



INGENIERO JAIME E. CONTRERAS
ALCALDIA MUNICIPAL DE SANTA TECLA



INFORME

RESIDENCIAL MONTESIÓN II

**“CONSULTORÍA PARA ELABORACIÓN DE ESTUDIOS
GEOTÉCNICOS E HIDRÁULICOS PARA INTERVENCIONES Y
CONSTRUCCIÓN DE INFRAESTRUCTURA EN EL MUNICIPIO DE
SANTA TECLA”**

SAN SALVADOR, 12 DE AGOSTO DE 2022

CONTENIDO

1.1.	ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	3
1.1.1.	Pluviometría en la zona de estudio	3
1.1.2.	Delimitación de la cuenca.....	3
1.1.3.	Estimación de caudales.....	4
1.1.4.	Método Racional	5
1.1.5.	Tiempo de concentración.....	5
1.1.6.	Curvas IDF.....	6
1.1.7.	Períodos de retorno y tormentas de diseño	7
1.1.8.	Intensidad de la lluvia de diseño	8
1.1.9.	Distribución de la lluvia en el tiempo.....	8
1.2.	ESTUDIO HIDRÁULICO SITIO 2 - MONTESIÓN	9
1.2.1.	Secciones topográficas de control	9
1.2.2.	Información para la metodología	10
1.2.3.	Calibración del modelo planteado	12
1.2.4.	Resultados Obtenidos	13
1.2.5.	Propuesta de medida de control	17
1.2.5.1.	Propuestas alternativas de control	17

1.1. ESTUDIO HIDROLÓGICO

1.1.1. Pluviometría en la zona de estudio

Los registros de lluvia de la zona pueden obtenerse de dos estaciones hidrometeorológicas con transmisión en tiempo real localizadas en las cercanías de los sitios de interés. La ubicación de dichas estaciones se muestra en la Figura 17.

La estación Santa Tecla tiene coordenadas $13^{\circ} 41' 12''$ N y $89^{\circ} 17' 18''$ W, y se localiza a la elevación 965 msnm. Por su parte la estación Boquerón se encuentra en las coordenadas $13^{\circ} 44' 06''$ N y $89^{\circ} 16' 54''$ W, a 1800 msnm.

Los registros de lluvia acumulada en dichas estaciones pueden obtenerse directamente de la página <http://www.snet.gob.sv/meteorologia/departamento.php?departamentoid=05>, del MARN.

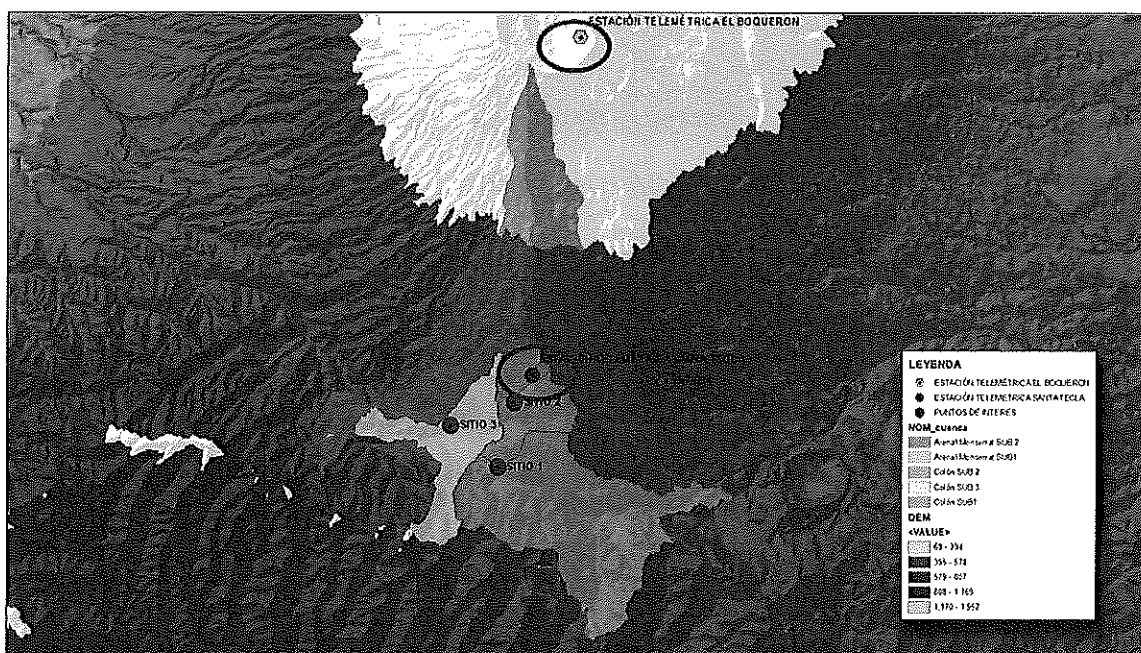


Figura 17 – Ubicación de estaciones hidrometeorológicas con transmisión en tiempo real

1.1.2. Delimitación de la cuenca

Tal como se observa en la precedente figura 17, así como en la figura 5, el drenaje que fluye hacia el Sitio 2 es proveniente de la parte alta de la microcuenca de la quebrada El Piro, que se desplaza en dirección sur. El área de drenaje, es decir, el área topográfica de recogimiento del sitio se presentó en la Figura 8, no obstante, por haber sido modificado el drenaje natural a causa de los procesos de

urbanización, el área de captación del agua lluvia que llega al residencial Montesión se ha definido tal como se muestra en la Figura 18.

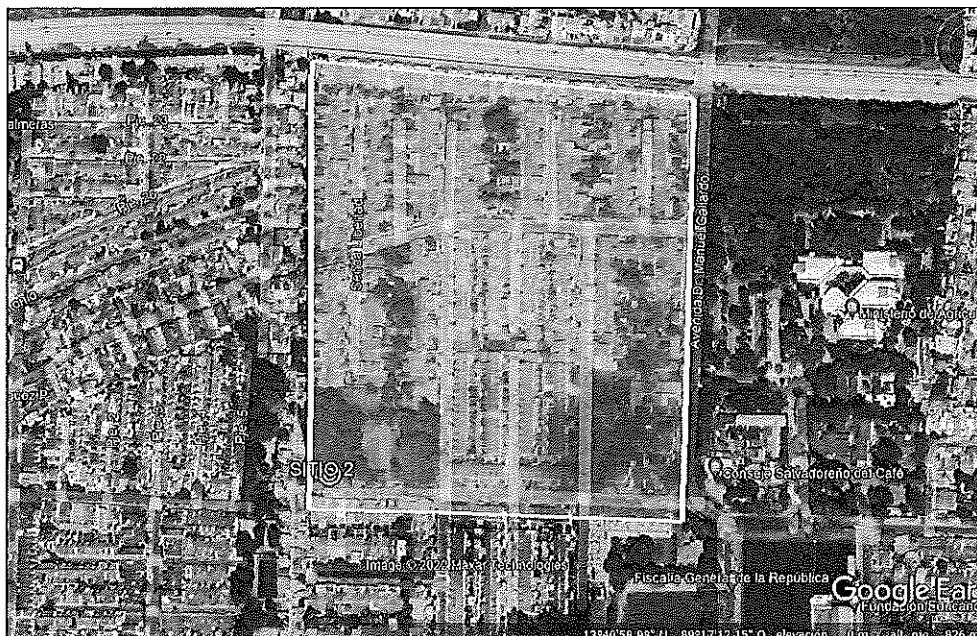


Figura 18 – Área de escurrimiento superficial que llega al Sitio 2

1.1.3. Estimación de caudales

Los modelos lluvia escorrentía son de uso frecuente para predecir y simular los caudales con base en una conceptualización que represente en forma simplificada los procesos físicos en la cuenca: infiltración, evaporación, flujo sub superficial y flujo subterráneo.

Los métodos de lluvia escorrentía con base en hidrogramas sintéticos permiten estimar los caudales máximos para diferentes periodos de retorno utilizando los parámetros de cada sub cuenca en el área de estudio. Los hidrogramas unitarios sintéticos permiten construir el hidrograma de escorrentía superficial de una lluvia de duración y profundidad unitaria para una cuenca sin registros de caudal.

Las componentes principales que definen cada hidrograma son: el tiempo de rezago, el tiempo de concentración, el tiempo base y el tiempo al pico, dichas componentes son estimadas en función de parámetros morfométricos de la cuenca tales como el área, la pendiente promedio, cota máxima, cota mínima, distancia al centroide, etc.

Para el Sitio 2 se tiene un área de drenaje de 122,000 m², dicha área solamente representa el 12.2% de 1 km², por lo que es viable la aplicación del método racional.

1.1.4. Método Racional

El Método Racional es uno de los más utilizados para la estimación del caudal máximo asociado a determinada lluvia de diseño. Se utiliza normalmente en el diseño de obras de drenaje urbano y rural y tiene la ventaja de no requerir de datos hidrométricos para la determinación de dichos caudales y toma en consideración algunas asunciones que resultan ser aplicables a nuestros casos de estudio:

- Supone que la lluvia es uniforme en el tiempo (intensidad constante) lo cual es sólo cierto cuando la duración de la lluvia es muy corta, en este caso se consideran lluvias de 10 minutos.
- Supone que la lluvia es uniforme en toda el área de la cuenca en estudio, lo cual es parcialmente válido si la extensión de ésta es muy pequeña y con alto porcentaje de impermeabilidad, por ello es recomendable que su uso se limite a cuencas con extensiones inferiores a las 200 Ha, que en este caso se ha limitado a 1 km².
- Ignora los efectos de almacenamiento o retención temporal del agua que escurre en la superficie, cauces, conductos y otros elementos (naturales y artificiales), lo que hace que no dependa de datos de infiltración.
- Asume que el período de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son los mismos, lo que sería cierto en áreas impermeables, en donde las condiciones de humedad antecedente del suelo no influyen de forma significativa en la Escorrentía Superficial.

Para el sitio 2, cuya área de drenaje es inferior a las áreas antes mencionadas, se ha analizado lluvias con duración de 5 a 15 minutos y siendo una zona con alto porcentaje de impermeabilización, se justifica la viabilidad del uso de este método para estimar caudales máximos con precisión adecuada.

1.1.5. Tiempo de concentración

Se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida, punto de desagüe o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante, al tiempo que máximo; el punto hidrológicamente más alejado es aquél desde el que el agua de escorrentía emplea más tiempo en llegar a la salida (UPV, 2010).

El tiempo de concentración de la cuenca es muy importante porque en los modelos lluvia-escorrentía, la duración de la lluvia se asume igual al tiempo de concentración de la cuenca, puesto que es para esta duración cuando la totalidad de la cuenca está aportando al proceso de escorrentía, por lo cual se espera que se presenten los caudales máximos.

En general, el tiempo de concentración se calcula por medio de ecuaciones empíricas, entre las cuales se encuentran las siguientes:

1. Ecuación de Kirpich.

$$t_c = 0.0653 L^{0.77} S^{-0.385}$$

En donde:

Tc: Tiempo de concentración en horas (h)

L: Longitud del cauce principal en kilómetros (Km)

S: Pendiente entre las elevaciones máxima y mínima (total) del cauce principal (m/m)

2. Ecuación de Témez.

$$T_c = 0.30 (L/S^{0.25})^{0.76}$$

En donde:

Tc: Tiempo de concentración en horas (h)

L: Longitud del cauce principal en kilómetros (Km)

S: Pendiente total del cauce principal, en porcentaje (%)

3. Ecuación del cuerpo de ingenieros del ejército de los EU.

$$T_c = 0.28(L/S^{0.25})^{0.76}$$

En donde:

Tc: Tiempo de concentración en horas (h)

L: Longitud del cauce principal en kilómetros (Km)

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

La Ecuación de Kirpich es muy probablemente la fórmula más utilizada a nivel mundial para estimar el tiempo de concentración. Fue desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas. Se estimó originalmente para cuencas en Tennessee y en Pennsylvania, Estados Unidos, con áreas de drenaje entre 0.004 y 0.45 km² con pendientes entre 3 % y 12 % y con significativo flujo de canales (Lleclish y Loaiza, 2017).

Posee dos expresiones fundamentales (Azazian, 2018):

$$t_c = 0.605 L(100S)^{-0.2} A^{-0.1} \quad (\text{Kirpich-Tennessee en 1940})$$

$$t_c = 0.0653 L^{0.77} S^{-0.385} \quad (\text{Kirpich- Pennsylvania en 1940}).$$

Para este estudio se hace uso de la ecuación Pennsylvania.

1.1.6. Curvas IDF

La información de las intensidades máximas de lluvia para diferentes duraciones se ha obtenido de la data disponible en la Dirección General de Observatorio de Amenazas y Recursos Naturales del MARN, para la estación Santa Tecla, que cuenta con datos desde la década de los cincuenta del siglo

anterior. A partir de la información de las intensidades máximas, el MARN realizó el análisis probabilístico con tres funciones de distribución, Gumbel, Normal y Log Normal II, y se realizó la prueba de ajuste de Smirnov – Kolmogorov, para determinar cuál de las distribuciones presentaba mejor ajuste, y determinó las intensidades máximas para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50 y 100 años para las diferentes duraciones de la lluvia. La Tabla 3 muestra los valores de los que se obtienen las Curvas IDF de la estación Santa Tecla, las cuales se muestran en la Figura 19.

PERIODO DE RETORNO	DURACIÓN (MINUTOS)											
	5	10	15	20	30	45	60	90	120	180	240	360
2 años	2.61	2.13	1.85	1.65	1.35	1.05	0.81	0.60	0.47	0.32	0.25	0.17
5 años	3.03	2.45	2.16	1.95	1.63	1.28	1.03	0.75	0.58	0.40	0.33	0.23
10 años	3.26	2.62	2.32	2.10	1.77	1.41	1.17	0.85	0.64	0.44	0.37	0.27
15 años	3.37	2.71	2.41	2.18	1.84	1.47	1.24	0.90	0.68	0.47	0.39	0.29
20 años	3.44	2.76	2.46	2.24	1.89	1.51	1.29	0.94	0.71	0.48	0.40	0.30
25 años	3.49	2.80	2.50	2.27	1.92	1.53	1.33	0.96	0.72	0.50	0.41	0.31
50 años	3.65	2.92	2.61	2.38	2.02	1.62	1.45	1.05	0.78	0.54	0.44	0.33
100 años	3.78	3.02	2.71	2.48	2.11	1.69	1.57	1.13	0.84	0.58	0.47	0.35

Tabla 3: Valores de intensidad para diferentes períodos de retorno y duraciones. Estación Santa Tecla. Fuente: SNET del MARN

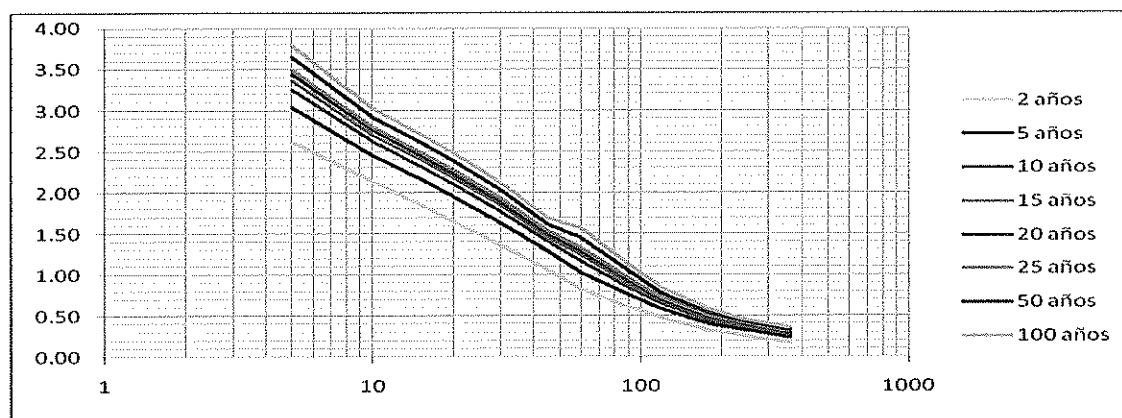


Figura 19 Curvas intensidad, duración y frecuencia (IDF). Estación Santa Tecla. Fuente: SNET del MARN.

1.1.7. Períodos de retorno y tormentas de diseño

El Periodo de Retorno de cualquier evento extremo (lluvias torrenciales, temperaturas extremas, huracanes, etc.), se define como el lapso o número de años que, en promedio, se cree que será igualado o excedido, es decir, es la frecuencia con la que se presenta un evento (Mélce y Reason, 2007). Para el caso de los drenajes de aguas lluvias, por normativa se realizan los cálculos para periodos de retorno de 5 años, sin embargo, para el presente estudio también se realizaron cálculos para 10 y para 25 años.

1.1.8. Intensidad de la lluvia de diseño

Debido a que las inundaciones en la ciudad de Santa Tecla no siempre son provocadas por tormentas de larga duración, sino que sucede que en periodos cortos de lluvia se presentan inundaciones, es necesario analizar las intensidades de las mismas, tomando en cuenta duraciones de 10 y 15 minutos, y en algunos casos, para áreas pequeñas que drenan hacia los tragantes se utilizan 5 minutos de duración, esto con el fin de determinar umbrales de intensidad de lluvia que generan inundación en la ciudad.

Es importante destacar que este análisis toma en cuenta la ocurrencia de lluvias conectivas y rápidas, que producen inundaciones, y no en lluvias de larga duración ocurrida por situación de “temporal”, las cuales también generan inundaciones, pero no por intensidades altas, sino por cantidad de lluvia acumulada.

A partir de datos recopilados por el Servicio Nacional de Estudios Territoriales, correspondientes a intensidades altas en 10 y 20 minutos registradas en la estación PROCAFÉ y a los eventos que han producido algún tipo de inundación en la ciudad de Santa Tecla, haciendo uso de la base de datos de las inundaciones registradas en el país disponible en <http://mapas.snet.gob.sv/hidrologia/select.php>, fue posible realizar el análisis y determinar para los eventos de inundación, tanto las intensidades de lluvia para 5, 10 y 20 minutos, como la cantidad de lluvia total, su duración, y la lluvia antecedente de 1, 6, 12, 24 y 48 horas, teniendo en cuenta las comunidades afectadas en cada evento. El número total de eventos analizados en entre inundaciones e intensidades altas registradas fue de 123 casos.

Con la información recopilada, se pudieron establecer los siguientes umbrales de intensidad de lluvia que generan algún tipo de problema de inundación en las zonas de estudio:

Estación PROCAFE: Umbral de Intensidad de lluvia para: 10 minutos: 10 mm / 20 minutos: 20mm, es decir que el límite teórico para no llegar a una inundación es una intensidad de 1 mm/min.

1.1.9. Distribución de la lluvia en el tiempo

Con base en las curvas IDF presentadas en el numeral anterior, el MARN generó las tormentas de diseño para diferentes duraciones de lluvia, utilizando el método de bloque alterno, pero tomando en cuenta que no se realizó una distribución alterna de la lluvia, sino que se siguió el patrón de distribución temporal encontrado para cada estación. Así, se generaron los valores y gráficas de las tormentas de diseño para la estación Santa Tecla para los periodos de retorno de 2, 5, 10 y 25 años con diferentes duraciones de lluvia.

Es importante destacar, que generalmente las máximas cantidades de lluvia, sin importar la duración total de la lluvia, se presentan entre los 10 a 20 minutos desde que comienza la lluvia.

1.2. ESTUDIO HIDRÁULICO SITIO 2 - MONTESIÓN

1.2.1. Secciones topográficas de control

Se procedió a realizar el levantamiento topográfico en la residencial Montesión II entre las fechas del 25 de junio al 10 de julio. El levantamiento incluyó el parque, y toda la calle el Boquerón (en dirección Este-Oeste) y sus arterias perpendiculares, tal como se mostró anteriormente en la Figura 16. La calle Boquerón colinda al Oeste con la comunidad el Progreso (separado por un muro) donde el sistema colector externo está oculto y no pudo ser revisado.

Con la información del levantamiento se han podido verificar pendientes y direcciones del drenaje de la escorrentía superficial, y en adición se recolectó información de las cajas tragantes y de los pozos de aguas lluvia para analizar el drenaje de los colectores y sus rumbos, con lo cual se procedió modelar la zona de estudio.

En el numeral 1.5 se presentó la información topográfica para el modelo digital. De la información topográfica se observa que al interior del residencial la escorrentía drena hacia la zona de menor elevación en la calle Boquerón (sector suroeste) y que los caudales son desalojados por medio de cajas tragante y su colector principal que funciona separado. En caso de colapso de las alcantarillas y de las tuberías, todo el flujo excedente se desaloja hacia dicho sector, el cual es el que mayor impacto recibe, ya que los flujos van en descenso buscando la salida hacia el final de la calle El Boquerón, donde se encuentra un tapial que obliga a las aguas a introducirse en los colectores, y en caso de lluvias intensas y/o taponamiento de tuberías se queda en la planicie final de la calle que funciona como reservorio.

En la Figura 20 se muestra el perfil de la calle El Boquerón y el perfil de la tubería colectora. En dicha figura, la línea superior (color negro) representa el perfil de la calle medida con los niveles de tapadera (NT) a nivel de la rasante, mientras que la inferior (color rojo) corresponde al nivel de fondo (NF) de los pozos de la colectora.

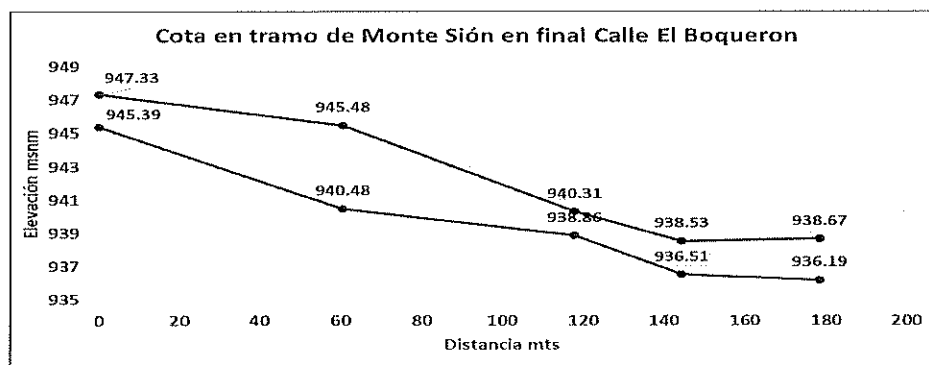


Figura 20 Perfil de Calle El Boquerón en zona de estudio.

Fuente: elaboración propia sobre la base del levantamiento topográfico y secciones de control

1.2.2. Información para la metodología

Para el análisis correspondiente se determinó el área de drenaje de dichas intersecciones, los cuales se presentan en la figura 21 y los cálculos en el numeral 1.7.4.



Figura 21 - Ubicación del área de estudio y su delimitación.

Fuente: Elaboración propia con apoyo de Google Earth.

La metodología de cálculo requirió de la siguiente información:

- a) Área de drenaje con punto de llegada hacia las intersecciones de las calles donde los colectores reciben las aguas. Dichas áreas en metros cuadrados son de 40,000 m² para el sector sureste de la colonia, el cual lo drena hacia el colector de la calle El Boquerón; 70,000 m² para la parte alta de la colonia, sector norte que drena dividido, una parte de 48,000 m² para la 4 avenida norte y 22,000 m² rumbo oeste cruzando al sur para unirse al drenaje del parque, y este último posee un área de 10,000 m² que se le adhieren las colindantes del perímetro de calles, y aceras con 2,000 m², todas en metros cuadrados. En total se tienen 122,000 m² que se deben evacuar.

- b) Coeficientes de escorrentía para diferentes periodos de retorno, de 5, 10 y 25 años, para lo cual se consideró que la residencial dispone de pozos de absorción y sistemas de retardo que hacen que la escorrentía sea menor, siendo estos ponderados en 0.60, 0.63 y 0.67 para la zona de la colonia; para el parque los coeficientes son menores, ponderándose en 0.40, 0.43 y 0.45, respectivamente. Dichos coeficientes de escorrentía son los recomendados para ser usados en el método racional (Chow, Maidment, & Mays, 1994) e incorporados al “MANUAL DE CONSIDERACIONES TÉCNICAS HIDROLÓGICAS E HIDRÁULICAS PARA LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN CENTROAMÉRICA”, el cual es implementado por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) de El Salvador.
- c) Los valores de tiempo de concentración del área de drenaje obtenido con la fórmula de Kirpich y cuyos valores rondan entre 5 y 15 minutos, se presentan luego en los resultados.
- d) La intensidad de la lluvia para períodos de retorno de 5, 10 y 25 años y para duraciones de 5, 10 y 15 minutos, tomando como base la información del Servicio Nacional de Estudios Territoriales del Servicio Hidrológico Nacional establecidos en el documento “UMBRALES DE INTENSIDAD DE LLUVIA PARA LA GENERACION DE UN SISTEMA DE ALERTA TEMPRANA CONTRA INUNDACIONES EN EL AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR”, del MARN, se presentan posteriormente en los resultados.
- e) Aplicación de la metodología con el método racional, por ser área de drenaje menor a 1 km².
- f) No se consideró tasa de infiltración ya que al existir humedad antecedente el proceso de filtrado resulto lento y dado que el tiempo de concentración es entre 5 y 15 minutos este da un tiempo del hidrograma de 34 minutos, lo que evidencia que la tasa de filtrado no contribuye a la disminución del caudal pico. El tipo de suelo de la zona no supera la tasa de infiltración de 10 mm/hora, que corresponde a 0.16 mm/min, el cual tiende a la baja al existir humedad por lluvias precedentes.
- g) Adicionalmente se generó el hidrograma para comparar la escorrentía y determinar el volumen del evento, el resultado es el que se presenta en la Figura 22 que corresponde al Hidrograma sintético SCS.

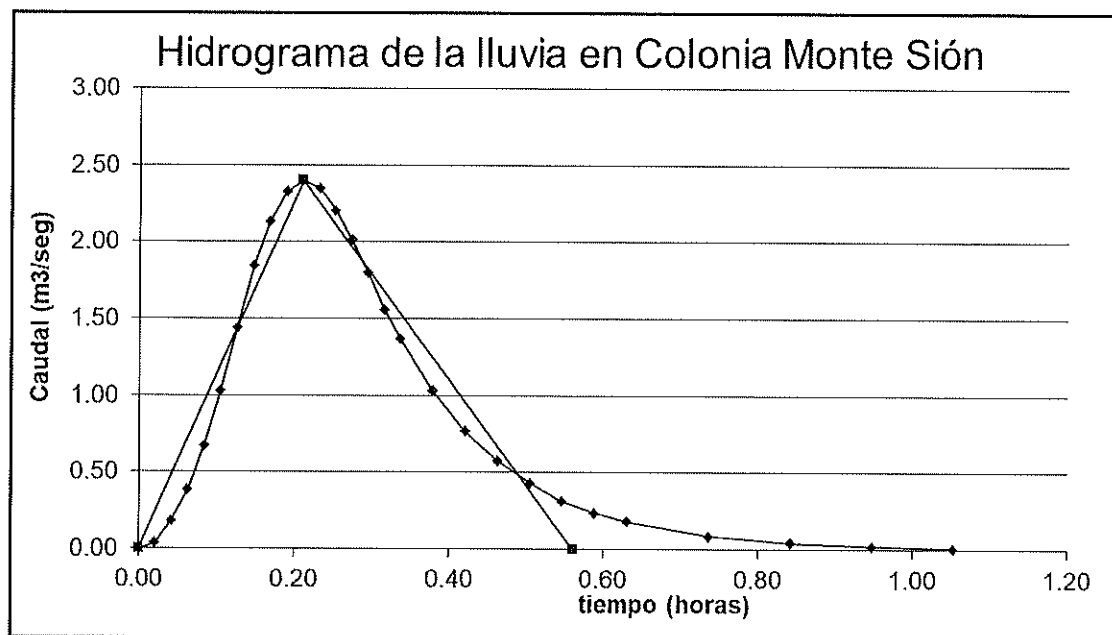


Figura 22 – Hidrograma triangular para la salida de los caudales en Montesión II.

Con el tiempo de duración del Hidrograma se observa que la zona de drenaje es de respuesta rápida y las obras que se implementen retendrán una parte del volumen escurrido, siendo necesario una mayor capacidad hidráulica para el desalojo de las aguas, de ahí en la necesidad de contar con un colector adicional.

1.2.3. Calibración del modelo planteado

Los cálculos se efectuaron aplicando el método racional descrito con anterioridad y el resultado de los flujos son los que se presenta en el numeral 1.7.4. Para la aplicación del método racional se utilizaron los registros de las curvas de intensidad duración frecuencia de la estación Santa Tecla, los cuales presentan el umbral de intensidades con diferentes tiempos de duración de lluvia y para diferentes periodos de retorno.

El procedimiento para la calibración del modelo de cálculo fue el siguiente:

- 1) En la cuenca seleccionada en las intersecciones y/o captaciones se hace un análisis probabilístico de caudales máximos para periodos de retorno de 5, 10 y 25 años.
- 2) Se estima el tiempo de concentración (T_c) de cada cuenca, usando fórmulas empíricas (Kirpich).
- 3) Para cada área de drenaje se estiman sus valores correspondientes de la intensidad de lluvia de diseño, con base en la información disponible.
- 4) Teniendo como dato el área de drenaje y los resultados anteriores, se aplica la ecuación del método para obtener los valores identificados de C en cada sector. En este factor se consideró

que la zona de estudio ya cuenta con un sistema recolector que retarda el pico del caudal máximo de la lluvia y cuando pasa la tormenta los pozos de absorción quedan infiltrando las aguas almacenadas. Este proceso es lento, pero contribuye a alimentar de agua el subsuelo.

- 5) Se seleccionó el valor base de C para relacionarlo con las características físicas y climáticas de las cuencas.

1.2.4. Resultados Obtenidos

El primer paso del análisis de la modelación consistió en analizar el comportamiento de las cajas tragantes, y con esto proceder a la revisión hidráulica para evaluar la capacidad de ese sistema. Se realizaron los cálculos aplicando el método de Manning generando los caudales máximos que la alcantarilla permite transportar a tubo lleno como condición crítica. Los resultados se presentan en las tablas de este apartado.

Las capacidades hidráulicas de los tragantes se presentan en las Tablas de la 10 a la 12, mientras que la capacidad hidráulica de la Alcantarilla principal se presenta en la Tabla 13. Se observa que el desalojo de las aguas con las cajas tragantes es adecuado con los diámetros existentes, sin embargo, si llegasen a existir obstrucciones en el sistema de drenaje de las aguas lluvias se generaría el taponamiento de uno o más tragantes, y en este caso, éstos drenarían sus aguas en excedente por sobre la calle El Boquerón, fluyendo en dirección Oeste por las condiciones topográficas.

Tabla 10 - Resultados para las cajas tragantes de la 4ª avenida norte y noreste del parque.
Periodo de retorno de 5 años.

4 ave norte y Noreste de Parque		Metodología Manning								Metodología Racional				
Tragantes CALL	NT, NF, NLL msnm	Altura H m	Longitud L m	Colector D plg	Colector D metros	Pendiente S m/m	Manning n	Q Manning m ³ /s	V Manning m/s	Area m ²	Escorrentía C	Tc min	IPR 5 años mm/min	Q Max m ³ /s
1 N-E	943.8 942.55 942.12	1.25	4.3	15	0.381	0.1000	0.013	0.5784	5.07	5000	0.60	5.20	2.16	0.1080
2 N-O	943.84 941.8 941.45	2.04	6.2	15	0.381	0.0565	0.013	0.4346	3.81	5000	0.60	5.20	3.03	0.1515

Se observa la existencia de dos tragantes con tuberías de 15 pulgadas cuyos caudales son desalojados con normalidad, por lo que en lo que a tragantes respecta hay capacidad hidráulica en la 4a av. Norte.

Tabla 11 - Resultados para las cajas tragantes de la calle Boquerón y 4ª avenida norte, esquina opuesta al parque. Periodo de retorno de 5 años.

Esquina C Boqueron y 4 ave norte:		Metodología Manning								Metodología Racional				
Tragantes CALL	NT, NF, NLL msnm	Altura H m	Longitud L m	Colector D plg	Colector D metros	Pendiente S m/m	Manning n	Q Manning m ³ /s	V Manning m/s	Area m ²	Escorrentía C	Tc min	IPR 5 años mm/min	Q Max m ³ /s
1 N-E	945.32 944.05 944.01	1.27	1.3	15	0.381	0.0308	0.013	0.3208	2.81	5000	0.50	3.98	2.16	0.0900
2 S-E	945.58 944.39 943.19	1.19	14	15	0.381	0.0857	0.013	0.5355	4.70	3000	0.50	3.98	3.03	0.0758

Se observa que los tragantes desalojan con normalidad las aguas a excepción de aquellos eventos extremos que excedan el período de retorno de 5 años o en algunos casos que se den problemas en algún tragante por obstrucciones, situaciones que podrían ocasionar colapso de las tuberías y las aguas fluirían al nivel de la calle el Boquerón con rumbo oeste.

En el caso del tramo final de la Calle El Boquerón existen dos tragantes aguas arriba de la canaleta con rejilla, al norte de 18 pulgadas y al sur de 15 pulgadas. Ambos tienen capacidad hidráulica, pero cuando se dan los atascos de la colectora terminan trabajando a presión y les es imposible desalojar las aguas lluvias.

Un tercer tragante se ubica en el sector sur, aguas abajo de la canaleta, este tragante tiene conexiones con dos pozos de absorción, al norte y al oeste, termina funcionando como retardador donde el agua circula con flujo reversible y que termina siendo desalojada con un tiempo de retardo. Este esquema tiene un funcionamiento un poco complicado en la práctica.

Tabla 12 - Resultados para las cajas tragantes del final de la calle El Boquerón.
Período de retorno de 5 años.

C Boqueron frente parque sur		Metodología Manning								Metodología Racional				
Tragantes	NT, NF, NLL msnm	Altura H m	Longitud L m	Colector D plg	Colector D metros	Pendiente S m/m	Manning n	Q Manning m3/s	V Manning m/s	Area m2	Escoorrentia C	Tc min	IPR 5 años mm/min	Q Max m3/s
1 N	938.37 937.30 937.28	1.07	2	18	0.4572	0.0100	0.013	0.2974	1.81	8000	0.50	3.05	2.16	0.1440
2 S-E	938.41 937.09 936.93	1.32	4	15	0.381	0.0400	0.013	0.3658	3.21	3000	0.50	3.05	3.03	0.0758
Rejilla	938.38 937.86	0.52	9	Canal		Drena al norte	0.013	Obstruida		Debería incorporar los excedentes que drenan de la calle y rebases, sin embargo no aporta a la captación. La salida obstruida y trabaja a presión. Drena al norte buscando pozos de absorción.				
2 S-O	938.35 937.31 937.21	1.04	15.8	15	0.381	0.0063	0.013	0.1455	1.28	3000	0.50	3.05	3.03	0.0758

En adición a lo anterior, se detectó la existencia de una rejilla, la cual esta obstruida, presenta un canal con drenes complicados, se observa que escurre hacia el lateral norte y con un funcionamiento hidráulico de poco aporte ya que colapsa en forma rápida y llega momentos en que la presión del agua hace que se forme salto hidráulico en su sector intermedio. Cuando los flujos son bajos funciona como retardador ya que permite que el agua se desplace al norte, luego al oeste y después retorna al sur, lo cual hace que el agua se mueva en diferentes direcciones y retarda la salida.

Se detectó la existencia de 2 colectoras principales, una de 24 pulgadas (la más importante) que drena al centro de la calle; y otra de 18 pulgadas con conexiones diversas a pozos de absorción y en su tramo final llega al pozo ubicado en la acera sur, al final de la calle El Boquerón, el cual tiene un rebalse a 18 pulgadas en una salida intermedia rumbo sur. Una tercera colectora que viene del parque se une a la colectora de 24 pulgadas y en ese tramo final se distorsionan en diferentes conexiones y queda absorbida por las dos colectoras principales.

Las colectoras están intervenidas con cambios de diámetros, giros, conexiones y retornos varios, lo que en algunos casos dificulta comprender con exactitud los movimientos del flujo, el cual muy

probablemente opera de esa forma con la idea de intentar infiltrar el agua lluvia rumbo hacia los pozos de absorción, pero en la práctica es evidente que la capacidad de filtro es muy pequeña o casi nula con respecto a la intensidad de la lluvia, y es por esa razón que el flujo tiende a retornar en reversa hacia los pozos o hacia los tragantes, y ahí es donde se da el colapso del sistema. Las colectoras son pequeñas para la cantidad de escorrentía.

Al final del sistema se identifican 3 salidas, una a 21 pulgadas (un poco deformada, parecería que es de 22 pulgadas), la cual proviene del tramo de 24 pulgadas y a la que se le disminuyó el diámetro (lo cual genera efecto embudo, contraproducente para el adecuado drenaje. Una segunda salida de 18 pulgadas de un rebalse del pozo de la acera sur, frente al parque. La tercera salida es hacia los pozos de absorción, cuyo aporte es prácticamente inexistente al momento de evacuar una crecida con humedad antecedente, y más complicado cuando es lluvia de corta duración. De ahí la necesidad del sistema de trabajar en reversa donde el agua prácticamente recircula hasta que el sistema colapsa.

La contribución de los pozos de absorción consiste en almacenar agua y posterior a la tormenta esta sigue filtrando en beneficio de alimentar el acuífero, pero no es un sistema para detener las inundaciones con los niveles de los caudales máximos que escurren en el sector. Los pozos observados presentan profundidades de 5 a 6 metros, profundidad que no es la ideal para asegurar infiltración, y que en conjunto podrían almacenar unos 60 metros cúbicos.

En la Tabla 13 se presentan los resultados de los diferentes tramos de colectoras, donde se observa que hidráulicamente no existe suficiente capacidad para evacuar las aguas lluvias que recibe el residencial. Dicha tabla contiene las comparaciones entre el método hidrológico racional y el cálculo hidráulico de Manning, para 5, 10 y 25 años de periodo de retorno.

Para la colectora de la 4 avenida norte, previo a su llegada al parque, es decir, en la zona norte de la misma, se observa que el diámetro de 18 pulgadas no es adecuado para evitar colapso de la tubería principal y se necesita una tubería de al menos 24", sin embargo, en caso de lluvias intensas la escorrentía tiene la opción de drenar por sobre la calle sin superar la cuneta y en caso extremo se incorpora al parque donde ya funciona el sistema de retardo.

La colectora que desde la 4ª avenida norte se incorpora al parque trabaja al límite y en su recorrido recibe aguas del sector noroeste de la residencial a través de una tubería de 18", lo que hace que colapse en el tramo final de 18". En general, se observa que el sistema de desalojo de las aguas lluvias termina colapsando, y las descargas finales de 24" y 18" trabajando conjuntamente son insuficientes.

Tabla 13 - Resultados para las colectoras detectadas, periodo de retorno de 5, 10 y 25 años.

Cálculos 4 ave norte		Metodología Manning								Metodología Racional				
Pozos	NT, NF, NLL msnm	Altura H m	Longitud L m	Colector D plg	Colector D metros	Pendiente S m/m	Manning n	Q Manning m ³ /s	V Manning m/s	Area m ²	Escoorrentía C	Tc min	IPR 5 años mm/min	Q Max m ³ /s
P ALL 4 av no	944.16 942.13 941.5	2.03	72.3	24	0.6096	0.0087	0.013	0.5979	2.05	32000	0.60	13.75	2.16	0.6912
Tramo 1 - 4ta ave	943.9 941.05 940.48	2.85	84	18	0.4572	0.0068	0.013	0.2450	1.49	20000	0.60	13.75	2.16	0.4320
Cálculos 4 ave norte a Parque		Metodología Manning								Metodología Racional				
Pozos	NT, NF, NLL msnm	Altura H m	Longitud L m	Colector D plg	Colector D metros	Pendiente S m/m	Manning n	Q Manning m ³ /s	V Manning m/s	Area m ²	Escoorrentía C	Tc min	IPR 5 años mm/min	Q Max m ³ /s
P ALL Parque	943.9 941.05 941	2.85	8.8	18	0.4572	0.0057	0.013	0.2242	1.37	20000	0.50	13.75	2.16	0.3600
Tramo 1 - Parque	944.14 941.00 938.83	3.14	76	21	0.5334	0.0286	0.01	0.9856	4.41	20000	0.50	13.75	2.16	0.3600
Tramo 2 - Parque	940.22 938.83 936.87	1.39	61.4	18	0.4572	0.0319	0.013	0.5314	3.24	42000	0.50	13.75	2.16	0.7560
Cálculos C Boqueron		Metodología Manning								Metodología Racional				
Pozos	NT, NF, NLL msnm	Altura H m	Longitud L m	Colector D plg	Colector D metros	Pendiente S m/m	Manning n	Q Manning m ³ /s	V Manning m/s	Area m ²	Escoorrentía C	Tc min	IPR 5 años mm/min	Q Max m ³ /s
P ALL C Boqueron	947.33 945.39 943.59	1.94	60.5	18	0.4572	0.0298	0.013	0.5130	3.12	30000	0.60	10.53	2.16	0.6480
Tramo 1 - Boqueron	945.48 940.48 938.86	5	57.4	18	0.4572	0.0282	0.013	0.4997	3.04	40000	0.50	12.11	2.16	0.7200
Tramo 2 - Boqueron con salidas para absorción	940.31 938.86 936.73	1.45	26.5	18	0.4572	0.0804	0.013	0.8433	5.14	110000	0.50	11.67	2.16	1.9800
Tramo 3 - Boqueron y salidas absorción desordenadas	938.53 936.51 936.19	2.02	34	24	0.6096	0.0094	0.013	0.6214	2.13	122000	0.50	11.67	2.16	2.1960
Tramo 4 - Boqueron														

En la tabla 14 se presentan los resultados conjuntos de las salidas del residencial. Dicha tabla contiene las comparaciones entre el método hidrológico racional y el cálculo hidráulico de Manning, para 5, 10 y 25 años de periodo de retorno.

En todos los casos se observa que la capacidad de la tubería que proviene del método de Manning es insuficiente para desalojar el caudal del método racional, siendo deficitario, es decir se tienen excedentes de caudales de 1.23, 1.39 y 1.57 m³/s, todos para retornos de 5, 10 y 25, respectivamente.

Considerando el tiempo de concentración de entre 10 y 15 minutos, se procedió a calcular los volúmenes escurridos para una tormenta que dura 10 minutos, y el resultado para los periodos de retorno de 5, 10 y 25 años son de 736, 833 y 943 m³, respectivamente, lo cual deja en evidencia la magnitud del problema de inundación al ser una planicie la zona final del tramo, requiriendo el sistema actual de varias horas para la evacuación de las aguas una vez termina la tormenta.

Tabla 14 Resultados para las descargas finales detectadas, periodo de retorno de 5, 10 y 25 años.

Cálculos Totales PR 5 años		Metodología Manning								Metodología Racional				
Pozos P.A.L.L.	NT, NF, NLL msnm	Altura H.m	Longitud L.m	Colector D.pulg	Colector D.metros	Pendiente S.m/m	Manning n	Q Manning m ³ /s	V Manning m/s	Area m ²	Escurrimiento C	Tc min	IPR 5 años mm/min	Q Max m ³ /s
Salida Boqueron	938.67 935.19 Oculta	2.48	Oculto	21	0.5334	0.010	0.01	0.5833	2.61	61000	0.50	13.87	2.16	1.0980
Salida Boqueron Sur en revalse de absorción	938.83 934.08 Oculta	4.75	Oculto	18	0.4572	0.010	0.01	0.3867	2.36	61000	0.50	13.87	2.16	1.0980
Cálculos Totales PR 10 años		Metodología Manning								Metodología Racional				
Pozos P.A.L.L.	NT, NF, NLL msnm	Altura H.m	Longitud L.m	Colector D.pulg	Colector D.metros	Pendiente S.m/m	Manning n	Q Manning m ³ /s	V Manning m/s	Area m ²	Escurrimiento C	Tc min	IPR 10 años mm/min	Q Max m ³ /s
Salida Boqueron	938.53 936.51 Oculta	2.02	Oculto	21	0.5334	0.010	0.01	0.5833	2.61	61000	0.50	13.87	2.32	1.1793
Salida Boqueron Sur en revalse de absorción	938.83 934.08 Oculta	4.75	Oculto	18	0.4572	0.010	0.01	0.3867	2.36	61000	0.50	13.87	2.32	1.1793
Cálculos Totales PR 25 años		Metodología Manning								Metodología Racional				
Pozos P.A.L.L.	NT, NF, NLL msnm	Altura H.m	Longitud L.m	Colector D.pulg	Colector D.metros	Pendiente S.m/m	Manning n	Q Manning m ³ /s	V Manning m/s	Area m ²	Escurrimiento C	Tc min	IPR 25 años mm/min	Q Max m ³ /s
Salida Boqueron	938.53 936.51 Oculta	2.02	Oculto	21	0.5334	0.010	0.01	0.5833	2.61	61000	0.50	13.87	2.50	1.2708
Salida Boqueron Sur en revalse de absorción	938.83 934.08 Oculta	4.75	Oculto	18	0.4572	0.010	0.01	0.3867	2.36	61000	0.50	13.87	2.50	1.2708

1.2.5. Propuesta de medida de control

1.2.5.1. Propuestas alternativas de control

Dada la dificultad que puede representar la instalación de un colector adicional por el efecto que se podría generar en la comunidad vecina (de la cual se desconocen las características de los colectores ya que no fue posible tener acceso a la zona), es necesario considerar medidas alternativas.

En este sentido, se considera viable hacer uso de un espacio para almacenar y retardar el desalojo de las aguas lluvias para una parte del volumen obtenido para el período retorno de 5 años, lo que implica que debería tener como mínimo una capacidad para almacenar 2,398 metros cúbicos, los que se calculan a partir del área bajo la curva del hidrograma presentado en la Figura 23.

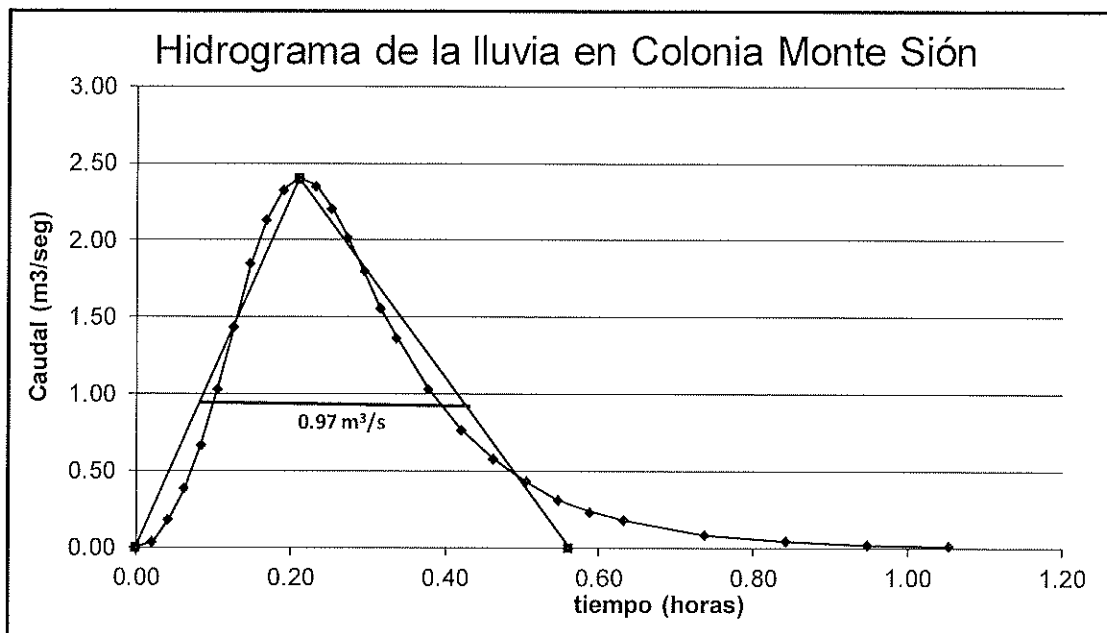


Figura 23 – Hidrograma triangular modificado para la salida de los caudales en Montesión II.

En la misma Figura 23 se muestra en rojo el máximo caudal que el actual sistema de drenaje logra evacuar, que son $0.97 \text{ m}^3/\text{s}$ haciendo uso de las salidas de 21" y 18" mostradas en la Tabla 14, lo que representa una liberación de un volumen de 1,567 metros cúbicos.

Cuando el sistema de salidas llega al límite se activan los sistemas de retardo existentes, de forma que las tuberías de los alrededores, los tragantes, los pozos, los espacios del parque y la pila de laminación existente logran retener en total 374 metros cúbicos adicionales, la mayor parte de los cuales los retiene la pila de laminación, siendo el elemento de retención más importante de la zona.

Como consecuencia, de los 2398 m^3 del hidrograma para un periodo de retorno de 5 años, se evacuan 1567 m^3 mediante las salidas actuales y se almacenan 374 en las retenciones existentes, quedando un volumen de riesgo de 457 m^3 que no se logran detener y que tampoco pueden ser evacuados, por lo que son los que generan la inundación.

Ante esta situación, la propuesta de solución al problema de las inundaciones requiere dos acciones, que deben realizarse en la parte baja del área de trabajo, justo en las cercanías de las colectoras de salida ya que sólo así se puede laminar el caudal que está por encima de los $0.97 \text{ m}^3/\text{s}$ que genera los 457 m^3 excedentes, y de esta manera retardar el hidrograma y disminuir el pico de este. Las acciones recomendadas son:

- a) Ampliar el estanque de laminación existente, el cual tiene capacidad para retener y laminar unos 120 m^3 , siendo conveniente incrementarlo hasta un mínimo de 300 m^3 , es decir 180 m^3

adicionales, para lo cual se deberán ampliar sus dimensiones que actualmente son de 40 m de largo por 5 m de ancho, a un total de 10 m de ancho y mantener la longitud de 40 m, e incluir siempre una rampa vertedero, para asegurar el encauzamiento de la escorrentía hacia la parte más profunda del estanque de amortiguación permitiendo el almacenamiento y la posterior evacuación del agua retenida.

LAGUNA DE LAMINACIÓN:

La laguna de laminación ofrece un volumen de resguardo que se puede proyectar para almacenar en la parte inicial de la lluvia escurrida y que incluso podría absorberla completamente si el volumen total de la lluvia es inferior al resguardo. Adicionalmente, este tipo de reservorios se pueden proyectar para controlar los caudales pico, limitar inundaciones aguas abajo de zonas de riesgo y proporcionar cierta protección al medio donde se vierte la escorrentía. Por tanto, se pretende que la escorrentía máxima sea temporalmente amortiguada por acumulación en el estanque de laminación, desde donde se irá liberando un caudal más bajo que el caudal de entrada, laminando así el flujo. No se reduce totalmente el volumen de escorrentía, pero es un sistema muy funcional para controlar temporalmente la escorrentía de eventos extremos. En Montesión II es viable ampliar el volumen de almacenamiento de la laguna de laminación según expuesto en el numeral 1.7.5, y tal como se muestra en la figura 26.

Lo que se pretende es que las aguas lluvias se canalicen desde el área de drenaje del parque rumbo al estanque de laminación a través de un sistema de tuberías de la red existente, así el volumen de agua será almacenado durante un tiempo corto y el caudal saldrá laminado por el punto de control.

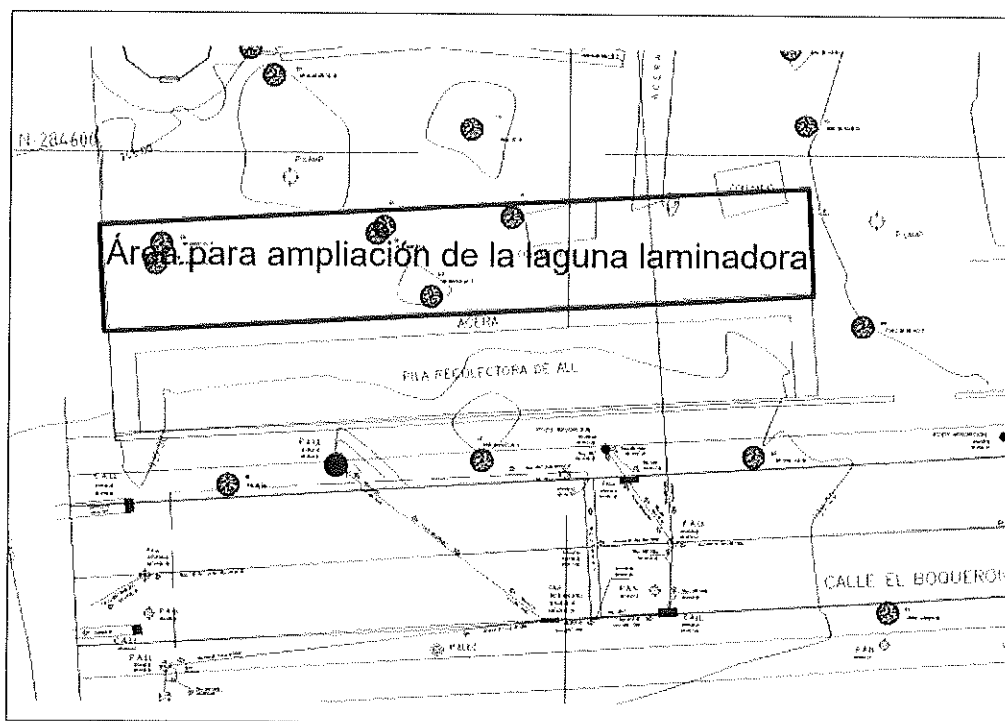


Figura 26 - Área para ampliación de la laguna de laminación existente.

Se debe tener en cuenta que, para el sistema de laminación, en caso que la municipalidad deba requerir autorización del MARN, el periodo de retorno a utilizar tendría que ser 25 años según previsto en la “Guía de Estudios Hidrológicos e Hidráulicos”, pero que en las condiciones actuales es adecuada, por tratarse de una obra pequeña que pretende minimizar el impacto de las inundaciones.

En el numeral 3 se presenta la propuesta de actuación, detalles técnicos y un presupuesto estimado de las medidas alternativas que la municipalidad puede ejecutar, en conjunto o por separado, si se dificulta la ejecución de la recomendación propuesta en el numeral 1.7.5.2.