE ALA
201	10	C	16	4.00	0.20	0.00	0.00	0.00	4.20	67.20	0.617	41.43	MUROS DE ALA
202	10	C	24	0.70	0.20	0.00	0.00	0.00	0.90	21.60	0.617	13.32	MUROS DE ALA
203	10	C	72	0.20		0.00	0.00	0.00	0.20	14.40	0.617	8.88	MUROS DE ALA
204	10	C	85	0.60	0.10	0.00	0.00	0.00	0.70	59.50	0.617	36.68	DIENTES LOSETA
205	10	C	16	0.20		0.00	0.00	0.00	0.20	3.20	0.617	1.97	DIENTES LOSETA
206	10	C	60	4.83		0.00	0.00	0.00	4.83	289.80	0.617	178.67	LOSETA DE CIMENTACION
207	10	C	88	3.50		0.00	0.00	0.00	3.50	308.00	0.617	189.89	LOSETA DE CIMENTACION
208	10	C	40	2.00		0.00	0.00	0.00	2.00	80.00	0.617	49.32	PANTALLA
209	10	C	40	0.50		0.00	0.00	0.00	0.50	20.00	0.617	12.33	PANTALLA
210	10	C	40	0.25		0.00	0.00	0.00	0.25	10.00	0.617	6.17	PANTALLA
211	10	C	40	0.25		0.00	0.00	0.00	0.25	10.00	0.617	6.17	PANTALLA
										TOTAL		620.30	
ALCANTARILLA DIAM 1.82													
300	10	L	72	1.67	0.30	0.00	0.00	0.00	1.97	141.84	0.617	87.45	MUROS DE ALA
301	10	C	16	4.38	0.20	0.00	0.00	0.00	4.58	73.28	0.617	45.18	MUROS DE ALA
302	10	C	24	0.70	0.20	0.00	0.00	0.00	0.90	21.60	0.617	13.32	MUROS DE ALA
303	10	C	72	0.20		0.00	0.00	0.00	0.20	14.40	0.617	8.88	MUROS DE ALA
304	10	C	85	0.60	0.10	0.00	0.00	0.00	0.70	59.50	0.617	36.68	DIENTES LOSETA
305	10	C	16	0.20		0.00	0.00	0.00	0.20	3.20	0.617	1.97	DIENTES LOSETA
306	10	C	60	5.29		0.00	0.00	0.00	5.29	317.40	0.617	195.69	LOSETA DE CIMENTACION
307	10	C	88	3.75		0.00	0.00	0.00	3.75	330.00	0.617	203.46	LOSETA DE CIMENTACION
308	10	C	62	2.33		0.00	0.00	0.00	2.33	144.46	0.617	89.07	PANTALLA
309	10	C	62	0.50		0.00	0.00	0.00	0.50	31.00	0.617	19.11	PANTALLA
310	10	C	62	0.25		0.00	0.00	0.00	0.25	15.50	0.617	9.56	PANTALLA
311	10	C	62	0.25		0.00	0.00	0.00	0.25	15.50	0.617	9.56	PANTALLA
										TOTAL		719.92	
ALCANTARILLA DOBLEDIAM 1.83													
400	10	L	72	1.67	0.30	0.00	0.00	0.00	1.97	141.84	0.617	87.45	MUROS DE ALA
401	10	C	16	4.38	0.20	0.00	0.00	0.00	4.58	73.28	0.617	45.18	MUROS DE ALA
402	10	C	24	0.70	0.20	0.00	0.00	0.00	0.90	21.60	0.617	13.32	MUROS DE ALA
403	10	C	72	0.20		0.00	0.00	0.00	0.20	14.40	0.617	8.88	MUROS DE ALA
404	10	C	85	0.60	0.10	0.00	0.00	0.00	0.70	59.50	0.617	36.68	DIENTES LOSETA
405	10	C	16	0.20		0.00	0.00	0.00	0.20	3.20	0.617	1.97	DIENTES LOSETA
406	10	C	60	7.27		0.00	0.00	0.00	7.27	436.20	0.617	268.93	LOSETA DE CIMENTACION
407	10	C	88	4.33		0.00	0.00	0.00	4.33	381.04	0.617	234.93	LOSETA DE CIMENTACION
408	10	C	90	2.33		0.00	0.00	0.00	2.33	209.70	0.617	129.29	PANTALLA
409	10	C	90	0.50		0.00	0.00	0.00	0.50	45.00	0.617	27.74	PANTALLA
410	10	C	90	0.25		0.00	0.00	0.00	0.25	22.50	0.617	13.87	PANTALLA
411	10	C	90	0.25		0.00	0.00	0.00	0.25	22.50	0.617	13.87	PANTALLA
										TOTAL		882.12	



VOLUMENES DE OBRA LIMPIEZA Y ENCAUZAMIENTO RIO SAN MIGUEL				
CALCULO DE VOLUMENES / EXCAVACIONES				
ABSCISA	LONGITUD	AREA	AREA PROMEDIO	VOLUMEN
0+680		5.63		
	20		7.21	144.20
0+700		8.79	-	-
	10		10.75	107.50
0+710		12.71	-	-
	10		12.46	124.55
0+720		12.20	-	-
	10		17.16	171.60
0+730		22.12	-	-
	10		16.73	167.25
0+740		11.33	-	-
	20		5.67	113.30
0+760		-		
	20		1.55	30.90
0+780		3.09		
	20		4.28	85.60
0+800		5.47		
TOTAL	120			944.20

VOLUMENES DE OBRA GAVIONES				
CALCULO DE VOLUMENES / EXCAVACIONES				
ABSCISA	LONGITUD	AREA	AREA PROMEDIO	VOLUMEN
0+700		-		
	10		4.32	43.15
0+710		8.63	-	-
	10		14.74	147.40
0+720		20.85	-	-
	10		12.34	123.35
0+730		3.82	-	-
	10		5.72	57.15
0+740		7.61	-	-
	20		3.81	76.10
0+750		-		
TOTAL	60			447.15

Hormigón simple f'c = 180 kg/cm ²								
	LONGITUD	BORDILLOS AREA/M	CUNETAS AREA/M	AREA TOTAL/M	UNIDAD	VOLUMEN	ORDILLOS	CUNETAS
0+037	280.00	0.05	0.16	0.21	2	114.80	25.20	89.60
6+660	280.00	0.20	0.16	0.36	2	201.60	112.00	89.60
7+245	145.00	0.20	0.16	0.36	2	104.40	58.00	46.40
TOTAL						420.80	195.20	225.60
	705.00							420.80
		LONG	ANCHO	PROF	VOLUMEN			
ENCAUZAMIENTO RIO					944.20			
		LONG	AREA/m ²		VOLUMEN			
MURO DE GAVIONES		40.00	10.00		400.00			
0+700 A 0+740								
		LONG	CANTIDAD	AREA/m ²	VOLUMEN			
EXCAVACION CUNETAS		648	2	0.23	298.08			



VOLUMEN DE HORMIGON MURO DE ALA ALCANTARILLA										
DIAMETRO 1.22 m										
TIPO	FIGURA	CANTIDAD	DETALLE	LARGO	ANCHO		ALTURA		Volumen (m³)	OBS.
A	1	2	Muro de entrada	2.650	0.346	-	0.653	1.720	2.176	$2 * L * \frac{h1 + h2}{2} * a$
	2	1	Muro alcantarilla	0.400	1.682	1.220	1.720	-	0.531	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right) - \left(\frac{\pi * D^2}{4} * L \right)$
	4, 7	1	Losa de Fondo de entrada	3.050	6.034	2.512	0.300	-	3.910	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right)$
	5	1	Diente inferior delantero	0.400	6.034	5.572	0.300	-	0.696	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right)$
	6	1	Diente inferior posterior	0.400	2.974	2.512	0.300	-	0.329	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right)$
VOLUMEN TOTAL									7.642	
DIAMETRO 1.52 m										
TIPO	FIGURA	CANTIDAD	DETALLE	LARGO	ANCHO		ALTURA		Volumen (m³)	OBS.
B	1	2	Muro de entrada	3.100	0.346	-	0.795	2.020	3.019	$2 * L * \frac{h1 + h2}{2} * a$
	2	1	Muro alcantarilla	0.400	1.980	1.520	2.020	-	0.688	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right) - \left(\frac{\pi * D^2}{4} * L \right)$
	4, 7	1	Losa de Fondo de entrada	3.500	6.834	2.812	0.300	-	5.064	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right)$
	5	1	Diente inferior delantero	0.400	6.834	6.458	0.300	-	0.798	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right)$
	6	1	Diente inferior posterior	0.400	3.304	2.812	0.300	-	0.367	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right)$
VOLUMEN TOTAL									9.936	
DIAMETRO 1.83 m										
TIPO	FIGURA	CANTIDAD	DETALLE	LARGO	ANCHO		ALTURA		Volumen (m³)	OBS.
C	1	2	Muro de entrada	3.350	0.346	-	1.018	2.330	3.881	$2 * L * \frac{h1 + h2}{2} * a$
	2	1	Muro alcantarilla	0.400	2.292	1.830	2.330	-	0.869	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right) - \left(\frac{\pi * D^2}{4} * L \right)$
	4, 7	1	Losa de Fondo de entrada	3.750	7.454	3.122	0.300	-	5.949	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right)$
	5	1	Diente inferior delantero	0.400	7.454	6.992	0.300	-	0.867	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right)$
	6	1	Diente inferior posterior	0.400	3.584	3.122	0.300	-	0.402	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right)$
VOLUMEN TOTAL									11.968	
DIAMETRO ALC DOBLE 1.83 m										
TIPO	FIGURA	CANTIDAD	DETALLE	LARGO	ANCHO		ALTURA		Volumen (m³)	OBS.
D	1	2	Muro de entrada	3.350	0.346	-	1.018	2.330	3.881	$2 * L * \frac{h1 + h2}{2} * a$
	2	1	Muro alcantarilla	0.400	4.622	1.830	2.330	-	0.902	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right) - \left(2 * \frac{\pi * D^2}{4} * L \right)$
	4, 7	1	Losa de Fondo de entrada	3.750	9.784	4.160	0.300	-	7.844	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right)$
	5	1	Diente inferior delantero	0.400	9.784	9.322	0.300	-	1.146	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right)$
	6	1	Diente inferior posterior	0.400	5.914	4.160	0.300	-	0.604	$1 * \left(h * \frac{a1 + a2}{2} * L \right)$
VOLUMEN TOTAL									14.377	



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. -

1.- Datos hidráulicos finales del puente sobre el río San Miguel:

Área drenaje:	155,70 Km ²
Longitud del cauce principal	15.0 Km.
Máxima altitud de la cuenca:	106.40 m.s.n.m.
Mínima altitud de la cuenca:	18.0 m.s.n.m.
Desnivel:	88.0 m.
Pendiente cauce principal:	0,00586

Los parámetros hidráulicos obtenidos del estudio son los siguientes:

- Caudal de crecida de diseño: 348,00 m³/s
- Velocidad del agua: 3,12 m/s
- Área hidráulica 111,61 m².
- Nivel de máxima creciente: 7.69 m.s.n.m.
- Socavación máxima: 0.00 m.
- Gálibo: 2,50 m.
- Perímetro mojado: 69.27 m.
- Radio hidráulico: 1.57 m.
- Coeficiente de Rugosidad de Manning: 0,035
- Pendiente crítica: 0,005661 m/m
- Ancho del espejo de agua: 33.32 m.
- Número de Fraude: 0.46
- Período de retorno: 100 años

2.- Datos hidráulicos finales de las alcantarillas vía San Antonio San Miguel:

CUADRO DE ALCANTARILLAS										
VIA SAN ANTONIO - SAN MIGUEL										
ABSCISA	CAUDAL MAX - Tr = 100 años	COTA DE ENTRADA	COTA DE SALIDA	LONGITUD ALC (m)	COTA RASANTE msnm	GRADIENTE TERRENO (m/m)	VELOCIDA D DE SALIDA (m/s)	AFIRMADO	ALCANTARILLA CIRCULAR (mm)	MATERIAL ALCANTARILLA
0+034.41	1.66	40.38	38.85	21.00	41.88	0.0729	2.38	PAVIMENTO	1,200	HORMIGON
0+737.17	2.93	35.20	35.02	14.00	37.99	0.0129	1.49	PAVIMENTO	1,200	HORMIGON
3+415.89	3.13	26.42	26.10	12.50	27.9	0.0256	1.25	PAVIMENTO	1,200	HORMIGON
4+104.50	6.07	20.60	20.43	13.00	22.97	0.0131	2.80	PAVIMENTO	1,800	HORMIGON
4+385.98	5.12	20.20	20.06	13.00	23.08	0.0108	1.62	PAVIMENTO	1,800	HORMIGON
5+133.29	16.11	14.66	14.23	15.30	17.58	0.0281	3.47	PAVIMENTO	2 x 1800	HORMIGON
5+541.18	3.39	17.60	17.16	13.00	20.18	0.0338	2.41	PAVIMENTO	1,500	HORMIGON
6+865	ALCANTARILLA DE ALIVIO DE AGUAS LLUVIAS EN CENTRO POBLADO DE SAN MIGUEL									
7+448.76	4.66	5.70	5.49	20.00	9.45	0.0105	1.32	PAVIMENTO	1,800	HORMIGON

En referencia, a la alcantarilla abscisa 6+865, esta es parte del drenaje de aguas lluvias de la calle principal del recinto San Miguel, por lo que no es necesario intervenir en esta alcantarilla.



3.- Datos hidráulicos finales de las cunetas y bordillos vía san Antonio - San Miguel. -

CUADRO CUNETAS Y BORDILLOS			
DE ABCISA	A ABCISA	LONGITUD (m)	OBSERVACIONES
0+037	0+280	243.00	CUNETAS Y BORDILLOS EN LOS DOS MARGENES CON DIRECCION A SAN ANTONIO -
6+380	6+660	280.00	CUNETAS Y BORDILLOS EN LOS DOS MARGENES EN POBLADO SAN MIGUEL
7+120	7+245	125.00	CUNETAS Y BORDILLOS EN LOS DOS MARGENES CON DIRECCION AL PUENTE
	TOTAL	648.00	



Tramo desde absc 6+38 hacia absc 6+660

4.- Se deberá realizar trabajos de encauzamiento del río San Miguel desde la abscisa 0+700 hasta la abscisa 0+750, a fin de tener un recorrido lineal con dirección al puente y garantizar una mejor fluidez del agua; y, proteger al puente de posibles socavaciones, cuando se produzca intensidades de lluvias fuertes, especialmente en épocas de invierno.

5.- La limpieza del río se realizará desde la abscisa 0+680 hasta la absc 0+800.



- 6.- Se protegerá el margen derecho con relación a la dirección del río aguas arriba con muro de gaviones y evitar la erosión del talud y socavación del mismo.
- 7.- En la alcantarilla abscisa 0+034,41 por sus condiciones de terreno y topografía, sus aguas serán encauzadas hasta el estero, ya que atraviesa por los terrenos del propietario.
- 8.- La simulación hidráulica para el puente sobre el río San Miguel, se ha realizado con el programa HEC RAS, se anexa cálculos hidráulicos
- 9.- La simulación hidráulica para el sistema de alcantarillas en la vía, se ha realizado con el programa Hy8, se anexa cálculos hidráulicos
- 10.- La simulación hidráulica para el sistema de cunetas en la vía, se ha realizado con el programa Hcanales,
- 11.- La simulación hidrológica para determinar los caudales máximos de retorno se realizó con el método unitario del programa HEC – HMS
- 12.- Se realiza estudio de mareas sobre el río san Miguel
- 13.- Los planos de ubicación de obras de drenaje se encuentran distribuidos en los planos viales definitivos.
- 14.- Se anexa los planos de alcantarilla, muros de ala – muros de gaviones y encauzamiento
- 15.- Se anexa cálculos en Excel: Alcantarillas y cunetas – presupuestos, Calculo de volúmenes de hormigón y acero de muros de ala, Estudio de marea sobre el río San Miguel

Marco Apunte Ordoñez
Ingeniero Civil Consultor

Elaborado	Revisado	Aprobado
Ing. José Barrera Pineda	Ing. Ana Torres Bermeo	Ing. Jorge Carrillo Tuliven
Especialista Hidráulico	Supervisora del contrato	Administrador del contrato