



**PROYECTO DE DRENAJE PLUVIAL DEL PROYECTO URBANO
MONTE XENIT UBICADO EN LA CIUDAD DE CHIHUAHUA,
CHIH.**

MANEJO DEL DRENAJE PLUVIAL

DE INTERÉS DE DESARROLLADORA DEXE S.A DE C.V

Chihuahua, Chih., Enero de 2019

INDICE

I.- DATOS DEL PERITO RESPONSABLE DEL PROYECTO

- Nombre del responsable de la elaboración del proyecto
- Firma original autógrafa en todas las hojas
- Copia de la cedula profesional con especialidad en la materia o institución reconocida en el Estado

II.- DATOS GENERALES DEL PROYECTO

- Nombre del proyecto
- Descripción del proyecto
- Ubicación física del proyecto
- Superficie requerida
- Antecedentes y problemática pluvial

III.-CRITERIOS PLUVIALES

- Métodos y especificaciones utilizados
- Marco normativo
- Criterios de diseño

IV.- CALCULOS Y DISEÑO

Estudio Hidrológico

- Delimitación de la Cuenca o área de Preparación del sitio y construcción
- Gastos máximos
- Revisión Hidráulica

V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

II.- DATOS GENERALES DEL PROYECTO

PROYECTO DE DRENAJE PLUVIAL DEL PROYECTO URBANO MONTE XENIT DE LA CIUDAD CHIHUAHUA, CHIH.

➤ Descripción del proyecto

El proyecto Urbano Xenit contempla los estudios Urbanos, Topográficos, Hidrológicos e Hidráulicos que aseguran el adecuado funcionamiento y comodidad de los residentes, no solo del predio en cuestión sino de la zona estudiada. Con una superficie disponible de 10-56-144.22 Ha para el desarrollo habitacional de aproximadamente 418 viviendas en 2 etapas; etapa 1 6-69-40.94 292 lotes y etapa 2 con 3-86-73.28 ha 191 lotes.



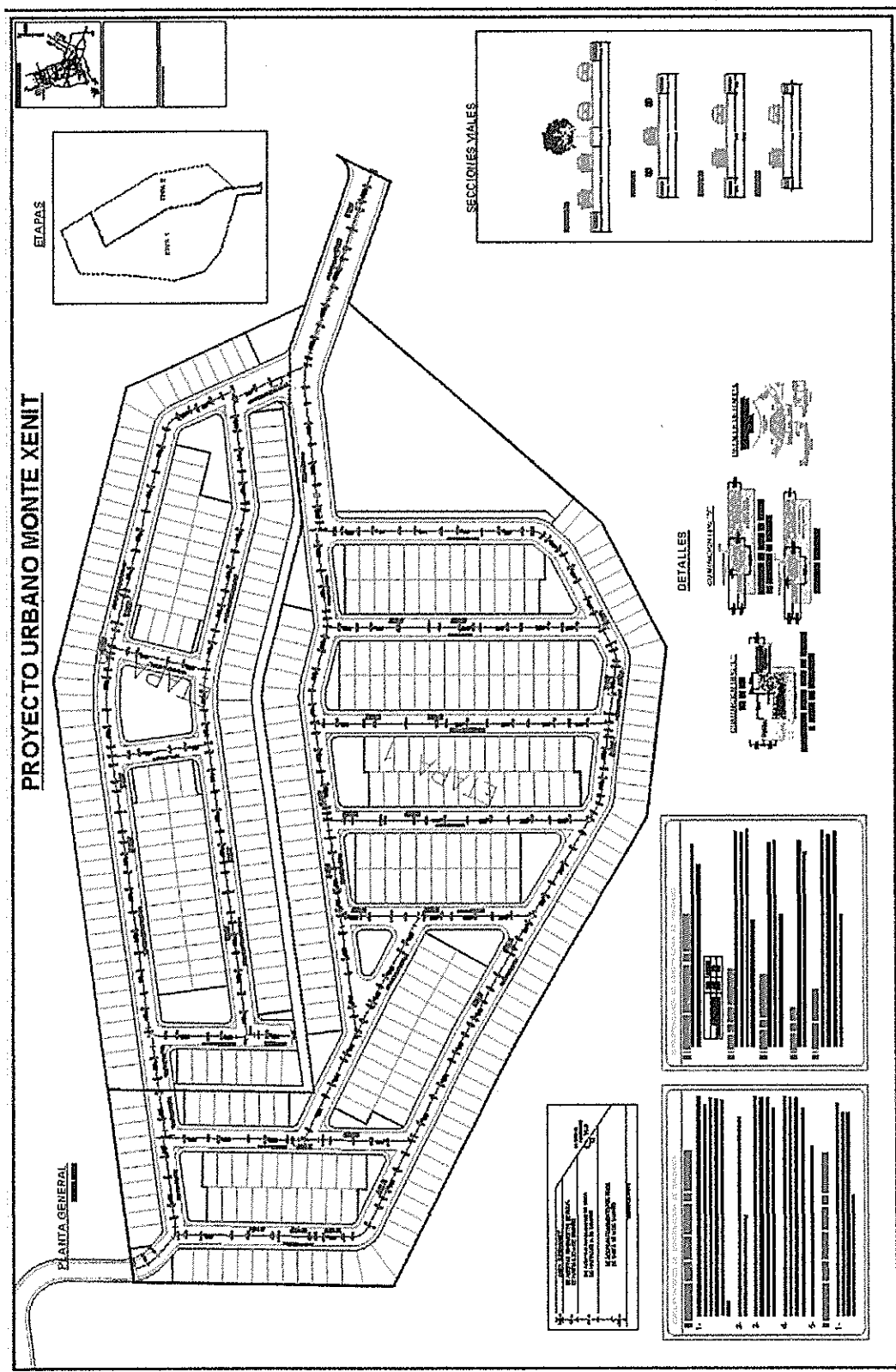


Figura 1. PROYECTO URBANO MONTE XENIT

Handwritten signature

Vialidades del proyecto

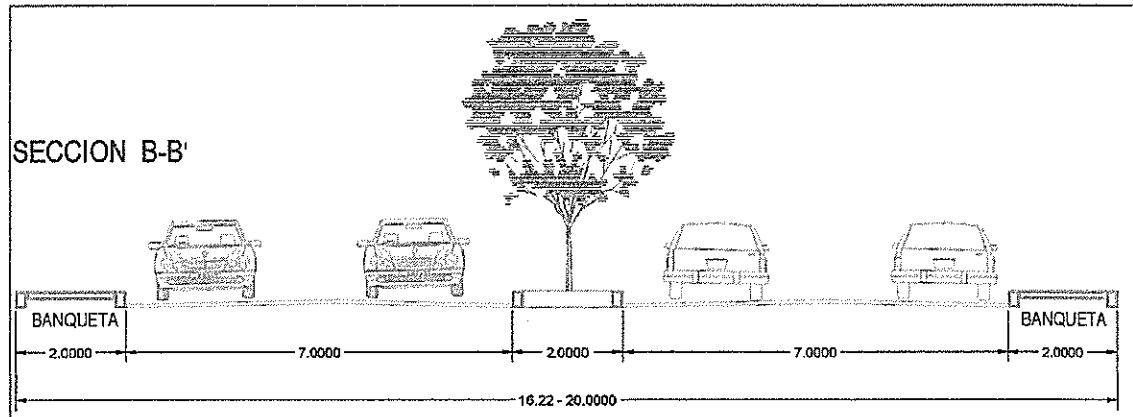


Figura 2. VIALIDADES DEL PROYECTO

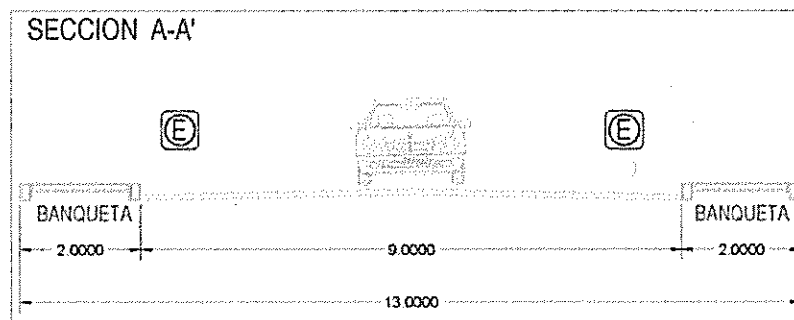


Figura 3. VIALIDADES DEL PROYECTO

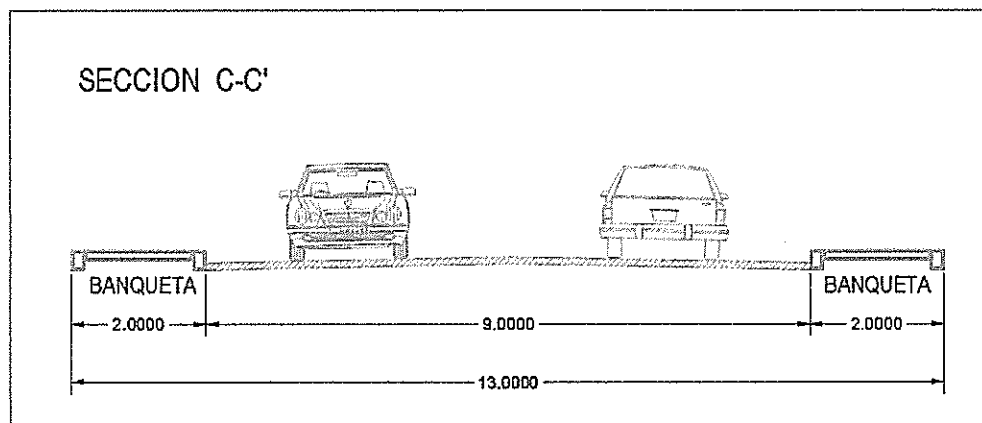


Figura 4. VIALIDADES DEL PROYECTO

[Handwritten signature]

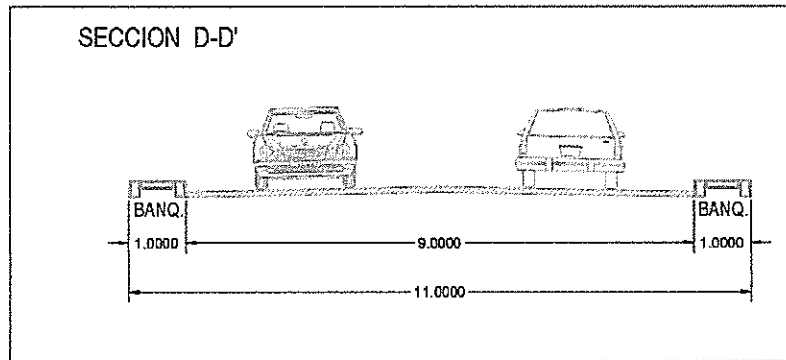


Figura 5. VIALIDADES DEL PROYECTO



Figura 6. GUARNICIÓN TIPO "L"

GUARNICION TIPO "S"

COLOCACION DE CELOTEX ϕ 3 MTS

$R=40cm$

12.00cm

13.00cm

6cm

CARPETA

GUARNICION CONCRETO VIBRADO $f'c=200kg/cm^2$ TALL. MAX. AGREGADO DE 1/2"

40.50cm

25.00cm

BANQUETA DE CONCRETO $f'c=200kg/cm^2$

12.00cm

TERRENO NATURAL COMPACTADO AL 85% P.V.S.M.

Banquetas en Areas de acceso de vehiculos en cocheras

COLOCACION DE CELOTEX ϕ 3 MTS

$R=40cm$

12.00cm

13.00cm

6cm

CARPETA

GUARNICION CONCRETO VIBRADO $f'c=150kg/cm^2$ TALL. MAX. AGREGADO DE 1/2"

40.50cm

25.00cm

BANQUETA DE CONCRETO $f'c=150kg/cm^2$

8.00cm

TERRENO NATURAL COMPACTADO AL 85% P.V.S.M.

Banquetas generales

DETALLE DE RAMPA

GUARNICION DE 5.000m DE RADIO PARA VIALIDADES LOCALES

1 RAMPA @ ESQUINA DE MANZANA

TALUD

GUARNICION

BANQUETA VARIABLE

0.900m

1.400m

0.900m

TALUD 1:8

TALUD 1:8

CORTE A-A'

1.200m

TALUD 1:3

PAVIMENTO

GUARNICION

BANQUETA VARIABLE

CORTE B-B'

➤ Ubicación física del proyecto.

Desde el punto de vista hidrológico la cuenca del proyecto se ubica en la Región Hidrológica RH24 Bravo-Conchos cuenca del río Conchos, subcuenca del río Sacramento afluente del río Chuvistar, específicamente en la subcuencas de los arroyos El Picacho y su afluente el arroyo El Caloriento. Se localiza en el municipio de Chihuahua, Chih.

Geográficamente se ubica en las siguientes coordenadas:

Geográficas:	28° 42' 59.49" N	106° 09' 32.87" de Longitud WG
UTM Zona 13	386,790.00, m E	3'177,130.00 m N



Figura 9. LOCALIZACIÓN

[Handwritten signature]

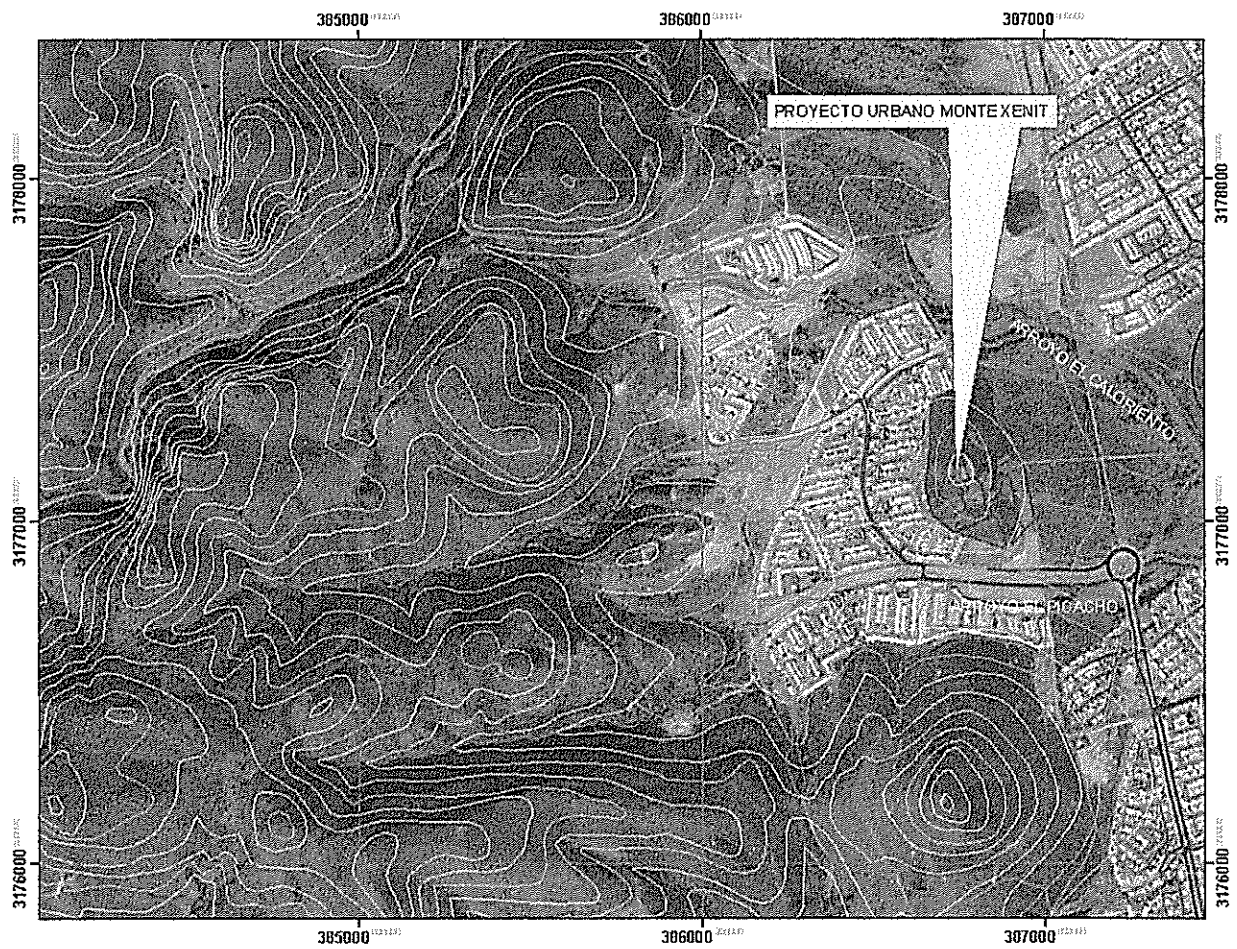


Figura 10. PROYECTO URBANO MONTE XENIT

A handwritten signature or mark, possibly a stylized 'M' or 'N', located in the bottom right corner of the page.

➤ Superficie requerida

La superficie total disponible es de 105,614.22 m² (100.00%), en dos etapas, para el proyecto Monte Xenit en la cual se proyecta 420 lotes habitacionales vendibles en una superficie rentable de 53,999.38 m² 51.129%, área verde 15 lotes 5,998.17 m² 5.679%, área jardinada 18 lotes 1,695.36 m² 1.605 %, Barda Municipal 29 lotes, 171.80 m² 0.163%, Equipamiento 1 lote 6,885.93 m² 6.52%, Vialidad 34,975.93, 33.117% y Talud 1,887.65 m². 1.787%

RESUMEN GENERAL DE SUPERFICIES FRACC MONTE XENIT			
USO DE SUELO	No. LOTES	SUPERFICIE m2	%
HABITACIONAL	420	53,999.38	51.129
ÁREA VERDE	15	5,998.17	5.679
ÁREA JARDINADA	18	1,695.36	1.605
BARDA MUNICIPAL	29	171.80	0.163
EQUIPAMIENTO	1	6,885.93	6.520
VIALIDAD	-	34,975.93	33.117
TALUD	-	1,887.65	1.787
TOTAL	483	105,614.22	100.000

Tabla 1. RESUMEN GENERAL DE SUPERFICIES FRACCIONAMIENTO MONTE XENIT

RESUMEN GENERAL DE LA ETAPA 1		
USO DE SUELO	No. LOTES	SUPERFICIE m2
EQUIPAMIENTO	1	6,885.93
ÁREA JARDINADA	9	1,375.16
ÁREA VERDE	10	3,268.06
BARDA MUNICIPAL	17	120.59
HABITACIONAL	255	32,763.18
VIALIDAD	--	22,528.02
TOTAL	292	66,940.94

Tabla 2. RESUMEN GENERAL DE LA ETAPA 1

RESUMEN GENERAL DE LA ETAPA 2		
USO DE SUELO	No. LOTES	SUPERFICIE m2
TALUD	-	1,887.65
ÁREA JARDINADA	9	320.20
ÁREA VERDE	5	2,730.11
BARDA MUNICIPAL	12	51.21
HABITACIONAL	165	21,236.20
VIALIDAD	-	12,447.91
TOTAL	191	38,673.28

Tabla 3. RESUMEN GENERAL DE LA ETAPA 2

➤ Antecedentes y problemática pluvial

Antecedentes

La ciudad de Chihuahua, tiene el antecedente de inundaciones por desbordamientos de varios arroyos que surcan la ciudad y de sus ríos provocadas por la presencia de lluvias extraordinarias de gran intensidad por lo que la Conagua y el Municipio han realizado diferentes obras de control de avenidas en el río Chuviscar como son las presas Chihuahua, El Rejón, encauzamiento de los ríos Chuviscar, Sacramento y algunos tramos de arroyos.

En la cuenca de los arroyos El Picacho y El Caloriento, se han desarrollado varios proyectos urbanos acordes al Plan de Desarrollo Urbano 2040 (PDU 2040), por lo que se tiene construido vialidades estructuras de cruce y encauzamientos autorizados por la Conagua.

El arroyo El Caloriento fue diseñado para el gasto de $10.6 \text{ m}^3/\text{s}$ con tr de 500 años mediante una sección trapecial construida con mampostería de tercera de piedra de buena calidad de 1.75 m de plantilla con altura de 1.20 y taludes 1:1 provista con taludes de sobreelevación contruidos con concreto de aproximadamente 0.60 m de altura y taludes 4:1.

El arroyo El Picacho fue encausado por el camellón de la avenida Los Nogales, acondicionando la sección en tierra para conducir el gasto de $10.9 \text{ m}^3/\text{s}$ con tr de 500 años sugerido por la Conagua

Escurrimientos en condiciones actuales con el proyecto

Los escurrimientos en la zona del proyecto escurren en condiciones naturales hacia los cauces de los arroyos El Picacho y El Caloriento; con el proyecto los escurrimientos generados en la zona del proyecto escurren a estos mismos arroyos a través de vialidades para descargar finalmente en ambos arroyos.

III.-CRITERIOS PLUVIALES

➤ Métodos y especificaciones utilizados

Recopilación de información



La información consultada para el presente estudio corresponde a los estudios hidrológicos y proyectos hidráulicos realizados en los arroyos El Picacho y El Caloriento además de la cartografía con las características fisiográficas y urbanas de la zona del proyecto, Así como su entorno proyecto urbano del proyecto de rasantes de vialidades y topografía a detalle, cartas del INEGI escala 1:20,000; las Cartas: Hidrológica, Uso del Suelo, Edafología, Geología escala 1:250,000; Climas escala 1:1,000,000, los proyectos urbano y de de rasantes de vialidades.

➤ Marco Normativo

La Comisión Nacional del Agua (Conagua), es la única instancia de autorizar proyectos de cualquier tipo en cauces y zona federal; tales como encauzamientos de corrientes, puentes, y canalizaciones etc., Para tal efecto para que un cauce cumpla con las características de cauce de propiedad nacional, de acuerdo a lo establecido en la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento, el cauce debe de tener por lo menos 2.0 m de ancho por 0.75 m de altura. En el predio de interés no existen cauces de arroyos con estas características.

En complemento y de acuerdo a lo establecido en la misma Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento, el drenaje pluvial en los centros de población compete a las autoridades locales.

El Reglamento de construcciones y Normas Técnicas del Municipio de Chihuahua, establece en el Capítulo III, Artículo I, que en la documentación para solicitud de autorización de Fraccionamientos, inciso P, se incluye; Estudio Hidrológico y Proyecto de Drenaje Pluvial, con responsiva técnica de Perito vigente en la Dirección.

Criterio del municipio de Chihuahua

El estudio hidrológico debe incluir como mínimo

- Delimitación de la cuenca o área de aportación y determinación de sus principales características geomorfológicas
- Caudales de escurrimientos pluviales de llegada y salida al nuevo desarrollo deberán ser asociados a periodos de retorno de 50 años en arroyos o cañadas principales y 20 años en cañadas secundarias o locales

De acuerdo a lo anterior, el proyecto de drenaje pluvial será revisado con el caudal de diseño asociado a un período de retorno de 20 años

Gastos Máximos

Criterio de la Conagua



La Conagua elaboró en septiembre de 2017 a contrató con la UNAM los periodos de retorno para la determinación del gasto de diseño de obras Hidráulicas siguientes:

	DRENAJE PLUVIAL, se refiere a las tormentas de diseño	
1.3	Zonas Urbanas	
	Drenaje secundario, diámetros menores o iguales a 90 cm	5
	Drenaje primario, diámetros mayores a 90 cm y menores o iguales a 240 m	10
	Drenaje principal, colectores con diámetros mayores a 2.40 m y conductos que descargan fuera de la zona urbana	25-50
	Asentamientos humanos pequeños con menos de 100 000 habitantes	5
	Asentamientos humanos medianos entre 100 000 y 500 000 habitantes	10
	Asentamientos humanos Grandes con más de 500 000 habitantes	25-50

Tabla 4. TIPO DE OBRA HIDRAULICA

De acuerdo a lo anterior, la revisión del drenaje pluvial se hará con el caudal obtenido en el estudio hidrológico anexo para el período de retorno de 20 años en apego a la normatividad municipal.

IV.- CÁLCULOS Y DISEÑO

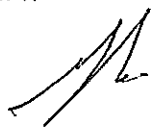
ESTUDIO HIDROLÓGICO

El cálculo de los escurrimientos superficiales se considera para dos objetivos: 1) el escurrimiento medio, para estimar el volumen de agua por almacenar o retener y 2) los escurrimientos máximos instantáneos para el diseño de obras de conservación.

El gasto máximo se obtiene mediante el empleo de los métodos hidrometeorológicos Hidrograma Unitario HUT, Fórmula Racional y Ven The Chow los cuales toman en cuenta la relación lluvia-escurrimiento.

➤ Delimitación de la Cuenca o área de Preparación del sitio y construcción

Con base a la topografía a detalle del proyecto, al proyecto geométrico y el proyecto de rasantes, se analizo la hidrografía detectando 2 cuencas; la cuenca sc1 con vertientes a el Arroyo El Caloriento y la cuenca sc2 con vertiente "El Arroyo El Picacho". Estas cuencas a su vez fueron divididas en las subcuencas Sc1.1, Sc1.2 y Sc2.1, Sc2.2, Sc2.3, Sc2.4.



Cálculo de parámetros hidrológicos

Las características físicas de las microcuencas y el cauce que intervienen en los métodos hidroclimatológicos para la determinación de gastos máximos, corresponden generalmente al área de la cuenca, longitud del cauce y pendiente del cauce. Estos parámetros fueron obtenidos con la información topográfica disponible.

SUBCUENCA	AREA m ²	AREA Km ²	PERIMETRO m	PARAMETROS FISICOS					
				L m	L km	ELEVACION (m)		H m	NII
						MAXIMA	MINIMA		
SC1	24,682.42	0.025	771.6	292.4	0.2924	1,567.0	1,552.4	14.66	89.8
SC1.1	11,080.63	0.011	569.6	236.1	0.2361	1,559.7	1,556.9	2.9	90.0
SC1.2	12,711.38	0.013	674.5	160.0	0.1600	1,567.0	1,557.6	9.5	91.2
SC2	80,931.55	0.081	1,427.0	553.1	0.5531	1,564.1	1,524.3	39.7	83.2
SC2.1	25,887.97	0.026	729.6	359.6	0.3596	1,564.1	1,548.5	15.6	89.6
SC2.2	8,839.92	0.009	499.7	150.0	0.1500	1,567.0	1,548.0	19.0	89.6
SC2.3	14,056.27	0.014	712.7	307.2	0.3072	1,549.3	1,537.8	11.5	89.2
SC2.4	19,908.04	0.020	942.5	406.7	0.4067	1,544.1	1,537.2	6.9	89.8

Tabla 5. PARÁMETROS FISICOS

SUBCUENCA	CALCULO DE PENDIENTES			
	PENDIENTE (S)			
	GENERAL	AREAS SEM	TAYLOR-SH	ADOPTADO
SC1	0.050		0.047	0.047
SC1.1	0.012		0.090	0.090
SC1.2	0.059		0.050	0.050
SC2	0.072		0.018	0.072
SC2.1	0.043		0.024	0.043
SC2.2	0.119		0.044	0.119
SC2.3	0.037		0.050	0.037
SC2.4	0.017		0.015	0.017

Tabla 6. CALCULO DE PENDIENTES

SUBCUENCA	TIEMPO DE CONCENTRACION T _c , en hr.					
	PENDIENTE S	DE CONCENTRACION (T _c), Hr				
		KIRPICH	ROWE	SCS	TEMEZ	ADOPTADO
SC1	0.0467	0.084	0.082	0.080	0.211	0.211
SC1.1	0.0905	0.055	0.120	0.117	0.158	0.158
SC1.2	0.0498	0.051	0.048	0.047	0.132	0.132
SC2	0.0719	0.116	0.116	0.114	0.315	0.315
SC2.1	0.0432	0.101	0.101	0.099	0.250	0.250
SC2.2	0.1187	0.037	0.037	0.036	0.112	0.112
SC2.3	0.0375	0.095	0.095	0.093	0.228	0.228
SC2.4	0.0171	0.159	0.159	0.155	0.328	0.328

Tabla 7. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN T_c, EN Hr.

Estimación curvas intensidad-duración-periodo de retorno

Las curvas I-D-Tr (Intensidad - duración - periodo de retorno) se obtienen a partir de datos de pluviógrafos (Distribución de la lluvia en el tiempo) o pluviométricos (Datos de lluvia acumulada en 24 horas).

Para la obtención de la lluvia asociada a diferentes periodos de retorno, para la duración de la tormenta D.

Ordenamiento de la información

A continuación, se presentan las estaciones seleccionadas para el análisis, dichas estaciones cuentan con más de 20 años de registro.

CLAVE	ESTACIÓN	CIUDAD	LATITUD	LONGITUD
08165	Observatorio	Chihuahua	28.63	-106.07
	Posta Zootécnica	Chihuahua	28.633	-106.25

Tabla 8. DATOS DE UBICACIÓN DE LAS ESTACIONES.

Datos de lluvia

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua.

La precipitación pluvial se puede medir en forma discreta o continua. En el caso discreto, se hace uso del pluviómetro; en el caso del registro continuo se utiliza el pluviógrafo.

En la Tabla 14. Se muestran los registros pluviométricos; en este caso del Observatorio en un período de 1983-2017 de máximas en 1 y 24 horas y de la estación presa el Rejón en un periodo de 1961-2014 de máximas en 24 horas.



ESTACIÓN POSTA ZOOTECNICA		OBSERVATORIO		OBSERVATORIO	
AÑO	P _{MAX} 24 HRS	AÑO	P _{MAX} 24 HRS	AÑO	P _{MAX} 1 HR
1951	51	1982	13.2	1983	18
1952	40	1983	30.4	1984	12.8
1953	42	1984	22.2	1985	25
1954	31	1985	40.4	1986	37
1955	31	1986	54.4	1987	35.2
1956	42	1987	51.8	1988	24
1957	36	1988	35	1989	51.7
1958	43	1989	65.9	1990	32.6
1959	76	1990	80	1991	16.1
1960	63	1991	37.8	1992	22
1961	31	1992	44.3	1993	13
1962	31	1993	28.2	1994	28.2
1963	42	1994	32.2	1995	22.1
1964	36	1995	112.9	1996	49
1965	43	1996	85.3	1997	17.3
1966	76	1997	32.6	1998	18.8
1967	63	1998	30.4	1999	15.2
1968	48	1999	71.3	2000	47.4
1969	34.5	2000	60	2001	38
1970	35	2001	61	2002	31
1971	40	2002	33	2003	23
1972	47	2003	45	2004	65
1973	50.5	2004	91.4	2005	29
1974	40	2005	62.1	2006	21
1975	38	2006	27	2007	11.5
1976	60	2007	28.2	2008	30.4
1977	22	2008	47.5	2009	18
1978	54	2009	26.7	2010	43.2
1979	90	2010	60	2011	32
1980	37	2011	38.8	2012	37.8
1981	88	2012	49.9	2013	30.8
1982	33	2013	92	2014	25.5
1983	54	2014	50.5	2015	24
1984	27	2015	35	2016	44.3
1987	34	2016	56.4	2017	18.7
1988	17	2017	54.9		
1990	54				

Tabla 9. TABLA DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES DE 1 Y 24 HRS.

Ajustes de distribuciones de probabilidad a series anuales de 1 y 24 horas

Las lluvias máximas anuales para duraciones de 1 y 24 horas se ajustaron mediante el programa de Análisis de frecuencias del IMTA AFA a la serie formada, se obtiene la distribución de la lluvia máxima en 1 y 24 horas asociada a varios periodos de retorno.

Análisis de factor de distribución para los datos de precipitación máximos anuales de una hora del observatorio

DISTRIBUCIÓN	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
GUMBEL DOBLE	1.9			
GUMBEL	1.79		2.1	
GENERAL DE VALORES EXTREMOS	3.3		-----	
LOG PEARSON TIPO III	1.5		1.6	
GAMMA	1.8	1.75	2.2	1.4
LOG NORMAL	17	1.85	-----	1.5
EXPONENCIAL	2.55	-----	3.7	-----
NORMAL	3.2			

Tabla 10. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN DE 1 HR, AFA.

Tr (años)	P (mm)
2	25.83
5	38.01
10	46.36
20	54.40
50	64.79
100	72.54
250	82.73
500	90.41
1000	98.10
2000	105.79
5000	116.00
10000	123.74

Tabla 11. EXTRAPOLACIÓN DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN DE 1 HR, AFA.

Análisis de factor de distribución para los datos de precipitación máximos anuales de 24 horas de estación posta zootécnica

DISTRIBUCIÓN	MOMENTOS		MAXIMA VEROSIMILITUD	
	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS	2 PARAMETROS	3 PARAMETROS
GUMBEL DOBLE	2.3			
GUMBEL	3.27		3.5	
GAMMA	3.25	3.6	3.7	4.0
LOG NORMAL	3.34	3.4	-----	3.3
EXPONENCIAL	3.68	9.4		-----

Tabla 12. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE 24 HRS, AFA.

Tr	Pmm
2	42.3
5	57.8
10	67.9
20	77.3
50	89.2
100	97.9
250	109.1
500	117.5
1000	125.8
2000	134.1
5000	144.9
10000	153.1

Tabla 13. EXTRAPOLACIÓN DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN DE 24 HRS, AFA.

Análisis de frecuencia por Weibull para los datos de precipitación máximos anuales de 24 horas del Observatorio

AÑO	PPT. MAX 24H.	PPT. MAX 24H. (ORDENADA)	m	Tr	PPT. MAX 24H. (ORDENADA)
1982	13.2	112.9	1.0	37.0	112.9
1983	30.4	92.0	2.0	18.5	92.0
1984	22.2	91.4	3.0	12.3	91.4
1985	40.4	85.3	4.0	9.3	85.3
1986	54.4	80.0	5.0	7.4	80.0
1987	51.8	71.3	6.0	6.2	71.3
1988	35.0	65.9	7.0	5.3	65.9
1989	65.9	62.1	8.0	4.6	64.7
1990	80.0	61.0	9.0	4.1	62.1
1991	37.8	60.0	10.0	3.7	61.0
1992	44.3	60.0	11.0	3.4	60.0
1993	28.2	56.4	12.0	3.1	60.0
1994	32.2	54.9	13.0	2.8	56.4
1995	112.9	54.4	14.0	2.6	54.9
1996	85.3	51.8	15.0	2.5	54.4
1997	32.6	50.5	16.0	2.3	51.8
1998	30.4	49.9	17.0	2.2	50.5
1999	71.3	47.5	18.0	2.1	47.5
2000	60.0	45.0	19.0	1.9	45.0
2001	61.0	44.3	20.0	1.9	44.3
2002	33.0	40.4	21.0	1.8	40.4
2003	45.0	38.8	22.0	1.7	38.8
2004	91.4	37.8	23.0	1.6	37.8
2005	62.1	35.0	24.0	1.5	35.0
2006	27.0	35.0	25.0	1.5	35.0
2007	28.2	33.0	26.0	1.4	33.0
2008	47.5	32.6	27.0	1.4	32.6
2009	26.7	32.2	28.0	1.3	32.2
2010	60.0	30.4	29.0	1.3	30.4
2011	38.8	30.4	30.0	1.2	30.4
2012	49.9	28.2	31.0	1.2	28.2
2013	92.0	28.2	32.0	1.2	28.2
2014	50.5	27.0	33.0	1.1	27.0
2015	35.0	26.7	34.0	1.1	26.7
2016	56.4	22.2	35.0	1.1	22.2
2017	54.9	13.2	36.0	1.0	13.2

Tabla 14. ANÁLISIS DE FRECUENCIAS WEIBULL PARA LA OBTENCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN DE 2 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO.



$$P_{1440}^2 = 46.21 \text{ mm}$$

Corrección de las lluvias 1 y 24 horas

Factor por lluvias

La precipitación no se corrigió por lluvias dado que la cuenca está cercana a la estación base de la presa el Rejón.

$$f1 = \frac{Pm}{Pmc} = 1$$

Factor por intervalo fijo de observación

En base a un estudio de datos de lluvia, se encontró que los resultados de un análisis de frecuencia realizado con lluvias máximas anuales al ser multiplicados por 1.13 daban valores más aproximados a los obtenidos en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas; de acuerdo a lo anterior, el valor representativo calculado deberá de ser multiplicado por 1.13 para ajustarlo por intervalo fijo y único de observación.

$$f2 = 1.13$$

Tr	P (mm)
2	47.63
5	65.31
10	76.73
20	87.35
50	100.30
100	110.63
250	123.28
500	132.78
1000	142.15
2000	151.53
5000	163.74
10000	173.00

Fórmulas de P-D-Tr obtenidas por Cheng

Cheng realizó estudios sobre las precipitaciones para diferentes períodos de retorno con lo cual obtuvo una fórmula generalizada de P-D-Tr para cualquier localidad en los Estados Unidos.



Se utilizaron los siguientes datos: altura de lluvia para un período de retorno de 10 años tanto para 1 hora, como para 24 horas, además; para un período de retorno de 100 años. La altura de lluvia para 1 hora, con las relaciones se puede describir el modelo geográfico el cociente R de altura para cualquier período de retorno T_r y el cociente F de altura de lluvia-frecuencia, para cualquier duración.

Dónde:

$$R = \frac{P_{60}^2}{P_{1440}^2}$$

$$a = -1028.902R^4 + 1256.228R^3 - 432.5438R^2 + 100.0389R - 2.297536$$

$$b = -598.7461R^4 + 757.9172R^3 - 341.4349R^2 + 96.94864R - 9.845761$$

$$c = -20.06288R^4 + 29.09596R^3 - 16.08111R^2 + 5.069294R - 0.06498345$$

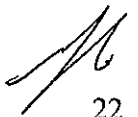
$$F = \frac{P_{1440}^{100}}{P_{1440}^{10}}$$

Las precipitaciones de 1 hora con periodo de retorno de 2 y 10 años, se tomaron del análisis de frecuencias de la lluvia en 1 hora del Observatorio Meteorológico de Chihuahua.

Dado que el factor de convectividad arroja un valor de 0.53, que es un valor menor al recomendado en la Figura 7, por lo que se adoptó el valor recomendado para la ciudad de Chihuahua de 0.6.

Fórmulas empíricas de intensidad-duración-período de retorno

Seleccionando La fórmula de Cheng, la cual se ajusta al factor de convectividad de la zona estudiado por el Ing. Carlos Baeza Ramírez del Instituto de Ingeniería de la UNAM en septiembre de 2007, en su tesis denominada "Estimación Regional de factores de



conectividad para el cálculo de las relaciones intensidad-duración-frecuencia" presentada en la siguiente figura.

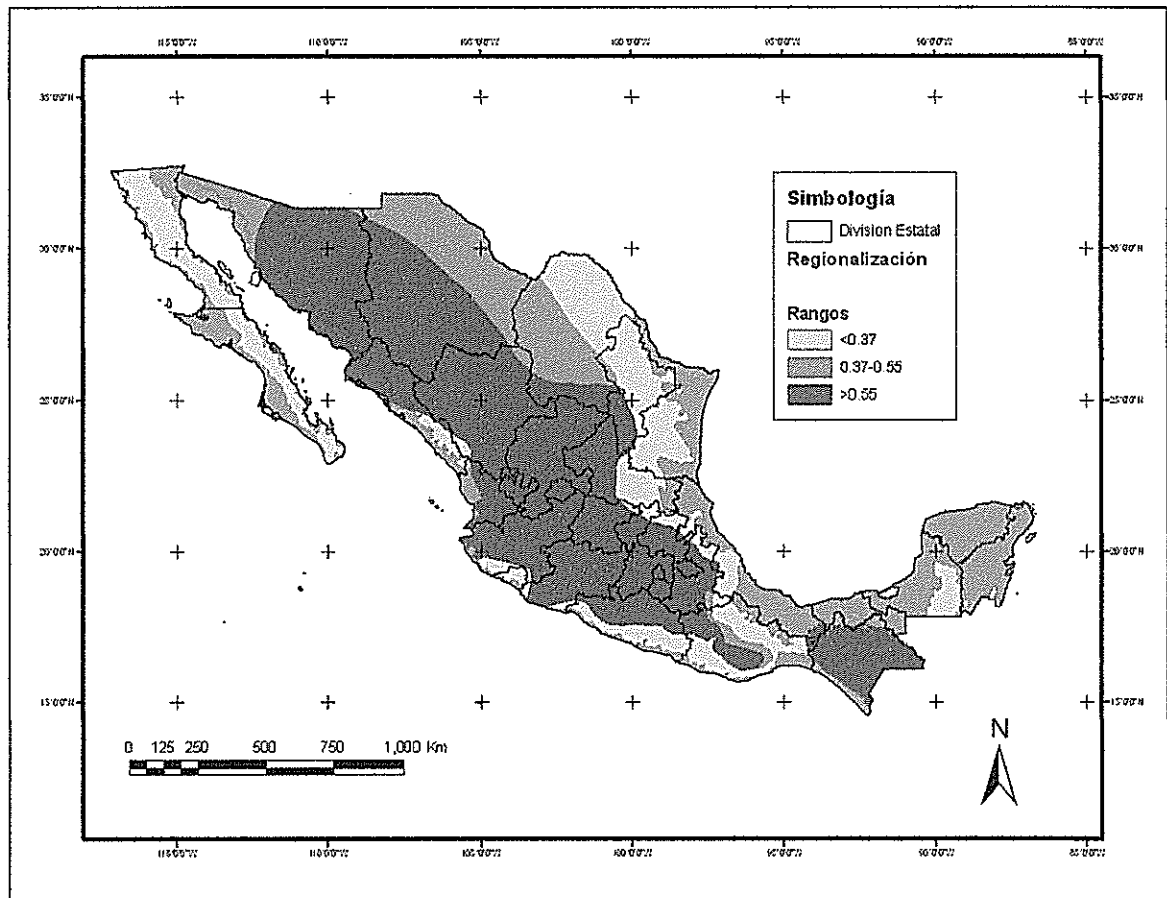


FIGURA 11. REGIONALIZACIÓN DEL FACTOR DE CONECTIVIDAD R

La fórmula de Cheng toma en cuenta la lluvia de duración de una hora con periodo de retorno de 2 años.

Cheng propone la siguiente ecuación con la cual se puede calcular la precipitación para cualquier duración y período de retorno.

$$P_t^{Tr} = \frac{a * P_{60}^{10} * \log(10^{2-F} * Tr^{F-1})t}{60(t + b)^c}$$

Dónde:

P_t^{Tr} = Precipitación, en mm para una duración t y un período de retorno Tr

Tr = Período de retorno, en años

t = Duración, en min

a , b y c = Parámetros de la tormenta que pueden variar según el factor de convectividad R .

$$R = 0.6$$

$$a = 40.01$$

$$b = 11.51$$

$$c = 0.87$$

$$P_{60}^{10} = 46.36 \text{ mm}$$

$$F = 1.36$$

Tr = Variable

t = Variable

ALTURAS DE PRECIPITACIÓN (mm)												
D min	Tr años											
	2	5	10	20	50	100	250	500	1000	2000	5000	10000
10	14.71	18.45	21.28	24.11	27.85	30.68	34.42	37.25	40.08	42.91	46.66	49.49
20	21.09	26.45	30.51	34.57	39.93	43.99	49.36	53.42	57.47	61.53	66.90	70.95
30	24.88	31.21	35.99	40.78	47.11	51.89	58.22	63.01	67.80	72.58	78.91	83.70
60	30.97	38.84	44.80	50.76	58.64	64.60	72.47	78.43	84.39	90.35	98.23	104.19
120	36.41	45.67	52.68	59.69	68.95	75.95	85.22	92.22	99.23	106.24	115.50	122.50
360	44.17	55.40	63.90	72.40	83.64	92.13	109.37	111.87	120.97	128.87	140.10	148.60
720	48.93	61.37	70.79	80.20	92.65	102.07	114.51	123.93	133.34	142.76	155.20	164.62
1440	53.84	67.53	77.89	88.25	101.95	112.31	126.00	136.36	146.72	157.08	170.78	181.14

Tabla 15. ALTURAS DE PRECIPITACIÓN (mm).

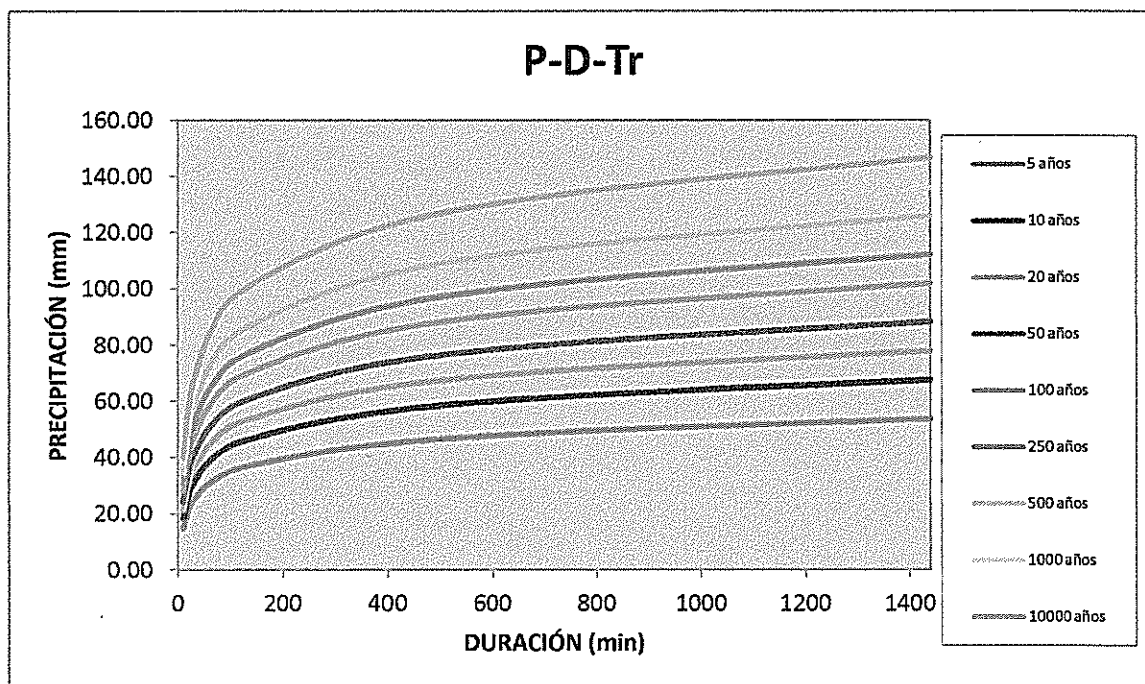


FIGURA 12. CURVAS P-D-Tr ESTIMADAS CON LA FORMULA DE CHENG

➤ Gastos Máximos

Métodos Hidrológicos

Después de integrar todos los parámetros físicos y determinar las lluvias de diseño, se calcularon los gastos en cada subcuenca aplicando métodos hidrológicos que relacionan la lluvia-escorrentamiento pretenden reproducir matemáticamente el fenómeno de la avenida, tienen la ventaja de poder simular aceptablemente el proceso hidrológico de la avenida si se estiman satisfactoriamente los parámetros necesarios. Los métodos aplicados en este estudio son el Hidrograma Unitario Triangular (HUT), Método Racional y Método de Chow.

Método del Hidrograma Unitario Sintético Triangular HUT

El hidrograma Unitario Triangular HUT, se define como el hidrograma de gasto resultante de una lluvia en exceso unitaria ocurriendo uniformemente sobre la cuenca y sobre la duración unitaria especificada. En este método se requiere saber las características fisiográficas de la cuenca, obteniéndose el gasto pico con la ecuación siguiente:

$$Q = \frac{0.556 * Pe * A}{n t_p}$$

Dónde:

A = Área de la cuenca en Km²

tp = Tiempo pico, en horas

Q = Gasto pico, en m3/s

El valor de n para cuencas pequeñas se toma como 2.

$$n = \frac{\text{Área} - 250}{1583.33}$$

$$Tp = 0.6Tc + D/2$$

D = La duración de la tormenta más desfavorable.

El hidrograma de escurrimiento directo se calcula multiplicando cada una de las ordenadas del H.U.T (Hidrograma Unitario Triangular) por la lluvia efectiva "Pe" expresada en mm, la cual se calcula de la siguiente manera:

$$Pe = \frac{\left(P - \frac{508}{N} + 5.08\right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

Dónde:

P = Lluvia total en cm

Pe = Lluvia efectiva cm

N= Número de escurrimiento

El Número de escurrimiento N depende del uso, tipo, composición del suelo, tratamiento, pendiente y estado de humedad del terreno. En función de ellos y de la lluvia total, se calcula la lluvia efectiva.



SUBSECUENCIA	PARAMETRO	GASTO MÁXIMO ORDINARIO EN m ³ /s HUT											
		TR											
		2	5	10	20	50	100	250	500	1000	2000	5000	10000
SC1	Q (m ³ /s)	0.147	0.229	0.296	0.367	0.469	0.550	0.662	0.748	0.836	0.926	1.045	1.137
	D (min)	58.779	58.779	58.779	37.852	37.852	37.852	37.852	37.852	37.852	37.852	37.852	37.852
SC1.1	Q (m ³ /s)	0.069	0.109	0.141	0.175	0.221	0.258	0.311	0.352	0.394	0.436	0.493	0.536
	D (min)	28.460	28.460	28.460	28.460	28.460	28.460	28.460	28.460	28.460	28.460	28.460	28.460
SC1.2	Q (m ³ /s)	0.087	0.130	0.168	0.207	0.261	0.304	0.361	0.406	0.450	0.496	0.556	0.602
	D (min)	31.600	23.710	23.710	23.710	23.710	23.710	23.710	23.710	15.810	15.810	15.810	15.810
SC2	Q (m ³ /s)	0.194	0.334	0.459	0.601	0.804	0.967	1.193	1.371	1.553	1.740	1.992	2.187
	D (min)	31.565	31.565	31.565	31.565	21.043	21.043	21.043	21.043	21.043	21.043	21.043	21.043
SC2.1	Q (m ³ /s)	0.134	0.210	0.273	0.339	0.431	0.503	0.600	0.676	0.752	0.829	0.933	1.012
	D (min)	45.077	30.051	30.051	30.051	30.051	30.051	30.051	30.051	30.051	30.051	30.051	30.051
SC2.2	Q (m ³ /s)	0.057	0.091	0.119	0.148	0.191	0.225	0.272	0.308	0.344	0.381	0.431	0.470
	D (min)	37.207	37.207	24.804	24.804	24.804	24.804	24.804	24.804	24.804	24.804	24.804	24.804
SC2.3	Q (m ³ /s)	0.072	0.112	0.147	0.185	0.236	0.277	0.332	0.374	0.418	0.462	0.520	0.565
	D (min)	43.010	27.400	27.400	27.400	27.400	27.400	27.400	27.400	27.400	27.400	27.400	27.400
SC2.4	Q (m ³ /s)	0.097	0.149	0.191	0.236	0.297	0.345	0.409	0.459	0.509	0.560	0.628	0.684
	D (min)	39.365	39.365	39.365	39.365	39.365	39.365	39.365	39.365	39.365	39.365	39.365	39.365

Tabla 25. GASTO MÁXIMO ORDINARIO EN m/s CHOW.

Método Racional

Método desarrollado en el año de 1889, pero por su sencillez todavía se sigue utilizando.

Hipótesis fundamental: una lluvia constante y uniforme que cae sobre la cuenca de estudio, producirá un gasto de descarga el cual alcanza su valor máximo cuando todos los puntos de la cuenca están contribuyendo al mismo tiempo en el punto de diseño. La figura siguiente muestra la hipótesis básica de la fórmula Racional.

De acuerdo al manual para la estimación de avenidas máximas en cuencas y presas pequeñas de la extinta SARH de la Dirección General de Obras Hidráulicas y de Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural 1982. El método racional, se considera que tiene aplicaciones en cuencas de hasta 100 km² y periodos de retorno de 100 años, pero solo recomendándose su uso en cuencas menores de 15 km².

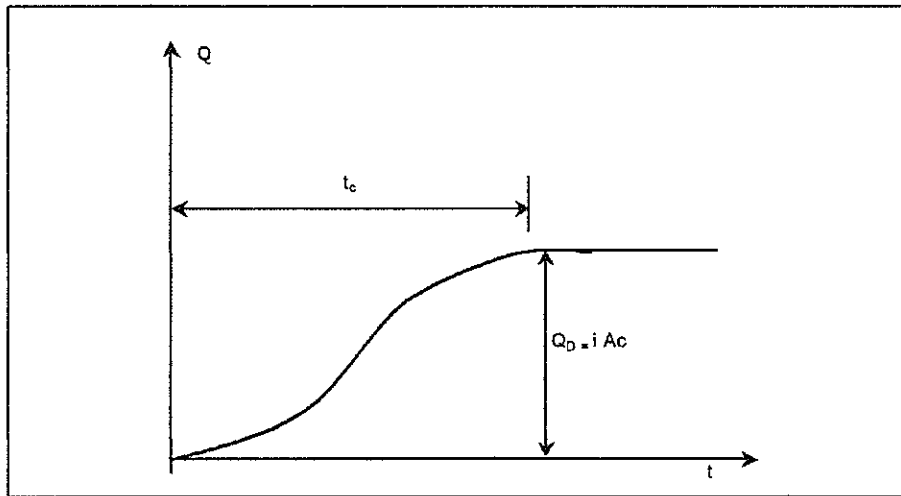


FIGURA 13. HIPÓTESIS BÁSICA DE LA FORMULA RACIONAL

Lo anterior se expresa en la fórmula:

$$Q = 0.278 * C * I * A$$

Dónde:

Q = Gasto máximo, en m³/s

I = Intensidad media de la lluvia para una duración igual al T_c, en mm/hr

A = Área de la cuenca, en km²

C = Coeficiente de escurrimiento, adimensional

$$C = \frac{Pe}{P}$$

Dónde:

$$Pe = \frac{\left(P - \frac{5080}{N} + 50.8\right)^2}{P + \frac{20320}{N} - 203.2}$$

N = Número de escurrimiento

Pe = Precipitación en exceso para una duración igual al tiempo pico T_c, en mm

P = Precipitación en mm, para una duración igual al T_c

I = Intensidad media de la lluvia para la duración igual al tiempo de concentración, en mm/h o duración de la tormenta D

GASTO MÁXIMO ORDINARIO EN m ³ /s RACIONAL												
SUBSECUENCIA	TR											
	2	5	10	20	50	100	250	500	1000	2000	5000	10000
SC1	0.090	0.162	0.226	0.296	0.396	0.476	0.588	0.675	0.765	0.857	0.982	1.078
SC1.1	0.050	0.082	0.109	0.137	0.179	0.216	0.268	0.308	0.350	0.392	0.450	0.494
SC1.2	0.063	0.106	0.143	0.182	0.237	0.281	0.340	0.387	0.435	0.483	0.549	0.599
SC2	1.22E-01	0.257	0.382	0.523	0.732	0.903	1.145	1.338	1.538	1.744	2.026	2.244
SC2.1	1.07E-01	1.82E-01	2.48E-01	0.315	0.412	0.489	0.595	0.678	0.763	0.849	0.965	1.054
SC2.2	0.019	0.041	0.061	0.085	0.120	0.148	0.189	0.221	0.255	0.289	0.337	0.374
SC2.3	0.053	0.092	0.127	0.164	0.217	0.259	0.318	0.364	0.410	0.458	0.523	0.572
SC2.4	0.088	0.143	0.190	0.239	0.308	0.362	0.437	0.494	0.553	0.613	0.692	0.754

Tabla 36. GASTO MÁXIMO ORDINARIO EN m/s RACIONAL.

Método de Ven Te Chow

Este método está basado en la teoría del hidrograma unitario y de la curva N , es aplicable preferentemente para cuencas menores a 24 km².

$$Q = 0.278 A X Z$$

Dónde:

A = área de la cuenca, en km²

X = factor de escurrimiento, mm/h, siendo P_e precipitación en exceso, en mm y d duración, en horas

$$X = \frac{P_e}{d}$$

Z = factor de reducción de pico, adimensional

Dónde:

$$Z = 0.00245 + 0.75922 \left(\frac{d}{t_p} \right) \quad \text{para } 0 < \frac{d}{t_p} \leq 0.5$$

$$Z = 0.08741 + 0.58929 \left(\frac{d}{t_p} \right) \quad \text{para } 0.5 < \frac{d}{t_p} \leq 1.0$$

$$Z = 0.3534 + 0.3233 \left(\frac{d}{t_p} \right) \quad \text{para } 1.0 < \frac{d}{t_p} \leq 2.0$$

$$Z = 1.0 \text{ para } \frac{d}{t_p} > 2.0$$

Siendo:

$$t_p = 0.00505 \left(\frac{L_c}{\sqrt{S_c}} \right)^{0.64}$$

Dónde:

Válida para $t_p < 5$ horas

L_c = longitud del cauce principal, m

S_c = Pendiente media del cauce principal, adimensional

Para cada una de las duraciones propuestas se define a partir de las curvas IDTr la lluvia asociada al periodo de retorno de diseño en milímetros, mismas que se corrigen por magnitud de cuenca al multiplicarlas por el FRA de la siguiente ecuación:

$$FRA = 1.0 - 0.3549d_i^{-0.42723}(1.0 - e^{-0.005794*A})$$

Dónde:

d_i = duración para un tiempo i y el periodo de retorno de diseño, horas

A = área de la cuenca, km^2

GASTO MÁXIMO ORDINARIO EN m ³ /s, CHOW													
SUBCUENCA	PARAMETRO	TR											
		2	5	10	20	50	100	250	500	1000	2000	5000	10000
SC1	Q (m³/s)	0.116	0.210	0.292	0.393	0.513	0.617	0.761	0.874	0.991	1.110	1.271	1.396
	D (min)	37.850	37.850	18.926	18.926	18.926	18.926	18.926	18.926	18.926	18.926	18.926	18.926
SC1.1	Q (m³/s)	0.050	0.082	0.109	0.137	0.176	0.210	0.260	0.300	0.340	0.382	0.438	0.481
	D (min)	18.970	18.970	18.970	18.970	18.970	9.480	9.480	9.480	9.480	9.480	9.480	9.480
SC1.2	Q (m³/s)	0.067	0.104	0.134	0.169	0.220	0.260	0.316	0.359	0.404	0.449	0.509	0.556
	D (min)	15.810	15.810	15.810	7.900	7.900	7.900	7.900	7.900	7.900	7.900	7.900	7.900
SC2	Q (m³/s)	0.146	0.264	0.389	0.534	0.746	0.921	1.167	1.364	1.568	1.778	2.065	2.288
	D (min)	21.040	21.040	21.040	10.520	10.520	10.520	10.520	10.520	10.520	10.520	10.520	10.520
SC2.1	Q (m³/s)	0.209	0.355	0.480	0.615	0.805	0.956	1.163	1.325	1.491	1.659	1.886	2.080
	D (min)	15.130	30.050	15.020	15.020	15.020	15.020	15.020	15.020	15.020	15.020	15.020	15.020
SC2.2	Q (m³/s)	0.038	0.062	0.083	0.107	0.141	0.169	0.206	0.236	0.266	0.296	0.337	0.369
	D (min)	24.800	12.400	12.400	12.400	12.400	12.400	12.400	12.400	12.400	12.400	12.400	12.400
SC2.3	Q (m³/s)	0.056	0.090	0.118	0.152	0.201	0.240	0.294	0.336	0.379	0.424	0.483	0.529
	D (min)	27.400	27.400	27.400	13.700	13.700	13.700	13.700	13.700	13.700	13.700	13.700	13.700
SC2.4	Q (m³/s)	0.078	0.127	0.168	0.212	0.273	0.321	0.387	0.438	0.490	0.543	0.614	0.668
	D (min)	19.680	19.680	19.680	19.680	19.680	19.680	19.680	19.680	19.680	19.680	19.680	19.680

Tabla 47. GASTO MÁXIMO ORDINARIO EN m^3/s CHOW.

Selección del gasto de diseño

Tomando en cuenta la inexistencia de entradas de agua de fuera del fraccionamiento para la revisión de la capacidad de las vialidades se adoptaron los gastos máximos ordinarios obtenidos por la formula racional correspondiente al periodo de retorno de 20 años, de acuerdo a la normatividad municipal.

Subcuenca Sc1

	TR											
	2	5	10	20	50	100	250	500	1000	2000	5000	10000
HUT	0.1466	0.2288	0.2963	0.3674	0.4685	0.5504	0.6619	0.7484	0.8364	0.9257	1.0453	1.1370
RACIONAL	0.0695	0.1621	0.2259	0.2958	0.3959	0.4763	0.5878	0.6754	0.7654	0.8575	0.9820	1.0780
CHOW	0.1159	0.2099	0.2925	0.3830	0.5125	0.6167	0.7610	0.8744	0.9910	1.1102	1.2714	1.3957
PROMEDIO	0.1173	0.2003	0.2716	0.3487	0.4590	0.5478	0.6702	0.7661	0.8642	0.9644	1.0996	1.2035

Tabla 18. SUBCUENCA SC1.

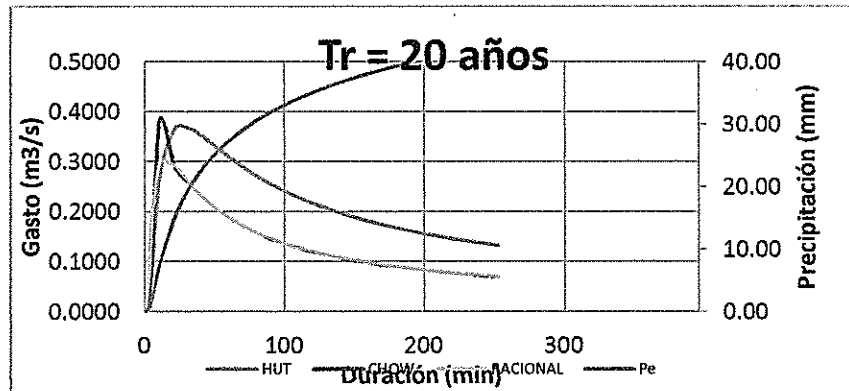


Figura 14. $Tr=20$ AÑOS.

Subcuenca Sc1.1

	TR											
	2	5	10	20	50	100	250	500	1000	2000	5000	10000
HUT	0.0693	0.1085	0.1407	0.1746	0.2214	0.2583	0.3110	0.3520	0.3936	0.4359	0.4926	0.5360
RACIONAL	0.0505	0.0820	0.1085	0.1367	0.1791	0.2161	0.2675	0.3080	0.3496	0.3922	0.4499	0.4945
CHOW	0.0504	0.0820	0.1085	0.1367	0.1760	0.2104	0.2604	0.2998	0.3404	0.3819	0.4380	0.4814
PROMEDIO	0.0567	0.0909	0.1192	0.1493	0.1922	0.2283	0.2797	0.3199	0.3612	0.4033	0.4602	0.5039

Tabla19. SUBCUENCA SC1.1.

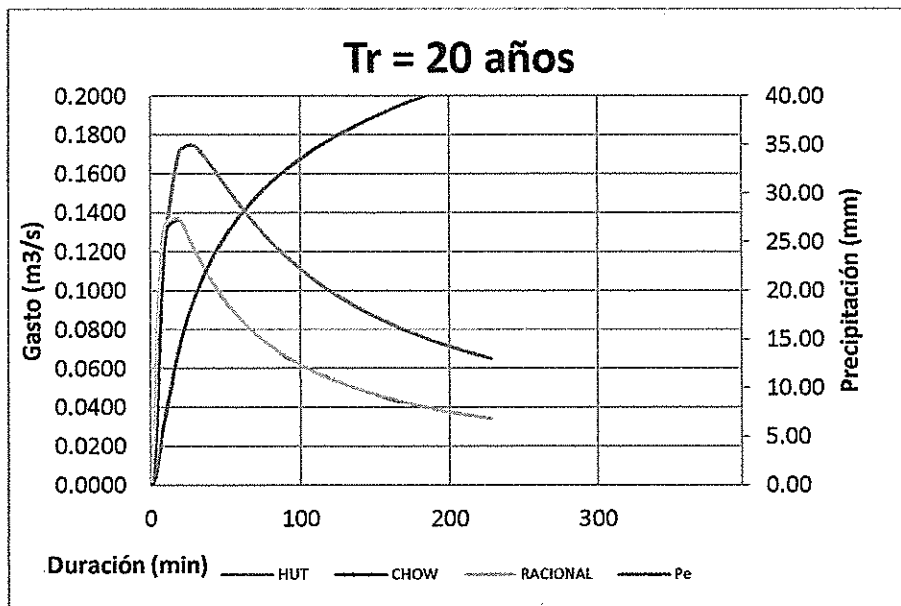


Figura 15. $Tr=20$ AÑOS.

Subcuenca Sc1.2

	TR											
	2	5	10	20	50	100	250	500	1000	2000	5000	10000
HUT	0.0866	0.1304	0.1675	0.2070	0.2614	0.3038	0.3612	0.4055	0.4503	0.4957	0.5563	0.6025
RACIONAL	0.0631	0.1060	0.1425	0.1817	0.2366	0.2806	0.3405	0.3872	0.4348	0.4833	0.5485	0.5986
CHOW	0.0672	0.1041	0.1342	0.1687	0.2198	0.2604	0.3160	0.3594	0.4036	0.4486	0.5092	0.5556
PROMEDIO	0.0723	0.1135	0.1481	0.1858	0.2394	0.2816	0.3393	0.3840	0.4296	0.4769	0.5360	0.5856

Tabla20. SUBCUENCA SC1.2.

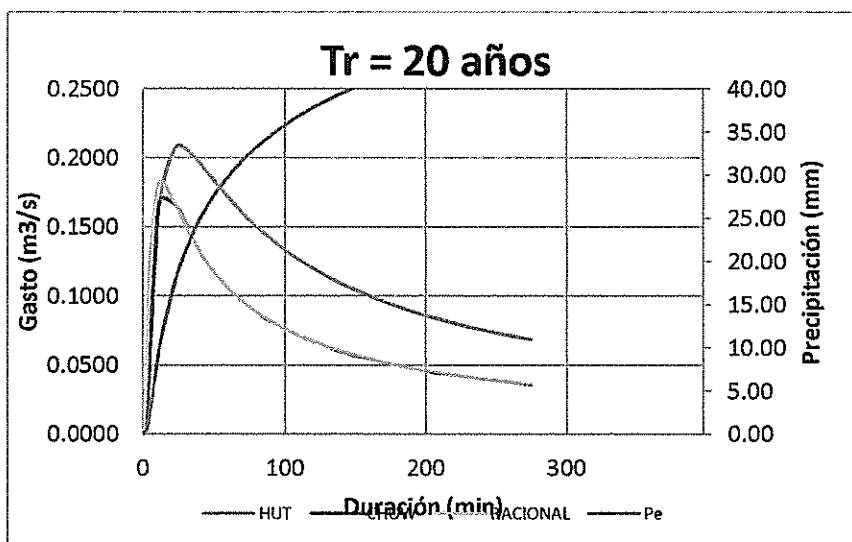


Figura 16. Tr =20 AÑOS.

SUBCUENCA sc2

	TR											
	2	5	10	20	50	100	250	500	1000	2000	5000	10000
HUT	0.1936	0.3344	0.4592	0.6011	0.8040	0.9671	1.1931	1.3707	1.5532	1.7398	1.9922	2.1667
RACIONAL	0.1223	0.2567	0.3817	0.5234	0.7320	0.9034	1.1451	1.3378	1.5377	1.7441	2.0257	2.2444
CHOW	0.1460	0.2641	0.3891	0.5335	0.7462	0.9210	1.1675	1.3639	1.5678	1.7783	2.0653	2.2884
PROMEDIO	0.1540	0.2860	0.4100	0.5526	0.7607	0.9305	1.1686	1.3575	1.5529	1.7541	2.0277	2.2388

Tabla21. SUBCUENCA SC2.

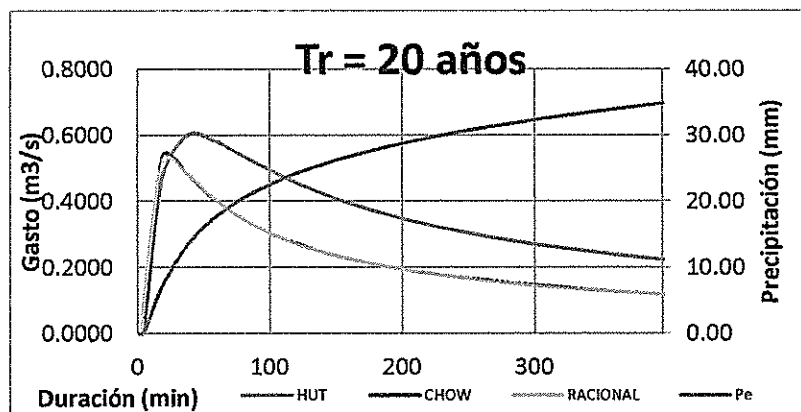


Figura 17. Tr=20 AÑOS.

SUBCUENCA sc2.1

	TR											
	2	5	10	20	50	100	250	500	1000	2000	5000	10000
HUT	0.1341	0.2096	0.2726	0.3391	0.4309	0.5028	0.6003	0.6756	0.7521	0.8295	0.9330	1.0121
RACIONAL	0.1069	0.1817	0.2457	0.3146	0.4119	0.4892	0.5954	0.6782	0.7629	0.8491	0.9652	1.0543
CHOW	0.2089	0.3550	0.4800	0.6148	0.8049	0.9559	1.1634	1.3253	1.4908	1.6593	1.8860	2.0602
PROMEDIO	0.1500	0.2488	0.3328	0.4228	0.5492	0.6493	0.7864	0.8931	1.0019	1.1126	1.2614	1.3755

Tabla21. SUBCUENCA SC2.1.

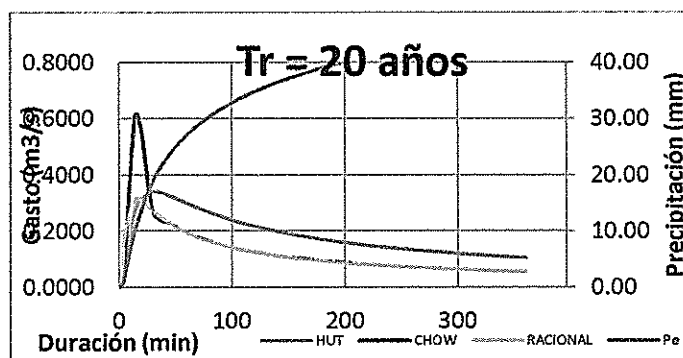


Figura 18. Tr=20 AÑOS.

SUBCUENCA Sc2.2

	TR											
	2	5	10	20	50	100	250	500	1000	2000	5000	10000
HUT	0.0491	0.0760	0.0986	0.1234	0.1578	0.1849	0.2217	0.2501	0.2791	0.3084	0.3477	0.3778
RACIONAL	0.0340	0.0598	0.0823	0.1066	0.1413	0.1691	0.2073	0.2373	0.2681	0.2995	0.3418	0.3744
CHOW	0.0377	0.0616	0.0847	0.1098	0.1454	0.1740	0.2134	0.2443	0.2759	0.3082	0.3518	0.3953
PROMEDIO	0.0403	0.0658	0.0885	0.1133	0.1482	0.1760	0.2141	0.2439	0.2744	0.3054	0.3471	0.3792

Tabla21. SUBCUENCA S2.2.

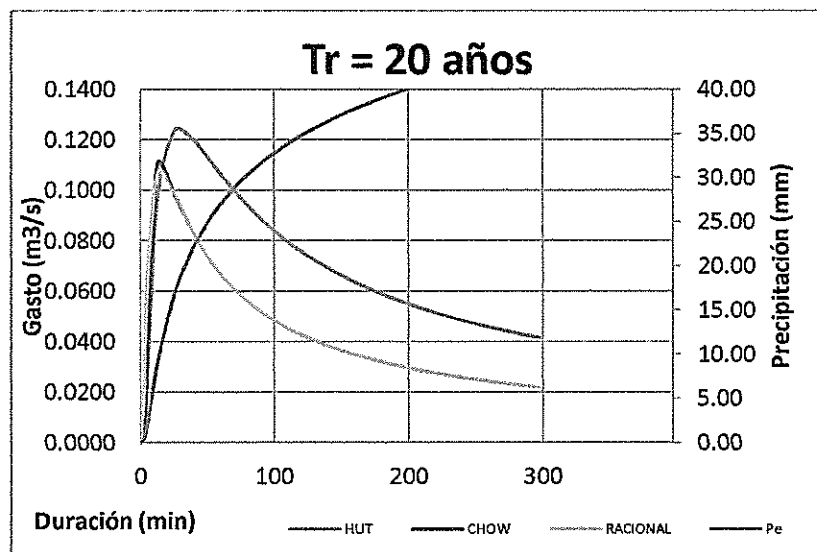


Figura 19. Tr=20 AÑOS.

Subcuenca Sc2.3

	TR											
	2	5	10	20	50	100	250	500	1000	2000	5000	10000
HUT	0.0724	0.1124	0.1474	0.1846	0.2361	0.2766	0.3317	0.3743	0.4176	0.4616	0.5204	0.5654
RACIONAL	0.0528	0.0924	0.1268	0.1641	0.2171	0.2594	0.3179	0.3636	0.4105	0.4583	0.5228	0.5725
CHOW	0.0563	0.0901	0.1182	0.1516	0.2006	0.2399	0.2937	0.3360	0.3793	0.4235	0.4832	0.5290
PROMEDIO	0.0605	0.0983	0.1308	0.1668	0.2179	0.2586	0.3144	0.3580	0.4025	0.4478	0.5088	0.5556

Tabla21. SUBCUENCA SC2.3.

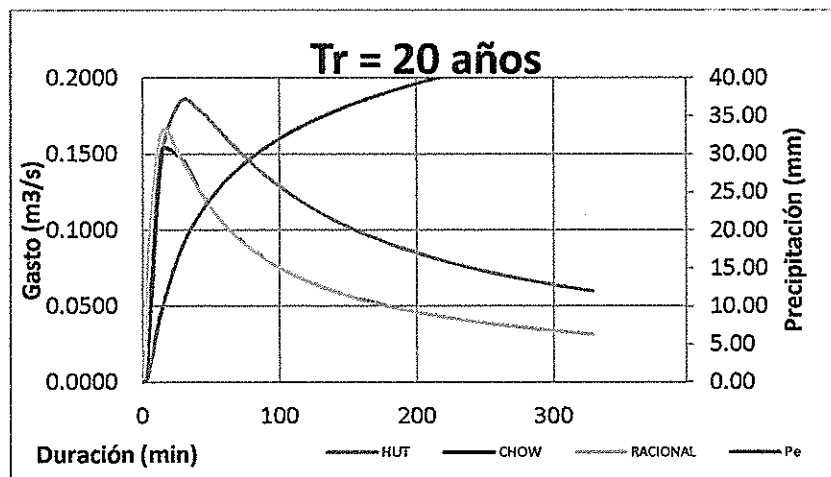


Figura 20. Tr=20 AÑOS.

Subcuenca Sc2.4

[Handwritten signature]

	TR											
	2	5	10	20	50	100	250	500	1000	2000	5000	10000
HUT	0.0968	0.1489	0.1914	0.2369	0.2970	0.3447	0.4091	0.4587	0.5090	0.5597	0.6284	0.6839
RACIONAL	0.0878	0.1432	0.1896	0.2390	0.3081	0.3625	0.4367	0.4943	0.5530	0.6126	0.6924	0.7536
CHOW	0.0779	0.1269	0.1681	0.2119	0.2731	0.3213	0.3871	0.4382	0.4902	0.5430	0.6138	0.6680
PROMEDIO	0.0875	0.1397	0.1830	0.2289	0.2927	0.3428	0.4110	0.4638	0.5174	0.5717	0.6449	0.7019

Tabla22. SUBCUENCA SC1.2.

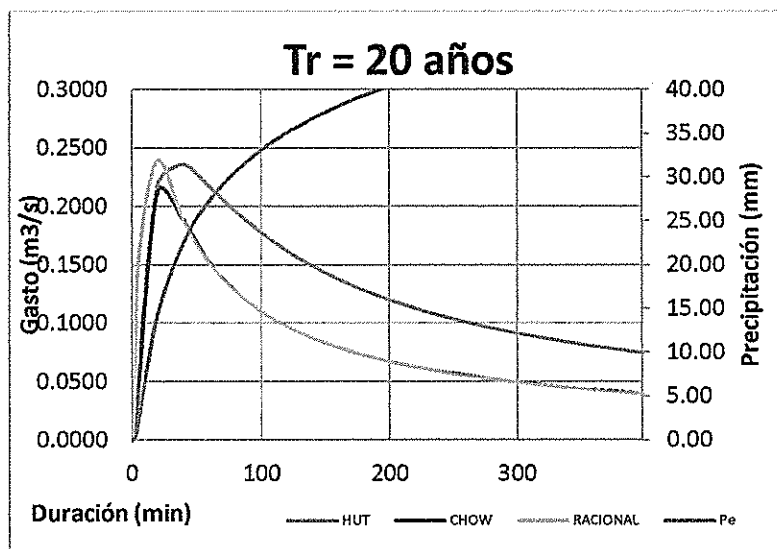


Figura 21. Tr=20 AÑOS.

➤ Revisión hidráulica

La revisión hidráulica de la capacidad de las vialidades se realizó en forma conjunta con el programa Hec Ras tomando en cuenta la concentración de los escurrimientos en las vialidades de acceso al proyecto.

Con el Software HEC-RAS, se integraron secciones por tramos acordes a las rasantes de las vialidades.

El Software HEC-RAS fue desarrollado por la Corporación de Ingenieros de la Armada de E.U. en el Centro de Ingeniería Hidrológica. El programa fue diseñado por Gray W. Brunner, jefe del equipo de desarrollo del HEC-RAS.

Se obtuvieron los perfiles hidráulicos, resultando todo el tramo del canal de proyecto en régimen supercrítico.

La ecuación de la energía se escribe como.

$$Y_2 + Z_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Y_1, Y_2 = Profundidad del agua en la sección transversal

Z_1, Z_2 = Elevación topográfica de la plantilla de la sección

V_1, V_2 = Velocidades medias (descarga total área de flujo total)

a_1, a_2 = Coeficientes de velocidad

g = Aceleración de la gravedad

h_e = Pérdida de carga

La pérdida de carga (h_e) entre dos secciones transversales está compuesta de pérdidas por fricción y pérdidas por contracción o expansión como sigue:

$$h_e = L S_f + \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g}$$

$$L = L_{ob} Q_{lob} + L_{ch} Q_{ch} + L_{rob} Q_{rob} / q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}$$

Dónde

L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} = Longitud de la sección de los tramos especificada para flujo en la zona de inundación izquierda. Canal principal y zona de inundación derecha, respectivamente.

Qlob, Qch, Qrob= Promedio aritmético de los flujos entre secciones para la zona de inundación izquierda, canal principal y zona de inundación derecha.

La cuenca sc1 tiene un área de 24,682 m², representa el 23.37% del área del proyecto Monte Xenit, los escurrimientos descargan al cauce del arroyo El Caloriento atreves de la vialidad Monte Vesubio. Esta cuenca acumula las áreas de las subcuencas Sc1.1 11,080 m² y la subcuenca Sc1.2 12,711 m²

La revisión de la capacidad hidráulica de cuenca se reviso para los gastos asociados a los periodos de retorno de 20 años

Cuenca Sc1 $Q_{20}=0.296 \text{ m}^3/\text{s}$ escurren por la vialidad Monte Vesubio

Subcuenca Sc1.1 $Q_{20}=0.137 \text{ m}^3/\text{s}$ escurren por la vialidad Monte Vesubio 1

Subcuenca Sc1.1 $Q_{20}=0.182 \text{ m}^3/\text{s}$ escurren por la vialidad Monte Vesubio 2



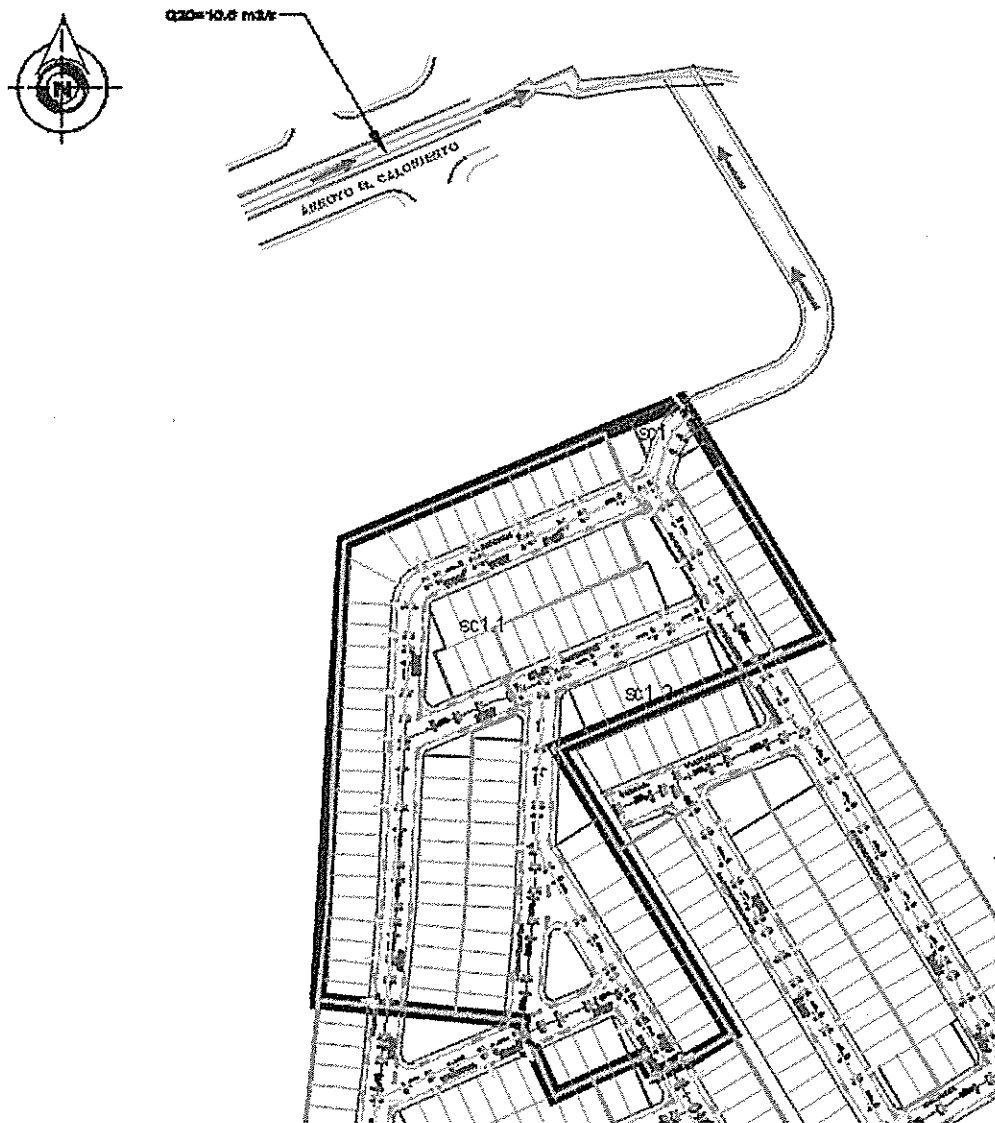


Figura 22. ARROYO EL CALORIENTO

Handwritten signature or initials.

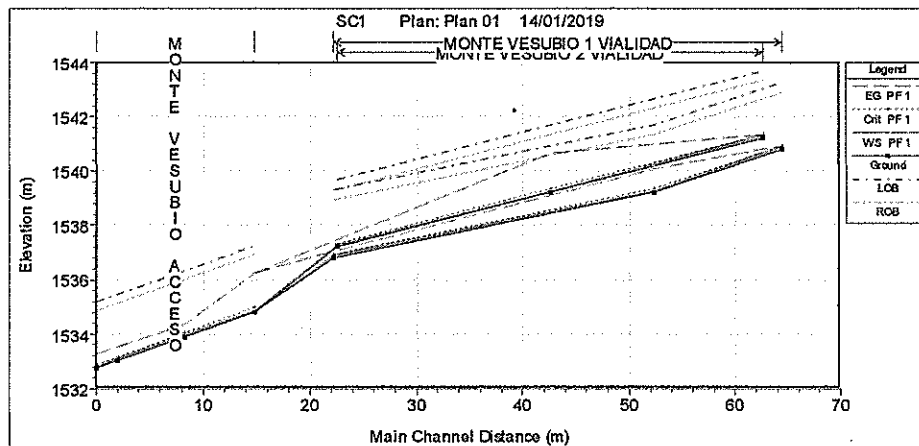
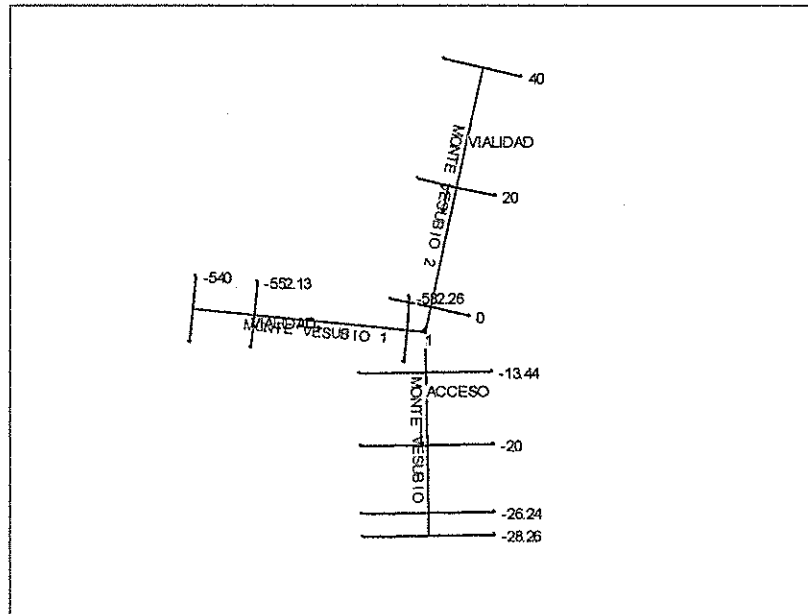


Figura 23. MONTE VESUBIO 1 VIALIDAD.

Profile Output Table - PROY1																
File Options Std. Tables User Tables Locations Help																
HEC-RAS Plan Profile - Profile P-1																
River	Rasch	River Sta	Profile	D 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 Cntl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Ch	Max Ch Dpth (m)	Sta W.S. Ls (m)	Sta W.S. Rgt (m)
MONTE VESUBIO 2	VIALIDAD	40	PF1	0.14	1541.22	1541.35	1541.35	1541.37	0.008522	0.67	0.21	9.13	1.06	0.13	1.37	6.50
MONTE VESUBIO 2	VIALIDAD	20	PF1	0.14	1539.22	1539.27	1539.35	1540.65	1.129431	5.22	0.03	1.15	11.00	0.05	3.35	4.50
MONTE VESUBIO 2	VIALIDAD	0	PF1	0.14	1537.22	1537.29	1537.35	1537.52	0.090639	2.09	0.07	1.81	3.51	0.07	2.63	4.50
MONTE VESUBIO 1	VIALIDAD	-540	PF1	0.18	1540.79	1540.93	1540.93	1540.95	0.007617	0.71	0.26	5.38	1.03	0.14	1.12	6.50
MONTE VESUBIO 1	VIALIDAD	-552.13	PF1	0.18	1539.22	1539.28	1539.36	1540.08	0.444018	3.95	0.05	1.52	7.23	0.06	2.98	4.50
MONTE VESUBIO 1	VIALIDAD	-582.26	PF1	0.16	1536.83	1536.93	1536.97	1537.06	0.039501	1.60	0.11	2.39	2.33	0.10	2.11	4.50
MONTE VESUBIO	ACCESO	-13.44	PF1	0.30	1534.82	1534.89	1534.98	1536.27	0.659202	5.20	0.06	1.71	8.98	0.07	2.29	4.00
MONTE VESUBIO	ACCESO	-20	PF1	0.30	1533.90	1533.99	1534.06	1534.39	0.124326	2.78	0.11	2.34	4.11	0.09	1.66	4.00
MONTE VESUBIO	ACCESO	-26.24	PF1	0.30	1533.03	1533.12	1533.18	1533.56	0.141435	2.92	0.10	2.28	4.37	0.09	1.72	4.00
MONTE VESUBIO	ACCESO	-28.26	PF1	0.30	1532.75	1532.84	1532.91	1533.27	0.138469	2.50	0.10	2.29	4.32	0.09	1.71	4.00

Tabla 23. HEC-RAS, MONTE VESUBIO 2

Los tirante máximos presentados en forma puntual fue de 0.14 m, en la vialidad Monte Vesubio 1 y de 0.13 m en la vialidad Monte Vesubio 2, las velocidades varían de 0.67 m/s a 5.22 m/s para una n de maning de 0.016 concreto rugoso

Calle Monte Vesubio Acceso

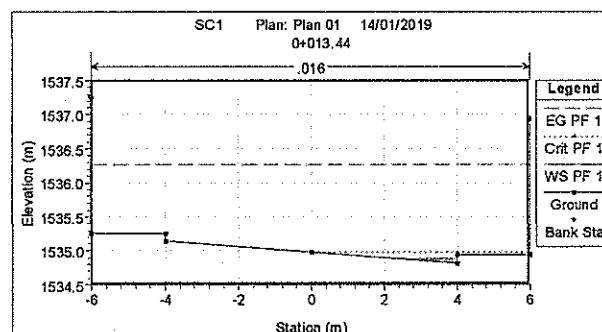
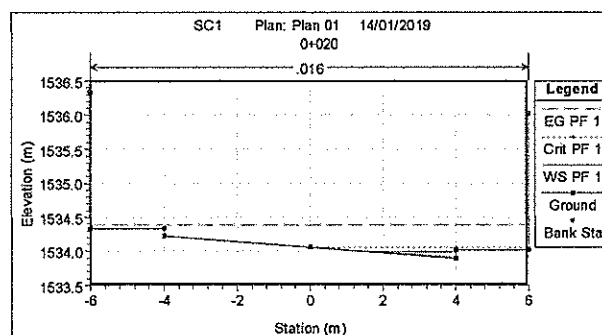
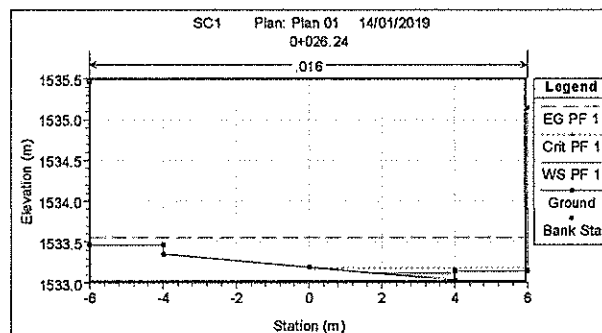
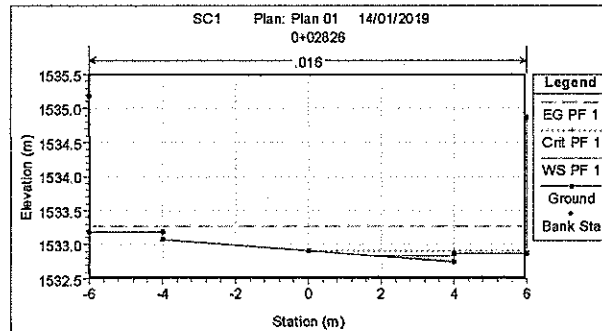


Tabla24-27. CALLE MONTE VESUBIO ACCESO.

M.

Calle Monte Vesubio 1

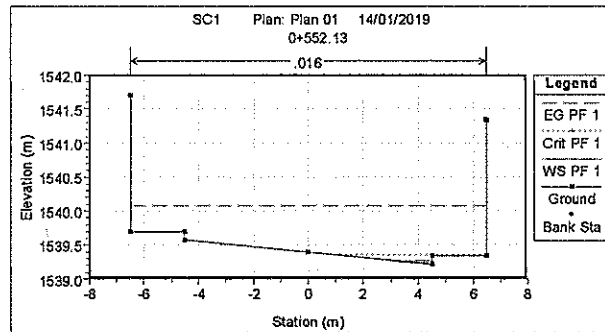
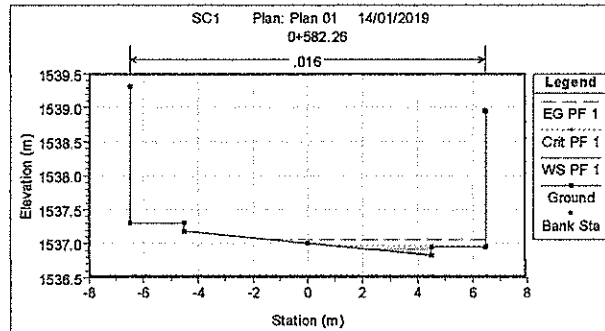
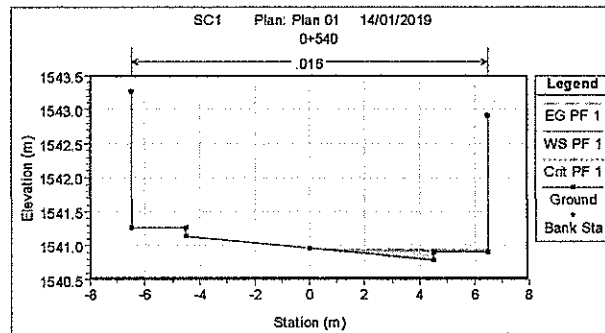


Tabla28-29. CALLE MONTE VESUBIO 1.

Calle Monte Vesubio 2



[Handwritten signature]

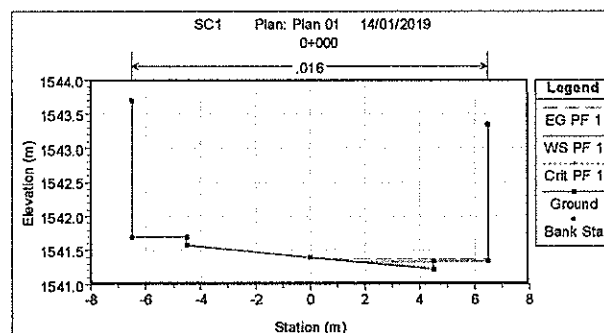
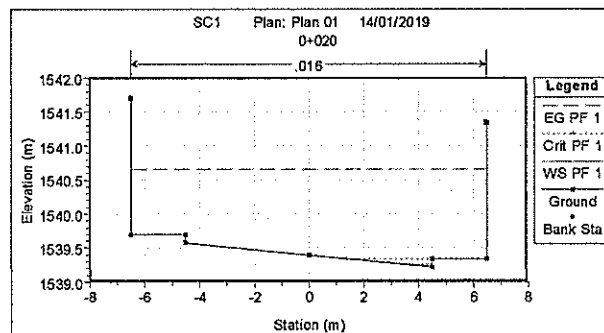
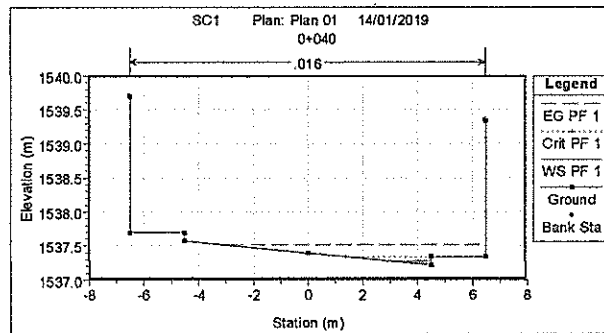


Tabla30-33. CALLE MONTE VESUBIO 2.

La cuenca sc2 tiene un área de 80,931 m², representa el 76.63% del área del proyecto Monte Xenit, los escurrimientos descargan al cauce del arroyo El picacho atreves de la vialidad Monte Xenit. Esta cuenca acumula las áreas de las subcuencas Sc2.1 25,887 m², la subcuenca Sc2.2 8,839 m², la subcuenca Sc2.3 14,056 m² y la subcuenca sc4 con un área de 19,908 m².

La revisión de la capacidad hidráulica de cuenca se reviso para los gastos asociados a los periodos de retorno de 20 años

Cuenca Sc2 $Q_{20}=0.523 \text{ m}^3/\text{s}$ escurren por la vialidad Monte Xenit

Subcuencas integradas Sc2.1-Sc2.2 $Q_{20}=0.422 \text{ m}^3/\text{s}$ escurren por la vialidad Monte Xenit 1

Subcuencas integradas Sc2.3-Sc2.4 $Q_{20}=0.403 \text{ m}^3/\text{s}$ escurren por la vialidad Acceso monte Everest.

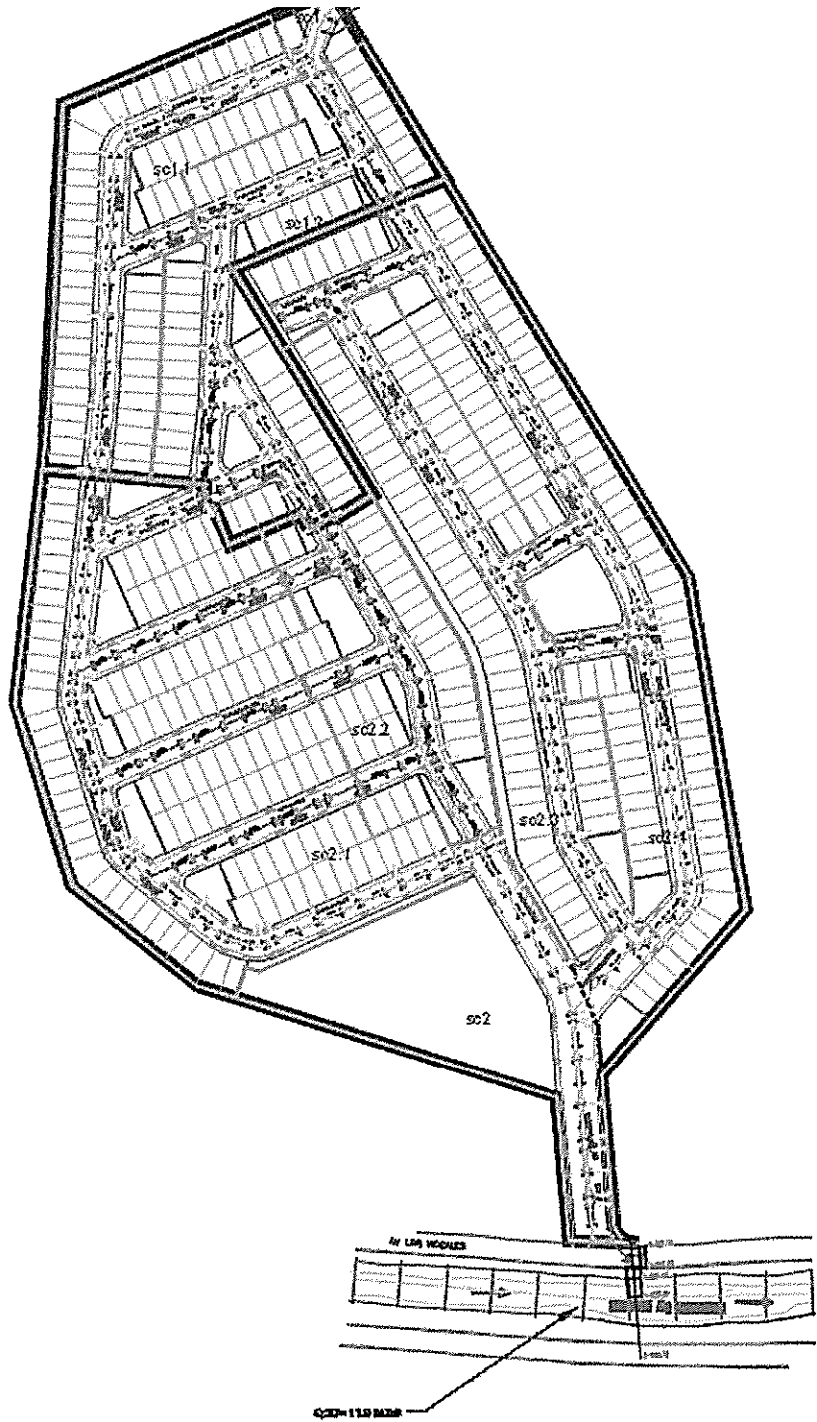
Subcuenca Sc2.1 $Q_{20}=0.315 \text{ m}^3/\text{s}$ escurren por la vialidad Monte Vesubio 1

Subcuenca Sc2.2 $Q_{20}=0.107 \text{ m}^3/\text{s}$ escurren por la vialidad Monte Xenit 2

Subcuenca Sc2.3 $Q_{20}=0.164 \text{ m}^3/\text{s}$ escurren por la vialidad Circuito Monte Everest 3

Subcuenca Sc2.4 $Q_{20}=0.239 \text{ m}^3/\text{s}$ escurren por la vialidad Circuito Monte Everest 1





A handwritten signature or set of initials, possibly 'JH', written in a stylized, cursive manner.

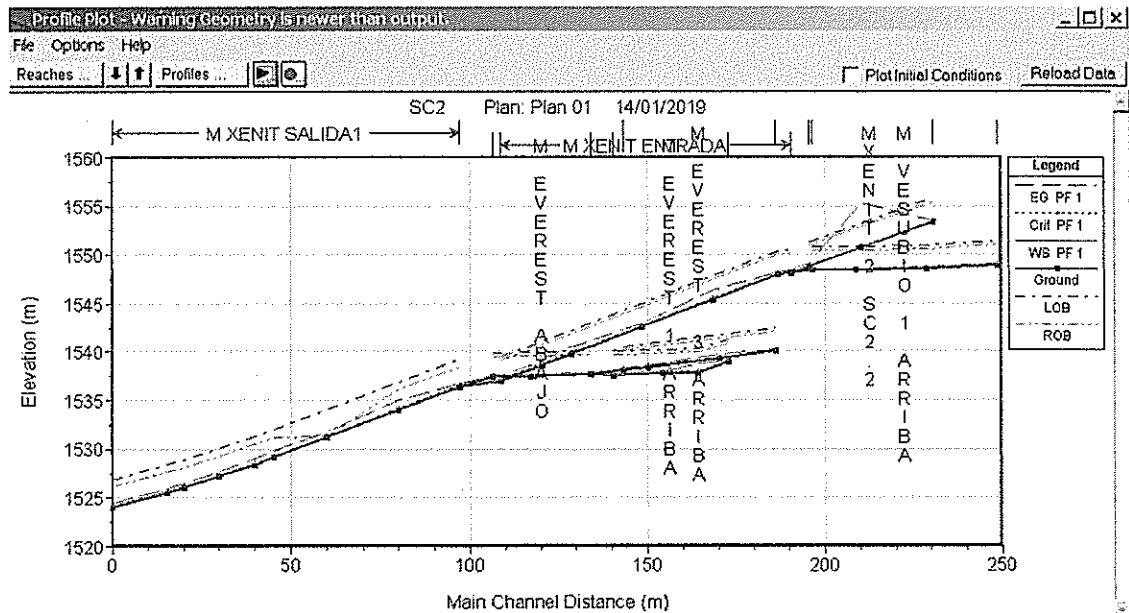
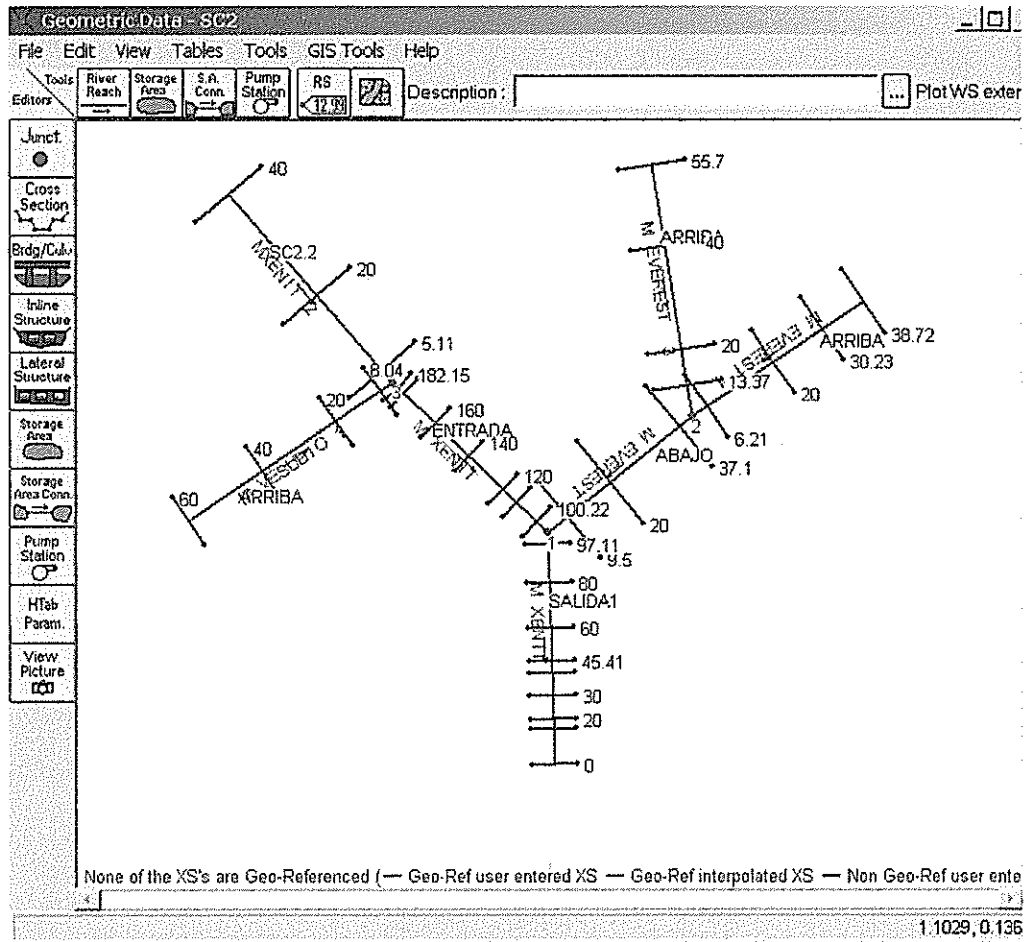
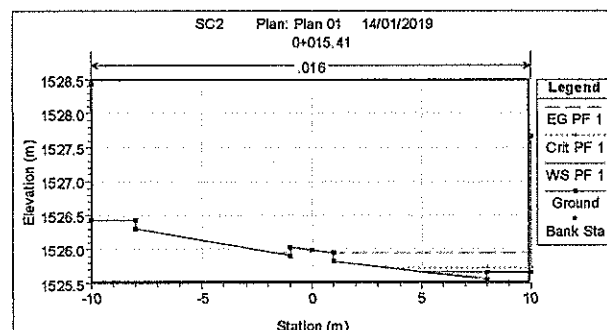
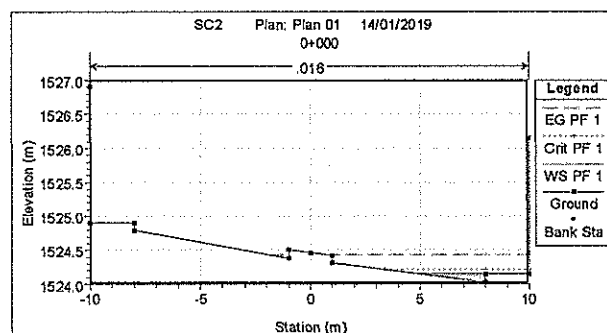
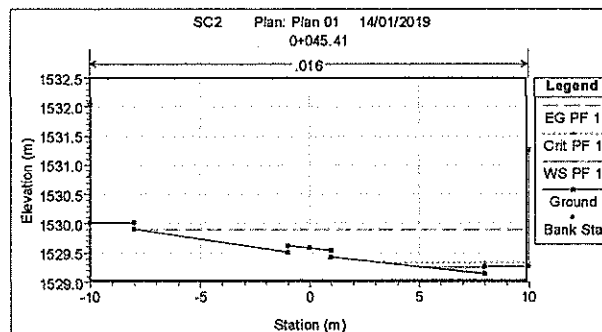
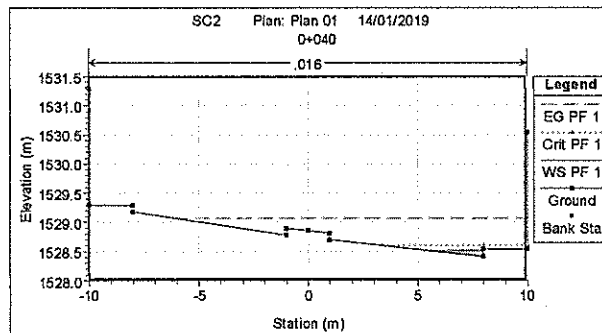
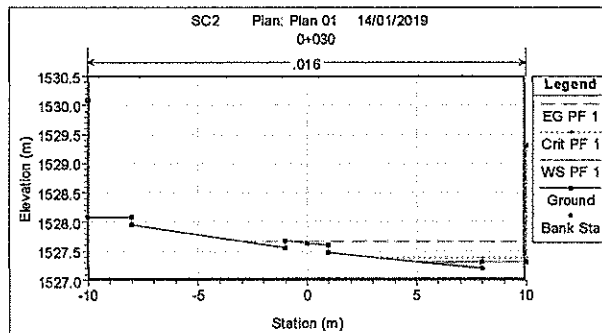
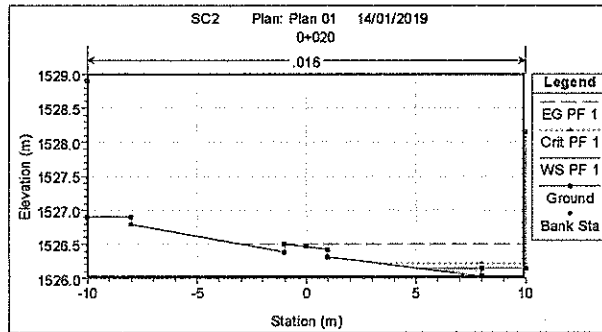


Tabla31. MONTE XENIT

Profile Output Table - (PROV)																
File Options Std. Tables User Tables Locations Help																
SC2-RS (Rev. Plan) Profile (F1)																
River	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)	Vol Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Freddie # Ch	Max Chl Dpth (m)	Sta W.S. Lft (m)	Sta W.S. Rgt (m)
MXENIT 2	SC2.2	40	PF1	0.11	1553.35	1553.41	1553.46	1553.66	0.130102	2.18	0.05	1.57	3.93	0.06	2.93	4.50
MXENIT 2	SC2.2	20	PF1	0.11	1550.74	1550.81	1550.85	1550.96	0.069125	1.72	0.06	1.76	2.92	0.07	2.74	4.50
MXENIT 2	SC2.2	5.11	PF1	0.11	1548.00	1548.06	1548.91	1549.12	0.141790	2.25	0.05	1.54	4.10	0.06	2.96	4.50
MXENIT	ENTRADA	182.15	PF1	0.42	1548.08	1548.18	1548.23	1548.43	0.075820	2.24	0.19	3.91	3.26	0.10	2.59	6.50
MXENIT	ENTRADA	178.38	PF1	0.42	1547.93	1548.04	1548.08	1548.20	0.039972	1.76	0.24	4.42	2.41	0.11	2.08	6.50
MXENIT	ENTRADA	180	PF1	0.42	1545.36	1545.42	1545.51	1546.77	0.695547	5.14	0.09	2.59	9.21	0.06	3.92	6.50
MXENIT	ENTRADA	140	PF1	0.42	1542.56	1542.66	1542.71	1542.92	0.076725	2.27	0.19	3.89	3.32	0.10	2.61	6.50
MXENIT	ENTRADA	120	PF1	0.42	1539.76	1539.84	1539.91	1540.41	0.221911	3.35	0.13	3.20	5.39	0.09	3.30	6.50
MXENIT	ENTRADA	111.91	PF1	0.42	1538.62	1538.71	1538.77	1539.07	0.118761	2.55	0.16	3.59	4.02	0.09	2.91	6.50
MXENIT	ENTRADA	100.22	PF1	0.42	1536.99	1537.00	1537.14	1537.50	0.150433	2.90	0.15	3.44	4.49	0.09	3.05	6.50
MXENIT	SAIDA1	97.11	PF1	0.52	1536.39	1536.53	1536.57	1536.69	0.039363	1.73	0.30	5.59	2.36	0.14	4.42	10.00
MXENIT	SAIDA1	80	PF1	0.52	1534.00	1534.10	1534.19	1535.15	0.318661	4.54	0.12	2.40	6.61	0.10	5.60	8.00
MXENIT	SAIDA1	60	PF1	0.52	1531.20	1531.33	1531.39	1531.62	0.100564	2.37	0.22	5.20	3.68	0.13	4.80	10.00
MXENIT	SAIDA1	45.41	PF1	0.52	1529.15	1529.27	1529.34	1529.77	0.118309	3.13	0.17	2.89	4.15	0.12	5.11	8.00
MXENIT	SAIDA1	40	PF1	0.52	1528.42	1528.53	1528.61	1529.08	0.134062	3.26	0.16	2.82	4.41	0.11	5.18	8.00
MXENIT	SAIDA1	30	PF1	0.52	1527.20	1527.32	1527.39	1527.81	0.117244	3.12	0.17	2.90	4.14	0.12	5.10	8.00
MXENIT	SAIDA1	20	PF1	0.52	1526.03	1526.15	1526.22	1526.64	0.116599	3.11	0.17	2.90	4.13	0.12	5.10	8.00
MXENIT	SAIDA1	15.41	PF1	0.52	1525.55	1525.67	1525.74	1526.12	0.104706	2.99	0.17	2.96	3.92	0.12	5.04	8.00
MXENIT	SAIDA1	0	PF1	0.52	1524.03	1524.16	1524.22	1524.45	0.106177	2.41	0.22	5.18	3.77	0.13	4.82	10.00
MVESUBIO 1	ARRIBA	60	PF1	0.32	1548.90	1549.05	1549.06	1549.09	0.009385	0.93	0.34	5.74	1.22	0.15	0.76	6.50
MVESUBIO 1	ARRIBA	40	PF1	0.32	1548.50	1548.63	1548.66	1548.74	0.039052	1.46	0.22	5.17	2.28	0.13	1.33	6.50
MVESUBIO 1	ARRIBA	20	PF1	0.32	1548.38	1548.54	1548.54	1548.57	0.006864	0.82	0.38	5.93	1.03	0.16	0.57	6.50
MVESUBIO 1	ARRIBA	8.04	PF1	0.32	1548.38	1548.54	1548.54	1548.57	0.006864	0.82	0.38	5.93	1.03	0.16	0.57	6.50
MEVEREST 1	ARRIBA	38.72	PF1	0.24	1538.89	1539.04	1539.04	1539.07	0.006692	0.74	0.32	5.87	0.99	0.15	0.93	6.50
MEVEREST 1	ARRIBA	30.23	PF1	0.24	1537.81	1537.88	1537.95	1538.79	0.440127	4.24	0.06	1.69	7.39	0.07	2.82	4.50
MEVEREST 1	ARRIBA	20	PF1	0.24	1537.71	1537.83	1537.85	1537.93	0.022772	1.39	0.17	2.93	1.83	0.12	1.57	4.50
MEVEREST 1	ARRIBA	8.21	PF1	0.24	1537.57	1537.72	1537.72	1537.75	0.006907	0.75	0.32	5.85	1.01	0.15	0.85	6.50
MEVEREST 3	ARRIBA	55.7	PF1	0.16	1540.00	1540.13	1540.13	1540.16	0.009104	0.70	0.24	5.27	1.05	0.13	1.23	6.50
MEVEREST 3	ARRIBA	40	PF1	0.16	1539.29	1539.36	1539.42	1539.77	0.195544	2.83	0.06	1.70	4.90	0.07	2.80	4.50
MEVEREST 3	ARRIBA	20	PF1	0.16	1538.39	1538.49	1538.52	1538.58	0.025239	1.31	0.12	2.50	1.87	0.10	2.00	4.50
MEVEREST 3	ARRIBA	13.37	PF1	0.16	1538.09	1538.18	1538.22	1538.33	0.052391	1.73	0.10	2.18	2.84	0.09	2.32	4.50
MEVEREST	ABAJO	37.1	PF1	0.40	1537.64	1537.78	1537.78	1537.81	0.008538	0.76	0.53	8.99	1.00	0.14	1.01	10.00
MEVEREST	ABAJO	20	PF1	0.40	1537.47	1537.60	1537.61	1537.65	0.014333	0.99	0.41	8.28	1.43	0.13	1.72	10.00
MEVEREST	ABAJO	9.5	PF1	0.40	1537.37	1537.51	1537.51	1537.54	0.007159	0.78	0.52	8.91	1.04	0.14	1.03	10.00

Los tirantes máximos son del orden de 0.15 y 0.16 m los cuales se presentan en las vialidades Monte Vesubio 1 y de 0.14 en las vialidades Monte Xenit y Monte Everest





[Handwritten signature]

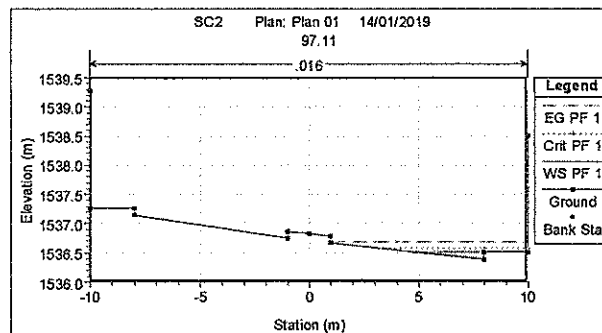
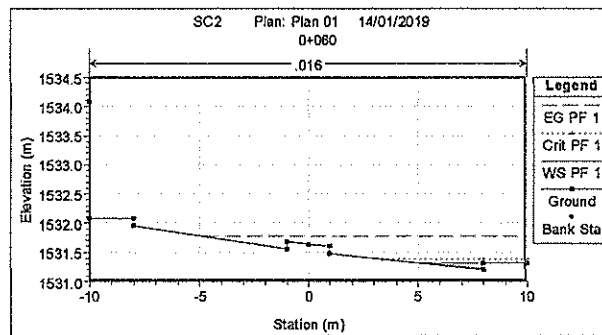
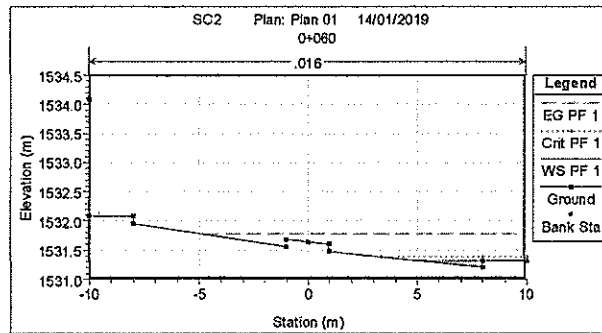
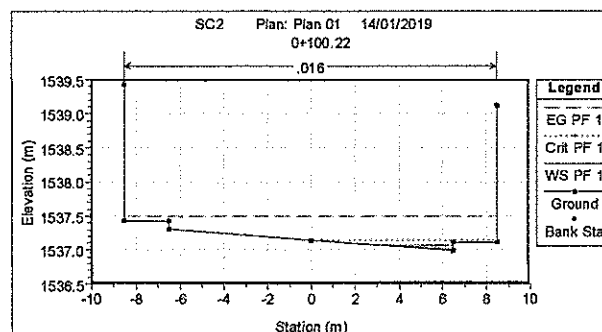
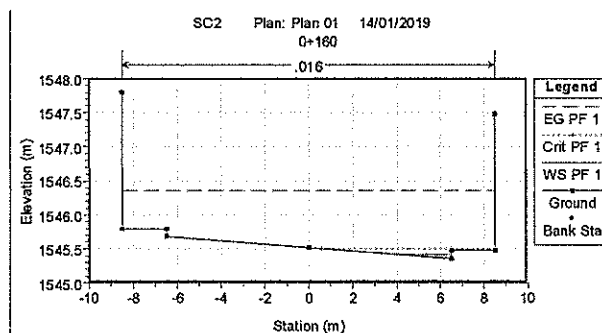
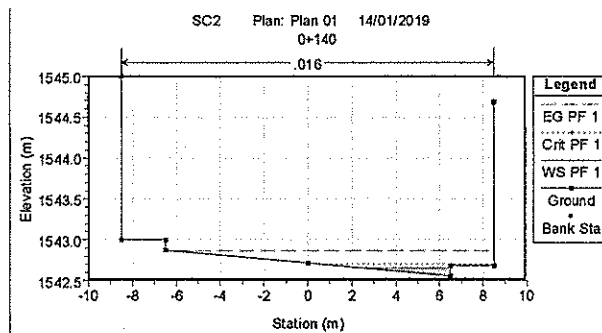
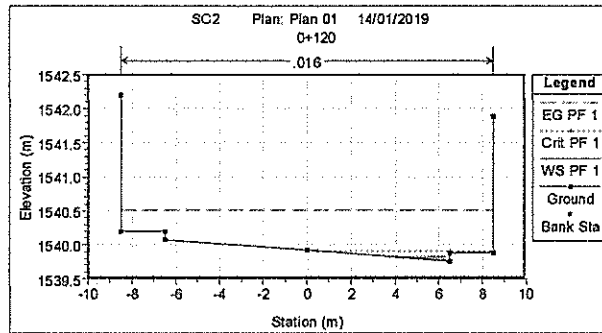
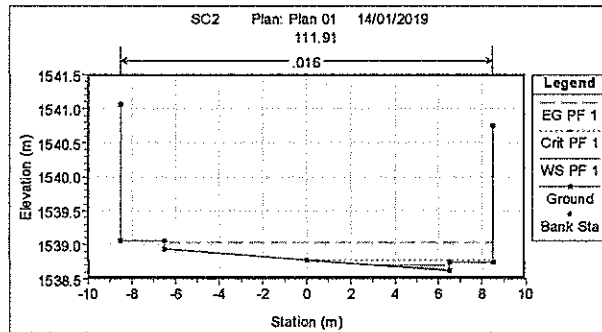


Tabla32-40. VIALIDAD MONTE XENIT ACCESO.





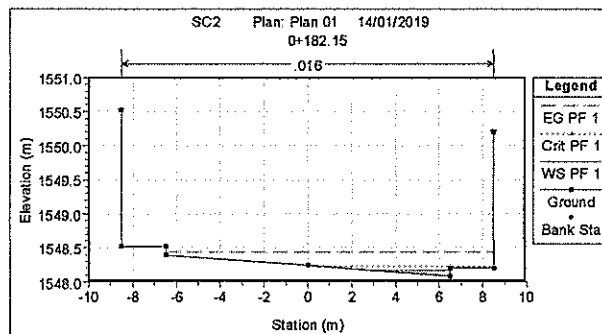
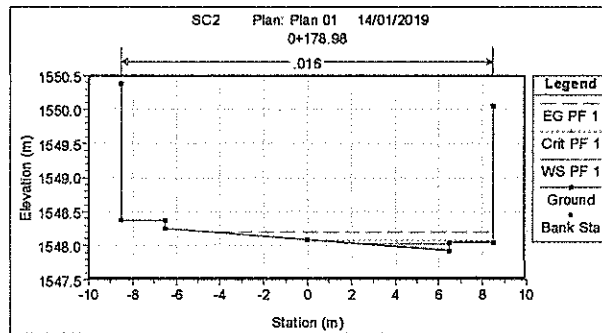
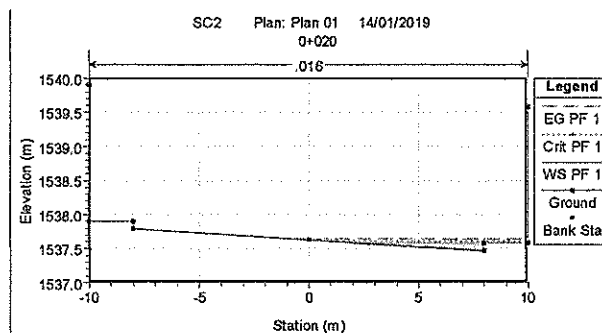
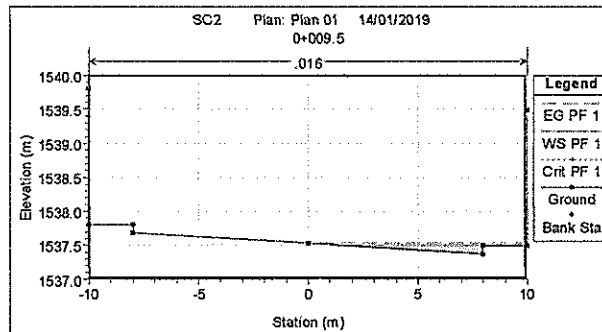


Tabla 41-47. CALLE MONTE XENIT SUBCUENCAS SC2.1 Y SC2.2.



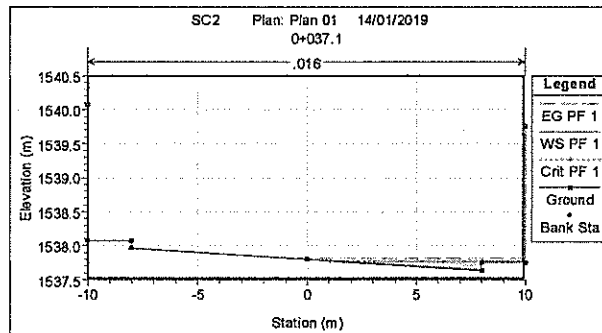
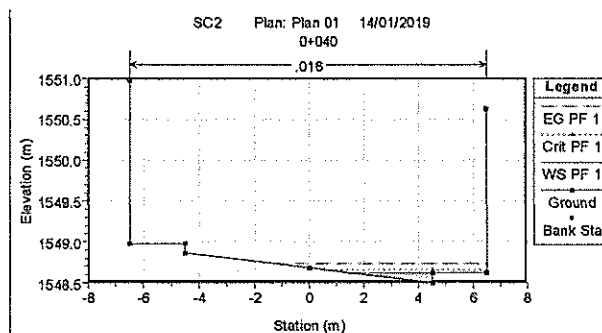
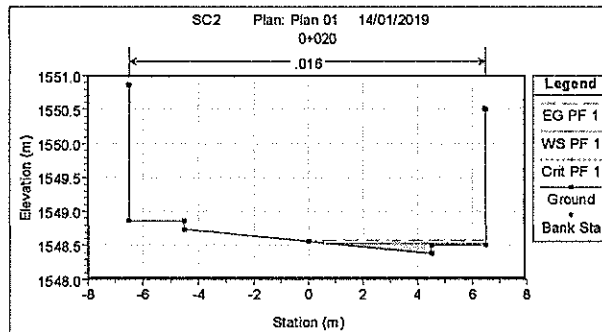
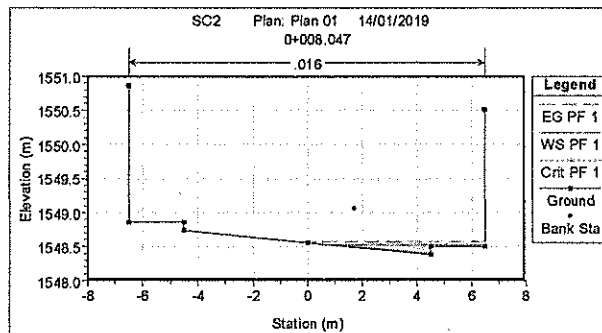


Tabla 48-50. CALLE MONTE EVEREST SUBCUENCAS SC2.3 Y SC2.4.



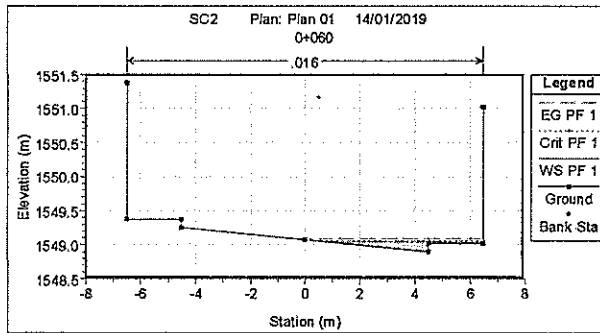


Tabla 51-54. CALLE MONTE VESUBIO 1.

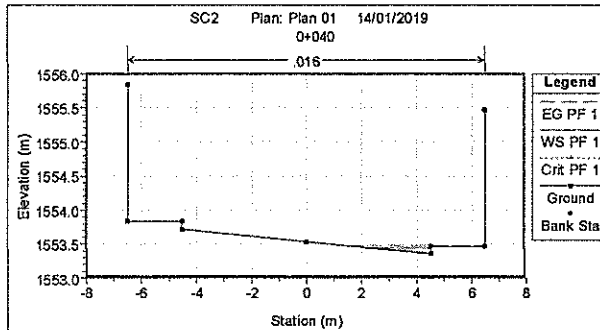
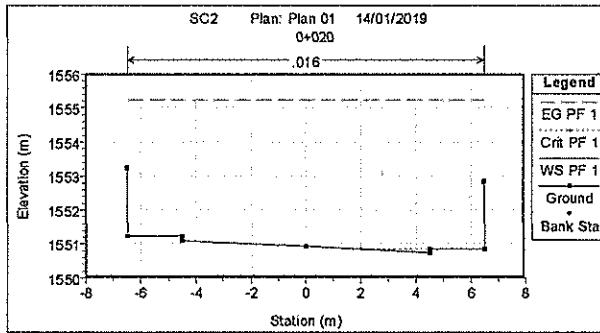
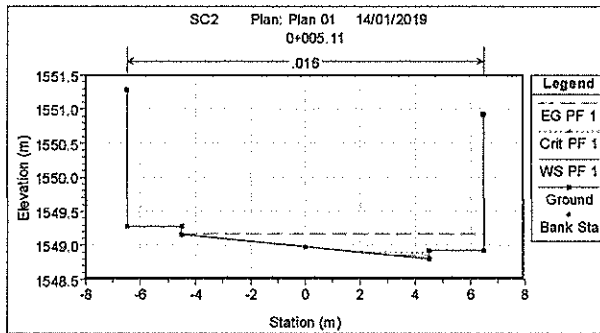


Tabla 55-57. CALLE MONTE XENIT 2 SUBCUENCAS SC2.

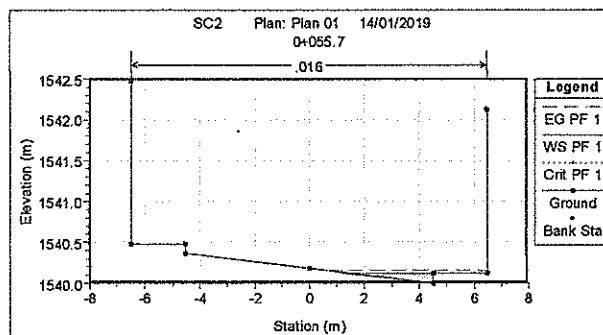
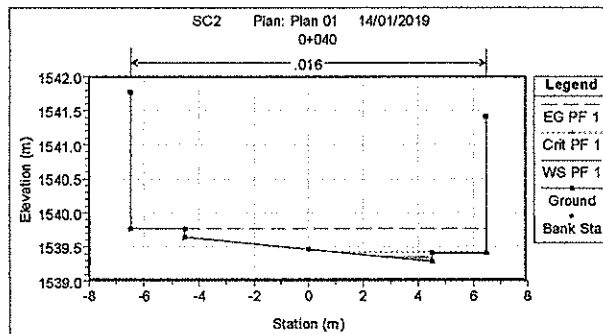
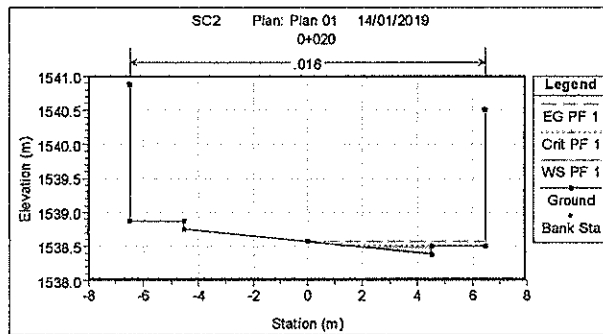
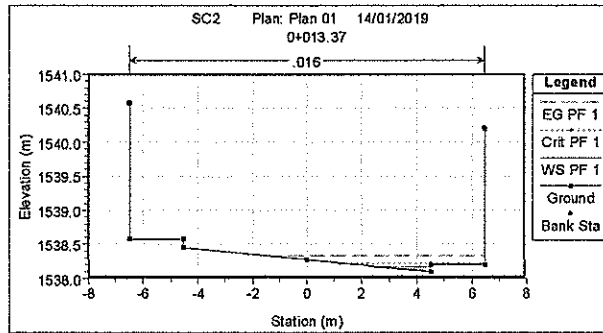


Tabla 58-61. CALLE MONTE EVEREST 3 SUBCUENCA SC3.

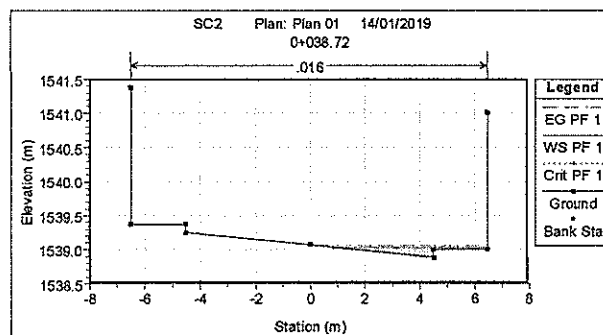
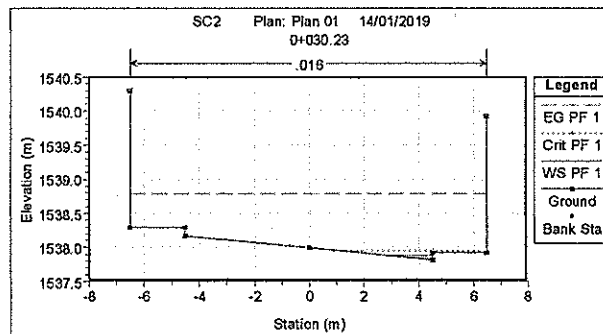
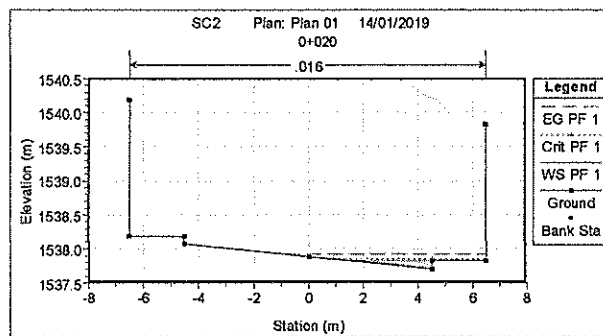
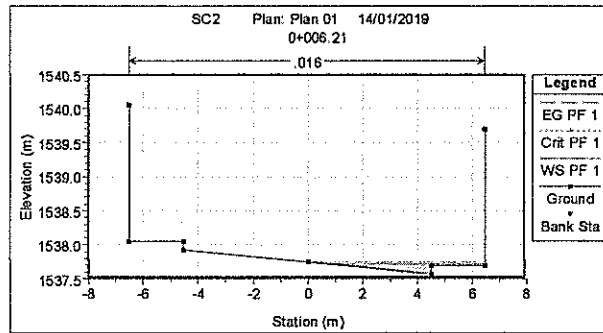


Tabla62-65. Calle Monte Everest 1 Subcuenca Sc4.

[Handwritten signature]

La descarga total de $0.523 \text{ m}^3/\text{s}$ generado por la cuenca sc2, escurre por la vialidad Monte Xenit hasta descargar al arroyo El Picacho después de cruzar la vialidad norte de la avenida Los Nogales. Para su descarga se construir un lavadero.

La estructura de descarga de los escurrimientos de la Vialidad Los Nogales al cauce del arroyo El Picacho se propone de una plantilla de 6.0 m de ancho por 0.30 m de altura revestidos con concreto armado, también se propone que la vialidad Los Nogales se acondicionada con un pequeño tope para encauzar los escurrimientos hacia el Lavadero, el tirante del lavadero es de 0.10 a 0.05 m con velocidades de 2.41 a 4.82 m/s .

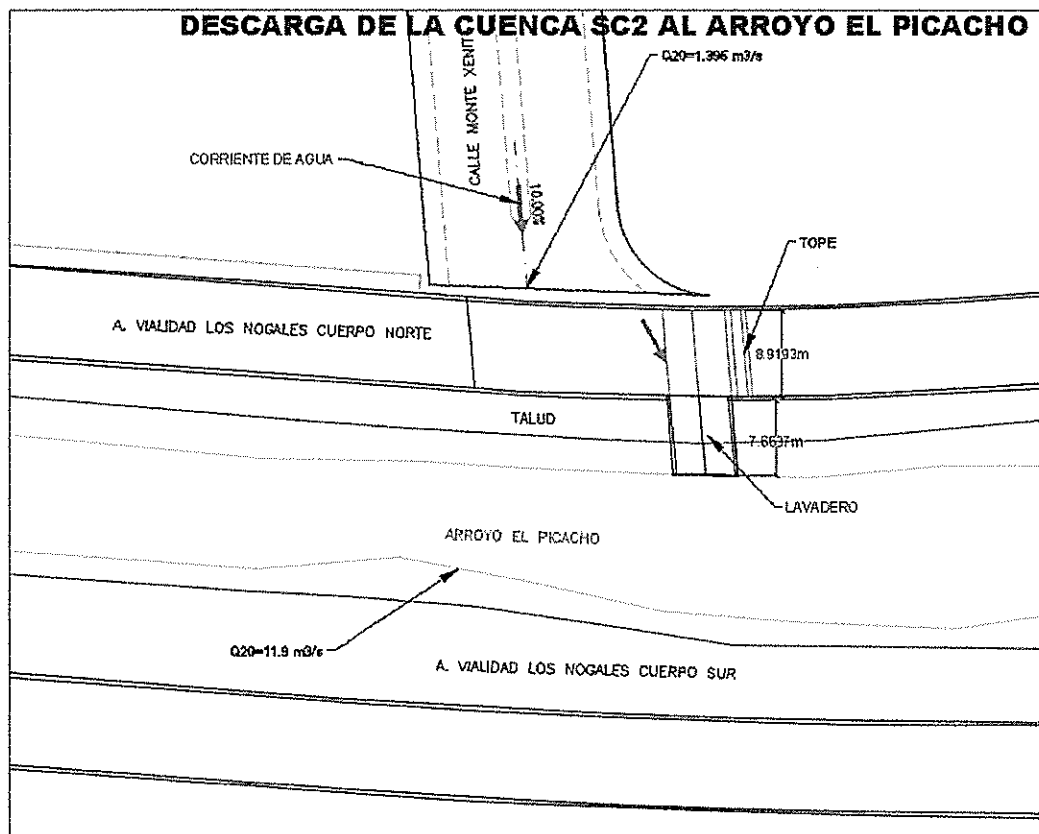


Figura 23. DESCARGA DE LA CUENCA SC2 AL ARROYO EL PICACHO.

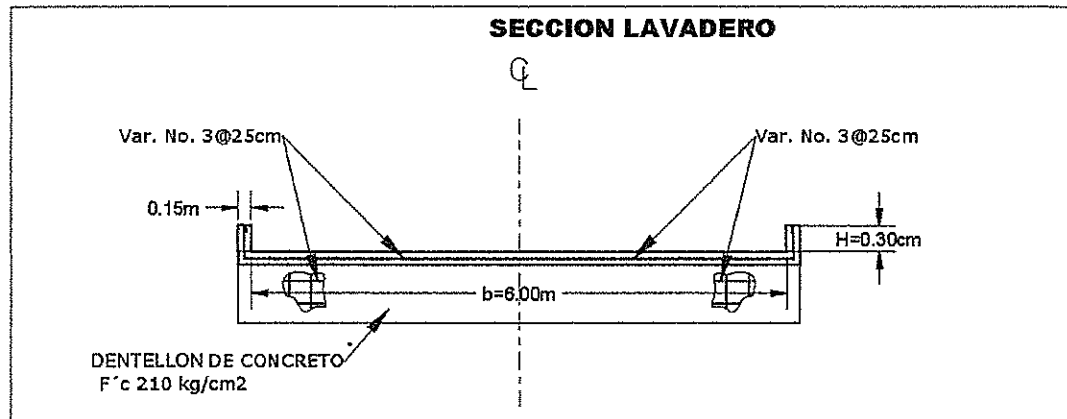
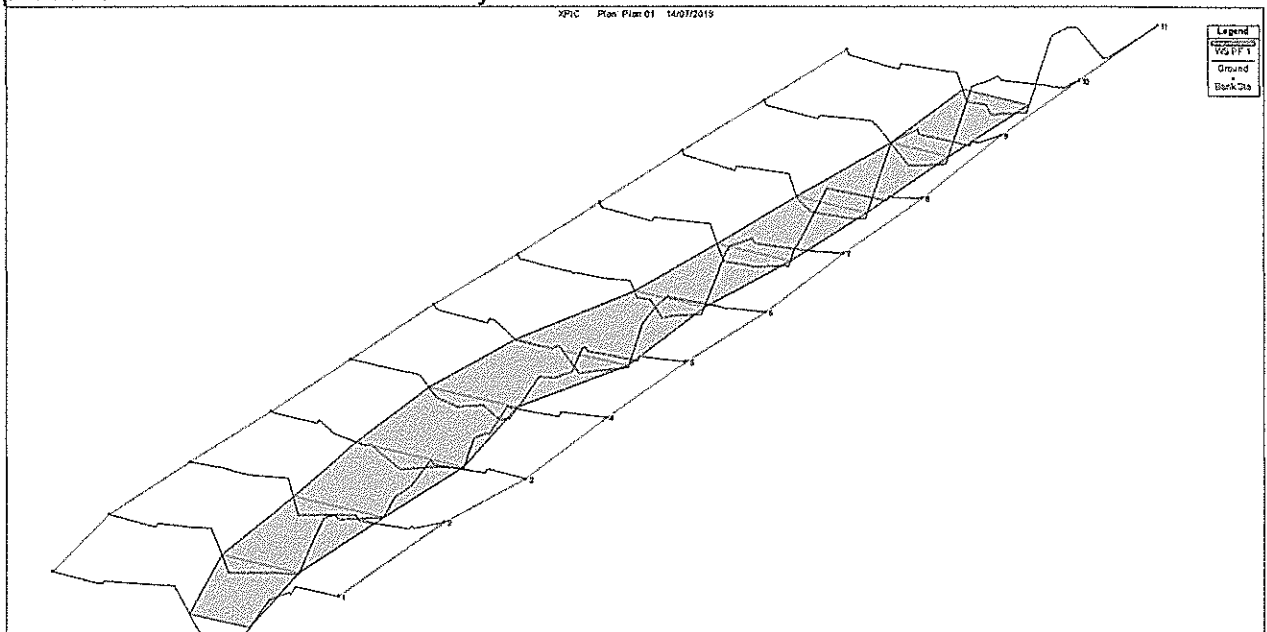


Tabla24. SECCIÓN LAVADERO.

El arroyo El Picacho en el sitio de la descarga de los escurrimientos del proyecto Urbano Monte Xenit, tiene capacidad suficiente para conducir el gasto de diseño de $11.9 \text{ m}^3/\text{s}$ presentándose tirantes de 0.70 m y velocidades de 2.70 m/s



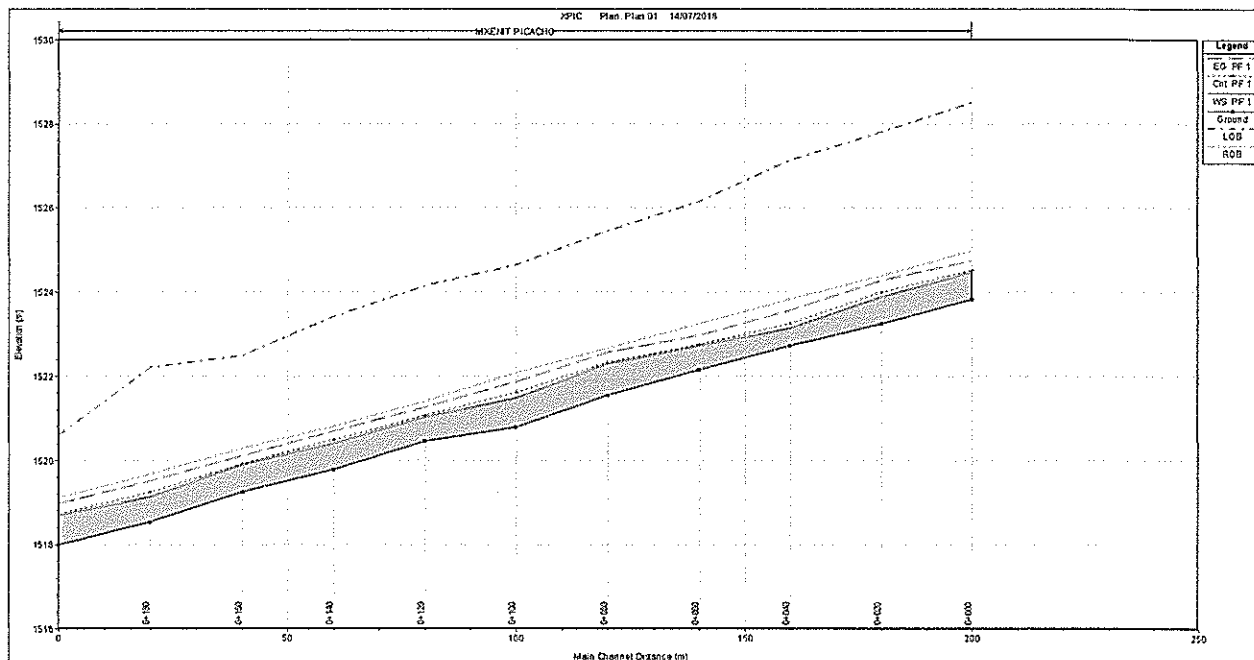
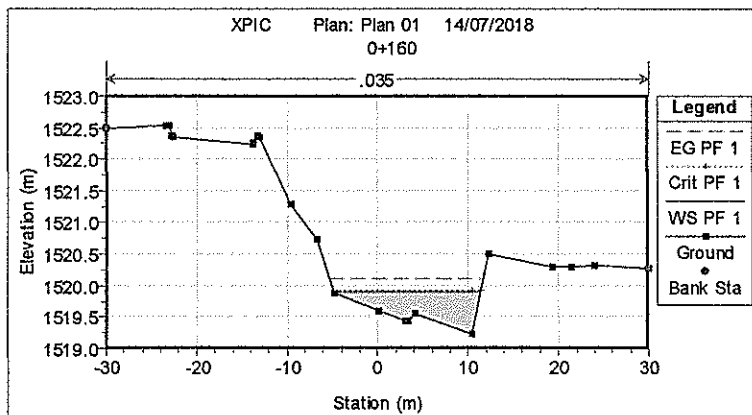
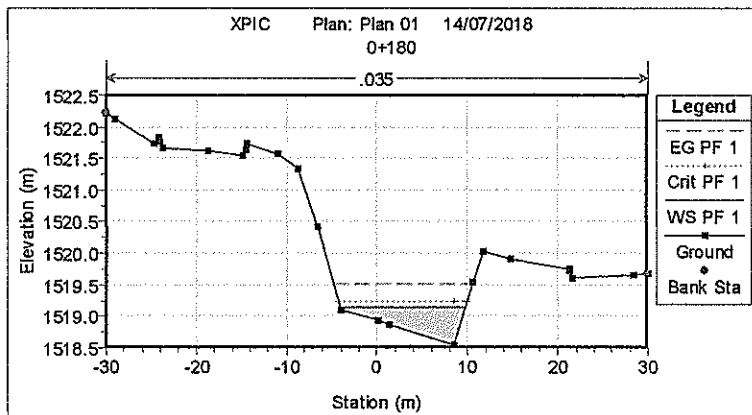
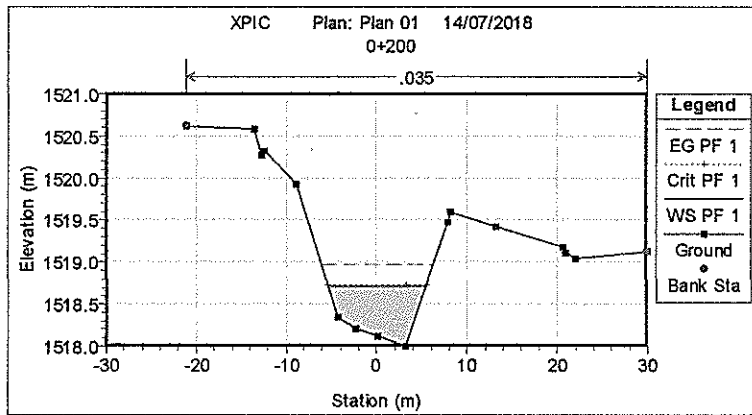
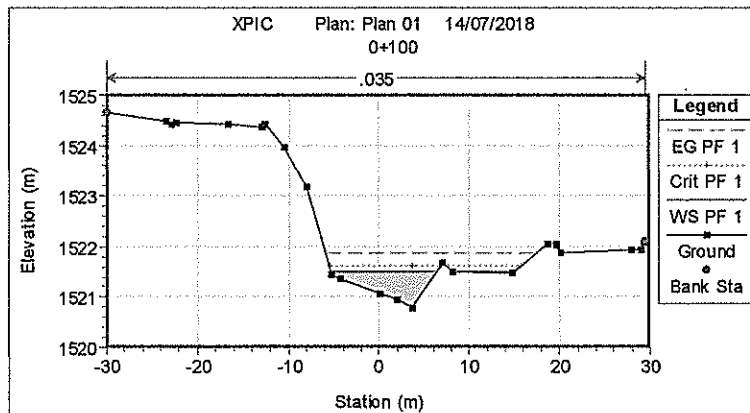
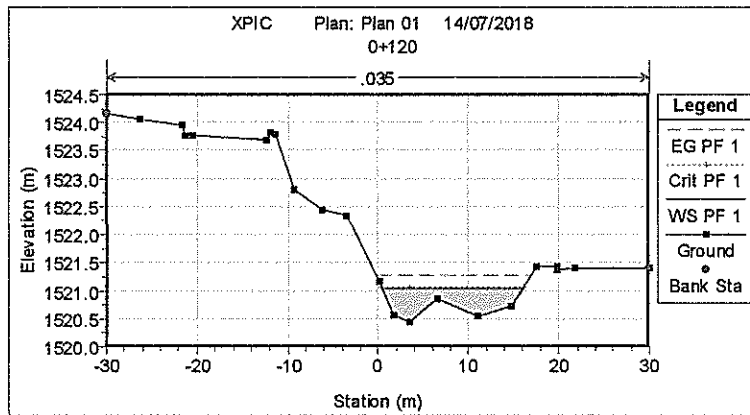
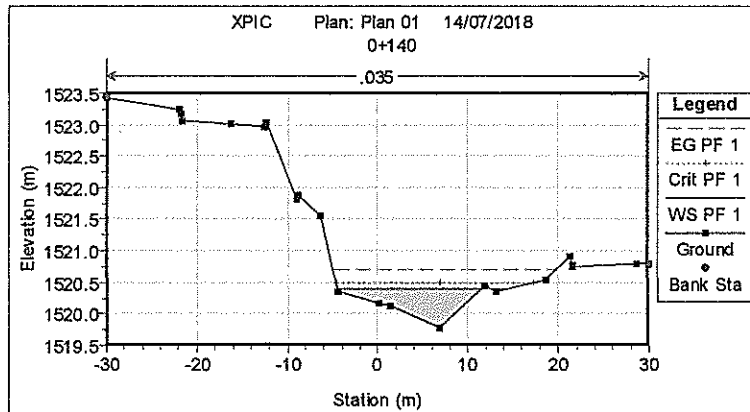


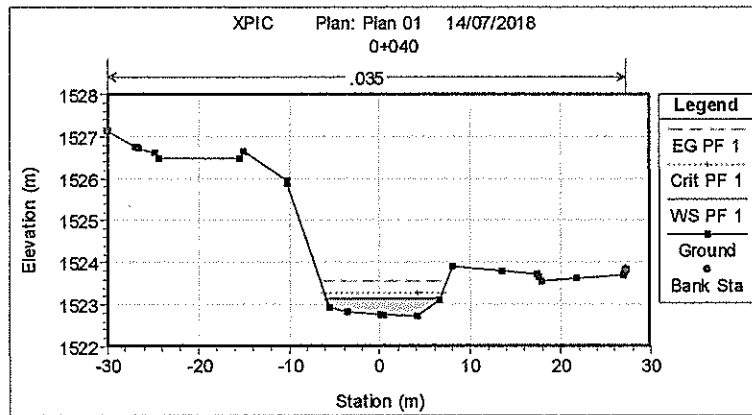
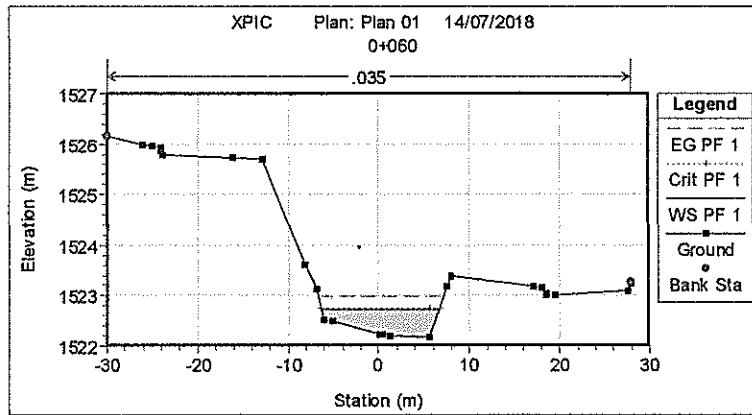
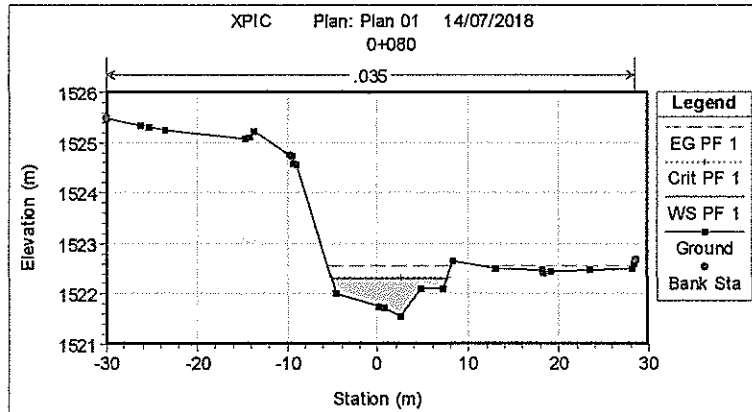
Figura 25. EL ARROYO EL PICACHO EN EL SITIO DE LA DESCARGA DE LOS ESCURRIMIENTOS DEL PROYECTO URBANOMONTE XENIT.

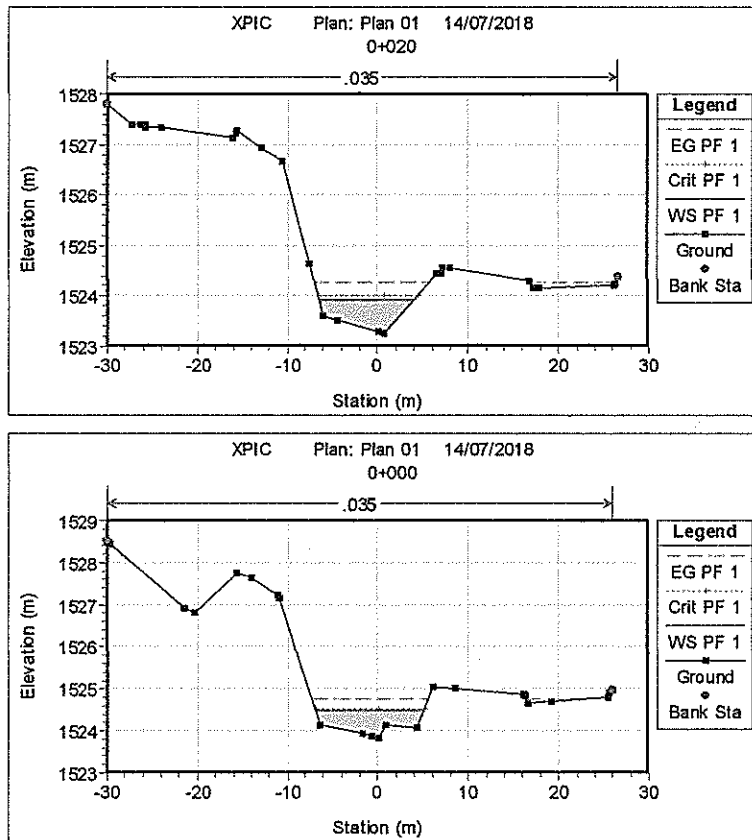
ANÁLISIS HIDRAULICO DEL ARROYO EL PICACHO PARA EL GASTO DE 11.9 M3/S CORRESPONDIENTE AL PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS														
Reach	River Sta	Estacion	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	Max Chl Dpth (m)	Sta W.S. Lft (m)	Sta W.S. Rgt (m)
PICACHO	11	0+000	11.9	1523.82	1524.49	1524.52	1524.75	2.29	5.21	11.97	1.11	0.67	-6.87	5.10
PICACHO	10	0+020	11.9	1523.25	1523.91	1524	1524.28	2.67	4.45	10.40	1.31	0.66	-6.44	3.95
PICACHO	9	0+040	11.9	1522.72	1523.15	1523.27	1523.57	2.88	4.13	12.66	1.61	0.43	-5.98	6.67
PICACHO	8	0+060	11.9	1522.16	1522.74	1522.75	1522.97	2.14	5.57	13.13	1.05	0.58	-6.40	6.74
PICACHO	7	0+080	11.9	1521.55	1522.3	1522.34	1522.57	2.31	5.15	12.65	1.15	0.75	-5.06	7.59
PICACHO	6	0+100	11.9	1520.79	1521.5	1521.62	1521.87	2.69	4.42	18.67	1.76	0.71	-5.32	15.05
PICACHO	5	0+120	11.9	1520.45	1521.04	1521.06	1521.26	2.11	5.65	15.69	1.12	0.59	0.36	16.05
PICACHO	4	0+140	11.9	1519.78	1520.41	1520.49	1520.69	2.36	5.04	18.32	1.44	0.63	-4.53	14.64
PICACHO	3	0+160	11.9	1519.24	1519.9	1519.92	1520.12	2.06	5.76	16.27	1.11	0.66	-4.87	11.40
PICACHO	2	0+180	11.9	1518.54	1519.15	1519.25	1519.52	2.71	4.48	13.91	1.54	0.60	-4.15	9.76
PICACHO	1	0+200	11.9	1518	1518.71	1518.72	1518.97	2.28	5.22	10.82	1.05	0.71	-5.36	5.46

Tabla66. ANÁLISIS HIDRAULICO DEL ARROYO EL PICACHO PARA EL GASTO DE 11.9 m3/s CORRESPONDIENTE AL PERIODO DE RETORNO DE 500 AÑOS.









q |||||

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El proyecto Xenit cuenta con El proyecto Urbano, de rasantes de vialidades, Topográficos, Hidrológicos e Hidráulicos que aseguran el adecuado funcionamiento y comodidad de los residentes, no solo del predio en cuestión sino de la zona estudiada.

De al estudio de drenaje pluvial, se concluye que no se tiene de riesgos contra inundaciones, se considera que los escurrimientos generados pueden ser manejados por las vialidades. Acondicionando las guarniciones a 0.15 m. donde las calles tengan poca pendiente.

A la altura de la descarga del los escurrimientos generados por el proyecto al arroyo El Picacho tiene capacidad suficiente para conducir el gasto del proyecto.

El Arroyo El Picacho a la altura de la descarga tiene capacidad para conducir el gasto máximo de 11.9 m³/s sugerido por la Conagua para encauzar el arroyo aguas arriba.

Se recomienda construir entradas "Lavaderos" revestidas con concreto armado al arroyo El Picacho para evitar erosionar el talud del cauce.

Problemática de riesgo de inundación.

De acuerdo a los tirantes y velocidades presentados en las vialidades y al grado de peligrosidad del flujo de agua en la vialidad no se tiene problemas de riesgo para manejar los escurrimientos pluviales por el acceso y atreves de la vialidad.

"El criterio más utilizado para definir si en una determinada calle está en riesgo o no por la presencia del flujo de agua pluvial para una probabilidad de ocurrencia dada, es el siguiente: el tirante del agua en calle (y) < a la altura de la guarnición (Dawson et al. 2008). La normalización de este indicador se fundamenta en criterio de expertos y observaciones de campo, simplificada por franjas sobre la base de un análisis detallado de daños posibles solamente en el intervalo $y < 1\text{m}$.

$$I_{cot}(y) = \begin{cases} 0 & \text{si } y \leq 10\text{ cm} \\ 2,5y - 25 & \text{si } 10 < y \leq 50\text{ cm} \\ 100 & \text{si } y > 50\text{ cm} \end{cases} \quad (3)$$

El límite superior de la primera función está definida por la altura de la guarnición, luego la siguiente función cubre la franja que va desde 10 cm hasta 50 cm, en este nivel ya la inundación en la calle es total, y el flujo es capaz de afectar patios de fachada y estacionamientos, además en este nivel se comienza a interrumpir el tráfico regular de vehículos y sobre todo de personas como lo menciona Dawson R.J. en su libro Attribution of flood risks in urban areas, 2008. Se asume que de allí en adelante, cualquier lámina de agua superior a 50 cm invade completamente las viviendas y edificaciones con los respectivos daños que esto conlleva.

En el XXIV congreso latinoamericano de hidráulica punta del este en Uruguay, noviembre 2010, se declararon estos criterios de riesgo en zonas urbanas, las cuales se presentan en

la siguiente tabla

Tabla 1.- Criterio de riesgo de calado máximo: referencias a nivel mundial.

Fuente	Referencia	y_{max} (m)	Justificación del criterio	Ámbito de estudio
Manual de Drenaje de la Ciudad de Denver (EEUU)	Wright-Mc Laughlin, 1969	0.45	Altura máxima próxima al límite a partir del cual un vehículo empieza a perder adherencia con el pavimento y flotar en el agua	Urbano
Monografía Colegio de Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos (España)	Tómez, 1992	1.00	Altura máxima para una situación de peligro para individuos en cauces naturales y llanuras de inundación	Rural
Manual de Drenaje del Contado de Clark (EEUU)	CCRFCD, 1999	0.30	Altura máxima para garantizar que la escorrentía no sobrepase el bordillo	Urbano
Criterio de Mendoza (Argentina)	Nania, 1999	0.30	Altura máxima para evitar el ingreso de agua pluvial en viviendas y comercios	Urbano
Consejo para la Agricultura y la Gestión de los Recursos (Australia y Nueva Zelanda)	ARMC, 2000	1.20 – 1.50	Este criterio no se refiere sólo a la estabilidad de los individuos sino también a los daños generales que esta altura de inundación puede provocar.	Urbano
Riesgos hidro-meteorológico (Suiza)	Belleudy, 2004	0.00 - 1.00	Este criterio propone varios calados máximo en función del uso del suelo y se refiere a inundaciones provocadas por desbordamiento de ríos	Urbano / Rural
Picba06: Plan Integral de Alcantarillado de Barcelona 2006	CLABSA, 2006	0.06	Para una lluvia con periodo de retorno de 10 años, tener los dos carriles laterales inundados dejando el resto de la calzada despejado	Urbano

ELABORO:

Ing. Refugio Guaderrama Corona
CED 8595017

Chihuahua, Chih., Enero de 2019

