



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

ALTERNATIVAS PARA EL CONTROL DE
INUNDACIONES DE LA CUENCA BAJA DEL RÍO
PÁNUCO

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL-HIDRÁULICA

P R E S E N T A:

ARIADNA CECILIA CRUZ QUIROZ

TUTOR:

Dr. PEDROZO ACUÑA ADRIÁN

(2012)



INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Domínguez Mora Ramón

Secretario: M. I. Franco Víctor

Vocal: Dr. Pedrozo Acuña Adrián

1^{er}. Suplente: Dr. Pozos Estrada Óscar

2^{do}. Suplente: Dr. Mendoza Baldwin Edgar Gerardo

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Adrián Pedrozo Acuña

Agradecimientos

Agradezco a Dios por dejarme llegar a este momento en mi vida.

Al Dr. Adrián Pedrozo Acuña por apoyarme y dirigirme en este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería, UNAM por permitir que alumnos participen en proyectos de investigación.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por ser mi casa máxima de estudios.

A mi mamá por haberme apoyado en esta etapa de mi vida, gracias por demostrarme que siempre se puede salir adelante. Te quiero Mami.

A mi hermana Pame, que me ha enseñado que nunca hay que darse por vencida. Te quiero.

A esa persona especial que me inspiró a hacer una Maestría.

A mis amigos del Instituto; Cesar, Gerardo, Irving, Miguel, Juan, Edgar y Raúl, gracias por sus consejos y por compartir esta etapa de mi vida.

A mis compañeras, amigas y cómplices, Ale, Abril, Dianita y Diana, gracias por escucharme y apoyarme en esta etapa, sobre todo gracias por hacer mas llevaderos los momentos difíciles. Las quiero.

Índice

Resumen	16
Abstract.....	17
Introducción.....	18
Capítulo 1. La problemática de las inundaciones.....	22
1.1 Inundaciones.....	22
1.2 Inundaciones en México.....	24
1.3 Manejo del riesgo por inundaciones.....	26
Capítulo 2. Zona de estudio	29
2.1 Descripción general de la cuenca del río Pánuco.....	29
2.1.1 Población.....	34
2.1.2 Clima.....	35
2.1.3 Precipitación.....	35
2.1.4 Aguas superficiales	35
2.1.5 Fenómenos naturales	36
2.2 Delimitación de la zona de estudio.....	37
2.2.1 Inundaciones recientes en la zona de estudio.....	38
2.3 Datos de secciones transversales.....	44
2.4 Curvas elevaciones capacidades en lagunas	46
Capítulo 3. Descripción del modelo hidrodinámico en una dimensión (HEC-RAS).....	49
3.1 Perfil de superficie libre para flujo permanente.....	50
3.1.1 Ecuaciones para el cálculo del perfil de superficie libre.....	50
3.1.2 División de secciones transversales	52

3.1.3	Coeficiente de velocidad α	53
3.1.4	Coeficiente de Manning (n) para el canal principal.....	53
3.1.5	Pérdidas por fricción, expansión y contracción	54
3.1.6	Determinación del tirante crítico.....	55
3.1.7	Procedimiento de cálculo	56
3.2	Ecuaciones de flujo no permanente dentro de HEC-RAS	57
3.2.1	Esquema de diferencias finitas.....	59
3.2.2	Ecuación de continuidad.....	60
3.2.3	Ecuación de momento.....	62
3.2.4	Término de fuerza adicional	63
3.2.5	Afluencia lateral del momento	64
3.2.6	Factor de distribución del flujo	65
3.2.7	Condiciones de frontera	65
Capítulo 4.	Resultados	71
4.1	Puesta a punto del modelo.....	72
4.2	Validación del modelo.....	75
4.2.1	Resultados	78
4.3	Tránsito de avenidas de diseño en condiciones de flujo permanente.....	79
4.4	Tránsito de avenidas de diseño en condiciones de flujo no permanente	85
4.5	Propuestas de alternativas de alivio	94
4.5.1	Canal de alivio del río Pánuco hacia la laguna Tamiahua.....	96
4.5.2	Canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.	106
4.5.3	Presa Pujal-Coy	115

4.5.4 Canal de alivio del Río Pánuco y Tamesí hacia el Golfo de México junto con y Presa Pujal-Coy.....	123
Conclusiones	133
Bibliografía	135

Índice de Figuras

Figura 1.1 Inundación pluvial en Saltillo Coahuila, México (foto: http://www.zocalo.com.mx/seccion/articulo/276900)	23
Figura 1.2 Ciudades con mayor riesgo de inundaciones en la República Mexicana (CENAPRED, 2001).....	24
Figura 1.3 Eventos de inundación con declaratoria de emergencia y recursos asignados del Fondo de Desastres Naturales (FONDEN) (Pedrozo-Acuña, 2012).	25
Figura 1.4 Imagen de la Ciudad de Tampico, Tamaulipas en 27 de julio de 2010.(foto: http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/imgpercepcion/lmgSatelite/aplicaciones.aspx).....	26
Figura 2.1 Estados de la República Mexicana que comprenden la Cuenca del Río Pánuco.	30
Figura 2.2 Afluentes que integran la Cuenca Hidrográfica del río Pánuco.....	31
Figura 2.3 Sistema Lagunar del río Tamesí. (Google earth).....	34
Figura 2.4 Infraestructura de almacenamiento. (CONAGUA, 2011)	36
Figura 2.5 Zona de estudio, definida por los ríos del Tamesí (al norte) y el Pánuco (al sur), con sus respectivas lagunas.....	38
Figura 2.6 Nivel del agua en la inundación de 1955 en Tampico, Tamaulipas. (Grupo Continental, 1980).....	40
Figura 2.7 Curva de la gran inundación de Tampico (Grupo Continental, 1980)	41
Figura 2.8 Imágenes de la inundación en Tampico, Tamaulipas, debida al Ciclón Tropical Arlene.	43
Figura 2.9 Geometría del sistema Pánuco-Tamesí con las secciones transversales (color rojo) obtenidas a partir de un reporte previo (CFE, 2000).....	44
Figura 2.10 Geometría del sistema Pánuco-Tamesí con las secciones transversales interpoladas con ayuda del HEC- RAS.	45
Figura 2.11 Curvas Elevación-Capacidad Lagunas: Pinta3-Jopoy, Pinta 1 y 2, Champ-Tortuga. La Tortuga, Mayorazgo,Chairel, La Salada, Champ-Joselito y Miramar- La Vega.	47
Figura 2.12 Curvas Elevación-Capacidad Lagunas: Pueblo Viejo, Chila y Marland	48
Figura 3.1 Representación de los términos de la ecuación de la Energía. (HEC, 1997).....	51
Figura 3.2 Método de subdivisión para el cálculo del transporte. (HEC, 1997).....	52
Figura 3.3 Flujo del cauce y llanura de inundación. (HEC, 1997).....	57
Figura 3.4 Celda típica de diferencia finita. (HEC, 1997).....	59
Figura 3.5 División y combinación de flujo típicas. (HEC, 1997).....	68
Figura 4.1 Zona de estudio, definida por los ríos Tamesí (al norte) y Pánuco (al sur) con sus respectivas lagunas.....	72
Figura 4.2 Ejemplo del registro del mar en la desembocadura del río Pánuco con diferentes periodos de retorno (5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1 000 años) para la condición de flujo no permanente.....	74

<i>Figura 4.3 Avenidas de diseño para ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho), con diferentes periodos de retorno.</i>	<i>75</i>
<i>Figura 4.4 Aguas arriba del punto de confluencia (amarillo) se nombra como Pánuco 1 y hacia aguas abajo Pánuco 2.</i>	<i>77</i>
<i>Figura 4.5 En el caso del río Tamesí, tomando el punto de confluencia hacia aguas arriba hasta la laguna La Salada se nombra como Tamesí</i>	<i>77</i>
<i>Figura 4.6 Puntos de análisis en el sistema del Pánuco-Tamesí, para los niveles del río bajo las condiciones de flujo permanente (azul-puntos en el río Pánuco, verde-puntos en el río Tamesí).</i>	<i>80</i>
<i>Figura 4.7 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (superior e izquierdo) y Tamesí (inferior y derecho) bajo las diferentes avenidas de diseño consideradas en flujo permanente $Tr= 5, 10, 20, 50, 100, 500$ y $1\ 000$ años con descarga libre al Golfo.</i>	<i>83</i>
<i>Figura 4.8 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (superior e izquierdo) y Tamesí (inferior y derecho) bajo las diferentes avenidas de diseño consideradas en flujo permanente $Tr= 5, 10, 20, 50, 100, 500$ y $1\ 000$ años con sobre elevación por la presencia de marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 4.9 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre al Golfo de México para $Tr= 5, 10$ y 20 años.</i>	<i>87</i>
<i>Figura 4.10 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre al Golfo de México para $Tr= 50, 100$ y 500 años.</i>	<i>88</i>
<i>Figura 4.11 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre al Golfo de México para $Tr= 1\ 000$ años.....</i>	<i>89</i>
<i>Figura 4.12 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5, 10$ y 20 años.</i>	<i>92</i>
<i>Figura 4.13 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 50, 100$ y 500 años.</i>	<i>93</i>
<i>Figura 4.14 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 1\ 000$ años.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 4.15 Trayectoria de las alternativas propuestas en el sistema Pánuco-Tamesí para la condición de flujo no permanente.....</i>	<i>95</i>

<i>Figura 4.16 Esquema geométrico en HEC-RAS para modelar los resultados bajo la primera alternativa de solución.</i>	97
<i>Figura 4.17 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libreen la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5, 10$ y 20 años. Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.</i>	101
<i>Figura 4.18 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 50, 100$ y 500 años. Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.</i>	102
<i>Figura 4.19 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 1\ 000$ años. Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.</i>	103
<i>Figura 4.20 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5$ años. Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.</i>	103
<i>Figura 4.21 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 10, 20$ y 50 años. Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.</i>	104
<i>Figura 4.22 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 100, 500$ y $1\ 000$ años. Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.</i>	105
<i>Figura 4.23 Esquema geométrico en HEC-RAS para modelar los resultados bajo la alternativa de solución que considera la derivación del caudal del río Tamesí al Golfo de México.</i>	106
<i>Figura 4.24 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libreen la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5, 10$ y 20 años. Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.</i>	110
<i>Figura 4.25 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga</i>	

<i>libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 50, 100$ y 500 años. Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.</i>	111
<i>Figura 4.26 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 1\ 000$ años. Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.</i>	112
<i>Figura 4.27 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5$ años. Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.</i>	112
<i>Figura 4.28 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 10, 20$ y 50 años. Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.</i>	113
<i>Figura 4.29 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 100, 500$ y $1\ 000$ años. Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.</i>	114
<i>Figura 4.30 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5, 10$ y 20 años. Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.</i>	118
<i>Figura 4.31 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libreen la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 50, 100$ y 500 años. Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.</i>	119
<i>Figura 4.32 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 1\ 000$ años. Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.</i>	120
<i>Figura 4.33 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5$ años. Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.</i>	120

<i>Figura 4.34 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para Tr= 10, 20 y 50 años. Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.....</i>	<i>121</i>
<i>Figura 4.35 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para Tr= 100, 500 y 1 000 años. Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.....</i>	<i>122</i>
<i>Figura 4.36 Esquema geométrico en HEC-RAS para modelar los resultados bajo la cuarta alternativa de solución que considera la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.</i>	<i>123</i>
<i>Figura 4.37 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para Tr= 5, 10 y 20 años. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.</i>	<i>128</i>
<i>Figura 4.38 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libreen la desembocadura al Golfo de México para Tr= 50, 100 y 500 años. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.....</i>	<i>129</i>
<i>Figura 4.39 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para Tr= 1 000 años. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.</i>	<i>130</i>
<i>Figura 4.40Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para Tr= 5 años. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.</i>	<i>130</i>
<i>Figura 4.41 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para Tr= 10, 20 y 50 años. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 4.42 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre</i>	

elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $T_r= 100, 500$ y $1\ 000$ años.

Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy. 132

Índice de Tablas

<i>Tabla 2.1 Huracanes que han afectado la Cuencadel Pánuco (CENAPRED, 2001)</i>	39
<i>Tabla 2.2 Incidencia de huracanes en 1955 que afectaron al río Pánuco (Estimación del gasto por la SRH, 1961)</i>	40
<i>Tabla 2.3 Evento de máxima avenida en el río Tamesí. (Estimación del gasto por la SRH, 1961)</i>	42
<i>Tabla 2.4 Incidencia de huracanes en 1993 que afectaron al río Pánuco. (Estimación del gasto por la SRH, 1961)</i> ...	42
<i>Tabla 4.1 Condiciones de sobre elevación en la desembocadura del río Pánuco para los casos de flujo permanente para avenidas de diferentes periodos de retorno.</i>	73
<i>Tabla 4.2 Condiciones de gasto en ambos ríos de la zona de estudio para diferentes periodos de retorno.</i>	74
<i>Tabla 4.3 Contenido de avenidas máximas registradas en los ríos Pánuco y sus afluentes y Río Tamesí y niveles alcanzados en los años ciclónicos (INDISA,2010)</i>	76
<i>Tabla 4.4 Niveles registrados en los eventos máximos extraordinarios y obtenidos a partir de la modelación numérica.</i>	78
<i>Tabla 4.5 Resumen de resultados de niveles, en metros, calculados bajo las condiciones de flujo permanente para todas las avenidas y con las dos condiciones de frontera en la desembocadura del río Pánuco al Golfo de México.</i> .	81
<i>Tabla 4.6 Resumen de resultados de niveles de superficie libre bajo las condiciones de flujo no permanente, con condición de descarga libre en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en m).</i>	86
<i>Tabla 4.7 Resumen de resultados de niveles estimados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con las condiciones de marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en m.)</i>	90
<i>Tabla 4.8 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente(niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con descarga libre en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.</i>	98
<i>Tabla 4.9 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente(niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con la presencia de sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.</i>	99
<i>Tabla 4.10 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente(niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con descarga libre en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.</i>	108
<i>Tabla 4.11 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente(niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con la presencia de sobre</i>	

<i>elevación por marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.</i>	<i>109</i>
<i>Tabla 4.12 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con descarga libre en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.....</i>	<i>116</i>
<i>Tabla 4.13 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con la presencia de sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.....</i>	<i>117</i>
<i>Tabla 4.14 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con descarga libre en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.</i>	<i>124</i>
<i>Tabla 4.15 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con la presencia de sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.....</i>	<i>125</i>

Resumen

A nivel mundial, las inundaciones son los desastres naturales que más pérdidas materiales y humanas producen. De hecho, datos publicados por la *Base de Datos de Desastres y Emergencias (EM-DAT)*, indican un incremento considerable en el número de inundaciones anuales. Nuestro país no es la excepción, año con año se presentan eventos de inundación, tal y como quedó de manifiesto durante los recientes eventos ocurridos en los estados de Tabasco (2007, 2008, 2009, 2011), Veracruz y Nuevo León (2010). Sólo en 2007, más de un millón de personas resultaron damnificadas y las pérdidas económicas se estimaron en cerca de los 3 000 millones de dólares.

Con el propósito de preparar planes de evacuación, o de evaluar el daño potencial de una forma adecuada, se requiere información sobre los patrones de inundación, incluyendo elevaciones del agua, velocidades de flujo y el tiempo en el que ésta se genera. Esta problemática señala la necesidad de plantear soluciones integrales a la gestión de riesgos asociados a las inundaciones. En este sentido, el objetivo general de esta Tesis consiste en el análisis 1D del flujo a lo largo del río Pánuco (frontera natural entre Tamaulipas y Veracruz) a través del empleo de un modelo matemático (HEC-RAS).

La zona de estudio contiene la planicie del Bajo Pánuco, caracterizada por ser la más vulnerable ante la incidencia de fenómenos hidrometeorológicos extremos, tal y como se vio en los eventos recientes del 2007 y 2011. Además, el estudio considera la evaluación de cuatro propuestas estructurales para mitigar el riesgo de inundación a lo largo del río Pánuco.

Abstract

Around the world, floods are the natural disasters that generate the largest economic damage. Indeed, data published by the *Emergency Events Database (EM-DAT)*, indicate an increase in the number of annual floods. Our country is no exception, every year flood events occur, as was observed in recent years in the States of Tabasco (2007, 2008, 2009, 2011), Veracruz and Nuevo Leon (2010). Only in 2007, more than a million people were affected whit economic losses were estimated at close to 3,000 million dollars.

Therefore, it is necessary to produce information with regards to the flood patterns, including water depths, flow velocities and the time at which the flood is generated. This problem highlights the need of generating better flood management strategies of their associated risk. In this sense, the overall objective of this thesis is to undertake a preliminary assessment of the lower basin of the Panuco River (natural border between Tamaulipas and Veracruz) through the use of a mathematical model (HEC-RAS).

The study area includes the Lower Panuco river floodplain, which has been identified as the most vulnerable region to the incidence of extreme weather events. As it was evidenced during the events of 2007 and 2011. Additionally, the study also considers the structural evaluation of four mitigation measures that are proposed to reduce the flood risk along the lower Panuco river.

Introducción

En la actualidad el problema de las inundaciones se ha convertido en un tema de preocupación global dado que en años recientes diversos países han sufrido de los estragos de estos fenómenos hidrometeorológicos extremos. Más de la mitad de los daños de las inundaciones mundiales se produce en Asia (Tingsanchali, 2011). Las causas de las inundaciones se deben a factores naturales, como lluvias torrenciales, mareas altas, desbordamiento de ríos así como factores humanos; tales como, asentamientos humanos en las cercanías de los ríos o bien en las llanuras de inundación. Día con día los problemas se vuelven más críticos, debido a que las inundaciones se vuelven más graves y frecuentes probablemente por efectos del cambio climático que se vive en la actualidad, causando daños a la población y a la economía del país.

Debido a la ubicación geográfica, México experimenta el embate de una gran variedad de fenómenos naturales, tales como ciclones tropicales, frentes fríos, entrada de aire húmedo, los cuales pueden ocasionar lluvias intensas que pueden provocar inundaciones, deslaves u otros efectos de esta naturaleza.

En épocas recientes, se han presentado fenómenos meteorológicos con una intensidad inusual, que han dejado una huella imborrable en los que los vivieron de cerca, por los daños provocados. Nadie puede olvidar el huracán "Gilberto" que con intensas lluvias generó grandes avenidas en la zona Noreste del país, principalmente en el estado de Nuevo León o "Pauline", que descargó más de 400 mm en unas cuantas horas, en la Costa Grande de Guerrero y parte de Oaxaca, o las inundaciones que en el 2007, provocaron una gran inundación en el estado de Tabasco y recientemente, en el 2011, las inundaciones que dejó a su paso el huracán Arlene en los estados de Tamaulipas y Veracruz. Cabe resaltar que estos últimos pertenecen a la cuenca baja del río Pánuco, la cual es una de las regiones con mayor incidencia de inundaciones, desde el año de 1955 se han presentado catorce años con gastos muy elevados afectando a la población y dejando pérdidas de millones de pesos.

Por todo ello, se están realizando estudios para prevenir y mitigar las inundaciones lo cual se puede lograr con medidas de control estructurales, tales como: construcción de presas o diques

en los ríos, canales de alivio o con predicción de crecidas por medio de modelos físicos y computacionales.

Los primeros proporcionan resultados visibles. Sin embargo, son caros y requieren tiempo, además de que en sus resultados puede existir un alto grado de incertidumbre debido a las distorsiones en la escala del modelo y las variaciones en el entorno (como temperatura, salinidad, etc.) Por lo que respecta a la simulación computacional se considera directa, a escala real y rentable. Sin embargo, la fiabilidad de la simulación computacional se basa en qué tan bien estén descritos los procesos físicos matemáticamente por medio de las ecuaciones de gobierno, condiciones de contorno y fórmulas empíricas.

En consecuencia, este estudio presenta una evaluación del funcionamiento hidráulico de los ríos que transitan a lo largo de la cuenca baja del río Pánuco (río Pánuco y Tamesí). Para el análisis del funcionamiento hidráulico se utiliza un modelo hidrodinámico unidimensional (Hec-Ras) para flujo permanente y no permanente. Posteriormente, se proponen alternativas para el control de inundaciones, la modelación de dichas alternativas solo se realizó bajo el régimen de flujo no permanente.

Por ello, los objetivos principales de este trabajo son:

- Calibrar y validar el modelo hidrodinámico, de tal suerte, que se reproduzcan en condiciones de flujo permanente los niveles registrados en eventos históricos extraordinarios.
- Una vez calibrado el modelo, analizar el funcionamiento hidráulico del sistema bajo el forzamiento de los gastos máximos asociados a periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1 000 años bajo condiciones de flujo permanente y no permanente. Además, considerando dos condiciones de descarga al Golfo de México, la primera considerando descarga libre y la segunda considerando una sobre elevación por marea de tormenta en dicha desembocadura.
- Analizar el funcionamiento hidráulico del sistema bajo el forzamiento de los gastos máximos asociados a periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1 000 años, bajo condiciones

de flujo no permanente, considerando las alternativas propuestas para la prevención de inundaciones:

- Canal de alivio del río Pánuco hacia la laguna Tamiahua.
- Canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.
- Presa Pujal-Coy.
- Combinación de las alternativas antes mencionadas.

El trabajo está organizado en cuatro partes, los cuales se encuentran estructurados de la siguiente forma:

Capítulo 1. La problemática de las inundaciones

En este apartado se da un panorama de cómo se define una inundación y como se clasifican, posteriormente se da un amplio panorama de las inundaciones que se han presentado en México y por último se habla del manejo del riesgo de inundaciones.

Capítulo 2. Zona de estudio

En esta sección se hace una descripción general de la cuenca del río Pánuco hidrografía, hidrología, clima, fenómenos naturales que se presentan, secciones transversales de los ríos Tamesí y Pánuco, así como las curvas capacidad elevación de las lagunas. Además de un breve resumen de los eventos históricos de inundación que se han presentado desde la décadas de los 50's.

Capítulo 3. Descripción del modelo hidrodinámico en una dimensión (Hec-Ras)

Se presenta el marco teórico sobre el que se fundamenta el modelo hidrodinámico en una dimensión para flujo permanente y no permanente.

Capítulo 4. Resultados

En esta sección se presenta la aplicación del modelo hidrodinámico unidimensional a lo largo del cauce de ambos ríos. En primer lugar se presenta la etapa de calibración, la cual consistió en

recopilar información del gasto del caudal y niveles de superficie libre correspondientes a escurrimientos extraordinarios históricos.

Una vez calibrado el modelo, se presentan los resultados para el cauce de ambos ríos para avenidas de diseño asociados a periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1 000 años, bajo el régimen de flujo permanente y no permanente considerando descarga libre y marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México.

Por último, se presentan los resultados para las simulaciones de las alternativas antes mencionadas, bajo el régimen de flujo no permanente, considerando el caudal asociado a periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1000 años. Además, en la desembocadura al Golfo de México se considero descarga libre y una sobre elevación por marea de tormenta.

Capítulo 1. La problemática de las inundaciones

A nivel mundial, las inundaciones son los desastres naturales que más pérdidas materiales y humanas producen. En consecuencia, no es gratuito que diversos países hayan abocado sus esfuerzos a la reducción de los impactos asociados a estos eventos (ej. Ashley *et al.*, 2006; Dutta *et al.*, 2003). De hecho, datos publicados por la *Base de Datos de Desastres y Emergencias (EM-DAT, 2011)*, indican un incremento considerable en el número anual de inundaciones.

La ubicación del territorio nacional en una región intertropical, lo hace vulnerable a huracanes que se generan tanto en el océano Pacífico como en el Atlántico. Los efectos de estos fenómenos, en términos de marejadas y vientos, se resienten principalmente en las zonas costeras del Pacífico, del Golfo y del Caribe; las lluvias intensas que estos fenómenos originan pueden causar inundaciones y deslaves no solo en las costas sino también en el interior del territorio

1.1 Inundaciones

Para poder entender el problema de las inundaciones es primordial dar una definición de lo que es una inundación, se dice que existe una inundación cuando el agua ocupa temporalmente una zona de la superficie del terreno con un espesor superior a 25 cm. Por ello aquí se dan algunas definiciones de inundación: El flujo o invasión de agua por exceso de escurrimientos superficiales o por la acumulación de estos en terrenos planos, ocasionada por la falta o insuficiencia de drenaje pluvial tanto natural como artificial (Baró-Suárez *et al.*, 2007). Evento que debido a la precipitación, oleaje, marea de tormenta o falla de alguna estructura hidráulica provoca un incremento en el nivel de la superficie libre de agua de los ríos o el mar mismo, generando invasión o penetración de agua en sitios donde usualmente no la hay y, generalmente, dañan a la población, agricultura, ganadería e infraestructura (CENAPRED, 2007). Sin embargo, para el Gobierno Británico una inundación se presenta cuando el agua de un río, lago o mar, ocupa de forma temporal una porción de tierra que no se encuentra comúnmente cubierta por agua. Los daños aumentan cuanto más tiempo se mantiene el agua sobre el lugar, si la profundidad es significativa o si la velocidad del flujo de inundación es intensa.

Las inundaciones son de naturaleza variada, probablemente las menos conocidas por la población son aquellas que pueden ocurrir como resultado de la sobre-elevación del nivel freático, denominadas **inundaciones por flujo subterráneo**.

Cuando el escurrimiento de una lluvia extraordinaria no puede ser drenado lo suficientemente rápido por los cauces naturales o ríos, y la pendiente de la cuenca es muy suave, se generan lo que se conoce como **inundaciones pluviales**. Estas pueden ocurrir en regiones donde previamente no se habían presentado eventos de esta naturaleza. En algunos casos, el agua en exceso puede causar un flujo del drenaje hacia las calles, lo que sin duda agrava la situación de inundación por agua superficial (Ver Figura 1.1).



Figura 1.1 Inundación pluvial en Saltillo Coahuila, México (foto: <http://www.zocalo.com.mx/seccion/articulo/276900>).

Por el contrario, cuando la cantidad de agua o avenida supera la capacidad hidráulica de un río, esta desborda de forma natural hacia las llanuras de inundación y en situaciones extremas, puede incluso superar los bordos de protección. Esta se conoce como **inundación fluvial** y así como afecta a las poblaciones que se encuentran en estas zonas, también tienen efecto sobre los ecosistemas locales. Cuando la inundación se gesta en un intervalo de tiempo muy corto (horas), resultado de una lluvia muy intensa, estas se denominan **inundaciones súbitas**.

1.2 Inundaciones en México

Por su ubicación y naturaleza geográfica, nuestro país favorece la presencia de fenómenos hidrometeorológicos extremos, como son los 25 huracanes que en promedio se producen de forma anual y que afectan las zonas costeras en ambos litorales. Así mismo, asociados a estos fenómenos, también se presentan lluvias torrenciales e intensas precipitaciones que a su vez generan inundaciones fluviales, costeras y deslaves de tierra. Además, se puede afirmar que en cualquier región de México existe la posibilidad de sufrir inundaciones; sin embargo, las inundaciones más frecuentes se dan en las partes bajas o frente a las costas. Por ello en la Figura 1.2 se muestra la ubicación de las principales ciudades donde ocurren inundaciones dentro del territorio Mexicano (CENAPRED, 2001).

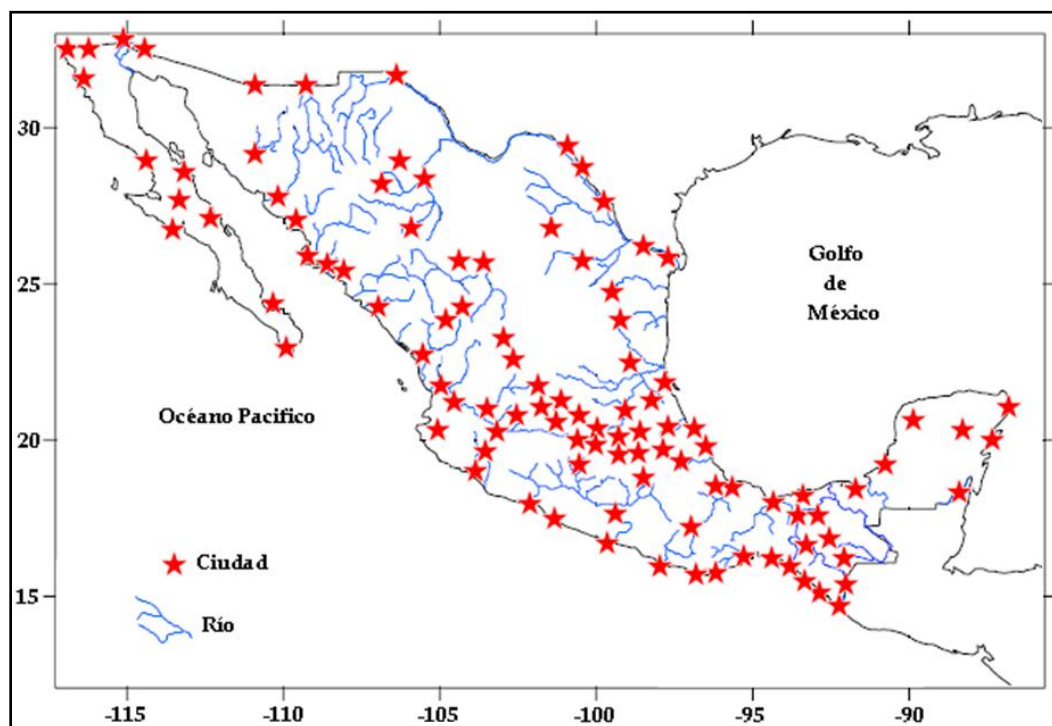


Figura 1.2 Ciudades con mayor riesgo de inundaciones en la República Mexicana (CENAPRED, 2001)

Entre 1980 y 2007, las inundaciones afectaron a más de 8 millones de personas y ocasionaron daños económicos superiores a los 130 mil millones. Los huracanes ocurridos en 2010, tales como, Alex, Karl y Mathew afectaron a 118 municipios de Coahuila, Nuevo León, Tamaulipas y Oaxaca; 138 municipios de los estados de Campeche, Puebla y Veracruz y 56 municipios de los

estados de Chiapas y Oaxaca, respectivamente (CONAGUA, 2011). En la Figura 1.3 se presentan algunos de los eventos recientes en donde se han presentado inundaciones severas, ocurridas en los estados de Tabasco (1999, 2007, 2008, 2009, 2011), Quintana Roo (2008), Veracruz, Nuevo León (2010) y Tamaulipas (2011).



Figura 1.3 Eventos de inundación con declaratoria de emergencia y recursos asignados del Fondo de Desastres Naturales (FONDEN) (Pedrozo-Acuña, 2012).

Cabe resaltar que históricamente una de las regiones con mayor incidencia de inundaciones es la cuenca baja del río Pánuco, localizada al norte del estado de Veracruz y sur del estado de Tamaulipas, sobre la costa este del país y en la cual el tema ha pasado a formar parte de la vida cotidiana de sus habitantes. (Mansilla, 1994). Para esta región, desde el año 1955, se han presentado catorce años con gastos muy elevados (1955, 1956, 1958, 1966, 1974, 1975, 1976, 1978, 1988, 1991, 1993, 2007, 2010 y 2011) los cuales han afectado a la población y dejado perdidas de millones de pesos.

Las inundaciones en esta zona de la planicie tienen que ver con la conformación topográfica así como por la ocurrencia de fenómenos meteorológicos locales y por los grandes caudales que escurren normalmente desde las partes altas. Esta zona es susceptible de ser inundada a partir del mes de julio y hasta los meses de octubre y noviembre. El desarrollo de los asentamientos humanos y la generación de actividades productivas en la zona han sido condicionados en gran medida por esa condición y, a su vez, este desarrollo ha afectado la capacidad de regulación natural existente en la planicie.



Figura 1.4 Imagen de la Ciudad de Tampico, Tamaulipas en 27 de julio de 2010.(foto: <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/imgpercepcion/ImgSatelite/aplicaciones.aspx>)

Actualmente, los efectos producidos por las avenidas relacionadas a estos fenómenos meteorológicos han estado influenciados por diferentes condiciones, tal como la construcción de infraestructura, la cual no siempre han resuelto el problema de inundación de una manera satisfactoria, ya que al no considerar el problema hidráulico en su conjunto agravan el problema. Incluso, los daños potenciales se han incrementado por el crecimiento urbano descontrolado, por el incremento de la erosión en sus partes altas y por el cambio de uso de suelo, en zonas que en forma natural permitían la regulación y el drenaje de las crecientes (CFE, 2000).

1.3 Manejo del riesgo por inundaciones

La comunidad internacional ha modificado el paradigma de protección contra inundaciones hacia una política de manejo del riesgo que éstas producen. El manejo del riesgo por inundación involucra la acción de diversos actores que tienen un rol principal dentro de este proceso. La estructura general del mismo se presenta en la Figura 1.5.



Figura 1.5 Esquema general de los procesos involucrados en el manejo del riesgo de inundaciones (Pedrozo-Acuña, 2012).

Entre los actores involucrados destacan la comunidad científica e ingenieros, las autoridades estatales/federales, y la sociedad civil. Dado que todos comparten la responsabilidad para enfrentar con éxito los riesgos del evento hidrometeorológico, se debe considerar la visión desde estas tres perspectivas dentro del proceso de toma de decisiones y de planificación y prevención de riesgos

Para ser capaces de enfrentar el reto de inundaciones más severas, bajo condiciones de un clima que está cambiando, se necesitan visiones holísticas del problema. La estrategia del Gobierno Británico para el manejo de los riesgos de inundación representa un buen ejemplo de lo anterior, la iniciativa titulada "Haciendo espacio al agua", considera el manejo de las cuencas como unidades. En este plan, se incluyen cambios en el uso de suelo (ordenamiento territorial) en

áreas proclives a inundación, manejo de los drenajes urbanos, las tierras rurales y las costas. De hecho, los primeros resultados reportan que en algunos casos, se ha visto que en función del uso agrícola que se le da a la tierra (tipo de sembradío), esta puede tener un efecto positivo o adverso en la severidad de una inundación (O'Connell *et al.* 2011).

Con el propósito de lograr el mejor equilibrio entre los pilares que dan base al desarrollo sustentable (económico, social y medio ambiente). Es fundamental, para el éxito de este tipo de iniciativas, que participen los interesados dentro de todos niveles del proceso de manejo del riesgo (Gobiernos Estatales y Federales, Cámara de Diputados, Ciudadanos, Académicos, las ONGs).

Es necesario considerar una administración más eficiente del territorio nacional, en nuestro país la plataforma idónea para ello se presenta por medio de la armonización entre los Planes Estatales de Ordenamiento Territorial y Ordenamiento Ecológico establecido en la ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente. Estos son los instrumentos de política ambiental cuyo objeto es regular o inducir el uso del suelo y las actividades productivas, con el fin de lograr la protección del medio ambiente y la preservación y el aprovechamiento sustentable de los recursos naturales, a partir del análisis de las tendencias de deterioro y las potencialidades de aprovechamiento de los mismos.

Teniendo en mente el desarrollo sustentable de México, se requieren evaluaciones integrales de los efectos que las inundaciones producen sobre los sistemas naturales. El cual tiene su base en la generación de criterios económicos, sociales y ambientales, que además incluyan medidas de vulnerabilidad, resiliencia, adaptabilidad y reversibilidad. Sin dejar de lado la cuantificación de las fuentes de incertidumbre y cómo ésta se propaga en el proceso de toma de decisiones. Es necesario que en diferentes niveles de gobierno, el marco de trabajo se apoye en el mejor conocimiento disponible por medio de un programa de investigación diseñado para este propósito.

Capítulo 2. Zona de estudio

Debido a la gran extensión territorial que abarca la cuenca del río Pánuco, en este Capítulo se presenta la delimitación de la zona de interés que contiene la región de la planicie costera entre los límites de los estados de Tamaulipas (municipios de Tampico, Cd. Madero) y Veracruz (municipio de Pánuco). Esta región es de gran importancia económica, dado que en ella se ubican dos puertos con mucha actividad comercial (Tampico y Altamira). Así mismo, la zona está caracterizada por una vasta área lagunar y la confluencia de dos ríos importantes, conocidos como Tamesí y Pánuco. Esta característica la hace muy vulnerable ante los efectos registrados como consecuencia de la incidencia de fenómenos hidrometeorológicos extremos (ej. inundaciones, mareas de tormenta).

Cabe resaltar que un aspecto que tiene incidencia en la generación de inundaciones en la zona costera, es el tipo de fisiografía, dado que los escurrimientos provenientes de la Sierra provocan problemas en el drenaje hacia aguas abajo.

Para poder entender el comportamiento hidráulico del río y poder proponer alternativas es necesario conocer los aspectos geográficos, fisiográficos, climatológicos e hidrológicos de la Cuenca Baja del río Pánuco. Por ello, en este Capítulo se presentan dichas características de la zona, debido a que es una zona muy extensa esta se limitó. Una vez limitada la zona de estudio, se presenta una descripción de las inundaciones que han afectado a la zona a lo largo de la historia, así como la descripción de la información con la que se cuenta para la simulación hidráulica del río Pánuco y Tamesí en el modelo unidimensional Hec-Ras.

2.1 Descripción general de la cuenca del río Pánuco

La Cuenca del Río Pánuco es una de las más importantes del país, tanto por su extensión territorial (84 956 km²), como por los volúmenes de escurrimiento anual (73 549 Mm³). Además, es innavigable en la mayor parte de su longitud y se le considera una de las cuencas más contaminadas de México, por la actividad industrial y petrolera que se desarrolla en sus orillas. En su recorrido recibe aportaciones de numerosos afluentes y cruza las entidades federativas siguientes: Estado de México, Puebla, Hidalgo, Querétaro, Veracruz, Guanajuato, San Luis

Potosí, Tamaulipas y Nuevo León, la Figura 2.1 muestra la superficie que abarca la cuenca del río Pánuco.

Los límites de la cuenca son: al *norte* la cuenca hidrológica del Río Soto La Marina, al *sur* la región hidrológica Balsas, al *este* por la cuenca hidrológica Laguna Morales-San Andrés, el Golfo de México y la región hidrológica Norte de Veracruz y al *oeste* limita con las regiones hidrológicas el Salado y Lerma Santiago (CONAGUA, 1994).

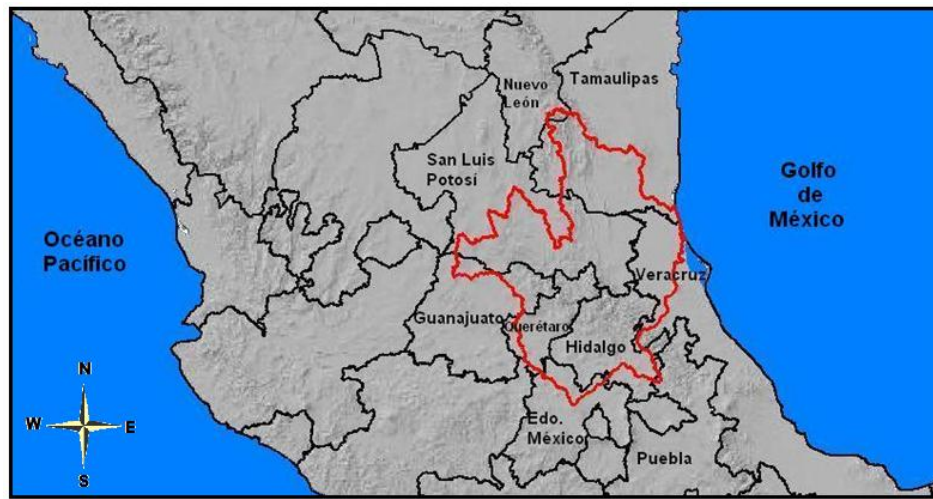


Figura 2.1 Estados de la República Mexicana que comprenden la Cuenca del Río Pánuco.

Se tiene estimado que el recorrido del cauce principal, Río Pánuco, es de aproximadamente 465 km desde su origen hasta su desembocadura en el Golfo de México.

El origen del Pánuco es en el cerro de San Nicolás, en el Estado de México y nace con el nombre de Arroyo Zarco, el cual cambia su nombre por el de San Juan siendo el colector principal (por la margen derecha) de las aguas que provienen del río Tula, a partir de donde se le nombra río Moctezuma, sus principales aportaciones por su margen derecha son los ríos Amajac y Tempoal, y por su margen izquierda los ríos Extoras y Tampaón, que a su vez recoge las aguas de los ríos Verde y Santa María (CONAGUA, 1994).

En la confluencia del Tampaón con el Moctezuma, se localiza el sitio conocido como las Adjuntas, a partir de ahí cambia su nombre por el de Río Pánuco el cual conserva hasta su desembocadura en el Golfo de México, en este tramo recibe por su margen derecha las

aportaciones de los ríos Chicayán y Tamacuil y por la margen izquierda cerca de la desembocadura, las agua del río Tamesí (CONAGUA, 1994).

Dentro de la cuenca del río Pánuco se encuentran las cuencas hidrológicas siguientes, ver Figura 2.2 (CONAGUA, 1998):

- Cuenca Río Tamuín
- Cuenca Río Moctezuma
- Cuenca Río Pánuco
- Cuenca Río Tamesí o Guayalejo

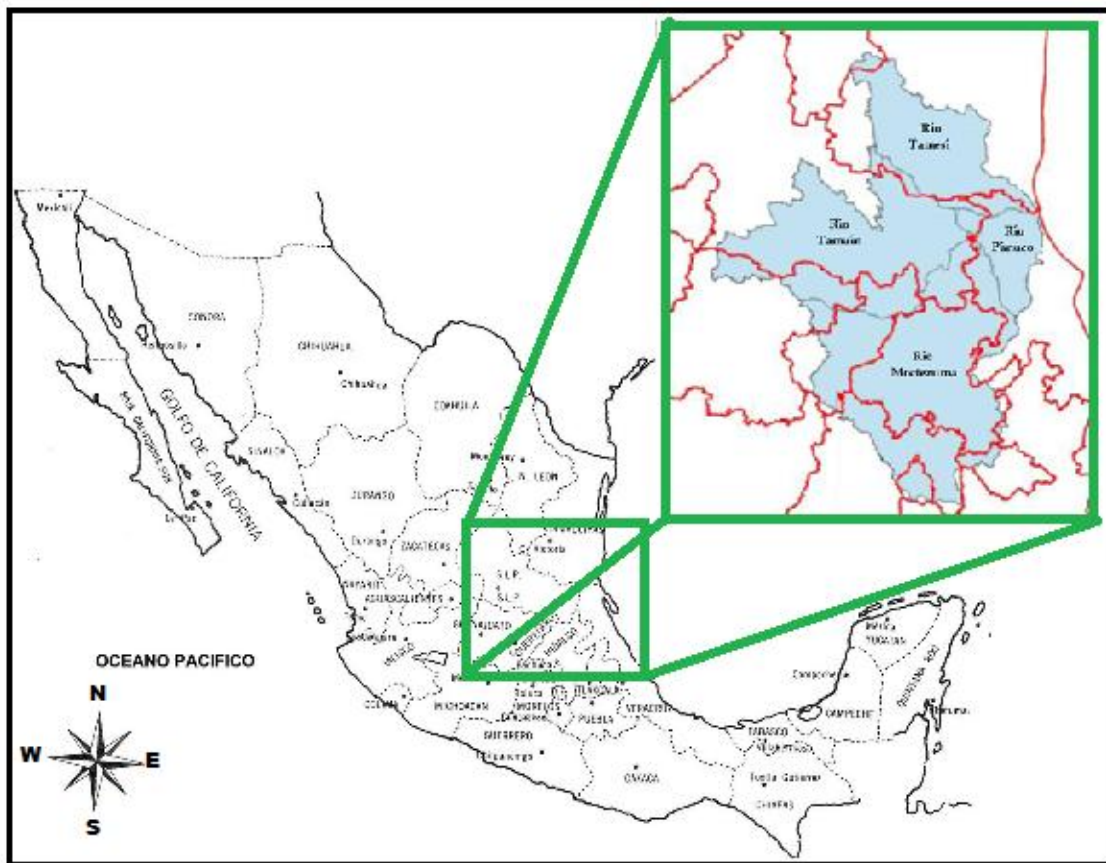


Figura 2.2 Afluentes que integran la Cuenca Hidrográfica del río Pánuco

Cuenca Río Tamuín

Esta cuenca nace en el estado de San Luis Potosí, en las inmediaciones del poblado Tamuín. Constituye la cuenca que más aportación de aguas superficiales ofrece. Incluye al río Santa María que se origina en Guanajuato y en una parte de su recorrido es el límite natural con el estado de Querétaro. En la zona huasteca algunos de sus afluentes naturales son los ríos Gallinas, Tamasopo y Valles, a partir de la confluencia con este último recibe el nombre de Tampaón, aunque al internarse en el Municipio de Tamuín cambia por el de esta población; continúa hacia el este, donde recibe las aguas del río Moctezuma en los límites con el estado de Veracruz. Tiene un rango de escurrimiento de 200 a 500 mm (CFE, 2000).

Cuenca Río Moctezuma

Tiene una superficie de 7 933.83 km², la corriente más importante de esta cuenca es el principal afluente del río Pánuco. La fuente más lejana del Moctezuma es el río Tepeji o San Jerónimo, que nace en el cerro de La Bufa, en el Estado de México, luego el río pasa a llamarse río Tula, hasta su confluencia con el río San Juan del Río, momento en el que pasa a llamarse río Moctezuma. Finalmente, al confluir el Moctezuma con el río Tampaón, pasa a ser conocido como río Pánuco. El rango de escurrimiento de esta cuenca es de 100 a 200 mm.

Cuenca Río Pánuco

Esta cuenca se localiza en zonas de cultivo del distrito de riego “Las Animas-Tamaulipas”, que son irrigadas por los ríos Tampaón y Moctezuma, a través de canales.

Cuenca Río Tamesí o Guayalejo

Respecto a la cuenca del Tamesí, formada por el río del mismo nombre ocupa el segundo lugar en importancia entre los aportadores del Río Pánuco con un área de cuenca drenada de 17 084 km², con un escurrimiento medio anual de 2 198 Mm³ y en los años húmedos se han llegado a

registrar volúmenes de escurrimiento de hasta 5 000 Mm³, ocupa el primer lugar en aprovechamiento de sus aguas ya que existen importantes zonas de riego.

El río Guayalejo nace en la Sierra Madre Oriental y está conformado por una serie de afluentes que confluyen a él en la parte baja del cauce el cual se incorpora al Pánuco en Tampico, una vez incorporado al Pánuco este desemboca al Golfo de México. La cuenca está delimitada por los estados de Tamaulipas y Nuevo León, los arroyos que desembocan a la cuenca son: la Cañada, San Isidro, Sabinas, Frío, San Francisco, Las Animas, el Naranjo y Tantoán.

Está asociado a lagunas de gran capacidad de almacenamiento (Figura 2.3) el cual se encuentra en la parte baja de la cuenca, que hasta los diques drena una superficie de 16 500 km², su escurrimiento medio anual es ligeramente superior a los 2 000 millones de m³, después de satisfacer los compromisos aguas arriba. El sistema está conformado por las lagunas: La Culebra, La Puente, Toquillas, La Escondida, Champayán, La Puerta y Chairel por margen izquierda y por la derecha Jopoy, Miradores, Quintero, Tortuga, Mayorazgo y Camalote. (GETSLRT, 2004)



Figura 2.3 Sistema Lagunar del río Tamesí. (Google earth)

La importancia del río Tamesí consiste en que es el último gran afluente del río Pánuco y antes de que se incorpore en la desembocadura, ambos ríos atraviesan una gran planicie con mínima pendiente, lo que ha originado la formación de grandes lagunas con amplias llanuras de inundación.

2.1.1 Población

La población total de la cuenca del río Pánuco es de 4.05 millones de habitantes, de la cual la población rural (en comunidades de menos de 2 500 habitantes) suman 2 278 860 habitantes; la urbana media 914 683 habitantes y las grandes ciudades concentran una población total de 856 830 habitantes. Así una de las características de la cuenca es el alto grado de diseminación rural

con los consecuentes problemas de suministro de servicios básicos e inundaciones. (CONAGUA, 2011)

2.1.2 Clima

El clima predominante en la cuenca del Pánuco es el cálido sub húmedo con lluvias en verano y con una temperatura media anual entre 22 y 26 °C. Sin embargo, a pesar de tener un régimen de lluvia en verano provocado por los ciclones, tiene un porcentaje entre 5 y 10.2% de precipitación invernal respecto a la total provocada por los “Nortes”. (Aragón, 2005)

2.1.3 Precipitación

La precipitación media anual en la cuenca es de 953 mm, que ocurre principalmente entre junio y octubre. Sin embargo, dado el tamaño de la cuenca, el comportamiento de la lluvia varía significativamente:

- Al sur de la cuenca un promedio de 1 000 mm anuales (Estado de México)
- Al oeste un promedio anual menor de 500 mm (Guanajuato, Querétaro y suroeste de San Luis Potosí)
- Al este y centro de la cuenca una zona húmeda con lluvias anuales mayores a 1 000 mm (Tamaulipas y Veracruz)
- Al sureste de San Luis Potosí y norte de Hidalgo lluvias mayores a 2 000 mm de promedio anual. (CONAGUA, 2011)

2.1.4 Aguas superficiales

Se estima que en la cuenca existe un escurrimiento medio anual del orden de 19 286 millones de metros cúbicos. La infraestructura de almacenamiento en su mayoría es de uso múltiple, donde los principales almacenamientos son Zimapán con 1 390 Mm³, Ramiro Caballero con 571 Mm³, Paso de Piedras (Chicayán) con 456.9 Mm³, Lic. Emilio Portes Gil con 231 Mm³ y Constitución de 1971 con 65 Mm³. La Figura 2.4 muestra la localización de la infraestructura de almacenamiento de la cuenca del río Pánuco.

Las aguas superficiales constituyen la principal fuente de abastecimiento; anualmente se utiliza un volumen de 2 471 Mm³. (CONAGUA, 2011)

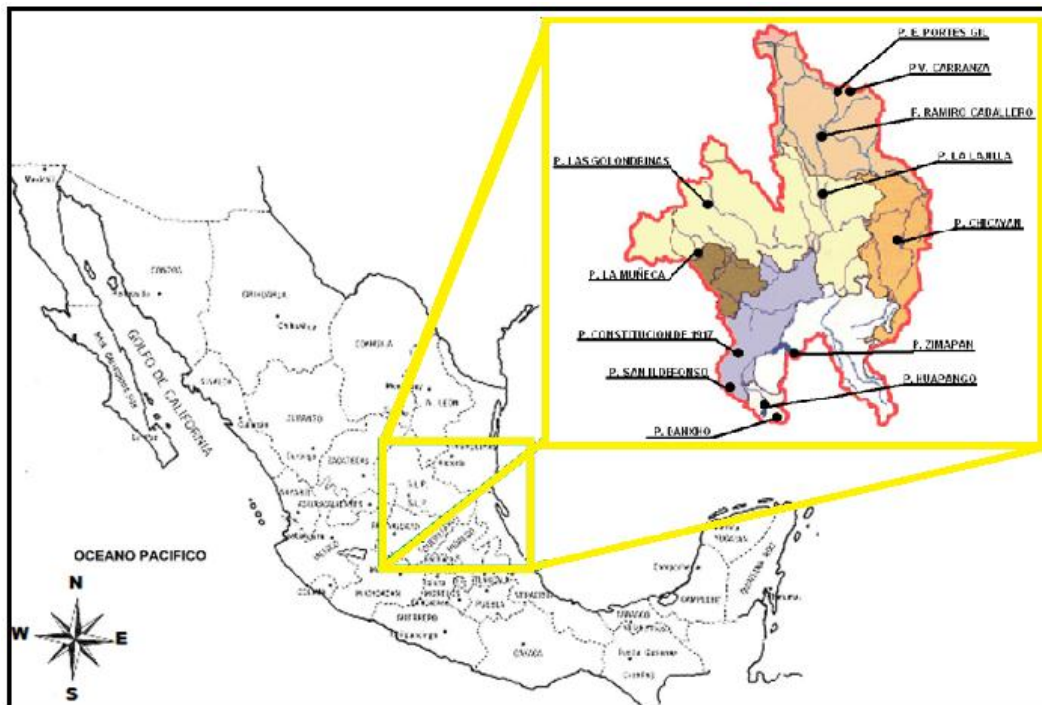


Figura 2.4 Infraestructura de almacenamiento. (CONAGUA, 2011)

2.1.5 Fenómenos naturales

Como resultado de las condiciones físicas, los principales fenómenos que se presentan en esta zona son las tormentas tropicales o ciclones, los cuales producen inundaciones en todas sus modalidades -pluviales, fluviales y, en menor grado, lacustres-. Estos eventos representan el mayor riesgo para la población y la economía local. Cada año durante la temporada de lluvias (definida en el periodo de tiempo de Julio a Octubre), la zona se ve afectada por frecuentes inundaciones y al menos en dos ocasiones durante este periodo se presentan inundaciones extremas, en las que la población se ve obligada a abandonar su vivienda para trasladarse a los albergues establecidos por las autoridades locales.

Por su ubicación y naturaleza geográfica, la cuenca baja del Pánuco favorece la presencia de fenómenos hidrometeorológicos extremos, los cuales generan lluvias torrenciales e intensas precipitaciones que a su vez producen inundaciones. Esta característica aunada al tipo de

fisiografía y la pendiente suave de la cuenca baja provocan problemas en el drenaje de estas avenidas hacia el Golfo de México.

2.2 Delimitación de la zona de estudio

Debido a la gran extensión de la cuenca del río Pánuco el presente trabajo se concentra en el estudio de las zonas bajas de las cuencas hidrológicas de los ríos Tamesí y Pánuco. Dicha área corresponde a la región de la Planicie Costera, la cual se caracteriza por ser la más vulnerable ante la ocurrencia de fenómenos hidrometeorológicos extremos por su cercanía con el Golfo de México. Además esta zona es una de las regiones más urbanizadas y con mayor actividad económica de la cuenca Hidrográfica del río Panuco. El área específica de estudio para esta tesis, es la delimitada al Norte del estado de Veracruz, dentro de la Cuenca del río Pánuco y al Sur del estado de Tamaulipas, dentro de la Cuenca del río Tamesí, en la planicie costera del Golfo de México. Específicamente en el área de Tampico-Pánuco, entre las coordenadas extremas $22^{\circ}24'36''$ - $21^{\circ}58'12''$ Latitud Norte y $97^{\circ}42'36''$ - $98^{\circ}34'12''$ de Longitud Oeste. Dicha área abarca solo la llanura fluvial del curso bajo del río Tamesí y Pánuco. Para el primero desde el inicio de la zona Lagunar hasta su desembocadura en el río Pánuco, mientras que para el río Pánuco se restringe a partir del sitio conocido como las Adjuntas que en su recorrido recibe aportaciones de los ríos Chicayán, Tamacuil y Tamesí hasta la desembocadura en el Golfo de México (ver Figura 2.5).

Los cuerpos lagunares asociados a ambos ríos, Pánuco y Tamesí, son consideradas someras, dado que poseen profundidades que oscilan entre 3 a 5 m y se encuentran en extensiones amplias y con mínima pendiente.

La Figura 2.5 presenta un esquema del área de estudio en la que se reportan en color morado las poblaciones más importantes; la zona conurbada del estado de Tamaulipas, conformada por los municipios de Tampico, Cd. Madero y Altamira que se ubican en la parte baja de la desembocadura del río Pánuco. Mientras que en la margen derecha del río Pánuco, en el estado de Veracruz, se localiza la Cd. De Pánuco y al norte de la laguna de Marland se sitúa la cabecera del municipio de Ébano localizado en el estado de San Luis Potosí.

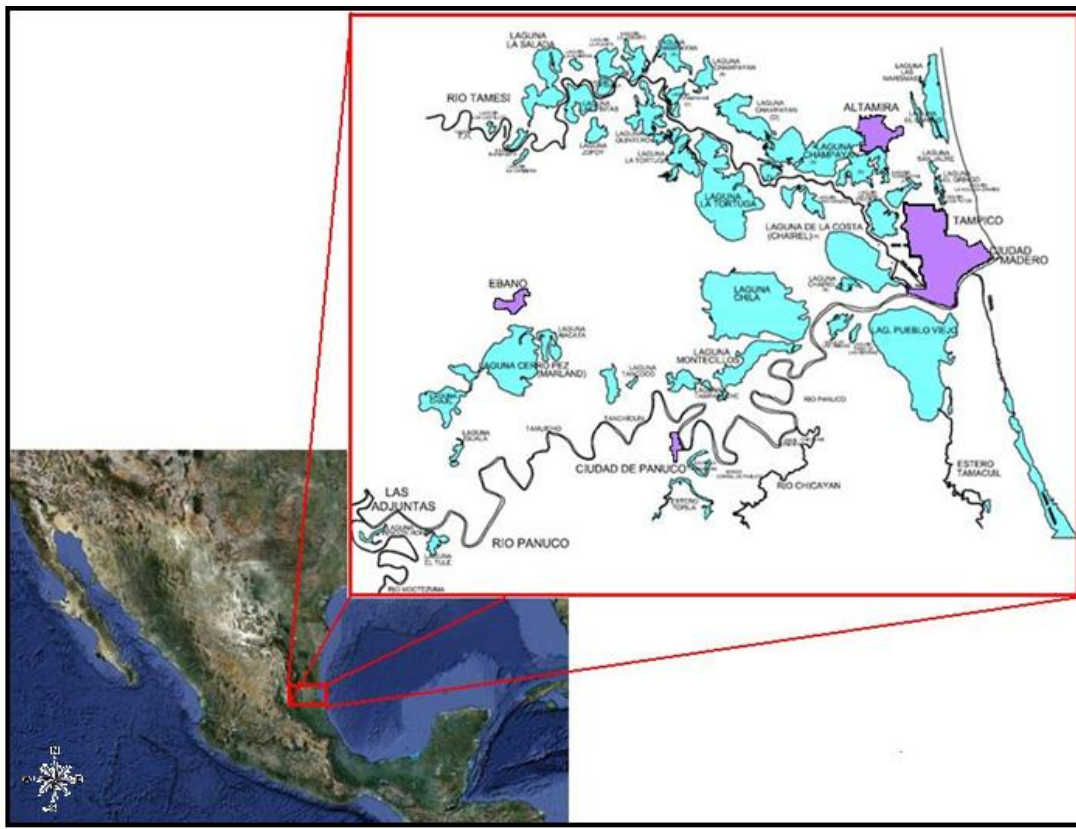


Figura 2.5 Zona de estudio, definida por los ríos del Tamesí (al norte) y el Pánuco (al sur), con sus respectivas lagunas.

2.2.1 Inundaciones recientes en la zona de estudio

Como se ha visto, las inundaciones están íntimamente ligadas a la planicie costera del Golfo de México. Por ello, en la Tabla 2.1 se presenta un resumen de los eventos más significativos que han tenido lugar dentro de la zona de estudio. Cabe resaltar que de los eventos más antiguos se cuenta con poca información, sin embargo de algunos de ellos al menos se tiene la fecha en que ocurrieron así como las poblaciones que se vieron afectadas.

AÑO	HURACÁN	POBLACIONES MÁS AFECTADAS EN VERACRUZ
1955	Gladys, Hilda y Janet	Tamiahua, Pánuco y El Higo
1966	Inés	Pánuco
1967	Beulah	Pánuco, Platón Sánchez y Tempoal
1974	Fifí	Pánuco, Platón Sánchez y Tempoal
1976	Naomi (TS)	Pánuco, El Higo y Tempoal
1988	Gilbert y Debby	Tuxpan, Tecolutla y Poza Rica
1993	Gert	Pánuco, El Higo y Tempoal
2011	Arlene	Veracruz, Hidalgo, Puebla, Tabasco, Chiapas, Oaxaca, Tamaulipas, Guerrero, Morelos, Distrito Federal, Tlaxcala, Querétaro, Guanajuato, entre otros

Tabla 2.1 Huracanes que han afectado la Cuencadel Pánuco (CENAPRED, 2001)

A continuación se describen brevemente algunos de los eventos suscitados:

1955 Huracanes Gladys, Hilda y Janet

La causa principal de la inundación de 1955, se debe a la presencia de tres fenómenos meteorológicos en el Golfo de México, los huracanes: Gladys, Hilda y Janet, asociados en un lapso de un mes. Como se observa en la Tabla 2.2 se presenta la duración de cada huracán, la categoría a la que pertenecen en la escala Saffir-Simpson y el gasto máximo acumulado en ese periodo. En la Figura 2.6 se pueden observar fotografías del alcance del nivel del agua en dicha catástrofe.

Año del evento	$Q_{max}(m^3/s)$	Duración		Incidencia de huracán	
		Inicio	Fin	Nombre	Categoría
1955	±10,800*	Sep-10	Sep-20	Hilda	H3
1955		Sep-04	Sep-06	Gladys	H1
1955		Sep-26	Sep-28	Janet	H2

Tabla 2.2 Incidencia de huracanes en 1955 que afectaron al río Pánuco (Estimación del gasto por la SRH, 1961)



Figura 2.6 Nivel del agua en la inundación de 1955 en Tampico, Tamaulipas. (Grupo Continental, 1980)

Al realizar la comparación entre los eventos de manera cronológica, el primer huracán que se presentó fue Gladys, siendo el de menor intensidad y duración; el siguiente huracán causante de mayor afectación fue Hilda de categoría H3, provocando grandes marejadas, que a su vez ocasionaron desbordamientos en las zona que se encontraban inundadas, agravando la situación en la Planicie Costera de la cuenca del Pánuco; el último huracán que se registró fue Janet, la cresta de la inundación registró un nivel de 5.85 msnmm en el Puerto de Tampico (ver Figura 2.7).

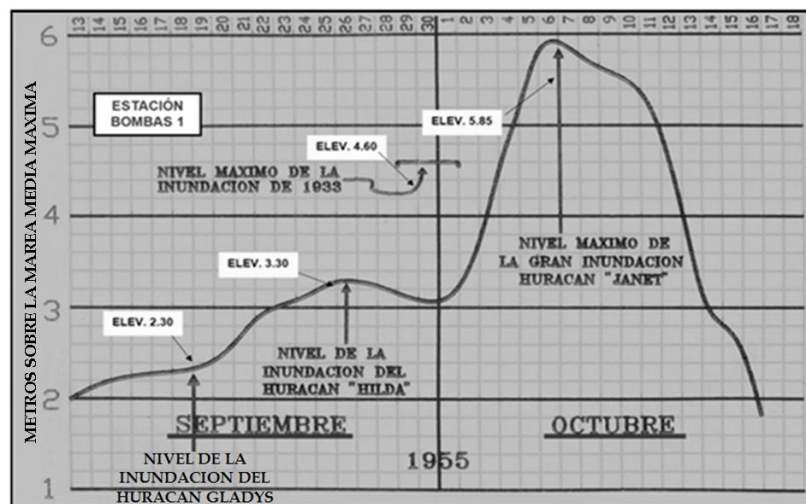


Figura 2.7 Curva de la gran inundación de Tampico (Grupo Continental, 1980)

La avenida ocurrida en 1955 a la altura de la zona conurbada (Tampico, Cd. Madero y Altamira) en el estado de Tamaulipas y en los municipios de Pánuco y Pueblo Viejo, Veracruz, tuvo como aporte principal las aguas provenientes del río Pánuco, sin registrarse alguna contribución significativa del río Tamesí; sin embargo, las aportaciones simultáneas de ambos ríos incrementó los niveles en la zona.

1976 Tormenta Subtropical Naomi

La avenida de 1976 se registra como la máxima avenida que ha tenido el río Tamesí, alcanzando una cota de 35 m. (Cota crítica de 28 m) en la estación Magiscatzin (SARH, 1987). A pesar de que no se presentó la avenida extraordinaria en el río Pánuco, la combinación de las dos crecientes a la altura de Tampico provocó inundaciones aledañas al cauce, en la zona conurbada

de la Colonia Morelos, así como en forma importante de la Congregación Anáhuac, Veracruz. (CONAGUA, 1994).

Año del evento	Q _{max} (m ³ /s)	Duración		Incidencia de huracán	
		Inicio	Fin	Nombre	Categoría
1976	±5,147*	Oct-25	Oct-30	Naomi	TS

Tabla 2.3 Evento de máxima avenida en el río Tamesí. (Estimación del gasto por la SRH, 1961)

1993 Huracán Gert

Las avenidas más críticas que se consideran son las ocurridas en 1955 y 1993, en ambos casos se generaron avenidas simultáneas por los brazos de la cuenca, tanto por el río Tamesí como el río Pánuco. El río Pánuco al tener mayor gasto bloqueó la salida del río Tamesí, lo que ocasionó inundaciones críticas y problemas en toda la región, siendo las poblaciones más afectadas, las de Tampico y Pánuco.

La inundación de 1993, fue generada por el huracán Gert, provocando la máxima inundación registrada en toda la cuenca después de la ocurrida en 1955.

En consecuencia, se registraron ascensos en los niveles críticos, en la ciudad de Pánuco alcanzó 8.76 m, en condiciones regulares el nivel crítico ha sido de 7 m; mientras en las Adjuntas se registró un nivel de 19.27 m. (CONAGUA, 1994)

Año del evento	Q _{max} (m ³ /s)	Duración		Incidencia de huracán	
		Inicio	Fin	Nombre	Categoría
1993	±5,836*	Sep-14	Sep-21	Gert	H2

Tabla 2.4 Incidencia de huracanes en 1993 que afectaron al río Pánuco. (Estimación del gasto por la SRH, 1961)

2011 Ciclón Tropical Arlene

El 28 de junio se formó la tormenta tropical "Arlene" en el Suroeste del Golfo de México, en la cuenca del Océano Atlántico. Se desarrolló rápidamente a tormenta tropical a 440 km al Este-Sureste de Tampico-Tamps., con vientos máximos sostenidos de 65 km/h, rachas de 85 km/h y desplazamiento hacia el Oeste-Noroeste a 11 km/h. La madrugada del 30 de junio, alcanzó su mayor fuerza con vientos máximos sostenidos de 100 km/h y rachas de 120 km/h a 55 km al Norte de Tuxpan, Ver. Finalmente en la noche del 30 de junio "Arlene" se ubicó a 15 km al sureste de Jacala, Hgo., con vientos máximos sostenidos de 45 km/h y rachas de 65 km/h, en proceso de disipación.

Fue un ciclón que afectó con fuerte intensidad de lluvias al territorio nacional entre las que destacan las siguientes: Tamesí, Tamps., 348.8 mm; Tierra Blanca, S.L.P., 309.4 mm; Pánuco, Ver. 231.5 mm; San Miguel Atlalilco, Mor., 186.5 mm. Tuvo una duración de 51 horas, tiempo en el que recorrió una distancia aproximada de 550 km a una velocidad promedio de 11 km/h. (CONAGUA, 2011).



Figura 2.8 Imágenes de la inundación en Tampico, Tamaulipas, debida al Ciclón Tropical Arlene.

Debido a la vulnerabilidad de la zona a inundaciones, como se vio en esta sección, es necesario establecer medidas de prevención. Para las cuales es necesario simular algunas alternativas para el control de las avenidas de ambos ríos. Dicha simulación se realizará mediante la implementación de la modelación numérica, a través de modelo hidráulico unidimensional HEC-RAS, la información con la que se cuenta para poder realizar la simulación son datos de secciones transversales y curvas elevaciones capacidades de las lagunas.

2.3 Datos de secciones transversales

Las secciones transversales se obtuvieron a partir del Proyecto integral para la protección contra inundaciones en la cuenca baja del río Pánuco en los estados de Veracruz, Tamaulipas y San Luis Potosí (CFE, 2000). Para definir la distancia entre sección se utilizó la herramienta Google Earth, con lo que cada sección fue ilustrada en el mapa de tal suerte que se definieran la margen izquierda (LOB) y margen derecha (ROB) de desbordamiento, así como la distancia entre secciones a la mitad del ancho del canal (CH).

En la Figura 2.9 se puede observar las secciones transversales en ambos ríos, para el caso del río Pánuco la última sección (sección 47) se encuentra en la parte inferior del lado izquierdo y para el río Tamesí la última sección (sección 58) se encuentra en la parte superior del lado izquierdo y la sección uno se encuentra en la desembocadura del río Pánuco hacia el Golfo de México.

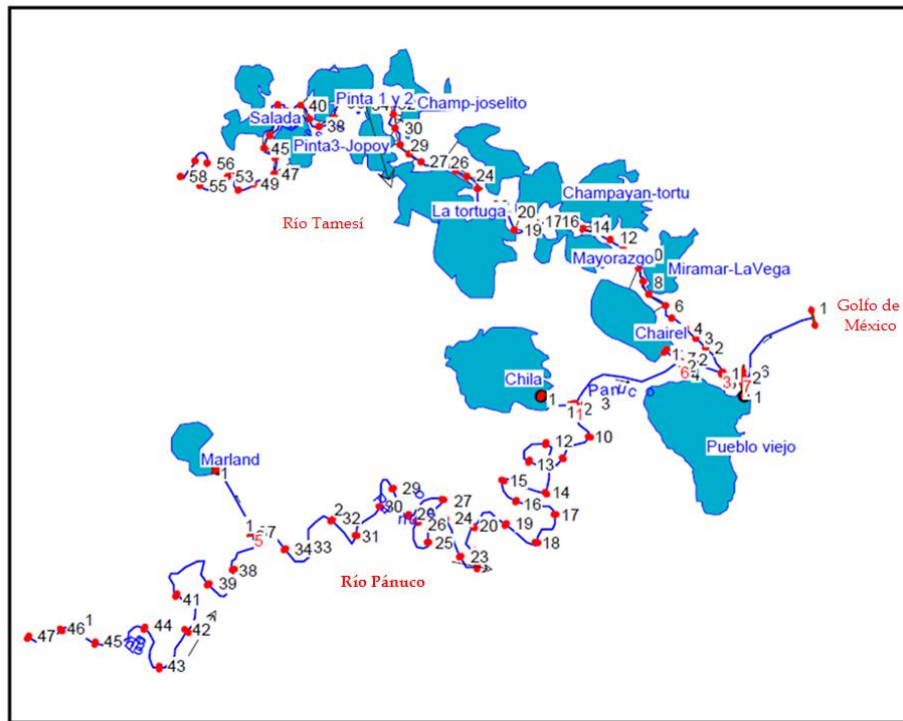


Figura 2.9 Geometría del sistema Pánuco-Tamesí con las secciones transversales (color rojo) obtenidas a partir de un reporte previo (CFE, 2000)

En la Figura 2.9 se observa que existe una amplia separación entre cada sección transversal. Esta distancia se debe al número de secciones transversales que se reportaron en el informe realizado

por CFE. Con el objeto de incrementar la densidad de secciones en la descripción numérica del sistema se generaron nuevas secciones, las cuales fueron interpoladas de los datos reales. Las secciones así dispuestas en la discretización del modelo HEC-RAS se presentan en la Figura 2.10.

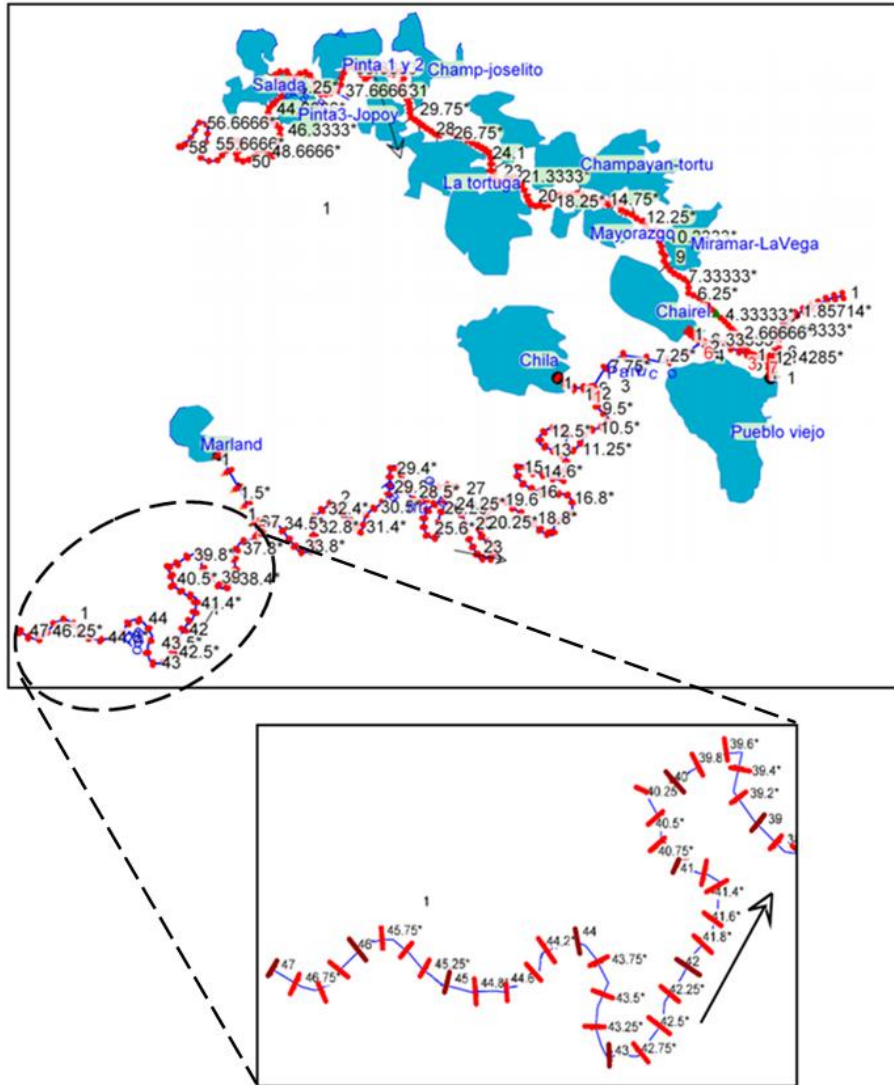


Figura 2.10 Geometría del sistema Pánuco-Tamesí con las secciones transversales interpoladas con ayuda del HEC-RAS.

2.4 Curvas elevaciones capacidades en lagunas

Para complementar el esquema utilizado en la modelación numérica, es necesario caracterizar la capacidad de amortiguamiento de los cuerpos lagunares que existen en ambos ríos de la zona de estudio. Para ello, se utilizan los datos de las curvas elevaciones capacidades, las cuales describen el comportamiento del volumen o capacidad de cada laguna respecto a la superficie del espejo de agua en cada cuerpo lagunar.

La representación de las lagunas por medio de la curva elevaciones-capacidades se llevó a cabo en función de la información disponible, además algunos cuerpos lagunares se consideraron en grupo de tal suerte que el número de lagunas no corresponde directamente al número de curvas empleadas. Para el caso de las lagunas Buena Vista y Jopoy se agrupan en “Pinta3-Jopoy”, las lagunas La Alameda, La Tosquilla y el Puente se agrupan en “Pinta 1 y 2”, el grupo “Champ-tortuga” corresponde a la laguna Champayán en las regiones (e) y (f), las lagunas la Tortuga, Quintero y las Pintas se agrupan en “La Tortuga”, la laguna de “Mayorazgo” conserva su nombre. “Chairel” es la también llamada laguna de la Costa y la laguna Salada, ambas se mantienen sin agrupar. El grupo “Champ-Joselito” asocia a las lagunas La Joselito, Champayan (a) y Champayan (b), la laguna “Miramar-La Vega” es la laguna la Vega Escondida. En la Figura 2.11 se muestra las curvas elevaciones capacidades para las lagunas ya agrupadas.

Mientras que las Lagunas del sistema del río Pánuco: Pueblo Viejo, Chila y Marland conservaron su nombre original y sus curvas elevación-capacidad se presentan en la Figura 2.12.

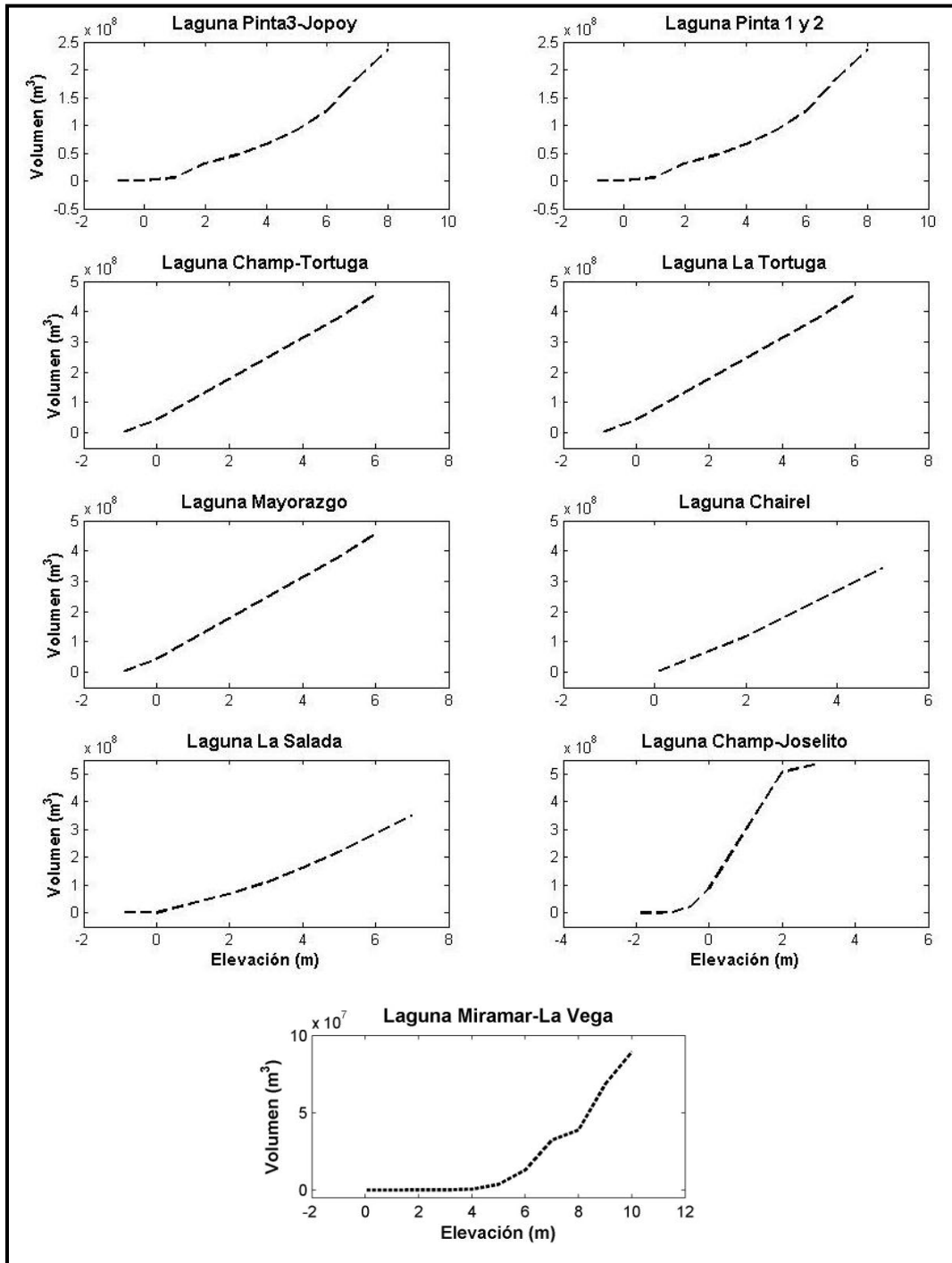


Figura 2.11 Curvas Elevación-Capacidad Lagunas: Pinta3-Jopoy, Pinta 1 y 2, Champ-Tortuga, La Tortuga, Mayorazgo, Chairel, La Salada, Champ-Joselito y Miramar- La Vega.

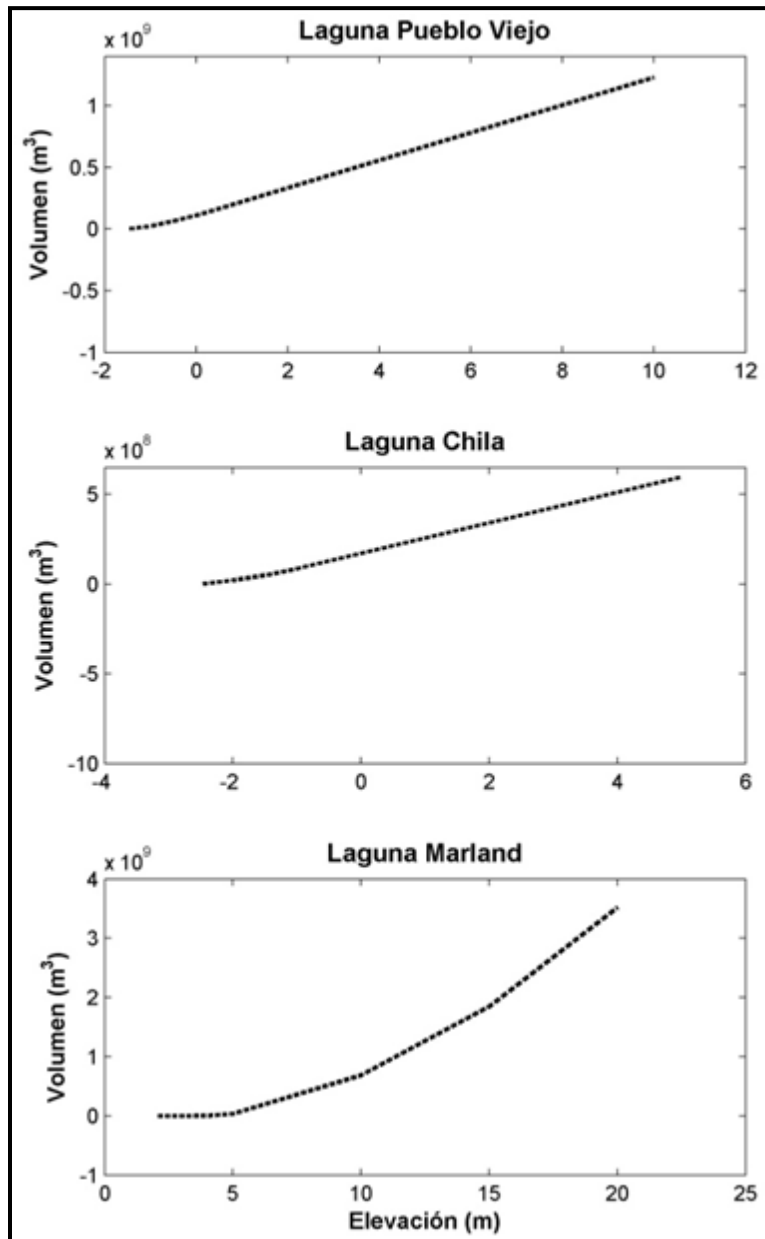


Figura 2.12 Curvas Elevación-Capacidad Lagunas: Pueblo Viejo, Chila y Marland

Capítulo 3. Descripción del modelo hidrodinámico en una dimensión (HEC-RAS)

En el presente trabajo, el modelo utilizado para las simulaciones numéricas corresponde al modelo unidimensional HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Ejército de los Estados Unidos. Esta herramienta numérica es ampliamente utilizada por diversos centros de investigación para el diagnóstico de las condiciones de flujo en ríos bajo condiciones de flujo permanente (i. e. constantes en el tiempo) y no permanente (i. e. descarga variable en el tiempo).

Dentro de las condiciones de flujo permanente, la herramienta numérica estima el nivel del agua de la superficie libre por medio de la ecuación de la energía en una dimensión como se hace en condiciones de flujo gradualmente variado, y tiene la posibilidad de representar un solo río, o inclusive un sistema dendrítico como es el caso del sistema Pánuco-Tamesí. Dentro de las hipótesis de flujo permanente se pueden reproducir condiciones de flujo bajo regímenes subcríticos y supercríticos. El modelo representa las pérdidas de energía por medio de los coeficientes de fricción (Ecuación de Manning) y contracción o expansión del canal (coeficiente multiplicado por el cambio en la carga de velocidad). En los casos en los que el perfil del agua varía de forma súbita, se utiliza la ecuación de cantidad de movimiento, lo que requiere cálculos de la combinación de regímenes (i. e. salto hidráulico), hidráulica de puentes, y la evaluación de perfiles en la confluencia de ríos (i. e. corriente de salida).

Este capítulo describe el marco teórico de las ecuaciones y condiciones de frontera para el cálculo de perfil de superficie libre para flujo permanente y no permanente.

3.1 Perfil de superficie libre para flujo permanente

HEC-RAS es capaz de realizar cálculos del perfil de la superficie libre en una dimensión para flujos gradualmente variados en canales naturales o construidos. Los perfiles de la superficie libre pueden ser calculados para régimen de flujo subcrítico, supercrítico o mixto y considera los efectos causados por obstáculos en el lecho tales como puentes, alcantarillas, vertedores y otras estructuras.

Este capítulo introduce las ecuaciones básicas para el cálculo de los perfiles de la superficie libre, división de las secciones transversales, coeficiente alfa de velocidad, coeficiente de Manning para el canal principal, pérdidas de fricción, pérdidas por contracción y expansión y determinación del tirante crítico.

3.1.1 Ecuaciones para el cálculo del perfil de superficie libre

Los perfiles de la superficie libre son calculados de una sección transversal a otra resolviendo la ecuación de la Energía por medio de iteraciones con el método del paso estándar. La ecuación de la Energía, que no es más que la ecuación de Bernoulli, se escribe como:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (\text{ecuación 3.1})$$

donde:

Y_1, Y_2 = profundidad en las secciones transversales

Z_1, Z_2 = elevación del canal principal

V_1, V_2 = velocidad promedio en la sección

α_1, α_2 = coeficientes de velocidad en los extremos del tramo

g = aceleración de la gravedad

h_e = pérdidas de energía

A continuación se muestra un diagrama (Figura 3.1) donde se muestran los términos de la ecuación de la Energía.

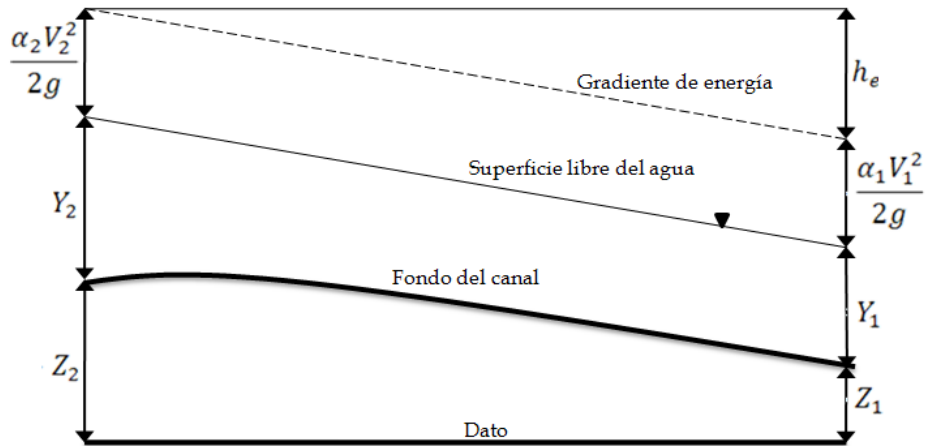


Figura 3.1 Representación de los términos de la ecuación de la Energía. (HEC, 1997)

La pérdida de la energía (h_e) entre dos secciones debida a la fricción y contracción o expansión, se evalúa con la siguiente ecuación:

$$h_e = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (\text{ecuación 3.2})$$

donde:

L = longitud del tramo ponderada con caudal

\bar{S}_f = pendiente de fricción representativa para el tramo

C = coeficiente de pérdida por expansión o contracción

La longitud ponderada del tramo, L , se calcula con:

$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}} \quad (\text{ecuación 3.3})$$

donde:

L_{lob}, L_{ch} y L_{rob} = longitud del tramo de la sección transversal especificada con caudal para el sobre margen izquierdo, canal principal y sobre margen derecho, respectivamente

$\bar{Q}_{lob}, \bar{Q}_{ch}, \bar{Q}_{rob}$ = media aritmética de caudales entre secciones para el sobre margen izquierdo, canal principal y sobre margen derecho, respectivamente.

3.1.2 División de secciones transversales

La determinación del transporte del coeficiente de velocidad para una sección transversal, requiere que esta sea subdividida en unidades para las cuales la velocidad se supone uniformemente distribuida, por lo que HEC-Ras divide el flujo de los márgenes y del canal principal establecidos por las abscisas y cotas de la sección transversal como se muestra en la Figura 3.2.

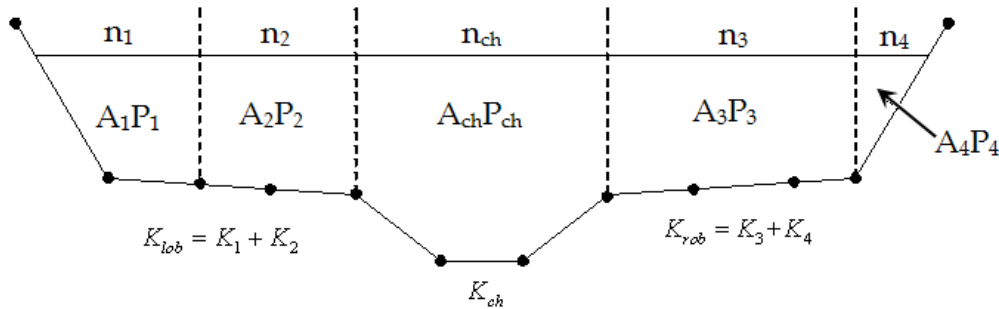


Figura 3.2 Método de subdivisión para el cálculo del transporte. (HEC, 1997)

Por lo tanto el factor de transporte total es calculado para cada subdivisión con la ecuación de Manning:

$$Q = KS_f^{1/2} \quad (\text{ecuación 3.4})$$

$$K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \quad (\text{ecuación 3.5})$$

donde:

K = transporte para la subdivisión

n = coeficiente de rugosidad de Manning para la subdivisión

A = área de flujo para la subdivisión

R = radio hidráulico para la subdivisión

3.1.3 Coeficiente de velocidad α

El cálculo del coeficiente de velocidad α (necesario para la ecuación 3.2) se basa en los valores de transporte de cada uno de los tres elementos del flujo: sobre margen izquierdo, canal principal y sobre margen derecho, el cual también puede ser escrito en términos de transporte y área como en la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{K_{lob}^3}{A_{lob}^2} + \frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^2} + \frac{K_{rob}^3}{A_{rob}^2} \right]}{K_t^3} \quad (\text{ecuación 3.6})$$

donde:

A_t = área de flujo total en la sección transversal

A_{lob} , A_{ch} , A_{rob} = flujo en el sobre margen izquierdo, canal principal y sobre margen derecho, respectivamente

K_t = transporte total de la sección transversal

K_{lob} , K_{ch} , K_{rob} = transportes del sobre margen izquierdo, canal principal y sobre margen derecho, respectivamente

3.1.4 Coeficiente de Manning (n) para el canal principal

El flujo en el canal principal no es subdividido, excepto cuando el coeficiente de rugosidad es diferente dentro del área del canal. HEC-RAS prueba la aplicabilidad de la subdivisión de la rugosidad en el canal principal de una sección transversal, y si no es aplicable, el programa calculará un único valor de n para todo el canal principal.

El programa determina si el canal principal de la sección transversal puede subdividirse o si un valor compuesto de n puede ser utilizado basado en el siguiente criterio: si la pendiente del canal principal es más pronunciada que 5H:1V y el canal principal tiene más de un valor de n , entonces se calcula un valor compuesto de rugosidad n_c . Para determinar n_c el canal principal es dividido en N partes con un perímetro húmedo conocido P_i y un coeficiente de rugosidad n_i por medio de la siguiente ecuación:

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \quad (\text{ecuación 3.7})$$

donde:

n_c = coeficiente de rugosidad compuesto o equivalente

P = perímetro mojado de todo el canal principal

P_i = perímetro mojado de cada subdivisión i

N_i = coeficiente de rugosidad para cada subdivisión i

3.1.5 Pérdidas por fricción, expansión y contracción

Las pérdidas por fricción son evaluadas como el producto de \bar{S}_f y L (ecuación 3.2). La pendiente de fricción para cada sección es evaluada con la siguiente expresión:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad (\text{ecuación 3.8})$$

También se puede determinar \bar{S}_f con las siguientes expresiones:

- Ecuación de transporte promedio:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad (\text{ecuación 3.9})$$

- Ecuación de pendiente de fricción promedio:

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \quad (\text{ecuación 3.10})$$

- Ecuación de pendiente de fricción por media geométrica:

$$\bar{S}_f = \sqrt{S_{f1} * S_{f2}} \quad (\text{ecuación 3.11})$$

- Ecuación de pendiente de fricción por media armónica:

$$\bar{S}_f = \frac{2(S_{f1} * S_{f2})}{S_{f1} + S_{f2}} \quad (\text{ecuación 3.12})$$

La ecuación 3.9 es la que por defecto emplea el programa, a menos que en la corrida del programa se especifique otra ecuación.

Respecto a las pérdidas de contracción y expansión estas son evaluadas por la siguiente ecuación:

$$h_e = C \left| \frac{\alpha_1 V_1^2 - \alpha_2 V_2^2}{2g} \right| \quad (\text{ecuación 3.13})$$

donde:

C= coeficiente de contracción o expansión

El programa asume que una contracción ocurre cuando la velocidad aguas abajo es más grande que la velocidad aguas arriba o viceversa. Los coeficientes de contracción y expansión usualmente son alrededor de 0.1 a 0.6 y de 0.3 a 0.8, respectivamente.

3.1.6 Determinación del tirante crítico

El tirante crítico para una sección transversal será determinado si se cumple cualquiera de las siguientes condiciones:

- Se ha especificado el régimen supercrítico de flujo
- Se ha solicitado el cálculo del tirante crítico
- Se trata de la primera sección transversal y se ha especificado las condiciones iniciales del tirante crítico
- La verificación del tirante crítico para un perfil subcrítico indica que el tirante crítico debe ser determinado para verificar el régimen del flujo asociado con la elevación compensada

La carga total de energía para una sección transversal está definida por:

$$H = WS + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (\text{ecuación 3.14})$$

donde:

H = carga total de energía

WS = tirante crítico

$\frac{\alpha V^2}{2g}$ = carga de velocidad

Se asume que se ha obtenido del programa un tirante crítico cuando hay una variación menor al 2.5% en la altura de una iteración a otra, siempre que la carga de energía ha disminuido o no ha aumentado en más de 0.033m. Dicha tolerancia, de 2.5%, puede ser cambiada introduciendo un nuevo valor al programa.

3.1.7 Procedimiento de cálculo

El nivel de la superficie libre será la incógnita en un perfil, la cual se calcula por iteraciones sucesivas entre las ecuación 3.1 y 3.2 con el siguiente procedimiento:

- 1.- El programa asume un nivel de superficie libre del agua en la sección transversal aguas arriba (o aguas abajo si se calcula un perfil supercrítico).
- 2.- En base a la elevación de agua calculada, se determina el caudal y la carga de velocidad correspondiente.
- 3.- Con los valores anteriores, se calcula S_f y se resuelve la ecuación 3.2.
- 4.- Con los valores de dos y tres se resuelve la ecuación 3.1 para un tirante dos (y_2).
- 5.- Se comparan los valores obtenidos de y_2 con los valores asumidos de y_1 , si se tiene una diferencia menor a 0.01m este valor pasa a ser y_1 y se realizan otra vez los cálculos de lo contrario se tiene que repetir el procedimiento para obtener un y_2 que cumpla con dicha diferencia.

3.2 Ecuaciones de flujo no permanente dentro de HEC-RAS

La Figura 3.3 ilustra las características bidimensionales de la interacción entre el cauce y la llanura de inundación. Cuando el río crece las aguas se alejan lateralmente del cauce inundando las depresiones existentes. A medida que la profundidad o el tirante aumentan, los lechos de creciente comienzan a arrastrar las aguas río abajo, generalmente tomando un camino más corto que el del cauce principal. Al disminuir la altura del río, el agua avanza hacia el cauce desde el otro margen incrementando el flujo en el cauce principal.

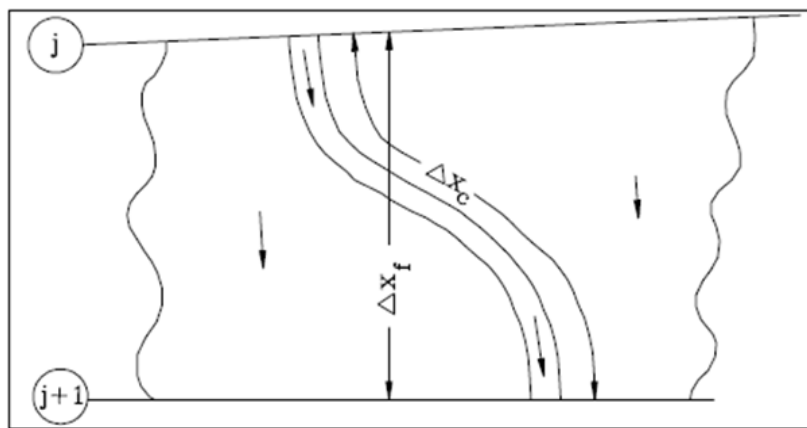


Figura 3.3 Flujo del cauce y llanura de inundación. (HEC, 1997)

Debido a que la dirección principal del flujo se orienta a lo largo del cauce, es posible realizar una aproximación exacta a este campo de flujo bidimensional mediante una representación unidimensional. Las zonas inundadas fuera del cauce pueden compararse con áreas de almacenamiento que intercambian sus aguas con el cauce. El flujo más allá de los márgenes se asemeja al que transita a través de otro cauce.

La problemática cauce/llanura de inundación ha sido abordada de diferentes maneras. Uno de los enfoques más frecuentes consiste en ignorar completamente el agua que rebasa los márgenes y asumir que dicha área se utiliza solamente para almacenamiento. Esta suposición tiene aplicación para grandes cursos de agua como el río Mississippi en el que el cauce se encuentra confinado por diques y las llanuras de inundación son zonas pobladas de vegetación o áreas de almacenamiento fuera del mismo. Para abordar este problema Fread (1976) y Smith (1978) propusieron la división del sistema en dos cauces o canales independientes, elaborando

ecuaciones de continuidad y movimiento para cada uno de ellos. Para simplificar el problema se asume una superficie horizontal del agua en cada sección transversal normal a la dirección del flujo, de manera que el intercambio de impulsos entre el cauce y las llanuras de inundación resulta insignificante, distribuyéndose la descarga de acuerdo con la conducción, es decir:

$$Q_c = \phi Q \quad (\text{ecuación 3.15})$$

Donde:

Q_c = flujo en el cauce

Q = flujo total

$$\phi = K_c / (K_c + K_f)$$

K_c = conducción en el cauce

K_f = conducción en el lecho de creciente

Con estas suposiciones es posible combinar las ecuaciones unidimensionales de movimiento en un solo conjunto:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(\phi Q)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\phi)Q]}{\partial x_f} = 0 \quad (\text{ecuación 3.16})$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\phi^2 Q^2 / A_c)}{\partial x_c} + \frac{\partial[(1-\phi)^2 Q^2 / A_f]}{\partial x_f} + gA_c \left[\frac{\partial Z}{\partial x_0} + S_{fc} \right] + gA_f \left[\frac{\partial Z}{\partial x_f} + S_{ff} \right] = 0 \quad (\text{ecuación 3.17})$$

En el cual los subíndices c y f se refieren al cauce y a la llanura de inundación, respectivamente. La aproximación a estas ecuaciones se llevó a cabo mediante el uso de diferencias finitas implícitas resueltas numéricamente a través del método de iteración de Newton Raphson, con ello el modelo fue exitoso y produjo los efectos deseados en los problemas de prueba. Sin embargo, pueden ocurrir oscilaciones numéricas cuando el flujo que rodea a una celda de diferencia finita en uno de los nodos, se halla entre las márgenes y el flujo del otro nodo no.

Al ampliar sus investigaciones sobre los trabajos previos de Fread (1976) y Smith (1978), Barkau (1982) trabajó con las ecuaciones de diferencias finitas para el cauce y la llanura de inundación,

definiendo así un nuevo sistema de ecuaciones más conveniente desde el punto de vista del trabajo en computadoras. Asimismo, mediante un factor de distribución de velocidad combinó los términos convectivos y, al definir un recorrido equivalente del caudal, reemplazó las condiciones de fricción del talud por una fuerza equivalente.

Las ecuaciones obtenidas por Barkau constituyen la base para la solución del flujo no permanente dentro de HEC-RAS.

3.2.1 Esquema de diferencias finitas

El mejor y más ampliamente aceptado procedimiento para la solución de las ecuaciones unidimensionales de flujo no permanente lo constituye el esquema implícito de cuatro puntos, conocido también como esquema de caja (Figura 3.4). Este procedimiento permite evaluar las derivadas espaciales y los valores de función en un punto interior, $(n+\phi)\Delta t$. Así, los valores en $(n+1)\Delta t$ afectan a todos los términos de las ecuaciones. Para un tramo de río un sistema de ecuaciones simultáneas es suficiente. La solución simultánea es un aspecto importante de este esquema, ya que permite que la información obtenida de un tramo completo pueda ser utilizada para cualquiera de sus puntos. Por consiguiente, el paso referido al tiempo puede ser significativamente mayor cuando se trabaja con esquemas numéricos explícitos.

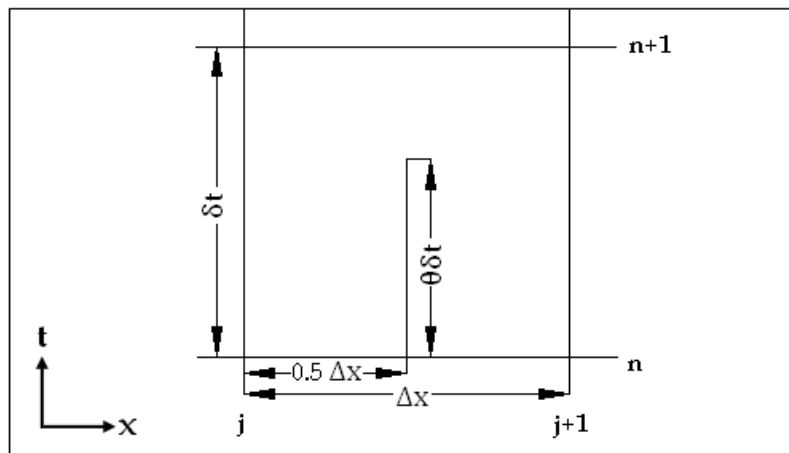


Figura 3.4 Celda típica de diferencia finita. (HEC, 1997)

En la práctica, otros factores pueden contribuir también a la inestabilidad del esquema de la solución. Estos factores incluyen cambios drásticos en las propiedades de las secciones

transversales de los cauces, cambios abruptos en las pendientes de los cauces, las características de la propia onda de crecida y ciertas estructuras hidráulicas complejas. De manera que la aplicación de cualquier modelo debe ir acompañada de un estudio de sensibilidad mediante el cual se prueban la exactitud y estabilidad de la solución a diferentes intervalos de tiempo y distancia.

Las formas generales de diferencia implícita son:

1. Derivada de tiempo:

$$\frac{\partial f}{\partial t} \approx \frac{\Delta f}{\Delta t} \approx \frac{0.5(\Delta f_{j+1} + \Delta f_j)}{\Delta t} \quad (\text{ecuación 3.18})$$

2. Derivada de espacio:

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{\Delta f}{\Delta x} \approx \frac{(f_{j+1} - f_j) + \theta(\Delta f_{j+1} - \Delta f_j)}{\Delta t} \quad (\text{ecuación 3.19})$$

3. Valor de función:

$$f \approx f = 0.5\theta(\Delta f_j + \Delta f_{j+1}) \quad (\text{ecuación 3.20})$$

3.2.2 Ecuación de continuidad.

La ecuación de continuidad describe la conservación de la masa para un sistema unidimensional. Es decir, el gasto neto en el volumen será igual a la rapidez de cambio de almacenamiento dentro del volumen. Con ello y adicionando un término de almacenamiento, S, la ecuación de continuidad queda conformada de la siguiente manera:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_i = 0 \quad (\text{ecuación 3.21})$$

Donde:

x = distancia a lo largo del cauce

t = tiempo

Q = caudal

A = área de sección transversal

S = almacenamiento de partes de la sección transversal que no conducen agua

q_i = avenida lateral por unidad de distancia

La ecuación anterior puede funcionar para el cauce principal y para la planicie de inundación:

$$\frac{\partial Q_c}{\partial x_c} + \frac{\partial A_c}{\partial t} = q_f \quad (\text{ecuación 3.22})$$

y

$$\frac{\partial Q_f}{\partial x_f} + \frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} = q_c + q_f \quad (\text{ecuación 3.23})$$

Donde:

c y f = cauce y la llanura de inundación, respectivamente

q_i = avenida lateral por unidad de longitud de la llanura de inundación

q_c y q_f = intercambios de agua entre el cauce y la llanura de inundación

Se realiza la aproximación de las ecuaciones 3.22 y 3.23, usando las diferencias finitas implícitas, mediante la aplicación de las ecuaciones que van de la ecuación 3.18 a la 3.20; con lo que se obtiene lo siguiente:

$$\frac{\Delta Q_c}{\Delta x_c} + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} = \bar{q}_f \quad (\text{ecuación 3.24})$$

$$\frac{\Delta Q_f}{\Delta x_c} + \frac{\Delta A_f}{\Delta t} + \frac{\Delta S}{\Delta t} = \bar{q}_c + \bar{q}_i \quad (\text{ecuación 3.25})$$

Agregando las ecuaciones anteriores y reordenando los valores, se tiene la forma final de la ecuación de continuidad:

$$\Delta Q + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta A_f}{\Delta t} \Delta x_f + \frac{\Delta S}{\Delta t} \Delta x_f - \bar{Q}_i = 0 \quad (\text{ecuación 3.26})$$

Donde:

Q_i = la avenida lateral promedio

3.2.3 Ecuación de momento

La ecuación de momento indica la tasa de cambio en el momento en que las fuerzas externas que actúan sobre el sistema son iguales. Dicho matemáticamente, la ecuación de momento para el cauce y la llanura de inundación quedan expresadas de la siguiente manera:

$$\frac{\partial Q_c}{\partial t} + \frac{\partial(V_c Q_c)}{\partial x_c} + g A_c \left(\frac{\partial z}{\partial x_c} + S_{fc} \right) = M_f \quad (\text{ecuación 3.27})$$

$$\frac{\partial Q_f}{\partial t} + \frac{\partial(V_f Q_f)}{\partial x_f} + g A_f \left(\frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{ff} \right) = M_c \quad (\text{ecuación 3.28})$$

Donde:

M_c y M_f = cauce de momento por unidad de distancia intercambiada entre el cauce y la llanura de inundación, respectivamente.

Una hipótesis en estas ecuaciones es que la superficie del agua es horizontal en cualquier sección transversal perpendicular al flujo. Además, la elevación de la superficie del agua es la misma para el cauce y la llanura de inundación en la sección transversal dada.

Usando las ecuaciones 3.18 a 3.20, las ecuaciones anteriores son aproximadas usando diferencias finitas:

$$\frac{\Delta Q_c}{\Delta t} + \frac{\Delta(V_c Q_c)}{\Delta x_c} + g \bar{A}_c \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_c} + \bar{S}_{fc} \right) = M_f \quad (\text{ecuación 3.29})$$

$$\frac{\Delta Q_f}{\Delta t} + \frac{\Delta(V_f Q_f)}{\Delta x_f} + g \bar{A}_f \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_f} + \bar{S}_{ff} \right) = M_c \quad (\text{ecuación 3.30})$$

Adicionando y reordenando los términos correspondientes se llega a la forma final de la ecuación de momento:

$$\frac{\Delta(Q_e \Delta x_e + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_e} + g \bar{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{S}_f \right) = 0 \quad (\text{ecuación 3.31})$$

3.2.4 Término de fuerza adicional

Las fuerzas de fricción y presión de los bancos no siempre describen todas las fuerzas que actúan sobre el agua. Estructuras como puentes, muelles, diques de navegación y ataguías, contraen el flujo y ejercen fuerzas adicionales, las cuales se oponen al mismo. En determinadas áreas estas fuerzas son predominantes y producen un incremento significativo en la elevación de la superficie del agua (llamada "carga de leva") aguas arriba de la estructura.

Para una distancia diferencial (dx) las fuerzas adicionales que intervienen en la contracción producen una carga de leva (dh_i). Esta carga de leva sólo se relaciona con las fuerzas adicionales. La relación de pérdida de energía puede expresarse como una pendiente local:

$$S_h = \frac{dh_i}{dx} \quad (\text{ecuación 3.32})$$

La pendiente de fricción se expresa mediante este término:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f + S_h \right) = 0 \quad (\text{ecuación 3.33})$$

Para un caudal permanente existen diversas relaciones que permitan calcular la carga de velocidad aguas arriba de una contracción. Para las presas, las formulas de Kindsvater y Crater, d'Aubuisson (Chow, 1959) y Nagler fueron revisados por Denzel (1961). Para los puentes, las formulas de Yarnell (WES, 1973) y la Administración Federal de Carreteras (FHWA, 1978) pueden ser usadas. Estas formulas se determinaron por experimentación y pueden expresarse de forma más general:

$$h_i = C \frac{V^2}{2g} \quad (\text{ecuación 3.34})$$

Donde h_l es la pérdida de carga y C es un coeficiente. El coeficiente C es una función de la velocidad, la profundidad y de las propiedades geométricas de la contracción, pero para simplificar, se asume constante. El lugar donde se evalúa la carga de velocidad varía según el método. En general, la carga de velocidad se evalúa aguas abajo del flujo tranquilo y aguas arriba para determinar el gasto supercrítico por la contracción.

Si h_l ocurre sobre una distancia Δx_e , entonces $h_l = S_h \Delta x_e$ y $S_h = h_l / \Delta x_e$ donde S_h es la pendiente promedio dentro del intervalo Δx_e . En HEC-RAS, las rutinas de alcantarillas y puentes para flujo estable son usadas para calcular una familia de curvas de gasto para la estructura. Durante la simulación, para un caudal dado y condiciones de aguas abajo determinados, se interpola la elevación obtenida en las curvas para la sección aguas arriba. La diferencia entre las profundidades aguas arriba y aguas abajo esta en h_l y posteriormente S_h es calculado. El resultado se inserta en la forma de diferencia finita de la ecuación de momento (ecuación 3.31) obteniendo:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta_{x_c} + Q_f \Delta_{x_f})}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_e} + g \bar{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{S}_f + \bar{S}_h \right) = 0 \quad (\text{ecuación 3.35})$$

3.2.5 Afluencia lateral del momento

En los puntos de confluencia de una corriente entran al receptor tanto la velocidad adquirida por un afluente como la masa del caudal de este. Si ese momento adicional no se incluye en la ecuación de momento, el caudal de entrada no tiene impulso y, por lo tanto, debe ser acelerado por el caudal del río. La ausencia del impulso de entrada hace que aumente el término de aceleración convectiva, $\partial (VC) / \partial x$. Con el fin de equilibrar los cambios espaciales que ocurren en el momento, la pendiente de la superficie del agua debe ser lo suficientemente grande para aportar la fuerza que acelere al líquido. De esta manera, la superficie del agua desciende en el tramo por el que entra el caudal, dando lugar a un remanso aguas arriba de la confluencia en el cauce principal. Cuando el flujo tributario es elevado, en comparación con el del receptor, el intercambio de momento resulta considerable.

El momento de entrada está dado por:

$$M_l = \xi \frac{Q_l V_l}{\Delta x} \quad (\text{ecuación 3.36})$$

Donde:

Q_l = aporte lateral

V_l = velocidad media del aporte lateral

ξ = fracción del momento que entra a la corriente receptora

El momento de entrada se coloca al lado derecho de la ecuación 3.31, con lo que se obtiene:

$$\frac{\Delta(Q_c \Delta_{xc} + Q_f \Delta_{xf})}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta V Q)}{\Delta x_e} + g \bar{A} \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{S}_f + \bar{S}_h \right) = \xi \frac{Q_l V_l}{\Delta x_e} \quad (\text{ecuación 3.37})$$

La ecuación anterior solamente se utiliza en las confluencias y en un modelo hidráulico.

3.2.6 Factor de distribución del flujo

La distribución del flujo entre el canal y la llanura de inundación debe ser determinada. La porción del flujo en el canal esta dado por:

$$\phi_j = \frac{Q_{cj}}{Q_{cj} + Q_{ff}} \quad (\text{ecuación 3.38})$$

Fread (1976) asumió que la pendiente de fricción es la misma para el canal y la llanura de inundación, así la distribución está dada por la relación de transporte:

$$\phi_j = \frac{K_{cj}}{K_{cj} + K_{ff}} \quad (\text{ecuación 3.39})$$

3.2.7 Condiciones de frontera

Para un tramo de río con N nodos de cálculo que aglutinan N-1 en las células de diferencias finitas. A partir de estas celdas pueden desarrollarse 2N-2 ecuaciones de diferencias finitas. Como hay 2N incógnitas (ΔQ y Δz para cada nodo), se necesitan dos ecuaciones adicionales.

Estas ecuaciones se derivan de las condiciones de frontera para cada tramo, y resultan necesarias en los extremos aguas abajo en el flujo subcrítico y aguas arriba en el flujo supercrítico.

3.2.7.1 Condiciones de frontera (para conexiones entre tramos)

Una red está compuesta de un conjunto de M tramos individuales. Las condiciones de frontera son necesarias para especificar las conexiones entre los tramos. Dependiendo del tipo de unión del tramo, se emplean una o dos ecuaciones:

➤ **Continuidad del flujo:**

$$\sum_{i=1}^l S_{gi} Q_i = 0 \quad (\text{ecuación 3.40})$$

Donde:

i = número de tramos que se conectan en una unión

S_{gi} = -1 si se trata de una conexión a un tramo de aguas arriba, +1 si se trata de una conexión a un tramo aguas abajo

Q_i = descarga en el tramo i

La forma de diferencias finitas de la ecuación 3.40 es:

$$\sum_{i=1}^{l-1} MU_{mi} \Delta Q_i + MU_{Q_m} \Delta Q_k = MUB_m \quad (\text{ecuación 3.41})$$

Donde:

$$MU_{mi} = \phi S_{gi}$$

$$MU_{Q_m} = \phi S_{gk}$$

$$MUB_m = \sum S_{gi} Q_i$$

➤ **Continuidad de altura:**

$$z_k = z_c \quad (\text{ecuación 3.42})$$

Donde:

z_k = altura en los límites del tramo k

z_c = altura común a todas las condiciones de altura en los límites de la confluencia analizada.

La forma de diferencias finitas de la ecuación 3.42 es:

$$MUZ_m \Delta Z_k - MU_m \Delta Z_c = MUB_m \quad (\text{ecuación 3.43})$$

Donde:

$$MUZ_m = 0$$

$$MU_m = 0$$

$$MUB_m = Z_c - Z_k$$

Con respecto a la Figura 3.5, HEC-RAS utiliza la siguiente estrategia para establecer las condiciones de frontera en las conexiones de los tramos:

- Aplicar la continuidad del flujo a los tramos aguas arriba de la división del flujo y aguas abajo de las combinaciones de flujo (tramo 1 Figura 3.5). En cada unión se usa una sola ecuación de frontera de flujo.
- Aplicar continuidad de altura para el resto de los tramos (tramos 2 y 3 Figura 3.5). Z_c se calcula como la altura correspondiente al flujo en el tramo 1. Por lo tanto, la altura en los tramos 2 y 3 será igual a Z_c .

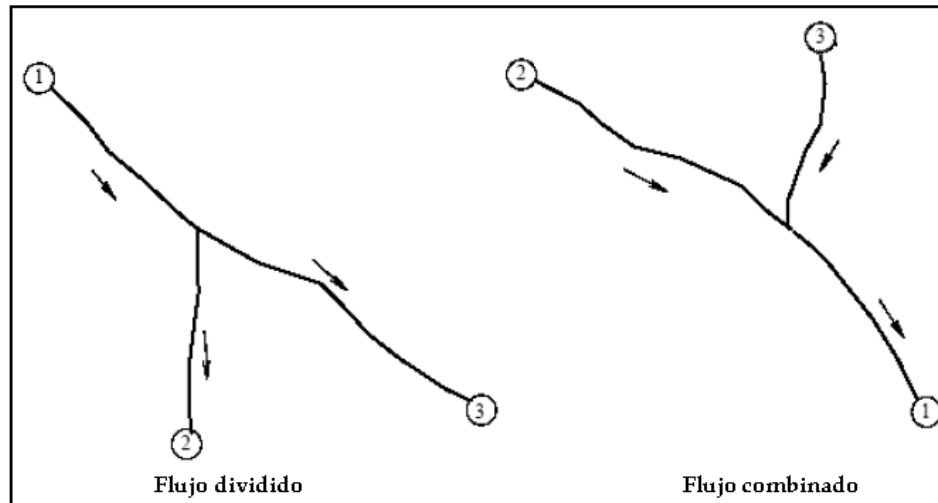


Figura 3.5 División y combinación de flujo típicas. (HEC, 1997)

3.2.7.2 Condiciones de frontera aguas abajo

En el extremo aguas abajo de todos los tramos que no se encuentren conectados a otros o a áreas de almacenamiento es necesaria la aplicación de las condiciones de frontera para aguas abajo. Pueden citarse cuatro tipos de condiciones de frontera para aguas abajo:

- Variación de niveles respecto al tiempo
- Hidrograma
- Curva de descarga
- Profundidad normal de la ecuación de Manning

Variación de niveles respecto al tiempo:

Puede ser utilizado como la condición de frontera aguas abajo si la corriente fluye en un ambiente de remanso, como un estuario o bahía donde se rige la elevación de la superficie del agua por las fluctuaciones de las mareas o cuando fluya hacia un lago. En el paso del tiempo $(n+1)\Delta t$, las condiciones de frontera que refleja la variación del nivel de la superficie libre están dadas por:

$$\Delta Z_n = Z_N^{n+1} - Z_N^n \quad (\text{ecuación 3.44})$$

La forma de diferencias finitas de la ecuación 3.44 es:

$$CDZ_m \Delta Z_N = CDB_m \quad (\text{ecuación 3.45})$$

Donde:

$$CDZ_m = 1$$

$$CDB_m = Z_N^{n+1} - Z_N^n$$

Hidrograma:

Se usa como condición de frontera aguas abajo si se cuenta con los datos que registra el aforador y el modelo es calibrado para un evento específico de crecida. En el paso de tiempo $(n+1)\Delta t$, la condición de frontera del hidrograma del flujo viene dada por la ecuación en diferencias finitas:

$$CDQ_m \Delta Q_N = CDB_m \quad (\text{ecuación 3.46})$$

Donde:

$$CDQ_m = 1$$

$$CDB_m = Q_N^{n+1} - Q_N^n$$

Curva de descarga:

Es una función monótona de altura y flujo. Puede usarse para describir con exactitud la relación altura-flujo de descarga libre como saltos de agua o estructuras de control hidráulico como aliviaderos, vertederos. Deben tomarse precauciones al aplicar este tipo de condición a una corriente natural. Si la zona donde se encuentra la corriente tuviese normalmente una curva de descarga en forma de bucle, se introducirían errores en la solución al aplicar una curva de descarga como condición de frontera.

En tiempo $(n+1)\Delta t$ las condiciones de frontera está dada por:

$$Q_N + \theta \Delta Q_N = D_{k-1} + \frac{D_k - D_{k-1}}{S_k - S_{k-1}} (Z_N + \Delta Z_N - S_{k-1}) \quad (\text{ecuación 3.47})$$

Donde:

$$D_k = K^{th} \text{ Ordenada de descarga}$$

$S_k = K^{th}$ Ordenada de etapa

Después de agrupar las incógnitas del lado izquierdo de la ecuación, la forma de diferencias finitas de la ecuación 3.47 es:

$$CDQ_m \Delta Q_N + CDZ_m \Delta Z_N = CDB_m$$

Donde:

$$CDQ_m = \theta$$

$$CDZ_m = \frac{D_k - D_{k-1}}{S_k - S_{k-1}}$$

$$CDB_m = Q_N + D_{k-1} + \frac{D_k - D_{k-1}}{S_k - S_{k-1}} (Z_N - S_{k-1})$$

Profundidad normal de la ecuación de Manning

El uso de la ecuación de Manning con una pendiente de fricción introducido por un usuario da una altura considerada como profundidad normal si existieran condiciones normales de flujo. Pero como las condiciones uniformes de flujo no existen normalmente en las corrientes naturales, esta condición de frontera debe ser utilizada lo suficientemente aguas abajo de su área de estudio a fin de que no afecte los resultados del área de estudio. La ecuación de Manning se puede escribir como:

$$Q = K (S_f)^{1/2}$$

Donde:

K = conducción

S_f = pendiente de fricción

Capítulo 4. Resultados

Esta tesis tiene como objetivo principal, el estudio de las posibles inundaciones que resulten del tránsito de avenidas extraordinarias a lo largo de la cuenca del río Pánuco. Debido a que la cuenca es muy extensa el estudio solo se centro en la parte baja de dicha cuenca, la cual quedo limitada a partir del sitio conocido como las Adjuntas (confluencia entre los ríos Tropaón y Moctezuma) hasta la desembocadura del río Pánuco al Golfo de México. La zona de estudio incluye los sistemas lagunares asociados al río Tamesí y Pánuco, que están conformados por una red de lagunas alimentadas por los deltas de ambos ríos. En general, las lagunas que comprenden el sistema son someras, con profundidades que oscilan entre 1 a 4 m. La Figura 4.1 ilustra de forma gráfica la ubicación de la zona de estudio, en donde las poblaciones urbanas más importantes están identificadas en color morado, entre las que se encuentran las Ciudades de Tampico, Cd. Madero y Altamira en Tamaulipas, y Pánuco así como la Ciudad de Pánuco, Veracruz y Ébano, San Luis Potosí en la región aguas arriba del río.

Parte de la información utilizada en esta sección proviene del Proyecto Integral para la protección contra inundaciones en la cuenca baja del río Pánuco, en los estados de Veracruz, Tamaulipas y San Luis Potosí (Pedrozo *et al*, 2011), Estudio de Factibilidad (CFE, 2000), así como del Estudio de las avenidas y de las obras de protección y defensa para reducir los daños causados en las inundaciones en los Ríos Pánuco y Tamesí (CONAGUA, 1994).

En particular, este capítulo presenta para flujo permanente y no permanente el tránsito de avenidas con periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1 000 años. Además se proponen diferentes alternativas de solución, simuladas bajo el régimen de flujo no permanente, de tal suerte que los niveles registrados a lo largo del río Pánuco sean abatidos y no constituyan un peligro para las zonas urbanas de Tampico y Pueblo Viejo.



Figura 4.1 Zona de estudio, definida por los ríos Tamesí (al norte) y Pánuco (al sur) con sus respectivas lagunas.

4.1 Puesta a punto del modelo

El primer paso en la puesta a punto del modelo numérico, consiste en la determinación de las condiciones de frontera para el sistema de modelación. Para este caso, tal y como se presenta en la Figura 4.1 se tienen tres condiciones de contorno físicas claramente identificables:

1. Desembocadura del río Pánuco al Golfo de México.
2. Caudal de entrada que lleva el río Pánuco.
3. Caudal de entrada que lleva el río Tamesí.

Para la puesta a punto del modelo, las condiciones de frontera deben de ser definidas de acuerdo al tipo de flujo que se desea modelar, ya sea flujo permanente o no permanente. Sin embargo, para ambos casos las condiciones en la desembocadura del río Pánuco al Golfo de México serán las mismas.

Desembocadura del río Pánuco al Golfo de México

El funcionamiento de la desembocadura del río Pánuco está determinado por las variaciones en el nivel medio del mar. Estas pueden ser inducidas tanto por la marea astronómica, como por la marea de tormenta inducida por frentes fríos o tormentas tropicales. Para las modelaciones aquí descritas, se consideraron para todos las avenidas con los diferentes periodos de retorno, dos condiciones de frontera asociadas al nivel del mar en la desembocadura del río Pánuco, las cuales son:

1. Descarga libre en la desembocadura, esto implica que el nivel del mar no sufre los efectos de una sobre elevación por la incidencia de marea de tormenta sobre la costa.
2. Sobre elevación del nivel medio del mar por la incidencia de marea de tormenta en la costa de Tampico. Esta última asociada a la frecuente presencia de ciclones tropicales en la zona de estudio.

La Tabla 4.1 resume las dos condiciones de frontera utilizadas para los diferentes periodos de retorno y flujo permanente.

Tr (años)	5	10	20	50	100	500	1 000
Nivel Medio Mar							
Descarga Libre	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Marea de tormenta (m)	2.95	3.36	3.76	4.28	4.67	5.57	5.95

Tabla 4.1 Condiciones de sobre elevación en la desembocadura del río Pánuco para los casos de flujo permanente para avenidas de diferentes periodos de retorno.

Para la simulación en flujo no permanente, fue necesario definir un registro temporal de nivel medio del mar para cada nivel de tormenta. Para ello se consideró un nivel inicial y final del evento de sobre elevación del nivel del mar de +1m, para dar lugar al nivel estimado en cada periodo de retorno (ej. Tr=1 000 años h=5.95m). La Figura 4.8 presenta las diferentes curvas temporales obtenidas para las sobre elevaciones por marea de tormenta, que fueron utilizadas para la definición de la condición de frontera en la desembocadura del río Pánuco. En todas las gráficas es posible apreciar que la condición de sobre elevación al inicio y final del evento es de 1

m, mientras que la condición pico coincide de forma temporal con el pico del hidrograma en ambos ríos.

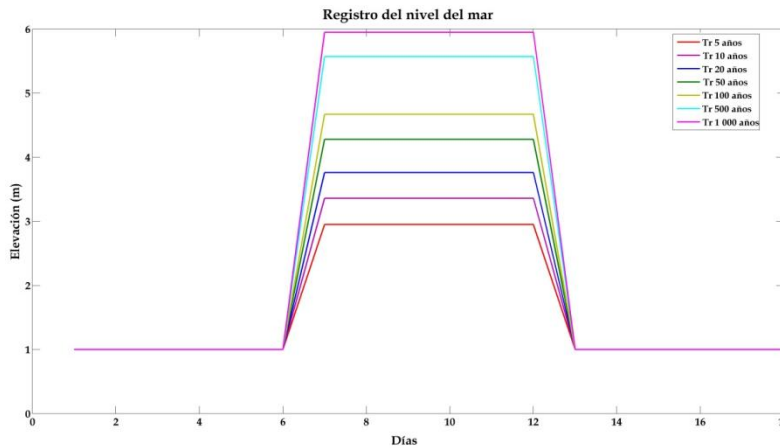


Figura 4.2 Ejemplo del registro del mar en la desembocadura del río Pánuco con diferentes periodos de retorno (5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1 000 años) para la condición de flujo no permanente.

Condiciones de frontera

Para la definición de los gastos de entrada bajo condiciones de flujo permanente, se utilizaron los gastos máximos asociados a los periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1 000 años. La Tabla 4.2 presenta un resumen de las condiciones de flujo definidas para ambos ríos.

Tr (años)	5	10	20	50	100	500	1 000
Condiciones de frontera							
Q Pánuco (m³/s)	4 700	5 787	6 579	7 535	8 209	9 836	10 230
Q Tamesí (m³/s)	1 420	2 222	3 012	3 954	4 631	6 168	6 822

Tabla 4.2 Condiciones de gasto en ambos ríos de la zona de estudio para diferentes periodos de retorno.

Para la simulación de flujo no permanente se considero el tránsito de hidrogramas de diseño a través de los cauces de ambos ríos Pánuco y Tamesí. Debido a que los escurrimientos en la

cuenca pueden ser generados, no por una lluvia aislada, sino por la ocurrencia de trenes de eventos consecutivos, similar a lo que pasó durante la inundación del año 1955.

Los hidrogramas utilizados para la modelación de los cauces se muestran en la Figura 4.2, el panel izquierdo presenta el hidrograma de diseño para el río Pánuco, mientras que el panel derecho corresponde al río Tamesí.

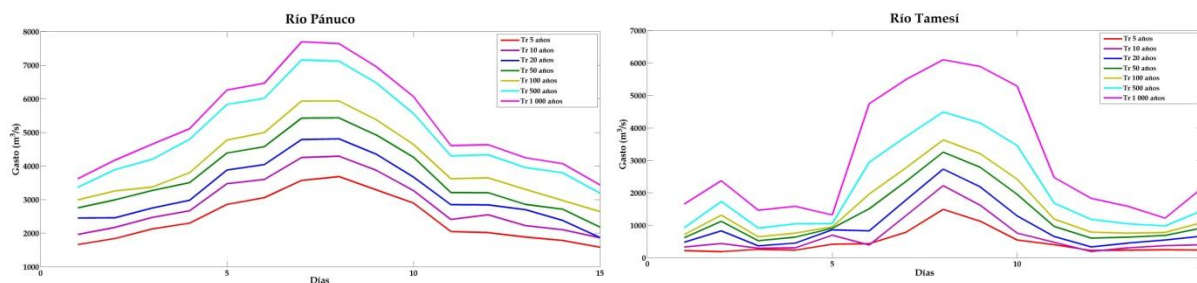


Figura 4.3 Avenidas de diseño para ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho), con diferentes periodos de retorno.

4.2 Validación del modelo

Para la validación del modelo numérico, se reprodujeron los eventos extraordinarios registrados en los años de 1955, 1967, 1976, 1984, 1988 y 1993 bajo el régimen de flujo permanente. De tal suerte, que si al reproducir los eventos pasados estos corresponden a un comportamiento similar al real entonces significa que el modelo se ha calibrado correctamente.

Los datos del caudal para la validación del modelo se tomaron de la Tabla 4.3 proporcionada por la empresa de Ingeniería para el Desarrollo Integral (INDISA).

CICLONES OCURRIDOS		R. TAMPAÓN	R. MOCTEZUMA	RÍO PÁNUCO					RÍO TAMESÍ	
A N O	NOMBRE DEL CICLÓN	GASTO (m ³ /s)	GASTO (m ³ /s)	GASTO (m ³ /s)		NIVELES (m s n m)			NIVELES en la zona lagunar	GASTO (m ³ /s)
		EST. PUJAL	AGUAS ARRIBA EST. LAS ADJUNTAS	EST. LAS ADJUNTAS	E. PÁNUCO	EST. LAS ADJUNTAS	EST. PÁNUCO	EST. BOMBAS 1	EST. PLANTA POTABILIZADORA	EST. MAGISCATZIN
1955	GLADYS, HILDA Y JANET (EN UN LAPSO DE 17 DÍAS)	6 052	3 948	10 000	-	22.08	9.12	5.85	4.50	2 950
1967	FERN	2 860	2 372	5 232	-	16.88	7.89	1.67	2.41	2 124
1976	VAGUADA	4 986	155	5 141	3 790	17.57	8.28	1.55	3.17	5 510
1984	ONDA TROPICAL	1 987	2 588	4 575	4 236	17.90	8.18	1.44	1.65	584
1988	DEBBY	1 625	2 305	3 930	3 170	17.29	7.01	0.97	1.49	1 190
1993	GERT	4 760	6 200	5 438	5 400	19.27	8.76	1.87	2.39	2 387

Tabla 4.3 Contenido de avenidas máximas registradas en los ríos Pánuco y sus afluentes y Río Tamesí y niveles alcanzados en los años ciclónicos (INDISA,2010)

Una vez realizada la descripción geométrica del sistema (Capítulo 2) y la definición de las condiciones de frontera, es posible determinar el comportamiento de los niveles en ambos ríos bajo las condiciones de forzamiento definidas por los eventos históricos de 1955, 1967, 1976, 1984, 1988 y 1993.

Para la definición del perfil a lo largo del río Pánuco, se dividió al cauce en dos secciones definidas a partir del punto donde confluyen ambos ríos. Así, el Pánuco quedó definido en dos tramos Pánuco 1, que hace referencia a la parte aguas arriba del río desde el punto de Ciudad

Valles hasta el punto de confluencia (ver Figura 4.4) y Pánuco 2, del punto de confluencia hasta la desembocadura del río hacia el mar.



Figura 4.4 Aguas arriba del punto de confluencia (amarillo) se nombra como Pánuco 1 y hacia aguas abajo Pánuco 2.

Para el río Tamesí, esta división no fue necesaria y el cauce del río quedó definido a partir de un solo tramo desde la zona de aguas arriba y hasta su confluencia con el río Pánuco (ver Figura 4.5).

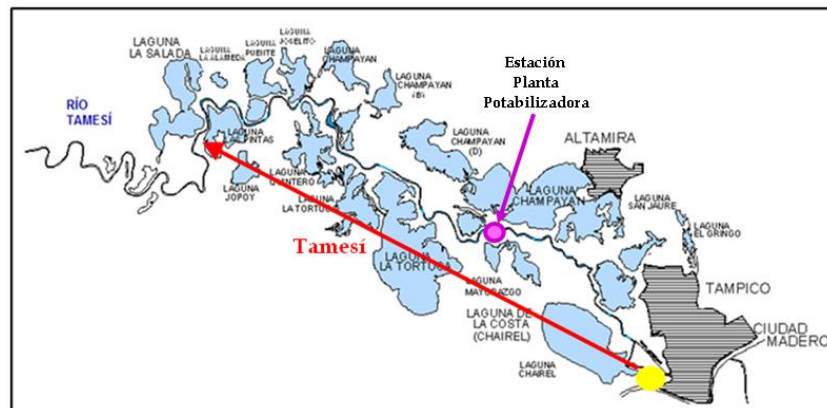


Figura 4.5 En el caso del río Tamesí, tomando el punto de confluencia hacia aguas arriba hasta la laguna La Salada se nombra como Tamesí

Para la definición de las condiciones de frontera en la desembocadura del río Pánuco, se utilizaron los niveles registrados en la estación Bombas (a 6km de la desembocadura) y por medio de la ecuación de la energía se determinó el nivel en la desembocadura del río. Mientras que para los caudales de entrada en ambos ríos se utilizaron los gastos estimados para cada

escenario simulado, en la Tabla 4.3 se presentan los niveles para cada escenario en la estación Bombas.

4.2.1 Resultados

En esta sección se presentan los resultados de la validación para condiciones de flujo permanente y con las avenidas máximas extraordinarias de los años 1955, 1967, 1976, 1984, 1988 y 1993.

En la Tabla 4.4 se reportan los valores de los niveles de superficie libre que se obtuvieron a lo largo del cauce de los ríos Pánuco y Tamesí. En el primer caso, se obtuvieron valores de superficie libre en las Estaciones hidrométricas de las Adjuntas y Pánuco (ver Figura 4.4), mientras que para el río Tamesí se tomó la medición en la Estación Planta Potabilizadora (Ver Figura 4.5).

AÑO DEL EVENTO	NIVELES REGISTRADOS (m)			NIVELES OBTENIDOS EN MODELACIÓN (m)		
	RÍO PÁNUCO		RÍO TAMESÍ	RÍO PÁNUCO		RÍO TAMESÍ
	Estación Adjuntas	Estación Bombas	Estación Planta Potabilizadora	Estación Adjuntas	Estación Bombas	Estación Planta Potabilizadora
1955	22.08	5.85	4.50	22.80	5.42	5.28
1967	16.88	1.67	2.41	18.28	1.36	2.65
1976	17.57	1.55	3.17	18.17	1.63	2.86
1984	17.90	1.44	1.65	17.43	1.77	2.17
1988	17.29	0.97	1.49	16.43	1.03	1.84
1993	19.27	1.87	2.39	20.45	2.29	2.44

Tabla 4.4 Niveles registrados en los eventos máximos extraordinarios y obtenidos a partir de la modelación numérica.

Tal y como se reporta en la Tabla 4.4, para los eventos de 1955, 1967, 1976 y 1993, existe un pequeño aumento en los niveles registrados en Adjuntas. Sin embargo, para el punto de la estación Bombas, el aumento en los niveles se presentó para los años 1984, 1988 y 1993.

Para los eventos extraordinarios de 1984 y 1988, los resultados a partir de la modelación numérica son menores que los registrados; se tiene que para 1984 el valor del nivel calculado es de 17.43m y la E.H Adjuntas registró 17.90m, para el evento de 1988 se determinó el nivel de 16.43m y la E.H Adjuntas registró 17.29m.

Para el caso del río Tamesí, observamos que para todos los eventos simulados, exceptuando al evento de 1976, se presenta un aumento en los niveles. Dicha diferencia oscila entre 0.05m y 0.83m, la diferencia de 0.05m se presenta para el evento de 1993. Para el caso de 1976 se tiene una disminución en el nivel de superficie libre de 0.31m

4.3 Tránsito de avenidas de diseño en condiciones de flujo permanente

En esta sección se presentan los resultados de la modelación numérica bajo la condición de flujo permanente para los diferentes periodos de retorno de las avenidas, agrupados en función de la condición de frontera en la desembocadura. Para todos los casos, se presentan los perfiles de superficie libre a lo largo de los ríos Pánuco y Tamesí.

Para el reporte de los niveles en ambos ríos, se seleccionaron puntos estratégicos a lo largo de los cauces con el propósito de reportar los niveles registrados bajo cada una de las condiciones de forzamiento. Los puntos seleccionados se reportan en la Figura 4.6, en color verde para el río Tamesí y en azul para el río Pánuco.

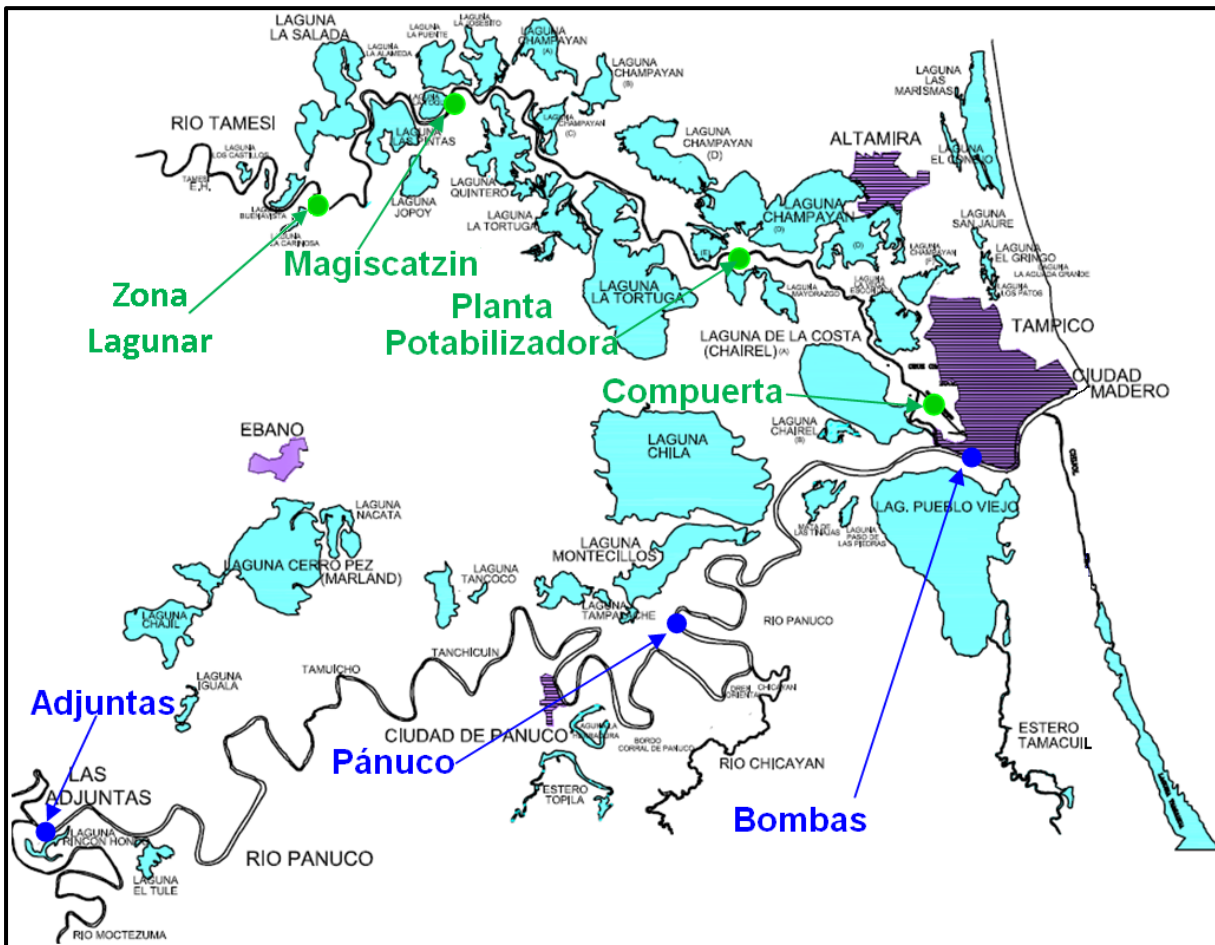


Figura 4.6 Puntos de análisis en el sistema del Pánuco-Tamesí, para los niveles del río bajo las condiciones de flujo permanente (azul-puntos en el río Pánuco, verde-puntos en el río Tamesí).

La Tabla 4.5 presenta un resumen de los resultados respecto a los niveles registrados en ambos ríos para cada avenida y para cada condición de contorno utilizada en la desembocadura. De acuerdo con los resultados que se muestran para estas condiciones de flujo, se observa que para el río Pánuco los niveles de superficie libre aguas arriba de la desembocadura varían de forma insignificante respecto a las condiciones de frontera (nivel del mar en la desembocadura) que rigen la salida al Golfo de México del río Pánuco. Si se observa el nivel reportado en la estación Pánuco para un periodo de retorno de 100 años observamos que para el caso de descarga libre se tiene un valor de 13.18m, mientras que para el caso de marea de tormenta en este mismo punto tiene un valor de 13.27m la diferencia es de 0.09m por lo que se concluye que no difieren mucho. Para el río Tamesí los niveles de superficie libre presentan un incremento mayor aguas arriba de

la desembocadura, por ejemplo para un periodo de retorno de 100 años para la Estación Magiscatzin se tiene un nivel de superficie libre de 4.53m para el caso de descarga libre, mientras que para el mismo punto en condición de marea de tormenta se tiene un nivel de superficie libre de 5.09m por lo que la diferencia es de 0.56m considerablemente mayor que la diferencia presentada en el río Pánuco.

Por otro lado, los niveles en los puntos de análisis de Estación Bombas en el río Pánuco y Compuerta en el río Tamesí aumentan considerablemente con la presencia de la marea de tormenta. Tal y como reporta los niveles registrados en el punto Estación Bombas para el río Pánuco, en el que para la avenida de periodo de retorno de 10 años se registra un nivel de superficie libre de 0.49m bajo condiciones de descarga libre en la desembocadura y 3.43m con la presencia de una marea de tormenta. Para el caso del río Tamesí en el punto Compuerta se registra un nivel de superficie libre de 1.64m bajo condiciones de descarga libre en la desembocadura y 3.36m con la presencia de una marea de tormenta.

Periodos de retorno (años)		5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000
Nivel medio del mar (m)		Descarga libre							2.95	3.36	3.76	4.28	4.67	5.57	5.95
Río Pánuco	Estación Adjuntas	17.59	18.91	19.74	20.67	21.28	22.38	22.97	17.60	18.92	19.75	20.67	21.29	22.67	22.98
	Estación Pánuco	9.93	11.05	11.77	12.58	13.18	14.37	14.64	10.01	11.12	11.85	12.66	13.27	14.48	14.76
	Estación Bombas	0.39	0.49	0.58	0.75	1.86	2.32	2.46	3.02	3.43	3.83	4.35	4.90	5.75	6.10
Río Tamesí	Zona lagunar	6.38	8.02	9.03	10.18	10.91	12.34	13.02	6.58	7.92	9.04	10.11	10.83	12.38	12.98
	Estación Magiscatzin	3.99	4.81	4.77	5.16	4.53	4.82	5.23	4.50	4.69	4.87	4.95	5.09	5.67	6.00
	Planta Potabilizadora	1.73	2.84	2.58	3.06	1.68	2.70	2.71	3.27	3.36	3.76	4.28	4.77	5.63	5.99
	Compuerta	0.85	1.64	1.52	1.83	0.90	1.65	1.35	2.97	3.36	3.76	4.28	4.77	5.63	5.99

Tabla 4.5 Resumen de resultados de niveles, en metros, calculados bajo las condiciones de flujo permanente para todas las avenidas y con las dos condiciones de frontera en la desembocadura del río Pánuco al Golfo de México.

Estos resultados confirman que los escenarios de inundación de la cuenca baja del río Pánuco, están principalmente dominados por la condición de sobre elevación del nivel del mar por la

presencia de una marea de tormenta más que por la condición de gasto que transita en ambos ríos. En consecuencia es necesario realizar una evaluación de los riesgos asociados a la incidencia de estos fenómenos meteorológicos sobre esta región.

Otro resultado notable de los que se presentan en la Tabla 4.5, corresponde a los niveles que se observan aguas arriba de ambos ríos (Pánuco y Tamesí), donde se observa una predominancia de las condiciones de gasto en los ríos para la determinación de los niveles en los ríos. Este resultado está físicamente muy apegado a la realidad, ya que en estos puntos las condiciones fluviales son dominantes.

Con el propósito de presentar de forma concisa la información de todas las simulaciones numéricas realizadas, la Figura 4.7 presenta un resumen de todos los perfiles de elevación de superficie libre a lo largo del cauce de los ríos Pánuco y Tamesí, bajo todas las avenidas de diseño ($T_r = 5, 10, 20, 50, 100, 500$ y $1\ 000$ años) considerando una descarga libre en la desembocadura del río Pánuco. Mientras que la Figura 4.8 ilustra los mismos perfiles para ambos ríos y las mismas avenidas de diseño considerando la presencia de una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco.

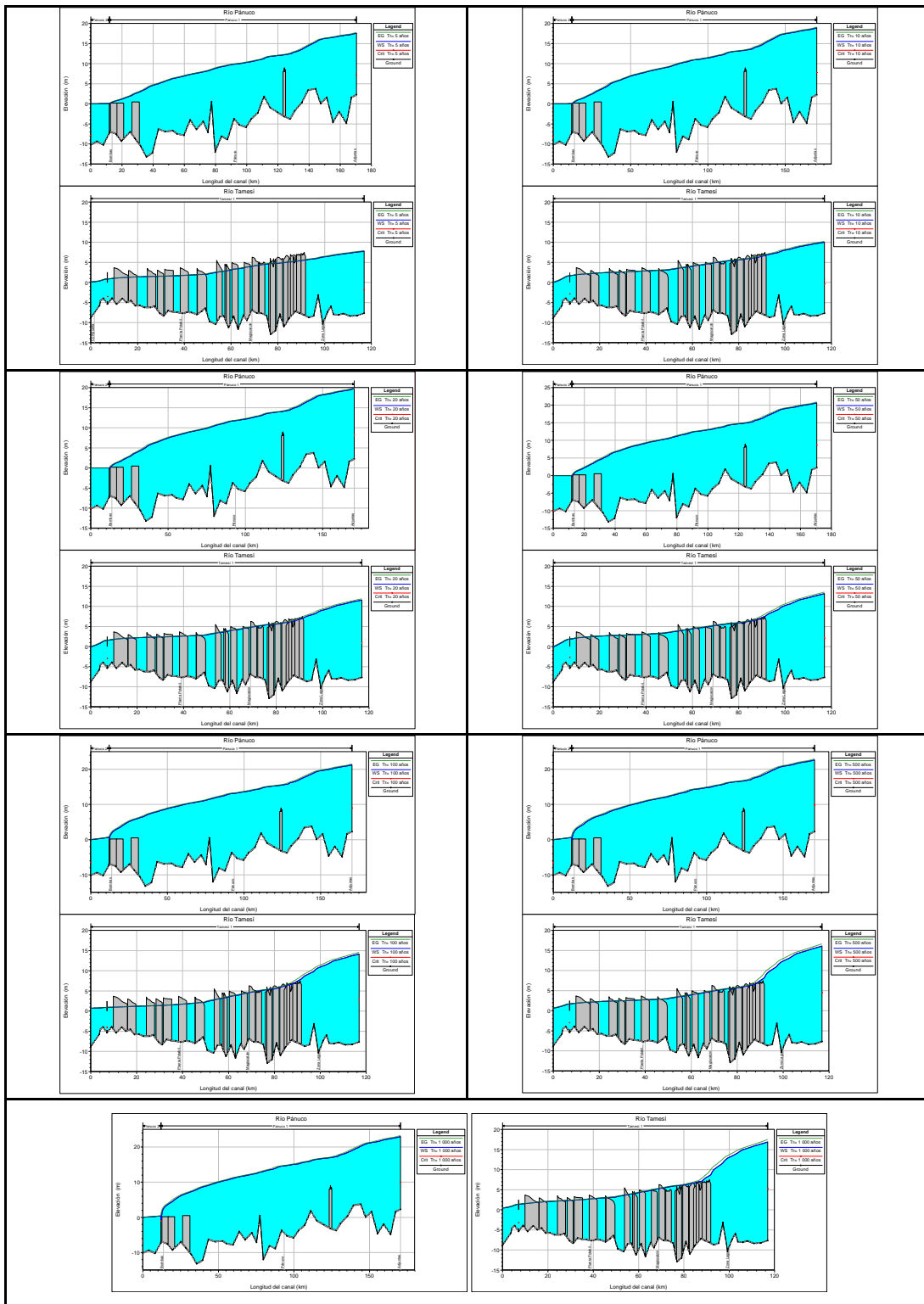


Figura 4.7 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (superior e izquierdo) y Tamesi (inferior y derecho) bajo las diferentes avenidas de diseño consideradas en flujo permanente $Tr= 5, 10, 20, 50, 100, 500$ y $1\ 000$ años con descarga libre al Golfo.

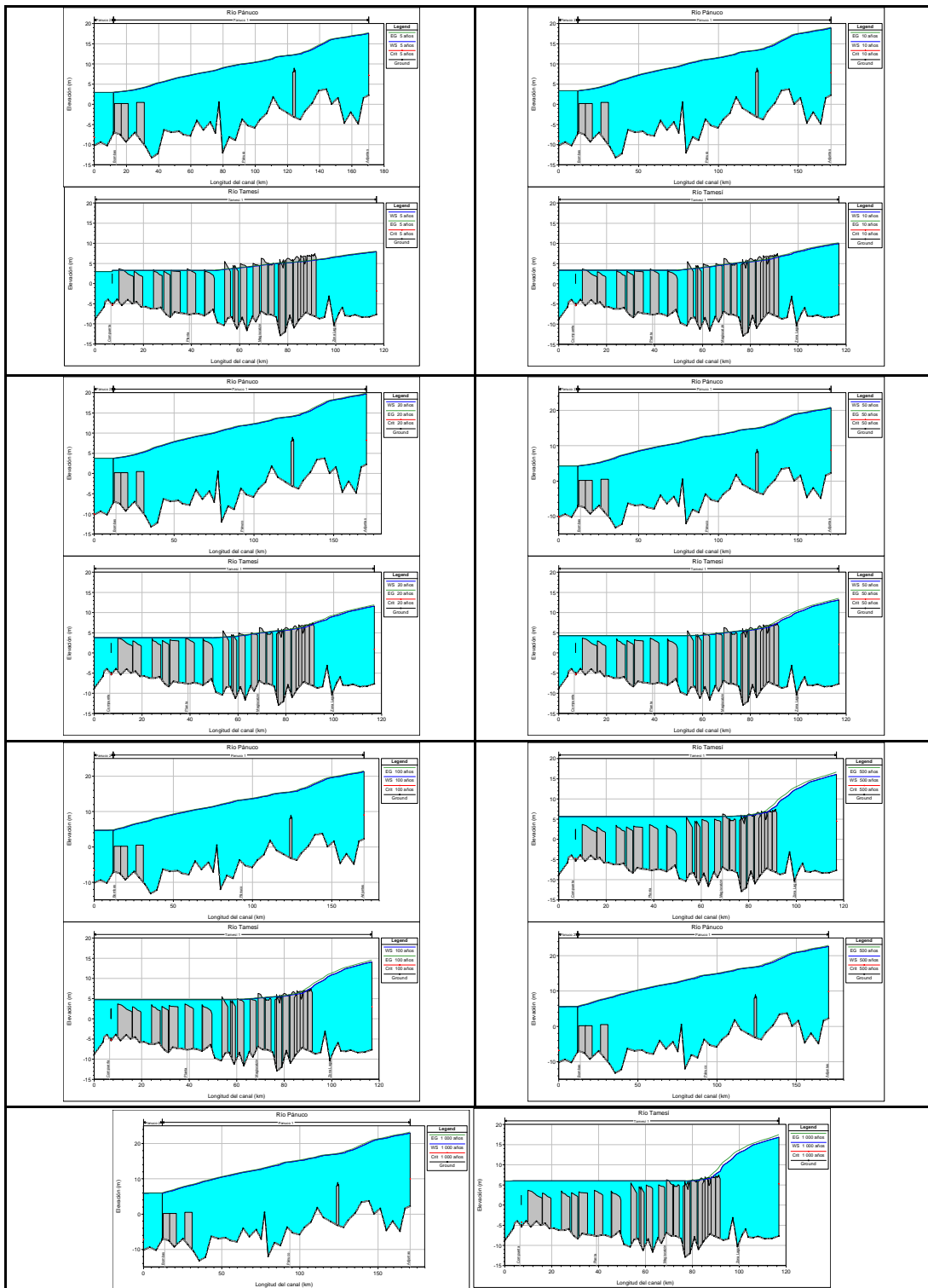


Figura 4.8 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (superior e izquierdo) y Tamesí (inferior y derecho) bajo las diferentes avenidas de diseño consideradas en flujo permanente $Tr= 5, 10, 20, 50, 100, 500$ y $1\ 000$ años con sobre elevación por la presencia de marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México.

4.4 Tránsito de avenidas de diseño en condiciones de flujo no permanente

En esta sección se presentan los resultados considerando que las avenidas en ambos ríos (Pánuco y Tamesí) no son simultáneas, es decir, que las avenidas de ambos ríos no se presentan al mismo tiempo. Para ello, se reduce la magnitud del pico de las avenidas por un factor determinado (Pedrozo *et al*, 2011).

En todos los casos, se generaron figuras de evolución espacial de los perfiles de superficie libre a lo largo de ambos ríos que componen el sistema (Pánuco y Tamesí). En virtud de que las condiciones del flujo son variables en el tiempo, se presentan los mapas de superficie libre para tres instantes clave a lo largo de la simulación numérica, el primero es el nivel máximo de superficie libre alcanzado durante la simulación, el cual es importante ya que nos permite conocer los niveles máximos que alcanzara el río en una avenida de esta magnitud y así poder preverlo con algún tipo de estructura. El segundo punto asociado al paso del pico del hidrograma, a los siete días de iniciado el evento, y por último al final del mismo antes de que termine la simulación (día 14).

Por otra parte se presentan los resultados de los niveles en ambos ríos en los mismos puntos estratégicos utilizados para los resultados de flujo permanente y para los mismos instantes clave de los perfiles. Los puntos seleccionados se reportaron en la Figura 4.6, en color verde para el río Tamesí y en azul para el río Pánuco. Del mismo modo, se consideraron dos condiciones de frontera en la desembocadura al Golfo de México una a descarga libre y la segunda considerando la presencia de una sobre elevación por marea de tormenta. Para esta condición se consideraron los hidrogramas de la Figura 4.3.

En la Tabla 4.6 se presenta un resumen de los resultados respecto a la condición de frontera de descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para los tres instantes de interés, niveles máximos de superficie libre, durante el pico del hidrograma y al final de la simulación. Los resultados obtenidos indican que durante el pico del hidrograma se presenta un incremento considerable en los niveles de superficie libre aguas arriba de ambos ríos. En contraste, para ambos ríos aguas abajo se presenta un incremento de los niveles de superficie libre en ambos

ríos después de que el pico del hidrograma tuvo lugar. Este fenómeno se da como resultado del tránsito de la avenida hacia la zona de la desembocadura del río Pánuco, lo que hace que los niveles en las cercanías de la desembocadura se incrementen para ambos ríos (Compuerta en Tamesí y Bombas en Pánuco).

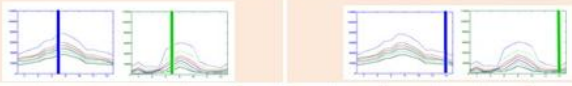
Tiempo de simulación en el que se reportan niveles		Niveles Máximo																				
		5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000
Río Pánuco	Estación Adjuntas	15.77	16.76	17.49	18.29	18.87	20.20	20.77	15.73	16.72	17.45	18.25	18.83	20.16	20.72	11.80	12.66	12.94	13.71	14.66	15.88	16.37
	Estación Pánuco	9.10	9.78	10.37	11.11	11.63	12.94	13.53	8.53	9.32	9.81	10.46	10.90	12.10	12.63	7.69	8.65	9.39	10.00	10.58	11.75	12.23
	Estación Bombas	1.46	1.79	2.15	2.62	3.02	3.71	3.97	0.71	0.95	1.16	1.41	1.55	1.95	2.14	1.36	1.73	2.20	2.59	2.98	3.58	3.79
Río Tamesí	Zona Lagunar	6.46	7.71	8.47	9.18	9.65	10.63	11.04	6.43	7.67	8.45	9.17	9.63	10.61	11.03	2.45	3.08	4.34	5.31	5.94	6.75	7.10
	Estación Magiscatzin	4.09	4.30	4.47	4.68	5.05	5.64	5.83	4.09	4.30	4.37	4.55	4.61	5.06	5.21	2.21	2.55	3.41	4.00	4.37	4.79	4.89
	Planta Potabilizadora	2.32	2.45	2.94	3.45	3.86	4.57	4.76	2.30	2.33	2.42	2.52	2.53	2.65	2.83	2.04	2.19	2.81	3.38	3.79	4.19	4.30
	Compuerta	1.61	1.80	2.16	2.62	3.02	3.74	3.99	1.47	1.53	1.63	1.75	1.79	1.97	2.16	1.56	1.75	2.13	2.58	2.99	3.60	3.80

Tabla 4.6 Resumen de resultados de niveles de superficie libre bajo las condiciones de flujo no permanente, con condición de descarga libre en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en m).

Para el caso de los niveles máximos se tiene el mismo comportamiento, para aguas arriba de ambos ríos los niveles son mayores que en la desembocadura. Sin embargo, los puntos en la desembocadura de ambos ríos (Estación Bombas y Compuerta) se puede observar que los niveles máximos y los niveles al final de la simulación son muy similares ya que existe una mínima variación entre ellos. Por ejemplo, para un periodo de retorno de cinco años se tienen en la desembocadura del río Pánuco un nivel máximo de 1.46m, mientras que al final de la simulación se tiene un nivel de 1.36m lo cual da una diferencia de 0.10m. En el caso del río Tamesí para el mismo periodo de retorno se tiene un nivel máximo de 1.61m y al final de la simulación un nivel de 1.56m dando una diferencia de 0.05m.

Para completar la información de la Tabla 4.6, se presenta para todos los periodos de retorno, los perfiles de elevación obtenidos en ambos ríos de niveles máximos, durante el pico del hidrograma y rumbo al final de la simulación numérica. La Figura 4.9 muestra los resultados para las avenidas de $Tr=5, 10$ y 20 años, la Figura 4.10 ilustra los perfiles para las avenidas de $Tr=50, 100$ y 500 años y por último la Figura 4.11 presenta el perfil para un $Tr=1\ 000$ años.

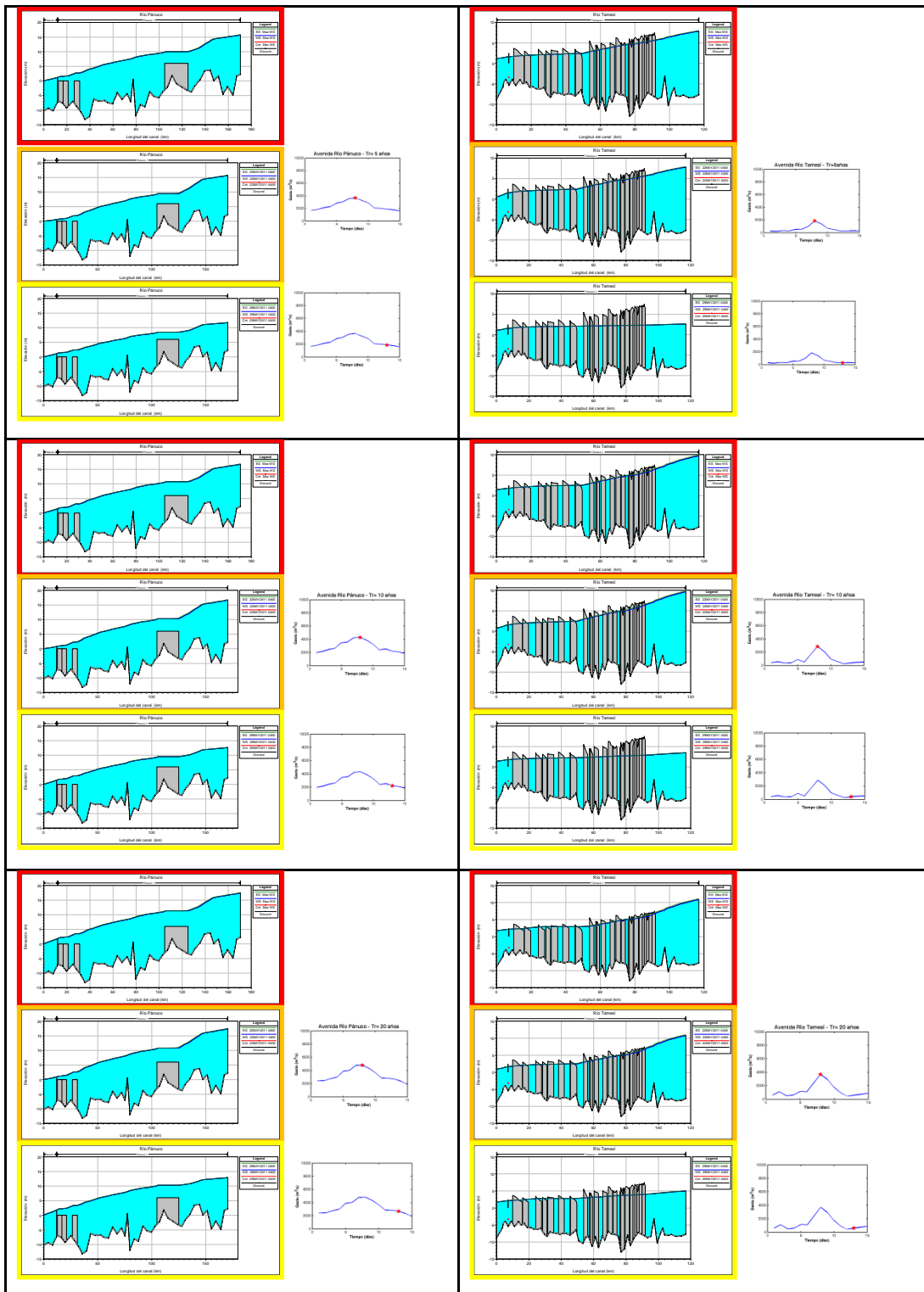


Figura 4.9 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre al Golfo de México para $Tr=5, 10$ y 20 años.

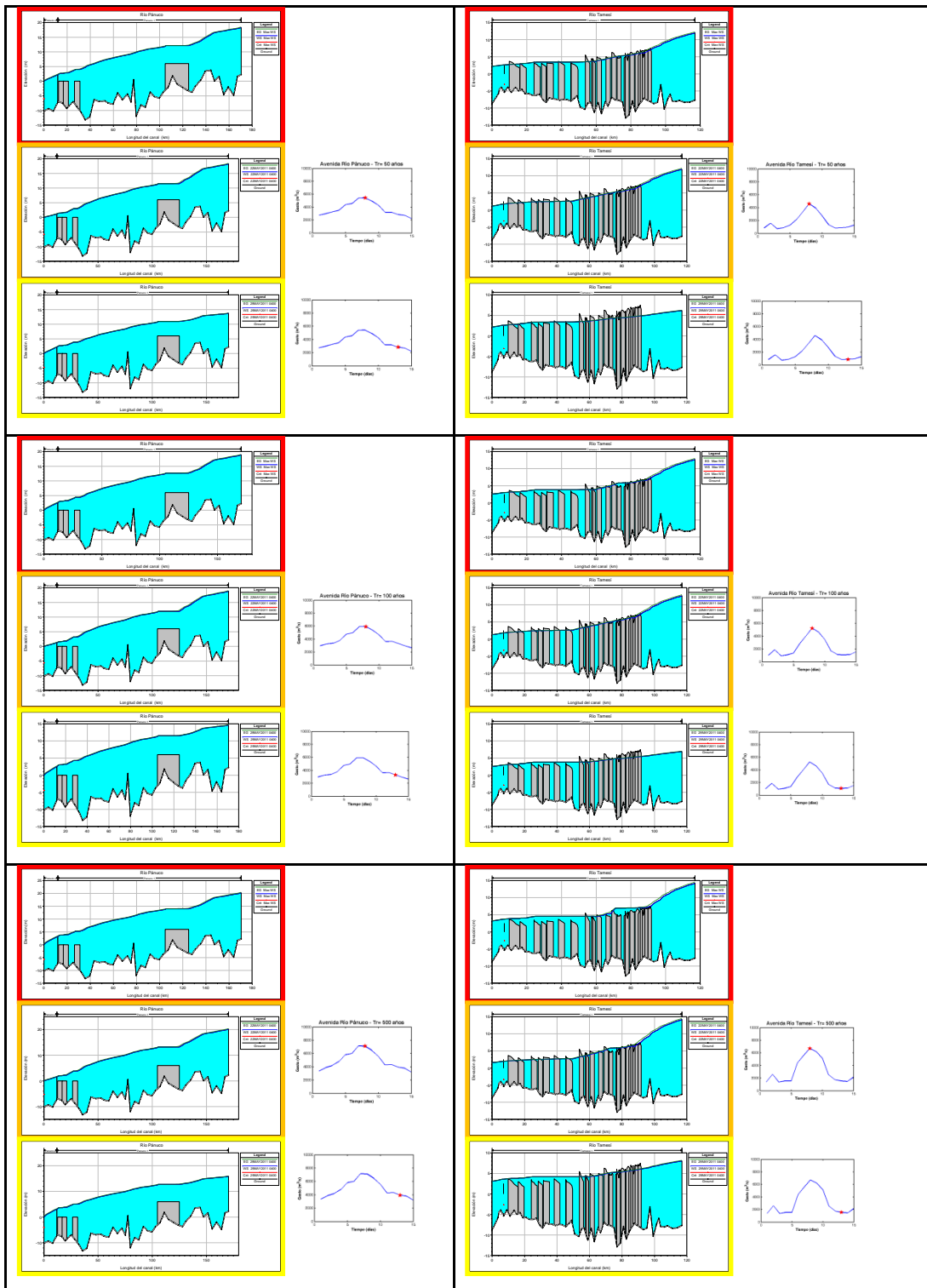


Figura 4.10 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre al Golfo de México para $Tr= 50, 100$ y 500 años.

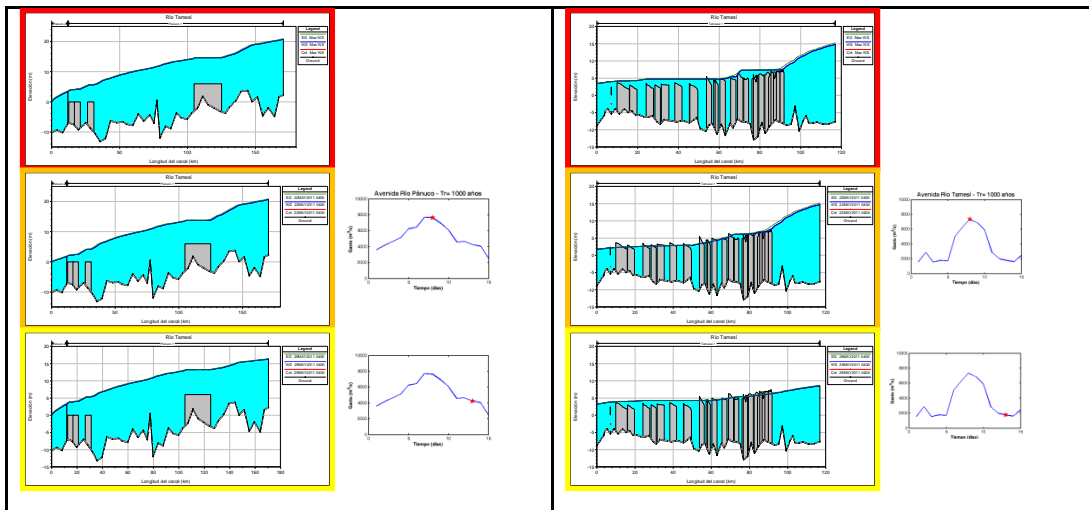


Figura 4.11 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre al Golfo de México para $Tr=1000$ años.

La Tabla 4.7 presenta un resumen de los resultados bajo las condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura. Los resultados se presentan para todas las avenidas con diferente periodo de retorno y para los tres tiempos clave, el primero el nivel máximo de superficie máxima, otro durante el paso del gasto pico para cada avenida y rumbo al final de la simulación numérica (ej. una vez que el nivel en la desembocadura regresó a +1m). En particular se presentan resultados de nivel de superficie libre, a lo largo del cauce de ambos ríos, en los mismos puntos estratégicos utilizados en los casos anteriores.

Los resultados indican que durante el pico del hidrograma, se presenta un incremento considerable en los niveles de superficie libre aguas arriba de ambos ríos. Lo mismo ocurre en la zona de aguas abajo de los ríos donde se registran incrementos considerables en respuesta a la sobre elevación de la marea de tormenta. Hacia el final de la simulación numérica, se aprecia una pequeña disminución en los niveles de superficie libre a lo largo del cauce en ambos ríos. Dado que el pico de marea de tormenta ya pasó, esto indica que la avenida es la responsable de la magnitud de estas elevaciones en la región de la desembocadura del río.

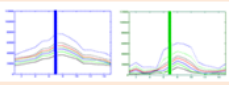
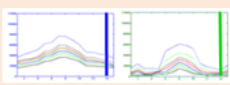
Tiempo de simulación en el que se reportan niveles		Niveles Máximo																				
																						
Periodos de retorno (años)		5	10	20	50	100	500	1000	5	10	20	50	100	500	1000	5	10	20	50	100	500	1000
Río Pánuco	Estación Adjuntas	15.78	16.77	17.90	18.29	18.88	20.21	20.77	15.74	16.72	17.45	18.25	18.84	20.16	20.73	11.83	12.70	12.97	13.74	14.69	15.93	16.43
	Estación Pánuco	9.18	9.86	10.46	11.22	11.84	13.11	13.72	8.61	9.39	9.88	10.53	10.99	12.20	12.75	7.81	8.87	9.49	10.10	10.70	11.98	12.41
	Estación Bombas	3.29	3.81	4.26	4.74	5.11	5.95	6.36	3.07	3.48	3.87	4.38	4.74	5.65	6.03	2.38	2.77	3.10	3.40	3.67	4.49	4.85
Río Tamesí	Zona Lagunar	6.46	7.71	8.47	9.18	9.65	10.63	11.04	6.44	7.67	8.45	9.17	9.63	10.61	11.03	3.24	3.77	4.77	5.62	6.05	7.11	7.56
	Estación Magiscatzin	4.11	4.31	4.54	4.93	5.20	5.83	6.35	4.10	4.31	4.40	4.59	4.66	5.09	5.25	3.07	3.50	3.98	4.35	4.74	5.73	6.21
	Planta Potabilizadora	3.27	3.84	4.27	4.65	4.91	5.79	6.32	2.49	2.55	2.76	3.04	3.44	4.01	4.36	2.98	3.38	3.70	3.97	4.40	5.68	6.16
	Compuerta	3.27	3.80	4.24	4.72	5.09	5.93	6.34	3.06	3.47	3.84	4.37	4.75	5.64	6.02	2.36	2.76	3.06	3.36	3.66	4.52	4.86

Tabla 4.7 Resumen de resultados de niveles estimados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con las condiciones de marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en m.)

De hecho, si se comparan los resultados en condiciones de descarga libre (Tabla 4.6) con aquellos considerados en la Tabla 4.7, se observa un pequeño incremento en los niveles registrados en condiciones de marea de tormenta, para los niveles durante el pico del hidrograma y aquellos al final del mismo.

Este resultado indica que la marea de tormenta puede jugar un papel dominante en la duración del evento de inundación y su magnitud en la cercanía de la desembocadura del río.

De acuerdo con los datos de nivel de superficie libre que se reportan en el pico del hidrograma, es evidente (en concordancia con los resultados de flujo uniforme) que los valores reportados aguas arriba (dos primeros puntos) a lo largo del cauce del río Tamesí, no varían de forma significativa en función del valor de elevación del nivel del mar en la desembocadura al Golfo de México. Sin embargo, los niveles registrados en el punto conocido como Compuerta, ubicado cerca de la confluencia del río Tamesí con el río Pánuco indican que para los periodos de retorno más pequeños existe un remanso considerable de agua (de 1.47m con descarga libre, se incrementa el valor a 3.06m con incidencia de marea de tormenta). Así, en función de este resultado, es posible concluir que las condiciones de marea de tormenta en la desembocadura tienen cierta influencia en los niveles aguas abajo del río Tamesí. Lo que a su vez confirma la

vulnerabilidad de este río ante la intrusión salina por incidencia de estos eventos meteorológicos en la desembocadura del Pánuco.

Por lo que respecta a los niveles registrados a lo largo del río Pánuco, se hace también evidente que la presencia de marea de tormenta en la desembocadura, incrementa los niveles registrados en la descarga del río y en el punto conocido como Estación Bombas. Mientras que los puntos ubicados aguas arriba en el río, no registran cambios considerables por lo que se puede concluir que los niveles en estos puntos están en función directa de la avenida que transita por el río.

Este resultado confirma que los niveles aguas arriba de ambos ríos son función exclusiva de las avenidas transitadas a través de los cauces, mientras que los niveles aguas abajo están expuestos a cierta influencia por la sobre elevación del nivel del mar resultado de la incidencia de marea de tormenta en la desembocadura. Esto se concluye a partir del cambio de niveles registrado en la Estación Bombas, en la que para citar un ejemplo para la avenida de diseño con un periodo de retorno de 50 años, y en condición de descarga libre, se tiene un nivel de superficie libre en 1.41m mientras que en condición de marea de tormenta se alcanza un nivel de 4.38 m. La diferencia observada entre estos dos niveles (2.97m) es consecuencia directa de la presencia de la marea de tormenta en la desembocadura que se registra para la segunda condición.

Con el propósito de complementar de forma gráfica la información que se presenta en la Tabla 4.7, las Figuras 4.12, 4.13 y 4.14 presentan los perfiles de elevaciones en ambos ríos (Pánuco y Tamesí) bajo las diferentes avenidas de diseño en flujo no permanente periodos de retorno de 5, 10 y 20 años (Figura 4.12); 50, 100 y 500 años (Figura 4.13) y 1 000 años (Figura 4.14).

En todos los resultados se considera la presencia de una sobre elevación por la incidencia de marea de tormenta sobre la desembocadura del río Pánuco. Dado que las condiciones de flujo simuladas son no permanentes, se ilustran para todos los periodos de retorno, tres resultados gráficos del perfil de elevaciones, correspondientes al nivel máximo alcanzado, al paso del pico del hidrograma y al final del tránsito de la avenida.

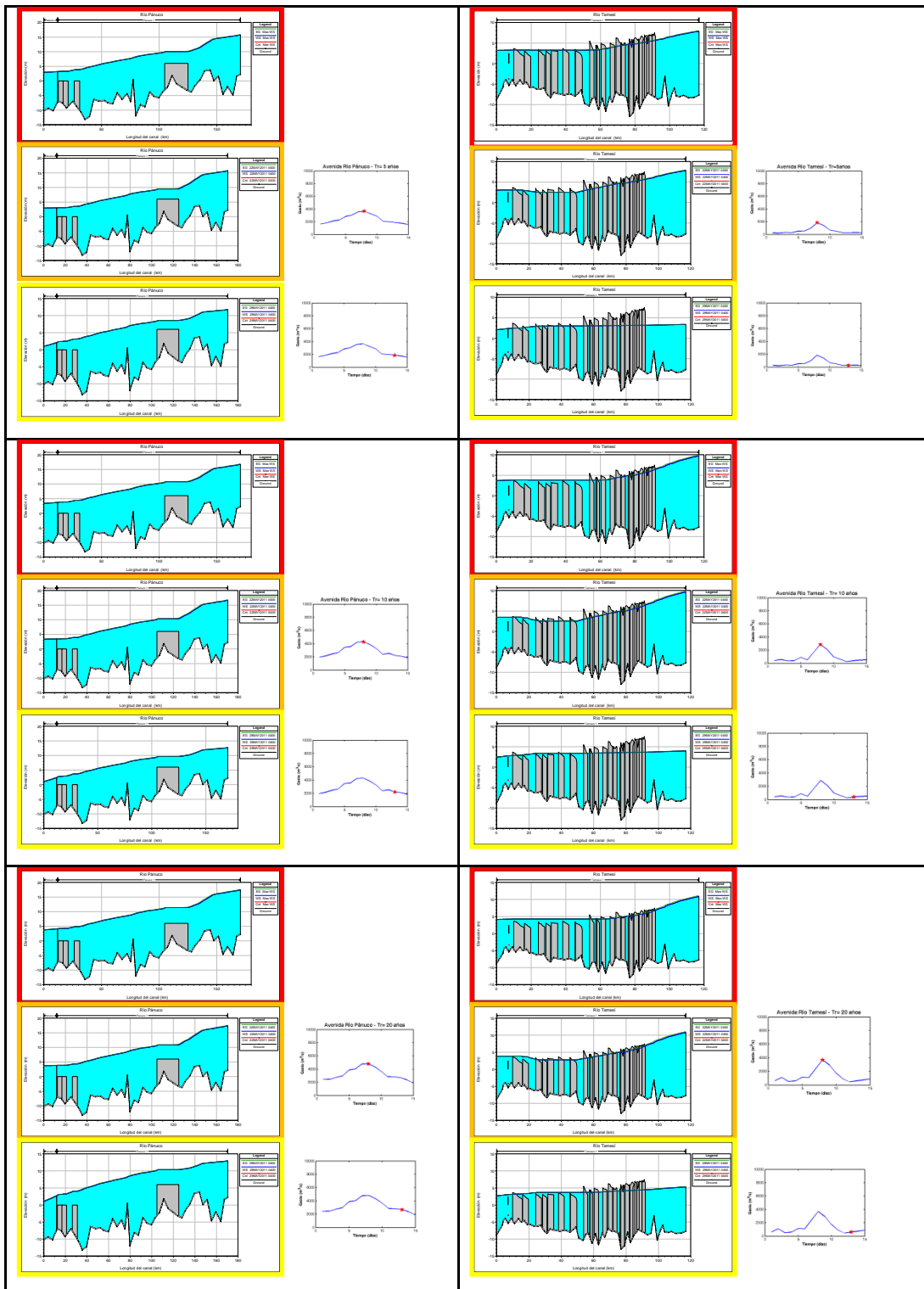


Figura 4.12 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5, 10$ y 20 años.

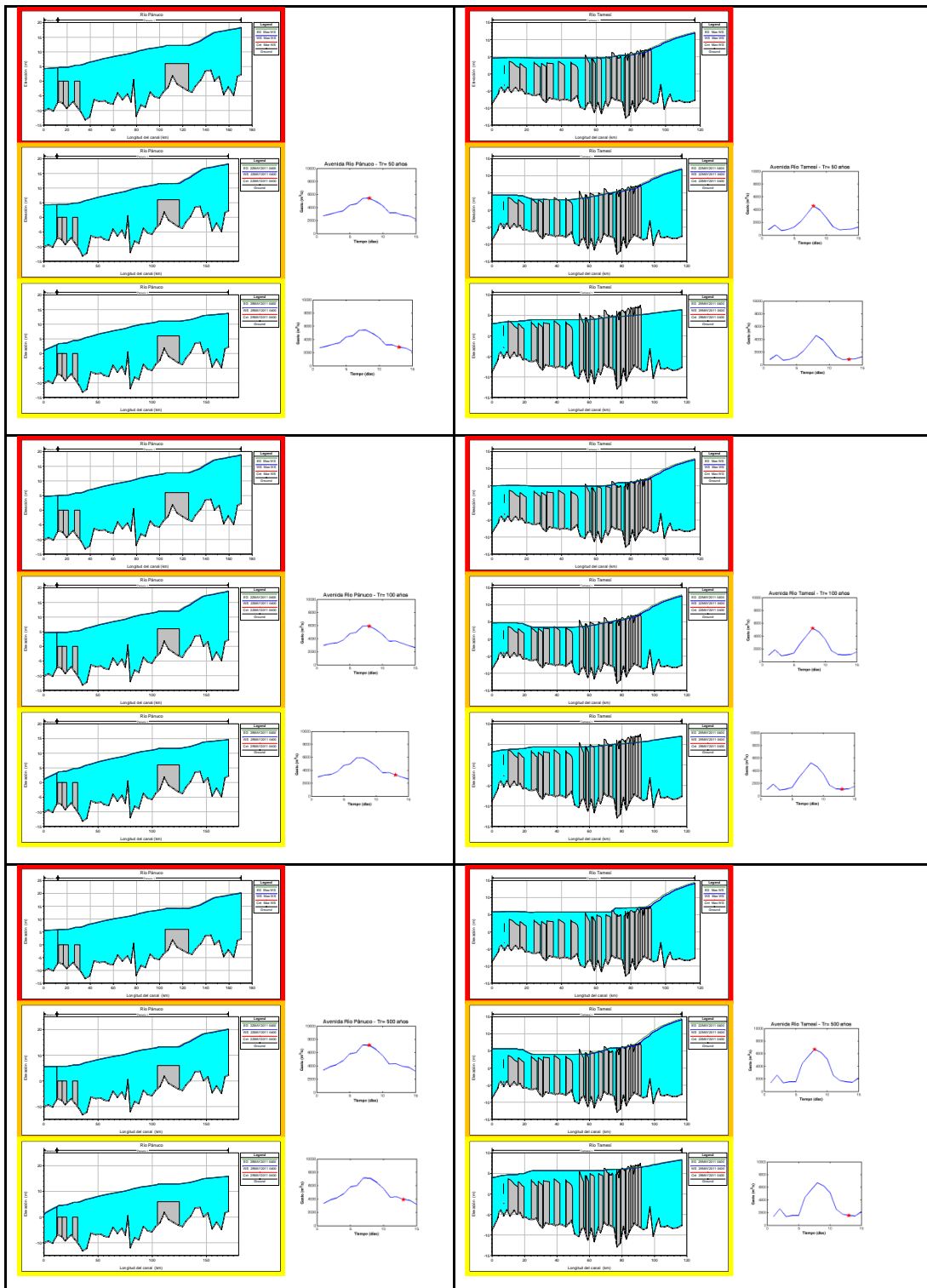


Figura 4.13 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr = 50, 100$ y 500 años.

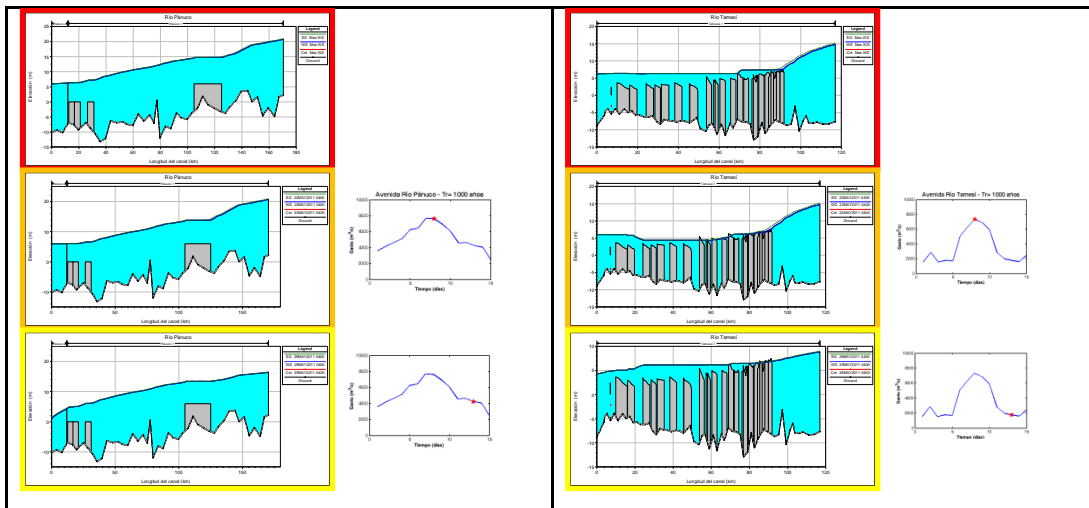


Figura 4.14 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr=1000$ años.

4.5 Propuestas de alternativas de alivio

En esta sección se presentan cuatro alternativas para lograr la protección de la población en la cuenca del Río Pánuco contra inundaciones, de tal suerte que los niveles registrados a lo largo del río sean abatidos y no constituyan un peligro para las zonas urbanas de Tampico y Pueblo Viejo. La primera de ellas considera un canal de alivio del río Pánuco hacia la laguna Tamiahua. En la segunda alternativa, se propone un canal de alivio en la laguna de Champayán, en la margen del río Tamesí que tiene como propósito la descarga del exceso de agua hacia el Golfo de México. La tercera alternativa comprende la Presa Pujal-Coy, la cual se localizaría aguas arriba del río Pánuco debajo de Ciudad Valles. Por último, la cuarta alternativa comprende una combinación de las tres alternativas antes mencionadas (Pedrozo *et al*, 2011).

En la Figura 4.15 se presenta de manera esquemática, la ubicación de dichas alternativas. En color morado se tiene la alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la laguna Tamiahua, en rojo la alternativa del canal de alivio del río Tamesí al Golfo de México y por último, en verde la Presa Pujal-Coy.

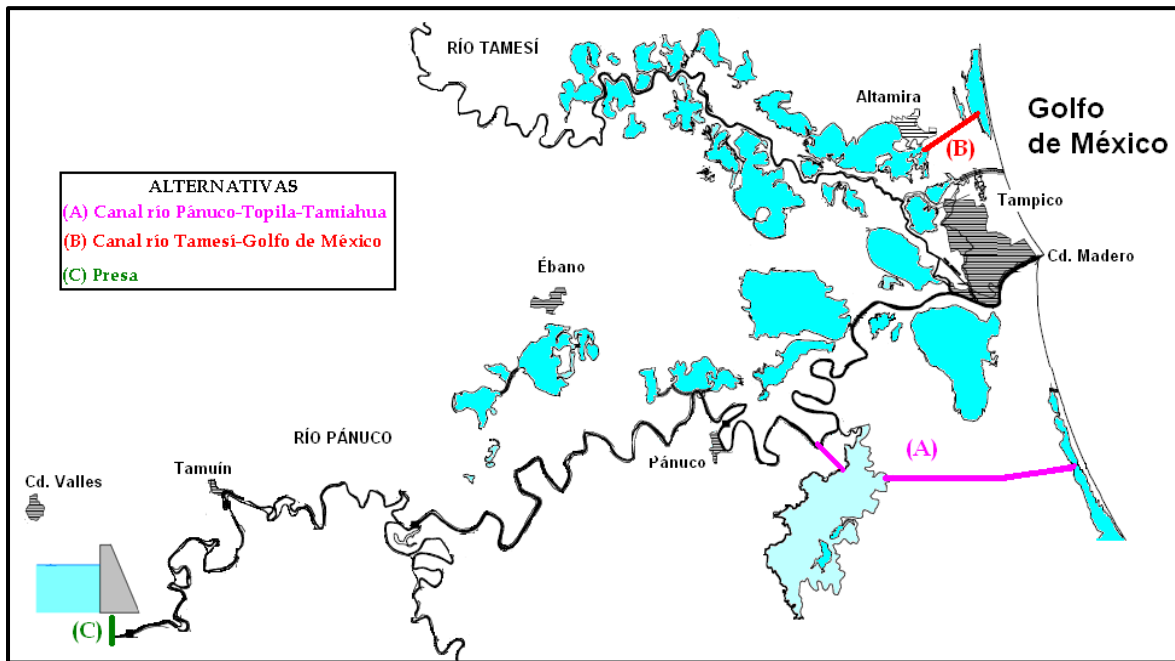


Figura 4.15 Trayectoria de las alternativas propuestas en el sistema Pánuco-Tamesí para la condición de flujo no permanente.

La modelación numérica de dichas alternativas se realizó bajo la condición de flujo no permanente, asociados al tránsito de avenidas con periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1 000 años. Adicionalmente, con el propósito de realizar un diagnóstico bajo las peores condiciones que se pueden presentar dentro del sistema, se considera la presencia de una sobre elevación del nivel medio del mar por la incidencia de marea de tormenta en la costa de Tampico. Esta última asociada a la frecuente presencia de ciclones tropicales en la zona de estudio.

De esta forma, los resultados se presentan de forma tabular agrupados en función de la condición de frontera utilizada en la desembocadura. Cabe resaltar que las diferencias entre ambos escenarios (actual y con la alternativa de estudio) se reportan de forma numérica con diferencias positivas o negativas, debajo del nivel de superficie libre registrado en cada simulación y en cada casilla. Además, para todos los casos se generaron figuras de evolución espacial de los perfiles de superficie libre a lo largo de los ríos que componen el sistema (Pánuco y Tamesí). Para el reporte de los niveles en ambos ríos, se seleccionaron los mismos puntos estratégicos a lo largo de los cauces de la condición de flujo no permanente.

A continuación se describe brevemente cada una de las alternativas propuestas, de tal suerte que la sobre elevación en ambos ríos no sea crítica y se presentan los resultados de la modelación para cada alternativa.

4.5.1 Canal de alivio del río Pánuco hacia la laguna Tamiahua.

Este canal se propone con el objetivo de derivar parte del caudal extraordinario del río Pánuco hacia la laguna de Topila y posteriormente hacia la laguna Tamiahua, en la parte norte del estado de Veracruz. Con la construcción de este canal se disminuirá la sobre elevación que se presenta en el río Pánuco a la altura del punto definido por la ubicación de la estación hidrométrica Bombas. Así la obra consiste en una medida constructiva para disminuir el riesgo de inundación de la zona urbana aledaña al río. El canal tiene una longitud de 23400m, un ancho de plantilla de 600m; carga de 5m y talud de 0.5:1.

La Figura 4.16 presenta la modificación del esquema geométrico que se define en el modelo unidimensional. En el sureste de dicho diagrama es evidente la ubicación de este canal de alivio.

Los resultados de estas simulaciones numéricas se presentan de forma resumida en forma tabular para tres instantes clave (nivel máximo, durante el pico del hidrograma y al final de la simulación). En la Tabla 4.8 se reportan los niveles registrados en ambos ríos para cada avenida y para descarga libre en la desembocadura, mientras que en la Tabla 4.9 se presentan los niveles de superficie libre en ambos ríos para cada avenida y con la condición de sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura.

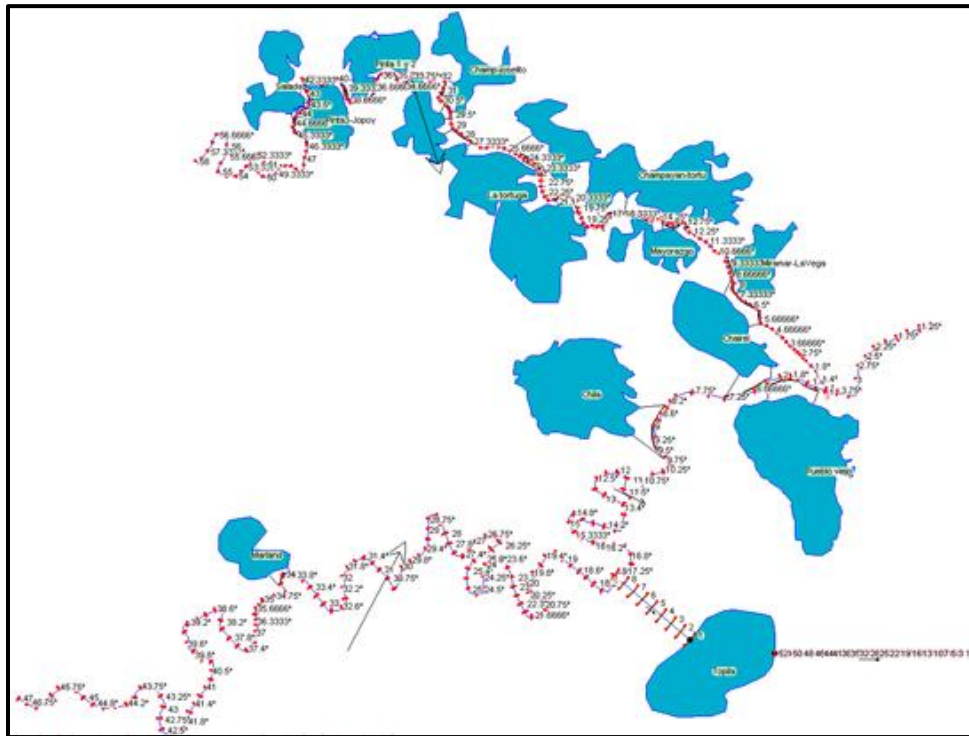


Figura 4.16 Esquema geométrico en HEC-RAS para modelar los resultados bajo la primera alternativa de solución.

De acuerdo con los resultados que se presentan en la Tabla 4.8, es posible determinar que para condición de descarga libre y considerando esta alternativa, los niveles a lo largo del cauce del río Pánuco disminuyen considerablemente comparados con los presentados en la sección 4.5. Salvo para el caso del pico del hidrograma para un periodo de retorno de 5 y 10 años, ya que para estos dos casos los niveles en la desembocadura del río Pánuco tienen un pequeño aumento. Mientras que para el río Tamesí aguas arriba no se presentan cambios significativos. Sin embargo, en el punto cerca de la unión al río Pánuco (Compuerta) los niveles de superficie libre presentan una disminución. Esto se debe a que el cauce en el río Pánuco disminuye, lo cual evita la generación de un remanso hacia el río Tamesí. Por ello, es posible concluir que esta alternativa funciona de manera más eficiente en los niveles registrados a lo largo del Pánuco que del río Tamesí.

Tiempo de simulación en el que se reportan niveles		Niveles Máximo																				
		5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000
Río Pánuco	Estación Adjuntas	15.77 (-)	16.76 (-)	17.49 (-)	18.29 (-)	18.87 (-)	20.19 (-.01)	20.75 (-.02)	15.73 (-)	16.72 (-)	17.45 (-)	18.25 (-)	18.83 (-)	20.15 (-.01)	20.7 (-.02)	11.75 (-.05)	12.58 (-.08)	12.87 (-.07)	13.63 (-.08)	14.56 (-.1)	15.72 (-.16)	16.19 (-.18)
	Estación Pánuco	8.92 (-.18)	9.61 (-.17)	10.19 (-.18)	10.92 (-.19)	11.38 (-.25)	12.52 (-.42)	13.02 (-.51)	8.47 (-.06)	9.24 (-.08)	9.74 (-.07)	10.39 (-.07)	10.79 (-.11)	11.86 (-.24)	12.33 (-.3)	7.38 (-.31)	8.24 (-.41)	9.05 (-.34)	9.64 (-.36)	10.16 (-.42)	11.13 (-.62)	11.53 (-.7)
	Estación Bombas	1.15 (-.31)	1.42 (-.37)	1.71 (-.44)	2.14 (-.48)	2.41 (-.61)	2.91 (-.8)	3.09 (-.88)	0.77 (.06)	0.96 (.01)	1.15 (-.01)	1.39 (-.02)	1.45 (-.1)	1.63 (-.32)	1.72 (-.42)	1 (-.36)	1.29 (-.44)	1.64 (-.56)	2.07 (-.52)	2.35 (-.63)	2.78 (-.8)	2.92 (-.87)
Río Tamesí	Zona Lagunar	6.46 (-)	7.71 (-)	8.47 (-)	9.18 (-)	9.65 (-)	10.63 (-)	11.04 (-)	6.43 (-)	7.67 (-)	8.45 (-)	9.17 (-)	9.63 (-)	10.61 (-)	11.03 (-)	2.43 (-.02)	3.07 (-.01)	4.30 (-.04)	5.29 (-.02)	5.90 (-.04)	6.74 (-.01)	7.09 (-.01)
	Estación Magiscatzin	4.09 (-)	4.30 (-)	4.47 (-)	4.68 (-)	5.05 (-)	5.64 (-)	5.83 (-)	4.09 (-)	4.30 (-)	4.37 (-)	4.55 (-)	4.61 (-)	5.06 (-)	5.21 (-)	2.20 (-.01)	2.54 (-.01)	3.34 (-.07)	3.96 (-.04)	4.31 (-.06)	4.73 (-.06)	4.84 (-.05)
	Planta Potabilizadora	2.31 (-.01)	2.44 (-.01)	2.86 (-.08)	3.30 (-.15)	3.75 (-.11)	4.49 (-.08)	4.69 (-.07)	2.30 (-)	2.33 (-)	2.42 (-)	2.51 (-.01)	2.52 (-.01)	2.64 (-.01)	2.82 (-.01)	2.01 (-.03)	2.17 (-.02)	2.73 (-.08)	3.23 (-.15)	3.64 (-.15)	4.01 (-.18)	4.10 (-.2)
	Compuerta	1.53 (-.08)	1.71 (-.09)	1.90 (-.26)	2.17 (-.45)	2.42 (-.6)	2.91 (-.83)	3.09 (-.9)	1.48 (.01)	1.54 (.01)	1.63 (-)	1.74 (-.01)	1.76 (-.03)	1.83 (-.14)	1.89 (-.27)	1.43 (-.13)	1.60 (-.15)	1.89 (-.24)	2.13 (-.45)	2.36 (-.63)	2.77 (-.83)	2.91 (-.89)

Tabla 4.8 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con descarga libre en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.

Tiempo de simulación en el que se reportan niveles		Niveles Máximo																				
		Niveles Máximo																				
Periodos de retorno (años)		5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000
Río Pánuco	Estación Adjuntas	15.77 -(.01)	16.76 -(.01)	17.49 -(.01)	18.29 (-)	18.87 -(.01)	20.19 -(.02)	20.75 -(.02)	15.73 -(.01)	16.72 (-)	17.45 (-)	18.25 (-)	18.83 -(.01)	20.15 -(.01)	20.70 -(.03)	11.76 -(.07)	12.59 -(.11)	12.88 -(.09)	13.64 -(.1)	15.47 (.78)	15.73 (-.2)	16.21 -(.22)
	Estación Pánuco	8.96 -(.22)	9.64 -(.22)	10.23 -(.23)	10.97 -(.25)	11.43 -(.41)	12.57 -(.54)	13.09 -(.63)	8.49 -(.12)	9.26 -(.13)	9.77 -(.11)	10.43 -(.1)	10.83 -(.16)	11.88 -(.32)	12.36 -(.39)	7.43 -(.38)	8.30 -(.57)	9.10 -(.39)	9.68 -(.42)	10.20 -(.5)	11.18 -(.8)	11.59 -(.82)
	Estación Bombas	3.14 -(.15)	3.66 -(.15)	4.10 -(.16)	4.60 -(.14)	4.93 -(.18)	5.72 -(.23)	6.09 -(.27)	3.04 -(.03)	3.44 -(.04)	3.83 -(.04)	4.38 (-)	4.75 (.01)	5.61 -(.04)	5.98 -(.05)	2.05 -(.33)	2.40 -(.37)	2.68 -(.42)	2.82 -(.58)	3.00 -(.67)	3.78 -(.71)	4.05 -(.8)
Río Tamesí	Zona Lagunar	6.46 (-)	7.71 (-)	8.47 (-)	9.18 (-)	9.65 (-)	10.63 (-)	11.04 (-)	6.44 (-)	7.67 (-)	8.45 (-)	9.17 (-)	9.63 (-)	10.61 (-)	11.03 (-)	3.08 -(.16)	3.82 (.05)	4.68 -(.09)	5.45 -(.17)	5.98 -(.07)	7.01 (-.1)	7.46 (-.1)
	Estación Magiscatzin	4.11 (-)	4.31 (-)	4.52 -(.02)	4.95 (.02)	5.20 (-)	5.70 -(.13)	6.15 -(.2)	4.10 (-)	4.31 (-)	4.40 (-)	4.61 (.02)	4.70 (.04)	5.08 -(.01)	5.24 -(.01)	2.90 -(.17)	3.43 -(.07)	3.87 -(.11)	4.18 -(.17)	4.50 -(.24)	5.47 -(.26)	5.94 -(.27)
	Planta Potabilizadora	3.13 -(.14)	3.68 -(.16)	4.14 -(.13)	4.60 -(.05)	4.86 -(.05)	5.58 -(.21)	6.10 -(.22)	2.49 (-)	2.54 -(.01)	2.75 -(.01)	3.48 (.44)	3.91 (.47)	3.90 -(.11)	4.23 -(.13)	2.82 -(.16)	3.24 -(.14)	3.55 -(.15)	3.73 -(.24)	3.96 -(.44)	5.42 -(.26)	5.88 -(.28)
	Compuerta	3.13 -(.14)	3.64 -(.16)	4.09 -(.15)	4.59 -(.13)	4.92 -(.17)	5.70 -(.23)	6.08 -(.26)	3.03 -(.03)	3.43 -(.04)	3.83 -(.01)	4.37 (-)	4.74 -(.01)	5.61 -(.03)	5.98 -(.04)	2.10 -(.26)	2.40 -(.36)	2.67 -(.39)	2.81 -(.55)	2.98 -(.68)	3.80 -(.72)	4.07 -(.79)

Tabla 4.9 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con la presencia de sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.

Por otro lado, se observa que los niveles de marea de tormenta tienen cierta incidencia sobre los niveles observados en las cercanías de la desembocadura del río Pánuco y Tamesí. Esto se concluye en los cambios registrados para los niveles de la estación Bombas y Compuerta, respectivamente. En la que, para citar un ejemplo, en el caso de la avenida de diseño con $Tr=10$ años, y en condición de descarga libre, para el Pánuco se tiene un nivel de superficie libre en 1.42 m mientras que en condición de marea de tormenta se alcanza un nivel de 3.66m. Mientras que para el caso del Tamesí para ese mismo periodo de retorno se tiene un nivel de superficie libre de 1.71m para descarga libre y 3.13m para la condición de marea de tormenta. La diferencia observada en estos niveles +2.24m y +1.93m, respectivamente son resultado de la presencia de la marea de tormenta en la segunda condición. Aunque la diferencia en el río Tamesí es menor este se ve afectado por la presencia de la marea de tormenta. Conforme el periodo de retorno aumenta, esta diferencia aumenta, con lo que se indica que para la condición de marea de tormenta la alternativa de solución dada por el canal, no alivia las condiciones de flujo determinadas por el nivel de superficie libre en la desembocadura del río Pánuco.

Para esta alternativa se puede observar que, para ambas condiciones en la desembocadura al Golfo de México, los niveles disminuyen de manera más significativa para el río Pánuco que para el río Tamesí. Por otra parte, esta alternativa no registra ninguna mejoría en el nivel de superficie libre reportado aguas arriba de la estación Pánuco, por lo que en la estación Adjuntas se tienen casi los mismos niveles de elevación.

Con el propósito de presentar de forma concisa la información de todas las simulaciones numéricas realizadas, las Figuras 4.17, 4.18 y 4.19 ilustran de forma resumida el estado de todos los perfiles de elevación de superficie libre a lo largo de los cauces de los ríos Pánuco y Tamesí, bajo las condiciones de gasto simuladas ($Tr= 5, 10, 20, 50, 100, 500$ y $1\ 000$ años) considerando una descarga libre en la desembocadura del río Pánuco. Por otra parte, las Figuras 4.20, 4.21 y 4.22 ilustran los mismos perfiles para ambos ríos y las mismas avenidas de diseño considerando la presencia de una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco. Para cada periodo de retorno se muestran tres perfiles importantes los cuales son: nivel máximo, durante el pico del hidrograma (día 7) y al final de la simulación (día 14).

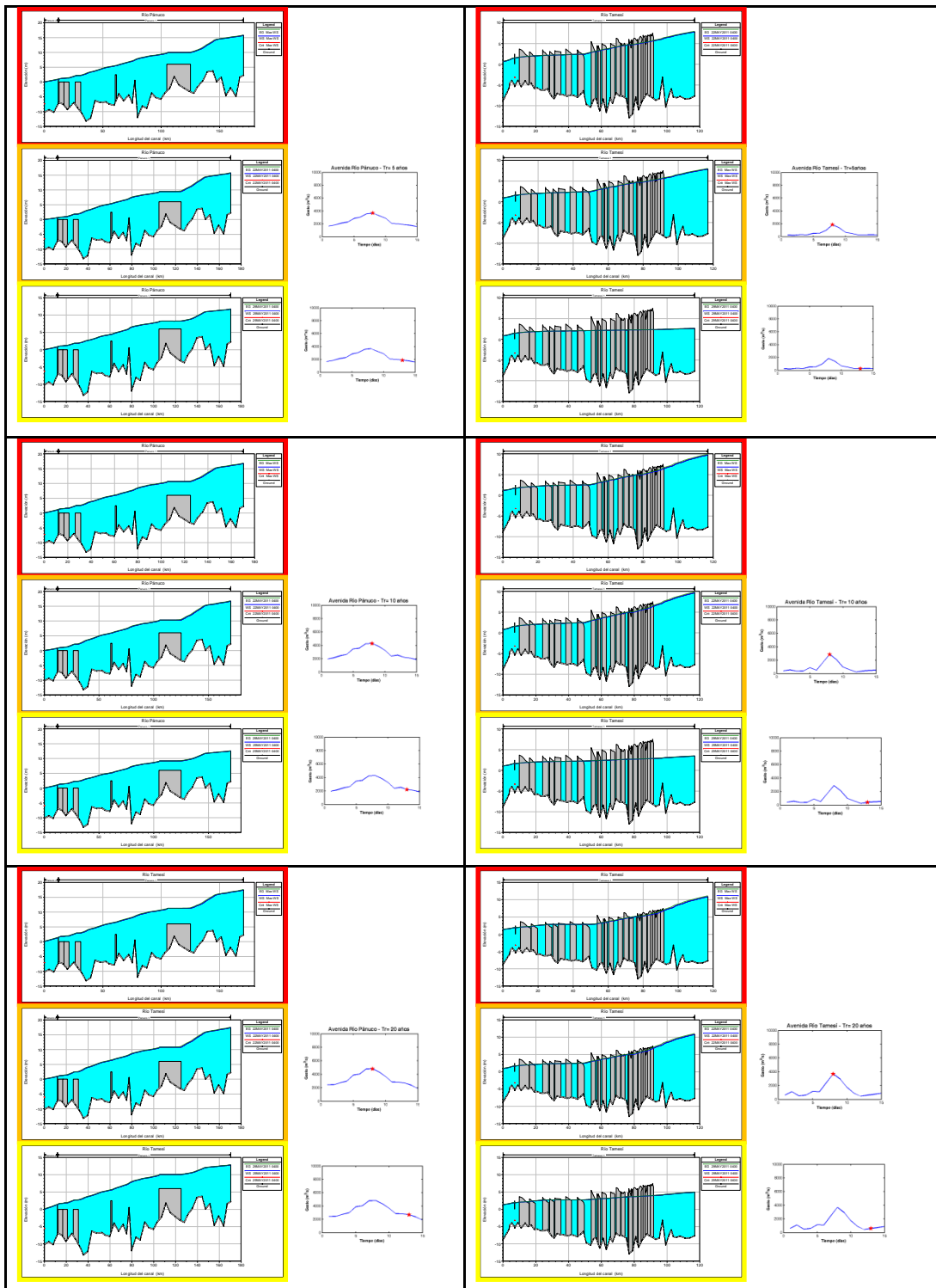


Figura 4.17 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-jico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libreen la desembocadura al Golfo de México para $Tr=5, 10$ y 20 años. Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.

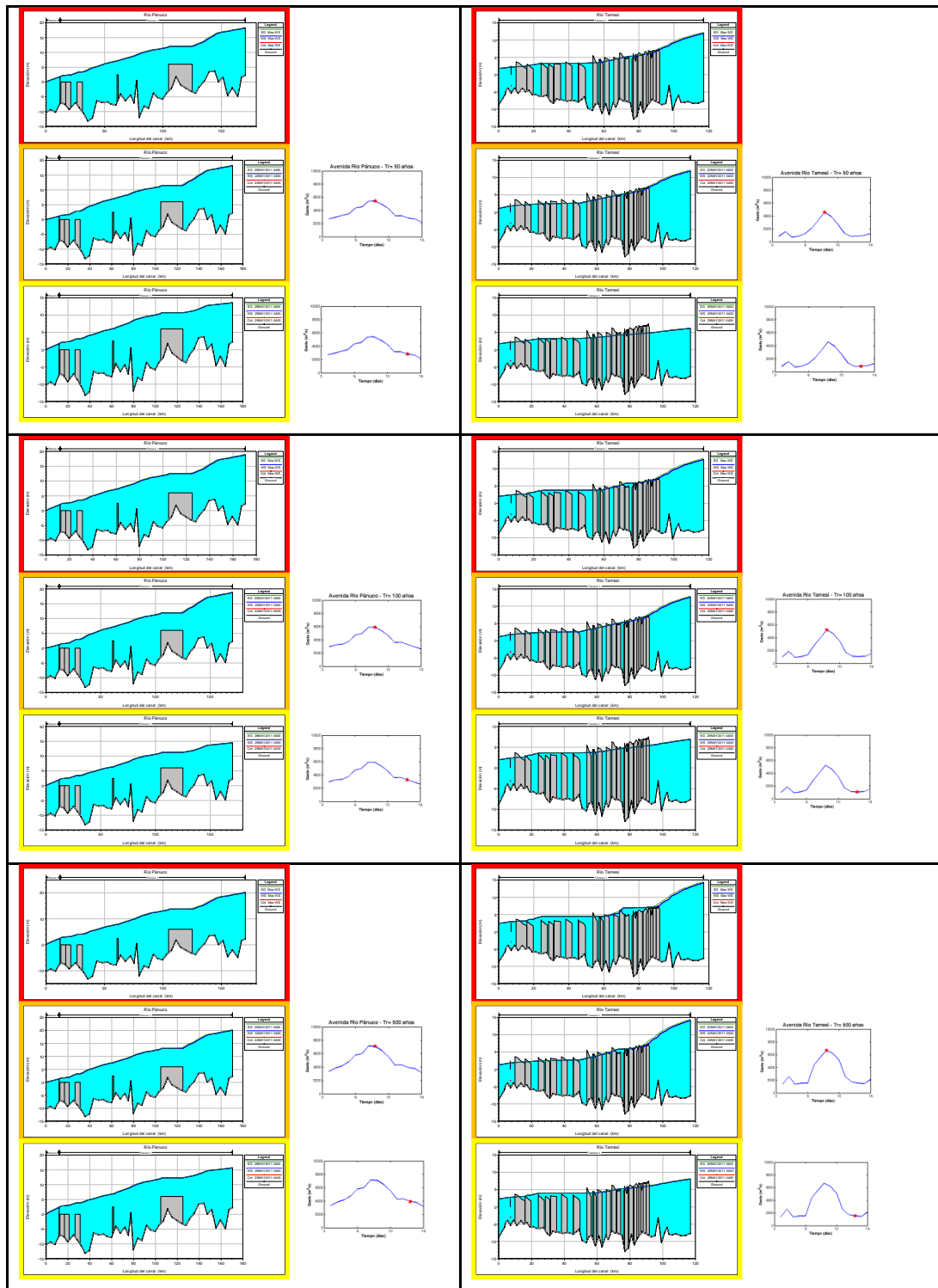


Figura 4.18 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 50, 100$ y 500 años. Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.

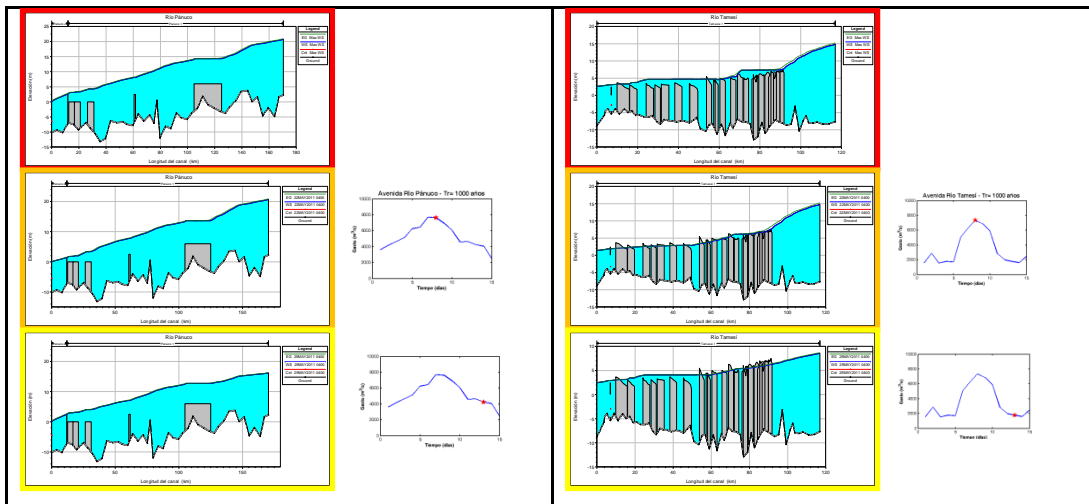


Figura 4.19 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 1000$ años. Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.

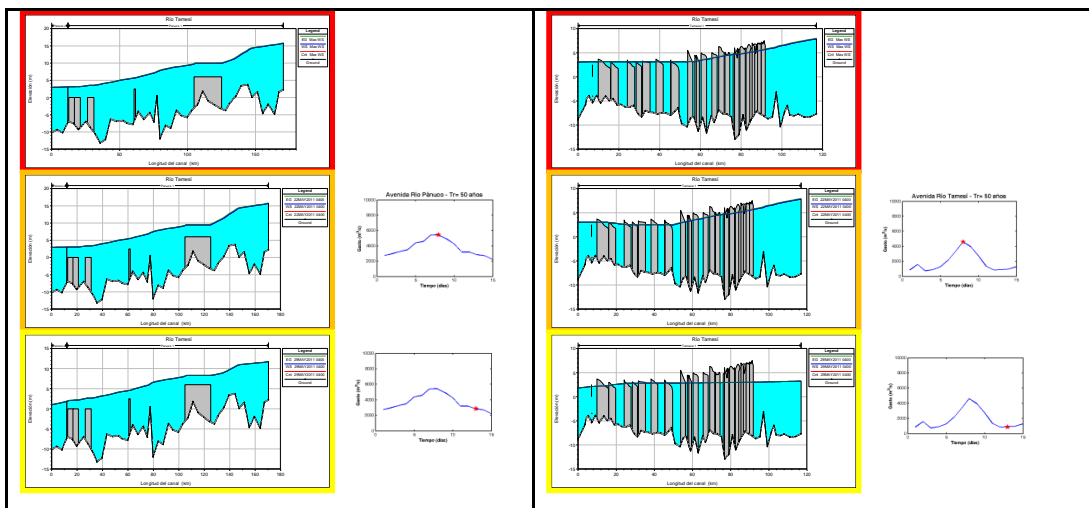


Figura 4.20 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5$ años. Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.

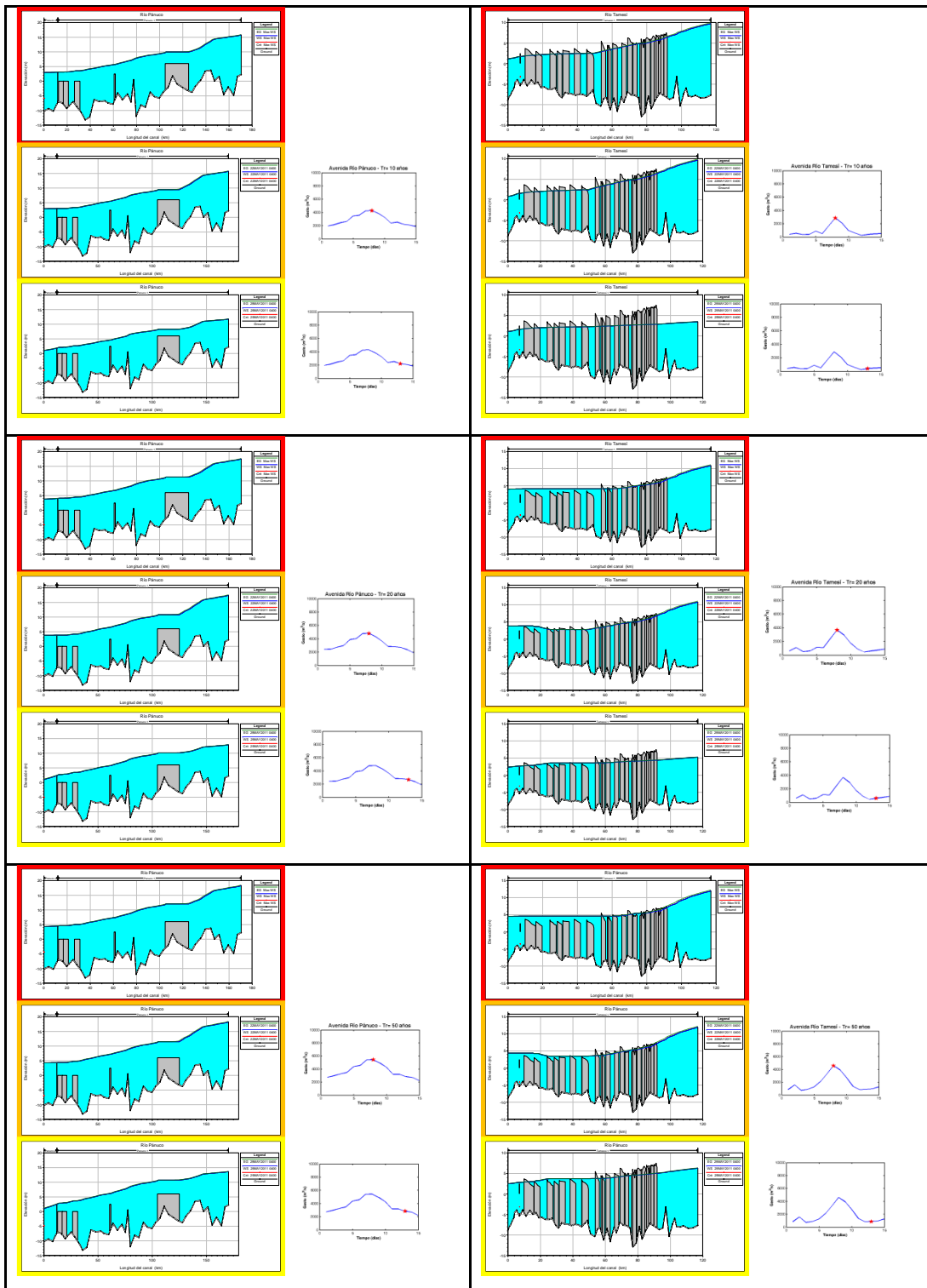


Figura 4.21 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 10, 20$ y 50 años. Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.

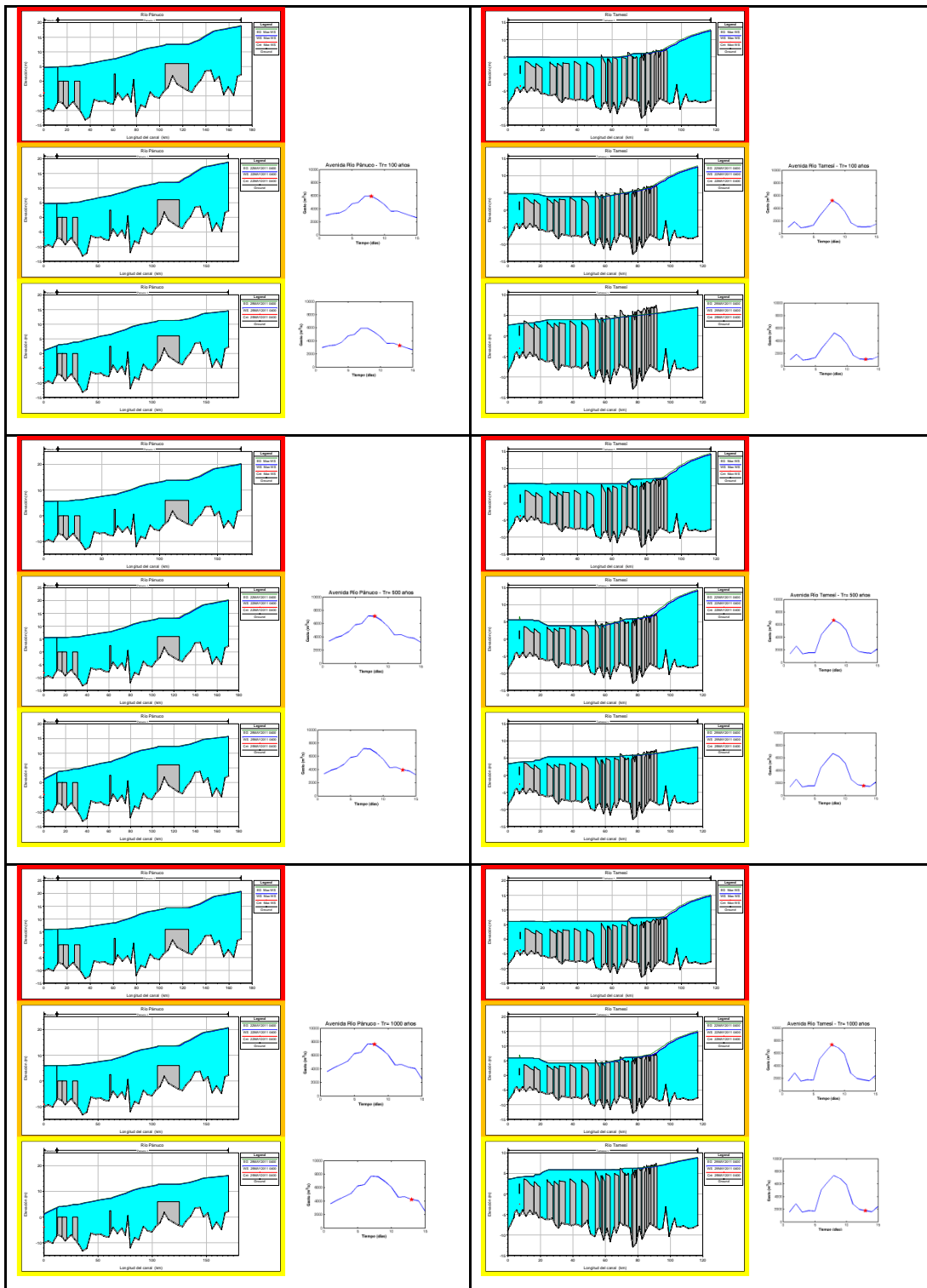


Figura 4.22 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-jico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 100, 500$ y $1\ 000$ años. Alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la Laguna Tamiahua.

4.5.2 Canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.

La segunda alternativa que se propone en esta tesis considera la regulación de la sobre elevación a lo largo del cauce del río Tamesí. Para ello, se propone la construcción de un canal de derivación que descargue el exceso de agua hacia el Golfo de México. Esta estructura, consiste en controlar las avenidas que transitan por dicho río, de tal suerte que se disminuyan los niveles de ambos ríos en las zonas urbanas de Tampico y Altamira. De acuerdo a los datos recabados el canal propuesto tiene una longitud de 5 646m, un ancho de plantilla de 500m, carga de 2.5m y taludes 1:1. La Figura 4.23 ilustra la modificación del esquema geográfico en el modelo numérico unidimensional.

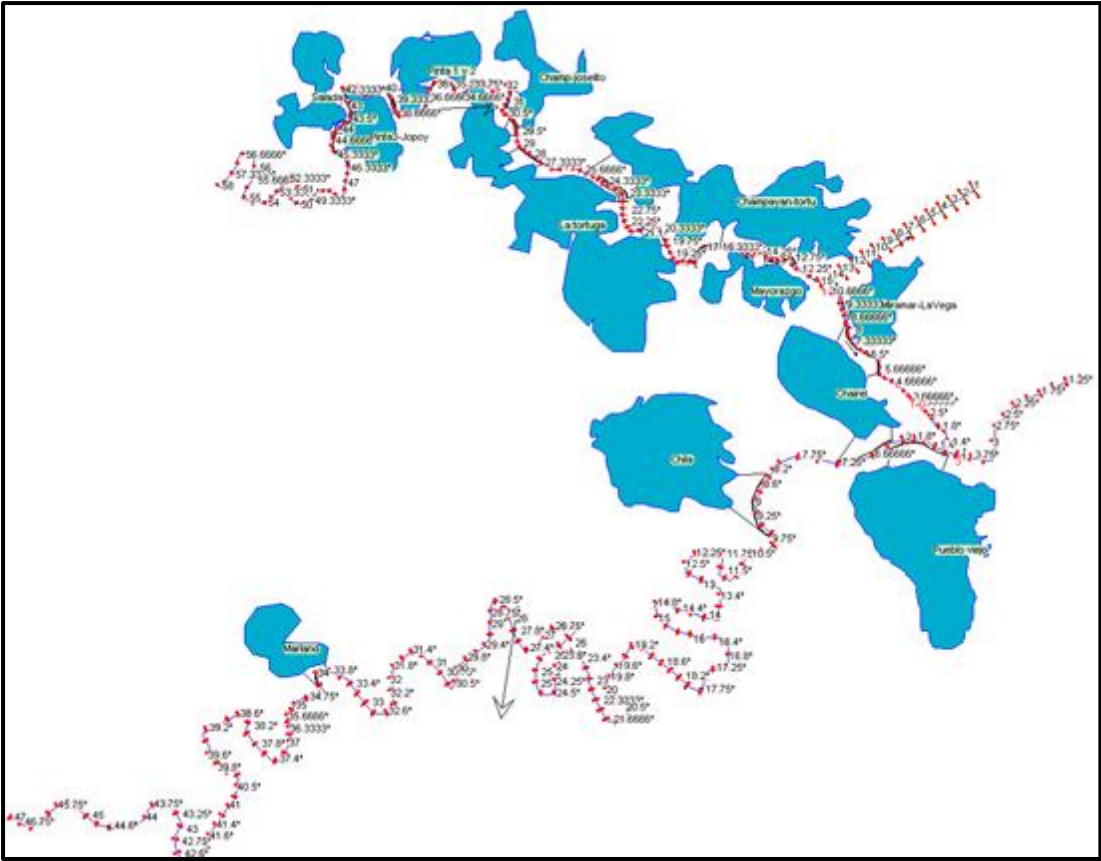


Figura 4.23 Esquema geométrico en HEC-RAS para modelar los resultados bajo la alternativa de solución que considera la derivación del caudal del río Tamesí al Golfo de México.

Los resultados para esta alternativa se presentan en la Tabla 4.10 para el caso de condición de descarga libre en la desembocadura del río Pánuco al Golfo de México y en la Tabla 4.11 para el caso de condición de sobre elevación por marea en la desembocadura al Golfo de México.

En estas tablas, se puede observar que esta alternativa beneficia solo a los niveles registrados a lo largo del río Tamesí, mientras que al río Pánuco solo le proporciona un mínimo beneficio en la descarga al Golfo de México esto se observa en el punto Estación Bombas. Por citar un ejemplo, se puede observar que para un periodo de retorno de 10 años en condición de descarga libre se tiene un nivel de superficie libre de 1.54m lo que significa una disminución en el nivel de superficie libre de 0.25m. Este beneficio se debe a la disminución del caudal que aporta el río Tamesí al Pánuco.

Las Figuras 4.24, 4.25, 4.26, 4.27, 4.28 y 4.29 muestran los perfiles de superficie libre a lo largo de los cauces de ambos ríos. En las tres primeras se considera una descarga libre en la desembocadura del río Pánuco, mientras que en las tres restantes se considera la presencia de una sobre elevación por marea de tormenta. Para ambos casos, se muestran los perfiles para los tres puntos de interés nivel máximo de superficie, durante el pico del hidrograma (día 7) y al final de la simulación (día 14).

Tiempo de simulación en el que se reportan niveles		Niveles Máximo																											
		Períodos de retorno (años)																											
		5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000
Río Pánuco	Estación Adjuntas	15.77 (--)	16.76 (--)	17.49 (-)	18.29 (-)	18.87 (-)	20.20 (-)	20.77 (-)	15.73 (-)	16.72 (-)	17.45 (-)	18.25 (-)	18.83 (-)	20.16 (-)	20.72 (-)	11.80 (-)	12.66 (-)	12.94 (-)	13.71 (-)	14.66 (-)	15.88 (-)	16.37 (-)							
	Estación Pánuco	9.10 (--)	9.78 (--)	10.37 (-)	11.11 (-)	11.63 (-)	12.94 (-)	13.53 (-)	8.53 (-)	9.32 (-)	9.81 (-)	10.46 (-)	10.90 (-)	12.1 (-)	12.63 (-)	7.68 (-.01)	8.63 (-.02)	9.38 (-.01)	9.99 (-.01)	10.57 (-.01)	11.72 (-.03)	12.21 (-.02)							
	Estación Bombas	1.25 (-.21)	1.54 (-.25)	1.79 (-.36)	2.20 (-.42)	2.54 (-.48)	3.20 (-.51)	3.44 (-.53)	0.6 (-.11)	0.81 (-.14)	0.99 (-.17)	1.21 (-.2)	1.33 (-.22)	1.71 (-.24)	1.88 (-.26)	1.14 (-.22)	1.47 (-.26)	1.76 (-.44)	2.16 (-.43)	2.5 (-.48)	3.06 (-.52)	3.25 (-.54)							
Río Tamesí	Zona Lagunar	6.46 (--)	7.71 (--)	8.47 (-)	9.18 (-)	9.65 (-)	10.63 (-)	11.04 (-)	6.43 (-)	7.67 (-)	8.45 (-)	9.17 (-)	9.63 (-)	10.61 (-)	11.03 (-)	2.26 (-.19)	3.02 (-.06)	4.24 (-.1)	5.28 (-.03)	5.91 (-.03)	6.74 (-.01)	7.09 (-.01)							
	Estación Magiscatzin	4.09 (--)	4.30 (--)	4.47 (-)	4.68 (-)	5.05 (-)	5.64 (-)	5.83 (-)	4.09 (-)	4.30 (-)	4.37 (-)	4.55 (-)	4.61 (-)	5.06 (-)	5.21 (-)	2.00 (-.21)	2.48 (-.07)	3.26 (-.15)	3.96 (-.04)	4.32 (-.05)	4.75 (-.04)	4.85 (-.04)							
	Planta Potabilizadora	2.28 (-.04)	2.38 (-.07)	2.76 (-.18)	3.30 (-.15)	3.74 (-.12)	4.50 (-.07)	4.70 (-.06)	2.28 (-.02)	2.31 (-.02)	2.35 (-.07)	2.49 (-.03)	2.51 (-.02)	2.60 (-.05)	2.79 (-.04)	1.78 (-.26)	2.08 (-.11)	2.61 (-.2)	3.22 (-.16)	3.66 (-.13)	4.07 (-.12)	4.17 (-.13)							
	Compuerta	0.75 (-.86)	0.84 (-.96)	0.96 (-1.2)	1.17 (-1.45)	1.39 (-1.63)	1.89 (-1.85)	2.13 (-1.86)	0.73 (-.74)	0.75 (-.78)	0.78 (-.85)	0.86 (-.89)	0.87 (-.92)	0.92 (-1.05)	1.00 (-1.16)	0.65 (-.91)	0.76 (-.99)	0.94 (-1.19)	1.15 (-1.43)	1.36 (-1.63)	1.76 (-1.84)	1.93 (-1.87)							

Tabla 4.10 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente(niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con descarga libre en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.

Tiempo de simulación en el que se reportan niveles		Niveles Máximo																				
Periodos de retorno (años)		5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000
Río Pánuco	Estación Adjuntas	15.78 (.3)	16.77 (.3)	17.50 (.3)	18.29 (.3)	18.88 (.3)	20.21 (.3)	20.77 (.3)	15.74 (.3)	16.72 (.3)	17.45 (.3)	18.25 (.3)	18.84 (.3)	20.16 (.3)	20.73 (.3)	11.83 (.3)	12.70 (.3)	12.97 (.3)	13.74 (.3)	14.69 (.3)	15.91 (.3)	16.40 (.3)
	Estación Pánuco	9.17 (.01)	9.85 (.01)	10.44 (.02)	11.21 (.01)	11.75 (.09)	13.09 (.02)	13.69 (.03)	8.60 (.01)	9.37 (.02)	9.87 (.01)	10.52 (.01)	10.97 (.02)	12.18 (.02)	12.74 (.01)	7.78 (.03)	8.75 (.12)	9.46 (.03)	10.07 (.03)	10.66 (.04)	11.85 (.13)	12.32 (.09)
	Estación Bombas	3.06 (.23)	3.55 (.26)	3.99 (.27)	4.46 (.28)	4.82 (.29)	5.66 (.29)	5.70 (.66)	2.97 (.1)	3.39 (.09)	3.76 (.11)	4.26 (.12)	4.61 (.13)	5.44 (.21)	5.59 (.44)	1.96 (.42)	2.32 (.45)	2.59 (.51)	2.88 (.52)	3.10 (.57)	3.79 (.7)	3.90 (.95)
Río Tamesí	Zona Lagunar	6.46 (.3)	7.71 (.3)	8.47 (.3)	9.18 (.3)	9.65 (.3)	10.63 (.3)	11.04 (.3)	6.44 (.3)	7.67 (.3)	8.45 (.3)	9.17 (.3)	9.63 (.3)	10.61 (.3)	11.03 (.3)	2.98 (.26)	3.75 (.02)	4.66 (.11)	5.48 (.14)	5.99 (.06)	6.98 (.13)	7.35 (.21)
	Estación Magiscatzin	4.10 (.01)	4.30 (.01)	4.51 (.03)	4.89 (.04)	5.17 (.03)	5.69 (.14)	5.88 (.47)	4.10 (.3)	4.31 (.3)	4.40 (.3)	4.57 (.02)	4.64 (.02)	5.08 (.01)	5.27 (.02)	2.80 (.27)	3.39 (.11)	3.84 (.14)	4.23 (.12)	4.50 (.24)	5.41 (.32)	5.65 (.56)
	Planta Potabilizadora	2.96 (.31)	3.58 (.26)	4.05 (.22)	4.48 (.17)	4.79 (.12)	5.50 (.29)	5.74 (.58)	2.48 (.01)	2.53 (.02)	2.73 (.03)	2.90 (.14)	3.04 (.4)	3.71 (.3)	4.69 (.33)	2.70 (.28)	3.18 (.2)	3.51 (.19)	3.79 (.18)	3.99 (.41)	5.36 (.32)	5.59 (.57)
	Compuerta	1.61 (1.66)	1.98 (1.82)	2.42 (1.82)	2.81 (1.91)	3.05 (2.04)	3.62 (2.31)	3.65 (2.69)	1.55 (1.51)	1.83 (1.64)	2.16 (1.68)	2.61 (1.76)	2.87 (1.88)	3.46 (2.18)	3.56 (2.46)	1.01 (1.35)	1.22 (1.54)	1.39 (1.67)	1.58 (1.78)	1.75 (1.91)	2.47 (2.05)	2.58 (2.28)

Tabla 4.11 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con la presencia de sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.

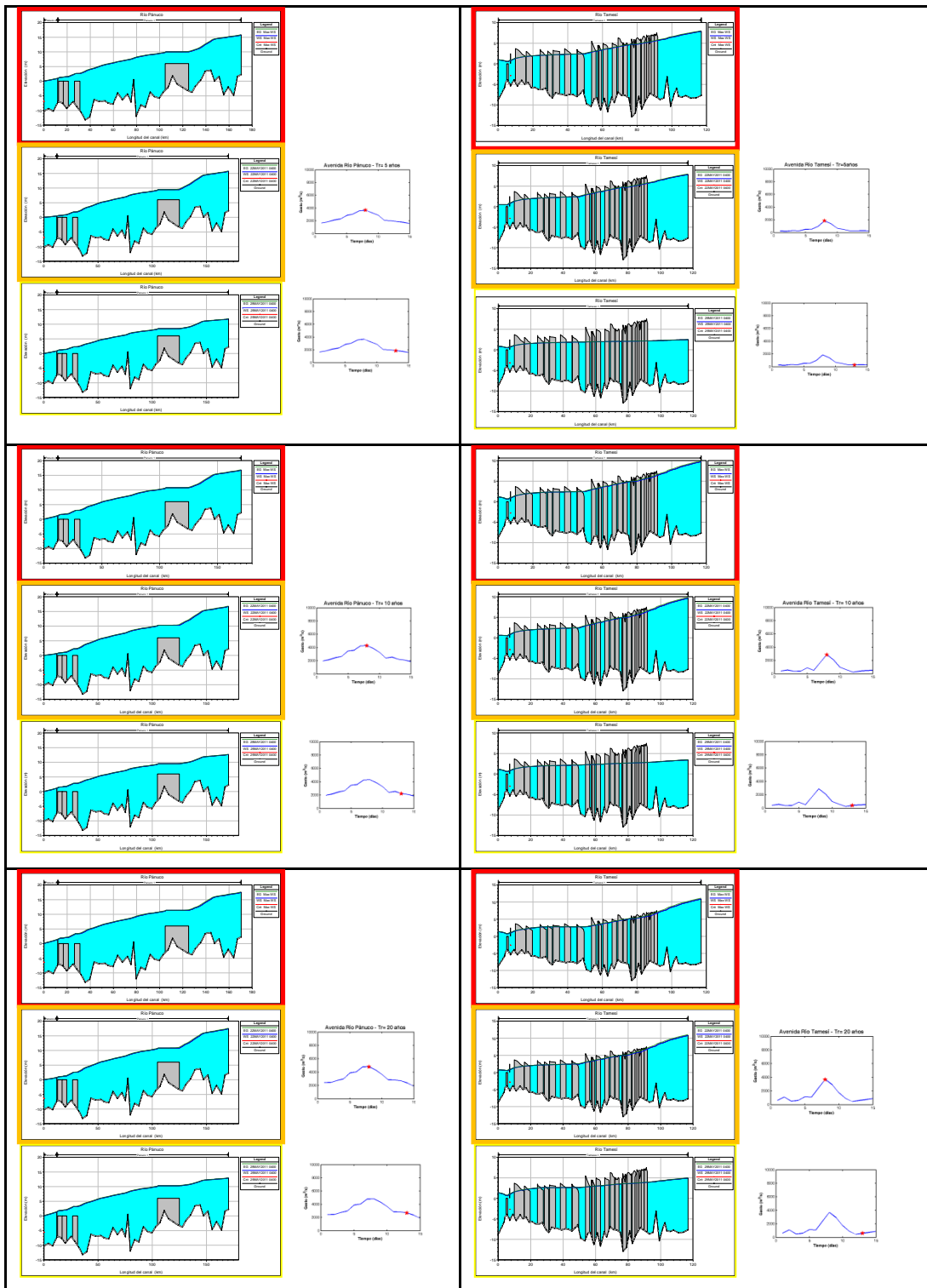


Figura 4.24 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr = 5, 10$ y 20 años. Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.

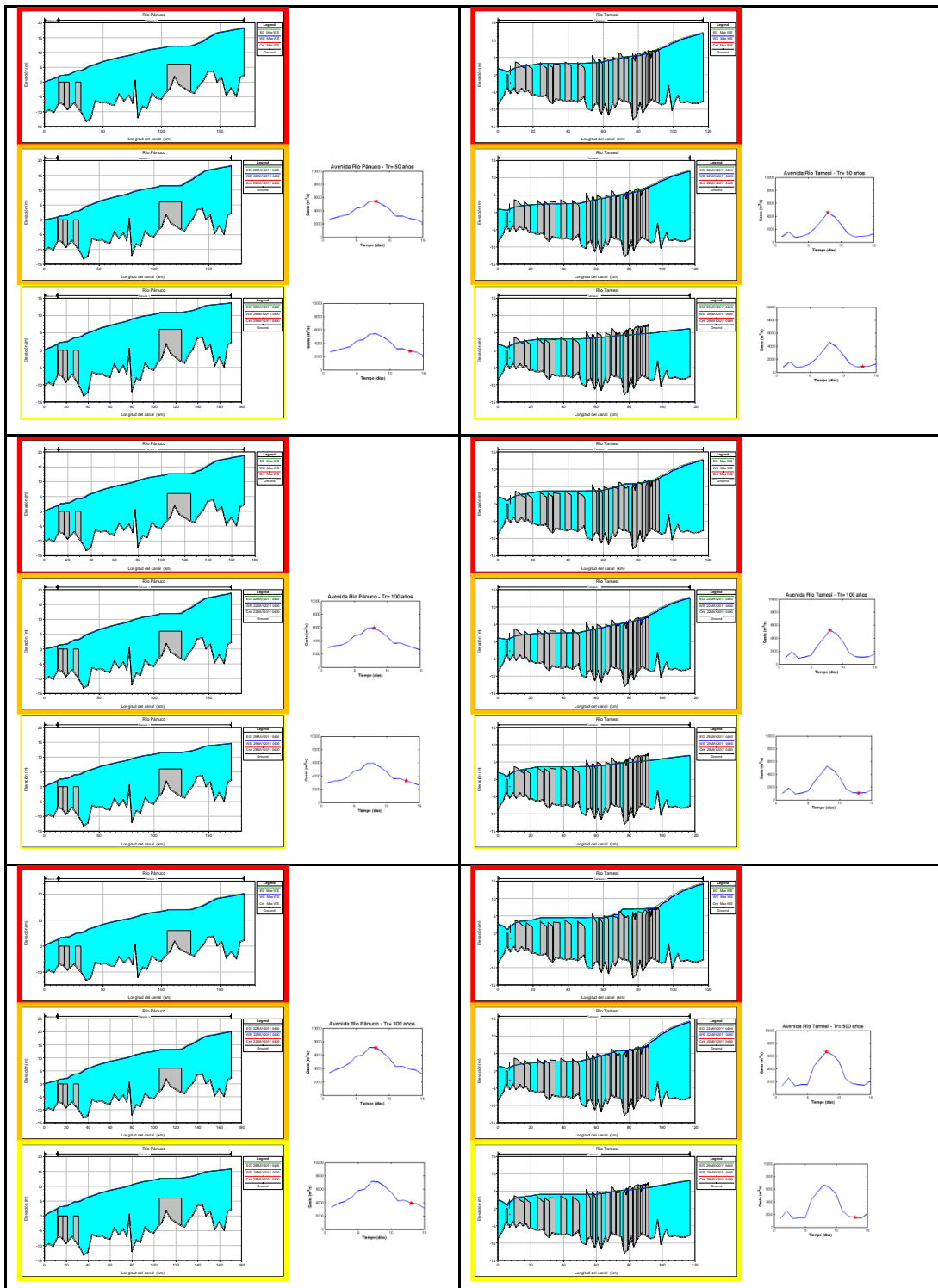


Figura 4.25 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 50, 100$ y 500 años. Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.

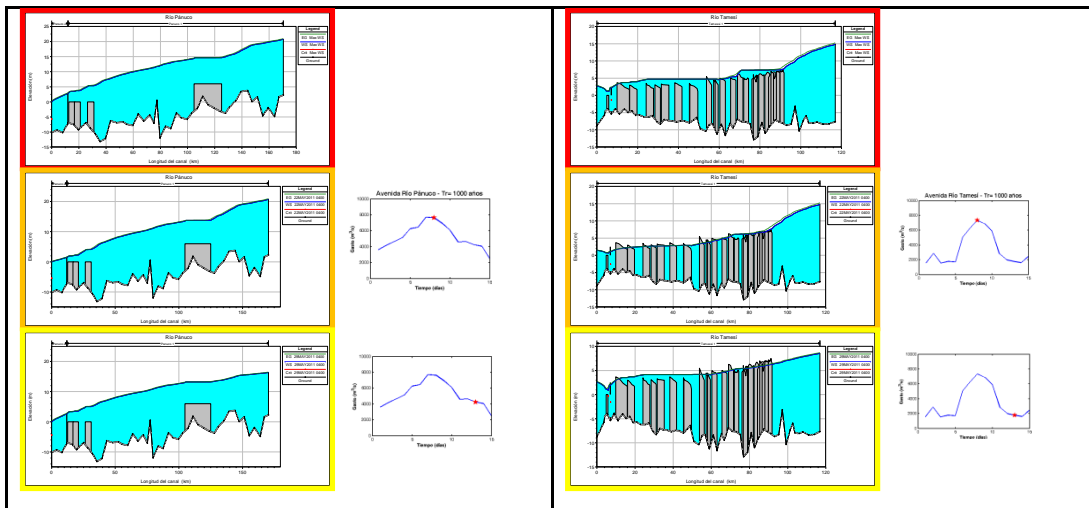


Figura 4.26 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 1\ 000$ años. Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.

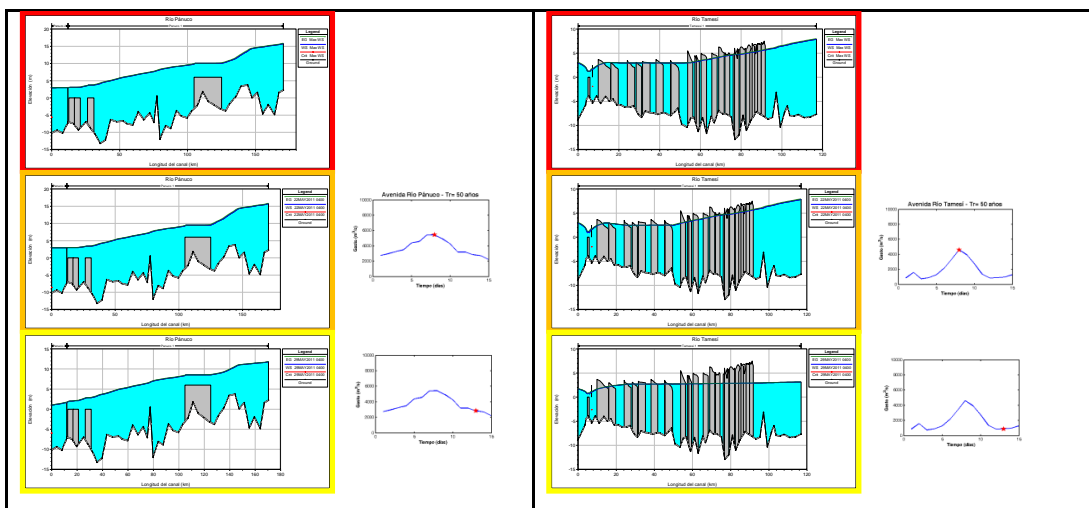


Figura 4.27 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5$ años. Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.

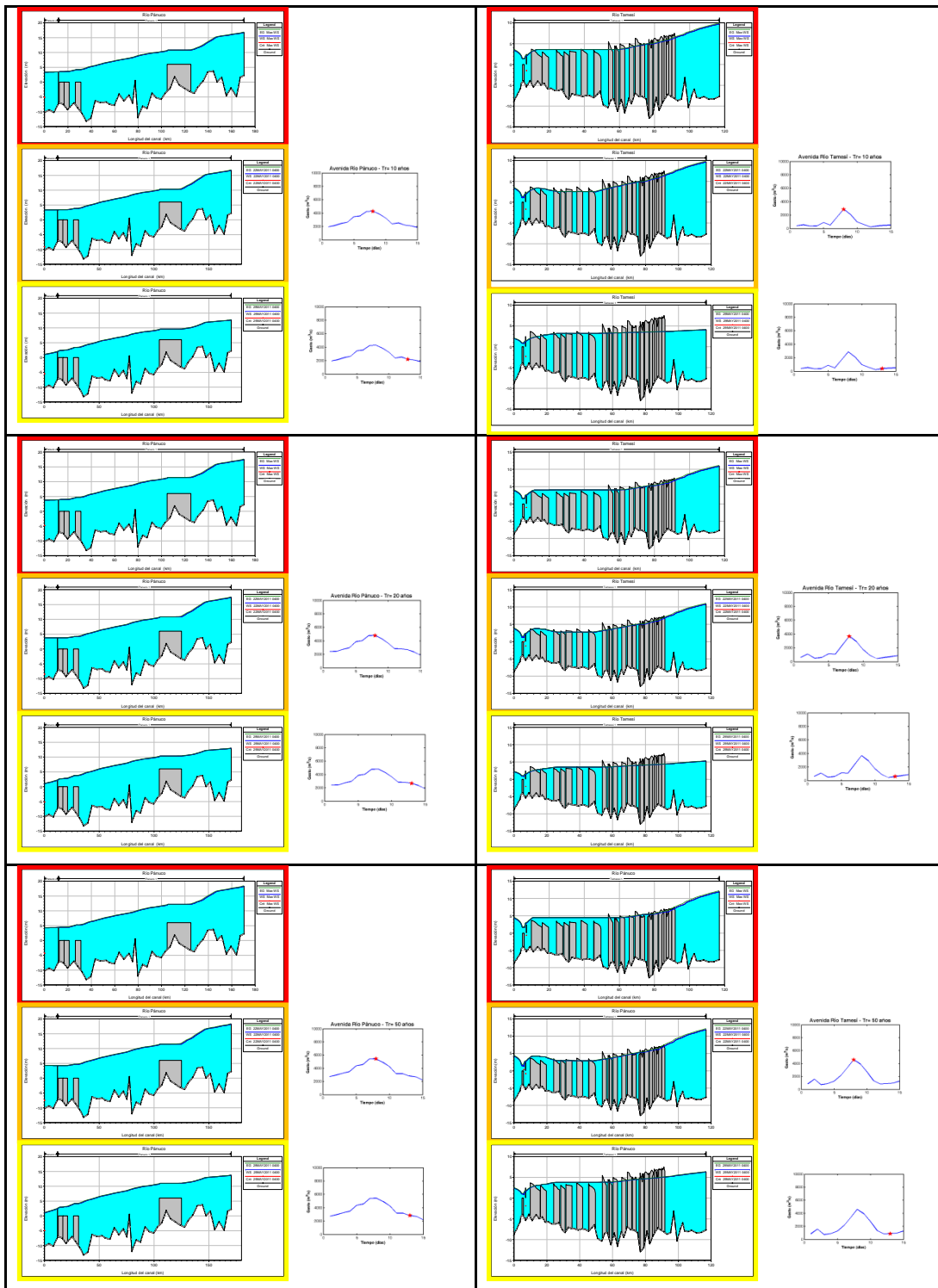


Figura 4.28 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 10, 20$ y 50 años. Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.

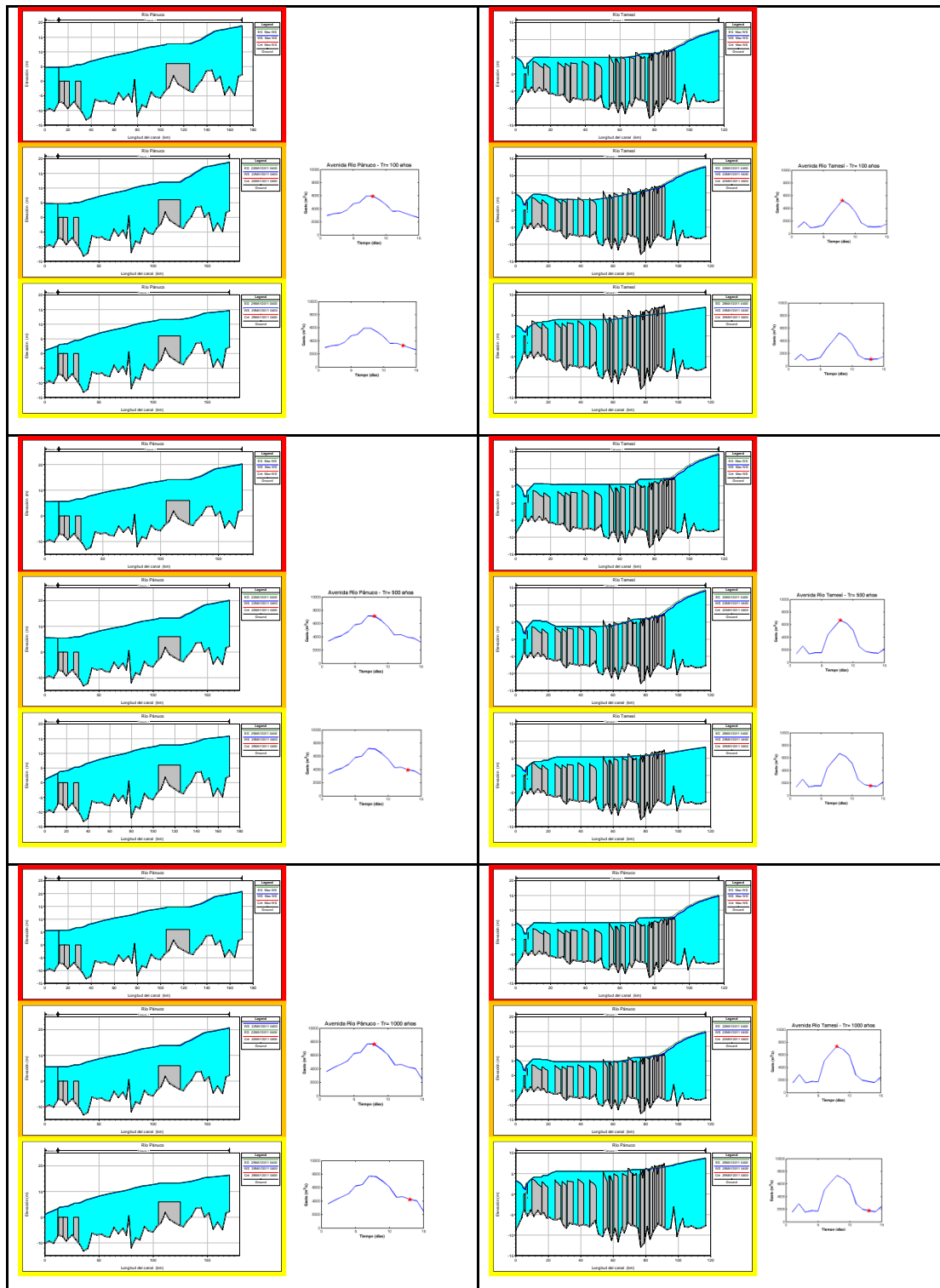


Figura 4.29 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 100, 500$ y 1000 años. Alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México.

4.5.3 Presa Pujal-Coy

En esta sección se muestran los resultados considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba de la Estación Adjuntas, al sur de Ciudad Valles en el estado de San Luis Potosí. En la cual se considera un gasto de diseño de la obra de toma de $62 \text{ m}^3/\text{s}$ y un gasto de diseño de la obra de control y excedencias de $11\,000 \text{ m}^3/\text{s}$. La Tabla 4.12 presenta un resumen de los resultados en función de los niveles registrados en ambos ríos considerando una descarga libre y en la Tabla 4.13 los niveles que se presentan son considerando una condición de marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco.

De acuerdo con los niveles reportados para el río Pánuco, se observa una disminución del tirante a todo lo largo del cauce del río para ambas condiciones de descarga. Sin embargo, en la estación Bombas para descarga libre el tirante disminuye más que para la condición de marea de tormenta esto concuerda con la influencia de la sobre elevación de marea. Para el caso del río Tamesí esta alternativa solo ayuda a disminuir el nivel en las cercanías a la confluencia de ambos ríos (Compuerta), lo cual se atribuye a que el río Pánuco lleva un menor gasto lo que evita la generación de un remanso hacia el río Tamesí.

Las Figuras 4.30, 4.31 y 4.32 ilustran los perfiles de elevación de los ríos Pánuco y Tamesí, para los periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1 000 años, respectivamente, para el caso de descarga libre al mar. Mientras que las Figuras 4.33, 4.34 y 4.35, presentan los perfiles de ambos ríos para los mismos periodos de retorno pero con una condición de sobre elevación del nivel del mar por la presencia de marea de tormenta en la desembocadura. Todas las imágenes presentan los resultados gráficos del perfil de elevaciones, correspondientes al nivel máximo de superficie, paso del pico del hidrograma y al final del tránsito de la avenida.

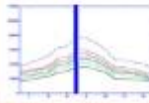
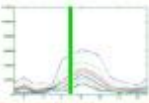
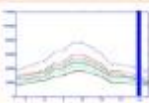
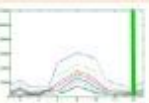
Tiempo de simulación en el que se reportan niveles		Niveles Máximo																										
		Periodos de retorno (años)								5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100
Río Pánuco	Estación Adjuntas	12.65 -(3.12)	14.05 -(2.71)	15.11 -(2.38)	16.30 -(1.99)	17.11 -(1.76)	18.67 -(1.53)	19.29 -(1.48)	12.59 -(3.14)	13.98 -(2.74)	15.05 -(2.4)	16.24 -(2.01)	17.05 -(1.78)	18.62 -(1.54)	19.24 -(1.48)	9.90 -(1.9)	9.93 -(2.73)	10.05 -(2.89)	10.26 -(3.45)	11.26 -(3.4)	13.09 -(2.79)	13.75 -(2.62)						
	Estación Pánuco	6.07 -(3.03)	7.15 -(2.63)	8.12 -(2.25)	9.26 -(1.85)	9.83 -(1.8)	11.23 -(1.71)	11.84 -(1.69)	5.77 -(2.76)	6.66 -(2.66)	7.53 -(2.28)	8.71 -(1.75)	9.30 -(1.6)	10.51 -(1.59)	11.04 -(1.59)	4.81 -(2.88)	5.63 -(3.02)	6.33 -(3.06)	7.18 -(2.82)	8.11 -(2.47)	9.82 -(1.93)	10.36 -(1.87)						
	Estación Bombas	0.53 -(.93)	0.81 -(.98)	1.2 -(.95)	1.79 -(.83)	2.25 -(.77)	3.03 -(.68)	3.33 -(.64)	0.15 -(.56)	0.22 -(.73)	0.33 -(.83)	0.70 -(.71)	0.87 -(.68)	1.34 -(.61)	1.5 -(.64)	0.47 -(.89)	0.73 -(1.)	1.09 -(1.11)	1.65 -(.94)	2.16 -(.82)	1.34 -(2.24)	3.17 -(.62)						
Río Tamesí	Zona Pre-Lagunar	6.46 (-)	7.71 (-)	8.47 (-)	9.18 (-)	9.65 (-)	10.63 (-)	11.04 (-)	6.43 (-)	7.67 (-)	8.45 (-)	9.17 (-)	9.63 (-)	10.61 (-)	11.03 (-)	2.41 -(.04)	3.07 -(.01)	4.28 -(.06)	5.29 -(.02)	5.90 -(.04)	6.74 -(.01)	7.09 -(.01)						
	Estación Magiscatzin	4.09 (-)	4.30 (-)	4.47 (-)	4.68 (-)	5.05 (-)	5.64 (-)	5.83 (-)	4.09 (-)	4.30 (-)	4.37 (-)	4.55 (-)	4.61 (-)	5.06 (-)	5.21 (-)	2.16 -(.05)	2.53 -(.02)	3.32 -(.09)	3.96 -(.04)	4.30 -(.07)	4.73 -(.06)	4.85 -(.06)						
	Planta Potabilizadora	2.30 -(.02)	2.44 -(.01)	2.84 -(.1)	3.29 -(.16)	3.73 -(.13)	4.49 -(.08)	4.69 -(.07)	2.30 (-)	2.32 -(.01)	2.41 -(.01)	2.52 (-)	2.53 (-)	2.65 (-)	2.82 -(.01)	1.96 -(.08)	2.16 -(.03)	2.70 -(.11)	3.22 -(.16)	3.61 -(.18)	4.03 -(.16)	4.14 -(.16)						
	Compuerta	1.38 -(.23)	1.55 -(.25)	1.76 -(.4)	1.55 -(1.07)	2.26 -(.76)	3.04 -(.7)	3.33 -(.66)	1.37 -(.1)	1.39 -(.14)	1.46 -(.17)	1.58 -(.17)	1.62 -(.17)	1.74 -(.23)	1.82 -(.34)	1.27 -(.29)	1.43 -(.32)	1.75 -(.38)	2.03 -(.55)	2.22 -(.77)	2.91 -(.69)	3.16 -(.64)						

Tabla 4.12 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con descarga libre en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.

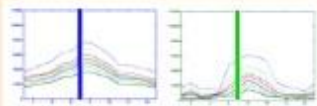
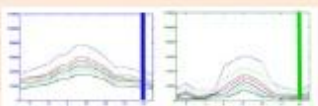
Tiempo de simulación en el que se reportan niveles		Niveles Máximo																				
		5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000
Río Pánuco	Estación Adjuntas	12.72 (-3.06)	14.05 (-2.72)	15.12 (-2.38)	16.30 (-1.99)	17.12 (-1.76)	18.68 (-1.53)	19.30 (-1.47)	12.59 (-3.15)	13.99 (-2.73)	15.05 (-2.4)	16.25 (-2)	17.06 (-1.78)	18.62 (-1.54)	19.24 (-1.49)	9.91 (-1.92)	9.95 (-2.75)	10.06 (-2.91)	10.33 (-3.41)	11.30 (-3.39)	13.16 (-2.77)	13.83 (-2.6)
	Estación Pánuco	6.29 (-2.89)	7.35 (-2.51)	8.33 (-2.13)	9.48 (-1.74)	10.06 (-1.78)	11.44 (-1.67)	12.08 (-1.64)	5.89 (-2.72)	6.84 (-2.55)	7.68 (-2.2)	8.85 (-1.68)	9.42 (-1.57)	10.64 (-1.56)	11.18 (-1.57)	5.17 (-2.64)	5.87 (-3)	6.58 (-2.91)	7.41 (-2.69)	8.35 (-2.35)	10.01 (-1.97)	10.58 (-1.83)
	Estación Bombas	3.02 (-.27)	3.54 (-.27)	4.03 (-.23)	4.55 (-.19)	4.92 (-.19)	5.78 (-.17)	6.21 (-.15)	2.98 (-.09)	3.39 (-.09)	3.79 (-.08)	4.32 (-.06)	4.71 (-.03)	5.61 (-.04)	6.00 (-.03)	1.76 (-.62)	2.11 (-.66)	2.44 (-.66)	2.79 (-.61)	3.13 (-.54)	4.00 (-.49)	4.36 (-.49)
Río Tamesí	Zona Pre-Lagunar	6.46 (-)	7.71 (-)	8.47 (-)	9.18 (-)	9.65 (-)	10.63 (-)	11.04 (-)	6.44 (-)	7.67 (-)	8.45 (-)	9.17 (-)	9.63 (-)	10.61 (-)	11.03 (-)	2.96 (-.28)	3.74 (-.03)	4.70 (-.07)	5.54 (-.08)	6.00 (-.05)	7.03 (-.08)	7.51 (-.05)
	Estación Magiscatzin	4.10 (-.01)	4.31 (-)	4.51 (-.03)	4.90 (-.03)	5.18 (-.02)	5.70 (-.13)	6.28 (-.07)	4.10 (-)	4.31 (-)	4.40 (-)	4.58 (-.01)	4.64 (-.02)	5.08 (-.01)	5.26 (.01)	2.77 (-.3)	3.36 (-.14)	3.84 (-.14)	4.23 (-.12)	4.53 (-.21)	5.53 (-.2)	6.07 (-.14)
	Planta Potabilizadora	2.95 (-.32)	3.57 (-.27)	4.08 (-.19)	4.54 (-.11)	4.84 (-.07)	5.63 (-.16)	6.22 (-.1)	2.48 (-.01)	2.54 (-.01)	2.74 (-.02)	2.94 (-.1)	3.08 (-.36)	3.84 (-.17)	4.43 (.07)	2.67 (-.31)	3.13 (-.25)	3.48 (-.22)	3.80 (-.17)	4.02 (-.38)	5.48 (-.2)	6.02 (-.14)
	Compuerta	3.01 (-.26)	3.53 (-.27)	4.02 (-.22)	4.54 (-.18)	4.91 (-.18)	5.77 (-.16)	6.19 (-.15)	2.98 (-.08)	3.39 (-.08)	3.79 (-.05)	4.32 (-.05)	4.71 (-.04)	5.61 (-.03)	5.99 (-.03)	1.97 (-.39)	2.17 (-.59)	2.42 (-.64)	2.79 (-.57)	3.10 (-.56)	3.58 (-.94)	4.39 (-.47)

Tabla 4.13 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con la presencia de sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.

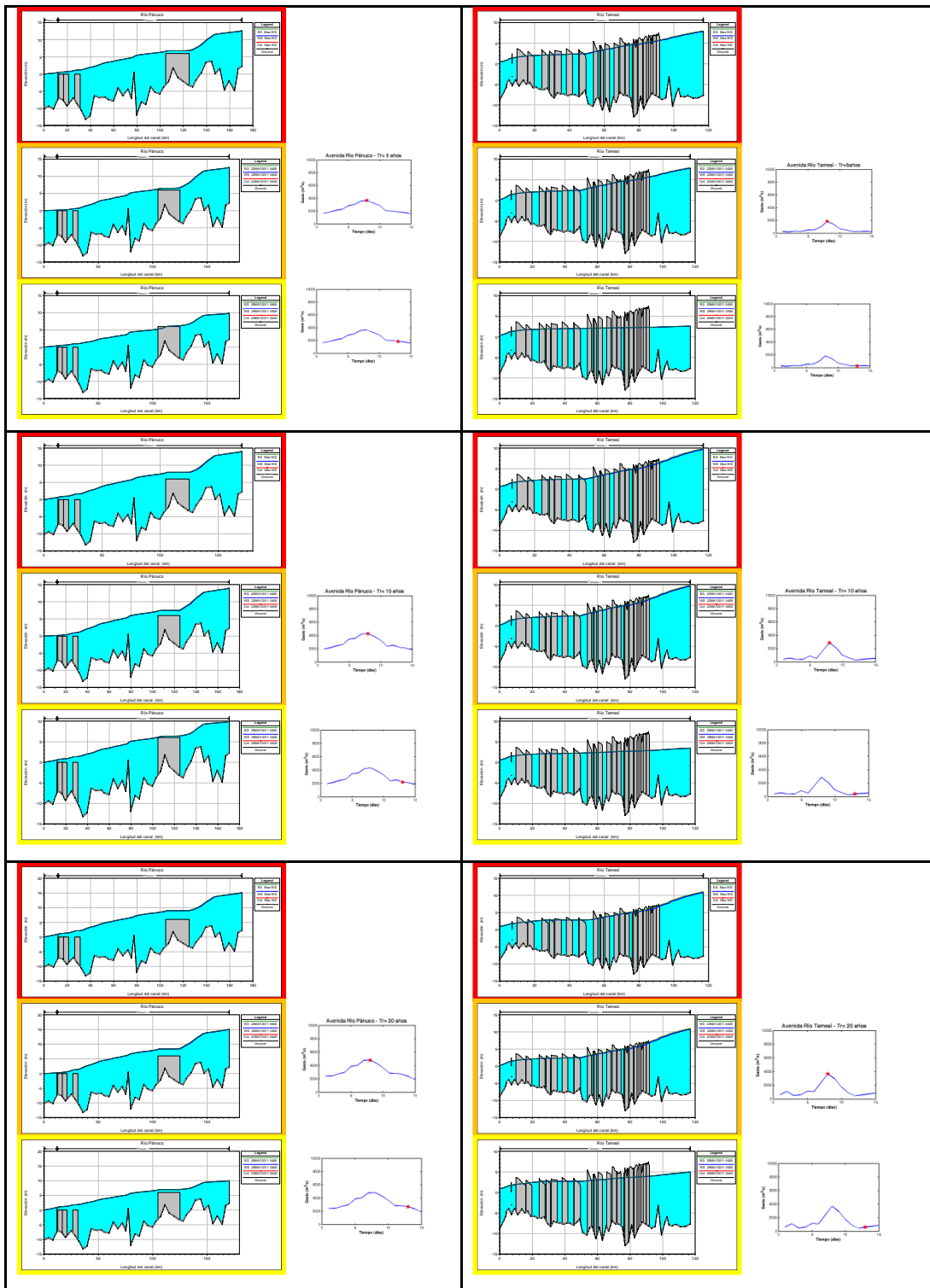


Figura 4.30 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5, 10$ y 20 años. Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.

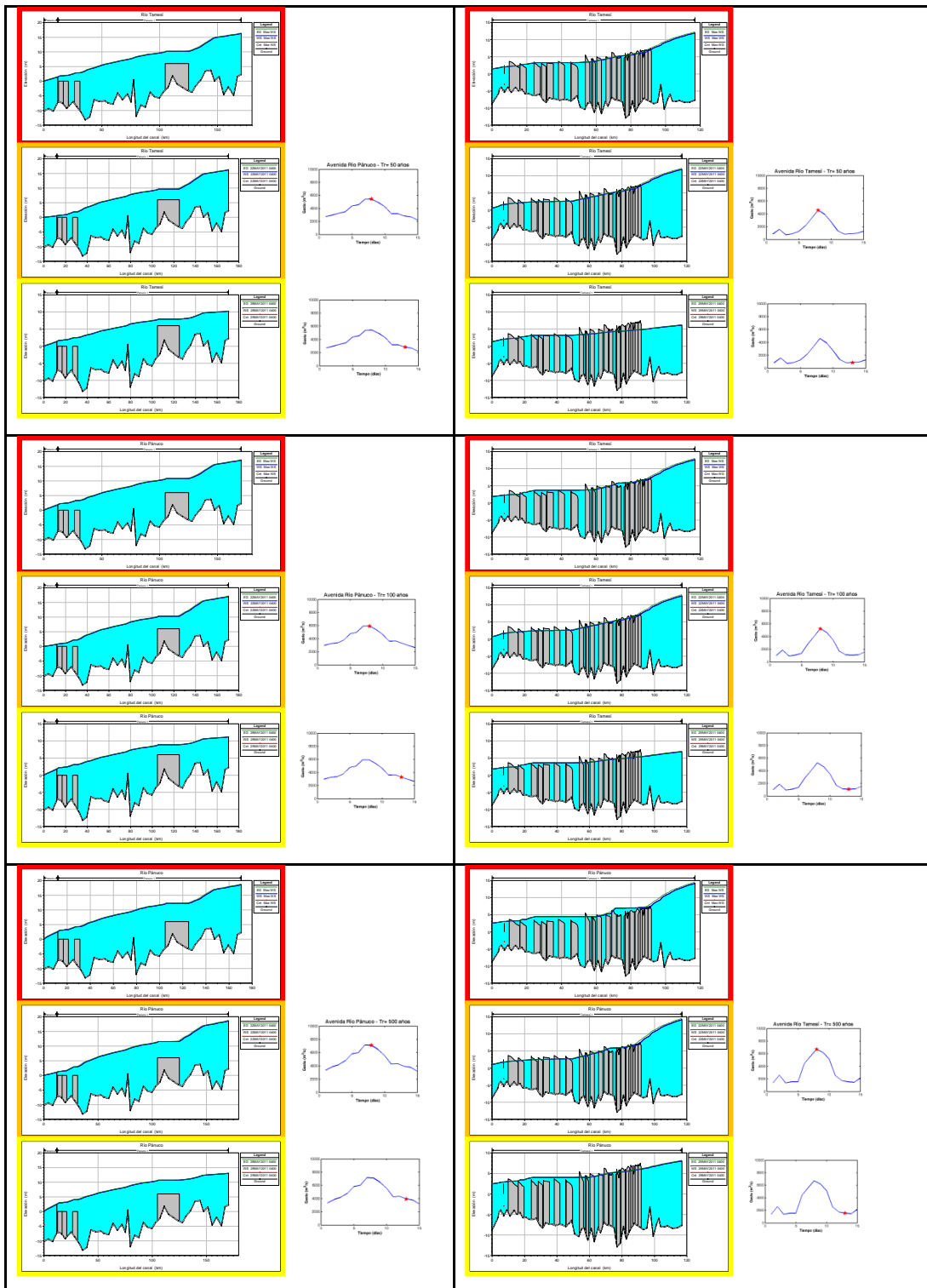


Figura 4.31 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libren la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 50, 100$ y 500 años. Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.

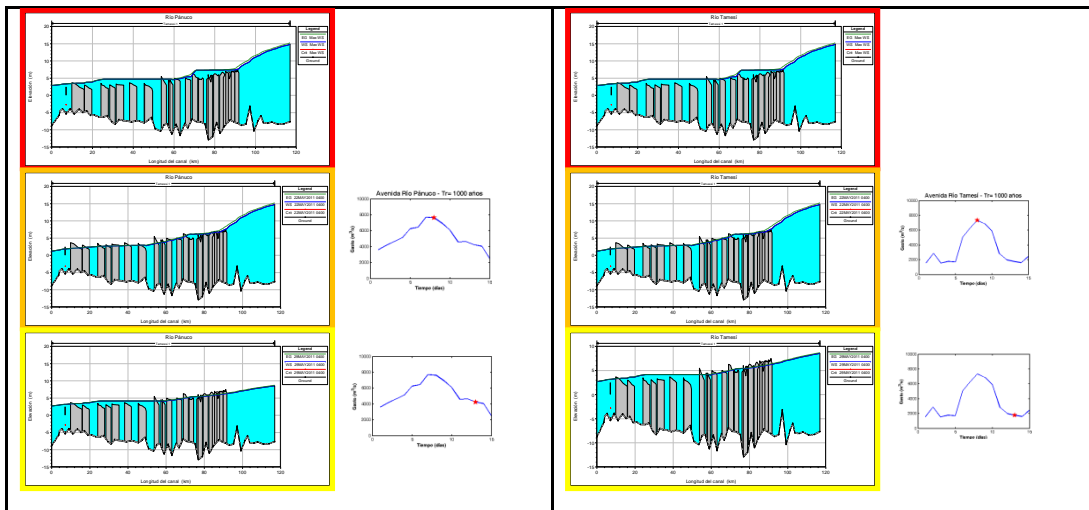


Figura 4.32 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 1\ 000$ años. Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.

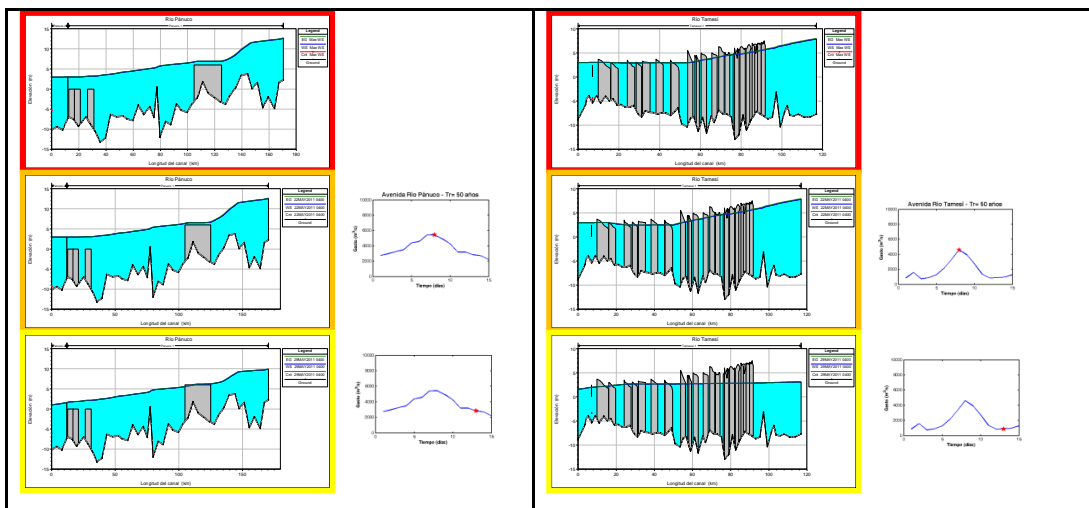


Figura 4.33 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5$ años. Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.

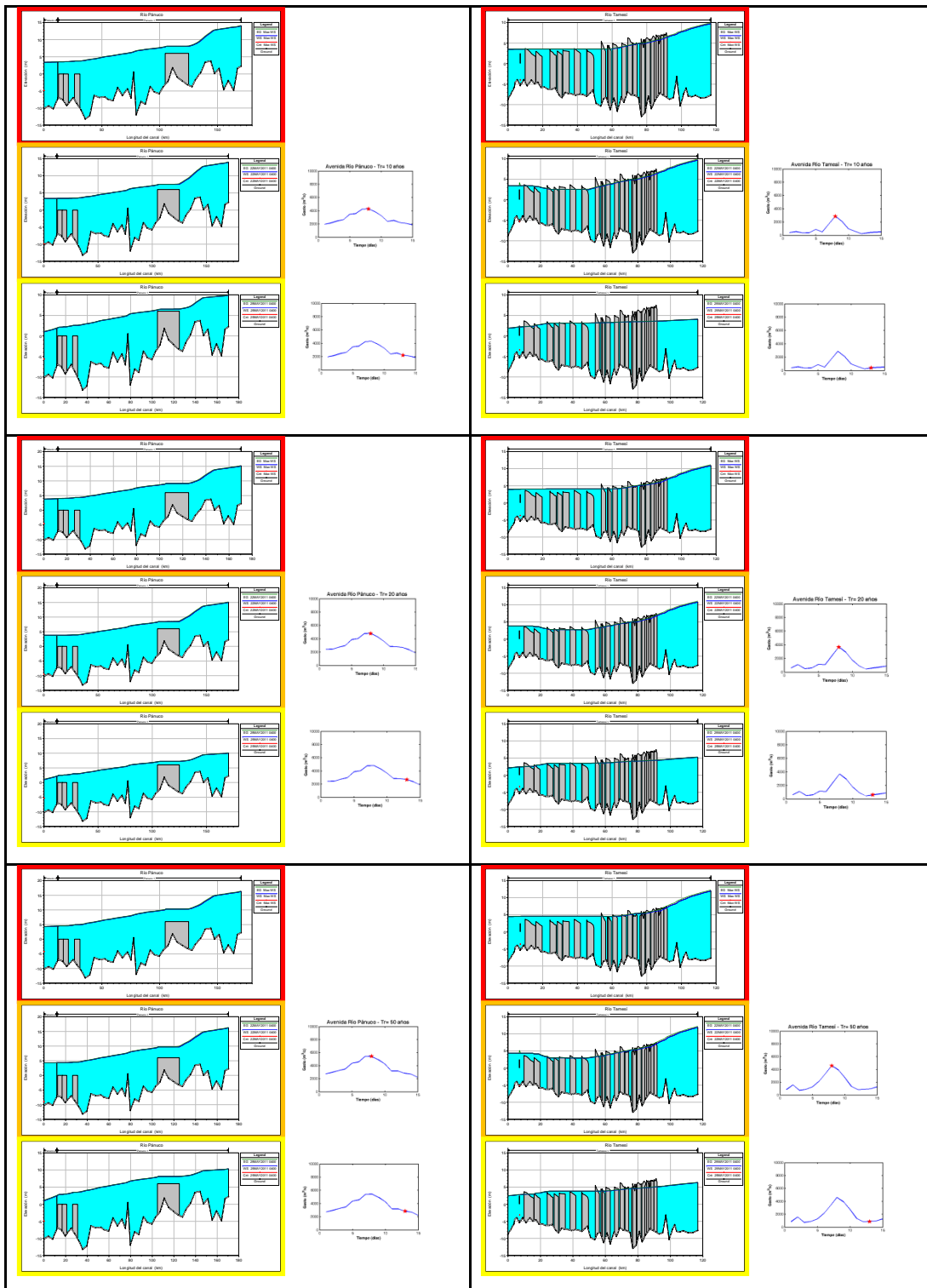


Figura 4.34 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-jico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 10, 20$ y 50 años. Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.

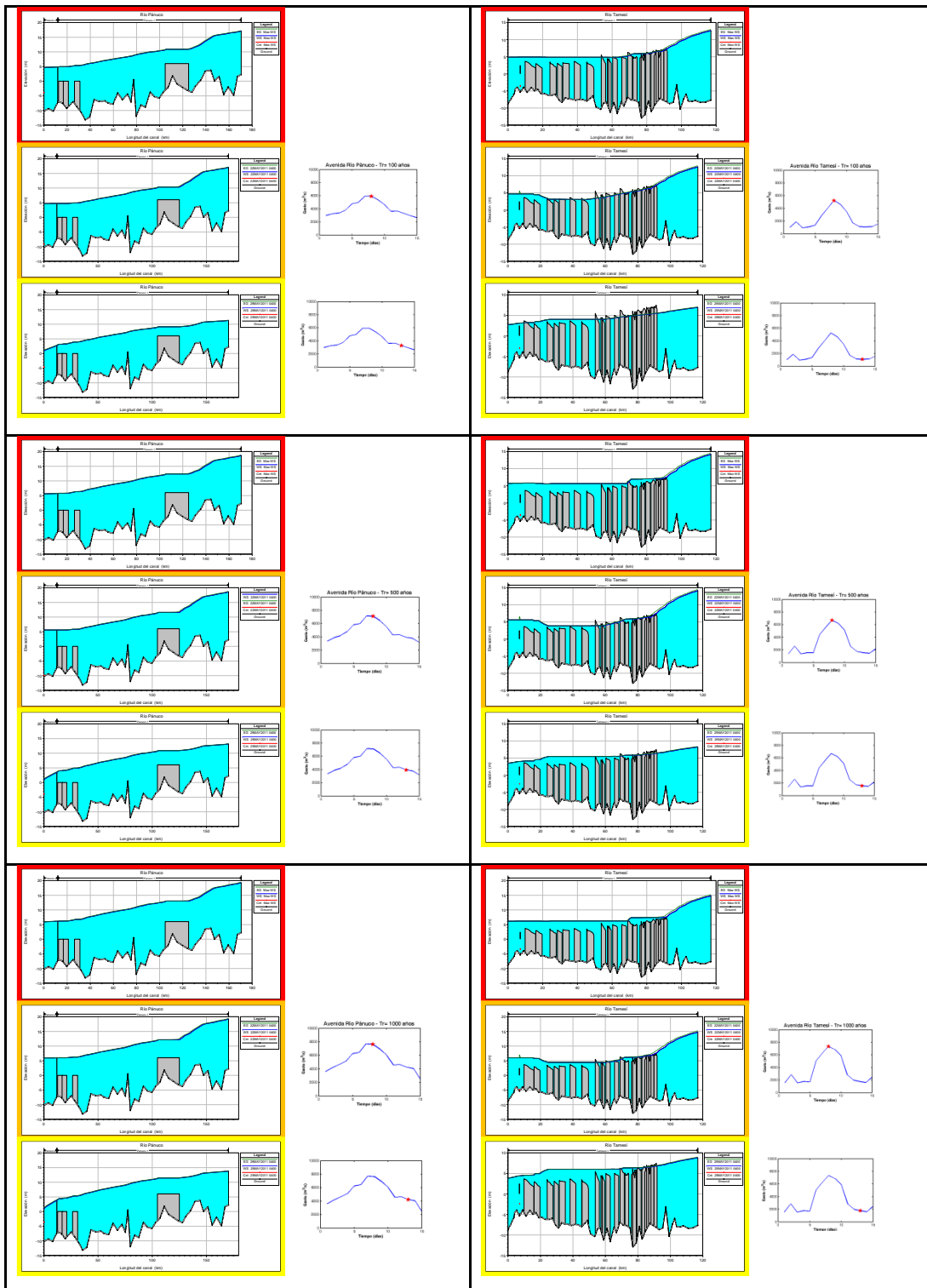


Figura 4.35 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-jico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 100, 500$ y $1\ 000$ años. Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco.

4.5.4 Canal de alivio del Río Pánuco y Tamesí hacia el Golfo de México junto con y Presa Pujal-Coy.

En esta sección se presentan los resultados para la alternativa que se compone del canal de alivio del río Pánuco y Tamesí hacia el Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy. La Figura 4.36 presenta la modificación del esquema geométrico que se define en el modelo unidimensional. En el sureste de dicho diagrama se localiza el canal de alivio del río Pánuco, al noreste del diagrama se ubica el canal de alivio del río Tamesí y la Presa se ubica aguas arriba del río Pánuco, la cual no se representa de manera geométrica en el programa unidimensional utilizado (Hec-Ras).

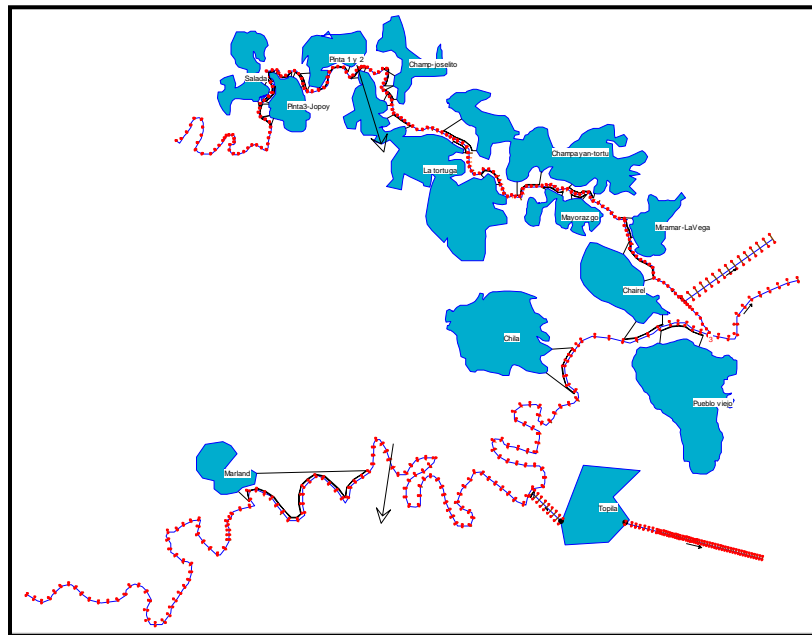


Figura 4.36 Esquema geométrico en HEC-RAS para modelar los resultados bajo la cuarta alternativa de solución que considera la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.

La Tabla 4.14 presentan los niveles obtenidos para esta alternativa en condición de descarga libre y en la Tabla 4.15 se tienen los niveles para una condición de sobre elevación por marea de tormenta.


Tiempo de simulación en el que se reportan niveles		Niveles Máximo																				
		Periodos de retorno (años)																				
		5	10	20	50	100	500	1000	5	10	20	50	100	500	1000	5	10	20	50	100	500	1000
Río Pánuco	Estación Adjuntas	12.64 (-3.13)	14.05 (-2.71)	15.13 (-2.36)	16.32 (-1.97)	17.12 (-1.75)	18.68 (-1.52)	19.29 (-1.48)	12.59 (-3.14)	13.99 (-2.73)	14.49 (-2.96)	16.26 (-1.99)	17.06 (-1.77)	18.62 (-1.54)	19.24 (-1.48)	5.07 (-6.73)	7.36 (-5.3)	8.04 (-4.9)	9.62 (-4.09)	11.18 (-3.48)	13.01 (-2.87)	13.64 (-2.73)
	Estación Pánuco	6.15 (-2.95)	7.33 (-2.45)	8.32 (-2.05)	9.36 (-1.75)	9.86 (-1.77)	11.09 (-1.85)	11.63 (-1.9)	5.78 (-2.75)	6.90 (-2.42)	8.2 (-1.61)	8.96 (-1.5)	9.41 (-1.49)	10.49 (-1.61)	10.96 (-1.67)	2.69 (-5)	3.93 (-4.72)	6.04 (-3.35)	7.03 (-2.97)	7.93 (-2.65)	9.5 (-2.25)	9.97 (-2.26)
	Estación Bombas	0.49 (-.97)	0.79 (-1)	1.06 (-1.09)	1.44 (-1.18)	1.69 (-1.33)	2.23 (-1.48)	2.42 (-1.55)	0.18 (-.53)	0.33 (-.62)	0.82 (-.34)	0.89 (-.52)	0.97 (-.58)	1.17 (-.78)	1.25 (-.89)	0.11 (-1.25)	0.5 (-1.23)	0.8 (-1.4)	1.24 (-1.35)	1.56 (-1.42)	2.05 (-1.53)	2.21 (-1.58)
Río Tamesí	Zona Pre-Lagunar	6.46 (--)	7.71 (--)	8.47 (-)	9.18 (--)	9.65 (--)	10.63 (--)	11.04 (-)	6.43 (--)	7.67 (--)	8.45 (-)	9.17 (-)	9.63 (-)	10.61 (-)	11.03 (-)	2.25 (-.2)	3.02 (-.06)	4.23 (-.11)	5.28 (-.03)	5.89 (-.05)	6.74 (-.01)	7.08 (-.02)
	Estación Magiscatzin	4.09 (--)	4.30 (--)	4.47 (-)	4.68 (--)	5.05 (--)	5.64 (--)	5.83 (--)	4.09 (-)	4.30 (--)	4.37 (-)	4.55 (-)	4.61 (-)	5.06 (-)	5.21 (-)	1.98 (-.23)	2.48 (-.07)	3.23 (-.18)	3.94 (-.06)	4.29 (-.08)	4.71 (-.08)	4.82 (-.07)
	Planta Potabilizadora	2.28 (-.04)	2.39 (-.06)	2.74 (-.2)	3.25 (-.2)	3.68 (-.18)	4.45 (-.12)	4.66 (-.1)	2.28 (-.02)	2.31 (-.02)	2.34 (-.08)	2.49 (-.03)	2.51 (-.02)	2.58 (-.07)	2.79 (-.04)	1.76 (-.28)	2.07 (-.12)	2.58 (-.23)	3.16 (-.22)	3.57 (-.22)	3.95 (-.24)	4.03 (-.27)
	Compuerta	0.72 (-.89)	0.81 (-.99)	0.91 (-1.25)	1.02 (-1.6)	1.10 (-1.92)	1.24 (-2.5)	1.34 (-2.65)	0.72 (-.75)	0.73 (-.8)	0.75 (-.88)	0.84 (-.91)	0.85 (-.94)	0.87 (-1.1)	0.91 (-1.25)	0.54 (-1.02)	0.66 (-1.09)	0.88 (-1.25)	1.01 (-1.57)	1.09 (-1.9)	1.16 (-2.44)	1.21 (-2.59)

Tabla 4.14 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con descarga libre en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.

Tiempo de simulación en el que se reportan niveles		Niveles Máximo																				
Periodos de retorno (años)		5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000	5	10	20	50	100	500	1 000
Río Pánuco	Estación Adjuntas	12.64 (-3.14)	14.06 (-2.71)	15.13 (-2.37)	16.32 (-1.97)	17.12 (-1.76)	18.68 (-1.53)	19.29 (-1.48)	12.59 (-3.15)	13.99 (-2.73)	15.07 (-2.38)	16.26 (-1.99)	17.06 (-1.78)	18.62 (-1.54)	19.24 (-1.49)	5.07 (-6.76)	7.40 (-5.3)	8.08 (-4.89)	9.65 (-4.09)	11.21 (-3.48)	13.05 (-2.88)	13.67 (-2.76)
	Estación Pánuco	6.24 (-2.94)	7.40 (-2.46)	8.39 (-2.07)	9.42 (-1.8)	9.92 (-1.92)	11.19 (-1.92)	11.71 (-2.01)	5.86 (-2.75)	6.93 (-2.46)	7.86 (-2.02)	8.99 (-1.54)	9.44 (-1.55)	10.54 (-1.66)	10.99 (-1.76)	2.33 (-5.48)	4.29 (-4.58)	6.14 (-3.35)	7.15 (-2.95)	8.03 (-2.67)	9.64 (-2.34)	10.05 (-2.36)
	Estación Bombas	2.95 (-.34)	3.38 (-.43)	3.82 (-.44)	4.34 (-.4)	4.71 (-.4)	5.56 (-.39)	5.93 (-.43)	2.89 (-.18)	3.29 (-.19)	3.65 (-.22)	4.12 (-.26)	4.45 (-.29)	5.19 (-.46)	5.48 (-.55)	1.15 (-1.23)	1.59 (-1.18)	1.91 (-1.19)	2.25 (-1.15)	2.46 (-1.21)	3.07 (-1.42)	3.26 (-1.59)
Río Tamesí	Zona Pre-Lagunar	6.46 (-)	7.71 (-)	8.47 (-)	9.18 (-)	9.65 (-)	10.63 (-)	11.04 (-)	6.44 (-)	7.67 (-)	8.45 (-)	9.17 (-)	9.63 (-)	10.61 (-)	11.03 (-)	2.80 (-.44)	3.65 (-.12)	4.61 (-.16)	5.42 (-.2)	5.98 (-.07)	6.91 (-.2)	7.38 (-.18)
	Estación Magiscatzin	4.10 (-.01)	4.30 (-.01)	4.51 (-.03)	4.87 (-.06)	5.16 (-.04)	5.68 (-.15)	5.94 (-.41)	4.09 (-.01)	4.30 (-.01)	4.39 (-.01)	4.57 (-.02)	4.63 (-.03)	5.07 (-.02)	5.22 (-.03)	2.60 (-.47)	3.22 (-.28)	3.77 (-.21)	4.15 (-.2)	4.44 (-.3)	5.23 (-.5)	5.70 (-.51)
	Planta Potabilizadora	2.75 (-.52)	3.42 (-.42)	3.94 (-.33)	4.39 (-.26)	4.71 (-.2)	5.34 (-.45)	5.88 (-.44)	2.47 (-.02)	2.53 (-.02)	2.70 (-.06)	2.82 (-.22)	2.98 (-.46)	3.56 (-.45)	3.86 (-.5)	2.49 (-.49)	2.99 (-.39)	3.34 (-.36)	3.65 (-.32)	3.86 (-.54)	5.17 (-.51)	5.64 (-.52)
	Compuerta	1.53 (-1.74)	1.82 (-1.98)	2.23 (-2.01)	2.69 (-2.03)	2.96 (-2.13)	3.54 (-2.39)	3.78 (-2.56)	1.49 (-1.57)	1.75 (-1.72)	2.04 (-1.8)	2.50 (-1.87)	2.75 (-2.)	3.28 (-2.36)	3.48 (-2.54)	0.89 (-1.47)	1.01 (-1.75)	1.08 (-1.98)	1.19 (-2.17)	1.31 (-2.35)	1.76 (-2.76)	1.92 (-2.94)

Tabla 4.15 Resumen de resultados de niveles calculados bajo las condiciones de flujo no permanente (niveles máximos, durante y después del paso del pico del hidrograma) para todas las avenidas y con la presencia de sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco (elevaciones en metros). Considerando la Presa Pujal-Coy aguas arriba del río Pánuco. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.

De acuerdo con los resultados de ambas tablas se observa que esta alternativa favorece los niveles de superficie libre en ambos ríos. Sin embargo, el beneficio es mayor para el río Pánuco ya que los niveles disminuyen a todo lo largo del cauce mientras que para el río Tamesí la mayor disminución en el nivel se presenta cerca de la intersección con el río Pánuco (Compuerta).

Al comparar los niveles de esta alternativa con cada una de las alternativas involucradas se observa que esta es la que mas favorece la disminución de los niveles. Sin embargo, al comparar los niveles de superficie libre considerando solo la presa con esta alternativa, se observa que la disminución en los niveles es muy similar. Por citar un ejemplo, para un periodo de retorno de 100 años para descarga libre para el río Pánuco considerando solo la presa se tiene un nivel de superficie libre para la estación Adjuntas de 17.11m, para la estación Pánuco de 9.83m y para la estación Bombas 2.25m, al observar estos mismos puntos de análisis con la combinación de las alternativas los niveles reportados son los siguientes Adjuntas 17.12m, Pánuco 9.86m y Bombas 1.69m. De esto se puede concluir que Adjuntas y Pánuco no reciben beneficio alguno de la combinación de las alternativas, mientras que los niveles de superficie en la estación Bombas se favorecen en este caso el nivel disminuyo 0.56m más que solo considerando la Presa.

Por otro lado, al comparar solo la alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo con esta alternativa se observa que los niveles aguas arriba del río Tamesí presentan el mismo comportamiento, es decir sin disminución en el nivel. Para el punto de la Planta Potabilizadora los niveles de superficie libre obtenidos son muy similares en ambas alternativas. Mientras que para el caso del punto de Compuerta los niveles disminuyen más al considerar esta alternativa, por decir para un periodo de retorno de 100 años considerando solo el canal de alivio del río Tamesí se tiene un nivel de 1.39m, mientras que para la alternativa combinada para este mismo periodo se tiene un nivel de 1.10m lo que significa una diferencia de 0.29m.

Por último se comparó esta alternativa con el canal de alivio del río Pánuco hacia el Golfo de México, lo que se observó es que la alternativa del canal de alivio solo abate los niveles cerca de la desembocadura del río Pánuco mientras que al río Tamesí no le beneficia. Sin embargo, al combinarlos el abatimiento en los niveles del río Pánuco disminuyen más por la presencia de la Presa y esto a su vez beneficia los niveles del río Tamesí cerca de la confluencia de ambos ríos.

Los niveles en el río Pánuco combinando las tres alternativas disminuyen en promedio 0.67m más que si solo se considera el canal de alivio del Pánuco hacia el Golfo para el caso del río Tamesí los niveles de superficie disminuyen 1m más en promedio considerando las tres alternativas.

En la Figuras 4.37, 4.38 y 4.39 se presenta un resumen de todos los perfiles de elevación de superficie libre a lo largo de los cauces de los ríos Pánuco y Tamesí, bajo todas las condiciones de gasto ($T_r = 5, 10, 20, 50, 100, 500$ y $1\ 000$ años) considerando una descarga libre en la desembocadura del río Pánuco. Mientras que las Figuras 4.40, 4.41 y 4.42 ilustran los mismos perfiles para ambos ríos y las mismas avenidas de diseño considerando la presencia de una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura del río Pánuco. En las seis figuras se consideran los perfiles máximos, el pico del hidrograma y hacia el final del tránsito de la avenida.

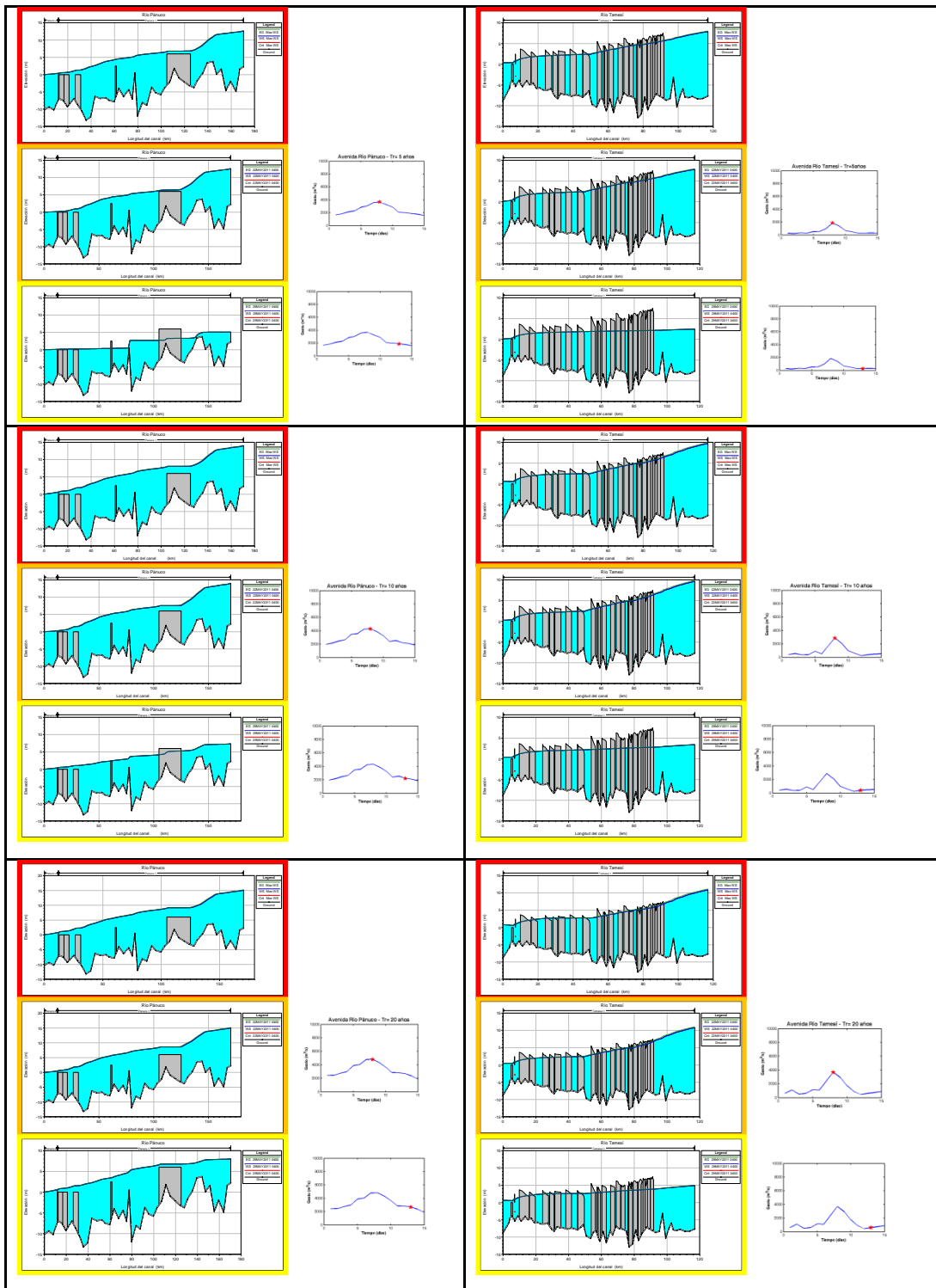


Figura 4.37 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5, 10$ y 20 años. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.

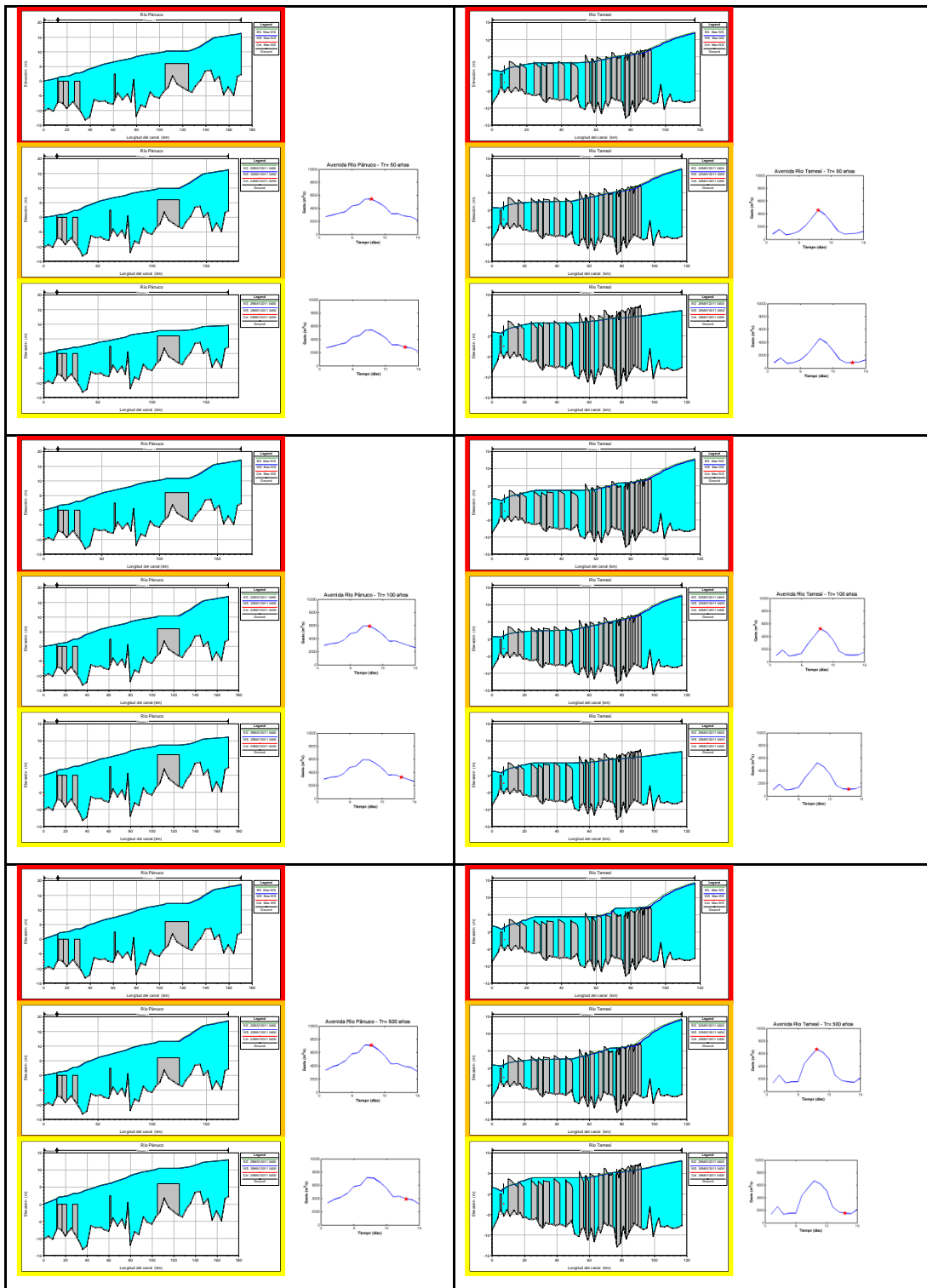


Figura 4.38 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-jico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libren la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 50, 100$ y 500 años. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.

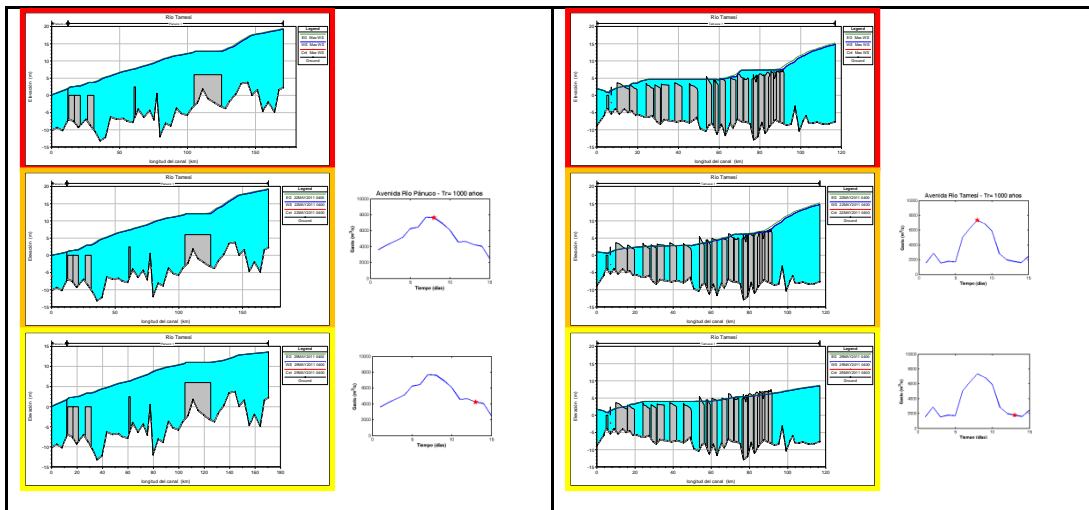


Figura 4.39 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con descarga libre en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 1000$ años. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.

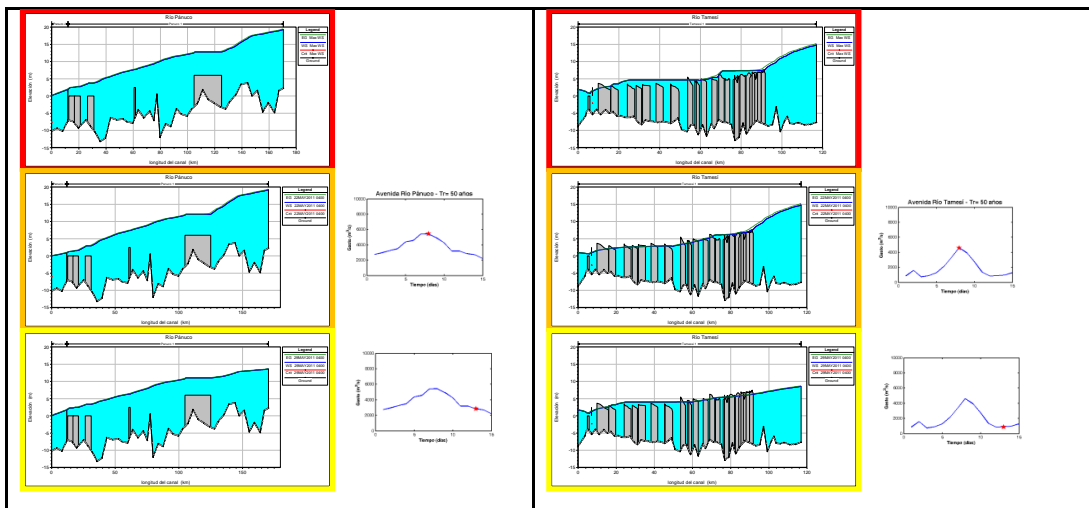


Figura 4.40 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 5$ años. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.

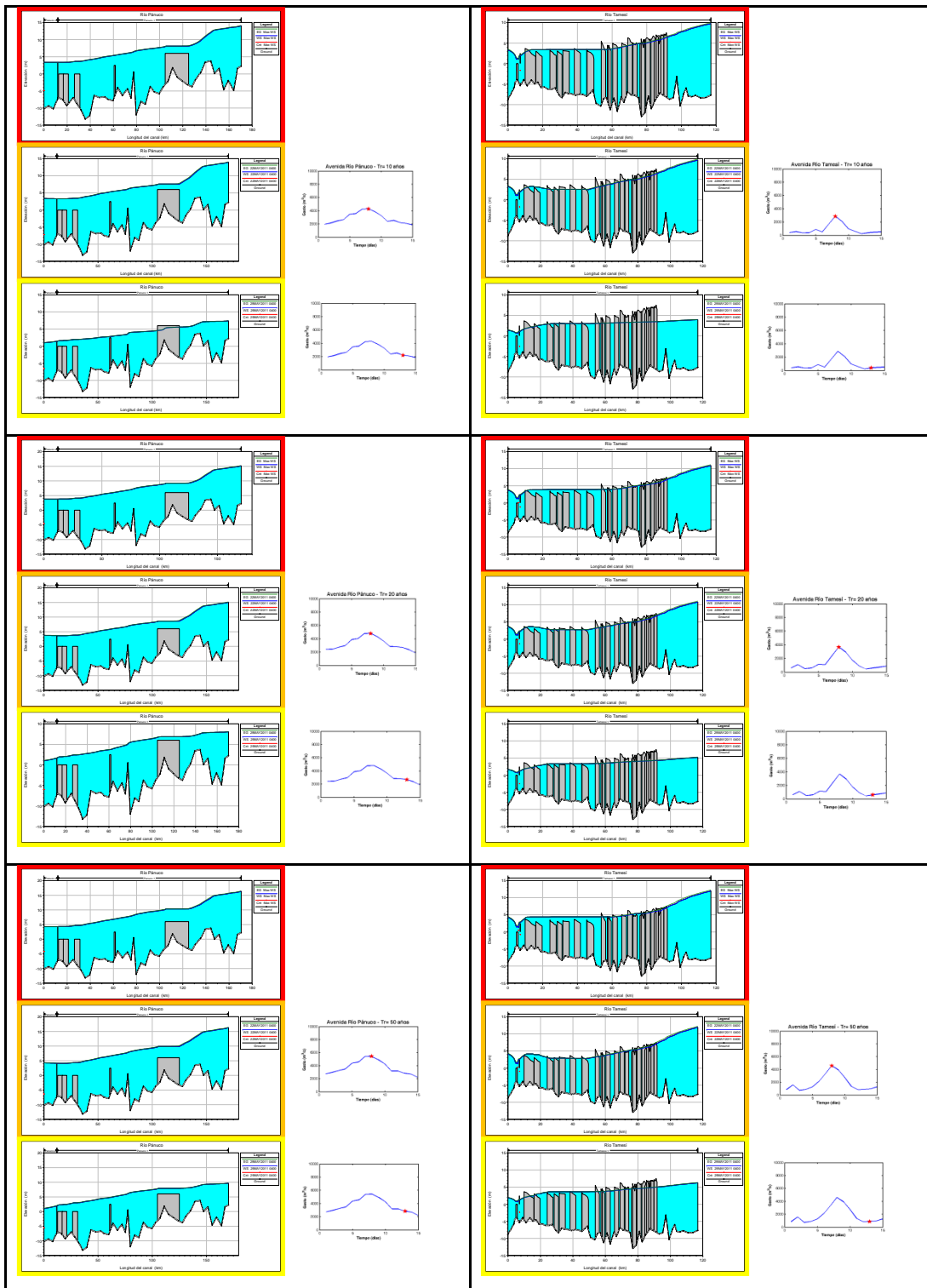


Figura 4.41 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 10, 20$ y 50 años. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.

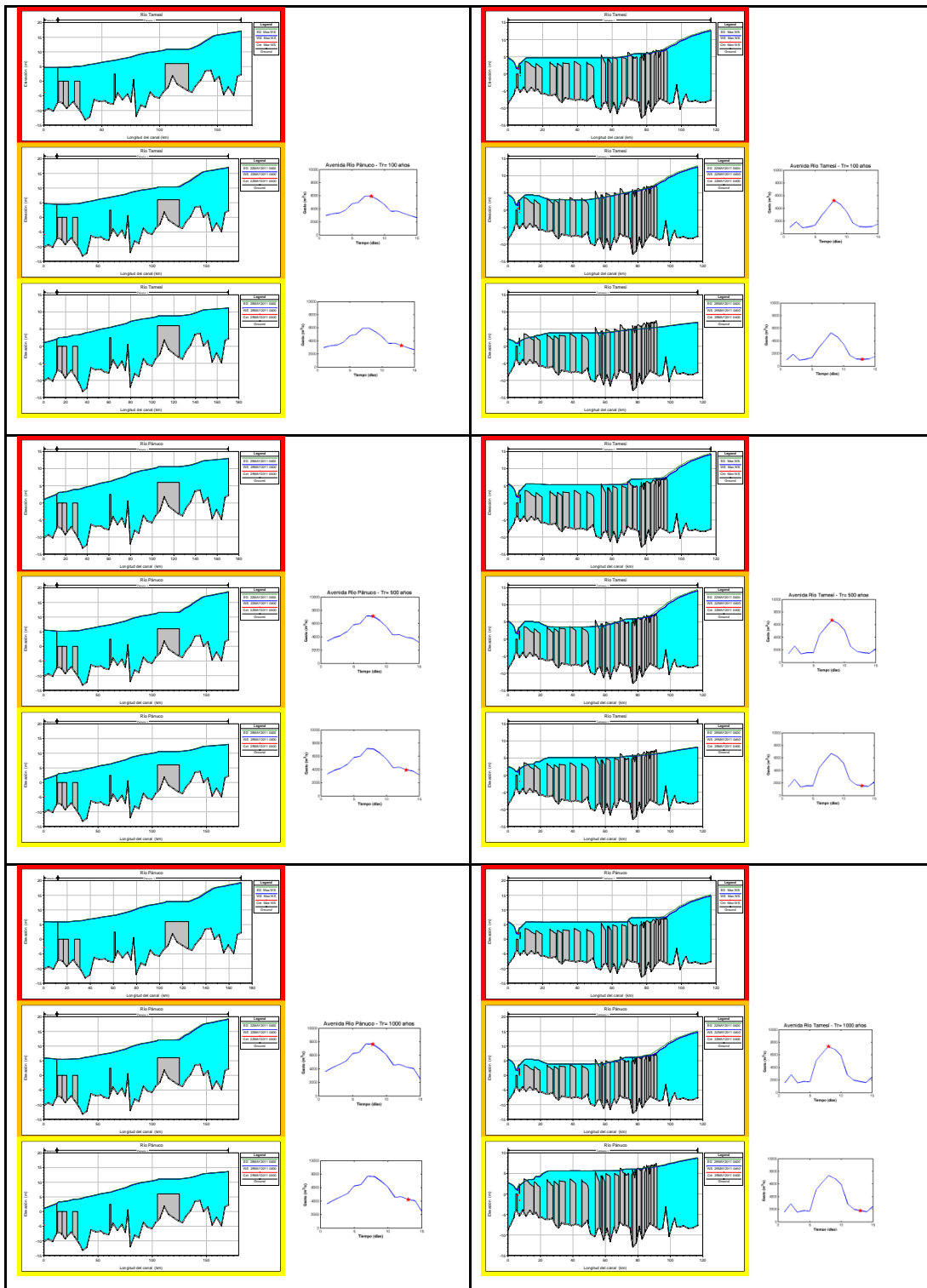


Figura 4.42 Perfil de elevaciones en ambos ríos Pánuco (izquierdo) y Tamesí (derecho). Rojo-nivel máximo, naranja-pico del hidrograma y amarillo-al final de la simulación. Bajo condiciones de flujo no permanente y con sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México para $Tr= 100, 500$ y $1\ 000$ años. Alternativa de canal de alivio del río Pánuco y Tamesí al Golfo de México en conjunto con la Presa Pujal-Coy.

Conclusiones

Como resultado del estudio presentado en este trabajo de investigación, se obtuvieron las conclusiones siguientes:

- A partir de los resultados para la simulación de los eventos históricos se pudo comprobar que el modelo utilizado, fue capaz de reproducir los niveles registrados para dichos eventos. Esto permitió su utilización para la simulación de las avenidas de diseño asociadas a los periodos de retorno seleccionados.
- Una vez calibrado el modelo, se reprodujeron de manera satisfactoria las avenidas de diseño asociadas a periodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500 y 1 000 años bajo el régimen de flujo permanente y no permanente considerando descarga libre y una sobre elevación por marea de tormenta en la desembocadura al Golfo de México. En ambos regímenes se observó que la marea de tormenta juega un papel importante tanto para el río Pánuco como para el río Tamesí, ya que los niveles en los puntos cercanos a la descarga, Estación Bombas y Compuerta respectivamente, presentan un incremento considerable bajo la condición de marea de tormenta. Sin embargo, los niveles aguas arriba son muy parecidos para la condición de descarga libre y considerando una sobre elevación por marea de tormenta.
- Respecto a la alternativa del canal de alivio del río Pánuco hacia la laguna Tamiahua se concluye que sin importar la condición de descarga libre al Golfo de México, los niveles disminuyen más para el río Pánuco que para el río Tamesí. Sin embargo, para la condición de descarga libre los niveles disminuyen más cerca de la desembocadura (Estación Bombas), caso contrario que en la condición de marea de tormenta. En la condición de marea de tormenta los niveles disminuyen más en el punto intermedio de análisis, en la Estación Pánuco, esto se debe a la sobre elevación que se presenta por la marea de tormenta. Mientras que los niveles aguas arriba son muy similares.

- Para la alternativa del canal de alivio del río Tamesí hacia el Golfo de México se concluye que esta alternativa beneficia directamente al río Tamesí, sin embargo al disminuir sus niveles este beneficia de manera indirecta al río Pánuco cerca de la desembocadura al Golfo de México. Esto se debe a que el caudal del río Tamesí disminuye y al unirse este con el río Pánuco el aporte del gasto del río Tamesí será menor provocando una ligera disminución en su nivel de superficie libre en la Estación Bombas.
- Al considerar la construcción de una presa aguas arriba del río Pánuco, esta ayudara a disminuir los niveles de superficie libre a lo largo del río Pánuco. Sin embargo, el río Tamesí también se ve beneficiado en el punto de análisis de la Compuerta ya que al llevar el Pánuco un menor caudal genera un menor remanso en la descarga del río Tamesí con este, por ello se ve una disminución en los niveles de superficie libre del río Tamesí.
- Después de combinar las tres alternativas, se concluye que al combinarlas se beneficia a ambos ríos a la vez. Sin embargo, para el río Pánuco la disminución de los niveles es para todo el río mientras que al Tamesí solo se beneficia cerca de la unión de este con el Pánuco.
- En conclusión se tiene que hacer un análisis del riesgo de las inundaciones en esta zona ya que las alternativas aquí propuestas solo benefician a un río a la vez. Sin embargo, si se combinan todas las alternativas se logra disminuir los niveles de superficie libre en ambos ríos pero el costo de la obra sería muy elevado. Por ello, también es conveniente realizar un estudio de costo beneficio para elegir correctamente la alternativa a implementar.

Bibliografía

- Aragón González, R. (2005);** Geomorfología fluvial en el curso bajo del río Pánuco: Identificación de áreas propensas a inundación. Tesis de Licenciatura en Geografía. Facultad de Filosofía y Letras. Colegio de Ingeniería, UNAM, México.
- Ashley S. T., Ashley, W. S. (2006);** Flood Fatalities in the United States. American Meteorological Society.
- Baró Suárez, J. E., C., Díaz Delgado, M. V., Esteller, G., Calderón, (2007a);** Curvas de daños provocados por inundaciones en zonas habitacionales y agrícolas de México, Parte I. Propuesta metodológica. Ingeniería Hidráulica en México, XXII (1):91-103.
- Barkau, R. L. (1992);** *UNET, One-Dimensional Unsteady Flow Through a Full Network of Open Channels*, Computer Program, St. Louis, MO.
- Centro Nacional de Prevención de Desastres (2001);** Atlas Nacional de Riesgos de la República Mexicana. México, CENAPRED.
- Centro Nacional de Prevención de Desastres (2007);** Atlas Nacional de Riesgos de la República Mexicana. México, CENAPRED.
- Chow, V.T., (1959);** Open Channel hydraulics, McGraw-Hill Book Company, NY.
- Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2000);** Estudio Técnico Justificativo para el cambio de utilización de terrenos forestales. L. T. Champayán-Las Mesas S. E Las Mesas online. Disponible en: <http://sinat.semarnat.gob.mx/dgiraDocs/documentos/tamp/estudios/2004/28TM2004E0007.pdf> [2012, marzo 29]
- Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2000);** *Proyecto integral para la protección contra inundaciones en la cuenca baja del río Pánuco, en los estados de Veracruz, Tamaulipas y San Luis Potosí*; Estudio de Factibilidad. México, CFE.
- Comisión Nacional del Agua, (CONAGUA, 1994);** *Estudio de las avenidas y de las obras de protección y defensa para reducir los daños causados en las inundaciones en los Ríos Pánuco y Tamesí*. México, CONAGUA.
- Comisión Nacional del Agua, (CONAGUA, 1994);** *Agenda del agua 2030*. México, CONAGUA.
- Comisión Nacional del Agua, (CONAGUA, 1994);** Estudio de las avenidas y de las obras de protección y defensa para reducir los daños causados en las inundaciones en los Ríos Pánuco y Tamesí. México, CONAGUA.
- Comisión Nacional del Agua, (CONAGUA, 1998);** Carta de regiones hidrológicas administrativas y de los estas. México, D.F.
- Comisión Nacional del Agua, (CONAGUA, 2011);** Coordinación General del Servicio Meteorológico Nacional Temporada 2011 de Ciclones Tropicales. Resumen del huracán "Arlene", pp. 1-8.
- Comisión Nacional del Agua, (CONAGUA, 2011);** CONSEJO DE CUENCA DEL RÍO PÁNUCO [en línea]. Disponible en: ftp://ftp.consejosdecuenca.org.mx/pub/downloads/docs_basicos/ejecutivos/19-RP.pdf [2012, marzo 29]
- Dutta, D., S. Herath, and K. Musiak (2003);** A mathematical model for flood loss estimation, *Journal of Hydrology*, 277, 24-49.
- EM-DAT (2011);** OFDA/CRED Base de datos Internacional de desastres (International DisasterDatabase), UniversiteCatholique de Louvain, Brussels, <http://www.cred.be/emdat>.

- Fread, D. L., (1976);** "Theoretical Developments of an Implicit Dynamic Routing Model" Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, U.S. Department of Commerce, NOAA, NWS, Silver Spring, MD, presented at Dynamic Routing Seminar, Lower Mississippi River Forecast Center, Slidell, L.A., 13-17 Dec 1976.
- Grupo Continental, S.A. (1980);** 25° Aniversario de la gran tragedia: ciclón e inundación 1955 de Tampico, Madero y la región, la más intensa del siglo en el mundo: narración y más de 450 fotos sobre estos acontecimientos. Álbum revista Tamaulipas, pp. 1-112.
- Grupo Especializado de Trabajo del Sistema Lagunario del Río Tamesí (GETSLRT, 2004);** Programa de manejo Integral del Sistema Lagunario del Río Tamesí [en línea] Disponible en: ftp://ftp.consejosdecuenca.org.mx/pub/downloads/CCRP/Planes/PMI_SLRT.pdf [2012, marzo 30]
- HEC (1997);** 'HEC-RAS, River Analysis System-Hydraulic Reference Manual', Hydrologic Engineering Center, Army Corps of Engineers, USA.
- Mansilla, E. (1994);** La cuenca Baja del Pánuco: un desastre crónico. Desastres y sociedad. Revista semestral de la Red en Estudios Sociales en prevención de desastres en América Latina (agosto-diciembre 1994). No. 3, Año 2. México. pp. 86-96.
- O'Connell, E., Ewen, J., O'Donnell, G.,(2011);** Strategic overview of land use management in the context of catchment flood risk management planning. in Flood Risk Science and Management (eds G. Pender and H. Faulkner), Wiley-Blackwell, Oxford, UK. doi: 10.1002/9781444324846.ch2
- Pedrozo A.A., Amaro L. A., Cruz Q. A. C. (2011);** *Proyecto Integral para la protección contra inundaciones en la cuenca baja del río Pánuco, en los estados de Veracruz, Tamaulipas y San Luis Potosí.* Capítulo 3.A Informe con la descripción del esquema del sistema simplificado de drenaje superficial a estudiar. Coordinación de Hidráulica, IIUNAM. México.
- Pedrozo A. A., Amaro L. A., Cruz Q. A.C., Laverde B. M.A., Rodríguez R. J.P., (2011);** *Proyecto Integral para la protección contra inundaciones en la cuenca baja del río Pánuco, en los estados de Veracruz, Tamaulipas y San Luis Potosí.* Capítulo 3.B Informe con los resultados de los periodos de retorno de 5, 10, 20,100, 500 y 1000 años en condiciones actuales para flujo permanente y no permanente. Coordinación de Hidráulica, IIUNAM. México.
- Pedrozo A. A., Amaro L. A., Cruz Q. A.C, Laverde B. M.A., Rodríguez R. J.P., (2011);** *Proyecto Integral para la protección contra inundaciones en la cuenca baja del río Pánuco, en los estados de Veracruz, Tamaulipas y San Luis Potosí.* Capítulo 3.C Informe con la descripción de las soluciones planteadas a un nivel de gran visión para los periodos de retorno de 5, 10, 20,100, 500 y 1000 años en condiciones actuales para flujo permanente. Coordinación de Hidráulica, IIUNAM. México.
- Pedrozo-Acuña, A., (2012);** Evaluación y manejo del riesgo de inundaciones. Revista Agua en Quintana Roo, Comisión de Agua Potable y Alcantarillado, Año 1, No.2, Enero-Marzo 2012.
- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos(SARH, 1987);** Memoria de la Comisión de Estudios de la Cuenca del Río Pánuco, 1958-1986. México, SARH.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH, 1961);** Gastos máximos en las corrientes de la República Mexicana. México, SRH.
- Smith, R. H., (1978);** "Development of a Flood Routing Model for Small Meandering Rivers", PhD. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Missouri al Rolla, MO.