



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Revisión de los Sistemas de Drenaje Pluvial
Temporal y Definitivo del Nuevo Aeropuerto
Internacional de la Ciudad de México.**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Luis Alberto Bassoco Cruz

DIRECTOR DE TESIS

M.I. Alejandro Sánchez Huerta



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A mis padres, Verónica Cruz Martínez y Filiberto Bassoco Benítez a quien amo con todo mi corazón por apoyarme siempre a lo largo de toda mi formación profesional y a lo largo de toda mi vida.

A mis hermanos Jazmín, Edgar y Rodrigo que están siempre conmigo en las buenas y en las malas.

A mi tío Justino por su apoyo, y por sus consejos que me motivan a ser mejor cada día.

A mi abuelita Aurora que está en el cielo, que siempre confió en mí y me apoyó en todo momento.

A Fernanda por estar conmigo y motivarme a ser mejor cada día.

A mis amigos por darme alegrías y apoyos en cualquier situación y en cualquier lugar que fuera, y por acompañarme como iguales en mi formación profesional.

Gracias...

AGRADECIMIENTOS

Agradezco principalmente a la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería que me abrieron sus puertas en mi formación profesional.

Agradezco al Instituto de Ingeniería de la UNAM por abrirme sus puertas y por el apoyo económico para la realización de este trabajo.

Agradezco especialmente al M. en I. Alejandro Sánchez Huerta director de esta tesis por el tiempo y la paciencia que tuvo conmigo, por compartir su conocimiento y apoyarme en todo momento.

Le doy las gracias a todos los profesores que he tenido en el transcurso de mi vida escolar, todo lo que sé, se lo debo a cada uno de ellos.

ÍNDICE

REVISIÓN DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL TEMPORAL Y DEFINITIVO DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

OBJETIVOS.....	4
INTRODUCCIÓN.....	4
CAPITULO I ANTECEDENTES.....	6
1.1 La Cuenca del Valle de México.	6
1.2 Lago de Texcoco.	7
1.3 Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.	8
1.4 Problemática.	9
1.4.1 Condiciones del suelo y regulación de aguas pluviales.	10
1.5 Drenaje Pluvial.	10
1.5.1 Drenaje Superficial.	11
1.5.2 Drenaje Profundo.	11
1.5.3 Factores de diseño.	11
Conclusión.....	21
Referencias.	22
CAPITULO II DRENAJE PLUVIAL TEMPORAL MODIFICADO.....	23
2.1 Condiciones pluviales previas a la construcción del NAICM.....	23
2.2 Descripción general del Drenaje Pluvial Temporal Modificado.....	24
2.2.1 Estructura general del Drenaje Pluvial Temporal Modificado.	26
2.3 Drenaje Horizontal Pluvial de Precarga.	29
2.3.1 Áreas de captación.....	31
2.3.2 Sección transversal THPD.....	32
2.3.3 Descarga de agua hacia los drenes.	33
Conclusión.....	36
Referencias.	36

CAPITULO III DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO.....	38
3.1 Descripción general del Drenaje Pluvial Profundo.	38
3.2 Estructura Principal del Drenaje Pluvial Profundo Definitivo.	38
3.2.1 Colectores a base de tubería hincada.....	38
3.2.2 Túnel Profundo.....	40
3.2.3 Planta de Bombeo.....	42
3.3 Áreas de Captación.....	43
3.3.1 Subcuencas y puntos de descarga de agua pluvial.	43
3.4 Tormenta de diseño de CFE.	46
3.5 Análisis hidráulico del sistema de drenaje Pluvial Definitivo realizado por CFE.	50
3.5.1 Armado del Modelo.	50
3.4.3 Resultados Fase Inicial.....	51
3.5 Conclusiones.	56
Referencias.....	56
CAPITULO IV PROBLEMÁTICA ACTUAL DEL DRENAJE EN EL NAICM.....	58
4.1 Problemas de inundación.....	58
4.2 Situación del Drenaje Pluvial Temporal Modificado.....	58
.2.1 Situación de los Canales de drenaje.	59
4.2.2 Obstrucciones en los canales.....	60
4.3 Problema de la Calle de Rodaje F-F'.	61
4.4 Operación de las Plantas de Bombeo.	63
4.4.1 Volúmenes bombeados PB1 y PB2.....	64
4.4.2 Impacto de lluvias en las Plantas de bombeo.	67
4.5 Situación de las lagunas de Regulación.	73
4.6 Condición de las descargas en el Dren Texcoco Norte y el Dren General del Valle.	75
Conclusión.....	77
Referencias.....	77

CAPITULO V REVISIÓN Y ANALISIS HIDRAULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO.	78
5.1 Descripción general del programa EPA SWMM.	78
5.2 Información requerida para armar el modelo.	79
5.2.1 Consideraciones para el diseño: Conducción, pendiente, capacidad y velocidad.	79
5.2.2 Tormenta de diseño.	82
5.3 Áreas de Captación.....	88
5.4 Generación de hidrogramas.....	93
5.4.1 Generación de hidrogramas (SCS).	93
5.4.2 Generación de hidrogramas método racional.	101
5.5 Modelo del Drenaje Pluvial Profundo Definitivo	111
5.6 Resultados obtenidos con hidrogramas de entrada del Método del Número de Curva (SCS).	111
5.7 Resultados obtenidos con hidrogramas de entrada del método Racional.....	116
5.8 Conclusión.....	122
Referencias.	122
CAPITULO VI ANÁLISIS DE RESULTADOS Y RECOMENDACIONES.	123
6.1 Justificación del Método Racional y del Método del Número de Curva para la generación de hidrogramas.	123
6.2 Revisión de niveles y velocidades.	124
6.3 Recomendaciones.	130
6.3.1 Redimensionamiento de Colectores.	130
Referencias.	139
CONCLUSIONES GENERALES	140
ANEXOS	142

REVISIÓN DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE PLUVIAL TEMPORAL Y DEFINITIVO DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

OBJETIVOS.

El objetivo principal de este trabajo es analizar el funcionamiento del drenaje hidráulico correspondiente a lo que fue el proyecto del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM).

Analizar el sistema de Drenaje Pluvial Profundo, en condiciones de operación del NAICM previstas para su puesta en servicio, el cual fue proyectado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

Elaborar un modelo numérico para la simulación hidráulica del Drenaje Pluvial Profundo Definitivo y determinar las condiciones del funcionamiento de dicho drenaje, además de dar recomendaciones de acuerdo a los resultados que se obtengan de dicho análisis.

INTRODUCCIÓN.

Un sistema de drenaje tiene como función principal desalojar el agua acumulada producida por una lluvia o algún otro escurrimiento, evitando inundaciones y daños materiales.

En primer lugar, se hace una breve descripción del proyecto del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México y también una descripción del lugar donde se ubicaría, la zona del ex lago de Texcoco, desde sus antecedentes históricos, problemática actual y condiciones hidráulicas, además se incluyen conceptos de hidráulica e hidrología utilizados para realizar la revisión de los sistemas de drenaje del proyecto del NAICM.

El Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México tiene dos proyectos hidráulicos de drenaje; el Drenaje Pluvial Temporal Modificado y el Drenaje Pluvial Profundo Definitivo.

El Sistema de Drenaje Pluvial Temporal Modificado fue previsto para la etapa constructiva del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, para la protección de inundaciones durante los trabajos de construcción de obras tales como pistas, calles de rodaje, torre de control y edificio terminal.

El Drenaje Pluvial Temporal Modificado (DPTM), es un sistema de drenaje que consiste en canales excavados en tierra cuyo objetivo principal es el de drenar los volúmenes producidos principalmente por las precipitaciones en la zona del lago de Texcoco, además de expulsar el agua del suelo producto de la precarga dentro del polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

El Drenaje Pluvial Profundo Definitivo (DPPD) fue proyectado para la etapa de operación del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, el objetivo principal es evitar inundaciones dentro de las instalaciones del NAICM y expulsar fuera del polígono los volúmenes de escurrimiento producto de las lluvias en la zona. Este sistema de drenaje consiste en colectores de tubería circular, hincada, y túneles de concreto.

En el capítulo III se presenta un resumen del proyecto realizado por parte de CFE, a solicitud del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México. Se presentan los datos de distribución de subcuencas, tormentas de diseño, gastos máximos, hidrogramas de entrada y el análisis hidráulico del sistema.

En el capítulo IV se describe la problemática que se presentó en el DPTM durante los trabajos constructivos del NAICM, como la aportación de volúmenes de agua de precarga, la construcción de calles de rodaje y la cancelación de algunas secciones de los canales, además de las tormentas en la zona que provocaron inundaciones y las condiciones de las descargas del sistema hacia las lagunas de regulación.

El presente trabajo de tesis hace una revisión sobre los sistemas de drenaje del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, pero como sabemos el proyecto fue cancelado, por lo tanto, las recomendaciones y observaciones contenidas en este trabajo, respecto al DPTM, fueron realizadas cuando se hacían aun trabajos constructivos y el DPTM estaba en operación.

Para la revisión del Sistema de Drenaje Pluvial Profundo Definitivo, se realizaron simulaciones con ayuda del Programa EPA SWMM. Se analizaron y compararon dos métodos para la generación de hidrogramas de entrada correspondientes a una misma tormenta de diseño; el Método del Número de Curva (SCS) y el Método Racional, cada método es descrito en el capítulo V, así como la información necesaria para elaborar el modelo de simulación en EPA SWMM.

Finalmente, se hace la revisión del Sistema de Drenaje Pluvial Profundo Definitivo cuya primera etapa de operación estaba prevista originalmente al año 2020.

En caso de que se reanude el proyecto, se establecen recomendaciones con los resultados obtenidos el capítulo VI, producto de la revisión del Sistema de Drenaje Pluvial Profundo Definitivo.

Al final de este trabajo se dan a conocer las principales conclusiones y recomendaciones derivadas de los estudios y análisis realizados.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

1.1 La Cuenca del Valle de México.

En forma general, la Cuenca del Valle de México se localiza entre el Cinturón Volcánico Transmexicano al sur, la Sierra Madre Occidental al oeste, la Sierra Madre Oriental al este y al norte se cierra por la confluencia de ambas sierras.

El altiplano donde se localiza la Cuenca del Valle de México está rodeado por cadenas montañosas: la Sierra Nevada que se ubica al este, la Sierra de las Cruces en el oeste y la Sierra del Chichinautzin en el sur.

La Cuenca de México originalmente fue una cuenca endorreica, es decir, no tenía salidas hacia el mar y toda la lluvia que se precipitaba generaba escurrimientos, por lo que se creó un gran lago.

Debido a la gran extensión del lago, existían problemas de inundaciones, una de las primeras obras hidráulicas más importantes que existió en el periodo prehispánico fue el Albaradón de Nezahualcóyotl, construido al oriente de la ciudad, que dividía el lago de Xochimilco del lago de Texcoco, ya que las propiedades del agua eran distintas, el lago de Xochimilco era de agua dulce, mientras que el de Texcoco era de agua salada producto de los arrastres aluviales de los ríos que alimentaban el lago. [1]

Para el siglo XV la Cuenca estaba dividida en seis lagos: Texcoco, Chalco, Xochimilco, Xaltocan, San Cristóbal y Zumpango (Ver figura 1.1).

Los mexicas se asentaron en una parte del Lago de Texcoco y la ciudad que habitaban era prácticamente una isla artificial, cuya desventaja más visible eran las inundaciones que se producían.

A principios del siglo XX se terminó de construir el gran canal de desagüe y en la década de 1960 inició la construcción del drenaje profundo para ir sacando las aguas negras de la Ciudad de México.

La historia que ha llevado a la desecación de buena parte de la superficie de las masas acuosas que formaban parte del sistema lacustre dio comienzo en la época prehispánica. Por aquella etapa de la historia, los indígenas construyeron islas artificiales en los bajos de la laguna, con el propósito de ganar tierras para el cultivo o, en el caso de México-Tenochtitlan, para construir poblados. En el siglo XVII, cuando los españoles ya habían sometido los territorios que llamaron Nueva España, la capital del virreinato fue objeto de incontables inundaciones. Ello motivó la construcción de obras de drenaje que, continuadas por los sucesivos gobiernos en la época del México independiente, han llevado a la desaparición casi total de los cinco lagos que componen el sistema.

Por lo tanto, esta zona, por ser el fondo o punto más bajo de la Cuenca del Valle de México, presenta una gran problemática, particularmente en temporada de lluvias. [2]

1.2 Lago de Texcoco.

El lago de Texcoco se localiza al noreste de la Ciudad de México.

Las condiciones del lago de Texcoco presentan gran particularidad debido a la historia geológica e hidráulica que tiene, como ya se mencionó anteriormente, era un gran lago y debido a los escurrimientos de todos los ríos provenientes de las montañas, puntos más altos de la cuenca, se depositaban en el fondo sedimentos aluviales y minerales, con grandes concentraciones de sal, esta es una característica del agua que está bajo el nivel freático de la zona.

Debido a los sismos que se presentaron hace mil años, a las erupciones volcánicas, como la de la sierra Chichinautzin (Volcán Xitle) y a las tormentas en las zonas aledañas que generaban arrastres, se formaron grandes capas de arcilla, con propiedades de resistencia muy bajas, causante del principal problema que presenta este tipo de suelo, los hundimientos.



Figura 1.1 Sistema de Lagos del Valle De México época prehispánica.

1.3 Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

El Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) es un mega proyecto, del cual se ha hecho mención desde el siglo pasado.

La problemática que dio origen al proyecto del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México radica principalmente en que el actual aeropuerto está saturado, desde hace prácticamente 20 años. Desde entonces el actual Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (AICM) ha operado bajo estas condiciones de saturación

Sin embargo, la demanda de servicios aeroportuarios muestra que los usuarios prefieren utilizar el AICM más que a cualquier otro aeropuerto aledaño.

El Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México era construido en un terreno de aproximadamente 4,470 hectáreas, ubicadas en la superficie del Lago de Texcoco. El sitio está limitado al norte por el Depósito de Evaporación Solar conocido como “El Caracol”, al sur por la carretera Peñón Texcoco, al este por tierras de cultivo y al oeste por zonas urbanizadas de las Delegaciones Gustavo A. Madero, Venustiano Carranza y del municipio de Ecatepec de Morelos (Ver figura 1.2).



Figura 1.2 Ubicación del Nuevo Aeropuerto Internacional de La Ciudad de México

1.4 Problemática.

Ésta zona representa un punto de fundamental importancia para el funcionamiento hidráulico y ambiental de la ZMVM, por lo que en julio de 2014 la Comisión Nacional del Agua desarrolló una serie de estudios y proyectos ejecutivos, a partir de los cuales inició la construcción de algunas obras para el encauzamiento, saneamiento y regulación de las aguas pluviales y residuales procedentes de los ríos del oriente del Lago de Texcoco, además de las aguas del río de la Compañía, del río Churubusco y del río de Los Remedios.

El propósito final de esas obras de infraestructura a cargo de la CONAGUA, es el de asegurar que las aguas de los ríos mencionados no causen ningún problema de encharcamientos o inundaciones en la Zona Metropolitana del Valle de México, así como evitar que pudieran inundar las instalaciones futuras del NAICM. La terminación de estas obras fue considerada para el mes de octubre de 2018.

Sin embargo, a pesar de la existencia de estas obras, será inevitable que las precipitaciones locales escurran hacia las zonas más bajas de lo que antiguamente fuera un lago. Por esto, durante la construcción del NAICM se requiere de un drenaje pluvial dentro del perímetro del aeropuerto que permita asegurar la protección de las obras.

Para ello el GACM se ha coordinado con la CONAGUA en lo que se refiere al o los posibles vasos de regulación ubicados en del Lago de Texcoco, dentro y fuera del perímetro del aeropuerto. De estos acuerdos, se sabe que la CONAGUA continuará utilizando, durante la etapa de construcción, algunos cuerpos de agua existentes dentro del perímetro del aeropuerto, por lo que se considera regular los escurrimientos generados fuera del Lago de Texcoco, así como los generados dentro de dicho perímetro durante las etapas de construcción y, posteriormente, en la etapa de operación del aeropuerto.

El Nuevo Aeropuerto Internacional de Ciudad de México (NAICM) no sólo está en riesgo de inundación, sino que pone en esa misma circunstancia a la Zona Metropolitana del Valle de México, por una sencilla razón; se va a cambiar el ciclo hidrológico del lago de Texcoco, el cual se ha usado como un vaso regulador para que la capital no se inunde.

El proyecto hidráulico está compuesto por dos grandes proyectos; el Drenaje Pluvial Temporal Modificado y el Drenaje Pluvial Profundo Definitivo, previsto para la etapa de operación del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

Se debe tener en cuenta que para la realización de un proyecto de drenaje pluvial es necesario conocer varios factores, como la zona, el tipo de suelo, las condiciones del terreno, las tormentas de diseño y condiciones hidrológicas, es decir el hidrograma de entrada y el gasto máximo para el diseño de cualquier obra hidráulica.

También se deben de tomar en cuenta las políticas de operación del sistema de drenaje existente a donde se dará salida a las aguas provenientes del NAICM durante la etapa de construcción y de operación.

1.4.1 Condiciones del suelo y regulación de aguas pluviales.

Los escurrimientos producto de las lluvias tardan tiempo en llegar a los colectores, debido a la saturación del drenaje existente por el crecimiento acelerado de la población.

Por el crecimiento de la población, es indispensable buscar fuentes de abastecimiento y por lo tanto evitar la extracción de agua del subsuelo, que provoca daños al drenaje.

Este es uno de los factores que incrementa el riesgo de inundaciones en toda la Zona Metropolitana de la ciudad. Particularmente en el oriente de la Ciudad, donde se construye el NAICM, se registran hundimientos de 20 a 40 centímetros por año.

El hundimiento es consecuencia de la sobre extracción de agua del acuífero, que estamos agotando, y del tipo de suelo, que corresponde a una capa de arcillas que se comprimen aceleradamente por efecto de la desecación, provocando escasez de agua por agotamiento del acuífero e inundaciones en temporada de lluvias.

Estos daños se registran en la ciudad, afectando gravemente a la infraestructura de los sistemas de drenaje superficiales de aguas negras, que han perdido su nivel original. A partir de la década de los noventa se empezó a utilizar el sistema de drenaje profundo con el Túnel Emisor Central y varios interceptores para el manejo de aguas negras y de agua de lluvias.

Cuando empezó la construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, se dijo que las aguas pluviales y residuales dentro de éste tendrían salida hacia el Dren General del Valle.

El Dren General del Valle corre paralelo al polígono del NAICM y en él descargan los principales drenajes del Valle de México, como el canal de la Compañía, los ríos de Los Remedios, Churubusco, Mixcoac, Piedad y otros del oriente, haciendo que esta zona se convierta en la más crítica de todo el sistema de regulación.

Se debe de tener en cuenta que, si sumamos el factor de los hundimientos acelerados del suelo, los riesgos de inundación de toda la zona oriente aumentan, por lo tanto, es importante que los sistemas de drenaje que se proponen para el NAICM sean obras sin posibilidad de falla, una adecuada operación.

1.5 Drenaje Pluvial.

El objetivo principal de un sistema de drenaje pluvial es garantizar el desalojo del flujo ocasionado por precipitaciones pluviales en la cuenca o zonas de asentamientos humanos, provocando una

mínima molestia, peligro y/o daño a las personas, los bienes, el medio ambiente y la infraestructura existente. [3]

1.5.1 Drenaje Superficial.

El drenaje superficial tiene como finalidad la remoción del exceso de agua sobre la superficie del terreno y consiste en una serie de canales poco profundos que recogen el escurrimiento superficial y la descarguen a drenes colectores. Normalmente se trata de aprovechar cauces naturales o depresiones para los colectores principales y algunos secundarios. [5]

La necesidad del drenaje superficial se justifica en zonas donde los factores climáticos, las condiciones hidrológicas, las características de los suelos, la topografía y la utilización de la tierra dan lugar a que permanezca inundado la superficie del suelo.

El drenaje superficial tiene como propósito evitar inundaciones mientras están en curso los trabajos de construcción y de precarga dentro del polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

1.5.2 Drenaje Profundo.

El drenaje profundo es un sistema de tuberías interconectadas que permite el desalojo de los líquidos pluviales o de otro tipo. El drenaje sanitario es aquél que lleva los desechos líquidos de las viviendas o industrias, preferentemente hacia plantas depuradoras, donde se realiza un tratamiento para que el líquido pueda ser vertido en un cauce de agua y siga desarrollándose con normalidad el ciclo hidrológico.

Para el caso del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México este sistema de drenaje profundo es importante ya que, si se presentan inundaciones en el futuro durante su operación, puede provocar impactos no sólo en ese sitio sino a las zonas cercanas del Valle de México.

1.5.3 Factores de diseño.

Es importante mencionar todos los factores de diseño que se necesitan para la elaboración del proyecto de cualquier obra hidráulica

Aparte de la hidrología, existen muchos factores que están envueltos en los diseños de sistemas hidráulicos; estos incluyen la seguridad, la economía, la estética, los aspectos legales y factores de ingeniería tales como diseños geotécnicos, estructurales y de impacto ambiental.

En el caso particular de drenaje pluvial, lo más importante que debemos conocer son las precipitaciones y las características de la misma, como el gasto pico y el volumen máximo que se alcanzó en la duración de una tormenta.

Tormentas de diseño.

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico, usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos que consideran la relación lluvia escurrimiento y el tránsito de caudales.

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación en un sitio o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes. Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación, como en el método racional para determinar los caudales picos en alcantarillados de aguas de lluvias y alcantarillas de carreteras, hasta el uso de hietogramas de tormenta como entrada para el análisis de lluvia escurrimiento en presas de detención de aguas urbanas o en el diseño de vertederos en proyectos que involucren grandes embalses. [3]

Generalmente son tres tipos:

- Tormenta Puntual.

Se presenta en un punto y para definirla se utiliza la información que se registra en una estación de medición, determinando las curvas intensidad duración periodo de retorno (i d Tr).

- Tormenta asociada a áreas de diferente tamaño.

Este tipo de tormenta se determina con el análisis de las precipitaciones que se registran en forma simultánea en varias estaciones, definiendo las curvas altura de precipitación área duración (h_p A d).

- Tormenta Regional.

Se debe recopilar la información general disponible en la cuenca de estudio y se aplica un proceso de regionalización, el cual equivale a obtener fórmulas o procedimientos factibles de aplicarse en toda una región hidrológica.

Es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante sus características fisiográficas e hidrológicas.

Distribución temporal de la lluvia de diseño.

- Hietograma de la lluvia de diseño.

La última variable a determinar en las tormentas de diseño es definir a partir de un hietograma la distribución de la lluvia y posteriormente a través de un modelo lluvia-escurrimiento, calcular la

forma del hidrograma de diseño, elemento básico para estimar el comportamiento del sistema de drenaje y su dimensionamiento.

Fórmula racional.

La fórmula racional fue desarrollada en los años de 1851 o 1889, es una fórmula muy sencilla que se emplea para calcular el gasto máximo en proyectos hidráulicos.

Una lluvia constante 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, lo antes mencionado se satisface para un lapso de tiempo, conocido como tiempo de concentración (t_c), que es el tiempo que tarda en fluir una gota de agua desde el punto más alejado de la cuenca hasta el punto más bajo o de descarga del parteaguas de la cuenca.

En una cuenca impermeable, es decir que no hay filtraciones de agua en el suelo, el volumen que entra por unidad de tiempo de lluvia es igual al gasto de salida de la cuenca (ver figura 1.3). [4]

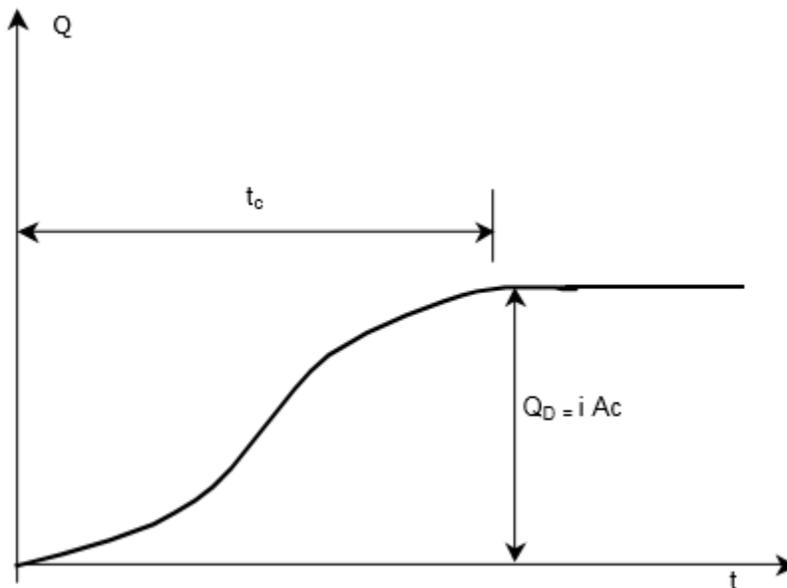


Figura 1.3 Hidrograma de una cuenca (Fuente: Referencia [4])

El tiempo de concentración puede calcularse con varias expresiones, una de las más conocidas es la fórmula de Kirpich dónde:

$$t_c = 0.066 \frac{L^{0.77}}{s^{0.35}}$$

t_c ; en horas

s = Pendiente del cauce principal

$L = \text{longitud del cauce principal en km}$

Para el caso de una cuenca permeable sólo una parte de la lluvia escurre hacia la salida. Si se acepta que, durante la lluvia, o al menos una vez que se ha establecido el gasto de equilibrio, no cambia la capacidad de infiltración de la cuenca, podemos escribir la fórmula racional como se muestra a continuación.

El gasto pico se define con la siguiente expresión.

$$Qp = 0.278CiA$$

$$Qp = \text{Es el gasto máximo en } \frac{m^3}{s}$$

$C = \text{Coeficiente de escurrimiento}$

$i = \text{Es la intensidad media de la lluvia,}$

para una duración igual al tiempo de concentración en $\frac{mm}{hr}$

$A = \text{Es el área de la cuenca drenada en km}^2$

Coeficiente de Escurrimiento

El coeficiente de escurrimiento (C), es la relación del volumen que llueve entre el volumen que escurre. [4]

$$C = \frac{V_{Ll}}{V_e}$$

$C = \text{Coeficiente de escurrimiento}$

$V_{Ll} = \text{Volumen Llovido}$

$V_e = \text{Volumen que escurre}$

El coeficiente de escurrimiento es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la fórmula implica una relación fija entre el escurrimiento y la precipitación de la cuenca, lo cual no necesariamente se cumple en realidad. La proporción de lluvia total que fluirá como escurrimiento superficial depende de la permeabilidad del suelo y de la pendiente.

Depende también de las características y condiciones del suelo. La capacidad de infiltración varía por las condiciones de humedad precedentes a la tormenta, además disminuye a medida que la lluvia continúa.

Otros factores que influyen en el coeficiente de escurrimiento son la profundidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo, la vegetación, la pendiente del suelo y el almacenamiento por depresión.

De acuerdo a las características mencionadas anteriormente y a los estudios realizados en cuencas experimentales dentro del Valle de México; algunos coeficientes de escurrimiento fueron definidos (Ver tabla 1.1).

TIPO DE ÁREA		COEF. DE ESCURRIMIENTO	
		MÍNIMO	MÁXIMO
DRENADA			
ZONAS COMERCIALES	Zona Comercial	0.70	0.95
	Vecindarios	0.50	0.70
ZONAS RESIDENCIALES	Unifamiliares	0.30	0.50
	Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
	Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
	Semiurbanas	0.25	0.40
	Casas habitación	0.50	0.70
ZONAS INDUSTRIALES	Espaciada	0.50	0.80
	Compacta	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES		0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO		0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL		0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS		0.10	0.30
CALLES	Asfaltadas	0.70	0.95
	De concreto hidráulico	0.70	0.95
ESTACIONAMIENTOS	Adoquinadas	0.70	0.85
		0.75	0.85
TECHADOS		0.75	0.95
PRADERAS	Suelos arenosos planos ($S \leq 0.02$)	0.05	0.10
	Suelos arenosos con pendientes medias ($0.02 < S < 0.07$)	0.10	0.15
	Suelos arenosos escarpados ($S \geq 0.07$)	0.15	0.20
	Suelos arcillosos planos ($S \leq 0.02$)	0.13	0.17
	Suelos arcillosos con pendientes medias ($0.02 < S < 0.07$)	0.18	0.22
	Suelos arcillosos escarpados ($S \geq 0.07$)	0.25	0.35

Referencia: Aparicio (2007)

Tabla 1.1 Valores de Coeficiente de escurrimiento. [4]

En el caso de cuencas urbanas se tiene que hacer un estudio de los índices de urbanización de cada zona, ya que algunas cuencas cuentan con áreas naturales y con áreas urbanizadas.

En el año de 1993, por parte de la DGCOH (Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica), hoy SACMEX (Sistema de Aguas de la Ciudad de México); se realizaron estudios de índice de urbanización.

Para la determinación de los índices de urbanización, fue necesario emplear fotografías aéreas del valle de México por lo cual se solicitó a la mapoteca de la DGCOH las fotografías más recientes con las que contaban en su momento, las cuales correspondían al vuelo realizado en el mes de mayo de 1993 en una escala de 1: 10,000.

Para la identificación de las zonas de estudio, se observaron las fotografías y se marcaron las áreas que presentaban características semejantes de acuerdo a los puntos mencionados en el párrafo anterior. Una vez identificadas estas áreas se seleccionaron las más representativas, y a estas se le tomaron fotografías a detalle para obtener los porcentajes de área. [6].

De acuerdo con lo anterior se establecieron los primeros valores, obteniendo una serie de fotografías con sus respectivos índices de urbanización, los cuales identifican a las siguientes zonas; (Ver Tabla 1.2 y figura 1.4).

Iu	Zona
0.95	Para el Centro de la ciudad, la Colonia Obrera y la Colonia Real del Moral-Agrícola Oriental.
0.90	Para la zona de Viaductos y para las unidades de San Juan de Aragón
0.85	Para la Colonia Chapultepec Morales y Santa María Rivera
0.80	Para Ciudad Nezahualcoyotl y Xalostoc
0.75	Para el Km 15 de la autopista de Pachuca, Canal del Desagüe, Colonia del Valle de Guadalupe (Xalostoc) y la Colonia Jardines del Pedregal.
0.70	Para la Zona del cerro Zacatepetl, Periférico-Perisur y Periférico-Chalco Centro
0.65	Para Santa Cruz Meyehualco, Cabeza de Juárez y Pedregal de Santa Teresa
0.60	Para San Lucas, Chalco y el Pueblo de Chalco

Tabla 1.2 Valores de índice de urbanización de zonas de la Cuenca del Valle de México.

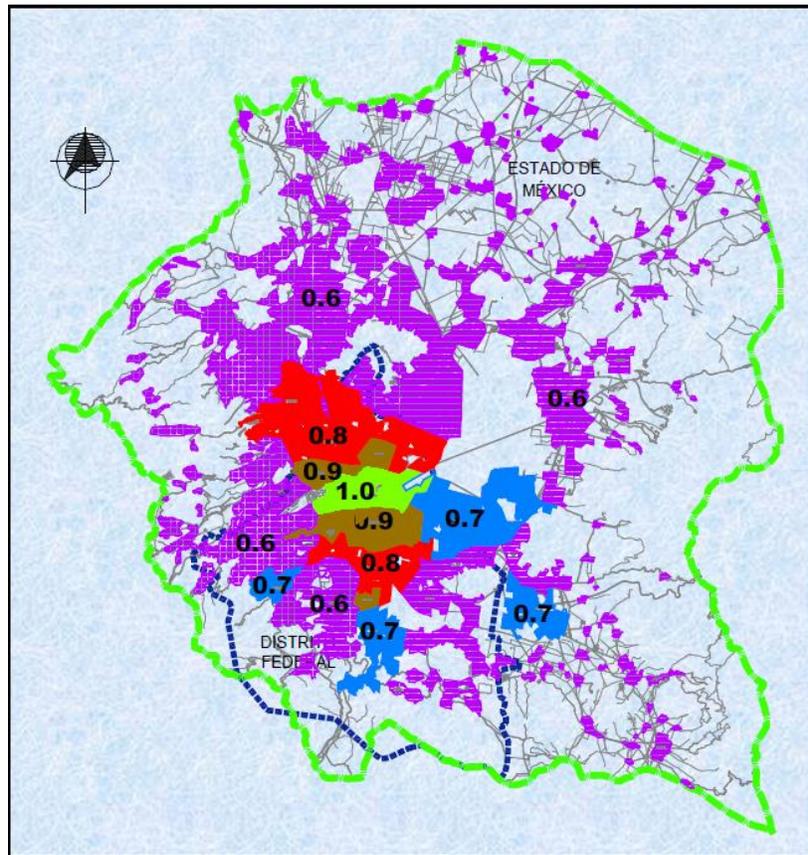


Figura 1.4 Mapa de Índice de Urbanización por zona de la Cuenca del Valle de México.

El coeficiente de escurrimiento máximo para cuencas urbanas depende de factores como la evaporación, charcos (retención del volumen de agua) y de entrada al drenaje, por lo tanto, la DGCOH estableció en los años noventa, el siguiente valor: [6]

$$C_u = 0.45 \text{ (Valor máximo).}$$

C_u = Coeficiente de escurrimiento urbano.

Con los factores antes mencionados, se tiene la siguiente fórmula, para calcular el coeficiente de escurrimiento en cuencas urbanas:

$$C = \frac{A_u}{A_t} 0.45 I_u + \frac{A_{nu}}{A_t} C_{nu}$$

C = Coeficiente de escurrimiento

A_u = Área Urbana

A_t = Área Total de la cuenca

I_u = Índice de urbanización

$$\begin{aligned} Anu &= \text{Área no urbana} \\ Cnu &= \text{Coeficiente de escurrimiento no urbano} \end{aligned}$$

Los valores de índice de urbanización se pueden superponer si las condiciones de la zona de estudio son muy parecidas a los valores establecidos que se mencionaron anteriormente.

Intensidad de Lluvia.

La intensidad de lluvia es la cantidad de agua que cae en una hora, de tal modo que podemos oír hablar de lluvia débil, moderada o fuerte, e incluso lluvia inapreciable, muy débil, muy fuerte o torrencial.

La intensidad de la lluvia y duración de la lluvia son dos parámetros que están asociados.

Para un mismo período de retorno, al aumentar la duración de la lluvia disminuye su intensidad media. La formulación de esta dependencia es empírica y se determina caso por caso, basándose en los datos observados directamente en el sitio de estudio o en otros sitios próximos con las características hidrometeorológicas similares.

La intensidad de la lluvia se selecciona de acuerdo a la región de estudio con una serie de mapas de isoyetas, que están en función del periodo retorno, que es el tiempo promedio en que un evento puede ser igualado o superado, y la duración de la lluvia. En este caso debemos seleccionar el mapa con las tormentas más fuertes registradas a lo largo del tiempo en la zona del NAICM.

Los mapas de isoyetas están establecidos por Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) para ciertos periodos de retorno y diferentes duraciones de tormenta.

En casos particulares, la tormenta más fuerte se asocia a periodos de retorno grandes. La figura 1.5 muestra el mapa correspondiente a la Cuenca del Valle de México.

El periodo de retorno puede ser equivalente a la vida útil de la obra hidráulica que se vaya a realizar, esta vida útil se determina de acuerdo al tamaño de la obra y los volúmenes de agua para su diseño.

Para obras de drenaje el periodo de retorno varía entre los 20 y 50 años. [5]



Figura 1.5 Mapa de isoyetas SCT (Cuenca del Valle de México).

Método del Número de Curva SCS.

Por sus siglas en inglés (“Curve Number”) desarrollado por el Soil Conservation Service (SCS) de los Estados Unidos de América.

El método consiste en determinar la capacidad de escurrimiento de un área determinada, considerando el tipo de suelo según las recomendaciones del (SCS), la condición hidrológica de la Cuenca o área de drenaje, el uso y manejo de suelo, así como la condición de humedad antecedente.

En la figura 1.5 se presentan números de la curva (CN) de usos de la tierra seleccionados donde el grupo de suelo hidrológico corresponde a:

- A arenoso y bien drenado.
- B franco arenoso.
- C franco arcilloso o franco arenoso bajo.
- D arcilla plástica pesada que se hincha mojada. Suelo mal drenado.

TABLE 2.1
Runoff Curve Numbers for Selected Agricultural, Suburban, and Urban Land Use (Antecedent moisture condition II; $I_a = 0.25$)

LAND USE DESCRIPTION	HYDROLOGIC SOIL GROUP				
	A	B	C	D	
No urbano	Cultivated land ¹				
	Without conservation treatment	72	81	88	91
	With conservation treatment	62	71	78	81
	Pasture or range land				
	Poor condition	68	79	86	89
	Good condition	39	61	74	80
	Meadow				
	Good condition	30	58	71	78
	Wood or forest land				
	Thin stand, poor cover, no mulch	45	66	77	83
	Good cover ²	25	55	70	77
	Open spaces, lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.				
	Good condition: grass cover on 75% or more of the area	39	61	74	80
	Fair condition: grass cover on 50–75% of the area	49	69	79	84
	Commercial and business areas (85% impervious)	89	92	94	95
Industrial districts (72% impervious)	81	88	91	93	
Urbano	Residential ³				
	Average lot size	Average % impervious ⁴			
	1/8 ac or less	65	77	85	90
	1/4 ac	38	61	75	83
	1/3 ac	30	57	72	81
	1/2 ac	25	54	70	80
	1 ac	20	51	68	79
	Paved parking lots, roofs, driveways, etc. ⁵				
	Streets and roads				
	Paved with curbs and storm sewers ⁵	98	98	98	98
Gravel	76	85	89	91	
Dirt	72	82	87	89	

Figura 1.6 Números de curva para diferentes usos de suelo (Fuente: Bedient H., 1992).

Para una cuenca formada por varios tipos de suelo y usos de la tierra, se puede calcular un valor compuesto de CN.

En donde el CN ponderado depende del área de la cuenca, y en este caso particular corresponde a áreas urbanas y áreas no urbanas.

$$CN_{ponderado} = \frac{CNuAu + CNnuAnu}{At}$$

$CN_{ponderado}$ = Número de Curva Ponderado
 CNu = Número de Curva Urbano
 $CNnu$ = Número de Curva no urbano
 Au = Área urbana
 Anu = Área no urbana
 At = Área total de la cuenca

El método SCS utiliza el CN, relacionado con potencial de abstracción (S).

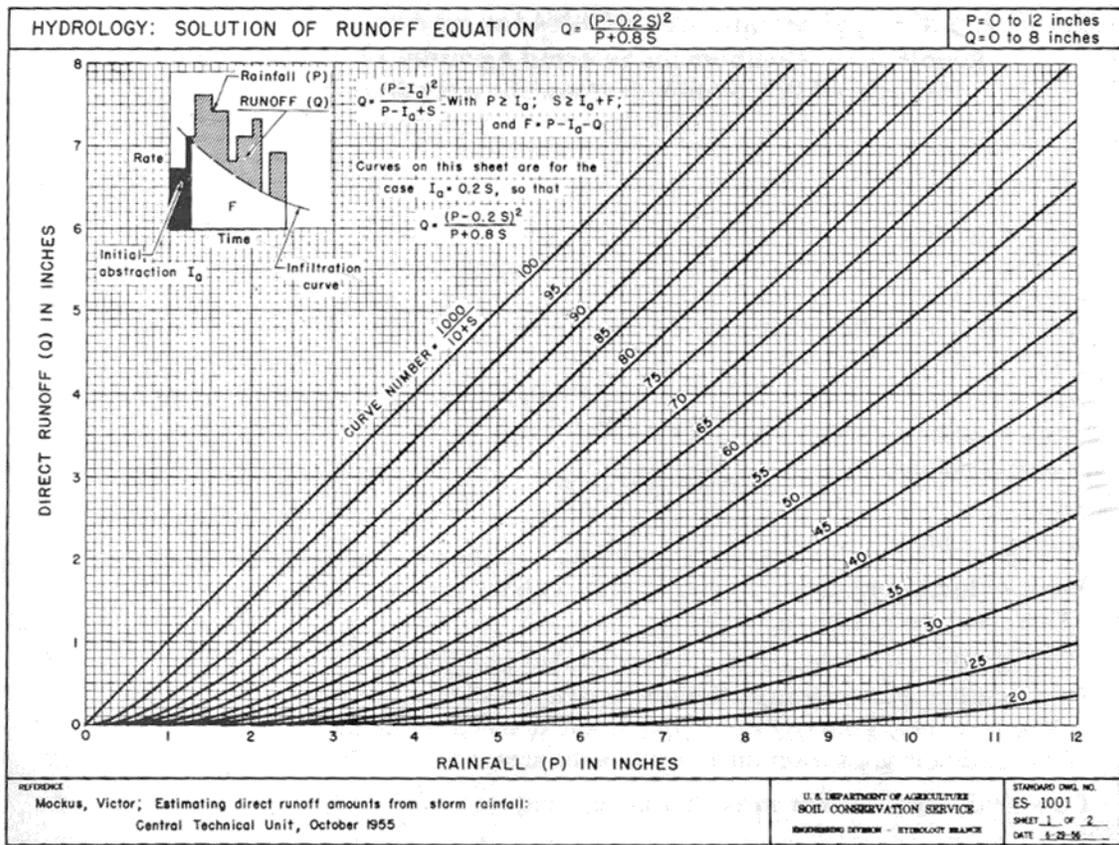


Figura 1.7 Solución gráfica de la relación lluvia-escorrimento. Método CN (Fuente: Bedient H., 1992).

Conclusión.

Para el diseño de sistemas de drenaje pluvial, en este caso colectores o canales abiertos, se utiliza una tormenta de diseño de tipo puntual, ya que el gasto de entrada (volumen de escurrimento de lluvia), entrará al sistema siempre en un punto, el más bajo (definido como punto de descarga de una cuenca)

Es muy importante analizar el tipo de tormenta de diseño que utilizaremos, ya que de esto depende fundamentalmente la seguridad de la estructura y su buen funcionamiento.

El grado óptimo de seguridad depende del costo de la obra y del costo de las pérdidas asociadas a una falla, sin embargo, al menos en lo que a la teoría estadística respecta, no es posible tener una seguridad del 100%, por lo tanto, se utilizan los mapas de isoyetas, en donde ya vienen establecidos los parámetros (i-d-Tr) que nos dan un grado de seguridad aceptable para el diseño de nuestros sistemas de drenaje que, como se ha mencionado, son dos sistemas planeados para el NAICM; el superficial temporal y el final profundo.

Referencias.

- [1] Dirección General de Divulgación de la Ciencia (2016), “*La UNAM te explica: La historia hidrológica de la Cuenca de México*”, UNAM: Dirección General de Divulgación de la Ciencia, México, [En línea].
- [2] Ezcurra, Exequiel (1992), “*Crecimiento y Colapso en la Cuenca del Valle de México*”, Revista: Ciencias No.25, Facultad de Ciencias UNAM, México: enero-marzo, Pp. 12-27 [En línea].
- [3] Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays (1994), “*Hidrología Aplicada*”, Mc. Graw Hill Interamericana, Santa Fe de Bogotá Colombia, 584p.
- [4] Aparicio Mijares, Francisco J. (1989), “*Fundamentos de Hidrología Superficial*”, Limusa, México, DF ,230p.
- [5] CONAGUA: Comisión Nacional del Agua: (2015), “*Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento [MAPAS]: Libro 19, Drenaje Pluvial Urbano*”, CONAGUA; Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento, México, 451p.
- [6] Franco, Domínguez, Carlos G. (s.f.) “*Apuntes Estudios Regionales: Hidrología Urbana*”, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 13p.

CAPÍTULO 2

DRENAJE PLUVIAL TEMPORAL MODIFICADO

Como se mencionó en el capítulo anterior, este proyecto fue previsto para la etapa constructiva del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, para la protección de inundaciones durante los trabajos de construcción, tales como pistas de rodaje, torres de control y edificios terminales.

El drenaje Pluvial Temporal Modificado (DPTM), es un sistema de drenaje que consiste en canales excavados en tierra cuyo objetivo principal es el de drenar los volúmenes producidos principalmente por las precipitaciones en la zona del lago de Texcoco, además de expulsar el agua del suelo producto de la precarga dentro del polígono del Nuevo Aeropuerto de la Ciudad de México.

2.1 Condiciones pluviales previas a la construcción del NAICM

La zona del drenaje en el sitio del aeropuerto, en la situación previa a los trabajos de construcción, no fue principalmente regulada.

Las múltiples corrientes provenientes principalmente desde el oriente este terminan en varias áreas de estancamiento en el sitio del aeropuerto.

Estas áreas de estancamiento se secan durante los periodos de estiaje, principalmente de diciembre a mayo, debido a la evaporación e infiltración causada por las grietas en la capa superior de arcilla.

Anteriormente los ríos de Oriente; Texcoco, Chapingo, Xalapango, Santa Mónica, Coxacoaco, San Bernardino, Papalotla, Teotihuacán y Coatepec drenaban sus aguas al Lago de Texcoco, cuya zona es en donde se lleva a cabo la construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (Ver figura 2.1)

El agua proveniente de estos ríos, al este del aeropuerto, es interceptada por canales y se dirige hacia el Dren Texcoco Norte, ubicado en el lado sur.

Desde allí el agua es transportada hacia el exterior del Valle de México mediante un complejo sistema de canales y túneles.

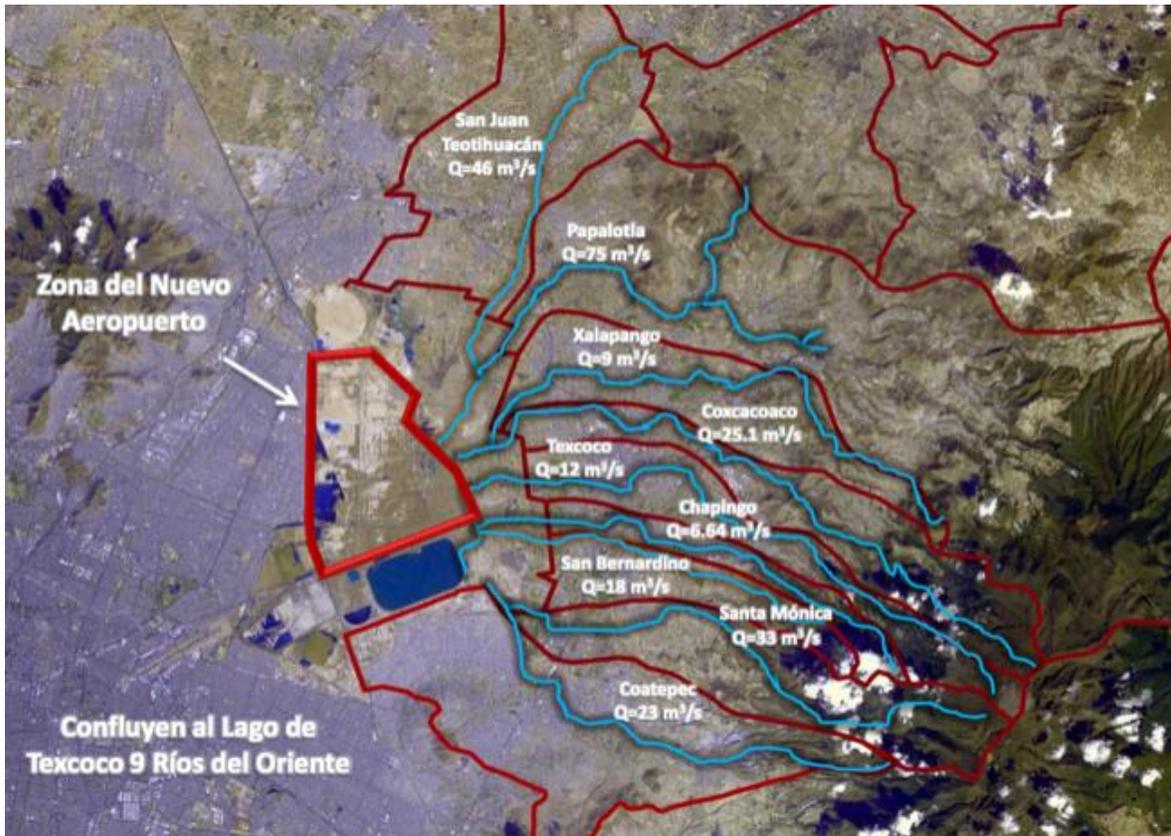


Figura 2.1 Ríos de Oriente y aportación en m³/s a la zona del lago de Texcoco.

Estos ríos no llevan mucha agua porque la mayoría del agua que conducen se almacena en reservas y se usa para la irrigación. Por lo tanto, el agua se origina principalmente de aguas residuales provenientes de las plantas de tratamiento de agua de las localidades vecinas y del agua de precipitación local.

Como se menciona en el Capítulo I Antecedentes, el suelo donde se construye el Nuevo Aeropuerto de la Ciudad de México, tiene grandes cantidades de agua, por lo tanto, para expulsarla se llevan trabajos de precarga, los cuales no se consideran en el diseño de la operación del Drenaje Pluvial Temporal Modificado.

2.2 Descripción general del Drenaje Pluvial Temporal Modificado

El Drenaje Pluvial Temporal Modificado tiene como principal estructura de drenaje, canales excavados en tierra que corren en dirección norte-sur.

Este sistema de drenaje consiste en 3 drenes principales los cuales tienen la siguiente nomenclatura, DPTM-1, DPTM-2 y DPTM-3 respectivamente; el DPTM-1 corre paralelo a la pista 2, el DPTM-2 es paralelo a la pista 3 mientras que el DPTM-3 a la pista 6. [3]

El DPTM-1 se sitúa al oeste de la pista 2. El canal es drenado por medio de la estación de bombeo temporal PB-1, que transporta el agua hacia la Laguna de Regulación Casa Colorada. Una tercera estación de bombeo PB-3 es provista en la Laguna Casa Colorada, la cual permite bombear el agua del Dren Texcoco Norte hacia la Laguna Casa Colorada.

El canal DPTM-2, ubicado al este de la pista 3, cuenta con la planta de bombeo temporal de la estación PB-2, la cual solo traspalea el agua a la mitad del dren 2 debido a una diferencia de elevaciones, para finalmente transportar el agua directamente hacia el Dren Texcoco Norte.

El canal DPTM-3, ubicado al oeste de la pista 6, se conecta al canal DPTM-2 por medio de canales existentes perpendiculares a los Drenes Temporales Modificados principales (Ver figura 2.2).

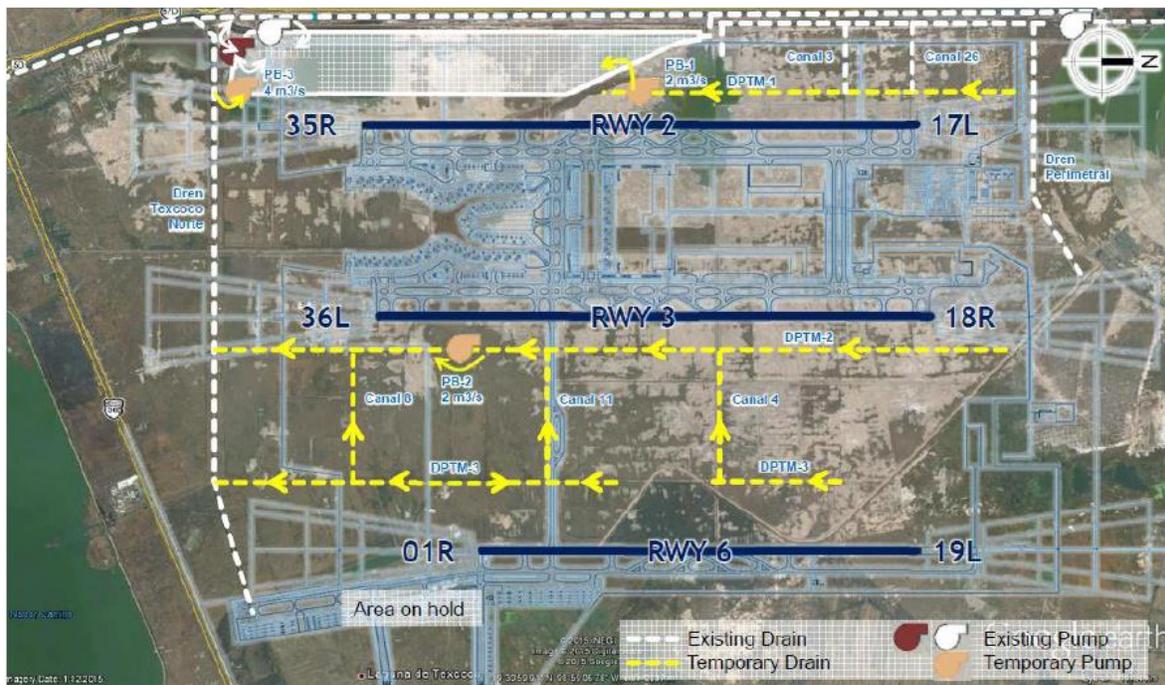


Figura 2.2 Figura en planta del Drenaje Pluvial Temporal Modificado (DPTM)

La figura anterior nos muestra la distribución del sistema de drenaje dentro del polígono del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

2.2.1 Estructura general del Drenaje Pluvial Temporal Modificado.

Los canales tienen una sección transversal compuesta, pero la sección principal es de forma trapezoidal, con taludes 3:1 en todas sus pendientes laterales (Ver figura 2.3).

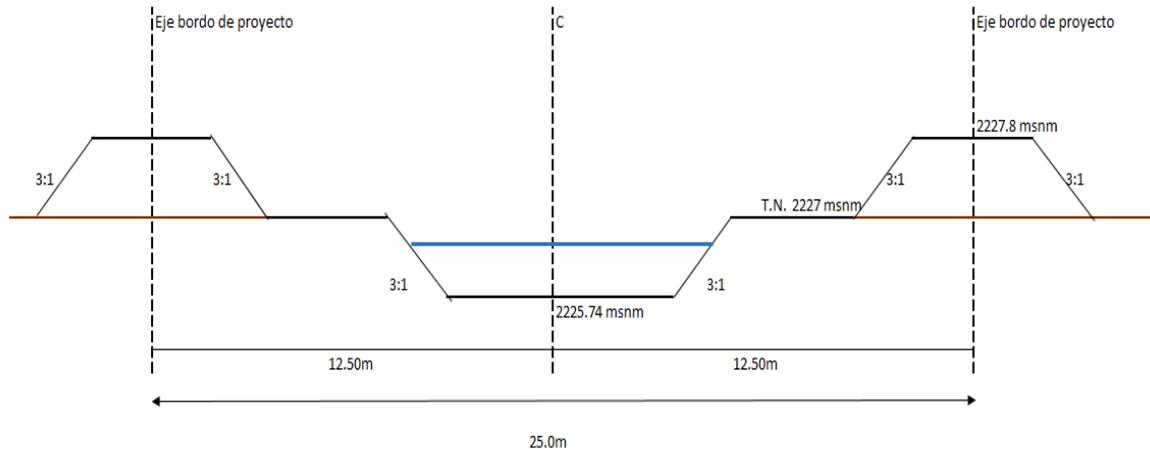


Figura 2.3 Sección transversal DPTM

Los canales DPTM están diseñados para el drenaje superficial del sitio del aeropuerto. Los canales son poco profundos y flanqueados por terraplenes en ambos lados. Están básicamente diseñados para descargar el agua de escorrentía del sitio del aeropuerto y así evitar estancamientos.

Estos canales tienen un ancho de 25 m.

Como se mencionó, el sistema de drenaje cuenta tres con plantas de bombeo.

La PB-1 recibe las aportaciones directamente del DPTM-1, así como la PB-2 M las recibe del DPTM-2 en su lado norte; mientras que la PB-3 recibe las aportaciones que provienen del Dren Texcoco Norte mediante un canal de llamada de sección trapecial con taludes 3:1 y ancho de plantilla de 3.00 m, el cual tiene una longitud de aproximadamente 100 m. [3]

Cada planta de bombeo tiene número distinto de equipos de bombeo y diferente capacidad, que depende de los volúmenes que transporta cada canal (Ver figuras 2.4, 2.5, 2.6 y 2.7).

La PB1 equipada con tres bombas, se ubica en el extremo final del Dren 1. La finalidad de esta planta de bombeo es enviar el agua que conduce el dren hacia la Laguna de Casa Colorada.

Esta planta de bombeo se diseñó para una carga estática de 2.0 m y 3.84 mca de carga dinámica, con un arreglo de 2+1 equipos de 1 m³/s cada uno, bombas de flujo axial y una velocidad de giro de 710 rpm. Se contemplan tres tuberías emisoras de 762 mm (30”), de acero al carbón, que se localizan por encima del actual terraplén de la Laguna Casa Colorada. Tienen motores de 100 HP de 8 o 10 polos, a 460 V. [3]



Figura 2.4 Planta de Bombeo PB1, Dren 1 (DPTM-1).

Como se aprecia en la figura siguiente, para evitar el regreso del agua de la LRCC hacia el cárcamo de PB1 se hicieron modificaciones en la salida de las tuberías de descarga hacia la laguna, colocando codos verticales a 45° que elevan, en aproximadamente 1.0 m, el nivel de descarga y, con ello, se incrementa en la misma cantidad la carga contra la que operan las bombas. [3]



Figura 2.5 Descarga de PB1 hacia la laguna de regulación Casa Colorada.

Por su parte la PB2, equipada también con tres bombas con una capacidad de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ cada una, se ubica sobre el Dren 2. La finalidad de esta planta de bombeo es elevar el nivel del agua en el dren,

debido a un desnivel en la zona que es necesario superar, para incrementar su capacidad de conducción.



Figura 2.6 Planta de Bombeo PB-2, Dren 2 (DPTM-2).

Finalmente, la PB3 está equipada con cinco bombas con una capacidad de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ cada una. Esta planta permite bombear el agua que conduce el Dren Texcoco Norte hacia la laguna de regulación Casa Colorada. [4]



Figura 2.7 Planta de Bombeo PB-3 LRCC-DTN

2.3 Drenaje Horizontal Pluvial de Precarga.

El Drenaje Pluvial Temporal Horizontal de Precarga (THPD), como su nombre lo dice, son estructuras, en este caso canales excavados en tierra, cuyo objetivo principal es expulsar y conducir el agua producto de la precarga.

Las pistas y calles de rodaje están precargadas para limitar futuros asentamientos residuales, para este fin se utilizan drenes verticales que se usan PVDs (Drenaje Pluvial Vertical).

Para esto, es necesario que el agua proveniente del drenaje vertical sea descargada y que la base del drenaje (nivel freático requerido) se encuentre aproximadamente en el actual nivel freático. Por lo tanto, se aplica un sistema de drenaje horizontal para descargar el exceso de agua que fluye desde los PVD's. [1]

El sistema de drenaje horizontal consiste de una red de tuberías de drenaje que van por debajo de las primeras capas de Tezontle. Las tuberías del drenaje están conectadas a canales temporales (THPDs) que son excavados junto con las áreas precargadas de las pistas y calles de rodaje.

Esos canales THPD corren paralelo a los principales canales DPTM-1,-2 y 3. La profundidad del piso del canal tiene una variación de entre 2 a 3.5 metros por debajo del nivel de superficie existente. Esto indica que el piso del canal de los canales THPD se encuentra a mayor profundidad que los canales DPT. Por lo tanto, el agua excedente de los canales THPDs tiene que ser bombeada hacia los canales del DPTM (Ver Figura 2.8).

El canal THPD-1 corre paralelo a la Pista 2 y el canal THPD-2 corre paralelo a la Pista 3. El canal THPD-3 descarga el exceso de agua de la Pista 6. Los Canales THPD-4 y THPD-5 transportan el agua desde THPD-3 a THPD-2. El sistema de drenaje de las Calles de Rodaje Transversales F-F' está diseñado para THPD-4. El THPD-5 está diseñado sólo para transporte. El agua del lado norte de la Calle de Rodaje Transversal F-F' tiene que ser transportada a través de la precarga del lado sur de la Calle de Rodaje Transversal por medio de una línea de tubería o una bomba transportadora (Ver figura 2.9).

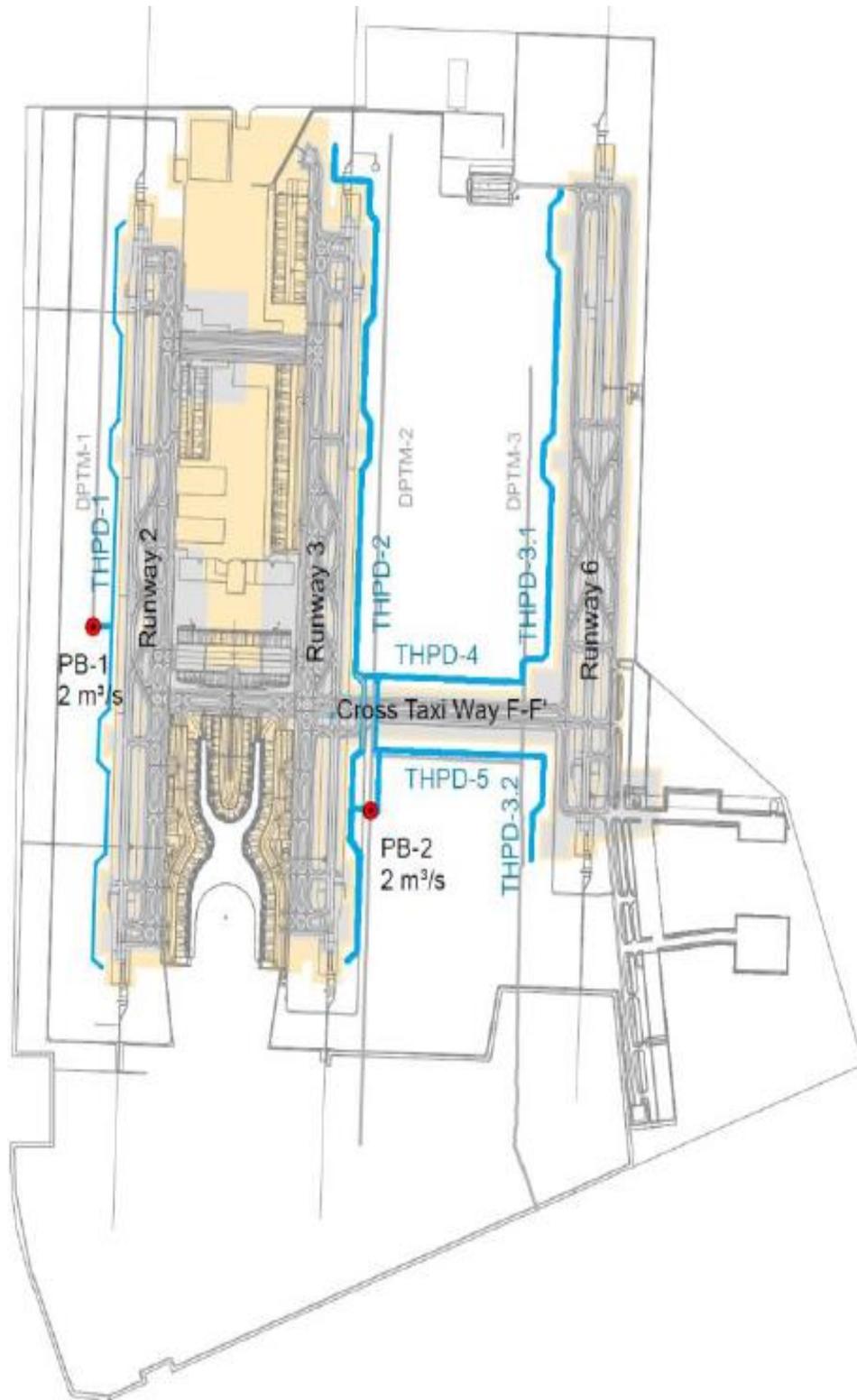


Figura 2.8 Red de Drenaje Pluvial Horizontal Precargado



Figura 2.9 Descarga de agua de precarga, hacia un dren DPTM principal.

2.3.1 Áreas de captación.

Las áreas de captación son las zonas en donde se realizan los trabajos de precarga, se denominan áreas tributarias.

La línea divisoria entre las áreas de captación de los THPD-1 y 2 se asume al oeste de la Pista 3 porque el nivel de la superficie se inclina ligeramente al oeste.

Por lo tanto, sólo una pequeña franja de la zona precargada de las Pistas 2 y 3 es asumida para descargar al THPD-2 (Ver figura 2.10).

El área tributaria del THPD-3, corresponde con el área de precarga de la pista 6. [2]

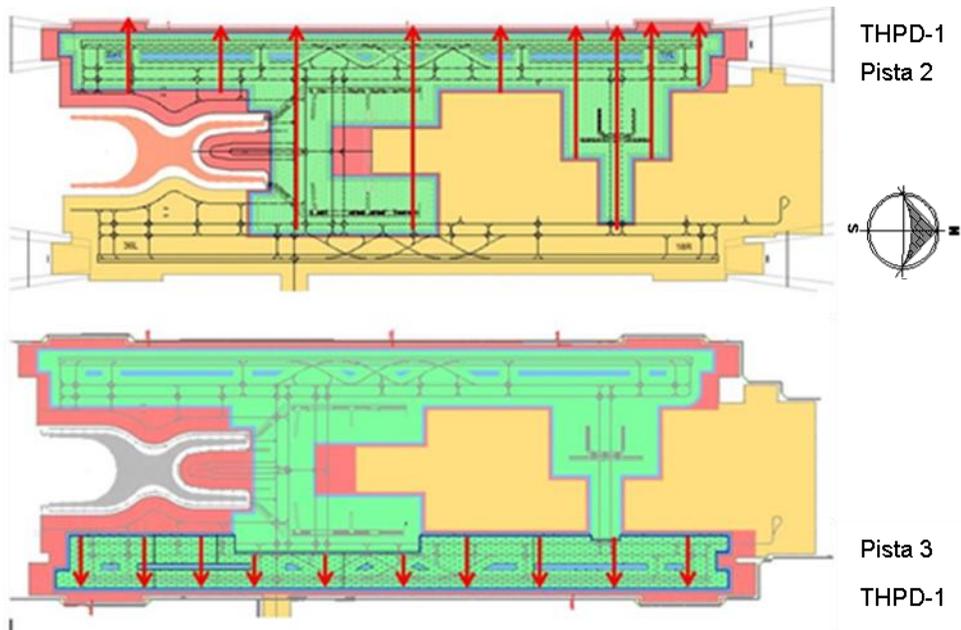


Figura 2.10 Área tributaria y dirección de la descarga del agua de precarga de las Pistas 2 y 3.

2.3.2 Sección transversal THPD.

La sección de estos canales es trapezoidal, excavados en tierra con taludes 3:1 (Ver figura 2.11).

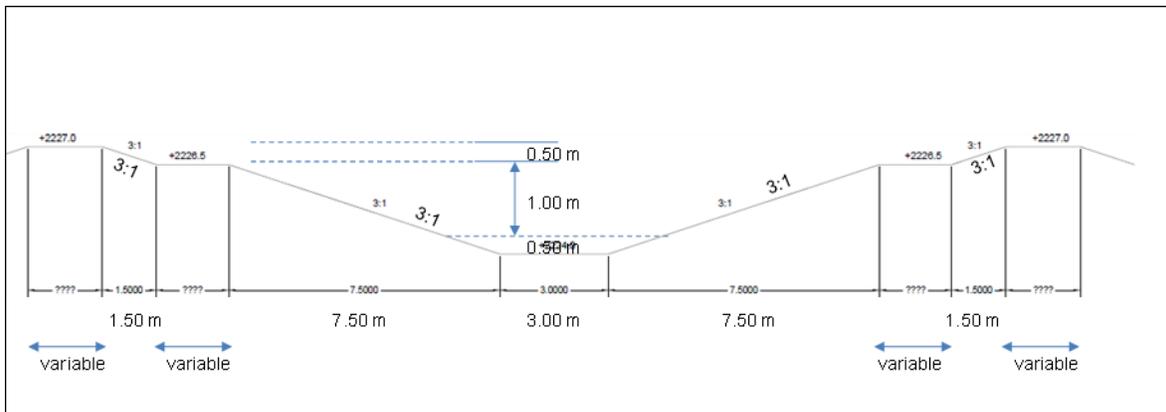


Figura 2.11 Sección transversal y niveles de agua.

Para el buen funcionamiento de estos canales la profundidad del agua nunca debe ser mayor a un 1.00 metro, ya que, si se sobrepasa, pueden ocurrir problemas de capacidad de conducción, como desbordamiento de los canales o problemas de taludes, como deslaves dentro del canal.

Para asegurar la estabilidad de las pendientes laterales la profundidad del canal no debe exceder los 2.5 m; cuando ello llega a suceder, se refuerza el terraplén y se colocan tuberías perforadas cubiertas

por una capa de tezontle para reforzar el terraplén. Dependiendo de la descarga máxima en la primera ubicación, se colocan dos o tres tuberías en el lecho del canal.

Las tuberías tienen un diámetro interior de 750 mm (Ver figura 2.12).



Figura 2.12 Estabilidad de los canales de precarga.

2.3.3 Descarga de agua hacia los drenes.

La solución al drenaje de agua de precarga hacia los canales o drenes THPD, parece adecuado y operó sin mayores problemas.

El agua que fluye desde los PVDs para la construcción de las pistas 2, 3, 6 y las plataformas es descargada por medio de un sistema de drenes horizontales con una equidistancia intermedia de 50 metros. [2]

El nivel inicial de los drenes se encuentra ligeramente por encima del nivel de superficie original en la capa de tezontle aplicada. Cerca de las orillas del área de tezontle, los drenajes están incrustados en trincheras llenas también de tezontle.

La pendiente del drenaje desciende gradualmente hacia los canales THPD, llegando a estos a un nivel de 0.5 metros sobre el piso del canal.

Por lo tanto, al comienzo de la precarga, los drenes tienen forma convexa vistos desde una sección transversal. A medida que avanzan los asentamientos, los drenes se asentarán por debajo del nivel de la superficie original y pasarán de una forma convexa a cóncava. El nivel de drenaje permanece estable. Las tuberías de drenaje están provistas de bucles que disminuirán la tensión en los drenes a medida que avancen los asentamientos (Ver figura 2.13).



Figura 2.13 Drenaje horizontal de agua de precarga hacia los drenes THPD

Las descargas al sistema de drenaje horizontal (THPD) se calculan con un modelo de balance hídrico tomando en cuenta tres áreas (área precargada, área de tezontle sin precarga y área no desarrollada) y diferentes variables como la precipitación, evaporación, la infiltración y las diferentes descargas.

Se utilizó la siguiente fórmula para analizar el gasto de drenes horizontales.

$$Q_{\text{drenes horizontales}} = P - E + Q_{\text{drenes verticales}} + Q_{\text{lateral}} - I + \Delta S$$

Donde:

$Q_{\text{Drenes horizontales}}$ - Descarga desde los drenes horizontales

P - Precipitación

E - Evaporación

$Q_{\text{Drenes verticales}}$ - Descarga desde los drenes verticales causada por sobrecarga

Q_{lateral} - Flujo de entrada lateral al Tezontle desde un nivel freático más alto en el área no desarrollada

I - Infiltración

ΔS - Almacenamiento

La siguiente figura se observa el comportamiento de las tuberías.

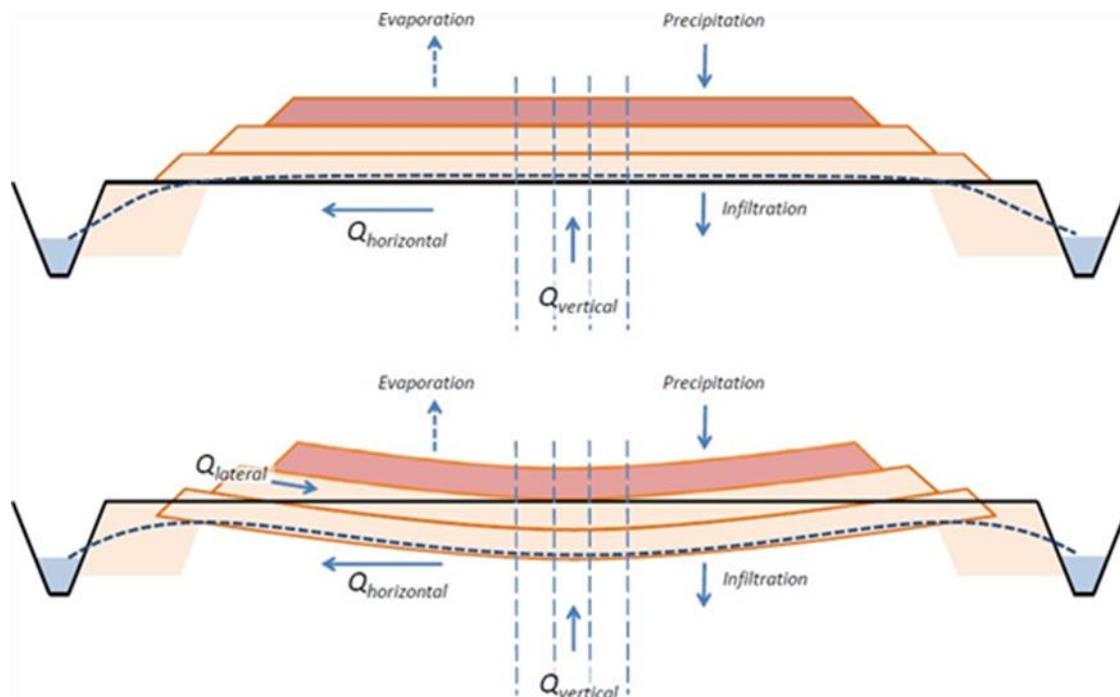


Figura 2.14 Balance de agua de precarga.

Las descargas desde el área precargada están limitadas por la capacidad de la bomba del sistema de THPD que, para ambas estaciones de bombeo se adoptó de 0.5 m³/s, previa optimización de tal capacidad a través de un proceso iterativo, simulando con varias capacidades de bomba.

La descarga de los PVD es más o menos constante y usa la mayor parte de la capacidad de la bomba; la capacidad restante de la bomba se despliega para reducir los picos de agua subterránea causados por la lluvia y que son aceptables por períodos cortos de tiempo.

En la figura que sigue se esquematizan los caudales que serían transitados por los canales emisores THPD, conforme a las condiciones actuales de niveles, pendiente y sección transversal propuesta, la capacidad máxima de aportación de zonas precargadas es de 0.5 m³/s.

La capacidad máxima de PB-1 es de 2.0 m³/s y el área precargada consume 0.5 m³/s de esa capacidad total disponible, lo que deja 1.5 m³/s para el manejo del agua pluvial.

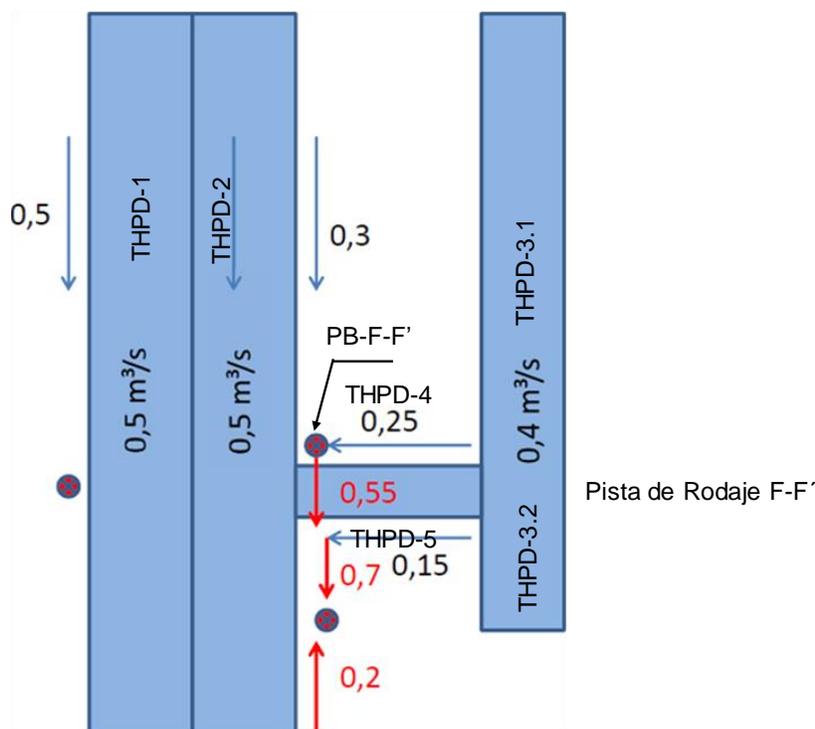


Figura 2.15 Aportaciones de las zonas de precarga.

Conclusión.

Podemos concluir que este sistema de drenaje operó adecuadamente y no se presentaron problemas de desbordamiento de los canales, ya que se encuentran regularizados los volúmenes de agua por las plantas de bombeo.

En capítulos siguientes se mencionarán los problemas observados durante la operación del sistema de drenaje temporal, en donde influyen cruces y la operación de plantas de bombeo de acuerdo a las tormentas que se presentan en la región.

Referencias.

[1] TSN_GACM_REP_0611_Drenaje temporal durante la precarga, Diseño y Cálculos. 8 de febrero de 2018. Elaborado por Grupo TASANA para el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México.

[2] NOTA TÉCNICA No. H-4 "Observaciones y recomendaciones del II-UNAM, área Hidráulica, relativas al Drenaje Pluvial Temporal Modificado", correspondiente al Convenio de Colaboración INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRÁULICAS DE DRENAJE PLUVIAL PARA EL NUEVO

AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM) AD-SRO-CONV-DCAGISC-11-17, elaborada por el II-UNAM (Área Hidráulica) el 30 de mayo de 2018.

[3] NOTA TÉCNICA No. H-1 "Arreglo en la descarga de la PBI del Sistema de Drenaje Pluvial Temporal del NAIM", correspondiente al Convenio de Colaboración INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRÁULICAS DE DRENAJE PLUVIAL PARA EL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM) AD-SRO-CONV-DCAGI-SC-11-17, elaborada por el II-UNAM (Área Hidráulica) el 20 de marzo de 2018

[4] NOTA TÉCNICA No. H-13 "Consideraciones para la operación de la PB-3", correspondiente al Convenio de Colaboración INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRÁULICAS DE DRENAJE PLUVIAL PARA EL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM) AD-SROCOI\IV-DCAGI-SC-11-17, elaborada por el II-UNAM (Área Hidráulica) el 22 de octubre de 2018.

CAPÍTULO III

DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

Este sistema de drenaje fue proyectado para la etapa de operación del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, el objetivo principal es evitar inundaciones dentro de las instalaciones como el edificio terminal, pistas y expulsar fuera del polígono los volúmenes de escurrimiento producto de las lluvias en la zona.

Este capítulo muestra un resumen del proyecto realizado por parte de CFE, y GACM. Se presentan los datos de distribución de subcuencas, tormentas de diseño, gastos máximos de entrada, hidrogramas y el análisis hidráulico del sistema.

3.1 Descripción general del Drenaje Pluvial Profundo.

El drenaje semiprofundo se concibió para ser construido a través de conductos paralelos a las pistas, colectores con base en tubería hincada, que correrán de norte a sur, aportadores de un drenaje profundo (Túnel Oriente Poniente y Túnel Norte-Sur) para la colección y emisión hacia la infraestructura de drenaje de la CDMX, operado por la CONAGUA, incluida una planta de bombeo que operaría en tanto se concluye con la construcción del Túnel Dren General del Valle, o bien, cuando no pueda descargarse al mismo por el tránsito de una avenida dentro del drenaje principal de la CDMX, situación que habrá de establecerse en los protocolos de operación correspondientes. Los estudios y proyectos del drenaje semiprofundo y profundo se realizan a través de la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

El sistema está concebido principalmente en 2 fases, una primera con horizonte de proyecto para el año 2020, considerando la construcción de las pistas 2, 3 y 6, y la fase final, con un horizonte de proyecto para el año 2065, que es la fase de máximo desarrollo que se espera tendría el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, lo cual incluye la construcción de colectores complementarios a los otros colectores ya existentes contemplados en la fase inicial.

Estos colectores correrán en dirección norte sur, paralelos a las pistas mencionadas anteriormente, y descargarán en el túnel Oriente Poniente y posteriormente en el Túnel Norte Sur (Ver figura 3.1).

3.2 Estructura Principal del Drenaje Pluvial Profundo Definitivo.

Como mencionamos anteriormente, las diferentes estructuras que componen este sistema de drenaje son colectores y túneles profundos, que recibirán el agua a través de pozos y lumbreras de captación.

3.2.1 Colectores a base de tubería hincada.

El sistema en su primera etapa consta de 7 colectores. El trazo en planta de 6 de los colectores es paralelo a las pistas 2, 3 y 6; el trazo del séptimo colector es coincidente con las áreas verdes

límites del hangar presidencial y zona militar, localizada al sureste del predio del NAICM. Este sistema de drenaje consiste en túneles de sección circular, hechos de concreto con acero de refuerzo.

Plano General Fase Inicial

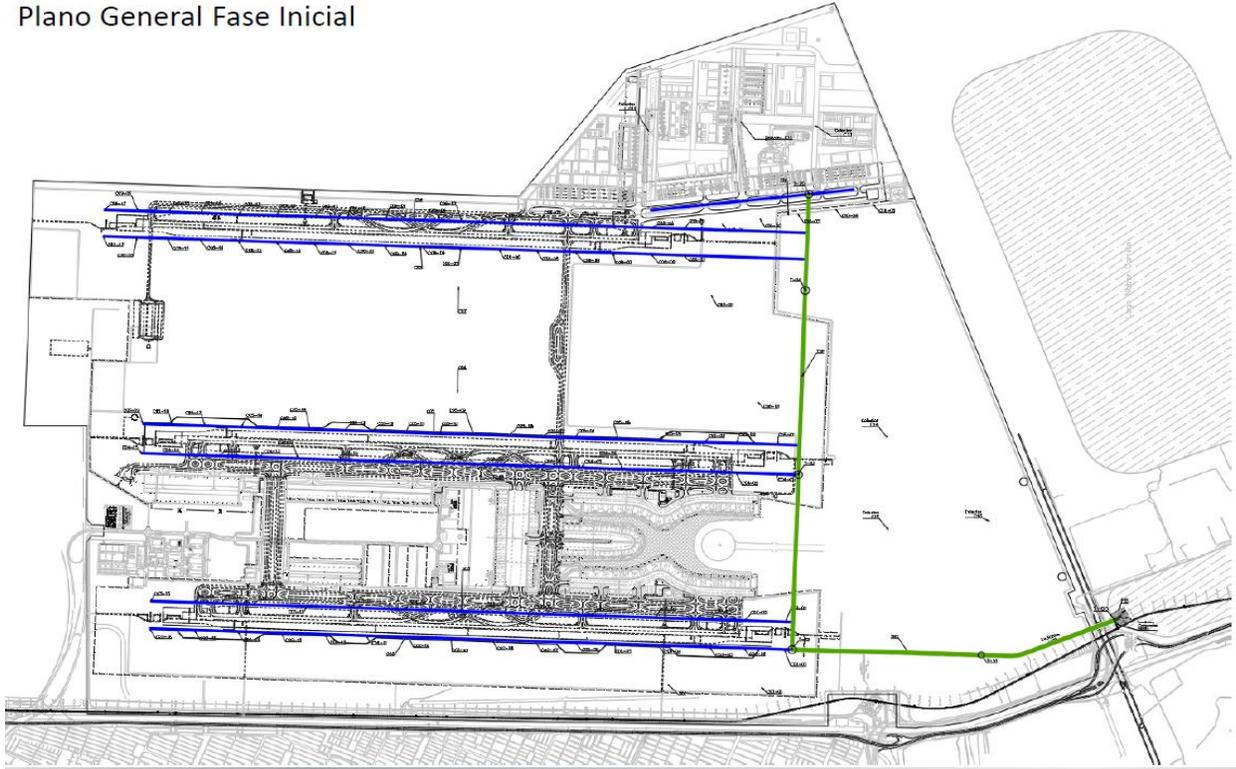


Figura 3.1 Esquema en Planta Drenaje Pluvial Profundo Definitivo, etapa inicial 2020, (En azul se muestran los Colectores Semiprofundos y en verde el Túnel Profundo).

La posición de los colectores con relación a las pistas y edificios auxiliares, provocan que se inicie con un determinado diámetro y, a medida que avanzan hacia el túnel, el diámetro aumenta, ya que existen descargas hacia el sistema a lo largo de la trayectoria de cada colector, por lo que el gasto se va incrementando y, en consecuencia, también el diámetro de la conducción.

Cada colector tiene uno o hasta dos diámetros de tubería a lo largo de su trayectoria (Ver figura 3.2).

El inicio del sistema de DPP son los pozos de captación, por los cuales ingresarán los escurrimientos superficiales.

Estos pozos tendrán la capacidad de regular el ingreso del caudal hacia la lumbrera de captación y de absorber los hundimientos diferenciales entre la descarga del drenaje superficial y la lumbrera de captación.

Existen dos tipos de lumbreras, las lumbreras de captación contarán con una estructura interna para la incorporación del flujo a los colectores de un modo suave y continuo, es decir, que la geometría interna de esta lumbrera evitará turbulencias en el flujo hacia los colectores y con ello evitará problemas en el funcionamiento hidráulico del sistema.

Por otra parte, están las lumbreras para construcción de tuberías hincadas, cuya función durante la construcción es para el ingreso o la salida del equipo de hincado

A lo largo de la trayectoria de las tuberías hincadas, la profundidad de las lumbreras es variable y puede ir de 5 a 14 metros, debido a la pendiente de los colectores y a las condiciones geométricas del terreno.

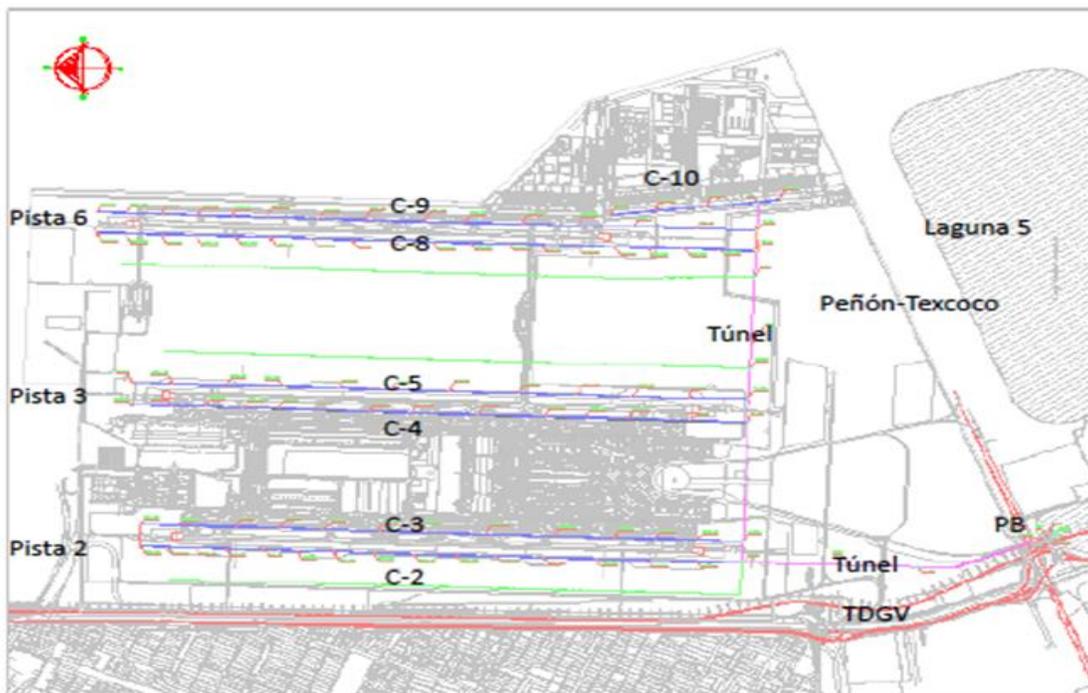


Figura 3.2 Colectores hincados del Drenaje Pluvial Profundo fase inicial 2020.

3.2.2 Túnel Profundo.

Perpendicular a los 6 Colectores a base de tubería hincada, que van paralelos a las pistas, se localiza el Túnel (interceptor) con orientación Oriente-Poniente, que se conecta con el Túnel Norte-Sur.

De esta manera, el túnel se divide en dos tramos de acuerdo a la dirección hacia la que fluye el gasto (Ver figura 3.3) [2]:

- Túnel Oriente-Poniente (TOP).
- Túnel Norte-Sur (TNS).

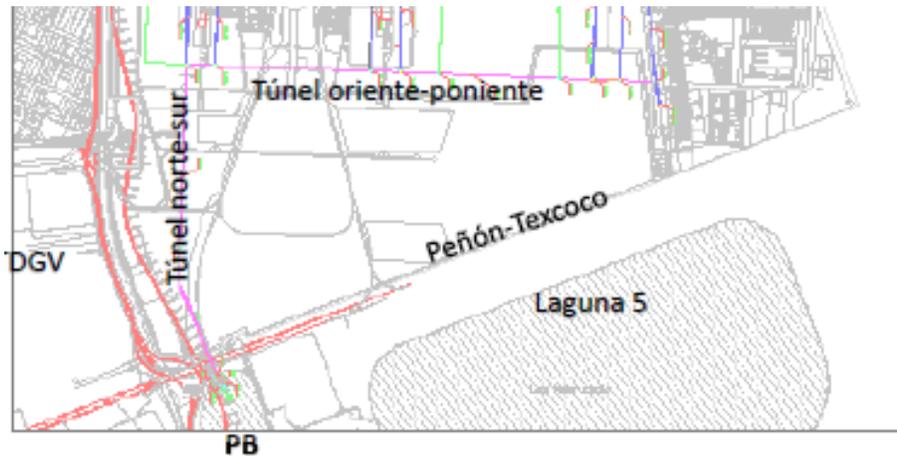


Figura 3.3 Túneles Profundos Oriente Poniente y Norte Sur.

Túnel Oriente Poniente (TOP).

El trazo del Túnel Oriente-Poniente se encuentra al sur de la zona de pistas en lo que sería la Ciudad Aeroportuaria en la fase final de desarrollo del NAICM. Inicia en el oriente a partir de la lumbrera T-05, ubicada en lo que sería la zona militar, y termina en la lumbrera T-02, al sur de la pista 2. Tiene una longitud de 4.45 km y un diámetro interior definitivo de 5 metros con revestimiento de concreto. [2]

Este túnel recibe todas las aportaciones de los colectores proyectados, incluyendo los colectores para la fase final de desarrollo.

Cuenta con 9 lumbreras, de las cuales una es común con el túnel TNS. De estas lumbreras, 7 son captaciones para la primera fase de operación y 2 para la segunda fase. Así mismo, de las 9 lumbreras, tres serán constructivas y servirán en la etapa de construcción.

Túnel Norte Sur (TNS).

El trazo del Túnel Norte-Sur comienza en la lumbrera T-02 con trayectoria, como su nombre lo indica, norte a sur, formando un ángulo de 90° con respecto al TOP, generando una “L” en planta.

El Túnel Norte-Sur tiene una longitud de 3.03 km y un diámetro interior de 5 metros con revestimiento de concreto. Finaliza en la lumbrera T-00 localizada en las proximidades de la planta de bombeo.

La lumbrera T-00 es el final del sistema de túneles y el inicio de la interconexión hacia el sistema de drenaje profundo de la CDMX. A partir de este sitio comienza la interconexión con el Túnel Dren General del Valle (TDGV) y con la Planta de Bombeo que descarga en la Laguna de Regulación 5.

El túnel se desarrolla con una única pendiente de 0.0001. La lumbrera T-05, inicio del túnel, tiene una profundidad de 16.02 m; la lumbrera T-00, final del túnel, tiene una profundidad de 22.01 m. En consecuencia, todas las lumbreras estarán en ese rango de profundidades. [2]

Sección Geométrica.

Debido a las condiciones geotécnicas del sitio y la geometría necesaria para el sistema de drenaje, se propuso resolver el túnel mediante dos revestimientos: un revestimiento primario conformado por un anillo con 6 dovelas (5 + “K”) y un revestimiento secundario formado por un anillo continuo de concreto reforzado (Ver figura 3.4). [3]

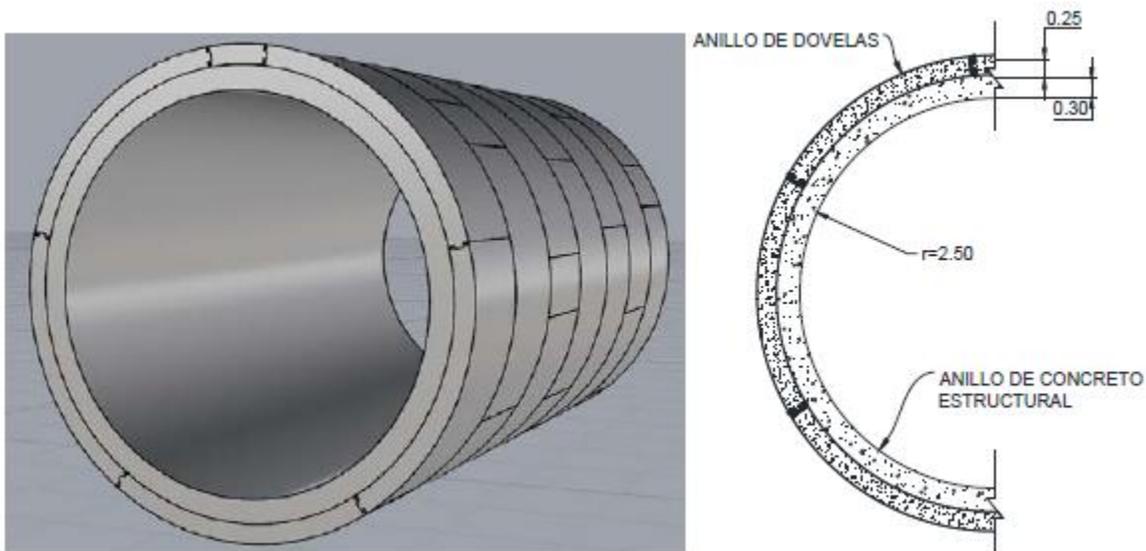


Figura 3.4 Geometría del túnel y revestimiento.

3.2.3 Planta de Bombeo.

El TNS podrá entregar el agua en la planta de bombeo o derivarla hacia la lumbrera L8 del Túnel Dren General del Valle, para descargar sin bombeo cuando la capacidad del drenaje metropolitano lo permita. Además, el TNS podrá recibir algunas descargas de la futura Ciudad Aeroportuaria. (Ver figura 3.5)

La planta de bombeo fue proyectada con una capacidad de 55 m³/s para la primera fase de desarrollo del aeropuerto y deberá descargar a la Laguna 5 del sistema de regulación proyectado por la Conagua.

Los túneles y los colectores dispondrán de lumbreras que cumplirán funciones constructivas y de captación del drenaje pluvial superficial (DPS) del NAICM.

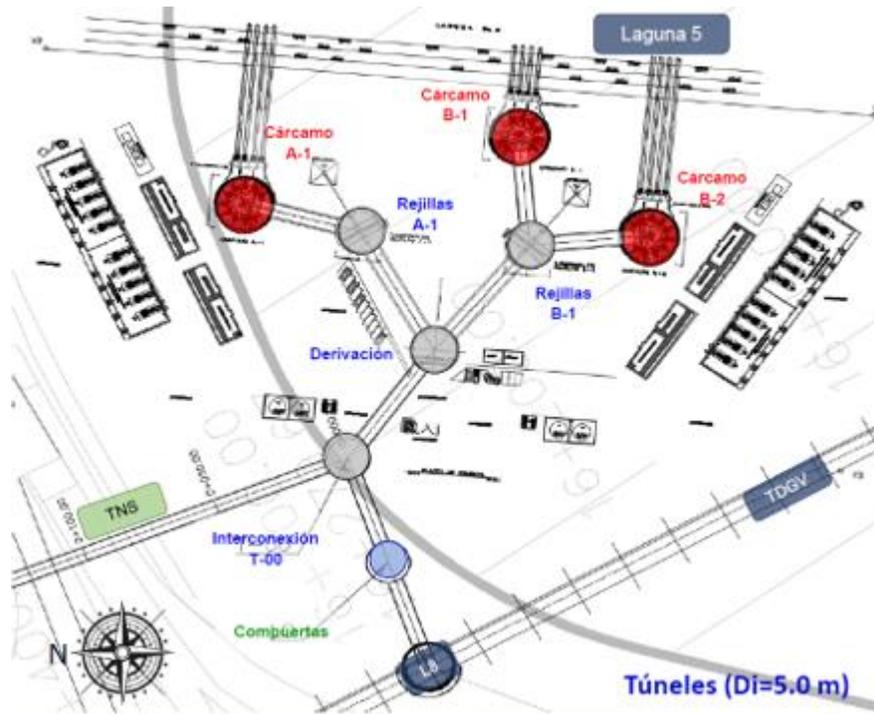


Figura 3.5 Arreglo General de Estructuras de interconexión del Drenaje Pluvial Profundo.

3.3 Áreas de Captación.

El área de estudio es de 49.57 kilómetros cuadrados.

La funcionalidad de un sistema de drenaje pluvial se basa en el área de captación en cada punto de inicio de un colector o túnel emisor, por lo tanto, CFE dividió la cuenca del NAICM en subcuencas, para los puntos de captación de cada túnel.

Los puntos de captación de este sistema de drenaje son las lumbreras de descarga, en donde se ingresa un hidrograma correspondiente a la distribución de la tormenta de diseño en esa cuenca. [1]

3.3.1 Subcuencas y puntos de descarga de agua pluvial.

Sabemos que, para conocer los volúmenes de entrada y por lo tanto los hidrogramas de entrada se necesita el área de la cuenca, cada subcuenca tiene características diferentes de acuerdo a la topografía y a las distribuciones de área urbana y no urbana, y por lo tanto un punto de descarga específico.

La división de subcuencas realizada por CFE, se muestra a continuación (Ver figura 3.6).



Figura 3.6 Distribución de Subcuencas del polígono del NAICM, primera etapa 2020.

De acuerdo con la CFE, que realizó una división de 63 subcuencas, (fase inicial), para analizar el sistema de Drenaje Pluvial Profundo. Para el sistema de drenaje en la fase inicial se tiene la siguiente distribución, de subcuencas en cada colector semi-profundo, cada subcuenca incluye el área total, el área urbana y la parte de área no urbana (Ver tabla 3.1a y 3.1b).

COLECTOR		Área Total	Área Urbana	Área No Urbana
CORRESPONDIENTE	Sub Cuenca	[km2]	[km2]	[km2]
C02	SCH-01	0.4	0.03	0.37
	SCH-02	0.46	0.03	0.43
	SCH-03	0.83	0.09	0.74
	SCH-04	1.01	0.17	0.84
	SCH-05	0.73	0.06	0.67
	SCH-06	1.07	0.08	0.99
	SCH-07	0.57	0.05	0.52
	SCH-08	1.24	0.1	1.14
C03	SCH-09	0.27	0.04	0.23
	SCH-10	0.76	0.48	0.29
	SCH-11	0.49	0.4	0.09
	SCH-12	0.52	0.41	0.11
	SCH-13	1.27	1.17	0.1
	SCH-14	0.46	0.34	0.11
	SCH-15	0.83	0.71	0.11
	SCH-16	0.97	0.63	0.34

Tabla 3.1a Subcuencas correspondientes a cada colector, con sus valores de área, urbana y no urbana, fase inicial.

CAPÍTULO III DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

COLECTOR		Área Total	Área Urbana	Área No Urbana
CORRESPONDIENTE	Sub Cuenca	[km2]	[km2]	[km2]
C04	SCH-17	0.23	0.03	0.19
	SCH-18	0.85	0.46	0.38
	SCH-19	0.49	0.4	0.09
	SCH-20	0.58	0.46	0.12
	SCH-21	1.4	1.34	0.06
	SCH-22	0.95	0.74	0.21
	SCH-23	0.88	0.8	0.08
	SCH-24	0.74	0.38	0.36
C05	SCH-25	0.73	0.02	0.71
	SCH-26	0.96	0.01	0.95
	SCH-27	0.99	0.02	0.97
	SCH-28	1.38	0.1	1.28
	SCH-29	1.16	0.08	1.08
	SCH-30	1.27	0.02	1.24
	SCH-31	1.94	0.03	1.91
	SCH-32	0.96	0.02	0.94
	SCH-33	3.18	0.7	2.48
C08	SCH-34	0.37	0.06	0.31
	SCH-35	0.28	0.04	0.24
	SCH-36	0.45	0.04	0.41
	SCH-37	0.44	0.03	0.41
	SCH-38	0.36	0.03	0.33
	SCH-39	0.22	0.02	0.2
	SCH-40	0.36	0.02	0.34
C09	SCH-42	1.12	0.94	0.19
	SCH-43	0.33	0.17	0.15
	SCH-44	0.24	0.08	0.16
	SCH-45	0.27	0.12	0.15
	SCH-46	0.41	0.15	0.27
	SCH-47	0.25	0.09	0.15
	SCH-48	0.45	0.02	0.43
C10	SCH-41	1.58	1.28	0.3
	SCH-49	1.32	1.02	0.3
	SCH-50	1.58	1.18	0.4
TÚNEL PROFUNDO	SCP-01	0.82	0.01	0.81
	SCP-02	1.19	0.17	1.02
	SCP-03	1.74	0.17	1.57
	SCP-04	1.28	0.1	1.18
	SCP-05	1.51	0.7	0.81
	SCP-06	1.22	0	1.22
	SCP-07	1.24	0.01	1.23

Tabla 3.1b Subcuencas correspondientes a cada colector, con sus valores de área, urbana y no urbana, fase inicial.

3.4 Tormenta de diseño de CFE.

Como se mencionó en el capítulo 1, un parámetro hidrológico importante para el funcionamiento de un sistema de drenaje es la tormenta de diseño, ya que es el fenómeno natural que se considera se presentará en dicha zona.

La CFE, realizó estudios hidrológicos retomando las ideas principales del concepto de Regionalización de Tormentas (Franco, 1997), partió de una altura de lluvia de 40 mm, para 10 años de periodo de retorno, duración de 1 hora y área de influencia de la tormenta de 1 Km² y empleando los factores de ajuste (Área, Duración y Periodo de Retorno). [1]

A	FRA	D	FRD	Tr	FR Tr	Área de Influencia de la Tormenta
km ²		h		años		
1.00	40.00	1.00	40.00	50	49.60	Microcuenca
49.57	34.44		34.44		42.70	Cuenca Polígono del NAICM
9600	16.95		16.95		21.02	Generalizada en el Valle de México
1.00	40.00	8.00	50.80	50	62.99	Microcuenca
49.57	34.44		43.73		54.23	Cuenca Polígono del NAICM
9600	16.95		21.53		26.70	Generalizada en el Valle de México
1.00	40.00	24.00	60.80	50	75.39	Microcuenca
49.57	34.44		52.34		64.91	Cuenca Polígono del NAICM
9600	16.95		25.77		31.95	Generalizada en el Valle de México

Tabla 3.2 Análisis de tormenta de diseño obtenida por CFE, (Regionalización de Tormentas).

CFE seleccionó la tormenta con área de influencia de 49.57 Km², duración de 8 horas y periodo de retorno de 50 años, es decir, una precipitación de diseño de 54.23 mm.

Hp=54.23mm

Distribución temporal de la tormenta.

Los factores utilizados para el cálculo de los hidrogramas corresponden a los valores citados en el Instituto de Ingeniería, UNAM (2014), para el diseño definitivo del sistema de drenaje, y se presentan en la siguiente tabla (Ver tabla 3.3). [1]

Hora	1	2	3	4	5	6	7	8
Factor	0.0400	0.0480	0.0880	0.2220	0.3780	0.1220	0.0570	0.0450
Fuente: Echavarría (2013); Domínguez (1997)								
Factor	0.0144	0.0272	0.0455	0.1118	0.6579	0.0532	0.0288	0.0218
Fuente: Instituto de Ingeniería de la UNAM (2014); reuniones de trabajo.								

Tabla 3.3 Distribución de tormenta en 8 horas para el Valle de México.

Con la información anterior CFE obtuvo su hietograma de diseño, que sirvió para el cálculo de hidrogramas de entrada. (Ver figura 3.7).

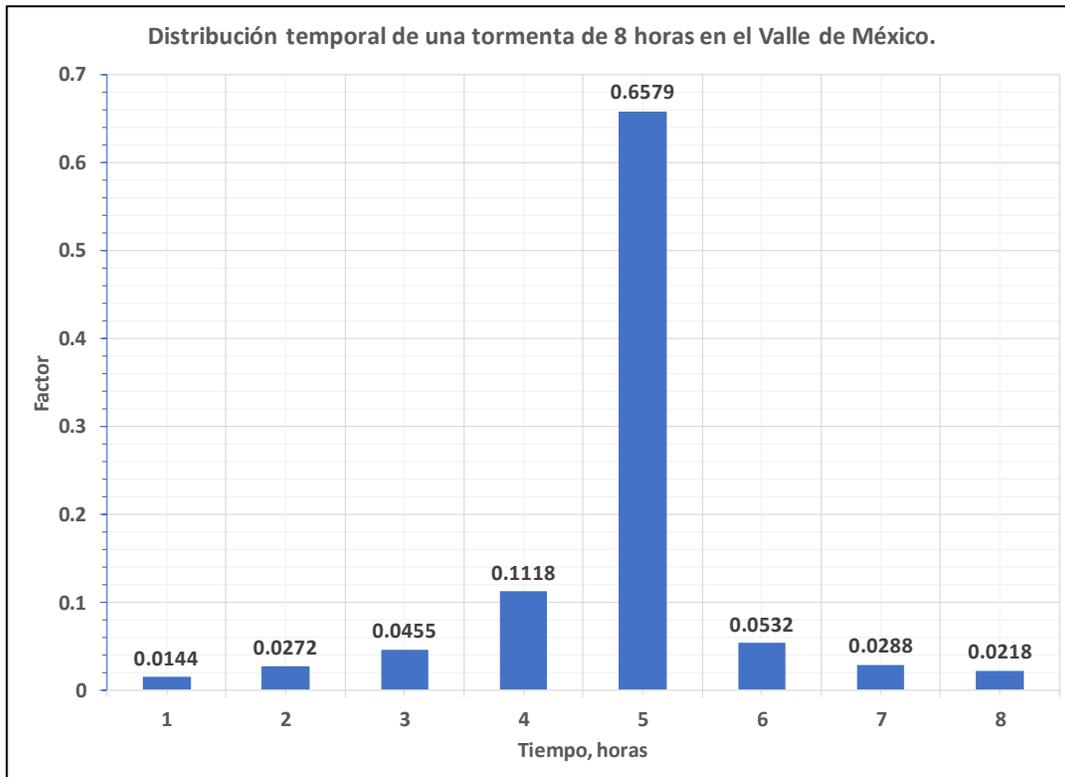


Figura 3.7 Hietograma para la distribución de la tormenta de 8 horas utilizado por CFE, (Instituto de Ingeniería UNAM 2014).

Generación de hidrogramas de CFE para cada subcuenca del NAICM.

El día 9 de mayo del 2017, se realizó una reunión en Torre Murano, en donde ingenieros expertos en el área, por parte de GACM, CFE, CONAGUA y el Instituto de Ingeniería de la UNAM, decidieron seleccionar un coeficiente de escurrimiento de 0.45, ($C_e=0.45$), para el diseño de los colectores hincados. [1]

La fase inicial, contempla la construcción de 7 colectores y un túnel dividido en 2 partes.

CFE calculó los hidrogramas de las subcuencas correspondientes a cada colector, del sistema de drenaje pluvial profundo, CFE generó hidrogramas con intervalos a cada 30 minutos, para obtener el valor de gasto correspondiente, con las fórmulas de formas de hidrograma y la información de tormenta de diseño. La tabla 3.4 indica el valor de gasto (Q , m^3/s) correspondiente a un tiempo (t en horas) y las figuras 3.8 y 3.9 nos muestran la forma de hidrograma de algunas subcuencas.

Tiempo [t] [horas]	SCH-01 Q [m3/s]	SCH-02 Q [m3/s]	SCH-03 Q [m3/s]	SCH-04 Q [m3/s]	SCH-05 Q [m3/s]	SCH-06 Q [m3/s]	SCH-07 Q [m3/s]	SCH-08 Q [m3/s]
00:00	0	0	0	0	0	0	0	0
00:30	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
01:00	0.003	0.004	0.008	0.009	0.006	0.008	0.005	0.008
01:30	0.009	0.011	0.021	0.025	0.017	0.023	0.013	0.024
02:00	0.016	0.018	0.037	0.046	0.03	0.041	0.023	0.044
02:30	0.023	0.027	0.054	0.07	0.043	0.06	0.034	0.066
03:00	0.03	0.035	0.071	0.093	0.057	0.079	0.044	0.089
03:30	0.037	0.044	0.09	0.119	0.072	0.101	0.056	0.113
04:00	0.078	0.092	0.187	0.233	0.15	0.204	0.117	0.221
04:30	0.213	0.255	0.513	0.604	0.412	0.548	0.319	0.575
05:00	0.319	0.375	0.767	0.95	0.611	0.842	0.477	0.904
05:30	0.253	0.29	0.608	0.891	0.478	0.709	0.378	0.84
06:00	0.135	0.149	0.325	0.586	0.251	0.412	0.202	0.548
06:30	0.052	0.057	0.125	0.277	0.096	0.165	0.078	0.255
07:00	0.033	0.038	0.08	0.127	0.063	0.094	0.05	0.119
07:30	0.026	0.03	0.062	0.094	0.049	0.073	0.039	0.089
08:00	0.019	0.022	0.046	0.071	0.036	0.054	0.029	0.067
08:30	0.012	0.013	0.028	0.047	0.022	0.034	0.018	0.044
09:00	0.006	0.006	0.013	0.025	0.01	0.017	0.008	0.023
09:30	0.002	0.002	0.004	0.01	0.003	0.006	0.002	0.009
10:00	0	0	0	0.002	0	0.001	0	0.002
10:30	0	0	0	0	0	0	0	0
11:00	0	0	0	0	0	0	0	0
11:30	0	0	0	0	0	0	0	0
12:00	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabla 3.4 Hidrogramas de CFE, subcuencas correspondientes al colector C02.

Estos valores fueron obtenidos por CFE a partir de su tormenta de diseño y distribución de la tormenta.

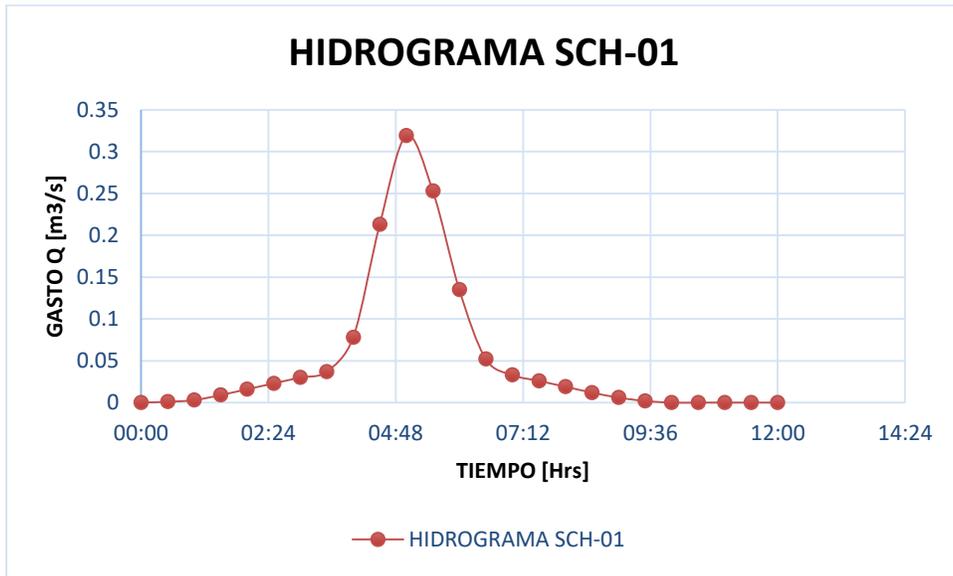


Figura 3.8 Hidrograma de la Subcuenca SCH-01, correspondiente al colector C02 calculado por CFE.

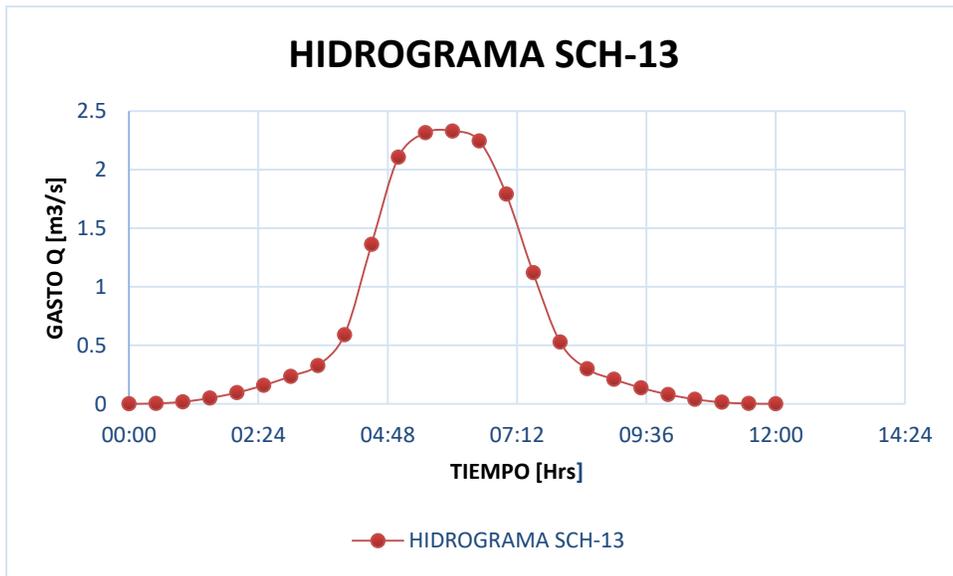


Figura 3.9 Hidrograma de la Subcuenca SCH-13, correspondiente al colector C03 calculado por CFE.

Esta información fue necesaria para la realización del análisis hidráulico del sistema de drenaje de CFE.

3.5 Análisis hidráulico del sistema de drenaje Pluvial Definitivo realizado por CFE.

La información requerida para realizar este análisis, se compone de un estudio hidrológico, (Tormenta de diseño), que es el fenómeno que se representará en dicho modelo, y la información geométrica, diámetros de túnel, y las elevaciones de terreno. [1]

A continuación, se presenta el análisis hidráulico realizado con el programa EPA SWMM por CFE.

3.5.1 Armado del Modelo.

De los planos del proyecto de la red del sistema de drenaje dicha red, se extrajo la información geométrica y topográfica de cada componente del sistema para alimentar el armado del modelo. CFE verificó que dichos planos están correctamente georreferenciados, por lo que de éstos se obtuvieron las coordenadas geográficas de cada nodo del armado, que representa una lumbrera del sistema. [1]

La información topográfica utilizada fue la siguiente:

- Elevación del terreno natural.
- Elevación de plantilla de cada elemento de la red en su conexión con las lumbreras (colectores y túnel).
- Coordenadas geográficas de las lumbreras.

De igual manera, la información geométrica que se utilizó para completar el modelo fue la siguiente:

- Diámetros de colectores y túneles profundos.
- Diámetros de las lumbreras constructivas tanto de los colectores como del túnel.

3.5.2 Análisis del funcionamiento hidráulico del sistema de drenaje para la fase inicial (2020).

El modelo de CFE fue generado completamente, se ingresaron también a dicho modelo los hidrogramas correspondientes.

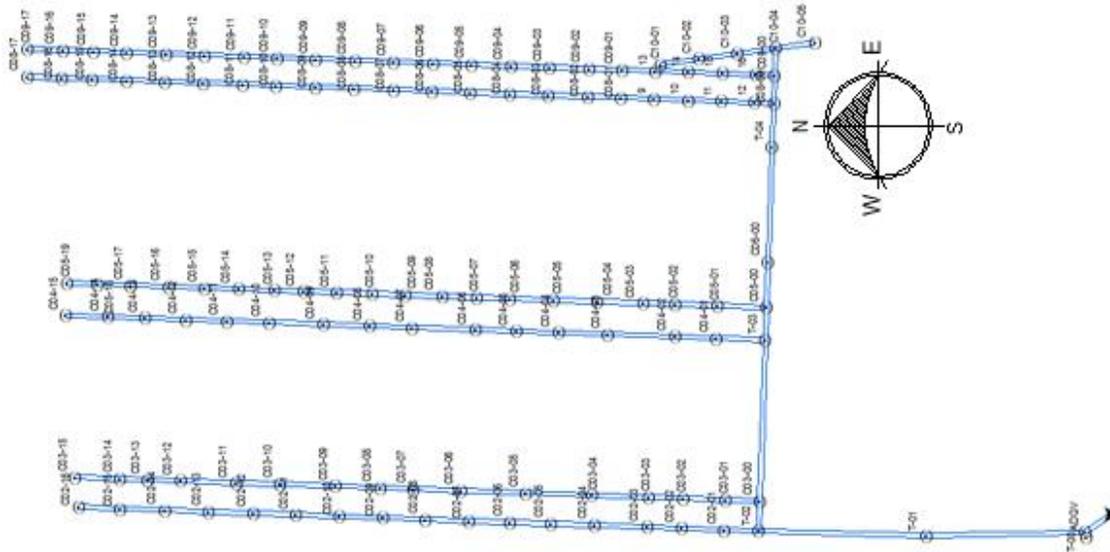


Figura 3.10 Armado del Modelo del Drenaje Pluvial Profundo Definitivo fase inicial 2020 (Realizado por CFE).

Para la simulación de la red se establecieron los siguientes criterios de diseño, basados en aspectos hidráulicos principalmente, pero además geotécnicos, estructurales y constructivos.

- Diámetros de colectores: 1.52, 2.13, 2.44 y 3.05 metros para el diseño.
- Pendientes: mínima de 0.0001 y máxima de 0.002.
- Rugosidad de 0.014 (concreto seminuevo sin recubrimiento).
- Colchón mínimo: 2.5 veces el diámetro el diámetro del conducto.
- Mínimos tramos trabajando en carga.

3.4.3 Resultados Fase Inicial.

Se obtuvieron los perfiles hidráulicos de cada uno de los conductos (colectores y túneles) con el nivel máximo alcanzado durante el tránsito de avenida.

De acuerdo con los resultados obtenidos CFE menciona que hay una condición crítica o más bien desfavorable para los colectores C02 y C05.

A continuación, se presentan los perfiles obtenidos por CFE de los colectores C02 y C05 y se presenta el perfil del túnel para esta condición de cálculo (Ver figuras 3.11 a 3.16).

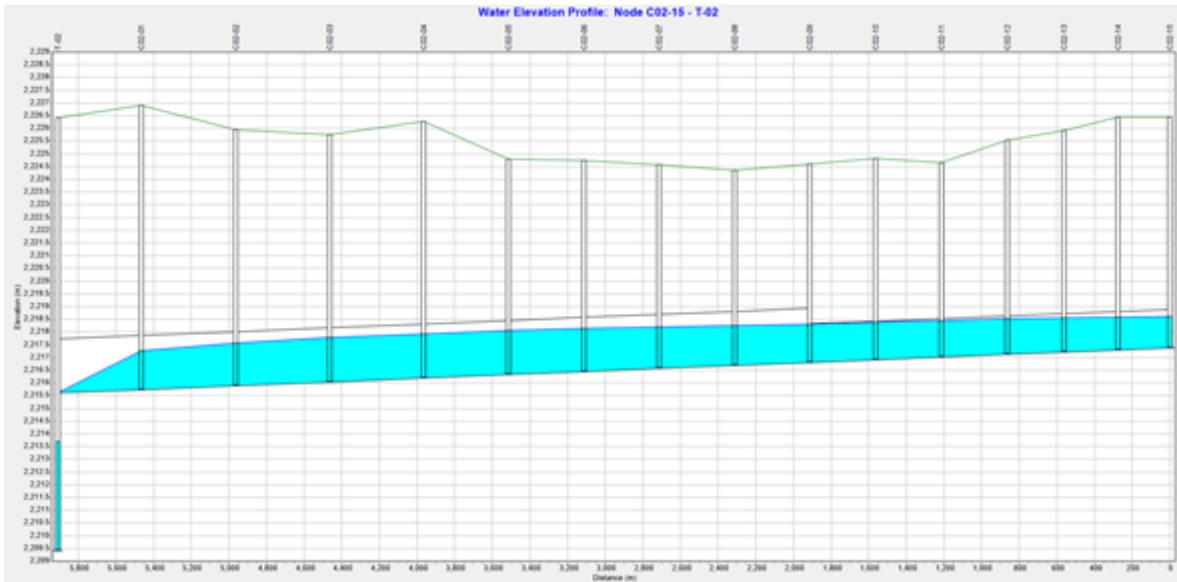


Figura 3.11 Perfil hidráulico del colector C02 de la simulación de CFE.

El gasto pico total que ingresó al colector C02 fue de 5.29 m³/s, mientras que el gasto pico descargado hacia el túnel fue de 3.86 m³/s. La velocidad máxima en el conducto fue de 1.83 m/s.

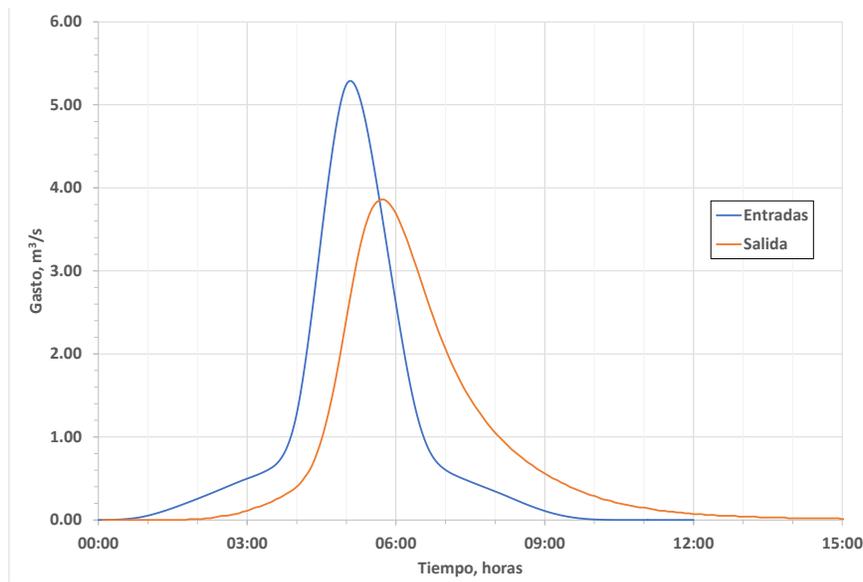


Figura 3.12 Hidrogramas de entrada y de salida del colector C02.

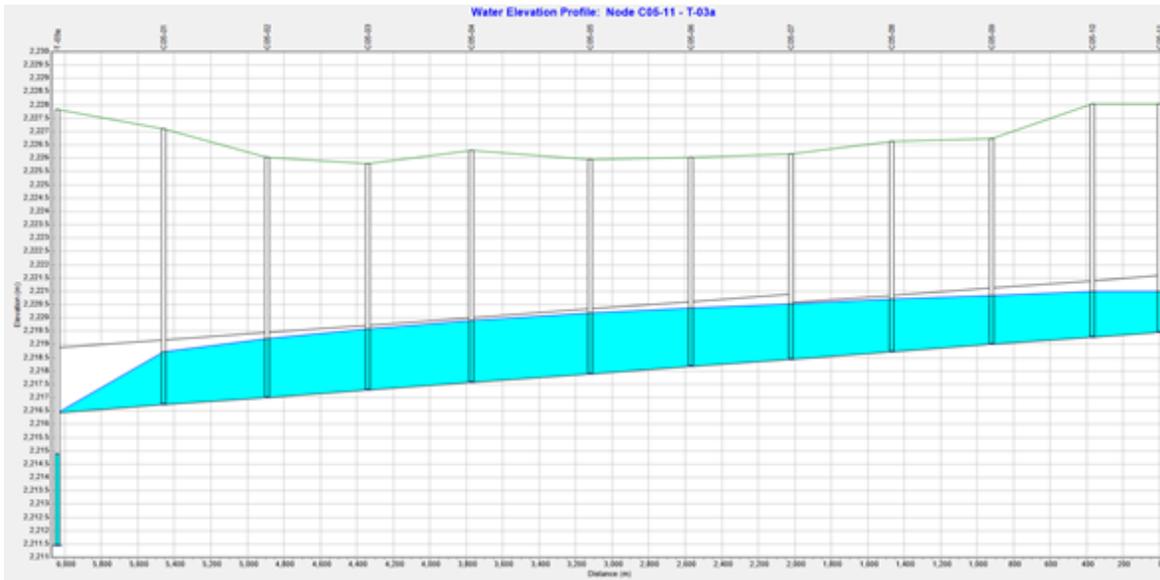


Figura 3.13 Perfil hidráulico del colector C05 de la simulación de CFE.

El gasto pico total que ingresó al colector C05 fue de $9.29 \text{ m}^3/\text{s}$, y el gasto pico descargado hacia el túnel fue de $7.39 \text{ m}^3/\text{s}$. La velocidad máxima en el conducto fue de 2.24 m/s .

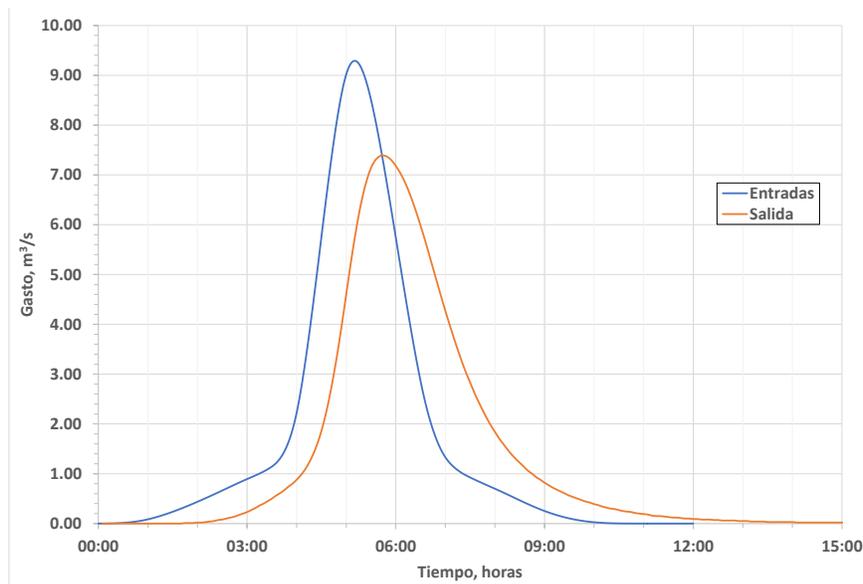


Figura 3.14 Hidrogramas de entrada y de salida del colector C05.

A continuación, se presenta el comportamiento del túnel (Oriente Poniente-Norte Sur), es importante señalar que tuvo un buen comportamiento hidráulico.

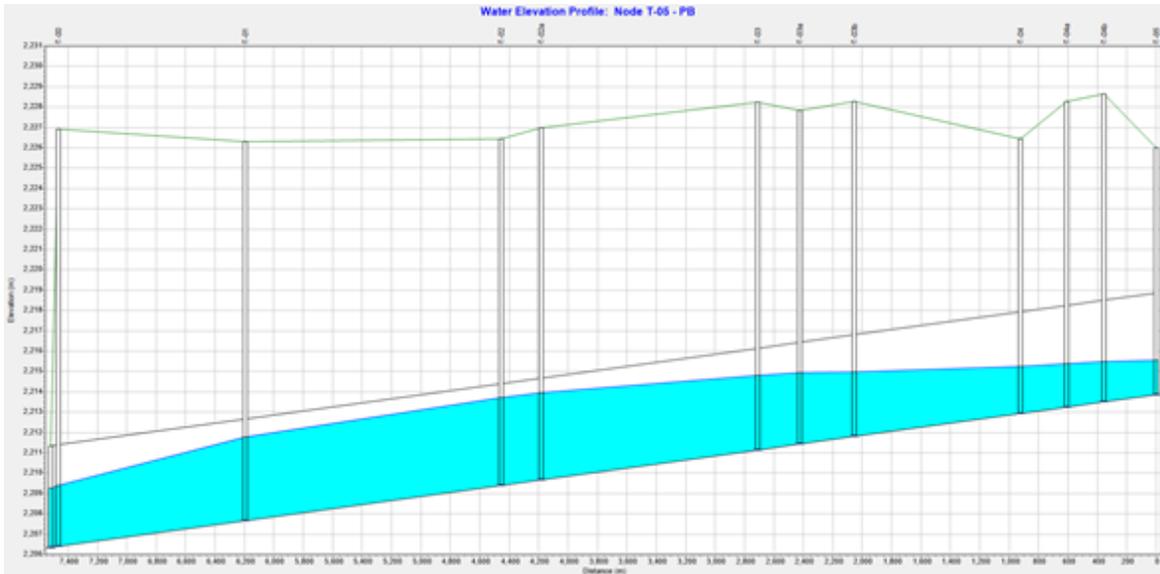


Figura 3.15 Perfil hidráulico del túnel profundo de la simulación de CFE.

El gasto pico total que ingresó al sistema, fue de $73.56 \text{ m}^3/\text{s}$, y el gasto pico que sale por la planta de bombeo fue de $57.91 \text{ m}^3/\text{s}$. La velocidad máxima en el conducto fue de 4.78 m/s . Cabe señalar que el túnel no entra en carga.

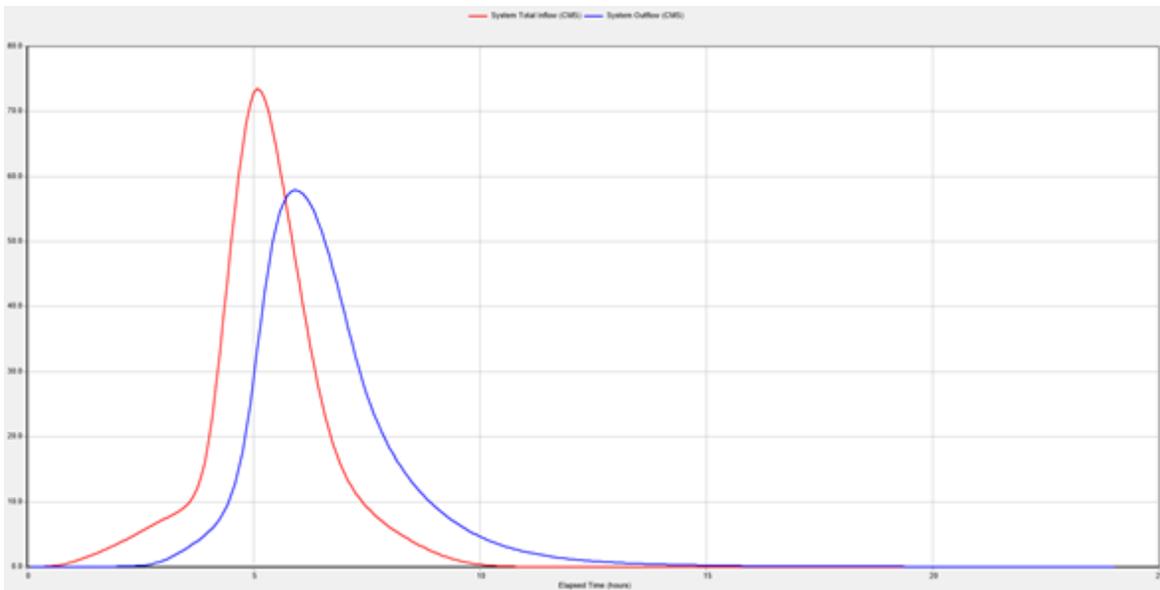


Figura 3.16 Hidrograma de entrada y de salida (totales) del Túnel.

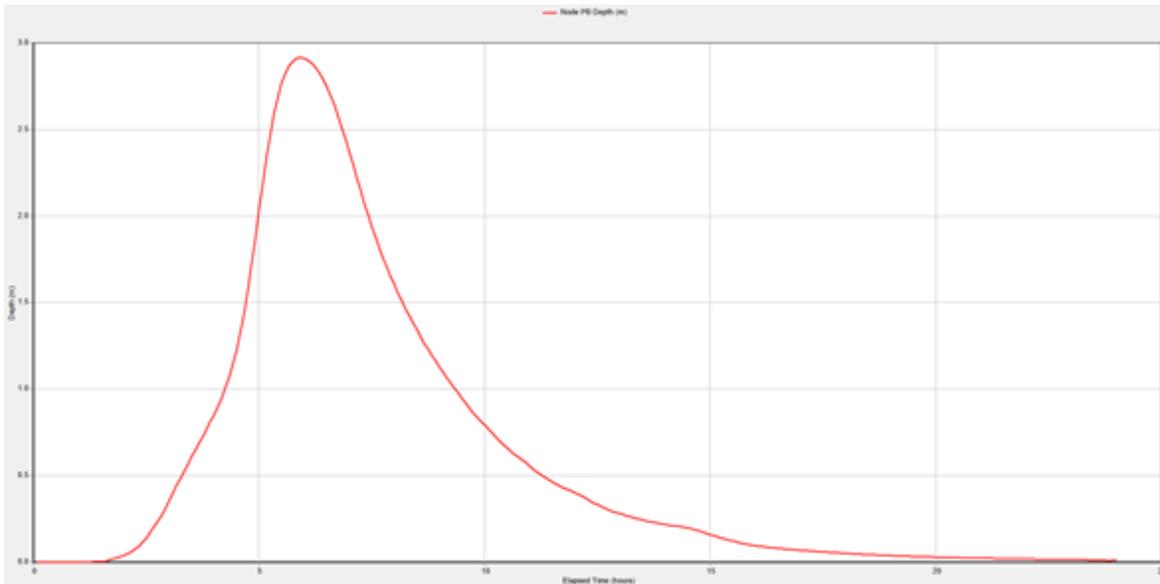


Figura 3.17 Variación de niveles en el cárcamo de bombeo.

El tirante máximo que se presentó en el cárcamo de bombeo fue de 2.92 m, casi 3.0 m (Ver figura 3.17). Es importante conocer la velocidad del túnel en su conexión con la planta de bombeo para evitar daños estructurales, y comportamientos hidráulicos no deseados, por lo tanto, en la figura 3.18 se presenta la variación de la velocidad en el túnel. Se observa que, la máxima velocidad fue de 4.78 m/s.

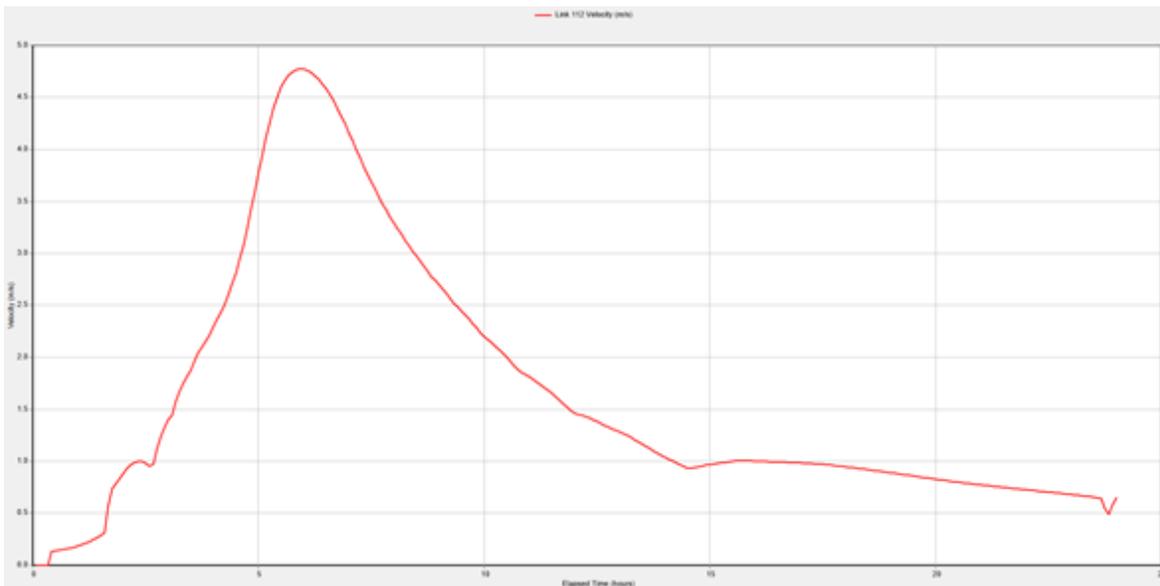


Figura 3.18 Variación de las velocidades en el túnel profundo.

3.5 Conclusiones.

El análisis hidráulico realizado por CFE para la fase inicial de este proyecto, nos muestra que se tiene un comportamiento bueno del sistema de drenaje, nos muestra que los colectores trabajan de buena manera evitando entrar en carga, los colectores C02 y C05 se encuentran parcialmente lleno, CFE consideró que su comportamiento era bueno.

Es importante mencionar que el gasto total de salida descargado por el Túnel Profundo, supera la capacidad de la planta de bombeo de proyecto, el gasto de descarga hacia la planta es de 57.91 m³/s mientras que la capacidad de la planta de bombeo es de 55 m³/s, se tiene una diferencia de 2.91 m³/s

A continuación, se presenta un resumen de los gastos de entrada y salida de los colectores además de la velocidad máxima en cada colector (Ver tabla 3.5).

Conducto	Fase inicial		
	Q _{pe} (m ³ /s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{máx} (m/s)
C02	5.29	3.86	1.83
C03	13.02	10.51	2.47
C04	13.98	11.08	2.5
C05	9.29	7.39	2.24
C08	2.49	1.38	1.39
C09	5.99	4.77	1.95
C10	9.17	9.15	2.7
TÚNEL	73.56	57.91	4.78

Nota : Q_{pe}= Gasto máximo de entrada
Q_{ps} = Gasto máximo de salida

Tabla 3.5 Resumen de gastos y velocidad de la simulación hecha por CFE para la fase inicial 2020 del Sistema de Drenaje Pluvial Profundo Definitivo.

Referencias.

[1] "Estudio Hidrológico e Hidráulico (considerando un coeficiente de escurrimiento de 0.45 en zonas urbanas-t, correspondiente al proyecto del DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO, elaborado por CFE Dirección Corporativa de Ingeniería y Proyectos de Infraestructura.

[2] NOTA TÉCNICA No. H-9 "Observaciones relevantes del área hidráulica relativas al proyecto ejecutivo para "Construcción del Túnel Drenaje Pluvial Profundo del Nuevo Aeropuerto

Internacional de la Ciudad de México", correspondiente al Convenio de Colaboración INVESTIGACIONES y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRÁULICAS DE DRENAJE PLUVIAL PARA EL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM) AD-SRO-CONV-DCAGISC-11-17, elaborada por el II-UNAM (Área Hidráulica) el 14 de agosto de 2018.

[3] NOTA TÉCNICA No. H-12 "Observaciones del Área Hidráulica del Instituto de Ingeniería relativas a la "Memoria de cálculo geotécnico Cárcamo de Bombeo A1" MC-GEO-B023.rev01", correspondiente al Convenio de Colaboración INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRÁULICAS DE DRENAJE PLUVIAL PARA EL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM) AD-SRO-CONV-DCAGI-SC-11-17, elaborada por el II-UNAM (Área Hidráulica) el 4 de octubre de 2018.

CAPÍTULO IV

PROBLEMÁTICA ACTUAL DEL DRENAJE EN EL NAICM

Durante la construcción del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, se encontraba en operación el Drenaje Pluvial Temporal Modificado, el cual presentaba una serie de problemas de operación, en donde influyen; los volúmenes bombeados en las plantas de bombeo, cruces entre los drenes principales, agua de precarga, construcción de calles de rodaje y cancelación de algunas secciones de los canales, además de las tormentas de la zona que provocan inundaciones y las condiciones de las descargas del sistema hacia las lagunas de regulación.

4.1 Problemas de inundación.

Como ya se ha mencionado, la zona donde se construía el Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, es el fondo de una cuenca que pertenece a un completo sistema de lagos y lagunas ya secos, pero con suelos potencialmente saturados de agua.

Por lo anterior la probabilidad de una gran inundación es muy alta, principalmente en temporada de lluvias, debido a que el agua reconoce su flujo hacia los puntos más bajos y como el suelo está totalmente saturado el agua de lluvia se estanca en grandes extensiones de terreno dentro de la zona.

Se tiene conocimiento de que las Lagunas de Regulación de la zona llegan a su máxima capacidad, lo cual hace que tengan problemas de desbordamiento.

A lo largo del desarrollo de los trabajos de construcción en el NAICM se presentaron problemas de inundación y de capacidad en los sistemas temporales de drenaje dentro de la zona.

Como pasa actualmente en la Ciudad de México, la concentración de desarrollo urbano y el crecimiento poblacional afecta los sistemas de drenaje, ya que, en temporada de lluvias, ya no hay infiltración provocando que se saturen estos sistemas generando inundaciones.

4.2 Situación del Drenaje Pluvial Temporal Modificado.

Como ya fue explicado, el objetivo general de Drenaje Pluvial Temporal (DPT), consistió en la protección de la zona de construcción del NAICM contra inundaciones provenientes de precipitaciones dentro del perímetro del aeropuerto en el Lago de Texcoco.

Son dos drenes, que corren de norte a sur, los que se encuentran operando; el primero (DPTM-1) descargando el agua por bombeo en la Laguna de Regulación Casa Colorada (LRCC), y el segundo (DPTM-2) en el Dren Texcoco Norte, como se observa en la figura 4.1, fue necesario que operarán estos drenes, ya que en medio de estos dos, se ubica la construcción del edificio terminal.

Un tercer dren, corre paralelo a la pista 6, donde su operación está prevista hacia los canales 4, 11 y 8 que descargan al Dren DTPM-2 y sólo una parte al Dren Texcoco Norte (DTN).

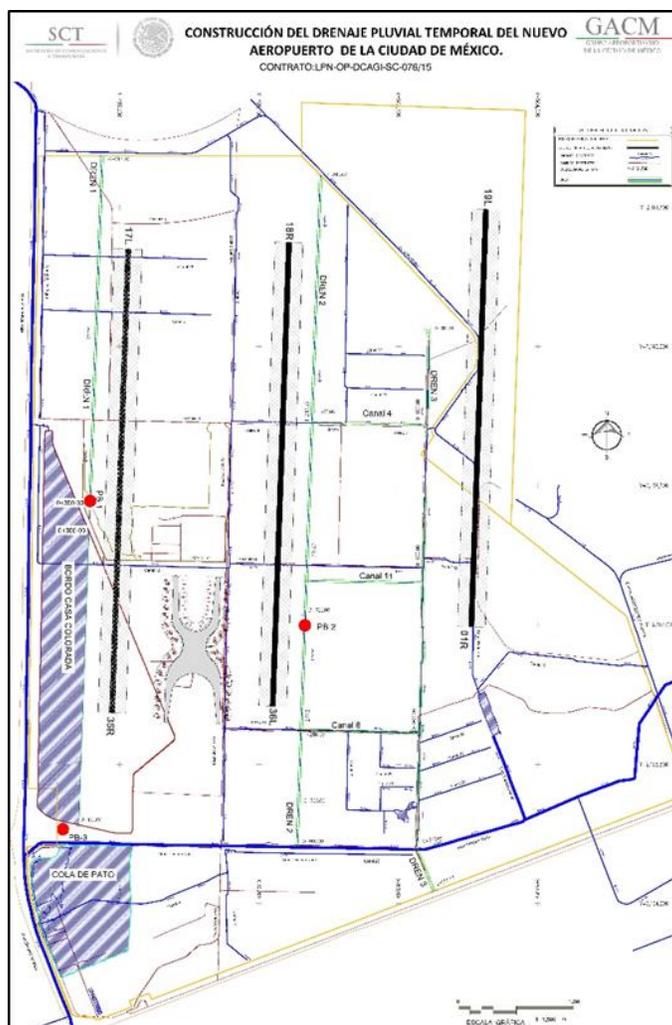


Figura 4.1 Vista en planta de la zona donde se construye el NAICM.

El sistema de drenaje cuenta con 3 plantas de bombeo, las cuales operan de acuerdo a los volúmenes que se encuentren en los canales, existe un drenaje para expulsar volúmenes de precarga paralelos a las pistas y a los drenes principales.

.2.1 Situación de los Canales de drenaje.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM realizó visitas con el fin de revisar las condiciones de los drenes, y revisar la operación del DPTM para dar algunas recomendaciones.

Al recorrer los drenes principales, se encontró que los Drenes DPTM-1 y DPTM-2 estaban operando con normalidad, aunque se encontraron con algunas obstrucciones en los canales. Además de que el DPTM-3 se encontraba totalmente fuera de operación y descuidado (Ver figura 4.2).



Figura 4.2 Condición del DPTM-3 y su descarga hacia el Dren Texcoco Norte

4.2.2 Obstrucciones en los canales.

Durante los recorridos se observaron obstrucciones en los drenes, principalmente cruces, algunos tienen una estructura de alcantarilla que evita que se interrumpa el flujo, mientras que otros bloquean completamente el flujo del agua (Ver figura 4.3)



Figura 4.3 Obstrucción en el Dren secundario Canal 4 que conecta al DPTM-3 con el DPTM-2.

Es importante que se coloquen alcantarillas en los cruces que sean de las mismas capacidades del canal, ya que, si se interrumpe el flujo, la operación de los drenes no es la misma y pueden ocurrir problemas de inundación.

4.3 Problema de la Calle de Rodaje F-F’.

Los ingenieros proyectistas en este proyecto manifestaron la necesidad de iniciar trabajos de precarga para la construcción de una calle de rodaje F-F’, que conectaría a la pista 6 (en el lado oriente del NAICM) con el edificio terminal. Esa obra tendría interferencia con los drenes DPTM-2 y DPTM-3 (Ver figura 4.4). [1]

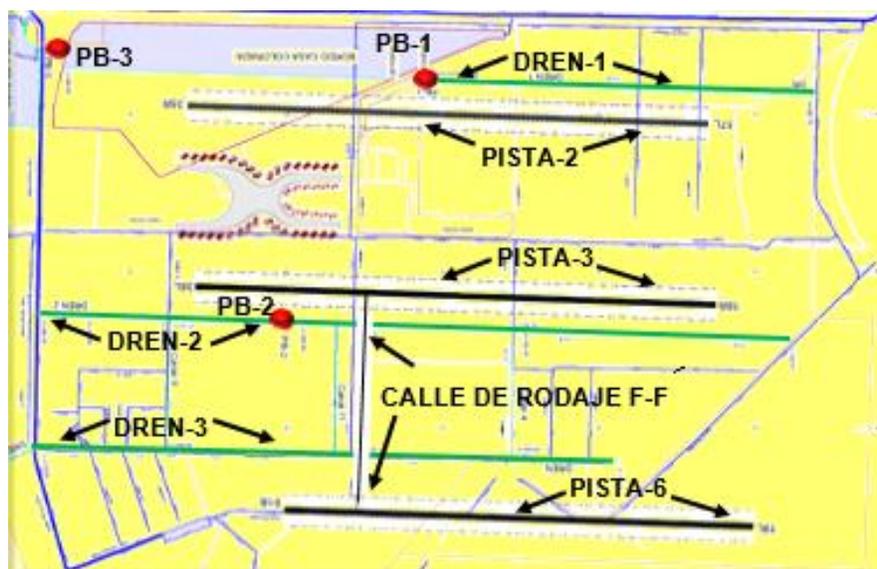


Figura 4.4 Ubicación de la Calle de Rodaje F-F’.

Las áreas de precarga aumentaron a partir del año 2017 hasta noviembre del 2018 y se esperaba que estas siguieran aumentando. Se propuso apoyar con bombeo el funcionamiento de los drenes horizontales transversales, deformados por la consolidación del suelo, por lo que se esperaban incrementos en las aportaciones del agua producto de la consolidación a los drenes DPTM-1, DPTM-2 y DPTM-3.

Debido a las condiciones presentadas en temporada de lluvias del año 2018, se propuso realizar un cruce, ya que esta construcción afectaría el funcionamiento hidráulico de los drenes principales, además de que los trabajos constructivos en la zona aumentaban con el tiempo.

Para la solución de este problema, el GACM tenía contemplado construir unos drenes paralelos a la calle de rodaje (Ver figura 4.5).

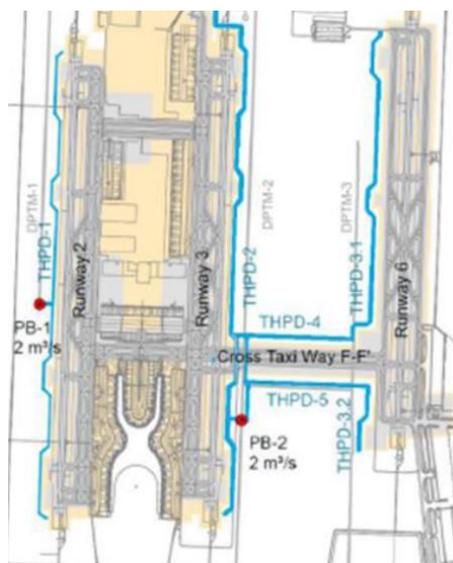


Figura 4.5 Drenes de precarga paralelos a la calle de rodaje F-F´.

Los caudales producto de la consolidación estarían aportando un 25% más de la capacidad de la PB1 y casi un 50% más de la capacidad de la PB2, lo que obliga a una revisión a detalle de la capacidad del DPTM para mitigar riesgos durante la siguiente temporada de lluvias.

Se tiene información de esquemas conceptuales para realizar el cruce de la calle de rodaje F-F´ con el DPTM-2, provocando una obstrucción que presenta la siguiente problemática:

La capacidad hidráulica considerada es menor que los 2 m³/s de diseño del DPTM-2 y que debe conservarse.

El claro a librar por los tubos es de entre 380 y 400 m, por lo que no es adecuado soportarlos solamente con un apoyo en cada extremo. (Figura 4.6).

Los apoyos para soportar los tubos se marcan colindantes con la franja de precarga, por lo que requerirían de una cimentación especial para evitar hundimientos e inclinaciones por efecto de la misma precarga. [2]

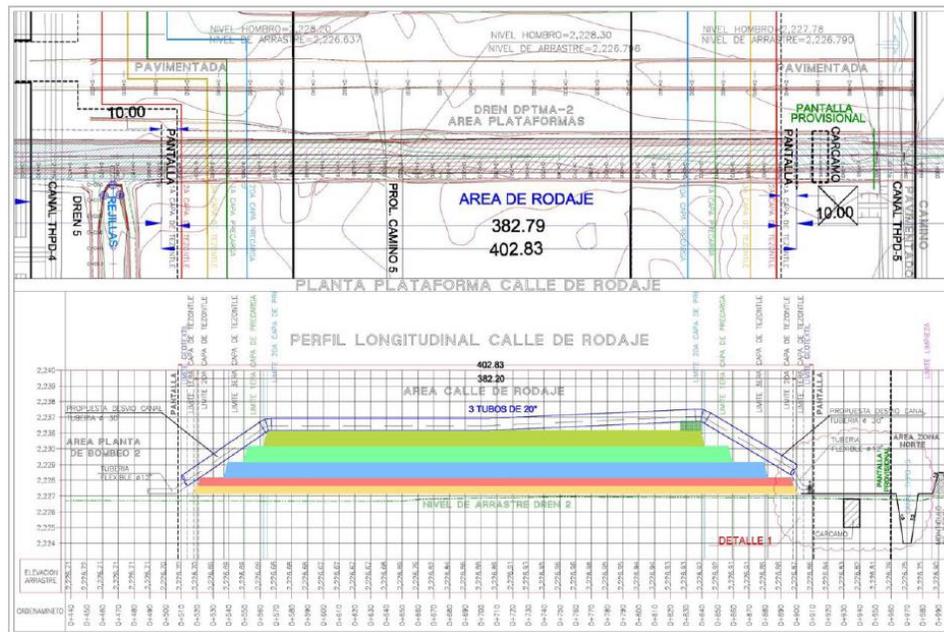


Figura 4.6 Esquema para cruce del DPTM-2 sobre la calle de rodaje F-F', (Información del GACM)

Este cruce afectaría el funcionamiento del Drenaje Pluvial Temporal modificado, y si se realiza mal, puede provocar inundaciones en la zona.

4.4 Operación de las Plantas de Bombeo.

La capacidad de las plantas de bombeo está definida con base en los hidrogramas de llegada a cada una de ellas.

Por encargo del GACM, la Comisión Federal de Electricidad (CFE), a través de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil y Ciencias de la Tierra (GEIC), elaboró informes (reportes semanales) y boletines con información correspondiente a los bombeos en las plantas PB1 y PB2 del sistema de Drenaje Pluvial Temporal Modificado.

A continuación, se presenta un ejemplo del reporte semanal de operación de la planta de bombeo PB1 (Ver figura 4.7).

DRENAJE PLUVIAL TEMPORAL DEL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE MEXICO
RELACION DE TIEMPO DE BOMBEO EN PLANTA DE BOMBEO PB-01.

EQUIPO: GENERADOR DE 500 KW Y BOMBA DC 100 HP.

Gasto promedio: 0.8 m³/s

EVENTO	FECHA INICIAL	LECTURAS						VOLUMEN BOMBREADO			
		BOMBA 1		BOMBA 2		BOMBA 3		SUBTOTAL	TOTAL DÍA	TOTAL SEMANA	
		INICIO	TERMINO	INICIO	TERMINO	INICIO	TERMINO				
SEMANA 1											
1	16/04/2018			9:43:00	12:56:31			2:53:31	2:53:31		8,328.80
2	17/04/2018			9:39:00	11:52:55			2:13:55			
2	17/04/2018			15:25:00	16:15:31			0:50:31	3:04:26		8,832.80
3	18/04/2018			9:45:00	11:49:09			2:04:09			
2	18/04/2018			15:27:00	15:56:10			0:29:10	2:43:19		7,839.20
1	19/04/2018			9:45:00	11:51:08			2:06:08			
2	19/04/2018			15:17:00	16:45:27			0:58:27	3:00:45		8,888.00
1	20/04/2018			10:09:00	12:44:25			2:35:25			
2	20/04/2018			15:14:00	15:59:04			0:45:04	3:14:39		9,343.20
1	21/04/2018			9:24:00	17:34:34			8:10:34	3:10:34		9,247.20
1	22/04/2018			8:15:00	11:54:47			3:41:47	3:41:47	71:52:50	10,841.00

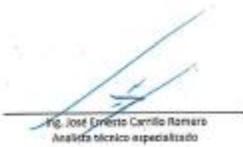
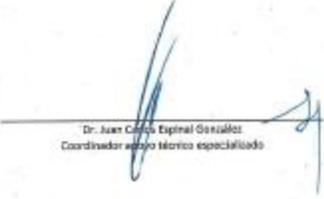




Figura 4.7 Reporte Semanal, hecho por CFE, Planta de bombeo PB1.

En dichos informes, se registró el tiempo de operación diario de cada uno de los equipos de bombeo para calcular los volúmenes bombeados multiplicando por un “gasto promedio” asociado a cada una de las plantas de bombeo, estos son;

$$Q_{\text{promedio}} = 0.800 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ correspondiente a la PB1}$$

$$Q_{\text{promedio}} = 0.616 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ correspondiente a la PB2}$$

Es importante señalar que la CFE no justificó por que utilizó un gasto promedio, en cada bombeo ni el criterio utilizado para determinar el gasto promedio.

Finalmente se suman estos volúmenes para tener un volumen final total semanal.

4.4.1 Volúmenes bombeados PB1 y PB2.

Con base en la información de los reportes de CFE, se realizó la siguiente tabla resumen, correspondiente a la PB-1 y a la PB-2, en donde se tiene el volumen final acumulado de cada semana.

Es importante mencionar que los cortes semanales y la numeración de cada semana son las correspondientes a los reportes de CFE y que no necesariamente se ajustan a días fijos en el calendario (Ver tablas 4.1 y 4.2).

CAPÍTULO IV PROBLEMÁTICA ACTUAL DEL DRENAJE EN EL NAICM

	PB 1	Factor Q=0.8m ³ /s		
	SEMANA	TIEMPO TOTAL DE BOMBEO		VOLUMEN [m ³]
		[Hrs]	[s]	
Del 14 de Agosto al 3 de Septiembre 2017	1	23:52:18	85938	68750.4
	2	24:14:05	87245	69796
	3	56:34:06	203646	162916.8
Del 4 de septiembre al 26 de Septiembre 2017	4	SIN INFORMACIÓN	0	0
	5	SIN INFORMACIÓN	0	0
	6	SIN INFORMACIÓN	0	0
Del 26 de Septiembre al 28 de Octubre 2017	7	29:39:41	106781	85424.8
	8	27:38:20	99500	79600
	9	28:55:56	104156	83324.8
	10	24:56:12	89772	71817.6
Del 30 de Octubre al 26 De Noviembre 2017	11	24:48:43	89323	71458.4
	12	17:33:50	63230	50584
	13	18:35:23	66923	53538.4
	14	25:04:46	90286	72228.8
Del 27 de Noviembre al 31 de Diciembre 2017	15	09:59:39	35979	28783.2
	16	24:18:41	87521	70016.8
	17	24:36:23	88583	70866.4
	18	22:49:54	82194	65755.2
Del 1 de Enero al 28 de Enero 2018	19	25:42:30	92550	74040
	20	20:35:49	74149	59319.2
	21	22:46:05	81965	65572
	22	23:32:56	84776	67820.8
Del 29 de Enero al 4 de Marzo 2018	23	21:00:51	75651	60520.8
	24	22:53:20	82400	65920
	25	18:30:28	66628	53302.4
	26	19:11:51	69111	55288.8
Del 5 de Marzo al 1 de Abril 2018	27	20:21:54	73314	58651.2
	28	20:45:47	74747	59797.6
	29	17:26:20	62780	50224
	30	15:59:58	57598	46078.4
Del 2 de Abril al 22 de Abril	31	21:49:42	78582	62865.6
	32	20:33:53	74033	59226.4
	33	21:07:54	76074	60859.2
	34	18:45:21	67521	54016.8
Del 23 de Abril al 20 de Mayo 2018	35	17:21:01	62461	49968.8
	36	21:52:56	78776	63020.8
	37	24:46:40	89200	71360
	38	22:01:56	79316	63452.8
Del 21 de Mayo al 1 de Junio 2018	39	26:45:06	96306	77044.8
	40	26:47:44	96464	77171.2
	41	28:10:12	101412	81129.6
	42	28:11:40	101500	81200
Del 2 de Julio al 29 de Julio 2018	43	24:41:22	88882	71105.6
	44	26:10:59	94259	75407.2
	45	20:17:16	73036	58428.8
	46	SIN OPERACIÓN	0	0
Del 30 de Julio al 2 de Septiembre 2018	47	SIN OPERACIÓN	0	0
	48	SIN OPERACIÓN	0	0
	49	SIN OPERACIÓN	0	0
	50	SIN OPERACIÓN	0	0
Del 3 de Septiembre al 30 de Septiembre 2018	51	05:09:42	18582	14865.6
	52	31:29:23	113363	90690.4
	53	39:53:22	143602	114881.6
	54	40:43:15	146595	117276
	55	42:30:03	153003	122402.4
	56	SIN INFORMACIÓN	0	0
	57	SIN INFORMACIÓN	0	0
	58	SIN INFORMACIÓN	0	0
	59	38:46:48	139608	111686.4

Tabla 4.1 Volúmenes bombeados semanalmente en PB-1.

CAPÍTULO IV PROBLEMÁTICA ACTUAL DEL DRENAJE EN EL NAICM

	PB 2	Factor Q=0.616m ³ /s		
	SEMANA	TIEMPO TOTAL DE BOMBEO		VOLUMEN [m ³]
		[Hrs]	[s]	
Del 14 de Agosto al 10 de Septiembre 2017	1	09:34:22	34462	21228.592
	2	10:55:44	39344	24235.904
	3	05:48:03	20883	12863.928
	4	13:41:04	49264	30346.624
Del 11 de Septiembre al 24 Septiembre 2017	5	SIN INFORMACIÓN	0	0
	6	14:41:08	52868	32566.688
Del 25 de Septiembre al 22 de Octubre 2017	7	18:13:12	65592	40404.672
	8	11:24:29	41069	25298.504
	9	11:08:50	40130	24720.08
	10	07:39:06	27546	16968.336
Del 23 Octubre al 19 de Noviembre 2017	11	02:55:22	10522	6481.552
	12	01:32:24	5544	3415.104
	13	19:04:23	68663	42296.408
	14	14:01:19	50479	31095.064
Del 20 de Noviembre al 31 de Diciembre 2017	15	05:20:03	19203	11829.048
	16	22:06:00	79560	49008.96
	17	12:53:58	46438	28605.808
	18	01:22:15	4935	3039.96
	19	19:52:47	71567	44085.272
	20	25:13:51	90831	55951.896
Del 1 de Enero al 28 de enero 2018	21	31.20.14	112814	69493.424
	22	24.09.43	86983	53581.528
	23	21:56:18	78978	48650.448
	24	22:31:10	81070	49939.12
Del 29 enero al 4 de Marzo 2018	25	18:11:10	65470	40329.52
	26	21:03:14	75794	46689.104
	27	22:47:50	82070	50555.12
	28	19:21:35	69695	42932.12
	29	20:35:25	74125	45661
Del 5 de Marzo al 1 de Abril 2018	30	18:55:39	68139	41973.624
	31	18:51:37	67897	41824.552
	32	18:12:19	65539	40372.024
	33	14:18:57	51537	31746.792
Del 2 de Abril al 22 de Abril 2018	34	17:48:49	64129	39503.464
	35	16:00:20	57620	35493.92
	36	15.02:30	54150	33356.4
Del 23 de Abril al 20 de Mayo 2018	37	16:29:59	59399	36589.784
	38	13:21:06	48066	29608.656
	39	12:30:07	45007	27724.312
	40	06:33:37	23617	14548.072
Del 21 de Mayo al 17 de Junio 2018	41	10:11:02	36662	22583.792
	42	16:41:24	60084	37011.744
	43	14:31:16	52276	32202.016
	44	14:24:19	51859	31945.144
Del 18 de Junio al 8 de Julio 2018	45	18:38:07	67087	41325.592
	46	18:16:22	65782	40521.712
	47	23:24:37	84277	51914.632
Del 9 de Julio al 29 de Julio 2018	48	25.10.49	90649	55839.784
	49	28.13.16	101596	62583.136
	50	29.44.11	107051	65943.416
Del 30 de Julio al 2 de Septiembre 2018	51	26:22:11	94931	58477.496
	52	32:03:21	115401	71087.016
	53	43:22:45	156165	96197.64
	54	36:33:49	131629	81083.464
	55	41:33:39	149619	92165.304
Del 3 de Septiembre al 30 de Septiembre 2018	56	SIN INFORMACIÓN	0	0
	57	SIN INFORMACIÓN	0	0
	58	SIN INFORMACIÓN	0	0
	59	35:43:17	128597	79215.752

Tabla 4.2 Volúmenes bombeados semanalmente en PB-2.

En las tablas 4.1 y 4.2 respectivamente, se observa un total de 59 semanas, en las cuales la CFE operó los equipos correspondientes a cada una de las plantas de bombeo, cumpliendo así un año de operación, dicha información nos permite construir la siguiente gráfica (Ver figura 4.8).

Como se aprecia en la figura 4.8, los volúmenes semanales promedio bombeados en PB1, que fueron del orden de los 60,000 m³, se mantuvieron constantes de agosto de 2017 a septiembre de 2018, aun con las variaciones registradas de una semana a otra.

Respecto a la planta de bombeo PB2, se observa en estos meses una tendencia de incremento del volumen bombeado, con un valor promedio semanal de 30,000 m³, pero con una tasa de incremento muy importante, del orden de 11,000 m³ semanales.

En caso de que continuarán las aportaciones de agua de precarga a los drenes DPTM, se deben tomar en cuenta las siguientes observaciones realizadas por el Instituto de Ingeniería UNAM:

- No podrá reducirse la capacidad hidráulica de diseño de ninguna de las estructuras que forman parte del DPTM.
- Los niveles de los bordos de los drenes deberán conservarse para que, en caso de que se presenten lluvias intensas, se disponga de los bordos libres para conducir la suma de las aportaciones por lluvia más las aportaciones de agua de precarga.
- Deberá asegurarse el funcionamiento correcto de todos los equipos de las plantas de bombeo, para tener la posibilidad de desalojar la avenida de diseño, incrementada por las aportaciones del agua de precarga.

4.4.2 Impacto de lluvias en las Plantas de bombeo.

Es importante conocer el impacto que tienen los fenómenos locales de la región, como ya se ha mencionado anteriormente, las precipitaciones son de suma importancia en el diseño y operación de sistemas de drenaje.

Con la finalidad de correlacionar esta información con la precipitación registrada en la zona en este mismo periodo, se procedió a obtener información del Observatorio Hidrológico en Tiempo Real (OH), a cargo de la Coordinación de Hidráulica del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

La figura 4.9 muestra la precipitación semanal, obtenida con base en los registros de la estación “Bosques de Aragón” del OH durante las mismas 59 semanas en las que se contabilizaron los volúmenes bombeados en las plantas PB1 y PB2 (agosto de 2017 a septiembre de 2018), mientras que la figura 4.10 muestra la precipitación acumulada de la estación “CCH Oriente”, que son las estaciones más cercanas al polígono del NAICM. [4]

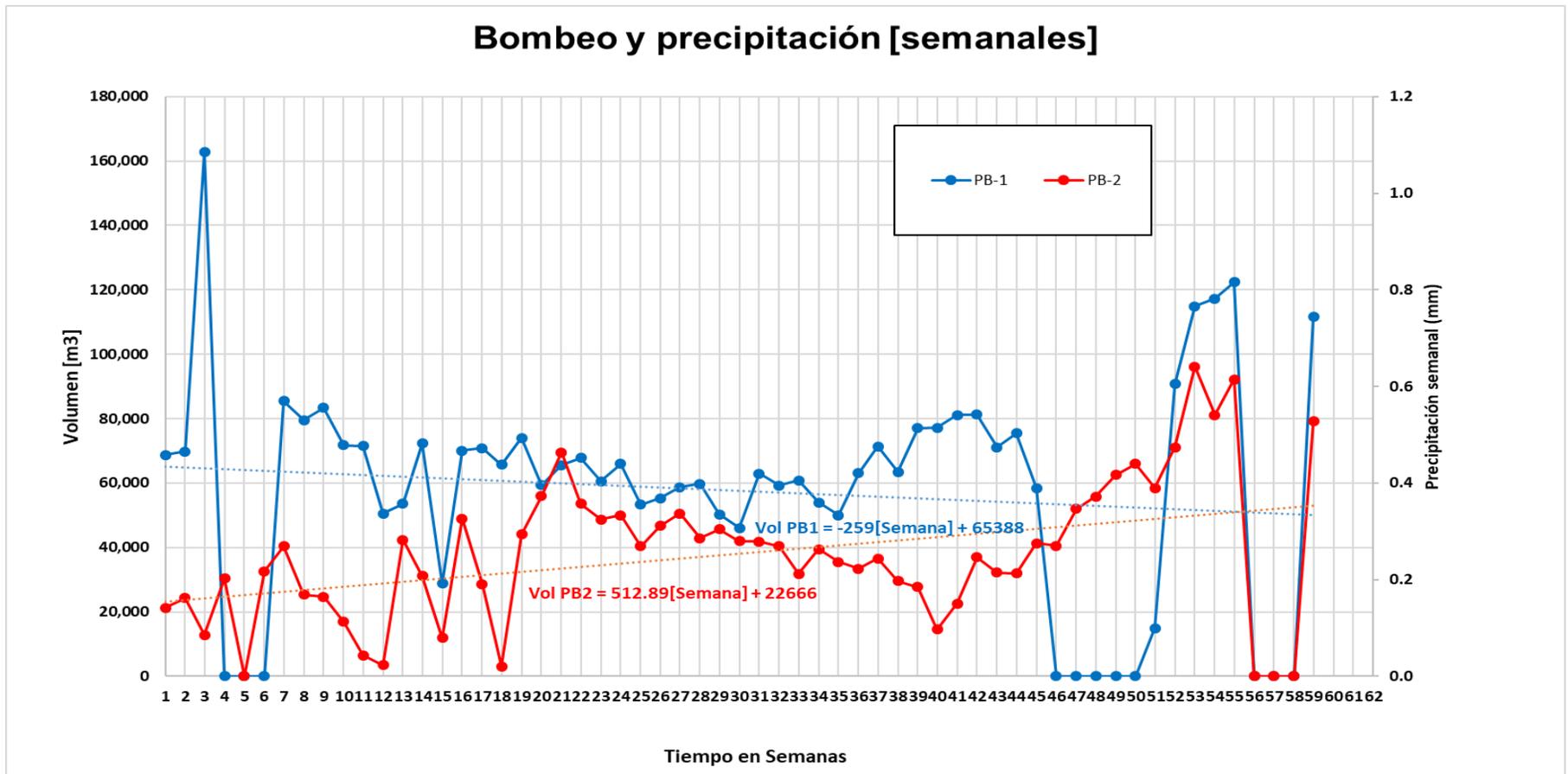


Figura 4.8 Bombeo y precipitaciones semanales, gráfica generada a partir de los reportes proporcionados por CFE.

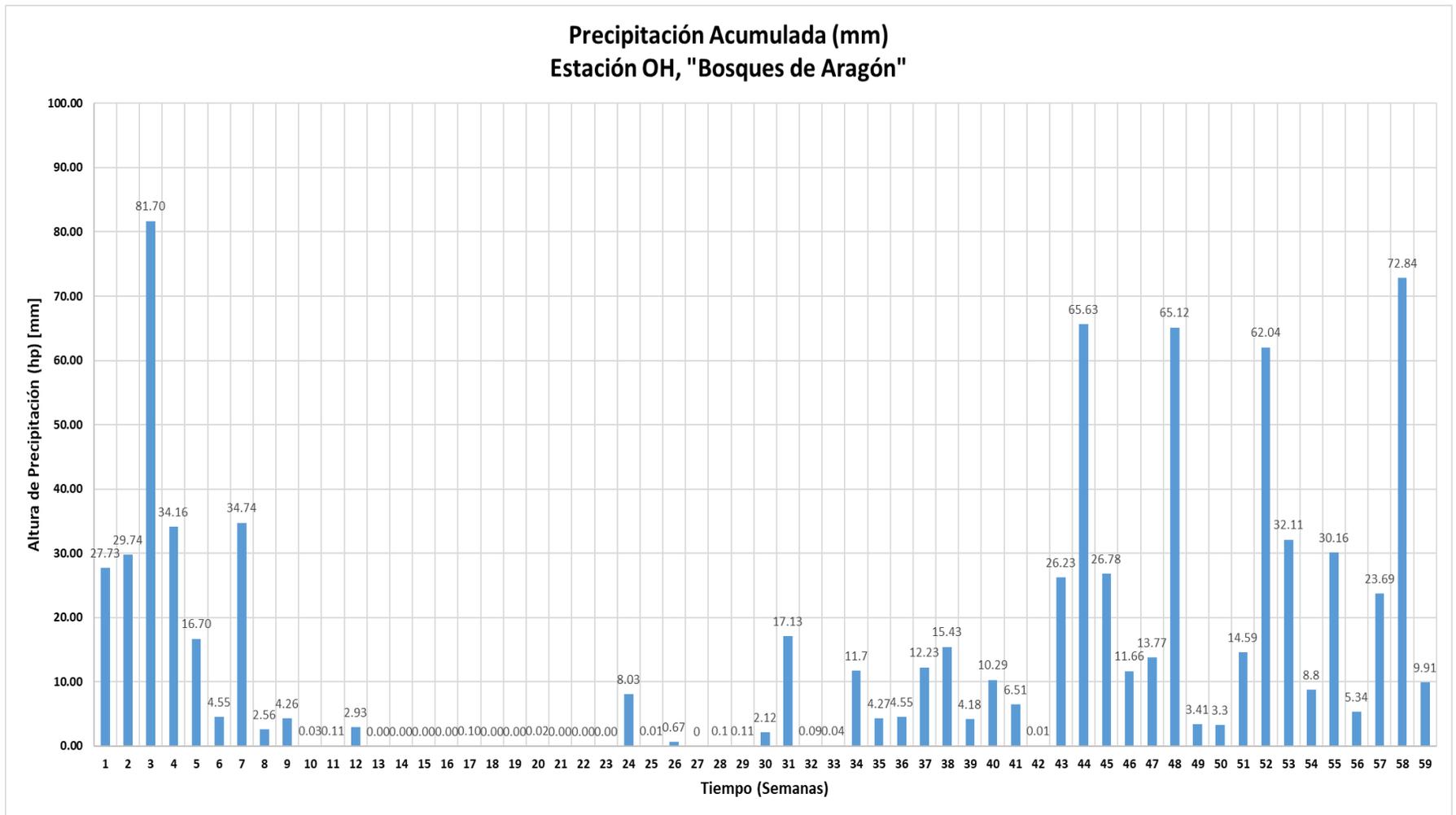


Figura 4.9 Precipitación semanal “Bosques de Aragón”.

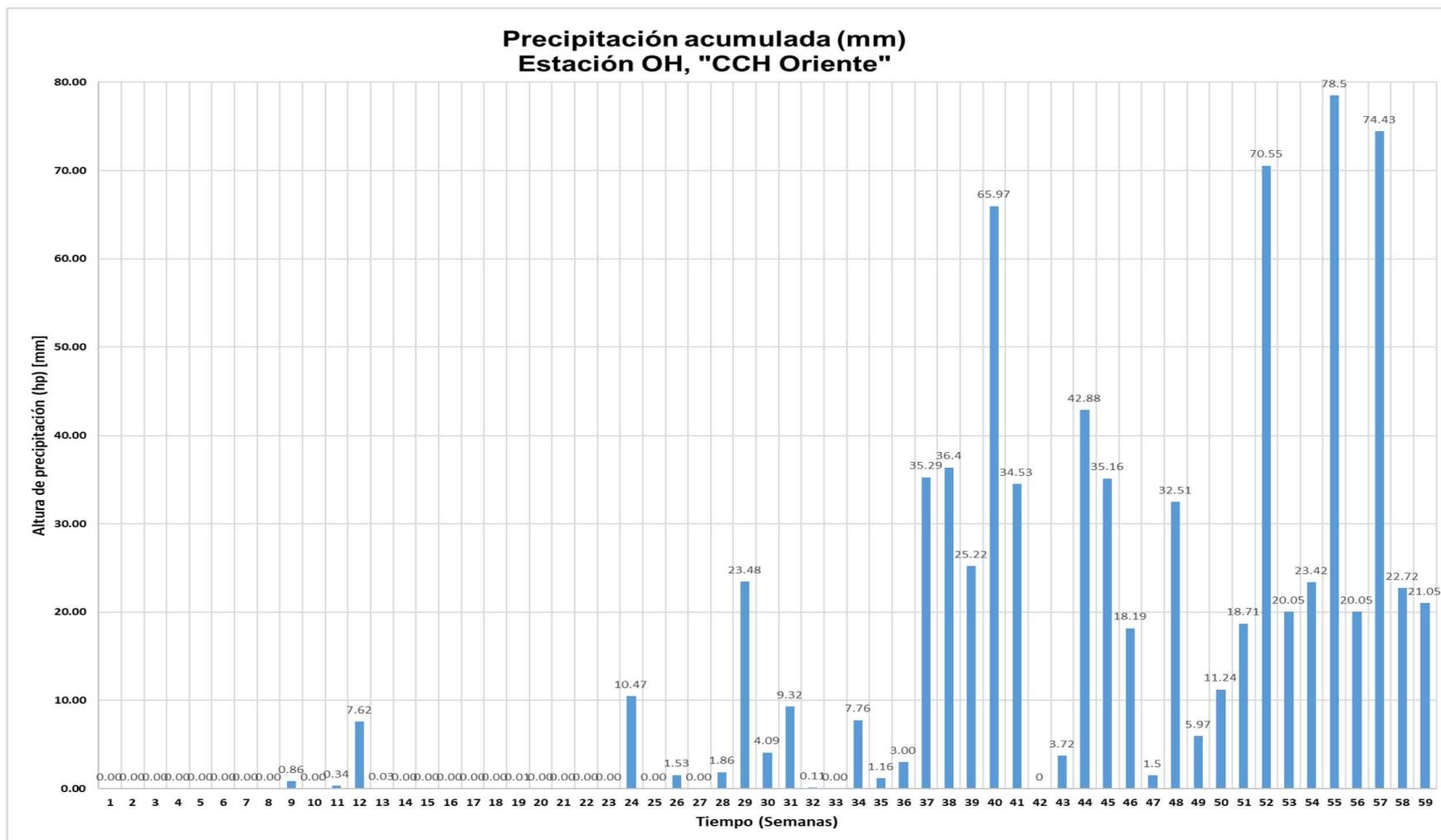


Figura 4.10 Precipitación semanal "CCH Oriente".

Bombeo y precipitación semanales 2017-2018 PB-1 YPB-2

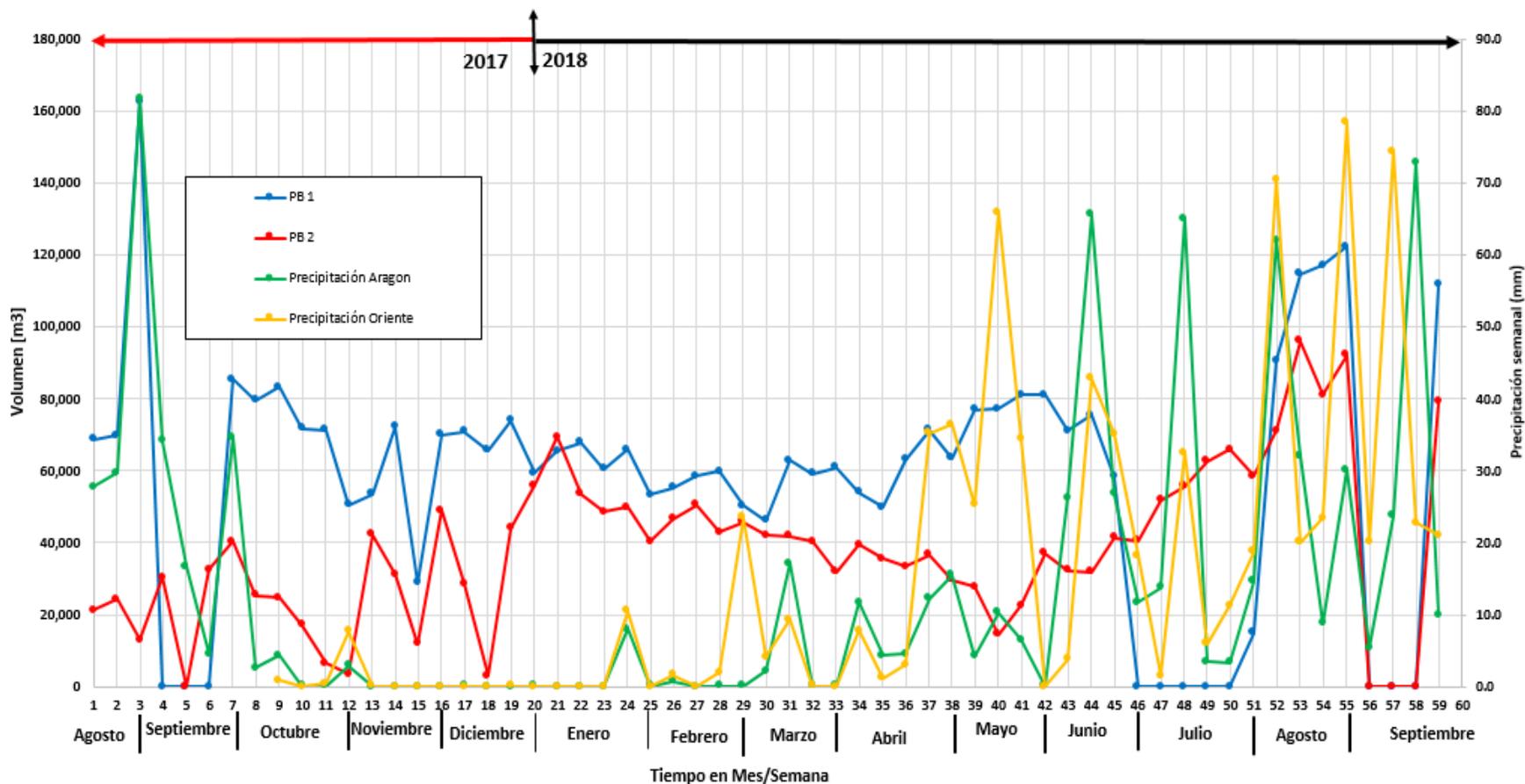


Figura 4.11 Volúmenes de Bombeo y precipitaciones semanales.

Cabe destacar las fuertes lluvias que se presentaron alrededor de la última semana de agosto de 2017, alcanzado un valor máximo de 81.7 mm en la semana 3, según se consigna en la figura 4.5, así como en la última semana del mes de septiembre (Semana 7 en la figura 4.11).

A partir de la última semana de septiembre, el registro de precipitaciones acumuladas en la zona es prácticamente nulo, podemos mencionar que se trata del inicio de la temporada de estiaje.

Para el periodo de análisis (agosto de 2017 a septiembre de 2018), la precipitación semanal promedio fue de 13.77 mm en Bosques de Aragón y de 13.05 mm en CCH Oriente, teniendo un promedio general de 13.4 mm.

En la figura 4.11 se muestran nuevamente las gráficas con los volúmenes de agua bombeados en las plantas PB1 y PB2, sólo que en esta ocasión se han agregado los datos de precipitación semanal (escala de la derecha), correspondientes a las dos estaciones del Observatorio Hidrológico ya antes mencionadas.

Con ayuda de la figura 4.11 podemos hacer las siguientes observaciones.

- La suspensión del bombeo en la PB1, en las semanas 4 a 6, fue posterior a las fuertes precipitaciones registradas en la semana 3. Se tiene conocimiento de que estas precipitaciones provocaron una condición de fuertes escurrimientos sobre el Dren General del Valle que obligó a la CONAGUA a bombear grandes volúmenes de agua hacia la Laguna de Regulación Casa Colorada, condición que elevó el nivel del agua en la laguna más arriba del nivel máximo de operación (Ver figura 4.12).
- Al encontrarse completamente llena la Laguna, no fue posible operar la PB1. Más aun, el agua reconoció, a través de las descargas de la PB1, hacia las zonas de construcción con riesgo de producir afectaciones en distintos frentes de trabajo.
- Durante la temporada de lluvias de mayo a septiembre del 2018, se registraron fuertes alturas de precipitación y se observa que los trabajos de bombeo en la PB-2 no fueron suspendidos, aunque en la PB1 hubo una suspensión prácticamente todo el mes de Julio, esto tal vez se debe a la regulación de los volúmenes en la laguna de Regulación Casa Colorada, que como antes se mencionó tiene problemas de desbordamiento.



Figura 4.12 Laguna de Regulación Casa Colorada totalmente llena.

4.5 Situación de las lagunas de Regulación.

Durante los trabajos constructivos del NAICM, las lagunas de regulación Casa Colorada y Cola de Pato eran las encargadas de regular los volúmenes provenientes de los sistemas de drenaje temporales en el polígono del NAICM, pero en temporada de lluvias se presentaron crecientes y llegaron a su capacidad máxima.

Se tenía planeado que la laguna de regulación Casa Colorada dejara de ser un vaso de regulación, como lo dice su nombre, por lo tanto, desaparecería un cuerpo de agua que controlaba inundaciones, teniendo así casi en su totalidad la zona del NAICM sin cuerpos de agua superficial (Ver figura 4.13). Bajo estas condiciones, se debería analizar el futuro que tendrían las plantas de bombeo Casa Colorada, superficial y profunda. [3]



Figura 4.13 Aspecto general de la Laguna de Regulación Casa Colorada.

En los proyectos de CONAGUA, se tiene planeado construir 5 lagunas de regulación junto al Lago Nabor Carrillo, de las cuales la laguna número 5 es muy importante ya que una parte del agua del sistema de drenaje del NAICM sería regulada en esa laguna.

Cabe mencionar que la curva de elevaciones-áreas-capacidades corresponde con levantamientos que se realizaron el 26 de septiembre de 2016; dada su localización en una zona de fuertes asentamientos, es recomendable dar seguimiento a sus niveles, además de revisar los efectos que los asentamientos puedan tener sobre la capacidad de regulación y sus consecuencias en el funcionamiento del sistema de drenaje, además de prever desde ahora soluciones para mantener la capacidad actual (Ver figura 4.14, 4.15 y Tabla 4.3).

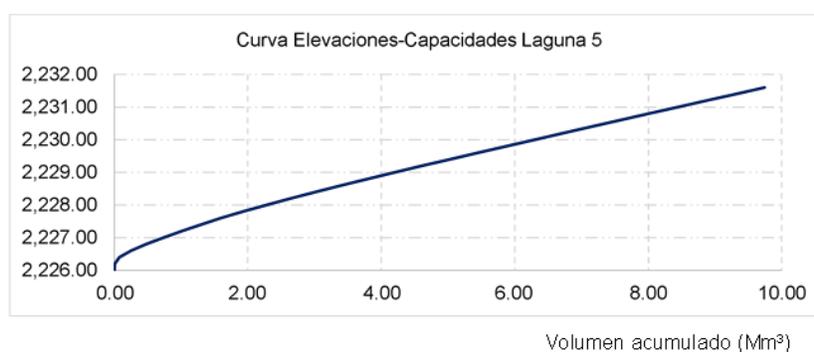
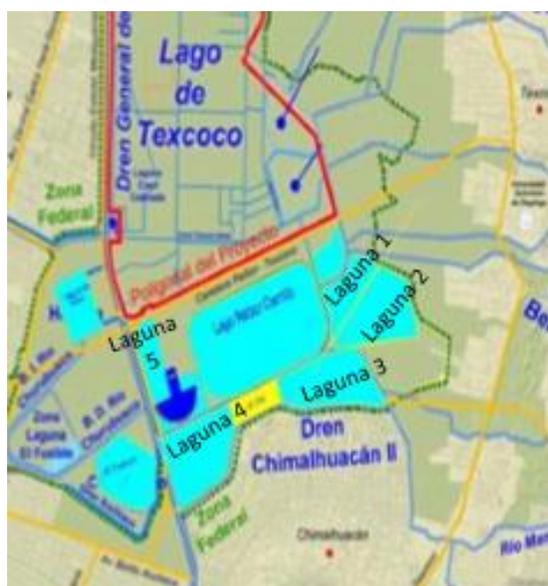


Figura 4.14 Curva de elevaciones Capacidades de la Laguna de Regulación 5 realizada por CFE (2016).



NOMBRE	VOLUMEN (Mm3)	Area (Ha)
Lago Nabor Carrillo	8.22	903.60
Laguna 1	4.28	285.46
Laguna 2	4.50	300.27
Laguna 3	3.83	255.32
Laguna 4	2.74	274.28
Laguna 5	2.33	233.98
SUBTOTAL	25.90	2,252.91

Figura 4.15 y Tabla 4.3 Capacidad de las lagunas de regulación según el PHLT, CONAGUA.

En la modelación del sistema de Drenaje Profundo Definitivo realizado por CFE, no se ha incluido la capacidad requerida para esa laguna, ni el análisis de funcionamiento hidráulico que defina la forma de operarla dada su interacción con la operación de la zona lagunar ante las obras que se ejecutan como parte del Proyecto Lago de Texcoco, a cargo de la CONAGUA.

4.6 Condición de las descargas en el Dren Texcoco Norte y el Dren General del Valle.

Durante la operación del Drenaje Pluvial Temporal Modificado, las descargas de los tres drenes principales eran hacia el Dren Texcoco Norte, el cual es un canal con flujo a superficie libre, a pesar de que a lo largo de los drenes principales superficiales del NAICM había obstrucciones, las descargas estaban bien diseñadas y no presentaban problemas. (Ver figura 4.16). [3]



Figura 4.16 Descarga del DPTM-2 al Dren Texcoco Norte, descarga del DPTM-1 PB-3 y su conexión con el Dren Texcoco Norte.

La figura 4.17 muestra el DTN ya en el exterior del polígono de NAIM y en su unión con el Dren General de Valle (DGV). En esta figura se aprecian las estructuras de conexión operadas por la CONAGUA.

Un aspecto muy importante a señalar es la presencia de una estructura hidráulica localizada antes de la conexión del DTN con el DGV (ver figura 4.18). Se trata de una estructura que permite la comunicación hidráulica en dos direcciones entre estos dos drenes. En la parte derecha de la estructura se observa un canal con una compuerta radial que, de encontrarse abierta, permitiría el ingreso de agua del DGV hacia el DTN. En la parte izquierda se aprecia otro canal donde se localizan

al menos dos equipos de bombeo, lo que permitiría enviar agua del DTN hacia el DGV. Estas estructuras son operadas por la CONAGUA.



Figura 4.17 Aspecto del DTN al exterior del polígono del NAICM.



Figura 4.18 Detalle de la estructura hidráulica ubicada sobre el Dren Texcoco Norte.

Conclusión

Los problemas que se presentaron en el sistema de drenaje temporal, fueron principalmente de impacto con las precipitaciones, se esperaba que el Dren 3 entrara en operación, y si las tormentas aumentaban se proponía aumentar la capacidad de este sistema de drenaje.

Referencias.

[1] NOTA TÉCNICA No. H-2 "Cruces del DPT con calle de rodaje F-F' y consideraciones para el funcionamiento hidráulico del DPT", correspondiente al Convenio de Colaboración INVESTIGACIONES y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRÁULICAS DE DRENAJE PLUVIAL PARA EL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM) AD-SRO-CONV-DCAGISC-11-17, elaborada por el II-UNAM (Área Hidráulica) el 10 de abril de 2018.

[2] 4. NOTA TÉCNICA No. H-6 "Observaciones y Recomendaciones del II-UNAM, Área Hidráulica, relativas a las consideraciones de los aspectos hidráulicos e hidrológicos en el procedimiento constructivo para el cruce de rodaje F-F' sobre el Dren-2", correspondiente al Convenio de Colaboración INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRÁULICAS DE DRENAJE PLUVIAL PARA EL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM) AD-SROCONV-DCAGI-SC-11-17, elaborada por el II-UNAM (Área Hidráulica) el 18 de Julio de 2018

[3] NOTA TÉCNICA No. H-11 "Revisión del "Plan de gestión de drenaje de aguas superficiales y plan de gestión de agua pluvial" ", correspondiente al Convenio de Colaboración INVESTIGACIONES y ESTUDIOS ESPECIALES RELACIONADOS CON EL DISEÑO Y LA CONSTRUCCION DE OBRAS HIDRÁULICAS DE DRENAJE PLUVIAL PARA EL NUEVO AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO (NAICM) AD-SRO-CONV-DCAGISC-11-17, elaborada por el II-UNAM (Área Hidráulica) el 10 de septiembre de 2018.

[4] "Observatorio Hidrológico en Tiempo Real", Página Web a cargo Coordinación de Hidráulica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (oh-iiunam.mx). Académicos Dr. Ardían Pedrozo Acuña y Dr. Agustín Breña Naranjo. Cd Mx, México.

CAPÍTULO V

REVISIÓN Y ANALISIS HIDRAULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO.

En este capítulo se presente la descripción general del programa EPA SWMM, así como la información requerida, tanto física como hidráulica e hidrológica, para armar el modelo que permita la simulación del funcionamiento del Drenaje Pluvial Profundo Definitivo.

5.1 Descripción general del programa EPA SWMM.

El Storm Management Model (Modelo de Gestión de Aguas Pluviales) de la EPA SWMM es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones, que se puede utilizar para un único acontecimiento o para realizar una simulación continua en periodo extendido. El programa permite simular tanto la cantidad como la calidad de agua evacuada, especialmente en alcantarillados urbanos. El módulo de escorrentía o hidrológico de SWMM funciona con una serie de cuencas en las cuales cae el agua de lluvia y se genera la escorrentía. El módulo de transporte o hidráulico de SWMM analiza el recorrido de estas aguas a través de un sistema compuesto por tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, bombas y elementos reguladores. Asimismo, SWMM es capaz de seguir la evolución de la cantidad y la calidad del agua de escorrentía de cada cuenca, así como el caudal, el nivel de agua en los pozos o la calidad del agua en cada tubería y canal durante una simulación compuesta por múltiples intervalos de tiempo.

EPA SWMM considera distintos procesos hidrológicos que se producen en la salida de las aguas urbanas, como por ejemplo las precipitaciones variables en el tiempo.

Se pueden manejar redes de tamaño ilimitado, utilizar una amplia variedad de geometrías para las conducciones, tanto abiertas como cerradas, así como canales naturales.

El programa permite realizar el análisis hidráulico por distintos métodos como el flujo uniforme, la onda cinemática o la modelación completa por onda dinámica.

Nos permite modelar distintos regímenes de flujo, como pueden ser remanso, entrada en carga, flujo inverso y acumulación en superficie. [1]

Aplicaciones típicas de SWMM

SWMM se ha utilizado en miles de redes de descarga de aguas tanto residuales como pluviales. Entre las aplicaciones típicas se pueden mencionar:

- Diseño y dimensionamiento de componentes de la red de drenaje para evitar inundaciones.

- Dimensionamiento de estructuras de retención y accesorios correspondientes para el control de inundaciones bombas, tanques, descargas.

5.2 Información requerida para armar el modelo.

El modelo requiere principalmente las características físicas de dos componentes principales del proyecto:

Conductos: Diámetros, material, pendiente, rugosidad y altura de compensación a la salida, ya que en los tramos de conexión con el túnel profundo se debe tener un comportamiento de caída libre.

Lumbreras: Profundidad, elevaciones de terreno y coordenadas geográficas.

Esta información está contenida en los planos de proyecto del Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México y CFE, lo cual facilitó la obtención de dicha información que se resumió en tablas, a manera de ejemplo se muestra la tabla de información del Colector C02 (Ver tabla 5.1).

Es necesario contar con datos de lluvia, para este caso se parte de una tormenta de diseño considerando área de la cuenca, duración y periodo de retorno, que se resume en hidrogramas de entrada, lo antes mencionado se detallará más adelante.

5.2.1 Consideraciones para el diseño: Conducción, pendiente, capacidad y velocidad.

Para analizar el Sistema de Drenaje Profundo Definitivo del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México debemos tener en cuenta algunas condiciones que se describen a continuación.

El objetivo principal de un sistema de drenaje es que las conducciones trabajen por gravedad, es decir flujo a superficie libre evitando conducciones por bombeo. Las pendientes en los tramos de conducción deben parecerse a la pendiente del terreno en la zona de proyecto y los tramos de conducción deben ser capaces de conducir el gasto de aportación de la tormenta.

El dimensionamiento de las conducciones depende principalmente del tamaño del área por servir, de su coeficiente de escurrimiento, gasto de diseño y del periodo de retorno.

Tramo	Longitud [m]	Pendiente [m/m]	Diametro [m]	Rugosidad n de Manning [s/m ^{1/3}]	Compensación de salida [m]	Lumbrera de inicio	Elevación Plantilla [msnm]	Profundidad [m]	Coordenada X	Coordenada Y	Lumbrera final	Elevación Plantilla [msnm]	Profundidad [m]	Coordenada X	Coordenada Y
T-C02-15	273.98	0.0003	1.52	0.014	0.00	C02-15	2217.38	9.07	499465.070	2161474.491	C02-14	2217.30	9.15	499455.489	2161200.676
T-C02-14	290.00	0.0003	1.52	0.014	0.00	C02-14	2217.30	9.15	499455.489	2161200.676	C02-13	2217.21	8.71	499445.328	2160910.854
T-C02-13	299.80	0.0003	1.52	0.014	0.00	C02-13	2217.21	8.71	499445.328	2160910.854	C02-12	2217.12	8.41	499434.865	2160611.232
T-C02-12	349.99	0.0003	1.52	0.014	0.00	C02-12	2217.12	8.41	499434.865	2160611.232	C02-11	2217.02	7.64	499422.582	2160261.453
T-C02-11	350.00	0.0003	1.52	0.014	0.00	C02-11	2217.02	7.64	499422.582	2160261.453	C02-10	2216.91	7.91	499410.332	2159911.670
T-C02-10	349.80	0.0003	1.52	0.014	0.00	C02-10	2216.91	7.91	499410.332	2159911.670	C02-09	2216.81	7.79	499398.086	2159562.082
T-C02-09	400.34	0.0003	2.13	0.014	0.00	C02-09	2216.81	7.79	499398.086	2159562.082	C02-08	2216.69	7.66	499384.072	2159161.987
T-C02-08	400.01	0.0003	2.13	0.014	0.00	C02-08	2216.69	7.66	499384.072	2159161.987	C02-07	2216.57	8.02	499370.069	2158762.222
T-C02-07	399.52	0.0003	2.13	0.014	0.00	C02-07	2216.57	8.02	499370.069	2158762.222	C02-06	2216.45	8.29	499356.084	2158362.944
T-C02-06	400.29	0.0003	2.13	0.014	0.00	C02-06	2216.45	8.29	499356.084	2158362.944	C02-05	2216.33	8.47	499342.072	2157962.897
T-C02-05	449.98	0.0003	2.13	0.014	0.00	C02-05	2216.33	8.47	499342.072	2157962.897	C02-04	2216.19	10.08	499326.321	2157513.197
T-C02-04	500.12	0.0003	2.13	0.014	0.00	C02-04	2216.19	10.08	499326.321	2157513.197	C02-03	2216.04	9.72	499308.814	2157013.382
T-C02-03	500.31	0.0003	2.13	0.014	0.00	C02-03	2216.04	9.72	499308.814	2157013.382	C02-02	2215.89	10.07	499291.301	2156513.377
T-C02-02	499.94	0.0003	2.13	0.014	0.00	C02-02	2215.89	10.07	499291.301	2156513.377	C02-01	2215.74	11.16	499273.804	2156013.746
T-C02-01	444.66	0.0003	2.13	0.014	6.20	C02-01	2215.74	11.16	499273.804	2156013.746	T-02	2209.41	17.02	499258.236	2155569.359
C02	5908.74														

Tabla 5.1 Información geométrica resumida obtenida de los planos correspondientes al Colector C02.

Conducción a superficie libre.

El flujo en una conducción a superficie libre se produce, principalmente, por la acción de la fuerza de gravedad y se caracteriza porque se expone una superficie libre a la presión atmosférica.

El movimiento de un líquido a superficie libre se ve afectado por:

- La fuerza de gravedad, como la más importante en el movimiento.
- La fuerza de resistencia ocasionada en las fronteras rígidas por la fricción y la naturaleza casi siempre turbulenta del flujo.
- La fuerza producida por la presión que se ejerce sobre las fronteras del canal, particularmente en las zonas donde cambia su geometría.

De acuerdo con su origen las conducciones a superficie libre se clasifican en naturales, como los ríos, y artificiales, como los canales de riego y las tuberías de este sistema de drenaje.

Capacidad.

En el diseño de una red de drenaje se recomienda que los conductos cerrados o tuberías trabajen con superficie libre como si fueran canales. Así se aprovecha al máximo la capacidad de conducción de las tuberías, y por otro lado se evita que entren en carga (o funcionen a presión), ya que esto puede provocar que el agua escape del sistema y brote en la superficie ocasionando inundaciones y daños.

Cuando en un conducto cerrado el flujo se realiza a superficie libre, se dice que funciona parcialmente lleno. Se recomienda este tipo de funcionamiento hidráulico en redes de drenaje, para evitar que los conductos trabajen a presión.

Es recomendable diseñar los conductos de una red de drenaje para que trabajen a superficie libre, entre el 80 y el 90 por ciento de su sección transversal [2].

Velocidad.

Con las velocidades límite del escurrimiento, por una parte, se evita la sedimentación y azolvamiento de la tubería y por otra, se evita la erosión de las paredes del conducto. A estas velocidades se les llama mínima y máxima, respectivamente. A tubo parcialmente lleno, la velocidad mínima permisible es de 60 cm/s y, cuando el flujo es a tubo lleno, es de 90 cm/s. La velocidad máxima permisible varía de 3 a 5 m/s, e incluso más dependiendo de la resistencia del material de la tubería (Ver tabla 5.2). [2]

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

Tipo de tubería	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3.0
Concreto reforzado de 61 cm de diámetro o mayores	3.5
Fibrocemento	5.0
Policloruro de vinilo (PVC)	5.0
Polietileno de alta densidad	5.0

Tabla 5.2 Velocidad máxima permisible (Manual de Agua Potable Drenaje y Saneamiento CONAGUA).

Pendiente

Como se ha mencionado de manera previa la pendiente de los conductos con flujo a superficie libre deben ser lo más semejante posible a las del terreno natural, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta lo siguiente:

Pendientes mínimas:

Casos normales. Son aquellos cuando se dispone del desnivel topográfico necesario. Se acepta como pendiente mínima en los conductos a flujo a superficie libre, la que produce una velocidad de 90 cm/s a capacidad máxima sin entrar en carga.

Casos excepcionales. Se consideran aquellas pendientes cuando, debido a un desnivel pequeño y con el objeto de evitar la construcción de una planta de bombeo, es preciso sacrificar la eficiencia del conducto. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm/s, con un tirante igual o mayor de 3.00 cm.

Pendientes máximas:

Son aquellas pendientes que producen velocidades máximas de 3 a 5 m/s, trabajando normalmente. El Instituto de Ingeniería de la UNAM ha efectuado estudios sobre el uso de tuberías de concreto reforzado, cuando la topografía es abrupta, en casos excepcionales, para este material la velocidad máxima puede ser de hasta 8 m/s. [2]

5.2.2 Tormenta de diseño.

Para realizar el análisis del Sistema de Drenaje Pluvial Profundo Definitivo, teniendo ya la información geométrica de los componentes del sistema, necesitamos definir nuestra tormenta de diseño. La tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, las avenidas resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia escurrimientos y tránsito de avenidas.

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁRAULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

Debemos seleccionar datos de lluvia en la zona de ubicación del proyecto, para lo cual usaremos un mapa de isoyetas con las siguientes características (Ver figura 5.1).



Figura 5.1 Mapa de Isoyetas de Intensidad de Lluvia (mm/hr), para un periodo de retorno de 10 años y una duración de 60 minutos (SCT).

Partiendo de la información de lluvia presentada anteriormente, calculamos nuestra tormenta de diseño con los factores de ajuste de los Estudios de Regionalización de Tormentas para el Valle de México (Franco y Domínguez 1982). [5].

$$P_{Tr}^d = P_{10}^1 (Fd)(FTr)(FRA) \dots (1)$$

$$P_{Tr}^d = \text{Precipitación de diseño}$$

$$P_{10}^1 = \text{Precipitación base}$$

Fd = Factor de ajuste asociado a duración.

FTr = Factor de ajuste asociado a periodo de Retorno

FRA = Factor de ajuste por reducción de área.

La siguiente figura muestra la ubicación de la cuenca del NAICM, en el mapa de isoyetas de la precipitación base. (Ver figura 5.2).

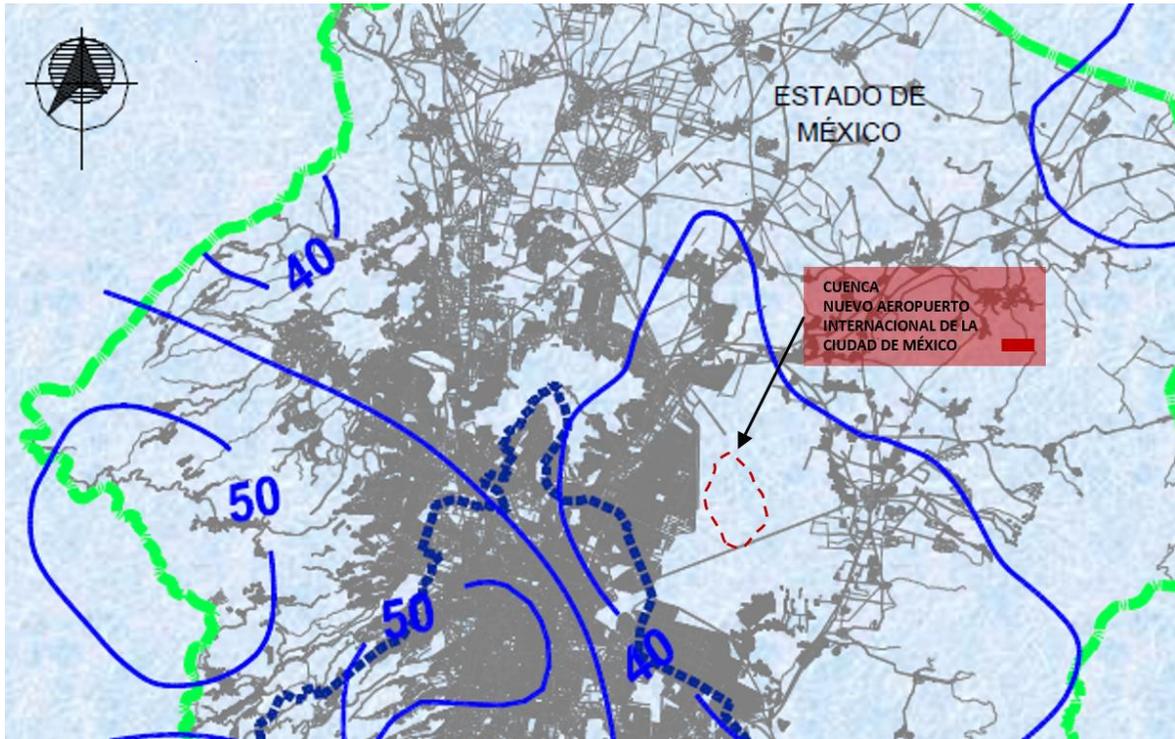


Figura 5.2 Localización de la cuenca del NAICM, en el Mapa de Isoyetas seleccionado como precipitación base.

Los Factores calculados por Franco y Domínguez se presentan a continuación. (Ver figura 5.3). Sus respectivas gráficas se muestran en las figuras 5.4, 5.5 y 5.6.

Área [km ²]	Factor de Reducción de Área Factor (FRA)
1	1
135	0.86
143	0.84
323	0.74
676	0.64
1352	0.58
2400	0.49
4800	0.45
9600	0.41

Duración [hr]	Factor [Pd/P1h]
0.5	0.78
1	1
2	1.17
24	1.52

Periodo de Retorno Tr [Años]	Factor [PT/P10]
2	0.67
5	0.88
10	1
25	1.14
50	1.24
100	1.34
500	1.55

Figura 5.3 Factores de Ajuste (Franco y Domínguez), área, duración, periodo de retorno.

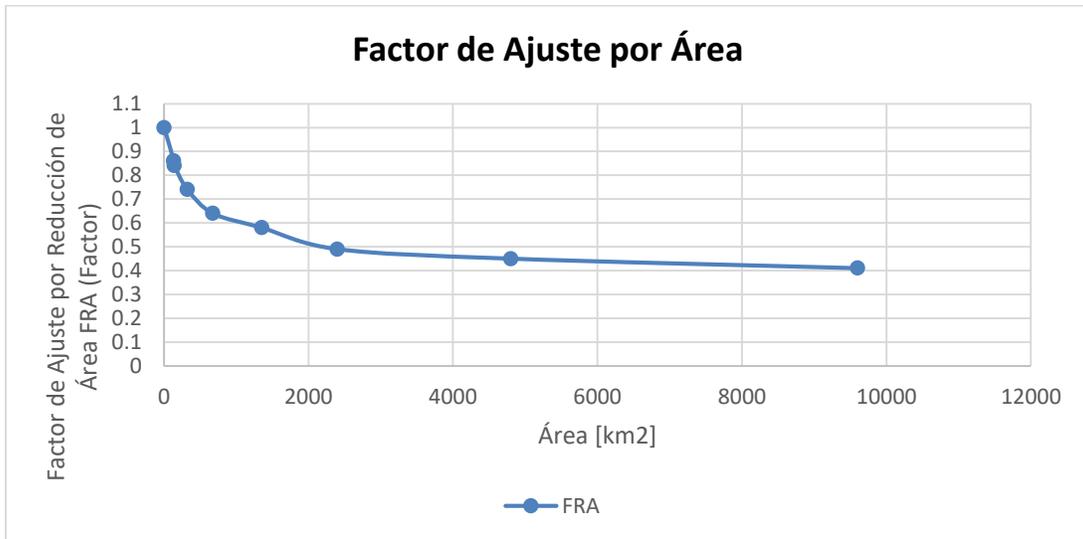


Figura 5.4 Gráfica del factor de ajuste por área (FRA).

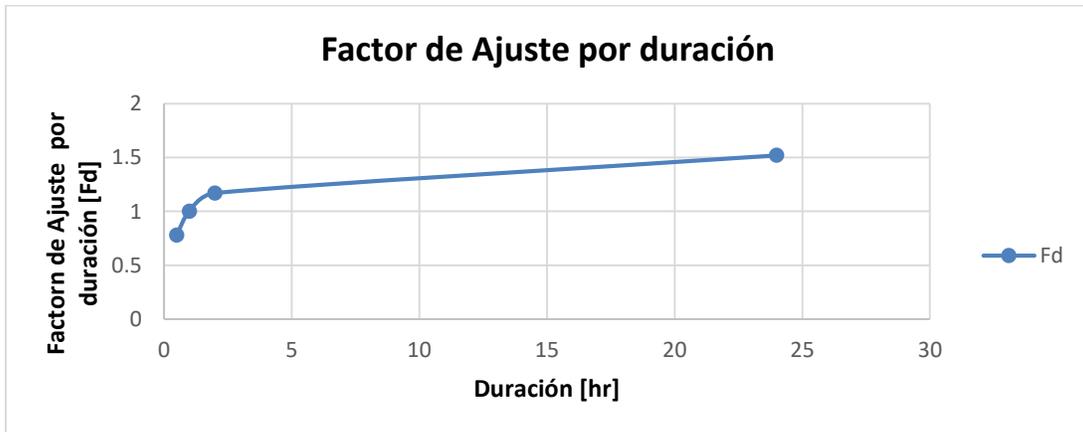


Figura 5.5 Gráfica del factor de ajuste por duración (Fd).

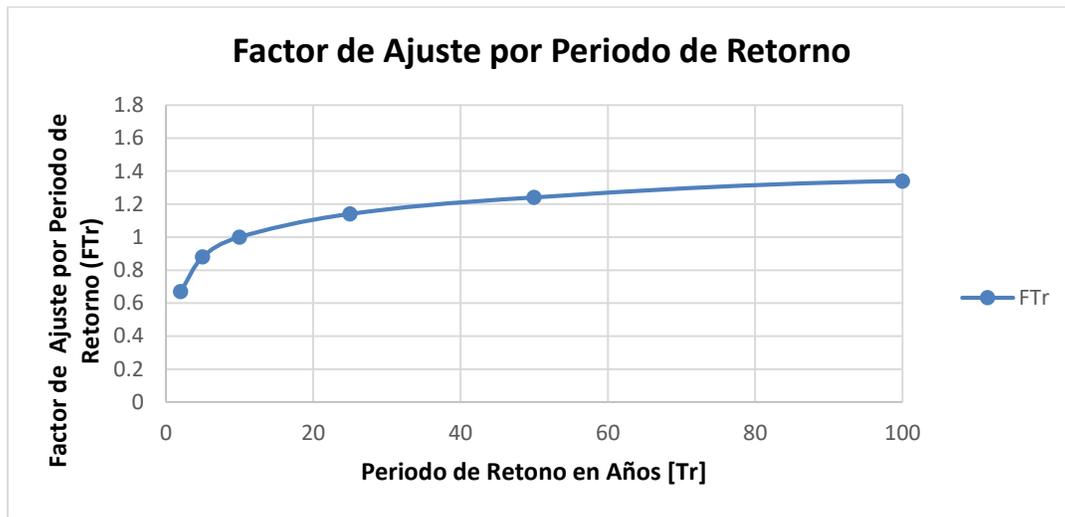


Figura 5.6 Gráfica del factor de ajuste por periodo de retorno (FTr).

Se deben seleccionar los factores de ajuste de acuerdo a las necesidades de proyecto en el caso de periodo de retorno y duración, los cuales deben ser periodo de retorno 50 años y una duración de tormenta de 8 horas. En el Manual de Hidráulica Urbana (Domínguez, 1982) se recomienda que para estudios del sistema principal de drenaje se utilice una duración total de 8 h.

Para encontrar valores más exactos de los factores se realizó una interpolación lineal, a excepción del factor de ajuste por periodo de retorno que está establecido para 50 años con un valor de 1.24.

Con ayuda de la ecuación de ajuste de interpolación lineal (Ecuación 2) podemos obtener los valores de factor de ajuste, entre 2 valores ya establecidos en las tablas y en las gráficas.

$$(y - y_1) = \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)}(y_2 - y_1) \dots (2)$$

$$y = \frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)}(y_2 - y_1) + y_1 \dots (3)$$

Para calcular el factor de ajuste por área tomamos en cuenta los siguientes puntos, con ayuda de la información de factores de la figura 5.4, donde el valor de “X” corresponde a el valor del área en km² y “Y” con el valor del factor de reducción de área (FRA).

$$\begin{aligned} \text{Área (Cuenca del NAICM)} &= 49.57\text{km}^2 \\ x &= 49.57 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x_1 &= 1, y_1 = 1 \\
 x_2 &= 158, y_2 = 0.86 \\
 y &= \frac{(49.57 - 1)}{(158 - 1)}(0.86 - 1) + 1 \\
 y &= 0.95 \\
 \mathbf{FRA} &= \mathbf{0.95}
 \end{aligned}$$

Para calcular el factor de ajuste por duración realizamos el mismo procedimiento que con el (FRA). El valor de “X” corresponde con la duración de la tormenta en horas, y el valor de “Y” con el valor de factor de ajuste por duración.

Duración de la lluvia = 8 horas.

$$\begin{aligned}
 x &= 8 \\
 x_1 &= 2, y_1 = 1.17 \\
 x_2 &= 24, y_2 = 1.52 \\
 y &= \frac{(8 - 2)}{(24 - 2)}(1.52 - 1.17) + 1.17 \\
 y &= 1.26 \\
 \mathbf{Fd} &= \mathbf{1.26}
 \end{aligned}$$

En resumen, los valores de factores de ajuste calculados son los siguientes:

$$FRA = 0.95, Fd = 1.27, FTr = 1.24$$

Por lo tanto, sustituyendo los valores en la ecuación (1) para encontrar nuestra tormenta de diseño, resulta que:

$$\begin{aligned}
 P_{Tr}^d &= P_{10}^1(FRA)(Fd)(Ftr) \\
 P_{Tr}^d &= 40(0.95)(1.27)(1.24)
 \end{aligned}$$

El valor de precipitación obtenido es el siguiente:

$$\mathbf{P = 59.58 \text{ mm.}}$$

Tomando la recomendación del Manual de Hidráulica Urbana (Domínguez 1982), utilizamos los siguientes porcentajes de distribución de la lluvia en 8 horas, con incrementos cada hora, para obtener nuestro hietograma de diseño (Ver figura 5.7), que se obtiene al multiplicar la precipitación de diseño por su correspondiente factor (Ver tabla 5.3).

Hora	1	2	3	4	5	6	7	8
Factor	0.04	0.048	0.088	0.222	0.378	0.122	0.057	0.045

Tabla 5.3 Porcentajes de lluvia con duración de 8 horas (Domínguez 19982).

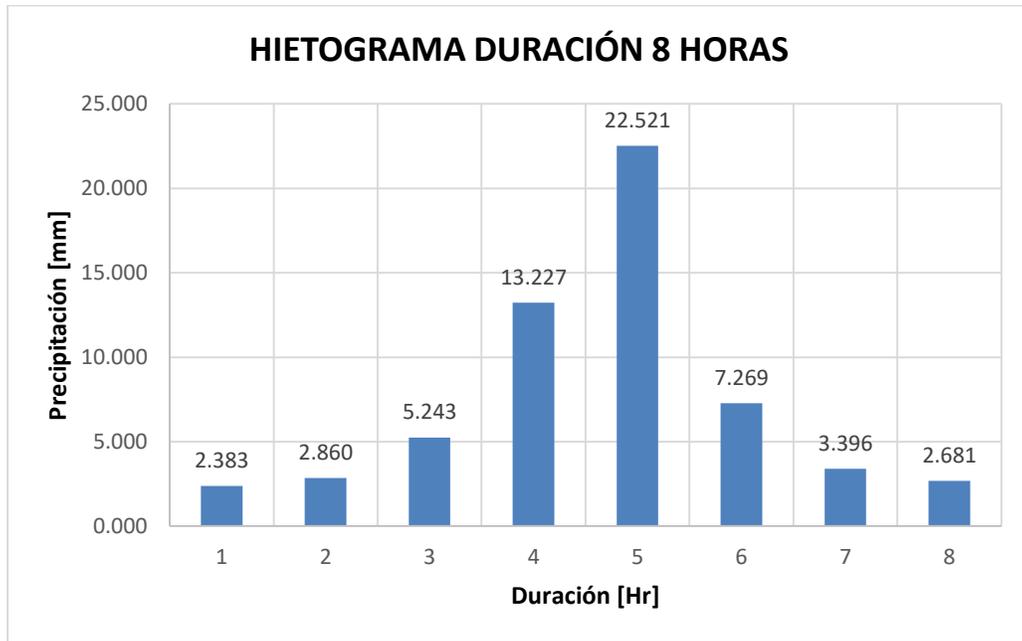


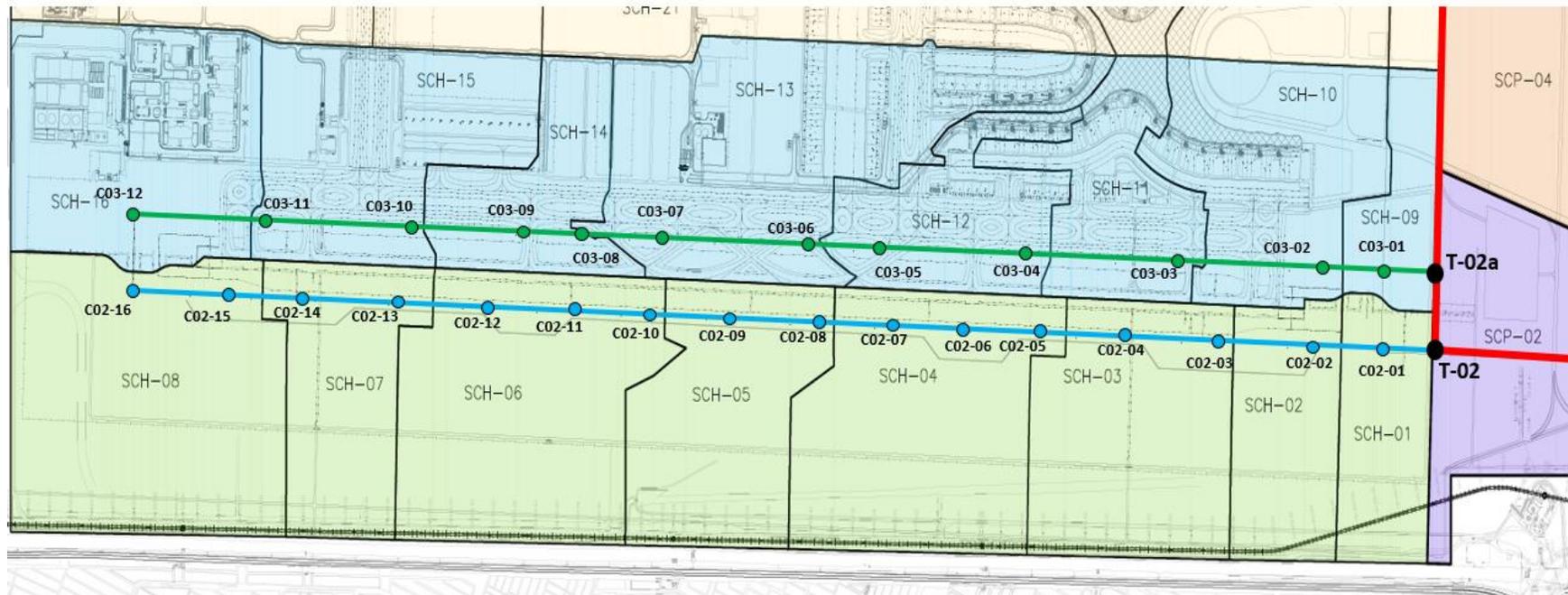
Figura 5.7 Hietograma de diseño, distribución de la precipitación en 8 horas de duración.

5.3 Áreas de Captación.

Para generar hidrogramas necesitamos conocer el área de escurrimiento que lo produce, por lo tanto, para definir las áreas de captación se tomaron en cuenta las subcuencas establecidas por CFE, de igual forma sus características como desniveles, superficie, pendiente, longitud del cauce principal y su punto de descarga correspondiente a las lumbreras de los colectores del sistema de drenaje.

A continuación se muestran las subcuencas correspondientes a cada colector (Ver figuras 5.8 a 5.11).

SUBCUENCAS CORRESPONDIENTES A LOS COLECTORES C02 Y C03



- TÚNEL PROFUNDO
- COLECTOR C02
- COLECTOR C03

Figura 5.8 Subcuencas correspondientes a los colectores C02 y C03

SUBCUENCAS CORRESPONDIENTES A LOS COLECTORES C04 Y C05

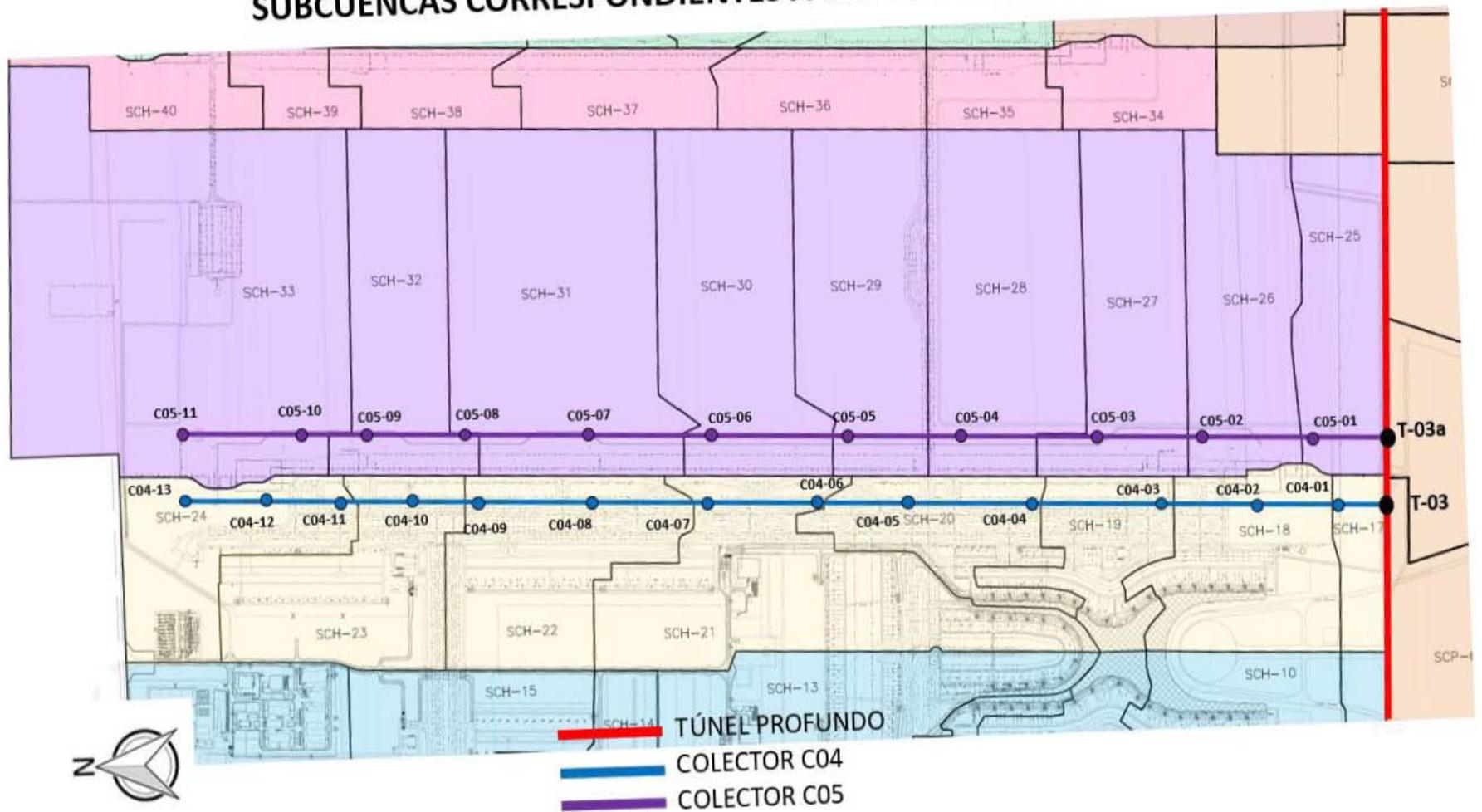


Figura 5.9 Subcuencas Correspondientes a los colectores C04 y C05.

SUBCUENCAS CORRESPONDIENTES A LOS COLECTORES C08, C09 Y C10

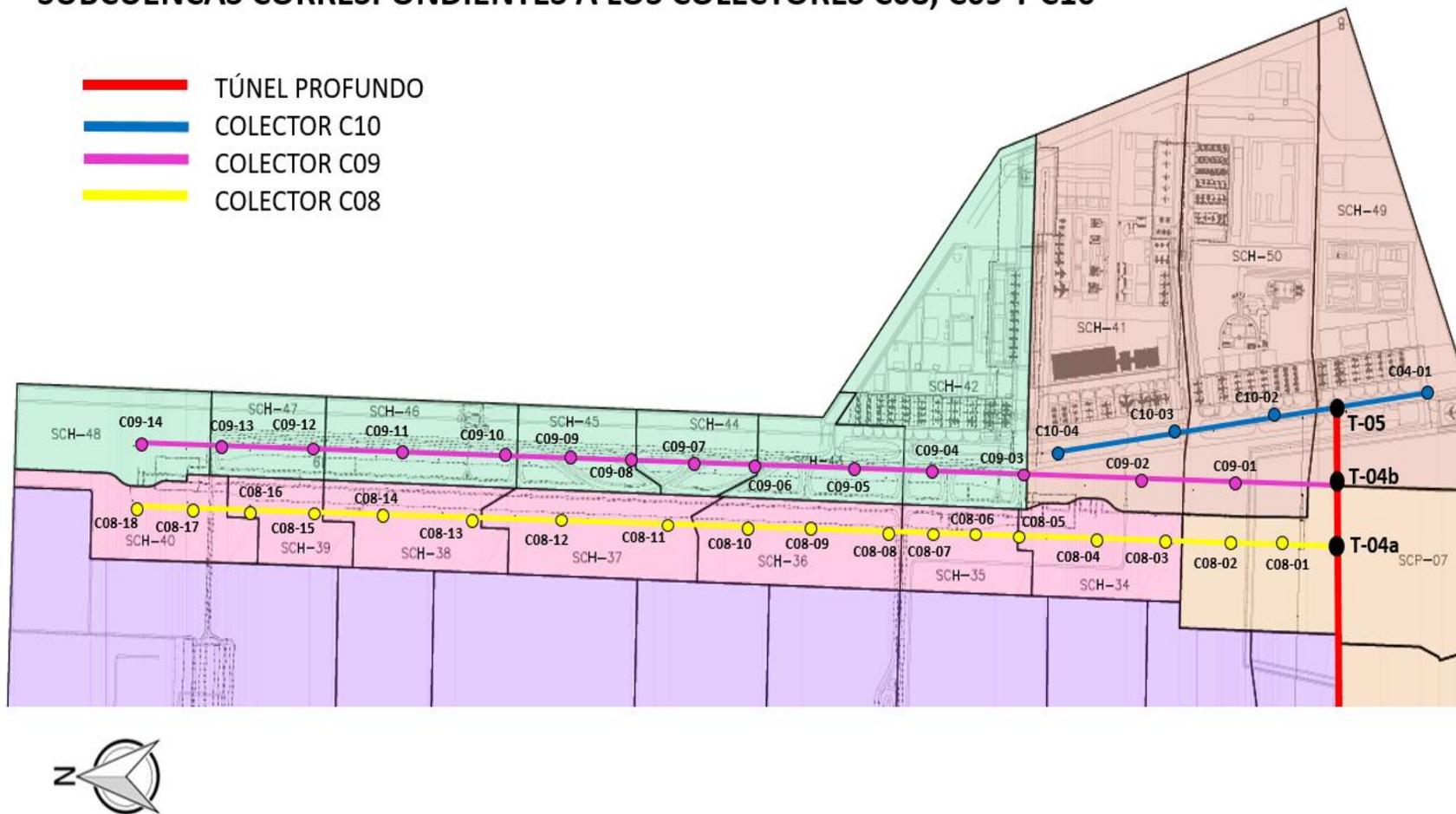


Figura 5.10 Subcuencas correspondientes a los colectores C08, C09 y C10.

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

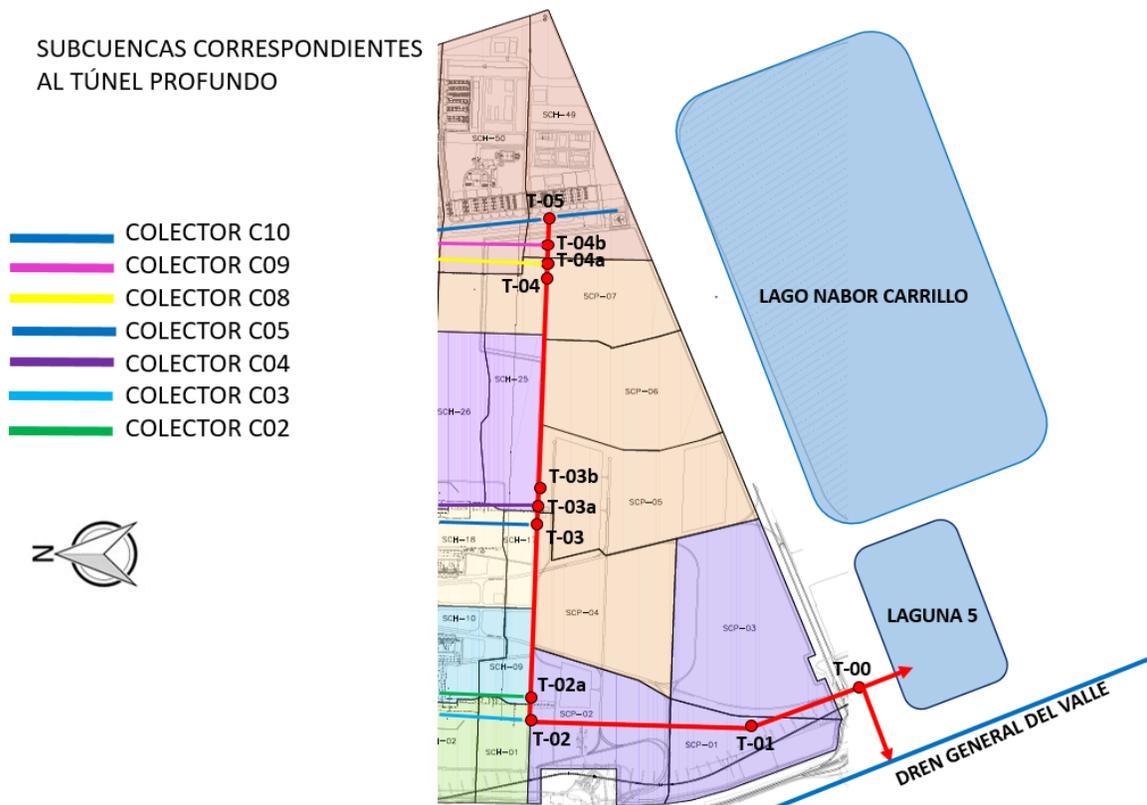


Figura 5.11 Subcuencas correspondientes al Túnel Profundo.

A manera de ejemplo se presentan las características fisiográficas de las subcuencas correspondientes al túnel profundo (Ver tabla 5.4).

SUBCUENCA	SCP-03	SCP-02	SCP-01	SCP-04	SCP-05	SCP-07	SCP-06
Elev. Inicial (msnm)	2224	2224	2224	2224	2224	2224	2224
Elev. Final (msnm)	2222	2222	2222	2222	2222	2222	2222
Área (km ²)	1.74	1.19	0.82	1.28	1.51	1.24	1.22
Long. Cauce principal (m)	1,895.60	1,335.24	1,078.36	1,989.37	1,827.99	1,127.19	1,711.40
Pendiente media	0.001055	0.001498	0.001855	0.001005	0.001094	0.001774	0.001169
Lumbrera de descarga	T-01	T-02	T-01	T-03a	T-03a	T-04	T-04

Tabla 5.4 Características de subcuencas correspondientes al Túnel Profundo Oriente Poniente y Túnel Norte Sur.

5.4 Generación de hidrogramas.

El análisis del funcionamiento hidráulico del Sistema de Drenaje Pluvial Profundo se realizó considerando dos criterios para la generación de hidrogramas que se describen a continuación.

El primero es el Método del Número de Curva (SCS) y el segundo el método racional, ambos métodos consideran una precipitación de diseño de $P=59.58$ [mm] y la distribución de la tormenta para 8 horas de duración (Hietograma de la figura 5.8).

5.4.1 Generación de hidrogramas (SCS).

Para la generación de hidrogramas con este método necesitamos algunas características principales como lo son el área de la cuenca y el tipo de suelo para determinar el número de curva. Debido a que las subcuencas cuentan con un área urbana y no urbana tenemos que calcular un Número de Curva ponderado.

TABLE 2.1
Runoff Curve Numbers for Selected Agricultural, Suburban, and
Urban Land Use (Antecedent moisture condition II; $I_a = 0.25$)

LAND USE DESCRIPTION	HYDROLOGIC SOIL GROUP					
	A	B	C	D		
No urbano	Cultivated land ¹					
	Without conservation treatment					
	72	81	88	91		
	With conservation treatment					
	62	71	78	81		
	Pasture or range land					
	Poor condition					
	68	79	86	89		
	Good condition					
	39	61	74	80		
	Meadow					
	Good condition					
	30	58	71	78		
	Wood or forest land					
	Thin stand, poor cover, no mulch					
45	66	77	83			
Good cover ²						
25	55	70	77			
Open spaces, lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.						
Good condition: grass cover on 75% or more of the area						
39	61	74	80			
Fair condition: grass cover on 50–75% of the area						
49	69	79	84			
Commercial and business areas (85% impervious)						
89	92	94	95			
Industrial districts (72% impervious)						
81	88	91	93			
Urbano	Residential ³					
	Average lot size	Average % impervious ⁴				
	1/8 ac or less	65	77	85	90	92
	1/4 ac	38	61	75	83	87
	1/3 ac	30	57	72	81	86
	1/2 ac	25	54	70	80	85
	1 ac	20	51	68	79	84
	Paved parking lots, roofs, driveways, etc. ⁵					
	98	98	98	98		
	Streets and roads					
	Paved with curbs and storm sewers ⁵					
98	98	98	98			
Gravel						
76	85	89	91			
Dirt						
72	82	87	89			

Figura 5.12 Números de curva según el tipo de suelo.

Los números de curva se seleccionan de acuerdo al tipo de suelo, para el caso de las áreas urbanas y no urbanas se seleccionan los siguientes números.

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE
PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

- A arenoso y bien drenado.
- B franco arenoso.
- C franco arcilloso o franco arenoso baja.
- D arcilla plástica pesada que se hincha al estar mojada. Suelo mal drenado.

Áreas	Pavimentadas (Área urbana)	Naturales (Área no urbana)
CN	87	65

Tabla 5.5 Valores de número de curva seleccionados para la Cuenca del NAICM.

Estos números se seleccionaron para la cuenca del NAICM, las áreas urbanas corresponden a pavimentadas con un valor CN de 87, correspondiente con un suelo tipo D, y de 65 para las zonas no urbanas, en este caso las naturales.

Hidrogramas HEC HSM.

El programa HEC HSM, nos permite generar hidrogramas de una cuenca con diferentes métodos, en este caso con el método SCS, debemos dar información al programa para poder generarlos, como el área de la cuenca, el hietograma de diseño, el tiempo concentración y el tiempo de retraso y así como el índice de abstracción inicial.

El CN ponderado se calcula de la siguiente manera:

$$CN(\text{ponderado}) = \frac{CNuAu + CNnuAnu}{AT}$$

$CNu = 87$
 $CNnu = 65$
 $Au = \text{Área urbana}$
 $Anu = \text{Área no urbana}$

Utilizando la siguiente fórmula calculamos las abstracciones iniciales.

$$Ia = \frac{5080}{CN} - 50.8$$

$Ia = \text{Abstracciones iniciales en mm.}$

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE
PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

$CN = \text{Número de curva ponderado } CN_{\text{ponderado}}$

Con la fórmula de California calculamos el tiempo de concentración.

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

$tc = \text{tiempo de concentración en min.}$

$L = \text{longitud del cauce principal en m.}$

$H = \text{desnivel de la cuenca en m.}$

Y finalmente el tiempo de retraso llamado también “lag time”.

$$\text{Lagtime} = 0.6tc$$

Con los datos anteriores podemos generar los hidrogramas de todas las subcuencas, considerando que el hietograma de diseño se distribuye igual para cada una de las subcuencas.

Para la subcuenca SCH-01, correspondiente al colector C02, se tienen los siguientes datos:

Área total=0.4 km²

Área urbana =0.03 km².

Área no urbana =0.37 km²

Longitud del cauce principal L=1029.32 m.

Calculamos el CN ponderado.

$$CN = \frac{87(0.03) + 65(0.37)}{0.4}$$

$$CN = 66.65.$$

Calculamos las abstracciones iniciales.

$$Ia = \frac{5080}{66.65} - 50.8$$

$$Ia = 25.419 \text{ mm.}$$

Y finalmente el tiempo de concentración y el tiempo de retraso.

$$tc = 0.0195 \left(\frac{1029.32^3}{1} \right)^{0.385}$$

$$tc = 58.82 \text{ min.}$$

$$Lagtime = 0.6(58.82)$$

$$Lagtime = 35.29 \text{ min.}$$

De igual manera se hacen los mismos cálculos para cada una de las subcuencas y así generar los hidrogramas correspondientes, con valores de gastos en 8 horas de duración de la tormenta.

Los datos para generación de hidrogramas de cada una de las subcuencas se muestran en la siguiente tabla (Ver tabla 5.6).

Con esta información podemos generar los hidrogramas de entrada con el método del número de curva CN (SCS) y con ayuda del programa HEC-HSM, que se muestran en las figuras 5.13 a 5.20.

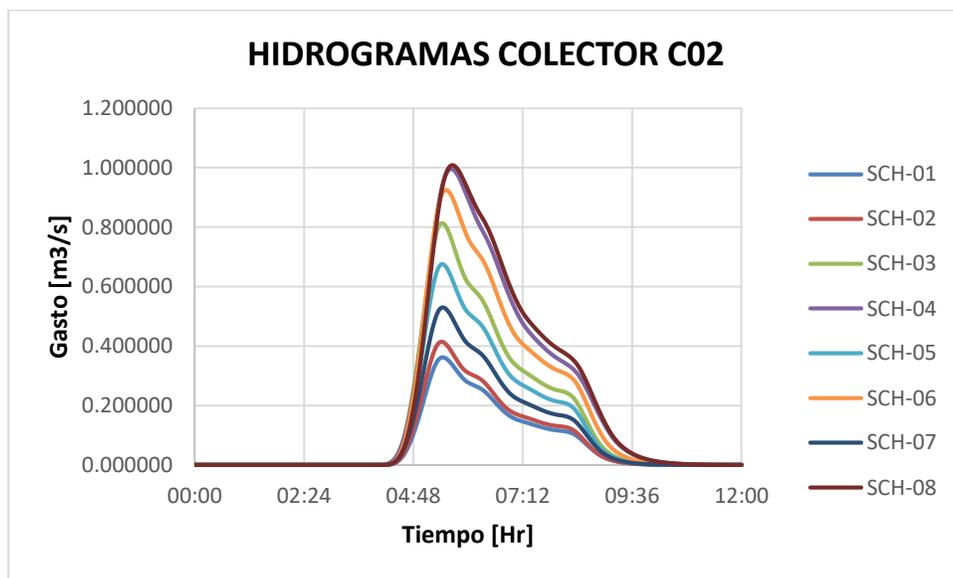


Figura 5.13 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C02, Método del Número de Curva (SCS).

**CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE
PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO**

COLECTOR CORRESPONDIENTE	Sub Cuenca	Área Total [km²]	Área Urbana [km²]	Área No Urbana [km²]	CN [ponderado]	la [mm]	tc [min]	lagt [min]
C02	SCH-01	0.4	0.03	0.37	66.65	25.42	58.82	35.29
	SCH-02	0.46	0.03	0.43	66.43	25.67	56.40	33.84
	SCH-03	0.83	0.09	0.74	67.39	24.59	58.80	35.28
	SCH-04	1.01	0.17	0.84	68.70	23.14	76.80	46.08
	SCH-05	0.73	0.06	0.67	66.81	25.24	58.20	34.92
	SCH-06	1.07	0.08	0.99	66.64	25.42	64.80	38.88
	SCH-07	0.57	0.05	0.52	66.93	25.10	59.40	35.64
	SCH-08	1.24	0.1	1.14	66.77	45.36	25.28	45.36
C03	SCH-09	0.27	0.04	0.23	68.26	23.62	47.40	28.44
	SCH-10	0.76	0.48	0.29	78.71	13.74	66.00	39.60
	SCH-11	0.49	0.4	0.09	82.96	10.43	67.20	40.32
	SCH-12	0.52	0.41	0.11	82.35	10.89	56.40	33.84
	SCH-13	1.27	1.17	0.1	85.27	8.78	158.40	95.04
	SCH-14	0.46	0.34	0.11	81.62	11.44	28.80	17.28
	SCH-15	0.83	0.71	0.11	84.05	9.64	62.40	37.44
	SCH-16	0.97	0.63	0.34	79.29	13.27	63.60	38.16
C04	SCH-17	0.23	0.03	0.19	73.94	17.91	49.80	29.88
	SCH-18	0.85	0.46	0.38	77.05	15.13	55.80	33.48
	SCH-19	0.49	0.4	0.09	82.96	10.43	43.50	26.28
	SCH-20	0.58	0.46	0.12	82.45	10.81	56.40	33.84
	SCH-21	1.4	1.34	0.06	86.06	8.23	156.00	93.60
	SCH-22	0.95	0.74	0.21	82.14	11.05	70.80	42.48
	SCH-23	0.88	0.8	0.08	85.00	8.96	82.20	49.32
	SCH-24	0.74	0.38	0.36	76.30	15.78	72.60	43.56
C05	SCH-25	0.73	0.02	0.71	65.60	26.64	64.20	38.52
	SCH-26	0.96	0.01	0.95	65.23	27.08	69.00	41.40
	SCH-27	0.99	0.02	0.97	65.44	26.82	71.40	42.84
	SCH-28	1.38	0.1	1.28	66.59	25.48	74.40	44.64
	SCH-29	1.16	0.08	1.08	66.52	25.57	72.60	43.56
	SCH-30	1.27	0.02	1.24	66.35	26.94	71.40	42.84
	SCH-31	1.94	0.03	1.91	65.34	26.95	73.80	44.28
	SCH-32	0.96	0.02	0.94	65.46	26.81	70.80	42.48
	SCH-33	3.18	0.7	2.48	69.84	21.93	92.40	55.44
C08	SCH-34	0.37	0.06	0.31	68.57	23.29	25.80	15.48
	SCH-35	0.28	0.04	0.24	68.14	23.75	22.80	13.68
	SCH-36	0.45	0.04	0.41	66.96	25.07	28.20	16.92
	SCH-37	0.44	0.03	0.41	66.50	25.59	82.80	49.68
	SCH-38	0.36	0.03	0.33	66.83	25.21	22.80	13.68
	SCH-39	0.22	0.02	0.2	67.00	25.02	108.00	64.80
	SCH-40	0.36	0.02	0.34	66.22	25.91	86.40	51.84
	C09	SCH-42	1.12	0.94	0.19	83.30	10.18	25.80
SCH-43		0.33	0.17	0.15	76.69	15.44	27.60	16.56
SCH-44		0.24	0.08	0.16	72.33	19.43	20.40	12.24
SCH-45		0.27	0.12	0.15	74.78	17.13	28.20	16.92
SCH-46		0.41	0.15	0.27	72.86	18.93	34.80	20.88
SCH-47		0.25	0.09	0.15	73.25	18.55	108.00	39.56
SCH-48		0.45	0.02	0.43	65.98	26.20	65.98	26.20
C10	SCH-41	1.58	1.28	0.3	82.82	10.54	105.60	63.56
	SCH-49	1.32	1.02	0.3	82.00	11.15	109.80	65.88
	SCH-50	1.58	1.18	0.4	81.43	11.58	118.80	71.28
TÚNEL PROFUNDO	SCP-01	0.82	0.01	0.81	67.42	24.55	47.40	28.44
	SCP-02	1.19	0.17	1.02	68.14	23.75	60.60	36.36
	SCP-03	1.74	0.17	1.57	67.15	24.85	91.20	54.72
	SCP-04	1.28	0.1	1.18	66.72	25.34	96.60	57.96
	SCP-05	1.51	0.7	0.81	75.20	16.75	87.60	52.56
	SCP-06	1.22	0	1.22	65.00	27.35	81.00	48.60
	SCP-07	1.24	0.01	1.23	65.18	27.14	49.80	29.88

Tabla 5.6 Características de cada subcuenca para generar hidrogramas con el método del CN (SCS).

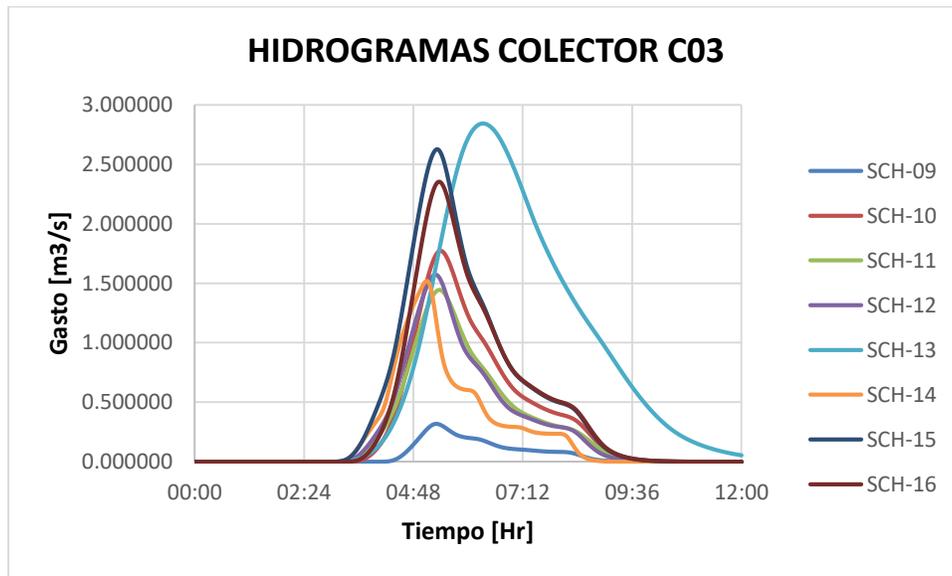


Figura 5.14 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C03, Método del Número de Curva (SCS).

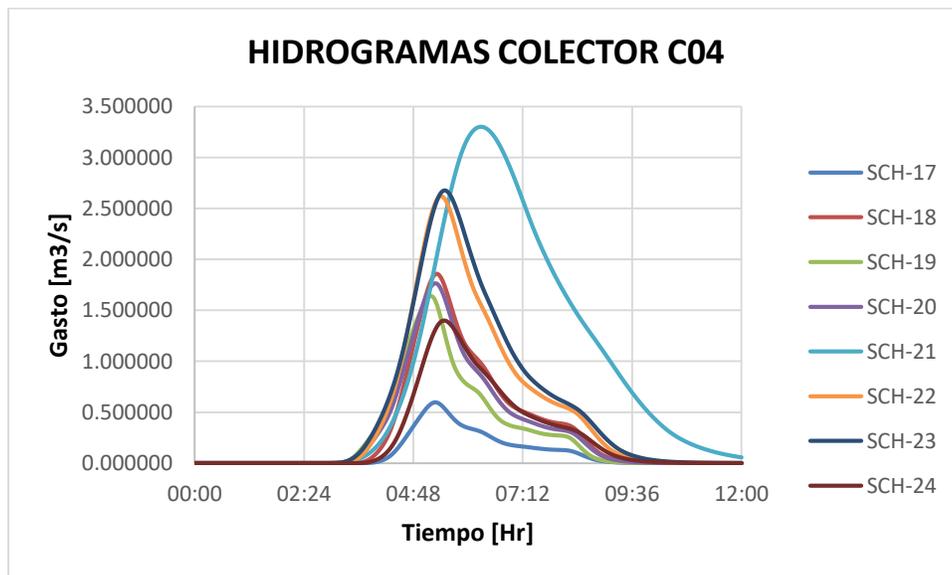


Figura 5.15 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C04, Método del Número de Curva (SCS).

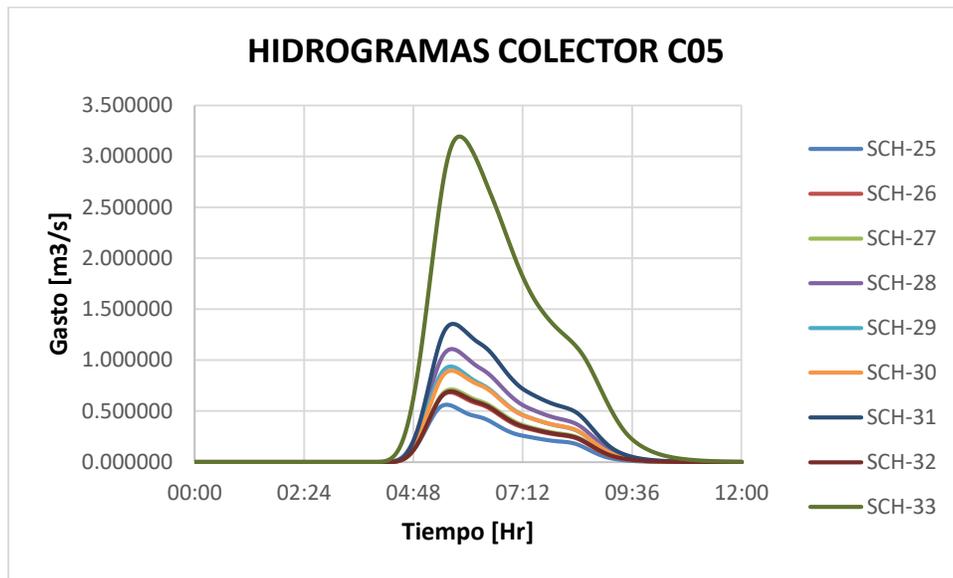


Figura 5.16 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C05, Método del Número de Curva (SCS).

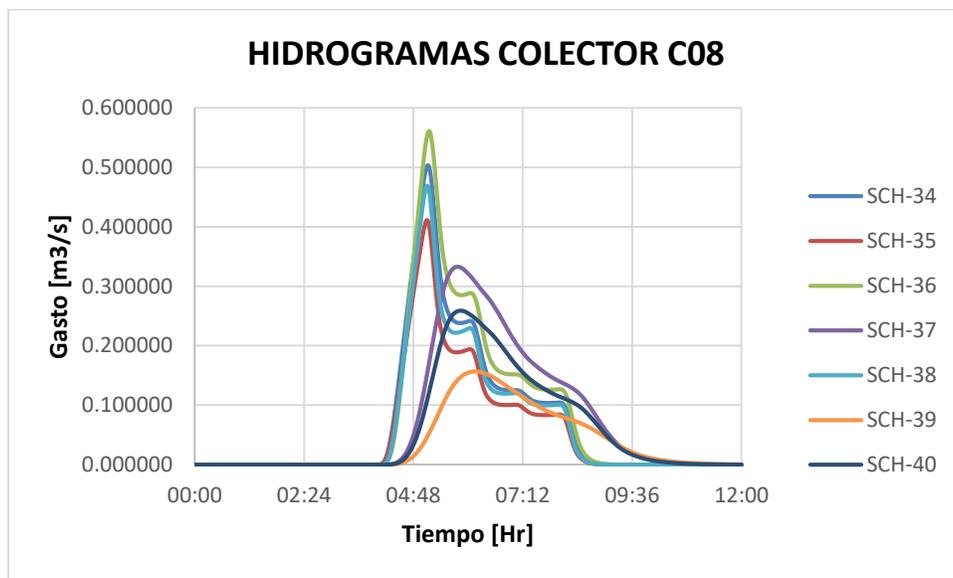


Figura 5.17 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C08, Método del Número de Curva (SCS).

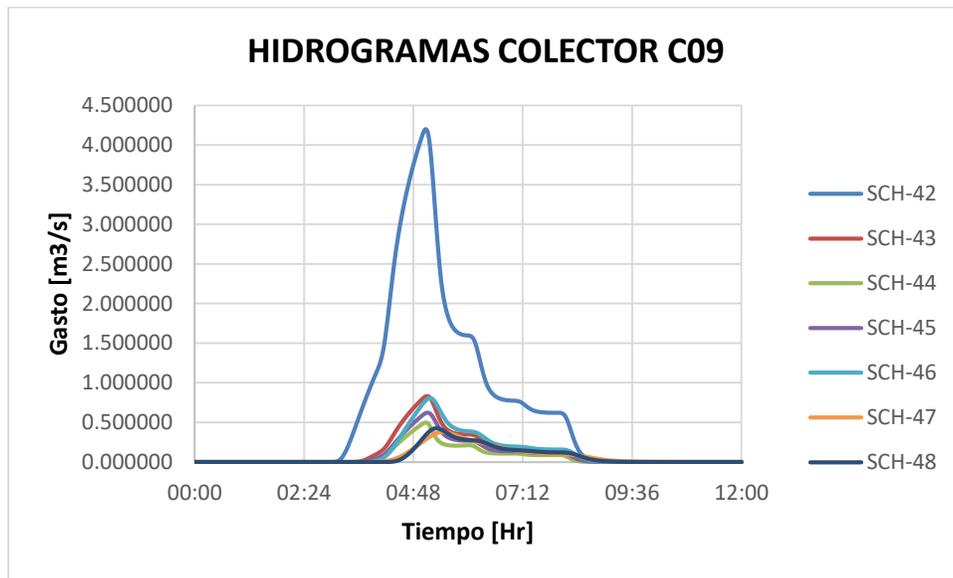


Figura 5.18 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C09, Método del Número de Curva (SCS).

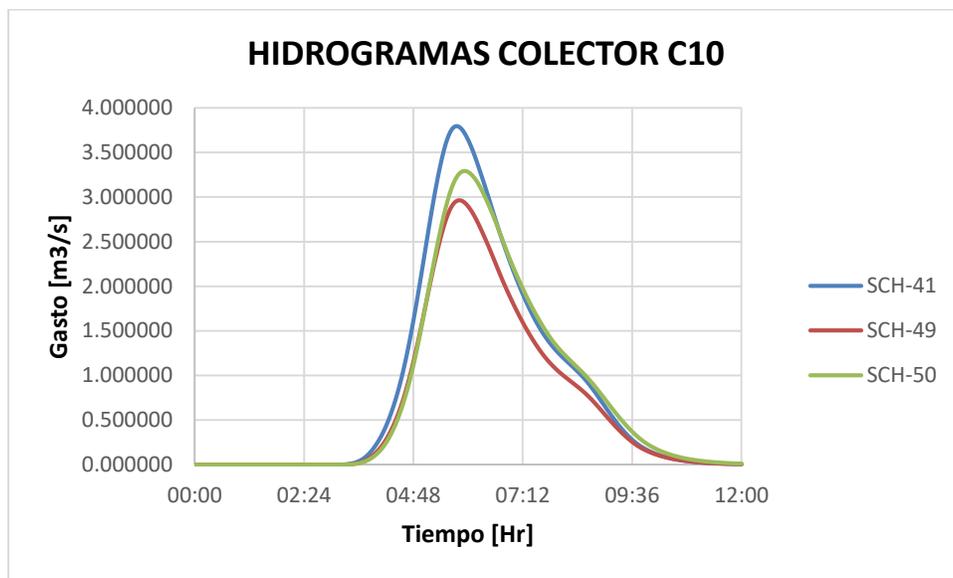


Figura 5.19 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C10, Método del Número de Curva (SCS).

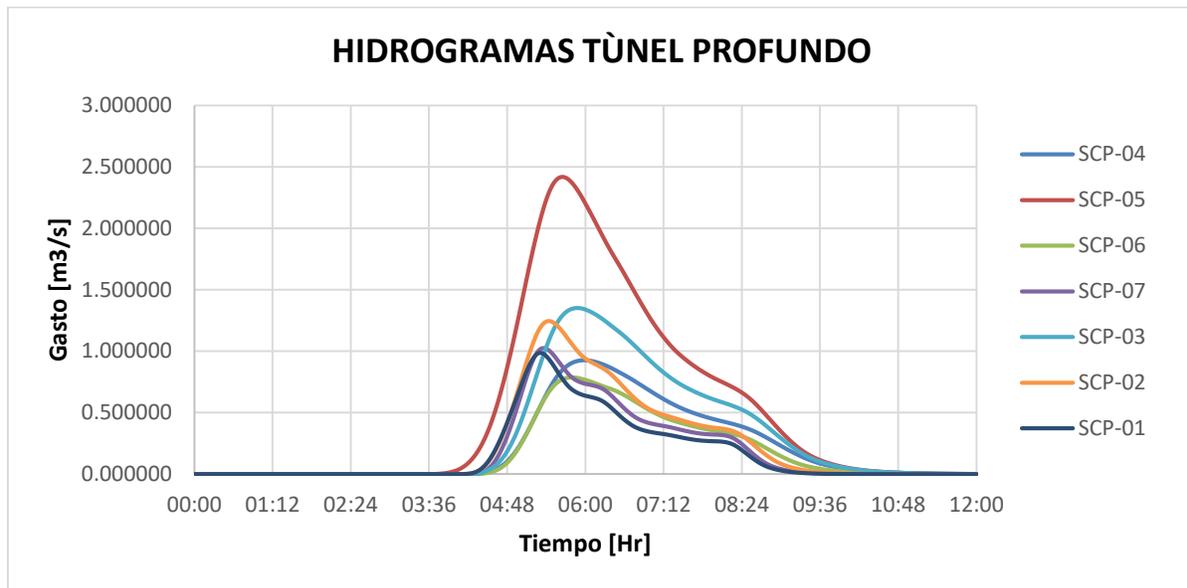


Figura 5.20 Hidrogramas de entrada correspondientes al Túnel Profundo, Método del Número de Curva (SCS).

5.4.2 Generación de hidrogramas método racional.

En este caso la generación de hidrogramas se realiza obteniendo gastos pico a cada hora correspondiente con la distribución de la tormenta en una duración de 8 horas, que viene dada por el hietograma de diseño calculado con la tormenta de diseño, ya que para cada hora se tiene una intensidad diferente que está establecida por los factores de duración (Domínguez 1982).

Para usar la fórmula racional necesitamos conocer algunas características:

- Área de la cuenca. (Dato que conocemos gracias a los planos de proyecto del NAICM).
- Coeficiente de Escurrimiento. (Relación entre el volumen llovido y el volumen escurrido, que se calcula a continuación).
- Intensidad de la tormenta. (Dado por el hietograma de diseño calculado en el inciso 5.2.2 del presente capítulo).

La fórmula racional es la siguiente:

$$Q = 0.278CIA.$$

Q es el gasto pico en $\frac{m^3}{s}$.

C El coeficiente de escurrimiento adimensional.

I intensidad de la lluvia en $\frac{mm}{hr}$.

A área de la cuenca en Km^2 .

Coefficiente de escurrimiento.

El coeficiente de escurrimiento es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la fórmula implica una relación fija entre el escurrimiento y la precipitación de la cuenca, lo cual no necesariamente se cumple en realidad. La proporción de lluvia total que fluirá como escurrimiento superficial depende de la permeabilidad del suelo y de la pendiente. [6]

Depende también de las características y condiciones del suelo. La capacidad de infiltración varía por las condiciones de humedad precedentes a la tormenta, además disminuye a medida que la lluvia continúa.

Otros factores que influyen en el coeficiente de escurrimiento son la profundidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo, la vegetación, la pendiente del suelo y el almacenamiento por depresión. [6]

Como se dijo en el Capítulo I, el coeficiente de escurrimiento es función del índice de urbanización, que debe tomar en cuenta el coeficiente de escurrimiento para cada tipo de suelo, en este caso urbano y no urbano.

Por lo tanto, tenemos que calcular un coeficiente de escurrimiento ponderado para cada subcuenca:

$$C = \frac{Au}{At} 0.45Iu + \frac{Anu}{At} Cnu$$

C = Coeficiente de escurrimiento

Au = Área Urbana

At = Área Total de la cuenca

Iu = Índice de urbanización

Anu = Área no urbana

Los coeficientes de escurrimiento y el índice de urbanización se consideraron con ayuda de las tablas citadas en el *Capítulo I Antecedentes* de este trabajo.

Para el coeficiente de escurrimiento no urbano se utilizó la Figura 1.4 Valores de Coeficiente de escurrimiento, en donde se seleccionó $Cnu=0.17$, debido a que el área no urbana corresponde con un suelo arcilloso de pendientes menores al 2%.

Para el coeficiente de escurrimiento urbano se consideró $Cu=0.45$, que corresponde con el valor de coeficiente de escurrimiento máximo establecido para cuencas urbanas pequeñas menores a los 2 km². [4]

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE
PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

El índice de urbanización se determinó a partir de la Figura 1.6 Mapa de Índice de Urbanización por zona de la Cuenca del Valle de México, en donde se observa que la zona de la Cuenca del NAICM se encuentra dentro de la zona correspondiente a un valor de $I_u=0.7$. [4]

Los parámetros anteriores se muestran resumidos en la siguiente tabla (Ver tabla 5.7).

Áreas	No Urbano	Urbano
Coeficiente de escurrimiento (C_e)	0.17	0.45
índice de urbanización $I_u = 0.7$		

Tabla 5.7 Valores de Coeficiente de escurrimiento urbano y no urbano para generar hidrogramas con la fórmula racional.

Considerando estos valores para cada una de las subcuencas calculamos los coeficientes de escurrimiento.

Para la SCH-01, correspondiente al colector C02 se tienen los siguientes datos:

$$\text{Área total} = 0.4 \text{ km}^2$$

$$\text{Área urbana} = 0.03 \text{ km}^2$$

$$\text{Área no urbana} = 0.37 \text{ km}^2$$

$$C = \frac{A_u}{A_t} 0.45 I_u + \frac{A_{nu}}{A_t} C_{nu}$$

$$C = \frac{0.03}{0.4} 0.45(0.7) + \frac{0.37}{0.4} (0.17)$$

$$\mathbf{C = 0.181}$$

Este cálculo se hace para cada subcuenca en donde sólo varía el área de cada una de ellas, los resultados se muestran en la siguiente tabla (Ver tabla 5.8).

**CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE
PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO**

COLECTOR CORRESPONDIENTE	Sub Cuenca	Área Total [km2]	Área Urbana [km2]	Área No Urbana [km2]	Ce
C02	SCH-01	0.4	0.03	0.37	0.181
	SCH-02	0.46	0.03	0.43	0.179
	SCH-03	0.83	0.09	0.74	0.186
	SCH-04	1.01	0.17	0.84	0.194
	SCH-05	0.73	0.06	0.67	0.182
	SCH-06	1.07	0.08	0.99	0.181
	SCH-07	0.57	0.05	0.52	0.183
	SCH-08	1.24	0.1	1.14	0.182
C03	SCH-09	0.27	0.04	0.23	0.191
	SCH-10	0.76	0.48	0.29	0.264
	SCH-11	0.49	0.4	0.09	0.288
	SCH-12	0.52	0.41	0.11	0.284
	SCH-13	1.27	1.17	0.1	0.304
	SCH-14	0.46	0.34	0.11	0.273
	SCH-15	0.83	0.71	0.11	0.292
	SCH-16	0.97	0.63	0.34	0.264
C04	SCH-17	0.23	0.03	0.19	0.182
	SCH-18	0.85	0.46	0.38	0.246
	SCH-19	0.49	0.4	0.09	0.288
	SCH-20	0.58	0.46	0.12	0.285
	SCH-21	1.4	1.34	0.06	0.309
	SCH-22	0.95	0.74	0.21	0.283
	SCH-23	0.88	0.8	0.08	0.302
	SCH-24	0.74	0.38	0.36	0.244
C05	SCH-25	0.73	0.02	0.71	0.174
	SCH-26	0.96	0.01	0.95	0.172
	SCH-27	0.99	0.02	0.97	0.173
	SCH-28	1.38	0.1	1.28	0.181
	SCH-29	1.16	0.08	1.08	0.180
	SCH-30	1.27	0.02	1.24	0.171
	SCH-31	1.94	0.03	1.91	0.172
	SCH-32	0.96	0.02	0.94	0.173
	SCH-33	3.18	0.7	2.48	0.202
C08	SCH-34	0.37	0.06	0.31	0.194
	SCH-35	0.28	0.04	0.24	0.191
	SCH-36	0.45	0.04	0.41	0.183
	SCH-37	0.44	0.03	0.41	0.180
	SCH-38	0.36	0.03	0.33	0.182
	SCH-39	0.22	0.02	0.2	0.183
	SCH-40	0.36	0.02	0.34	0.178

Tabla 5.8 Valores de Coeficiente de escurrimiento para cada subcuenca (Parte1).

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE
PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

COLECTOR CORRESPONDIENTE	Sub Cuenca	Área Total [km2]	Área Urbana [km2]	Área No Urbana [km2]	Ce
C09	SCH-42	1.12	0.94	0.19	0.293
	SCH-43	0.33	0.17	0.15	0.240
	SCH-44	0.24	0.08	0.16	0.218
	SCH-45	0.27	0.12	0.15	0.234
	SCH-46	0.41	0.15	0.27	0.227
	SCH-47	0.25	0.09	0.15	0.215
	SCH-48	0.45	0.02	0.43	0.176
C10	SCH-41	1.58	1.28	0.3	0.287
	SCH-49	1.32	1.02	0.3	0.282
	SCH-50	1.58	1.18	0.4	0.278
TÚNEL PROFUNDO	SCP-01	0.82	0.01	0.81	0.172
	SCP-02	1.19	0.17	1.02	0.191
	SCP-03	1.74	0.17	1.57	0.184
	SCP-04	1.28	0.1	1.18	0.181
	SCP-05	1.51	0.7	0.81	0.237
	SCP-06	1.22	0	1.22	0.170
	SCP-07	1.24	0.01	1.23	0.171

Tabla 5.8 Valores de Coeficiente de escurrimiento para cada subcuenca (Parte2).

Con estos parámetros es posible calcular los gastos que se presentan en cada hora y posteriormente generar los hidrogramas.

De igual manera, a manera de ejemplo hacemos el cálculo para SCH-01 $A=0.4 \text{ km}^2$, $C=0.181$

Para la primera hora $i=2.383 \text{ mm/hr}$.

$$Q = 0.278(0.181)(2.383)(0.4)$$

$$Q = 0.048 \frac{m^3}{s}$$

Para la segunda hora $i=2.860 \text{ mm/hr}$.

$$Q = 0.278(0.181)(2.860)(0.4)$$

$$Q = 0.058 \frac{m^3}{s}$$

Para la tercera hora $i=5.243 \text{ mm/hr}$.

$$Q = 0.278(0.181)(5.243)(0.4)$$

$$Q = 0.105 \frac{m^3}{s}$$

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE
PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

Para la cuarta hora $i=13.227$ mm/hr.

$$Q = 0.278(0.181)(13.227)(0.4)$$
$$Q = 0.266 \frac{m^3}{s}$$

Para la quinta hora $i=22.521$ mm/hr.

$$Q = 0.278(0.181)(22.521)(0.4)$$
$$Q = 0.453 \frac{m^3}{s}$$

Para la sexta hora $i=7.269$ mm/hr.

$$Q = 0.278(0.181)(7.269)(0.4)$$
$$Q = 0.146 \frac{m^3}{s}$$

Para la séptima hora $i=3.396$ mm/hr.

$$Q = 0.278(0.181)(3.396)(0.4)$$
$$Q = 0.068 \frac{m^3}{s}$$

Para la octava hora $i=2.681$ mm/hr.

$$Q = 0.278(0.181)(2.681)(0.4)$$
$$Q = 0.054 \frac{m^3}{s}$$

De igual manera estos cálculos se hacen para cada una de las subcuencas y, con esta información, podemos generar los siguiente hidrogramas: (Ver figuras 5.21 a 5.28).

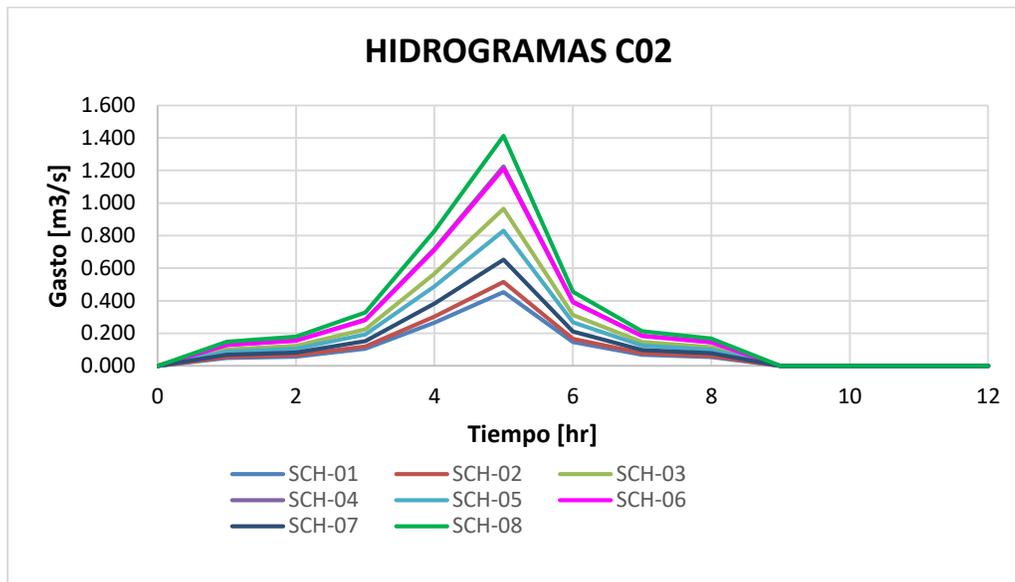


Figura 5.21 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C02, Método Racional.

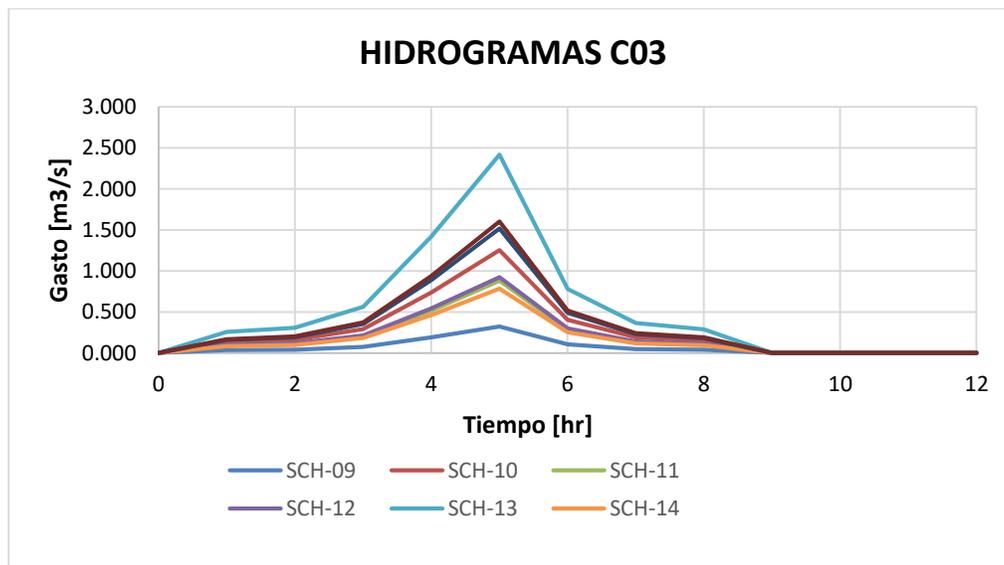


Figura 5.22 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C03, Método Racional.

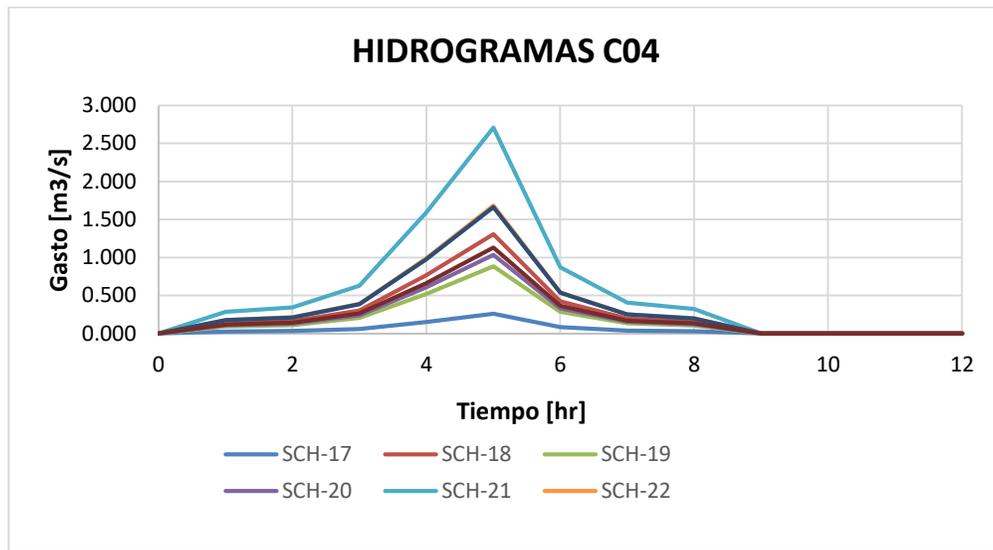


Figura 5.23 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C04, Método Racional.

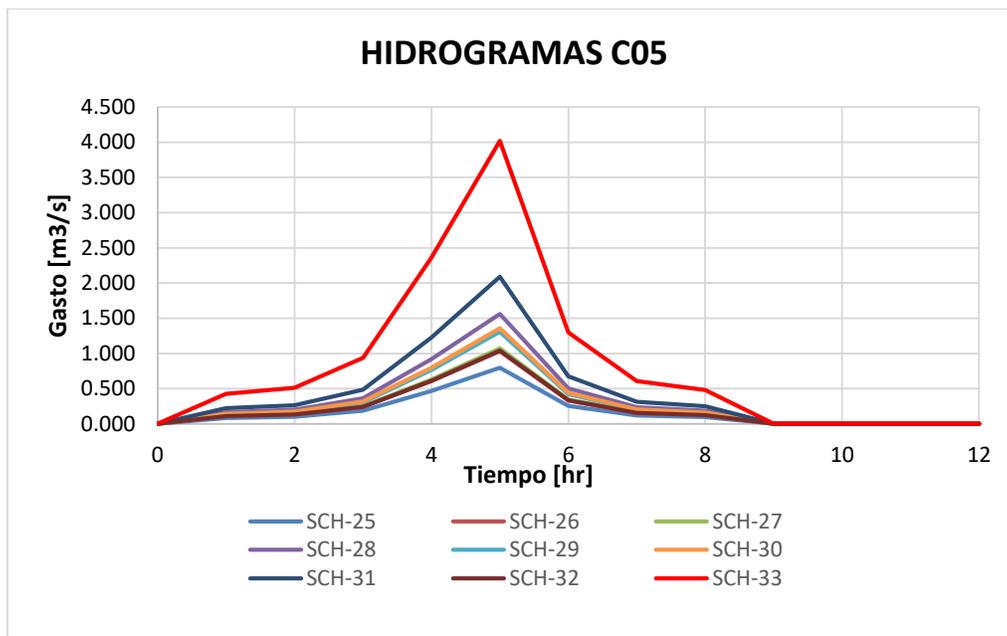


Figura 5.24 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C05, Método Racional.

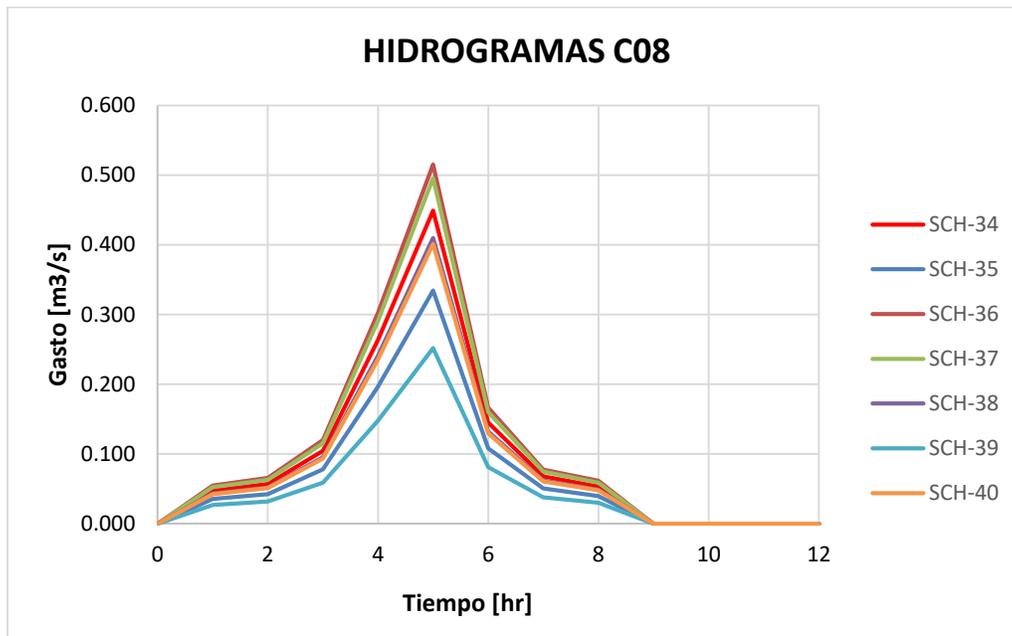


Figura 5.25 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C08, Método Racional.

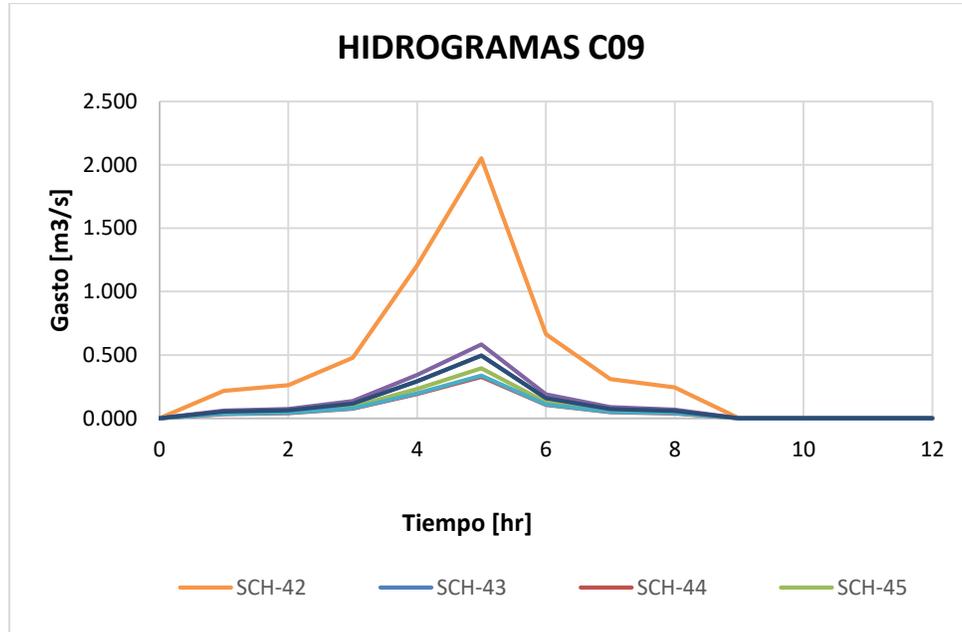


Figura 5.26 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C09, Método Racional.

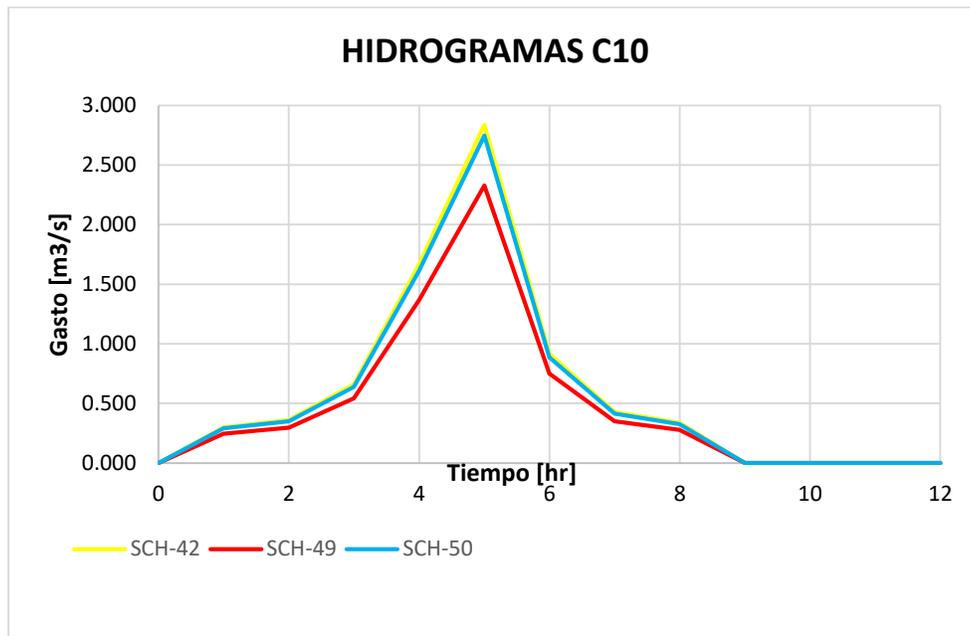


Figura 5.27 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C10, Método Racional.

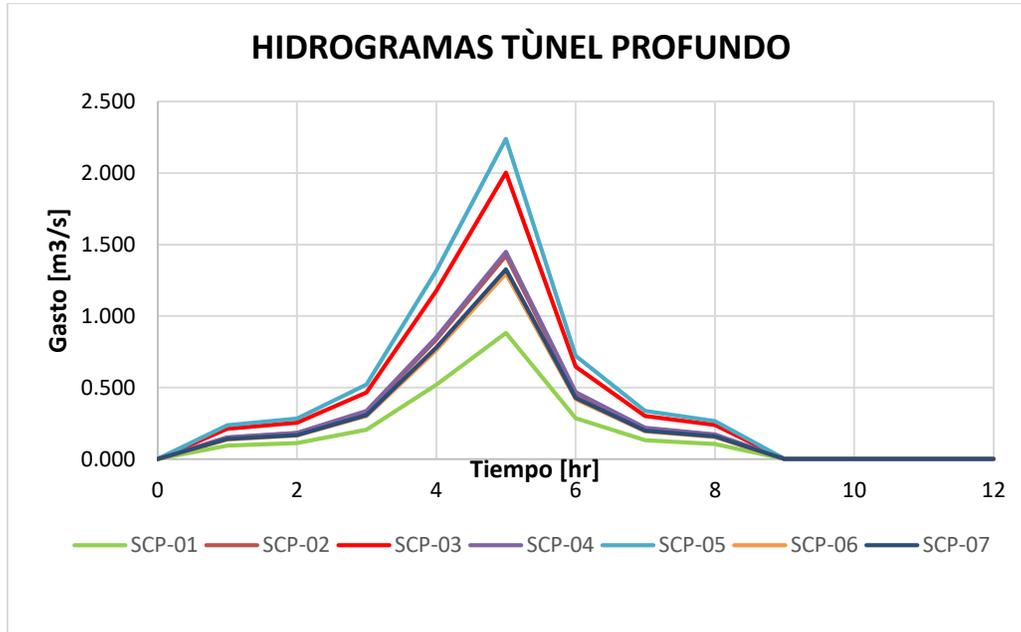


Figura 5.28 Hidrogramas de entrada correspondientes al Túnel Profundo, Método Racional.

Con los hidrogramas generados con ambos métodos y con los datos de geometría del sistema de drenaje, podemos hacer la simulación en EPA SWMM, para ver el comportamiento de nuestro sistema.

5.5 Modelo del Drenaje Pluvial Profundo Definitivo

Con toda la información anterior, necesaria para EPA SWMM, podemos hacer el tránsito de la avenida, por las características de la tormenta y debido a que los volúmenes de entrada en los hidrogramas no son constantes y varían a lo largo de la duración de 8 horas, se realizó una simulación completa por Onda dinámica.

Tránsito de Onda dinámica

La propagación de flujo a través de un río o de una red de ríos en el espacio y en el tiempo es un problema complejo.

Este modelo de tránsito surge a partir de la necesidad de simulación hidrológica más precisa, en particular para la simulación de flujo en cuencas urbanas y en sistemas de drenaje de aguas de lluvia.

El tránsito de una avenida a lo largo de un sistema de drenaje urbano es un flujo no uniforme y no permanente. No permanente debido a que varía en el tiempo y no uniforme debido a que las propiedades del flujo tales como la elevación de la superficie del agua, la velocidad y el caudal no son constantes a lo largo de las conducciones [3].

Se realizaron 2 simulaciones, una correspondiente a los hidrogramas de entrada generados con el número de curva y otra correspondiente al método racional.

5.6 Resultados obtenidos con hidrogramas de entrada del Método del Número de Curva (SCS).

El programa EPA SWMM nos permite ver resultados de varias maneras, como perfiles hidráulicos, hidrogramas de salida, valores de tirante medio a lo largo de las secciones y, de presentarse el caso, entrada en carga de los conductos.

Después de realizar la simulación con los hidrogramas de entrada generados a partir del número de curva se obtuvieron los siguientes resultados.

A continuación, se presentan los perfiles hidráulicos que representan los niveles máximos de tirante en los conductos y por lo tanto la máxima demanda provocada por la tormenta en un determinado tiempo.

El Colector C02, alcanzó una velocidad máxima de 1.85 m/s y supera la capacidad máxima del tramo T-C02-15 al tramo T-C02-10.

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

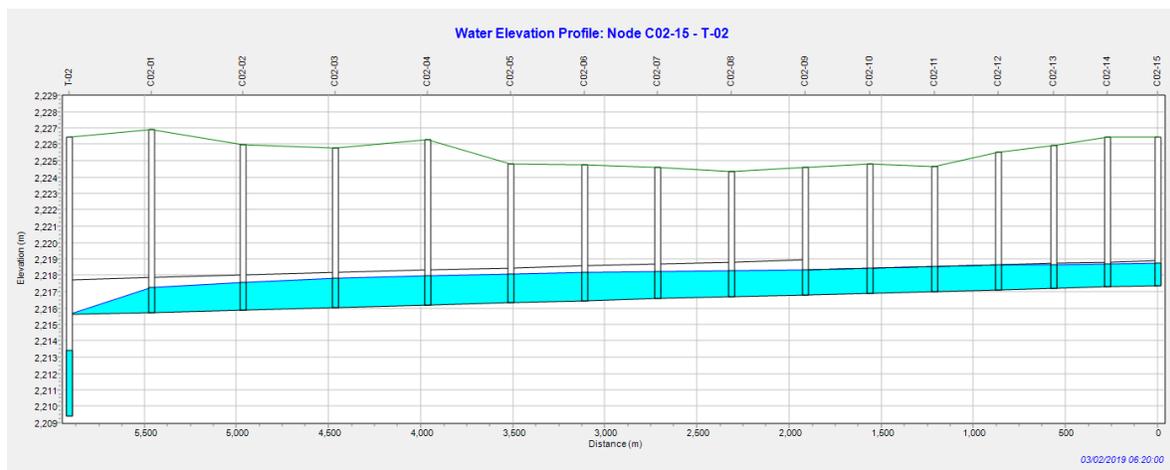


Figura 5.29 Perfil hidráulico del colector C02, presentado a las 6:20 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).

El colector C03 alcanzó una velocidad máxima de 2.45 m/s y una capacidad máxima del 96% en tramo T-C03-09

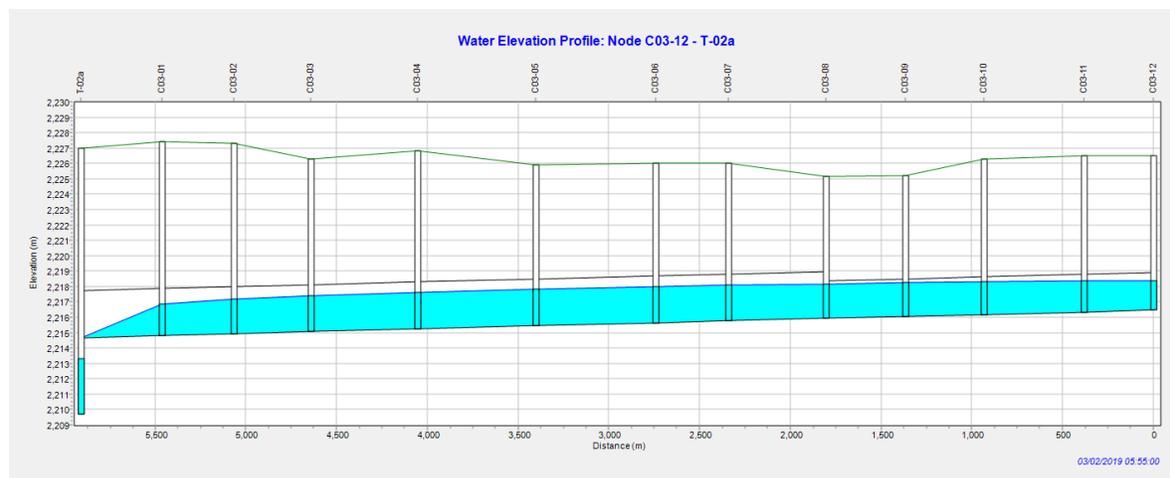


Figura 5.30 Perfil hidráulico del colector C03, presentado a las 5:55 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁRAULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

El Colector C04 alcanzó una velocidad máxima de 2.4 8m/s y una capacidad máxima del 94% en el tramo T-C04-09.

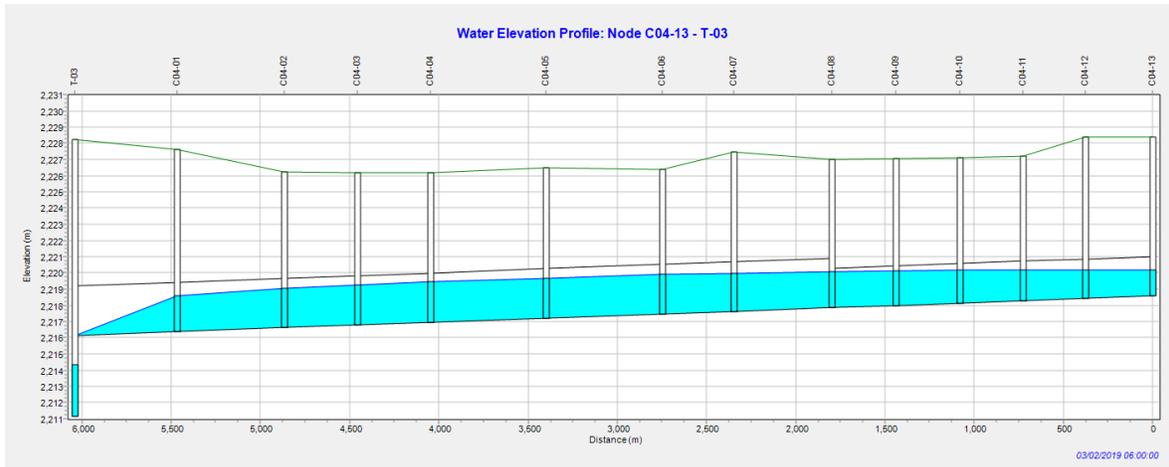


Figura 5.31 Perfil hidráulico del colector C04, presentado a las 6:00 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).

El colector C05 alcanzó una velocidad máxima de 2.28 m/s y su capacidad se ve rebasada en los tramos T-C05-05 a T-C05-06.

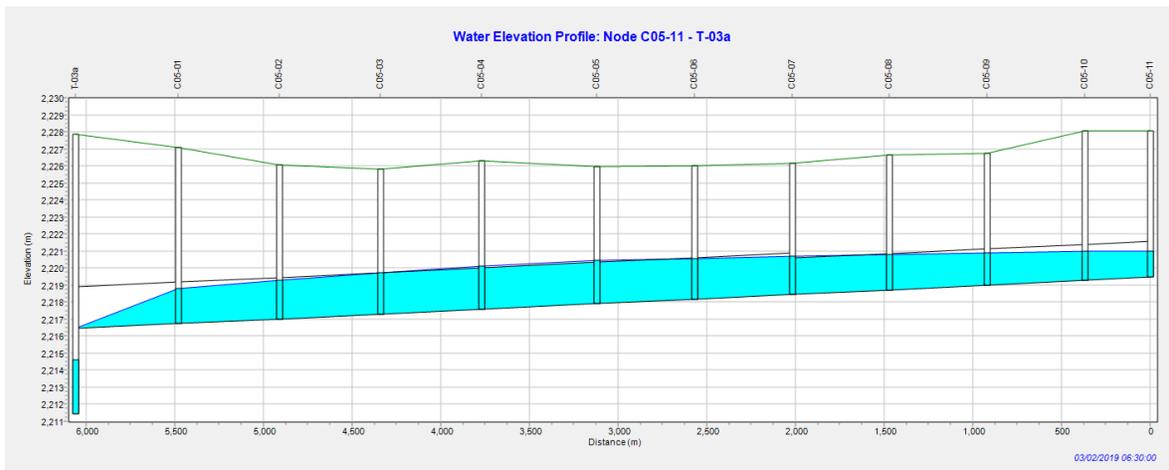


Figura 5.32 Perfil hidráulico del colector C05, presentado a las 6:30 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

El colector C08 alcanzó una velocidad máxima de 1.30 m/s y una capacidad del 66% en el tramo T-C08-04.

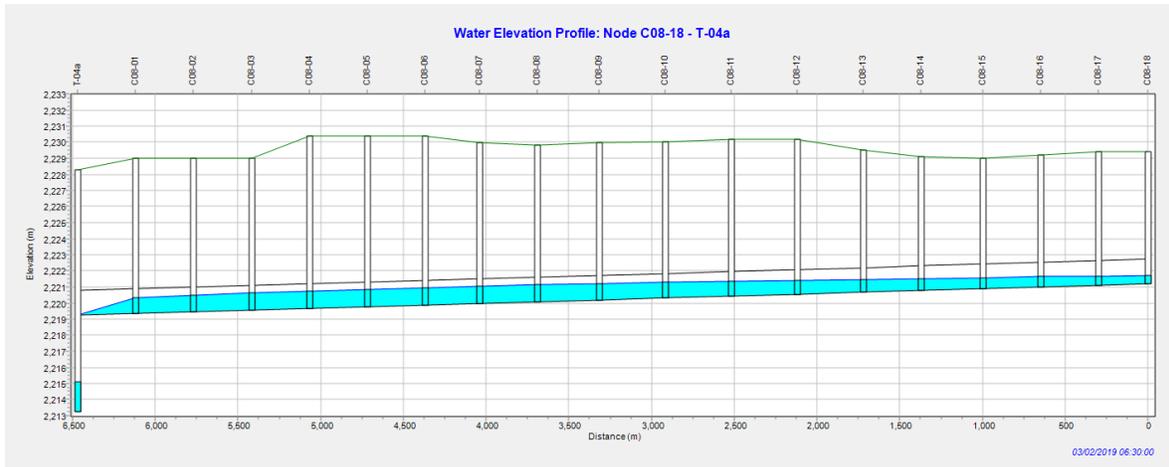


Figura 5.33 Perfil hidráulico del colector C08, presentado a las 6:30 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).

El colector C09 alcanzó una velocidad de 1.94 m/s y una capacidad máxima del 84% en el tramo T-C0-11

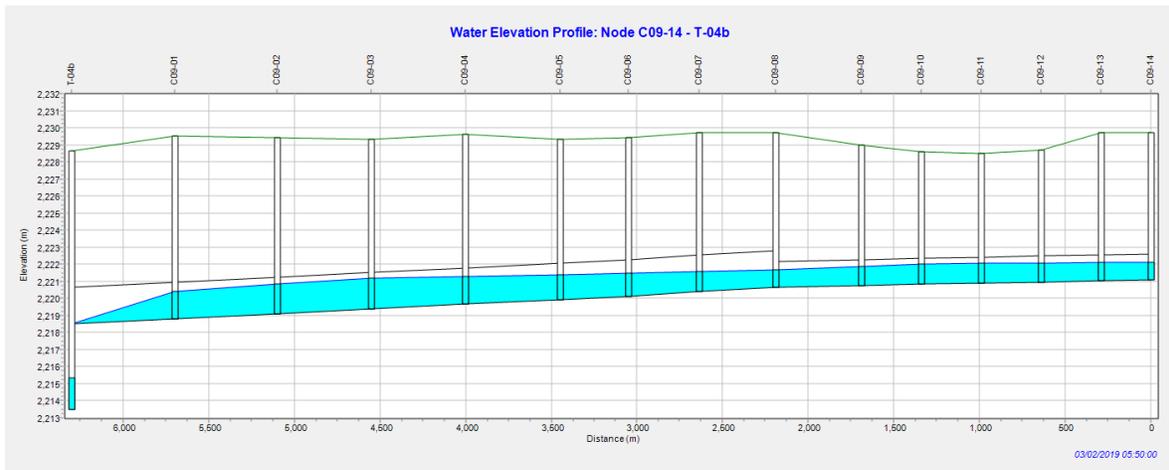


Figura 5.34 Perfil hidráulico del colector C09, presentado a las 5:50 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁRAULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

El colector C10 alcanzó una velocidad de 2.84 m/s y una capacidad máxima del 70% en el tramo T-C10-02

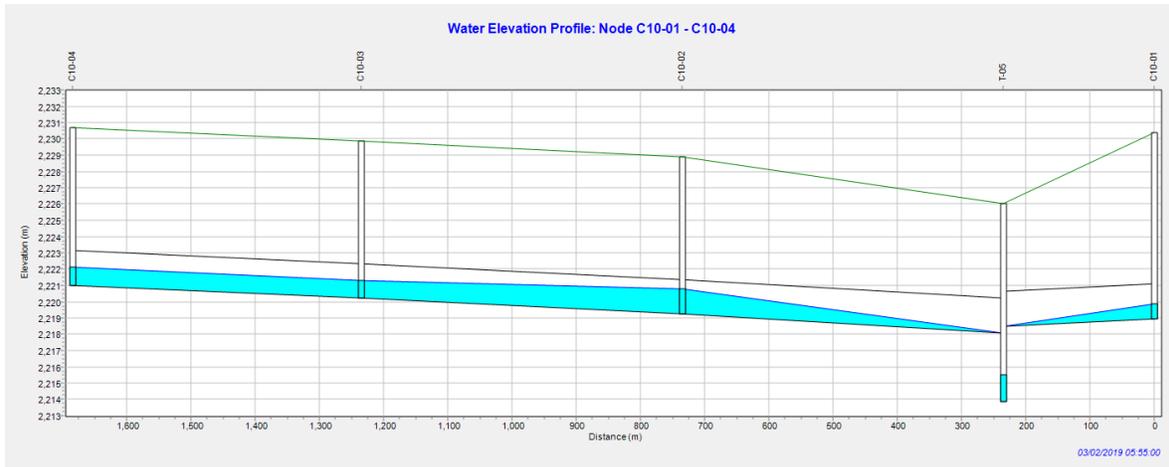


Figura 5.35 Perfil hidráulico del colector C10, presentado a las 5:55 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).

El Túnel profundo alcanzó una velocidad máxima de 3.96 m/s y su capacidad máxima fue del 86% en el tramo 1 correspondiente a la parte del Túnel Norte Sur.

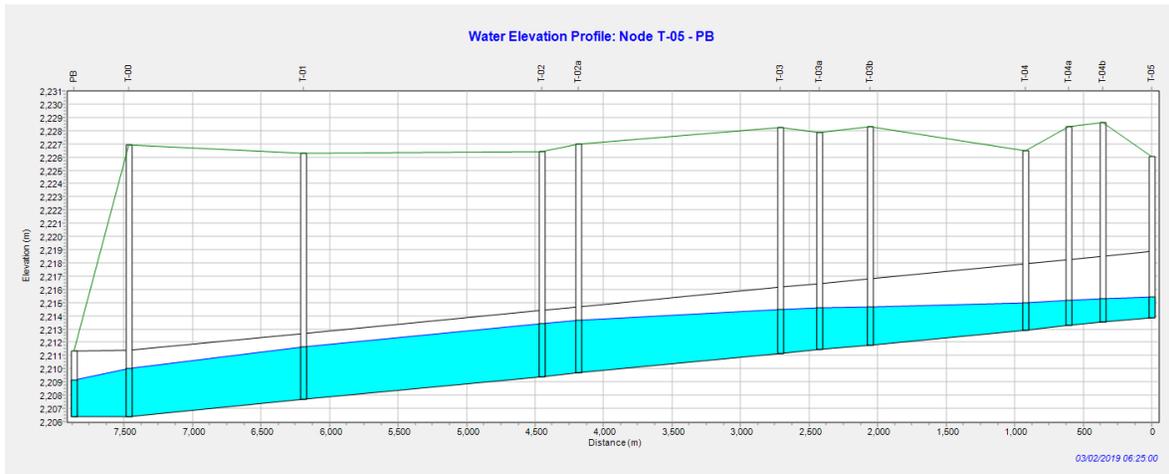


Figura 5.36 Perfil hidráulico del Túnel Profundo, presentado a las 6:25 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).

Los colectores C02 y C05, presentan algunos de sus tramos prácticamente llenos, lo cual no es recomendable por las relaciones capacidad recomendadas para un adecuado comportamiento.

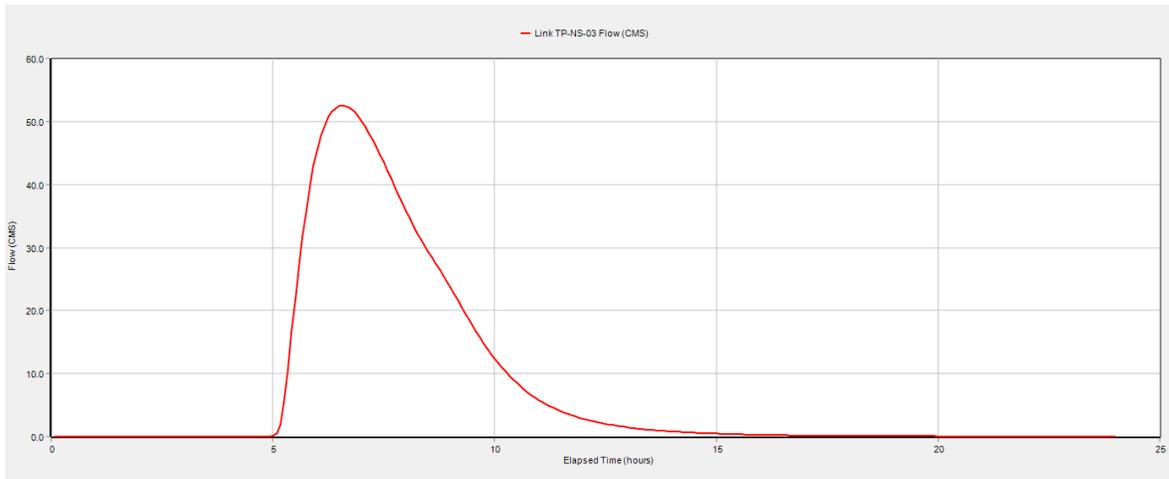


Figura 5.37 Hidrograma de Salida total del Sistema de Drenaje. (Método del Numero de Curva SCS, en los hidrogramas de entrada).

El gasto pico de salida es de $52.55\text{m}^3/\text{s}$, con una velocidad máxima alcanzada en el túnel de 3.96m/s (Ver figura 2.37 y 2.38).

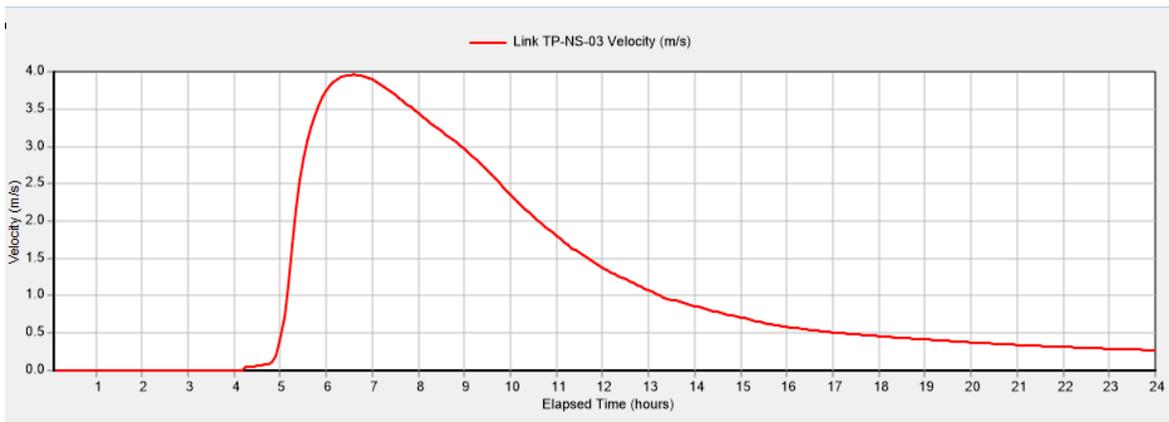


Figura 5.38 Variaciones de velocidad en el túnel profundo.

5.7 Resultados obtenidos con hidrogramas de entrada del método Racional.

Al hacer la simulación con los hidrogramas de entrada obtenidos con el método racional, en donde principalmente rigen los gastos pico en cada hora de duración de la tormenta, se encontraron los siguientes resultados.

A continuación se presentan los perfiles hidráulicos de cada uno de los colectores en la condición más crítica que se presenta durante la tormenta.

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

El Colector C02 entra en carga, su capacidad se ve rebasada en casi toda la longitud del conducto, este problema ocurre desde las 4:45 hasta las 6:20 horas de duración de la tormenta y alcanza una velocidad máxima de 2.24 m/s.

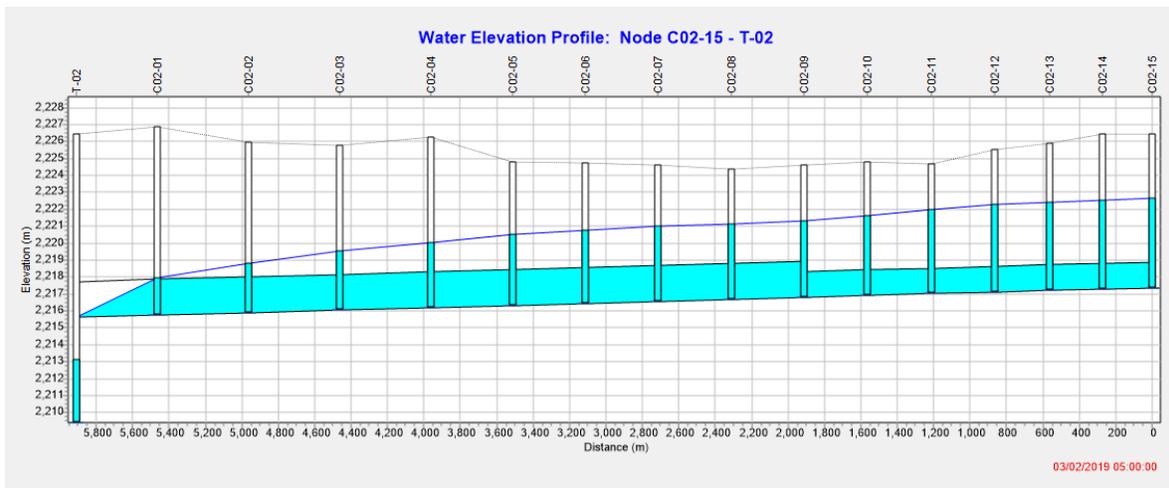


Figura 5.39 Perfil hidráulico del Colector C02, presentado a las 5:00 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).

El colector C03 alcanzó una velocidad máxima de 2.21 y una capacidad máxima del 79% en el tramo T-C03-09

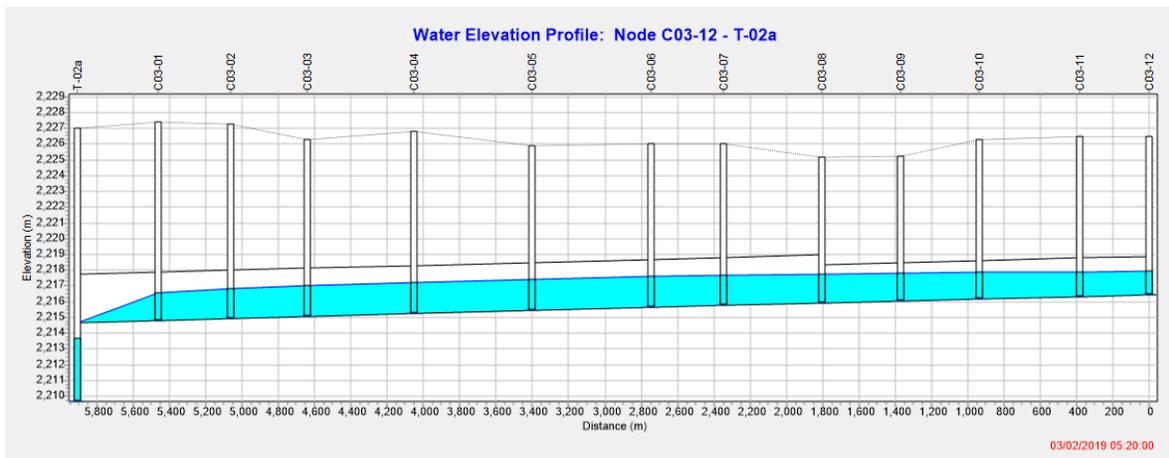


Figura 5.40 Perfil hidráulico del Colector C03, presentado a las 5:20 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

El colector C04 alcanzó una velocidad máxima de 2.25 m/s y una capacidad máxima de 73% en el tramo T-C04-09.

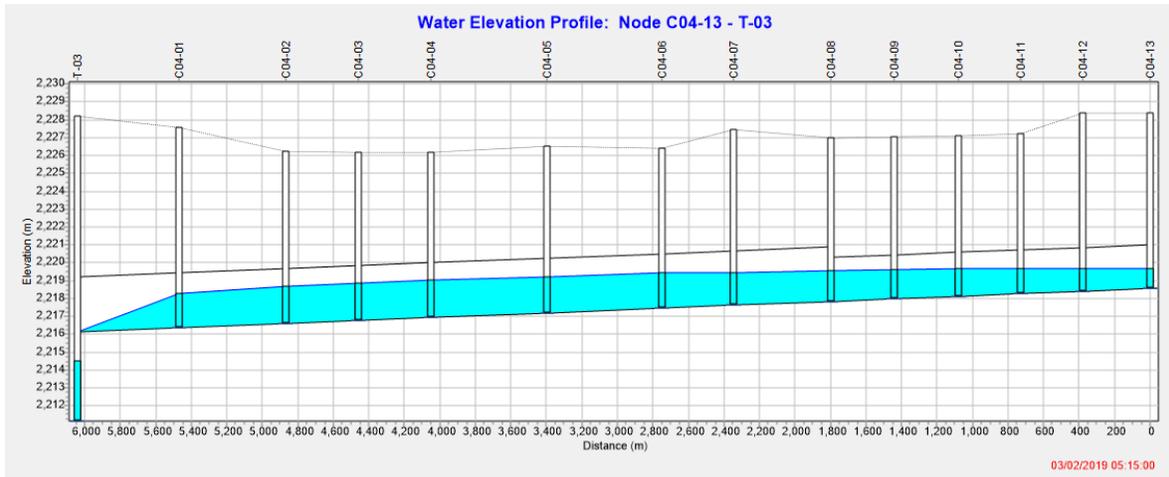


Figura 5.41 Perfil hidráulico del Colector C04, presentado a las 5:15 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).

El colector C05 entra en carga y se encuentra completamente lleno y con riesgo de inundación en la superficie de las 4:40 a las 5:50 horas, la velocidad máxima alcanzada en este colector es de 3.25 m/s.

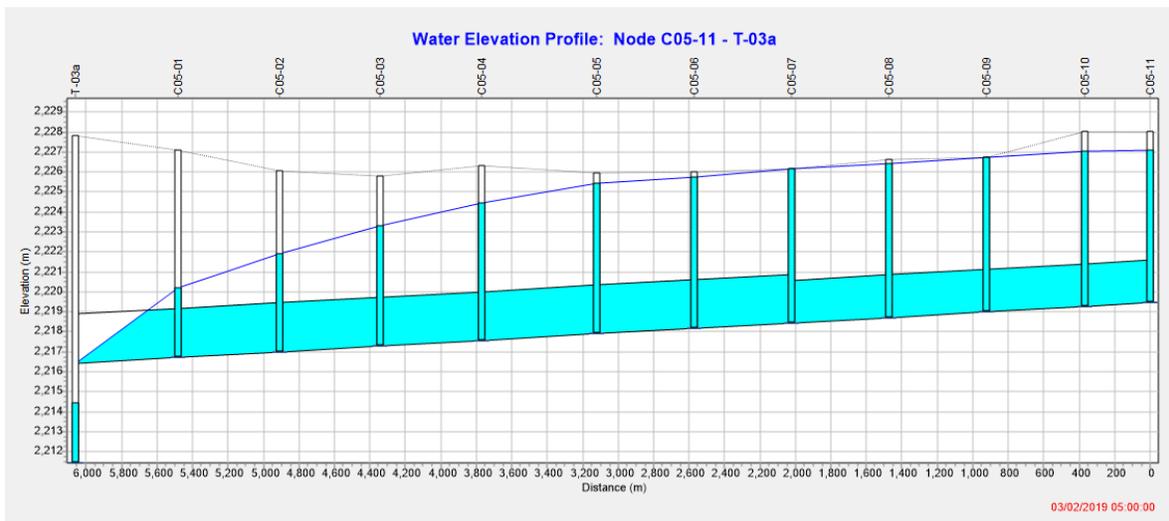


Figura 5.42 Perfil hidráulico del Colector C05, presentado a las 5:00 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

El colector C08 alcanzó una velocidad máxima de 1.54 m/s y rebasa su capacidad en los tramos T-C08-09 a T-C08-05, de las 5:00 horas a las 6:00 horas de duración de la tormenta.

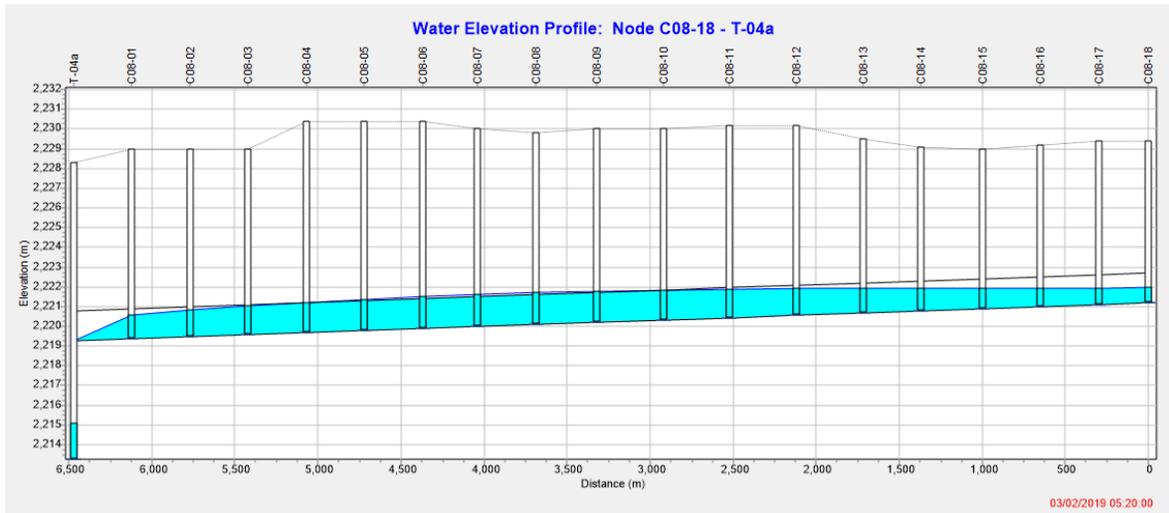


Figura 5.43 Perfil hidráulico del Colector C08, presentado a las 5:20 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).

El colector C09 alcanzó una capacidad máxima de 83 % en el tramo T-C09-11 y una velocidad máxima de 1.78 m/s.

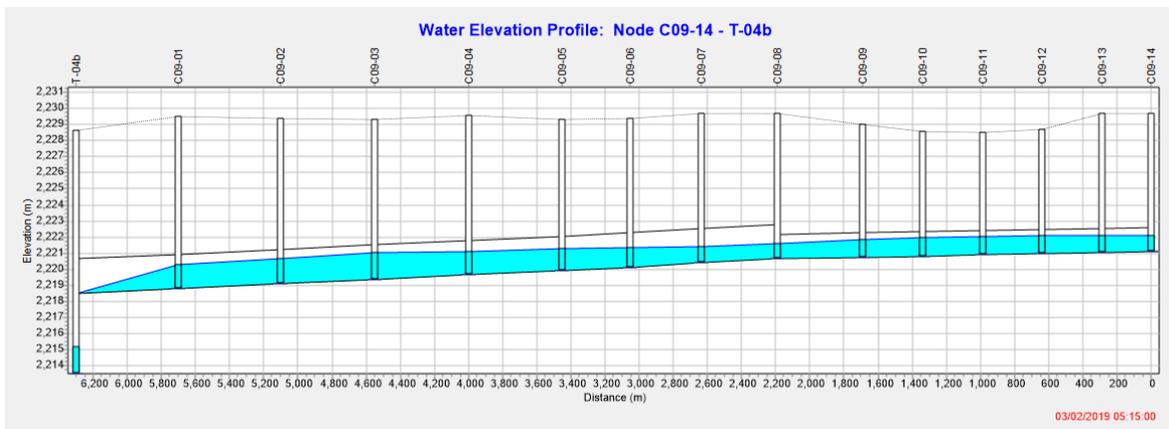


Figura 5.44 Perfil hidráulico del Colector C09, presentado a las 5:15 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

El colector C10 alcanzó una velocidad máxima de 2.64 m/s y una capacidad máxima del 58% en tramo T-C10-02.

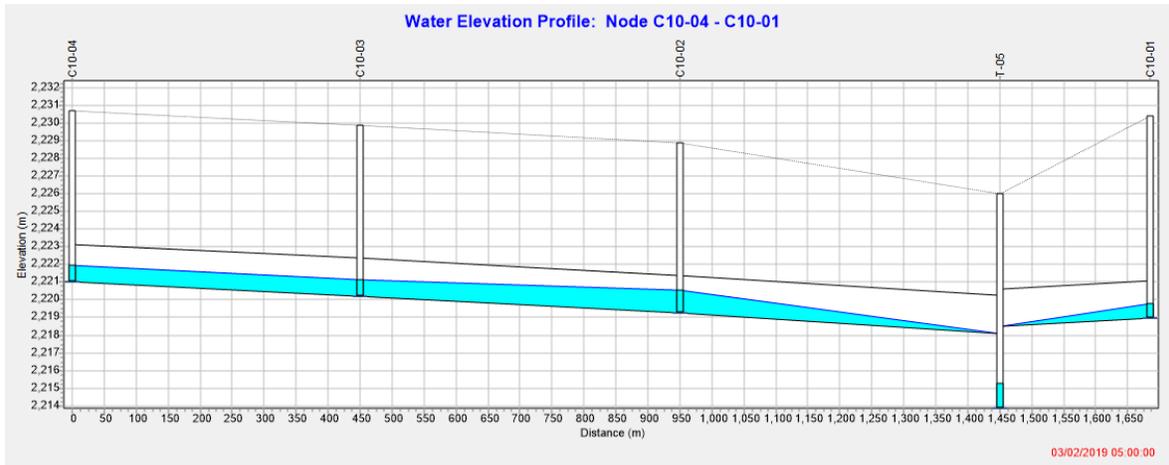


Figura 5.45 Perfil hidráulico del Colector C10, presentado a las 5:00 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).

El túnel profundo alcanzó una velocidad máxima de 3.98 m/s y una capacidad máxima del 87% en el tramo 1 correspondiente al Túnel Norte Sur.

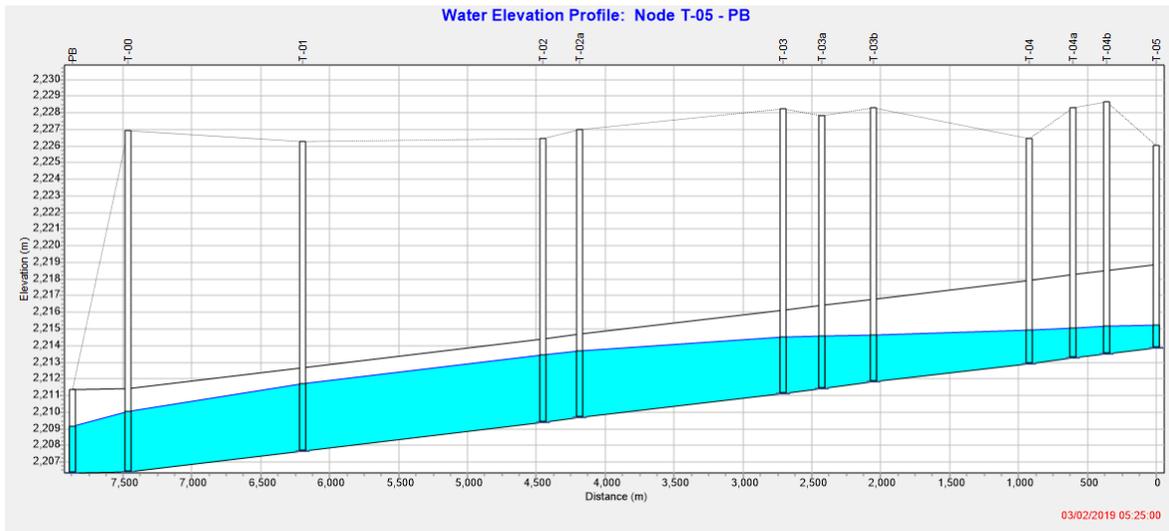


Figura 5.46 Perfil hidráulico del Túnel Profundo, presentado a las 5:25 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).

CAPÍTULO V REVISIÓN Y ANÁLISIS HIDÁULICO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL PROFUNDO DEFINITIVO

El gasto pico en la descarga del sistema es de $53.22 \text{ m}^3/\text{s}$ con una velocidad máxima de 4.0 m/s (ver figuras 2.47 y 2.48).

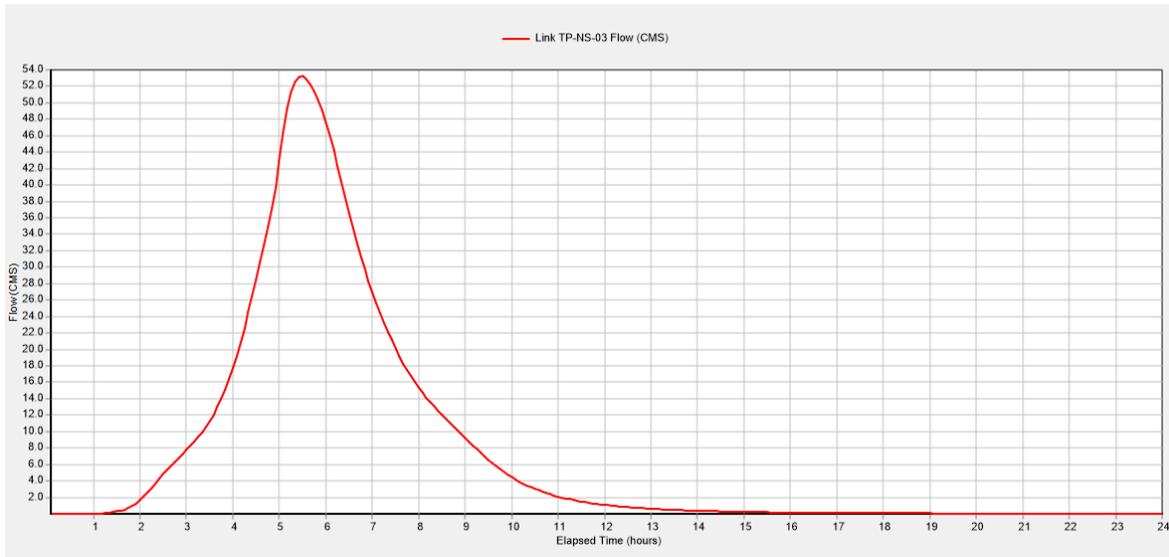


Figura 5.47 Hidrograma de salida del Sistema de drenaje (Hidrogramas generados con el método racional en la entrada).

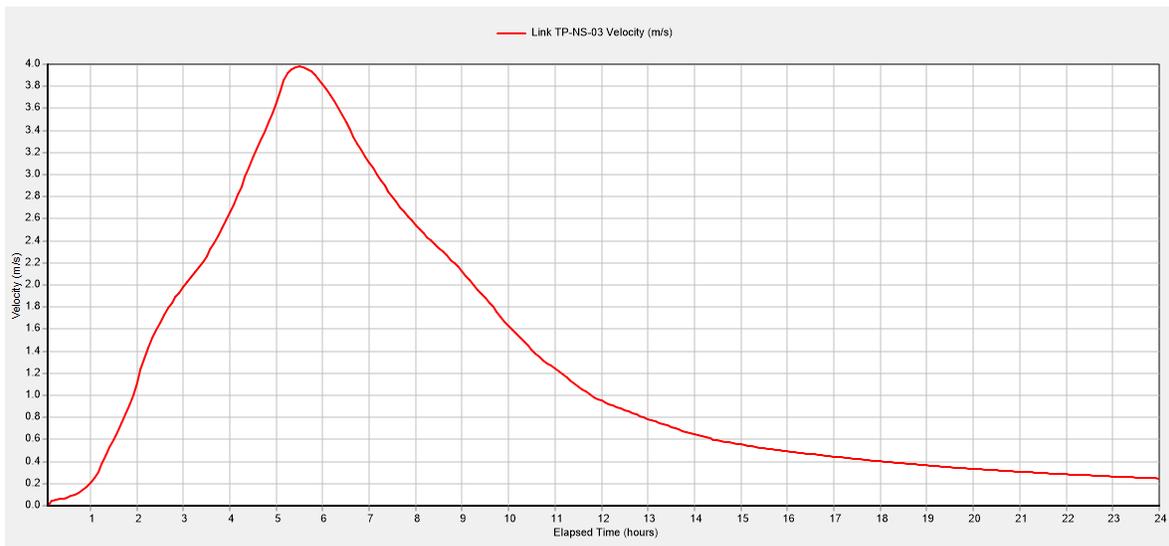


Figura 5.48 Velocidades máximas alcanzadas en el túnel profundo.

5.8 Conclusión.

Con estas dos simulaciones observamos el funcionamiento del sistema de drenaje, para ambos casos, considerando diferentes métodos en la generación de hidrogramas, se tienen resultados similares.

Estos resultados se ven reflejados en los colectores C02, C05 y C08, que se ven rebasados en capacidad y, para el caso de gastos pico determinados con el método racional, entran en carga, lo que no es recomendable.

Con el método del Número de Curva el C02 y C05 tuvieron problemas.

Es importante asegurar la máxima protección de inundaciones en la zona, ya que al haber inundaciones puede haber daño de inmuebles y daño mismo para las conducciones y lumbreras.

La CFE concluyó que el diseño de este sistema de drenaje era adecuado y trabajaría sin problemas, sin embargo los resultados de los análisis realizados muestran que no es así.

Referencias.

- [1] Storm Water Management Model SWMM (2005), “*Manual del Usuario EPA SWMM*”, Modelo de Gestión de Aguas Pluviales, Estados Unidos de América, [En línea]
- [2] CONAGUA: Comisión Nacional del Agua: (2015), “*Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento [MAPAS]: Libro 19, Drenaje Pluvial Urbano*”, CONAGUA; Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento, México, 451p.
- [3] Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays (1994), “*Hidrología Aplicada*”, Mc. Graw Hill Interamericana, Bogotá, 584p.
- [4] Domínguez, M. R., Franco, V. (1982), “*Manual de Hidráulica Urbana, Tomo 1*”, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, Ciudad de México, [En línea].
- [5] Franco Domínguez, Carlos G, (s.f.),”Apuntes de Hidrología Urbana”, Facultad de Ingeniería UNAM, México, 13p.
- [6] Aparicio Mijares, Francisco J. (1989), “*Fundamentos de Hidrología Superficial*”, Limusa, México, DF ,230P.

CAPÍTULO VI

ÁNÁLISIS DE RESULTADOS Y RECOMENDACIONES.

En el presente capítulo se revisan los resultados obtenidos al realizar la simulación de la tormenta con diferentes hidrogramas de entrada correspondientes a dos métodos diferentes; racional y número de curva.

Se hace una comparación de resultados de las dos simulaciones, se dan algunas recomendaciones sobre los problemas de capacidad que presentan los colectores C02, C05 y C08 así como una propuesta de solución, en comparación con los resultados obtenidos con CFE, del proyecto del Sistema de Drenaje Pluvial Profundo Definitivo.

6.1 Justificación del Método Racional y del Método del Número de Curva para la generación de hidrogramas.

Al usar dos métodos diferentes para la generación de hidrogramas tenemos las siguientes justificaciones para el método racional y para el método del número de curva (SCS) [1].

Consideraciones del Método Racional.

- Da valores de gasto máximo y forma sintética de hidrograma.
- La duración de la lluvia se considera constante y no toma en cuenta el efecto de posibles lluvias anteriores, que pueda tener el suelo humedecido o incluso saturado.
- Se considera que la lluvia cae en toda la cuenca y por lo tanto el área contribuye a la formación de los escurrimientos.
- Puede utilizarse para conocer gastos máximos en cuencas pequeñas y cuencas urbanas.
- El coeficiente de escurrimiento es la variable menos precisa, ya que no siempre las superficies del suelo se mantienen de la misma forma.
- El tiempo de concentración para esta generación de hidrogramas se considera de una hora.

Consideraciones del método del Número de Curva (SCS).

- Este método que permite calcular gastos pico en cuencas pequeñas y medianas.
- Los tiempos de concentración fluctúan entre 6 minutos y 10 horas.
- Considera pérdidas iniciales, conocidas como abstracciones, y por lo tanto hay infiltraciones en el suelo; una parte de la lluvia se infiltra y el resto escurre.
- Los hidrogramas corresponden a la forma de la cuenca y sus características.
- Al seleccionar el número de curva (CN), muchas veces no sabemos las condiciones de tormentas anteriores y esto se ve reflejado en la saturación del suelo.

En los hidrogramas de ingreso se ven reflejadas las consideraciones antes mencionadas, en la forma, en los gastos picos, en el tiempo de duración y en el volumen.

Estos métodos se utilizaron debido a que el proyecto de CFE no cuenta con un análisis hidrológico detallado, para la generación de hidrogramas de entrada.

El Método Racional se utilizó porque nos facilita encontrar gastos máximos producidos por la tormenta de diseño, y debido a esto las condiciones para un diseño o revisión son mucho más críticas en comparación con el Método del número de curva, con el cual, en este caso, se observa un comportamiento bueno y aceptable del sistema de drenaje.

Es importante mencionar que para ambos casos los colectores C02, C05 y C08 presentaron problemas, con lo cual podemos decir con mayor certeza que es posible redimensionar estos colectores, evitando inundaciones en la superficie y manteniendo el comportamiento a superficie libre del sistema de drenaje.

6.2 Revisión de niveles y velocidades.

A continuación, se presentan las velocidades máximas y niveles alcanzadas en los colectores y el túnel profundo, producto de las simulaciones realizadas con el Método del Número de Curva y con el Método Racional.

Como ya se mencionó el colector C02 presentó problemas en ambas simulaciones. En color rojo se muestran los tramos en donde se alcanzó la máxima capacidad del ducto, es decir, tramos donde entra en carga (Ver tabla 6.1).

Colector C02	Longitud (L) [m]	Diámetro [m]	Método Racional		Método del CN (SCS)	
			Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]	Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]
T-C02-15	273.98	1.52	0.78	1.52	0.45	1.38
T-C02-14	290.00	1.52	0.78	1.52	0.45	1.43
T-C02-13	299.80	1.52	0.78	1.52	0.44	1.49
T-C02-12	349.99	1.52	1.14	1.52	0.63	1.52
T-C02-11	350.00	1.52	1.14	1.52	0.63	1.52
T-C02-10	349.80	1.52	1.14	1.52	0.63	1.52
T-C02-09	400.34	2.13	0.92	2.13	0.63	1.56
T-C02-08	400.01	2.13	0.92	2.13	0.61	1.63
T-C02-07	399.52	2.13	1.16	2.13	0.73	1.69
T-C02-06	400.29	2.13	1.16	2.13	0.71	1.74
T-C02-05	449.98	2.13	1.50	2.13	0.93	1.77
T-C02-04	500.12	2.13	1.50	2.13	0.94	1.77
T-C02-03	500.31	2.13	1.77	2.13	1.12	1.73
T-C02-02	499.94	2.13	1.92	2.13	1.28	1.61
T-C02-01	444.66	2.13	2.38	1.71	1.85	1.23
	5908.74					

Método Racional ; 5:00 horas.

Método del CN ; 6:30 horas.

Tabla 6.1 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C02

El colector C02 presenta velocidades bajas a pesar de estar totalmente lleno, esto se debe a que no existe presión suficiente para generar una aceleración en el flujo que depende de la carga, que va aumentando con el nivel de agua mientras se llenan las lumbreras.

Los colectores C03 y C04 alcanzaron condiciones normales de velocidad y de capacidad (Ver tabla 6.2 y 6.3).

Colector C03	Longitud (L) [m]	Diámetro [m]	Método Racional		Método del CN (SCS)	
			Velocidad	Tirante (Y)	Velocidad	Tirante (Y)
			Max [m/s]	[m]	Max [m/s]	[m]
T-C03-12	383.69	2.44	0.42	1.51	0.44	1.97
T-C03-11	550.00	2.44	0.40	1.63	0.43	2.09
T-C03-10	435.00	2.44	0.72	1.73	0.84	2.18
T-C03-09	435.00	2.44	0.70	1.80	0.83	2.23
T-C03-08	540.00	3.05	0.68	1.88	0.73	2.30
T-C03-07	400.00	3.05	1.05	1.95	1.12	2.36
T-C03-06	660.00	3.05	1.03	1.98	1.10	2.38
T-C03-05	650.00	3.05	1.17	2.00	1.26	2.38
T-C03-04	590.00	3.05	1.17	1.98	1.26	2.35
T-C03-03	420.00	3.05	1.32	1.95	1.48	2.29
T-C03-02	400.00	3.05	1.62	1.84	1.84	2.14
T-C03-01	445.00	3.05	2.21	1.47	2.45	1.7
	5908.69					

Método Racional; 5:20 horas .

Método del CN; 5:50 horas .

Tabla 6.2 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C03.

Colector C04	Longitud (L) [m]	Diámetro [m]	Método Racional		Método del CN (SCS)	
			Velocidad	Tirante (Y)	Velocidad	Tirante (Y)
			Max [m/s]	[m]	Max [m/s]	[m]
T-C04-13	378.83	2.44	0.01	1.18	0.01	1.69
T-C04-12	350.00	2.44	0.35	1.32	0.29	1.83
T-C04-11	350.00	2.44	0.34	1.44	0.28	1.96
T-C04-10	360.00	2.44	0.71	1.55	0.75	2.07
T-C04-09	360.00	2.44	0.68	1.65	0.72	2.16
T-C04-08	550.00	3.05	0.82	1.76	0.85	2.28
T-C04-07	400.00	3.05	0.78	1.88	0.80	2.40
T-C04-06	650.00	3.05	1.16	1.97	1.30	2.47
T-C04-05	650.00	3.05	1.13	2.04	1.28	2.50
T-C04-04	410.00	3.05	1.26	2.08	1.43	2.51
T-C04-03	410.00	3.05	1.39	2.08	1.56	2.47
T-C04-02	600.00	3.05	1.66	2.00	1.84	2.32
T-C04-01	572.00	3.05	2.25	1.58	2.48	1.82
	6040.83					

Método Racional; 5:25 horas.

Método del CN; 6:05 horas.

Tabla 6.3 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C04.

El Colector C05 presenta condiciones críticas con la simulación del método racional, pero con el método del número de curva sólo en un tramo se presentan condiciones críticas de capacidad, pero para ambos casos la máxima velocidad del flujo es negativa, esto quiere decir que hay condiciones de cambio de dirección del flujo, lo cual no es recomendable, ya que se desea desalojar el agua hacia

el túnel profundo. De igual manera en color rojo se muestran los tramos que entraron en carga. (Ver tabla 6.4).

Colector C05	Longitud (L) [m]	Diámetro [m]	Método Racional		Método del CN (SCS)	
			Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]	Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]
T-C05-11	370.57	2.13	0.00	2.13	0.02	1.61
T-C05-10	550.00	2.13	-1.13	2.13	-0.81	1.78
T-C05-09	550.00	2.13	-1.12	2.13	-0.73	1.95
T-C05-08	550.00	2.13	-1.42	2.13	-0.84	2.08
T-C05-07	550.00	2.44	-1.42	2.44	-0.89	2.30
T-C05-06	550.00	2.44	-1.71	2.44	-1.01	2.41
T-C05-05	650.00	2.44	-1.99	2.44	-1.16	2.44
T-C05-04	570.00	2.44	2.33	2.44	1.35	2.43
T-C05-03	570.00	2.44	2.56	2.44	1.48	2.36
T-C05-02	570.00	2.44	2.78	2.44	1.68	2.18
T-C05-01	580.55	2.44	3.25	2.08	2.28	1.67
	6061.12					

Método Racional; 5:00 horas .

Método del CN; 6.25 horas.

Tabla 6.4 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C05.

Con la simulación del método racional el colector C08 presenta condiciones críticas de capacidad, pero a diferencia del colector C05, no tiene problemas de velocidad negativa. (Ver tabla 6.5).

Los colectores C09 y C10 alcanzaron condiciones normales de velocidad y de capacidad (Ver tabla 6.6 y 6.7).

Finalmente, el túnel profundo no presenta problemas de capacidad; los niveles alcanzados en el túnel con ambas simulaciones son menores al 82% de la capacidad total, los valores de velocidad están entre 1.20 y 4.00 m/s, lo cual es aceptable según la tabla de CONAGUA citada en el capítulo anterior.

Al ser de concreto reforzado, el túnel profundo puede alcanzar incluso velocidades más altas que las que se presentaron en las simulaciones (Ver tabla 6.8).

Colector C08	Longitud (L) [m]	Diámetro [m]	Método Racional		Método del CN (SCS)	
			Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]	Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]
			T-C08-18	299.47	1.52	0.31
T-C08-17	350.00	1.52	0.24	0.89	0.34	0.60
T-C08-16	350.00	1.52	0.33	0.98	0.50	0.65
T-C08-15	370.00	1.52	0.25	1.09	0.45	0.70
T-C08-14	350.00	1.52	0.17	1.20	0.40	0.76
T-C08-13	400.00	1.52	0.31	1.30	0.48	0.83
T-C08-12	400.00	1.52	0.28	1.40	0.43	0.90
T-C08-11	400.00	1.52	0.47	1.49	0.63	0.95
T-C08-10	400.00	1.52	0.46	1.52	0.60	0.98
T-C08-09	370.00	1.52	0.46	1.52	0.57	1.02
T-C08-08	350.00	1.52	0.68	1.52	0.69	1.04
T-C08-07	330.00	1.52	0.68	1.52	0.68	1.05
T-C08-06	350.00	1.52	0.68	1.52	0.66	1.07
T-C08-05	350.00	1.52	0.82	1.52	0.74	1.07
T-C08-04	350.00	1.52	0.82	1.50	0.73	1.08
T-C08-03	350.00	1.52	1.04	1.42	0.86	1.05
T-C08-02	350.00	1.52	1.13	1.28	0.92	0.99
T-C08-01	350.00	1.52	1.54	0.94	1.30	0.74
	6469.47					

Método Racional 5:20 horas.

Método del CN; 6:30 horas.

Tabla 6.5 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C08.

Colector C09	Longitud (L) [m]	Diámetro [m]	Método Racional		Método del CN (SCS)	
			Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]	Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]
			T-C09-14	289.24	1.52	0.30
T-C09-13	350.00	1.52	0.30	1.09	0.20	0.98
T-C09-12	350.00	1.52	0.48	1.14	0.38	1.03
T-C09-11	350.00	1.52	0.48	1.16	0.27	1.07
T-C09-10	350.00	1.52	0.81	1.15	0.69	1.09
T-C09-09	500.00	1.52	0.90	1.05	0.61	1.07
T-C09-08	450.00	2.13	0.91	1.00	0.60	1.14
T-C09-07	411.31	2.13	0.78	1.13	0.45	1.34
T-C09-06	400.00	2.13	0.77	1.29	0.46	1.54
T-C09-05	550.00	2.13	0.85	1.41	0.61	1.71
T-C09-04	550.00	2.13	0.76	1.55	0.57	1.90
T-C09-03	550.00	2.13	1.28	1.61	1.38	1.94
T-C09-02	600.00	2.13	1.34	1.54	1.47	1.81
T-C09-01	600.00	2.13	1.78	1.19	1.94	1.37
	6300.55					

Método Racional 5:20 horas .

Método del CN; 5:20 horas .

Tabla 6.6 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C09.

Colector C10	Longitud (L) [m]	Diámetro [m]	Método Racional		Método del CN (SCS)	
			Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]	Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]
			T-C10-04	235.00	2.13	2.04
T-C10-03	500.00	2.13	2.62	1.18	2.84	1.31
T-C10-02	500.00	2.13	1.50	1.09	1.67	1.40
T-C10-01	450.00	2.13	1.89	0.92	2.02	0.86
	1685.00					

Método Racional 5:00 horas .

Método del CN; 5:55 horas .

Tabla 6.7 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C10.

Túnel Profundo	Longitud (L) [m]	Diámetro [m]	Método Racional		Método del CN (SCS)	
			Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]	Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]
TP-OP-08	357.71	5.00	1.22	1.53	1.51	1.65
TP-OP-07	250.00	5.00	1.64	1.74	1.90	1.81
TP-OP-06	315.02	5.00	1.74	1.91	1.91	1.94
TP-OP-05	1132.47	5.00	1.50	2.42	1.59	2.43
TP-OP-04	369.51	5.00	1.17	3.01	1.23	3.00
TP-OP-03	287.00	5.00	2.04	3.26	1.89	3.25
TP-OP-02	1470.50	5.00	2.37	3.67	2.38	3.66
TP-OP-01	270.52	5.00	2.63	4.02	2.74	4.01
TP-NS-01	1742.28	5.00	3.01	4.04	3.02	4.01
TP-NS-02	1271.53	5.00	3.29	3.84	3.28	3.81
TP-NS-03	400.00	5.00	3.98	3.22	3.96	3.20
	7866.54					

Fórmula racional 5:25 horas .

Método del CN; 6:30 horas .

Tabla 6.8 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Túnel Profundo.

Con las velocidades y niveles obtenidos en los 3 colectores críticos podemos dar paso a las siguientes recomendaciones.

6.3 Recomendaciones.

Si se presenta el caso de continuar con los trabajos del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, se recomienda hacer un estudio hidrológico más detallado, obteniendo así una tormenta de diseño más precisa, y analizando diversas formas para la generación de hidrogramas para el Drenaje Pluvial Profundo Definitivo

Respecto al sistema de drenaje pluvial profundo definitivo se recomienda hacer un redimensionamiento en los diámetros de los colectores C02, C05 y C08, evitando así que entren en carga y mejorando el funcionamiento hidráulico del sistema de drenaje, en velocidades y capacidad dentro de los ductos.

Es importante mantener el flujo a superficie libre en el sistema de drenaje, evitando poner en riesgo de inundaciones a la superficie y de igual manera evitar un desgaste en el material de las tuberías.

6.3.1 Redimensionamiento de Colectores.

Debido a los problemas que se presentan en los colectores C02 C05 y C08, se propone aumentar sus diámetros, en la parte donde entran en carga para así tener un buen funcionamiento hidráulico y por lo tanto un mejor aprovechamiento del sistema de drenaje. Los problemas de capacidad se ven

reflejados con el método racional, por lo que se hace la revisión del redimensionamiento de los colectores sólo con este método.

El colector C02, aumentó sus diámetros a lo largo de su longitud, en los tramos de 1.52 m aumento al diámetro siguiente, que es de 2.13 m, el de 2.13 m aumentó a 2.44 m, que son los diámetros comerciales que la CFE utilizó en los otros colectores que no presentaron problemas.

El colector C05 aumentó sus diámetros de 2.13 m a 2.44 m, y de 2.44 m a 3.05 m.

Finalmente, el colector C08 aumento sus diámetros de 1.52 m a 2.13 m, solo sólo en la parte más crítica.

Con estas modificaciones se realizó nuevamente una simulación de la tormenta para ver el comportamiento del sistema de drenaje.

En la simulación no se presentaron problemas de capacidad ni de cambio de dirección de flujo, por lo tanto, podemos decir que este sistema es el aceptable.

A continuación, se presentan las condiciones máximas alcanzadas en los colectores C02, C05, C08 y túnel profundo, considerando los hidrogramas del método racional. (Ver figuras 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4).

El colector C02 alcanzó una velocidad máxima de 2.04 m/s en el tramo T-C02-01 y un nivel máximo de 1.95 m en los tramos T-C02-05 y T-C02-04, podemos decir que su operación es buena respecto a las condiciones anteriores.

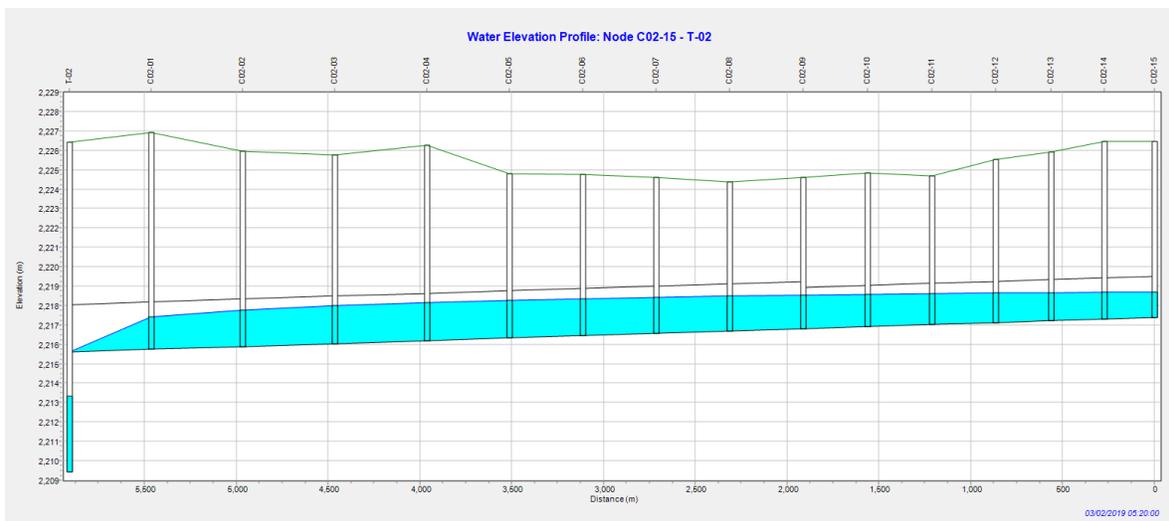


Figura 6.1 Perfil hidráulico del Colector C02 presentado a las 5:20 horas de duración de la tormenta (Método Racional redimensionado).

El Colector C05 alcanzó una velocidad máxima de 2.04 m/s y un tirante de 2.49 en el tramo T-C05-04.

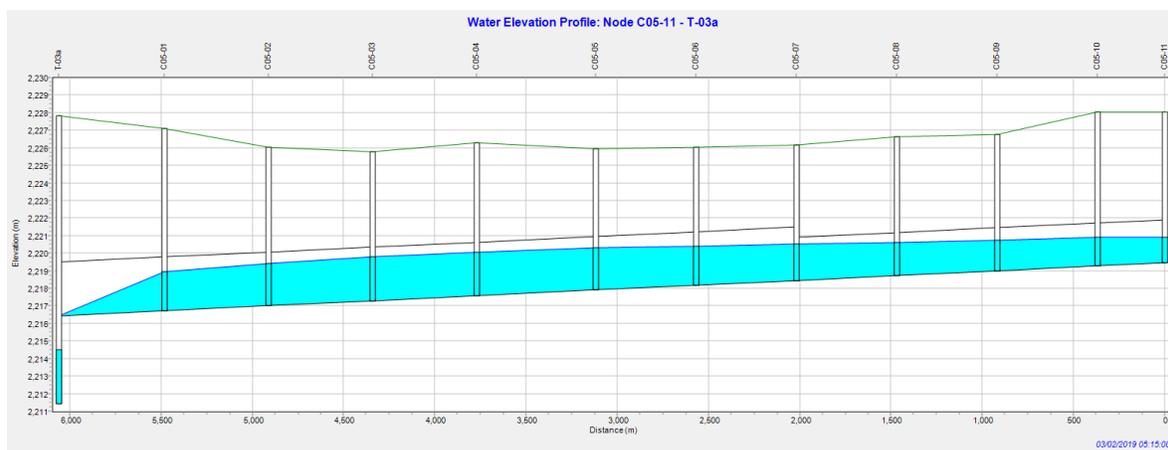


Figura 6.2 Perfil hidráulico del Colector C05 presentado a las 5:15 horas de duración de la tormenta (Método Racional redimensionado).

El Colector C08 alcanzó una velocidad máxima de 1.50 m/s en el tramo T-C08-01 y un nivel máximo de 1.20 m en los tramos T-C08-05 y T-C08-04.

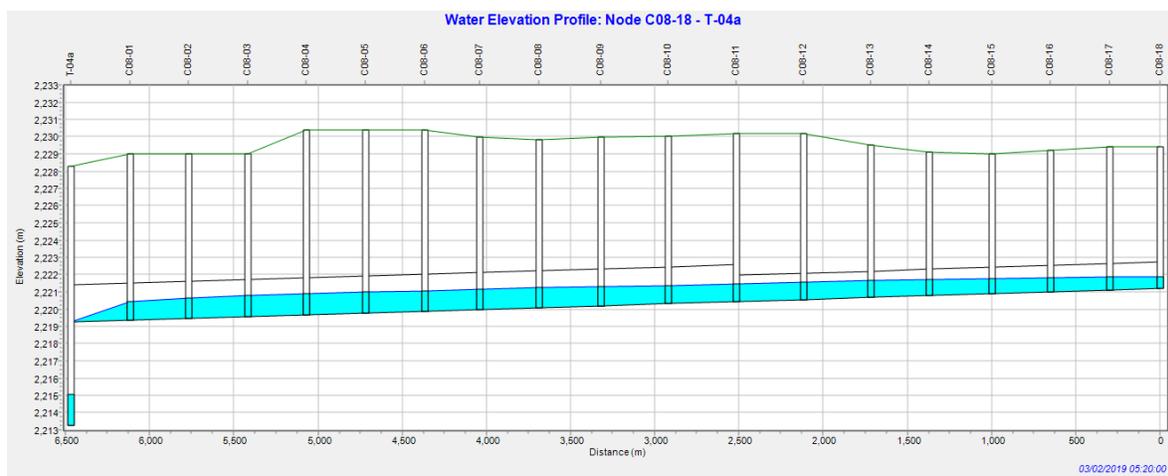


Figura 6.3 Perfil hidráulico del Colector C08 presentado a las 5:20 horas de duración de la tormenta (Método Racional redimensionado).

El Túnel Profundo sigue teniendo un buen comportamiento hidráulico; no requirió redimensionamiento, ya que no presentó problemas. Se tiene una velocidad máxima de 3.95 m/s en

el último tramo de descarga TP-NS-03 y un tirante medio máximo de 3.97 m en el tramo TP-NS-01 a las 5:35 horas de la tormenta.

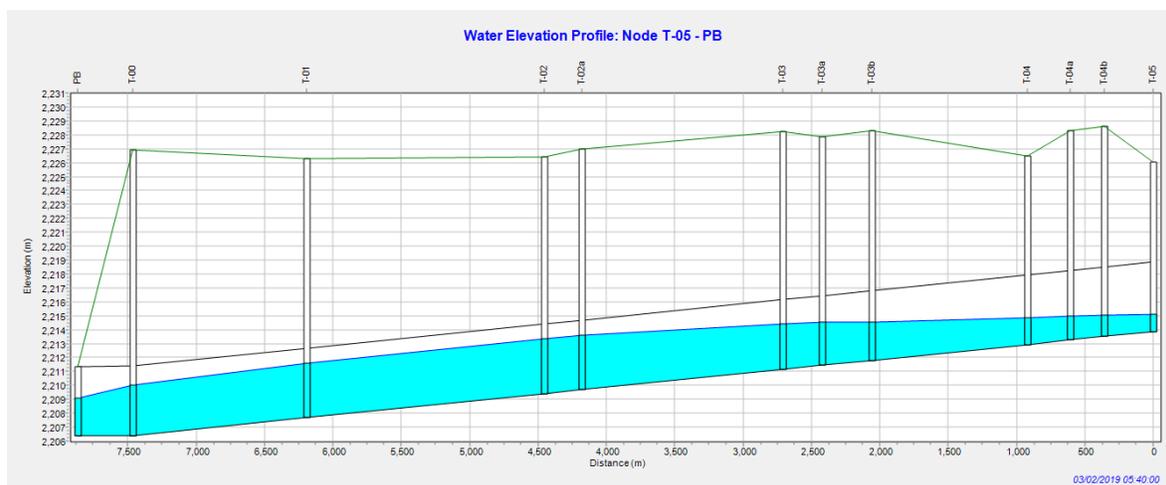


Figura 6.4 Perfil hidráulico del Túnel Profundo presentado a las 5:40 horas de duración de la tormenta (Método Racional redimensionado).

En las figuras anteriores se observa que ya no se presentan problemas de capacidad, los colectores ya no entran en carga, al presentarse las condiciones máximas producidas por la tormenta de diseño y los hidrogramas generados con el método racional.

Las características de un flujo a superficie libre, como el que se presenta en los colectores y el túnel profundo, están representadas por su clasificación a partir del denominado número de Froude, por lo que es importante determinar sus valores en el presente caso.

Revisión del tipo de flujo (Número de Froude).

El número de Froude (Fr) parámetro adimensional que relaciona el efecto de las fuerzas de inercia y las fuerzas de gravedad que actúan sobre un fluido a superficie libre. Debe su nombre al ingeniero hidrodinámico y arquitecto naval inglés William Froude (1810 - 1879). [2]

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

Dónde Fr es el número de froude adimensional

V = Es la velocidad del flujo en $\frac{m}{s}$.

g = Es la aceleración debida a la gravedad.

y = es el tirante medio que se presenta en esa sección.

Es recomendable que, en este tipo de sistemas, el flujo sea subcrítico ($Fr < 1$). [2]

Para este régimen de flujo, las fuerzas inerciales son sobrepasadas en importancia por las gravitacionales; en el flujo subcrítico normalmente se tienen velocidades y pendientes bajas, pero las profundidades de la lámina del agua, por el contrario, son mayores a las que se presentan en el flujo supercrítico.

La tabla 6.9 nos muestra las condiciones máximas que alcanzó el flujo en el Colector C02, con el redimensionamiento de la sección, en el tiempo más crítico de duración de la tormenta, en donde los resultados obtenidos son causados a partir de los hidrogramas de entrada calculados con el método racional.

La última columna muestra el cálculo del número de Froude, para determinar el régimen en el que se encuentra el flujo en el colector.

Los valores del número de Froude a lo largo del colector C02 son menores a 1, por lo tanto, el flujo es subcrítico.

Colector C02	Longitud (L) [m]	Diámetro Anterior [m]	Diámetro (Cambio) [m]	Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]	Número de Froude (Fr)
T-C02-15	273.98	1.52	2.13	0.46	1.35	0.13
T-C02-14	290.00	1.52	2.13	0.44	1.42	0.12
T-C02-13	299.80	1.52	2.13	0.42	1.49	0.11
T-C02-12	349.99	1.52	2.13	0.58	1.56	0.15
T-C02-11	350.00	1.52	2.13	0.55	1.62	0.14
T-C02-10	349.80	1.52	2.13	0.53	1.69	0.13
T-C02-09	400.34	2.13	2.44	0.71	1.76	0.17
T-C02-08	400.01	2.13	2.44	0.68	1.82	0.16
T-C02-07	399.52	2.13	2.44	0.82	1.88	0.19
T-C02-06	400.29	2.13	2.44	0.80	1.92	0.18
T-C02-05	449.98	2.13	2.44	1.03	1.95	0.24
T-C02-04	500.12	2.13	2.44	1.02	1.95	0.23
T-C02-03	500.31	2.13	2.44	1.23	1.91	0.28
T-C02-02	499.94	2.13	2.44	1.43	1.78	0.34
T-C02-01	444.66	2.13	2.44	2.04	1.38	0.55
	5908.74					

Método Racional ; 5:20 horas.

Tabla 6.9 Valores máximos alcanzados en el Colector C02 redimensionado con el Método Racional.

La tabla 6.10 muestra los valores máximos alcanzados en el Colector C05, se observa de igual manera que en el colector C02 el flujo también es subcrítico.

Colector C05	Longitud (L) [m]	Diámetro Anterior [m]	Diámetro (Cambio) [m]	Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]	Número de Froude (Fr)
T-C05-11	370.57	2.13	2.44	0.01	1.52	0.003
T-C05-10	550.00	2.13	2.44	1.01	1.68	0.249
T-C05-09	550.00	2.13	2.44	0.94	1.81	0.223
T-C05-08	550.00	2.13	2.44	1.08	1.97	0.246
T-C05-07	550.00	2.44	3.05	1.12	2.14	0.244
T-C05-06	550.00	2.44	3.05	1.23	2.30	0.259
T-C05-05	650.00	2.44	3.05	1.33	2.44	0.272
T-C05-04	570.00	2.44	3.05	1.51	2.49	0.306
T-C05-03	570.00	2.44	3.05	1.66	2.45	0.339
T-C05-02	570.00	2.44	3.05	1.89	2.32	0.396
T-C05-01	580.55	2.44	3.05	2.55	1.85	0.599
	6061.12					

Método Racional; 5:15 horas .

Tabla 6.10 Valores máximos alcanzados en el Colector C05 redimensionado con el Método Racional.

La tabla 6.11 muestra los valores máximos alcanzados en el Colector C08, el flujo a lo largo de este colector nuevamente es flujo subcrítico.

Colector C08	Longitud (L) [m]	Diámetro Anterior [m]	Diámetro (Cambio) [m]	Velocidad Max [m/s]	Tirante (Y) [m]	Número de Froude (Fr)
T-C08-18	299.47	1.52	1.52	0.38	0.71	0.14
T-C08-17	350.00	1.52	1.52	0.35	0.78	0.13
T-C08-16	350.00	1.52	1.52	0.52	0.84	0.18
T-C08-15	370.00	1.52	1.52	0.48	0.90	0.16
T-C08-14	350.00	1.52	1.52	0.45	0.96	0.15
T-C08-13	400.00	1.52	1.52	0.68	1.00	0.22
T-C08-12	400.00	1.52	1.52	0.66	1.02	0.21
T-C08-11	400.00	1.52	2.13	0.71	1.04	0.22
T-C08-10	400.00	1.52	2.13	0.67	1.08	0.21
T-C08-09	370.00	1.52	2.13	0.62	1.13	0.19
T-C08-08	350.00	1.52	2.13	0.80	1.15	0.24
T-C08-07	330.00	1.52	2.13	0.78	1.17	0.23
T-C08-06	350.00	1.52	2.13	0.75	1.18	0.22
T-C08-05	350.00	1.52	2.13	0.85	1.20	0.25
T-C08-04	350.00	1.52	2.13	0.84	1.20	0.24
T-C08-03	350.00	1.52	2.13	1.02	1.18	0.30
T-C08-02	350.00	1.52	2.13	1.10	1.10	0.33
T-C08-01	350.00	1.52	2.13	1.50	0.85	0.52
	6469.47					

Método Racional 5:20 horas

Tabla 6.11 Valores máximos alcanzados en el Colector C08 redimensionado con el Método Racional.

6.3.2 Gastos y volúmenes de salida.

Debido a los resultados mostrados anteriormente con la simulación a partir del de redimensionamiento de tres colectores, podemos decir que este sistema es adecuado ya que no presenta ninguna problemática como las observadas en las dos simulaciones hechas anteriormente.

El Gasto Pico de salida es de $52.05 \text{ m}^3/\text{s}$ (Ver figura 6.5), que y es aceptable ya que el gasto máximo aceptable de diseño de la Planta de Bombeo futura es de $55 \text{ m}^3/\text{s}$. (Ver figura 6.5).

Debido a que contamos con 3 simulaciones podemos observar el parecido que tienen en los hidrogramas de salida. Todas las simulaciones tienen un gasto máximo pico menor a los $55 \text{ m}^3/\text{s}$. (Ver figura 6.6).

El gasto máximo de salida obtenido con la simulación del Método del número de curva, es de $52.55 \text{ m}^3/\text{s}$, teniendo un volumen total de salida aproximado de 187.273 Mm^3 .

El gasto máximo de salida obtenido con la simulación del Método Racional es de $53.24 \text{ m}^3/\text{s}$ y un volumen total de salida aproximado de 186.30 Mm^3 .

El gasto máximo de salida del redimensionamiento y la simulación aceptada es de 52.05 m³/s con un volumen total de salida aproximado de 186.30Mm³.

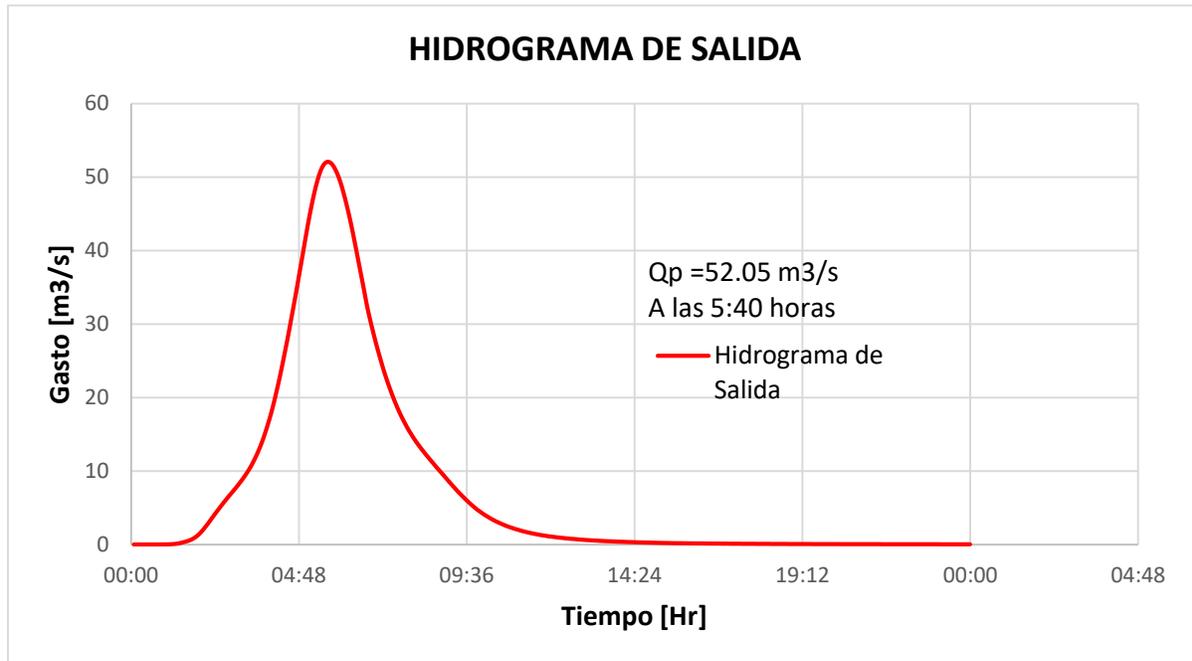


Figura 6.5 Hidrograma de Salida del Sistema de Drenaje Pluvial Profundo. (Redimensionado).

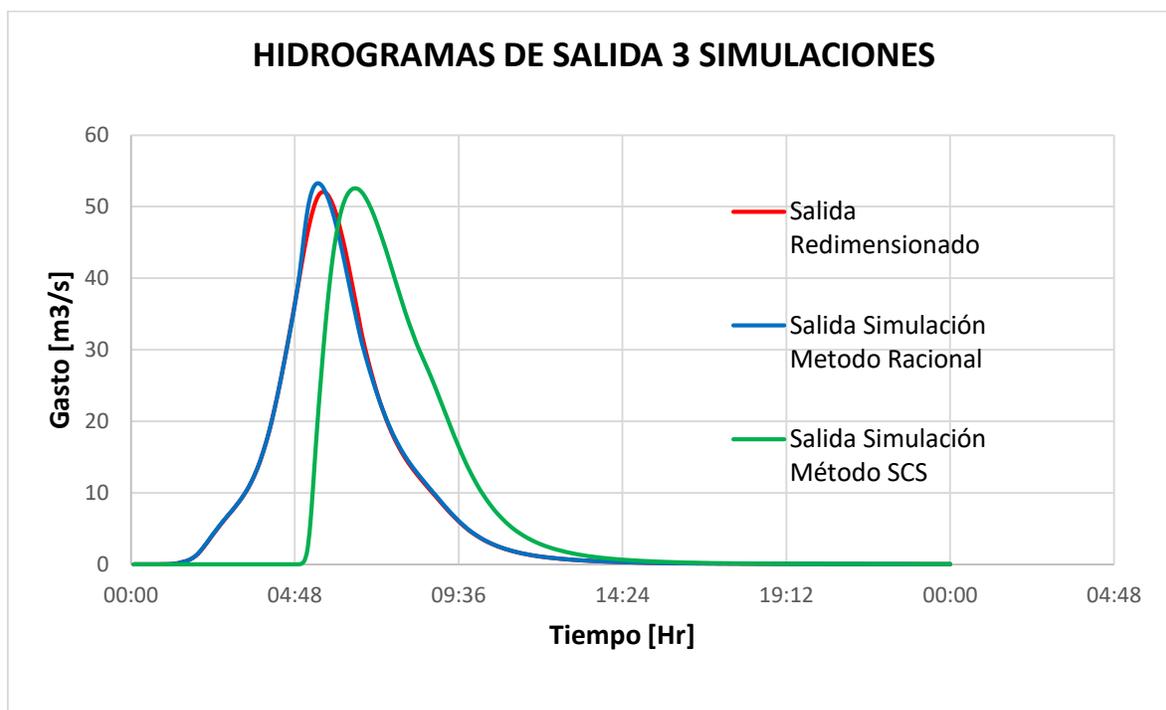


Figura 6.6 Hidrogramas de Salida obtenidos a partir de las 3 Simulaciones (Método Número de Curva, Método Racional, Redimensionado).

Finalmente, podemos concluir que el Sistema de Drenaje Pluvial Profundo Definitivo es aceptable con la propuesta de redimensionamiento, ya que aseguramos un buen funcionamiento en cuanto a capacidad y velocidades en los ductos.

Las dos primeras simulaciones mostraron que los colectores C02, C05 y C08 entran en carga, pero el túnel profundo funciona adecuadamente. Por lo tanto, podemos decir que, en términos generales, está bien diseñado este sistema de drenaje.

Estas simulaciones sólo contemplan la fase inicial del proyecto, prevista para el año 2020.

A continuación, se presenta una tabla resumen de resultados finales considerando la propuesta para el redimensionamiento de los 3 colectores antes mencionados (Ver tabla 6.12).

Conducto	Fase Inicial 2020		
	Q_{pe} (m ³ /s)	Q_{ps} (m ³ /s)	$V_{m\acute{a}x}$ (m/s)
C02	7.268	5.56	2.04
C03	9.704	7.71	2.21
C04	10.668	8.65	2.25
C05	14.272	11.90	2.04
C08	2.857	2.06	1.50
C09	4.683	3.68	1.78
C10	7.914	5.43	2.64
TUNEL PROFUNDO	67.985	52.05	3.95

Nota: Q_{pe} es el gasto pico de entrada y Q_{ps} es el gasto pico de salida

Tabla 6.12 Resumen de resultados obtenidos en el análisis del funcionamiento hidráulico del sistema para la fase inicial 2020.

Referencias.

[1] CONAGUA: Comisión Nacional del Agua: (2015), “*Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento [MAPAS]: Libro 19, Drenaje Pluvial Urbano*”, CONAGUA; Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento, México, 451p.

[2] Sotelo Ávila, Gilberto. (2002), “*Hidráulica de canales*”, Facultad de Ingeniería, México: UNAM, 836p.

CONCLUSIONES GENERALES

Derivado de la revisión del diseño del Sistema de Drenaje Pluvial Profundo Definitivo del NAICM, para la etapa inicial del proyecto, se pueden establecer las siguientes conclusiones.

Al realizar las simulaciones correspondientes al Método del Número de Curva (SCS), el sistema de drenaje no mostro problemas graves, en el Colector C05 el cual entró en carga. Por su parte, con el Método Racional, con base en gastos pico, los Colectores C02, C05 y C08 entraron en carga. A partir de estos resultados se decidió proponer el redimensionamiento de los colectores antes mencionados.

Es importante mencionar esto debido a que, en el modelo realizado por la CFE, los colectores C02 y C05 presentan una problemática similar, se encuentran totalmente llenos, lo que representa una condición crítica, ya que la capacidad efectiva de un tubo cerrado trabajando a superficie libre es menor al 80% de su capacidad nominal.

La tormenta de diseño para los análisis de CFE tiene un valor de precipitación total de $P=54.23$ mm, mientras que el valor de tormenta de diseño obtenido para la revisión en este trabajo es de $P=59.58$ mm, lo que representa una diferencia de 5.35 mm, que es sólo un 10%, pero en términos de volumen, si lo multiplicamos por el área de la cuenca, representa una diferencia de $259,251.1$ m³, lo que afecta en la capacidad de los Colectores C02, C05 y C08.

Con relación a los hidrogramas utilizados para hacer la simulación, ambos se consideran correctos, la diferencia es que el método racional nos da gastos muy grandes, se utilizó este método porque no se contaba con los datos hidrológicos suficientes con los cuales CFE hizo el diseño del sistema de drenaje. El método del número de curva (SCS) se ajusta más a la forma de cada subcuenca, pero de igual manera no hay suficiente información hidrológica de éstas. Otro aspecto importante que debemos mencionar es que CFE utilizó un valor constante de 0.45, para el coeficiente de escurrimiento, mientras que en este trabajo se hicieron los cálculos de coeficientes de escurrimiento ponderado para cada subcuenca.

En el caso del túnel profundo, en nuestra simulación final no se presentaron problemas de entrada en carga o de velocidad, obteniéndose un gasto de descarga de $Q=52.05$ m³/s; En la simulación de CFE, el gasto de salida corresponde a un valor de $Q=57.91$ m³/s.

La capacidad de la planta de bombeo para la fase inicial corresponde a 55 m³/s, que es aceptable considerando la simulación realizada en este trabajo. Por su parte, la simulación de CFE muestra una diferencia de 2.91 m³/s.

La velocidad máxima en el túnel, según el modelo de CFE, es de 4.78 m/s, en nuestro modelo final es de 3.95 m/s. A pesar de que en nuestro modelo la tormenta de diseño es más grande, el comportamiento del túnel es más eficiente que en el caso de CFE, por lo tanto, podemos decir que el comportamiento hidráulico del túnel es adecuado y está bien diseñado.

En cambio, con los colectores, se debe asegurar un comportamiento adecuado, debido a que si estos conductos se saturan pueden ocasionar problemas en las pistas de aterrizaje y calles de rodaje, por lo tanto, es recomendable en caso de que se retome la construcción del proyecto del Nuevo Aeropuerto, hacer el redimensionamiento de los Colectores C02, C05 y C08, teniendo así todos los conductos el sistema de drenaje operando con flujo a superficie libre, aprovechando su máxima capacidad y evitando problemas de inundación.

Respecto a la descarga de este sistema, el gasto de salida se derivaría hacia el Dren General del Valle en temporada de estiaje, mientras que en temporada de lluvias se esperaba que fuera hacia la laguna de proyecto número 5, por medio de la planta de bombeo.

Es importante mencionar que para realizar proyectos de drenaje es fundamental hacer un análisis hidrológico detallado con el cual aseguremos su correcto funcionamiento.

Es también importante aprovechar las herramientas actuales (software) que nos permiten analizar sistemas de drenaje, como en este trabajo fue el EPA SWMM.

Finalmente, salvo en redimensionamiento de tres colectores, en este trabajo de tesis se concluye que el diseño final del Sistema de Drenaje Pluvial Profundo Definitivo está bien hecho y por lo tanto puede ser construido. Este trabajo sólo contempla una pequeña parte de lo que fue el proyecto del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, sin embargo, no podemos afirmar que sea correcto reanudar los trabajos constructivos, debido a las condiciones naturales de la zona del ex lago de Texcoco. Ya que al ser un suelo arcilloso y con alto potencial de contenido de agua, las condiciones de diseño y revisión de este sistema de drenaje no contemplan futuros asentamientos a corto, mediano y largo plazos, lo cuales pueden afectar las elevaciones de terreno en la cuenca donde se desarrollaba el proyecto.

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Sistema de Lagos del Valle de México época prehispánica	7
Figura 1.2 Ubicación del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.	8
Figura 1.3 Hidrograma de una cuenca, método racional.	13
Figura 1.4 Mapa de Índice de Urbanización por zona de la Cuenca del Valle de México.	17
Figura 1.5 Mapa de isoyetas SCT (Cuenca del Valle de México).	19
Figura 1.6 Número de curva para diferentes usos de suelo (Fuente: Bedient. H., 1992).	20
Figura 1.7 Solución Gráfica de la relación lluvia-escorrentamiento. Método CN (Fuente: Bedient H., 1992).	21
Figura 2.1 Ríos de Oriente y aportación en m ³ /s a la zona del lago de Texcoco.	24
Figura 2.2 Vista en planta del Drenaje Pluvial Temporal Modificado (DPTM).	25
Figura 2.3 Sección transversal DPTM.	26
Figura 2.4 Planta de Bombeo PB1, Dren 1 (DPTM-1).	27
Figura 2.5 Descarga de PB1 hacia la laguna de regulación Casa Colorada.	27
Figura 2.6 Planta de Bombeo PB-2 (DPTM-2).	28
Figura 2.7 Planta de Bombeo PB-3 LRCC-DTN.	28
Figura 2.8 Red de Drenaje Pluvial Horizontal Precargado.	30
Figura 2.9 Descarga de agua de precarga, hacia un dren DPTM principal.	31
Figura 2.10 Área tributaria y dirección de la descarga del agua de precarga de las Pistas 2 y 3.	32
Figura 2.11 Sección transversal y niveles de agua.	32
Figura 2.12 Estabilidad de los canales de precarga.	33
Figura 2.13 Drenaje horizontal de agua de precarga hacia los drenes THPD	34
Figura 2.14 Balance de agua de precarga.	35
Figura 2.15 Aportaciones de las zonas de precarga.	36

Figura 3.1 Esquema en Planta Drenaje Pluvial Profundo Definitivo, etapa inicial 2020, (En azul se muestran los Colectores Semiprofundos y en verde el Túnel Profundo).	39
Figura 3.2 Colectores hincados del Drenaje Pluvial Profundo fase inicial 2020.	40
Figura 3.3 Túneles Profundos Oriente Poniente y Norte Sur.	41
Figura 3.4 Geometría del túnel y revestimiento.	42
Figura 3.5 Arreglo General de Estructuras de interconexión del Drenaje Pluvial Profundo.	43
Figura 3.6 Distribución de Subcuencas del polígono del NAICM, primera etapa 2020.	44
Figura 3.7 Hietograma para la distribución de la tormenta de 8 horas utilizado por CFE, (Instituto de Ingeniería UNAM 2014).	47
Figura 3.8 Hidrograma de la Subcuenca SCH-01, correspondiente al colector C02 calculado por CFE.	49
Figura 3.9 Hidrograma de la Subcuenca SCH-13, correspondiente al colector C03 calculado por CFE.	49
Figura 3.10 Armado del Modelo del Drenaje Pluvial Profundo Definitivo fase inicial 2020 (Realizado por CFE).	51
Figura 3.11 Perfil hidráulico del colector C02 de la simulación de CFE.	52
Figura 3.12 Hidrogramas de entrada y de salida del colector C02.	52
Figura 3.13 Perfil hidráulico del colector C05 de la simulación de CFE.	53
Figura 3.14 Hidrogramas de entrada y de salida del colector C05.	53
Figura 3.15 Perfil hidráulico del túnel profundo de la simulación de CFE.	54
Figura 3.16 Hidrograma de entrada y de salida (totales) del Túnel.	54
Figura 3.17 Variación de niveles en el cárcamo de bombeo.	55
Figura 3.18 Variación de las velocidades en el túnel profundo.	55
Figura 4.1 Vista en planta de la zona donde se construye el NAICM.	59
Figura 4.2 Condición del DPTM-3 y su descarga hacia el Dren Texcoco Norte	60
Figura 4.3 Obstrucción en el Dren secundario Canal 4 que conecta al DPTM-3 con el DPTM-2.	60
Figura 4.4 Ubicación de la Calle de Rodaje F-F´.	61
Figura 4.5 Drenes de precarga paralelos a la calle de rodaje F-F´.	62
Figura 4.6 Esquema para cruce del DPTM-2 sobre la calle de rodaje F-F´, (Información del GACM)	63
Figura 4.7 Reporte Semanal, hecho por CFE, Planta de bombeo PB1.	64
Figura 4.8 Bombeo y precipitaciones semanales, gráfica generada a partir de los reportes proporcionados por CFE.	68

Figura 4.9 Precipitación semanal “Bosques de Aragón”.	69
Figura 4.10 Precipitación semanal “CCH Oriente”.	70
Figura 4.11 Volúmenes de Bombeo y precipitaciones semanales.	71
Figura 4.12 Laguna de Regulación Casa Colorada totalmente llena.	73
Figura 4.13 Aspecto general de la Laguna de Regulación Casa Colorada.	73
Figura 4.14 Curva de elevaciones Capacidades de la Laguna de Regulación 5 realizada por CFE (2016).	74
Figura 4.15 Capacidad de las lagunas de regulación según el PHLT, CONAGUA.	74
Figura 4.16 Descarga del DPTM-2 al Dren Texcoco Norte, descarga del DPTM-1 PB-3 y su conexión con el Dren Texcoco Norte.	75
Figura 4.17 Aspecto del DTN al exterior del polígono del NAICM.	76
Figura 4.18 Detalle de la estructura hidráulica ubicada sobre el Dren Texcoco Norte.	76
Figura 5.1 Mapa de Isoyetas de Intensidad de Lluvia (mm/hr), para un periodo de retorno de 10 años y una duración de 60 minutos (SCT).	83
Figura 5.2 Localización de la cuenca del NAICM, en el Mapa de Isoyetas seleccionado como precipitación base.	84
Figura 5.3 Factores de Ajuste (Franco y Domínguez), área, duración, periodo de retorno.	84
Figura 5.4 Gráfica del factor de ajuste por área (FRA).	85
Figura 5.5 Gráfica del factor de ajuste por duración (Fd).	85
Figura 5.6 Gráfica del factor de ajuste por periodo de retorno (FTr).	86
Figura 5.7 Hietograma de diseño, distribución de la precipitación en 8 horas de duración.	88
Figura 5.8 Subcuencas correspondientes a los colectores C02 y C03	89
Figura 5.9 Subcuencas Correspondientes a los colectores C04 y C05.	90
Figura 5.10 Subcuencas correspondientes a los colectores C08, C09 y C10.	91
Figura 5.11 Subcuencas correspondientes al Túnel Profundo.	92
Figura 5.12 Números de curva según el tipo de suelo.	93
Figura 5.13 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C02, Método del Número de Curva (SCS).	96
Figura 5.14 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C03, Método del Número de Curva (SCS).	98
Figura 5.15 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C04, Método del Número de Curva (SCS).	98
Figura 5.16 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C05, Método del Número de Curva (SCS).	99
Figura 5.17 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C08, Método del Número de Curva (SCS).	99
Figura 5.18 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C09, Método del Número de Curva (SCS).	100

Figura 5.19 Hidrogramas de entrada correspondientes al colector C10, Método del Número de Curva (SCS).	100
Figura 5.20 Hidrogramas de entrada correspondientes al Túnel Profundo, Método del Número de Curva (SCS).	101
Figura 5.21 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C02, Método Racional.	107
Figura 5.22 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C03, Método Racional.	107
Figura 5.23 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C04, Método Racional.	108
Figura 5.24 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C05, Método Racional.	108
Figura 5.25 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C08, Método Racional.	109
Figura 5.26 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C09, Método Racional.	109
Figura 5.27 Hidrogramas de entrada correspondientes al Colector C10, Método Racional.	110
Figura 5.28 Hidrogramas de entrada correspondientes al Túnel Profundo, Método Racional.	110
Figura 5.29 Perfil hidráulico del colector C02, presentado a las 6:20 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).	112
Figura 5.30 Perfil hidráulico del colector C03, presentado a las 5.55 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).	112
Figura 5.31 Perfil hidráulico del colector C04, presentado a las 6:00 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).	113
Figura 5.32 Perfil hidráulico del colector C05, presentado a las 6:30 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).	113
Figura 5.33 Perfil hidráulico del colector C08, presentado a las 6:30 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).	114
Figura 5.34 Perfil hidráulico del colector C09, presentado a las 5:50 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).	114
Figura 5.35 Perfil hidráulico del colector C10, presentado a las 5:55 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).	115
Figura 5.36 Perfil hidráulico del Túnel Profundo, presentado a las 6:25 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada SCS).	115
Figura 5.37 Hidrograma de Salida total del Sistema de Drenaje. (Método del Número de Curva SCS, en los hidrogramas de entrada).	116
Figura 5.38 Variaciones de velocidad en el túnel profundo.	116
Figura 5.39 Perfil hidráulico del Colector C02, presentado a las 5:00 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).	117
Figura 5.40 Perfil hidráulico del Colector C03, presentado a las 5:20 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).	117
Figura 5.41 Perfil hidráulico del Colector C04, presentado a las 5:15 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).	118
Figura 5.42 Perfil hidráulico del Colector C05, presentado a las 5:00 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).	118

Figura 5.43 Perfil hidráulico del Colector C08, presentado a las 5:20 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).	119
Figura 5.44 Perfil hidráulico del Colector C09, presentado a las 5:15 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).	119
Figura 5.45 Perfil hidráulico del Colector C10, presentado a las 5:00 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).	120
Figura 5.46 Perfil hidráulico del Túnel Profundo, presentado a las 5:25 horas de la duración de lluvia (Hidrogramas de entrada Método Racional).	120
Figura 5.47 Hidrograma de salida del Sistema de drenaje (Hidrogramas generados con el método racional en la entrada).	121
Figura 5.48 Velocidades máximas alcanzadas en el túnel profundo.	121
Figura 6.1 Perfil hidráulico del Colector C02 presentado a las 5:20 horas de duración de la tormenta (Método Racional redimensionado).	131
Figura 6.2 Perfil hidráulico del Colector C05 presentado a las 5:15 horas de duración de la tormenta (Método Racional redimensionado).	132
Figura 6.3 Perfil hidráulico del Colector C08 presentado a las 5:20 horas de duración de la tormenta (Método Racional redimensionado).	132
Figura 6.4 Perfil hidráulico del Túnel Profundo presentado a las 5:40 horas de duración de la tormenta (Método Racional redimensionado).	133
Figura 6.5 Hidrograma de Salida del Sistema de Drenaje Pluvial Profundo. (Redimensionado).	137
Figura 6.6 Hidrogramas de Salida obtenidos a partir de las 3 Simulaciones (Método del Número de Curva, Método Racional, Redimensionado).	138

ÌNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Valores de Coeficiente de escurrimiento. [4]	15
Tabla 1.2 Valores de índice de urbanización de zonas de la Cuenca del Valle de México.	16
Tabla 3.1a Subcuencas correspondientes a cada colector, con sus valores de área, urbana y no urbana, fase inicial.	44
Tabla 3.1b Subcuencas correspondientes a cada colector, con sus valores de área, urbana y no urbana, fase inicial.	45
Tabla 3.2 Análisis de tormenta de diseño obtenida por CFE, (Regionalización de Tormentas).	46
Tabla 3.3 Distribución de tormenta en 8 horas para el Valle de México.	47
Tabla 3.4 Hidrogramas de CFE, subcuencas correspondientes al colector C02.	48
Tabla 3.5 Resumen de gastos y velocidad de la simulación hecha por CFE para la fase inicial 2020 del Sistema de Drenaje Pluvial Profundo Definitivo.	56
Tabla 4.1 Volúmenes bombeados semanalmente en PB-1.	65
Tabla 4.2 Volúmenes bombeados semanalmente en PB-2.	66
Tabla 4.3 Capacidad de las lagunas de regulación según el PHLT, CONAGUA.	74
Tabla 5.1 Información geométrica resumida obtenida de los planos correspondientes al Colector C02.	80
Tabla 5.2 Velocidad máxima permisible (Manual de Agua Potable Drenaje y Saneamiento CONAGUA).	82
Tabla 5.3 Porcentajes de lluvia con duración de 8 horas (Domínguez 19982).	88
Tabla 5.4 Características de subcuencas correspondientes al Túnel Profundo Oriente Poniente y Túnel Norte Sur.	92
Tabla 5.5 Valores de número de curva seleccionados para la Cuenca del NAICM.	94
Tabla 5.6 Características de cada subcuenca para generar hidrogramas con el método del CN (SCS).	97
Tabla 5.7 Valores de Coeficiente de escurrimiento urbano y no urbano para generar hidrogramas con la fórmula racional.	103
Tabla 5.8 Valores de Coeficiente de escurrimiento para cada subcuenca (Parte1).	104
Tabla 5.8 Valores de Coeficiente de escurrimiento para cada subcuenca (Parte2).	105
Tabla 6.1 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C02	125

Tabla 6.2 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C03.	126
Tabla 6.3 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C04.	126
Tabla 6.4 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C05.	127
Tabla 6.5 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C08.	128
Tabla 6.6 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C09.	129
Tabla 6.7 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Colector C10.	129
Tabla 6.8 Velocidades máximas y niveles máximos alcanzados con ambas simulaciones en el Túnel Profundo.	130
Tabla 6.9 Valores máximos alcanzados en el Colector C02 redimensionado con el Método Racional.	134
Tabla 6.10 Valores máximos alcanzados en el Colector C05 redimensionado con el Método Racional.	135
Tabla 6.11 Valores máximos alcanzados en el Colector C08 redimensionado con el Método Racional.	136
Tabla 6.12 Resumen de resultados obtenidos en el análisis del funcionamiento hidráulico del sistema para la fase inicial 2020.	139