



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Incremento en la capacidad
hidráulica de un cauce con una
rectificación**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Jessé Emanuel Gómez Calvario

DIRECTORA DE TESIS

M. I. Sixta Hinndi Mendoza Pérez

Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2025



Este trabajo fue desarrollado dentro del Grupo de Enseñanza e Investigación en Ingeniería y Ciencias del Agua (GEIICA).





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
INCREMENTO EN LA CAPACIDAD HIDRÁULICA DE UN CAUCE CON UNA RECTIFICACIÓN



Agradecimientos

A mis padres, Laura Calvario Hermida y Carlos Gómez Toledo, por haberme apoyado durante toda mi trayectoria escolar, desde el primer año en el jardín de niños, hasta mi último día en la facultad; agradezco las enseñanzas que me dieron, la sabiduría que me transmitieron y por los años de esfuerzo para proveerme de un ambiente próspero y lleno de amor en donde crecer. A mi hermano, Josué Gómez Calvario, por haberme motivado a siempre mejorar, gracias por haber estado a mi lado toda la vida, por haber jugado conmigo, reído conmigo y por ser el mejor hermano y amigo que pude pedir.

A Jennifer Solís Gutiérrez, por haber estado a mi lado durante toda mi carrera universitaria, por estar conmigo en las buenas y en las malas, dándome constante aliento y motivándome para ser una mejor persona. Has sido mi compañera de vida durante estos años; me llena de orgullo saber que comenzamos y terminamos esta etapa de nuestras vidas juntos, gracias por estar a mi lado siempre.

A mis amigos, por haber hecho de mi vida universitaria un entorno más amigable, lleno de retroalimentación, risas y aprendizaje, cada uno contribuyó para que pudiera llegar hasta aquí.

Por último, pero no menos importante, agradezco a la Facultad de Ingeniería y a la Universidad Nacional Autónoma de México, por haberme formado académicamente. Agradezco a todos los profesores con los que conviví durante mis estudios de licenciatura, aquellos que me mostraron lo que es ser un verdadero ingeniero, comprometido con el aprendizaje y la aplicación de conocimientos. Agradezco a la M. I. Sixta Hinndi Mendoza Pérez por confiar en mí y en este trabajo, por el acompañamiento, y por explicarme las cosas las veces necesarias. Te agradezco por motivarme a demostrar la excelencia en cada avance, admiro el tipo de ingeniera que eres.

No matter how hard it gets
No matter how tough



Resumen

Lo que tienen en común ríos y canales es transportar agua en lámina libre, sin embargo, existe cierta diferencia entre ambos conceptos, ya que, mientras un río es un elemento natural que recoge las aguas de una cuenca y las transporta en lámina libre hasta su desembocadura, un canal es una obra de ingeniería civil que responde a las necesidades de algún proyecto particular (Vide, 2004).

En el presente trabajo se rectificó un cauce, el cual presentaba problemas hidráulicos debido a la obsolescencia de su diseño. El cauce cruza por debajo de dos puentes a lo largo de todo su recorrido, uno de ellos (Puente 1) construido en años recientes, y otro (Puente 2) datado en años anteriores.

Se inició con el modelado en HEC-RAS para distintas condiciones, con el fin de observar el comportamiento del agua en el cauce para siete periodos de retorno, los cuales van desde los cinco años, hasta los 1000 años. Se realizó el análisis hidráulico del cauce en tres condiciones diferentes, una con ambos puentes, otra únicamente con el puente que presentaba problemas hidráulicos (Puente 2), y la última, sin ningún puente, es decir, en condiciones naturales, con el fin de observar el impacto que generaba la presencia de ambos puentes. Al realizar el análisis de los resultados obtenidos se observó la presencia de desbordamientos principalmente en las zonas cercanas al Puente 2, los cuales se presentaban desde un periodo de retorno de cinco años.

Una vez identificada la problemática, de las soluciones planteadas, se eligió el diseño para el canal para un periodo de retorno de 1000 años.



Contenido

<i>Introducción</i>	XIII
<i>Justificación</i>	XIII
<i>Objetivos</i>	XIV
I. Antecedentes	1
A. Planteamiento de la problemática.	1
B. Manuales y normativa de SICT aplicable en puentes.	4
C. Normativa de Conagua aplicable en puentes.	12
D. Normativa en materia ambiental	13
i) Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente.....	13
ii) Comisión Nacional de Áreas Naturales Protegidas	14
E. Análisis Hidrológico	14
i) Delimitación y caracterización fisiográfica de la cuenca de aportación	14
ii) Análisis hidrológico	19
iii) Modelos lluvia-escorrentamiento	27
II. Análisis hidráulico del cauce.....	30
A. Ecuación de la energía.....	30
B. Ecuación de continuidad.....	31
C. Ecuación de cantidad de movimiento.....	33
D. Ecuación empírica de Manning.....	34
E. Modelo 1D.....	34
F. Memoria de cálculo para diseño del canal	35
i) Fuerza tractiva	35
ii) Diseño por gasto	42
III. Obra proyectada.....	45



A.	Condiciones topográficas.....	45
B.	Datos de proyecto.....	46
C.	Modelación 1D.	49
i)	Modelado de condiciones naturales	50
ii)	Modelado de condiciones actuales.....	60
iii)	Modelado de condiciones de rectificación	68
IV.	Análisis de resultados.....	81
A.	Condiciones naturales	81
B.	Condiciones actuales.....	82
C.	Condiciones de rectificación	83
D.	Comparación de perfiles	84
V.	Conclusiones.....	85
VI.	Recomendaciones.....	86
VII.	Bibliografía	87



Ecuación 1. Fórmula de Kirpich.....	7
Ecuación 2. Gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno.....	7
Ecuación 3. Precipitación en exceso para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido	8
Ecuación 4. Tiempo de retraso.....	8
Ecuación 5. Precipitación.....	26
Ecuación 6. Precipitación efectiva	27
Ecuación 7. Energía total del flujo en una sección específica.....	30
Ecuación 8. Integración de la ecuación de la energía	31
Ecuación 9. Solución de integración de la ecuación de la energía	31
Ecuación 10. Ecuación de energía entre dos secciones.....	31
Ecuación 11. Ecuación de continuidad.....	31
Ecuación 12. Cambio de masa que fluye a través de una sección.....	32
Ecuación 13. Masa del agua a través de la sección	32
Ecuación 14. Ecuación vectorial de cantidad de movimiento	33
Ecuación 15. Ecuación de Manning.....	34
Ecuación 16. Constante K	36
Ecuación 17. Esfuerzo tangencial en base	37
Ecuación 18. Esfuerzo tangencial en talud.....	37
Ecuación 19. Esfuerzo tangencial en base	39
Ecuación 20. Esfuerzo tangencial en talud.....	39
Ecuación 21. Tirante respecto a esfuerzo tangencial en base.....	39
Ecuación 22. Tirante respecto a esfuerzo tangencial en talud.....	39
Ecuación 23. Área transversal de un canal trapecial	39
Ecuación 24. Perímetro mojado de un canal trapecial	39
Ecuación 25. Radio hidráulico	39
Ecuación 26. Gasto en canal trapecial.....	40
Ecuación 27. Ecuación empírica del U.S. Bureau of Reclamation	40
Ecuación 28. Ecuación empírica general (Sotelo, 1994)	40
Ecuación 29. Estimación preliminar del bordo libre (Sotelo, 1994).....	41
Ecuación 30. Bordo libre en un acueducto metálico (Sotelo, 1994)	41



Ecuación 31. Ancho total del canal.....	44
Figura 1. Ubicación geográfica de la zona de estudio.....	2
Figura 2. Ubicación de normativa (IMT, 2023).....	5
Figura 3. Dimensiones mínimas del cauce	12
Figura 4. Determinación de zona federal	13
Figura 5. Áreas naturales cerca de la ciudad de Palomares, Oaxaca, (CONANP, 2024). 14	
Figura 6. Modelo digital de terreno del Continuo de Elevaciones Mexicano de INEGI. 15	
Figura 7. Uso de suelo y vegetación en el sitio de estudio.	17
Figura 8. Edafología en el sitio de estudio.	18
Figura 9. Textura del suelo en el sitio de estudio.	18
Figura 10. Distribución del número de curva en el sitio de estudio.	19
Figura 11. Estaciones climatológicas empleadas en el estudio.	21
Figura 12. Polígonos de Thiessen.	21
Figura 13. Autocorrelograma de la estación Jesús Carranza "C20140".	22
Figura 14. Resultado del Análisis de Frecuencias.	23
Figura 15. Mapa de factores de convectividad.....	25
Figura 16. Factores de convectividad de las estaciones climatológicas locales.....	25
Figura 17. Curvas idT para la cuenca de estudio.....	26
Figura 18. Ángulo de reposo mediante diámetro medio de partículas, (Sotelo, 1994).36	
Figura 19. Esfuerzo tangencial que el flujo produce sobre los taludes, (Sotelo, 1994).38	
Figura 20. Esfuerzo tangencial que el flujo produce en el fondo, (Sotelo, 1994).	38
Figura 21. Libre bordo para canales con revestimientos de superficie dura, membrana enterrada y tierra, según U.S. Bureau of Reclamation (Sotelo, 1994).....	40
Figura 22. Menú sección trapecial.....	43
Figura 23. Sección del canal	45
Figura 24. Modelo topográfico del terreno	46
Figura 25. Secciones a lo largo del cauce de estudio	47
Figura 26. Elementos eliminados de la triangulación inicial. Rojo: Terraplén de vía férrea. Verde: Montículo de residuos. Amarillo: Puente 1; Gris: Puente 2.	50



Figura 27. Triangulación de Delaunay con circunferencias alrededor de los datos de muestra rojos. La superficie TIN interpolada resultante creada a partir de puntos de vector de elevación se muestra a la derecha. Fuente de la imagen: Mitas, L., Mitasova, H. (1999) 51

Figura 28. Excedente en interpolación en condiciones naturales 51

Figura 29. Terreno en condiciones naturales 52

Figura 30. Delimitación del cauce en condiciones naturales 53

Figura 31. Plantado de secciones en condiciones naturales 54

Figura 32. Delimitación de borde del canal en condiciones naturales 55

Figura 33. Tabla de ajuste de coeficientes de Manning en condiciones naturales 57

Figura 34. Coeficientes de Manning. Estación 750 en condiciones naturales 57

Figura 35. Ajuste de bordes del canal. Estación 750 en condiciones naturales 58

Figura 36. Perfil de modelo en condiciones naturales (Tr 1000) 59

Figura 37. Tabla resumen en condiciones naturales (Tr 1000) 59

Figura 38. Condiciones actuales. 60

Figura 39. Excedente en interpolación para condiciones actuales 60

Figura 40. Terreno en condiciones actuales 61

Figura 41. Delimitación del cauce en condiciones actuales 62

Figura 42. Plantado de secciones en condiciones actuales 62

Figura 43. Delimitación de borde del canal en condiciones actuales 63

Figura 44. Tabla de ajuste de coeficientes de Manning en condiciones actuales 64

Figura 45. Coeficientes de Manning. Estación 499 en condiciones actuales 64

Figura 46. Ajuste de bordes del canal. Estación 750 en condiciones actuales 65

Figura 47. Áreas inefectivas para Puente 2 en condiciones actuales 66

Figura 48. Asignación de coordenadas para Puente 2 en condiciones actuales 66

Figura 49. Perfil de modelo en condiciones actuales (Tr 1000) 67

Figura 50. Tabla resumen en condiciones actuales (Tr 1000) 68

Figura 51. Eje de proyecto en condiciones de rectificación 69

Figura 52. Trazado de secciones en condiciones de rectificación 69

Figura 53. Perfil de proyecto 70

Figura 54. Sección de terreno en estación 0+225 70



Figura 55. Perfil de proyecto	71
Figura 56. Sección de proyecto. Estación 0+800	71
Figura 57. Curva masa	71
Figura 58. Puntos de proyecto generados	72
Figura 59. Triangulación terminada	73
Figura 60. Excedente en interpolación en condiciones de rectificación	74
Figura 61. Condiciones de proyecto en condiciones de rectificación	75
Figura 62. Trazado de cauce en condiciones de rectificación	75
Figura 63. Plantado de secciones en condiciones de rectificación	76
Figura 64. Delimitación de borde del canal en condiciones de rectificación	76
Figura 65. Tabla de ajuste de coeficientes de Manning en condiciones de rectificación	77
Figura 66. Coeficientes de Manning. Estación 177 en condiciones de rectificación (Tr 1000)	77
Figura 67. Ajuste de bordes del canal. Estación 177 en condiciones de rectificación (Tr 1000)	78
Figura 68. Áreas inefectivas para Puente 1 en condiciones de rectificación	78
Figura 69. Asignación de coordenadas para Puente 2 en condiciones de rectificación	79
Figura 70. Perfil de modelo en condiciones de rectificación (Tr 1000)	80
Figura 71. Tabla resumen en condiciones de rectificación (Tr 1000)	80
Figura 72. Perfil de modelo en condiciones naturales (Tr 1000)	81
Figura 73. Perfil de modelo en condiciones actuales (Tr 1000)	82
Figura 74. Perfil de modelo en condiciones de rectificación (Tr 1000)	83
Figura 75. Comparación de niveles	85
Tabla 1. Límites aplicables a los métodos semiempíricos. (Norma N·PRY·CAR·1·06·004/18)	9
Tabla 2. Criterios de elección para periodos de retorno	10
Tabla 3. Características de la cuenca	16
Tabla 4. Número de curva ponderado.	17



Tabla 5. Tiempo de concentración promedio.....	19
Tabla 6. Normales climatológicas 1950-2010 de la región de estudio.....	20
Tabla 7. Resumen estadístico de la estación climatológica C20140.....	21
Tabla 8. Precipitaciones máximas diarias.....	23
Tabla 9. Precipitación media diaria de la cuenca.	24
Tabla 10. Precipitación Efectiva de Diseño.....	27
Tabla 11. Gastos de diseño para el sitio de estudio calculados por el Método Racional.	27
Tabla 12. Valores de Coeficiente de escurrimiento relacionando las características de la superficie y el periodo de retorno (Escalante y Reyes, 2014).	28
Tabla 13. Gastos de diseño para el sitio de estudio calculados por el Hidrograma Unitario Triangular.....	29
Tabla 14. Gastos de diseño para el sitio de estudio calculados por el Hidrograma Sintético de Chow.	29
Tabla 15. Resumen de resultados del cálculo de gastos de diseño para el sitio de estudio.	29
Tabla 16. Datos básicos del canal.....	44
Tabla 17. Datos Puente 1.....	47
Tabla 18. Datos Puente 2.....	48
Tabla 19. Gastos correspondientes a periodos de retorno	49
Tabla 20. N.S.A. para Puente 2 en condiciones naturales	81
Tabla 21. N.S.A. para Puente 2 en condiciones actuales.....	83
Tabla 22. N.S.A. para Puente 2 en condiciones de rectificación.....	84



Introducción

Un cauce es la zona en donde escurren las aguas de una cuenca; este se encuentra delimitado por taludes, estos junto con su profundidad establecen el gasto máximo que puede transitar en él, sin embargo, en ocasiones este gasto máximo se ve superado, por lo que es necesario realizar obras de rectificación para aumentar su capacidad.

La rectificación de un cauce depende de las características de este, tales como su sinuosidad, la constitución geológica de su fondo y sus paredes, profundidad, gasto que lo atraviesa, entre otras. Dependiendo de la problemática que se desee resolver y de las restricciones en cada caso de estudio, por ejemplo, geométricas o naturales, se podrán explorar diferentes opciones para llegar a una solución. La solución más factible en la mayoría de los casos es diseñar de acuerdo al método de fuerza tractiva (Sotelo, 1994), sin embargo, en casos particulares es conveniente el uso de otros métodos para conseguir un diseño hidráulicamente eficiente, los cuales son igualmente válidos mientras cumplan la normativa actual para los gastos de diseño (SICT, 2024). En este caso de estudio particular, se dará solución a un problema de desbordamiento presente en un puente férreo cerca del poblado de Palomares, Oaxaca.

Justificación

Para un correcto funcionamiento de cualquier vía, se debe proporcionar un entorno en donde no existan bloqueos intermitentes, para poder brindar un uso eficiente. En el caso en estudio, se eliminará el riesgo de inundación mediante un aumento en la capacidad del cauce, además, se reducirá la sinuosidad y el esviaje con el que incide en las columnas del puente, ya que puede provocar socavación.

El diseño de un canal no es un proceso arbitrario, ya que se deben cumplir normas y atender recomendaciones de diferentes organismos, los cuales regulan el diseño, construcción y operación de estas obras; estas normas establecen los criterios, métodos, límites y aplicaciones para la construcción de canales.



Objetivos

General:

Desarrollar una solución mediante un análisis hidráulico para prevenir inundaciones en el cruce entre una vía férrea y el cauce.

Particulares:

Describir y justificar hidráulicamente la viabilidad de la solución propuesta.

Realizar el diseño de la alternativa propuesta, considerando los requerimientos técnicos y normativos pertinentes.

Proporcionar recomendaciones generales que faciliten la implementación de la solución, aplicables para las diferentes dependencias.

En el tema I: **Antecedentes**, se plantea la problemática a resolver y se proporciona un contexto situacional sobre los desbordamientos presentes, así como sus efectos. Igualmente, se establecen las normas bajo las cuales se regirá el proyecto y sus modificaciones, las cuales abarcan las normativas de la Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT), Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente (LGEEPA), y la Comisión Nacional de Áreas Naturales Protegidas (CONANP).

También se incluye el análisis hidrológico realizado en el área de estudio.

En el tema II: **Análisis hidráulico del cauce**, se establecen los fundamentos teóricos bajo los que se realizarán los modelos, igualmente, se presenta la memoria de cálculo para el diseño final del canal.

El capítulo III: **Obra proyectada**, menciona las condiciones físicas presentes en la zona de estudio, tales como las condiciones topográficas y los datos generales del proyecto. Igualmente, se explica la realización de los modelos para las tres condiciones necesarias.

El capítulo IV: **Análisis de resultados**, presenta los resultados obtenidos de los modelos y se hace una revisión de los datos para remarcar las diferencias en los tres casos y determinar si se logran resolver los problemas operativos generados por los desbordamientos. Finalmente, se presentan las conclusiones y recomendaciones.



I. Antecedentes

A. Planteamiento de la problemática.

Al sur del poblado de Palomares, perteneciente al municipio de Matías Romero Avendaño, en el estado de Oaxaca (Figura 1) existe un cauce que atraviesa dos vialidades, una de ellas es una vía férrea que data de hace más de un siglo (Puente 2), y la otra, un libramiento de cinco carriles construido en el año 2022 (Puente 1). El Puente 1 (Foto 3) se compone por dos claros de 30 metros, cuenta con un ancho de calzada de 20 metros; su cota de rasante se encuentra a 100.85 [m.s.n.m.] y su cota inferior se encuentra a 98.5 [m.s.n.m.]. El puente 2 (Foto 1) se compone por un claro de 30 metros, cuenta con un ancho de calzada de 7 metros; su cota de rasante se encuentra a 91.5 [m.s.n.m.] y su cota inferior se encuentra a 89.7 [m.s.n.m.].

Actualmente se presenta un desbordamiento en el Puente 2, el cual genera problemas operativos en las vías férreas, ya que, la cota de rasante del puente se encuentra a 91.5 [m.s.n.m.].

El Puente 1 no presenta ningún problema hidráulico, ya que su cota de rasante se encuentra a 100.85 [m.s.n.m.].

A continuación, se indican las alternativas de solución propuestas, sus restricciones y la alternativa a analizar:

- Opción 1: Modificación de la estructura del Puente 2 y sus niveles de rasante. Esta opción es descartada debido a que el puente ya se encuentra construido, por lo que no puede ser modificado.
- Opción 2: Modificación de la cota de las vías del tren. Resulta inviable debido a los problemas operativos que se puedan presentar en los trenes por un cambio en la disposición de las vías.
- Opción 3: Realizar una rectificación del cauce, al ser la única opción viable, se realizarán los cálculos y modelos pertinentes para presentar un nuevo diseño que satisfaga los problemas hidráulicos presentes, sin afectar las operaciones en el tránsito en las vías y evitando modificar las características del puente.



Figura 1. Ubicación geográfica de la zona de estudio

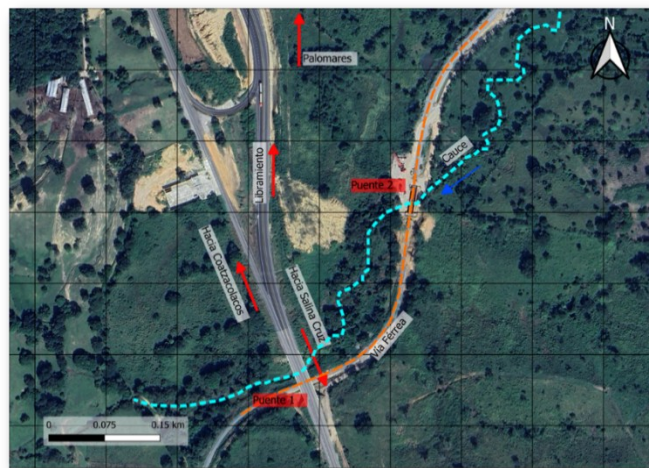


Ilustración 1. Vista actual de la zona.

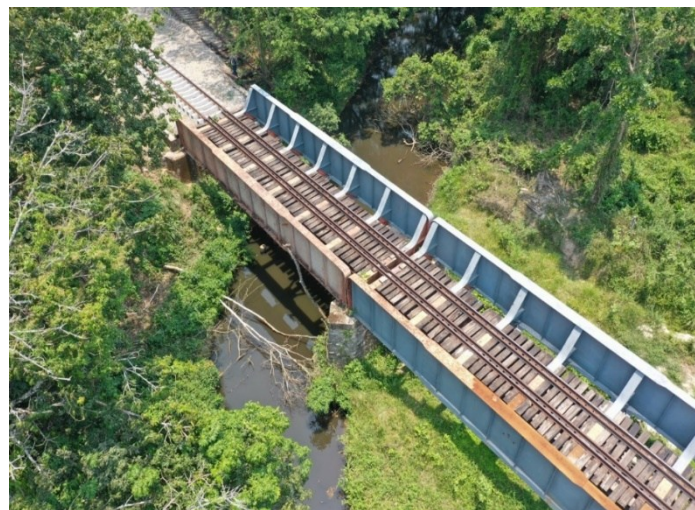


Foto 1. Puente 2



Foto 2. Puente 2



Foto 3. Cauce y pilas del Puente 1



Foto 4. Vías férreas sobre el Puente 2



B. Manuales y normativa de SICT aplicable en puentes.

La Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT), a través del Instituto Mexicano del Transporte (IMT) pone a disposición de la población distintos manuales y normas referentes al estudio, construcción y análisis de caminos (Figura 2). “El IMT realiza trabajos de investigación, de innovación tecnológica, formulación de normas técnicas, así como formación y actualización postprofesional para contribuir a la mejora de la seguridad, sustentabilidad y competitividad del transporte” (SICT, 2024).

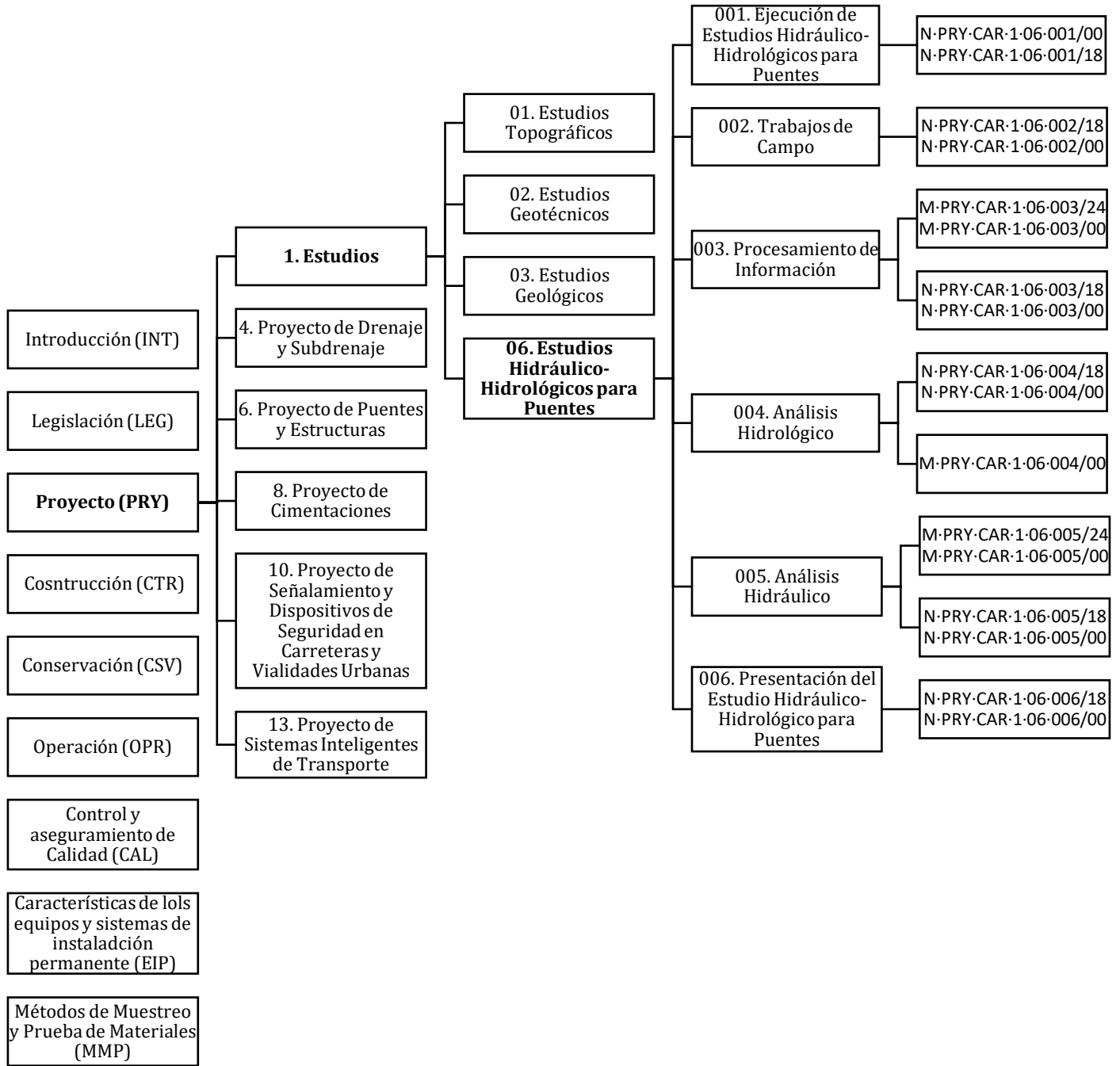


Figura 2. Ubicación de normativa (IMT, 2023)

Para la realización del estudio, se utilizaron como eje rector las normas y manuales enfocadas en Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes. A continuación, se detallarán los aspectos más relevantes de cada uno.



- Manual M-PRY-CAR-1-06-003/24: Se atendió el manual referente al tema Carreteras, perteneciente al libro de Proyecto (PRY); en su primera parte, título 06, capítulo 003, el cual detalla procedimientos para procesar y analizar información fisiográfica e hidrológica en estudios de infraestructura vial, particularmente para puentes. El manual abarca, respecto a las características fisiográficas:
Determinación de áreas de cuencas, pendientes, coeficientes de escurrimiento, métodos como la curva hipsométrica, el rectángulo equivalente y la longitud al centroide de la cuenca, útiles para evaluar el comportamiento del terreno.
Sobre características hidrológicas menciona las características sobre el análisis de la precipitación y los escurrimientos mediante datos pluviográficos e hidrométricos.
- Manual M-PRY-CAR-1-06-005/24: Se atendió el manual referente al tema Carreteras, perteneciente al libro de Proyecto (PRY); en su primera parte, título 06, capítulo 005. El manual se centra en los análisis hidráulicos aplicables a proyectos carreteros, particularmente para estudios relacionados con la construcción de puentes. Este manual establece los procedimientos para calcular variables como los gastos de flujo, niveles, tirantes, y velocidades de agua en los cauces durante eventos de creciente máxima. Toma en cuenta métodos como el de Manning, además, considera factores como pendientes hidráulicas y coeficientes de rugosidad.
- Manual M-PRY-CAR-1-06-005/00: Se atendió el manual referente al tema Carreteras, perteneciente al libro de Proyecto (PRY); en su primera parte, título 06, capítulo 005, fracción G.2, menciona que se utilizarán los gastos obtenidos de los periodos de retorno de 500 y 1000 años para elegirse como posibles gastos de diseño, con el fin de aumentar la seguridad de la estructura. Igualmente, se menciona en la fracción E, que el cálculo de los niveles, tirantes, gastos y velocidades en los tramos de la sección hidráulica del cruce se calcularán tanto



con los gastos de construcción (Q_{CO}), teórico de diseño (Q_{TDI}), y de retorno (Q_{500} , Q_{1000}).

- Manual M-PRY-CAR-1-06-004/00: Se atendió el manual referente al tema Carreteras, perteneciente al libro de Proyecto (PRY); primera parte, título 06, capítulo 004, fracciones E.1.1 y E.3.5. Dicha normativa menciona los criterios generales para realizar un análisis hidrológico con el fin de obtener los gastos que se utilizarán en el diseño hidráulico del puente, de acuerdo con los periodos de retorno establecidos. Asimismo, la fracción E.1 menciona el uso del método racional, el cual incluye la obtención del tiempo de concentración mediante la fórmula de Kirpich.

$$t_c = 0.0662 \cdot \frac{L^{0.77}}{S_c^{0.385}}$$

Ecuación 1. Fórmula de Kirpich

Donde:

t_c → Tiempo de concentración [horas]

L → Longitud del cauce principal [km]

S_c → Pendiente media del cauce principal, (adimensional)

Como parte del método racional, igualmente se utilizará la siguiente expresión para calcular el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno:

$$Q_{Tr} = 0.278 \cdot C \cdot I \cdot A$$

Ecuación 2. Gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno

Donde:

Q_{Tr} → Gasto máximo para el periodo de retorno Tr establecido [m^3/s]

C → Coeficiente de escurrimiento de la cuenca en estudio, adimensional, determinado como se indica en la Fracción C.3. del Manual M·PRY·CAR·1·06·003

I → Intensidad de lluvia para una duración de tormenta igual al tiempo de concentración t_c para el periodo de retorno Tr establecido [mm/h]

A → Área de la cuenca, determinada como se indica en la Fracción C.1. del Manual M·PRY·CAR·1·06·003 [km^2]



Se utilizará el método de Chow, como se explica en la fracción E.3. La fracción E.3.5 refiere a la obtención de la precipitación en exceso para la duración de una tormenta seleccionada.

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{NC} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2.032}{NC} - 20.32}$$

Ecuación 3. Precipitación en exceso para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido

Donde:

P_e → Precipitación en exceso para la duración de la tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido [cm]

P → Altura de precipitación para la duración de tormenta seleccionada y el periodo de retorno establecido [cm]

NC → Número de escurrimiento de la cuenca en estudio, (adimensional)

De acuerdo con a la fracción E.3.7 se calcula el tiempo de retraso.

$$t_r = 0.00505 \cdot \left(\frac{L}{\sqrt{S_c}} \right)^{0.64}$$

Ecuación 4. Tiempo de retraso

Donde:

t_r → Tiempo de retraso [h]

L → Longitud del cauce principal [m]

S_c → Pendiente media del cauce principal [%]

- Norma N-PRY-CAR-1-06-004/18: Se atendió la normativa referente al tema Carreteras, perteneciente al libro de Proyecto (PRY); en su primera parte, título 06, capítulo 004, la cual menciona los criterios generales para ejecutar los análisis hidrológicos que se indican en la fracción E.5 de la norma N-PRY-CAR-1-06-001, con base en la información procesada según la norma N-PRY-CAR-1-06-003 para determinar los gastos que se utilizarán en el diseño del puente.

Así como en el manual M-PRY-CAR-1-06-004/00 se utiliza el método Racional, Ven Te Chow, en este caso, adicionalmente se utilizará el método del Hidrograma Unitario Triangular.



Tabla 1. Límites aplicables a los métodos semiempíricos. (Norma N-PRY-CAR-1-06-004/18)

Método	Área recomendada [km ²]	Área máxima sugerida (según SICT)
Racional	0 - 13	Se puede aplicar en cuencas de hasta 100 [km ²]. <i>El grado de confiabilidad disminuye al incrementarse el área.</i>
Ven Te Chow	13 - 25	Se puede aplicar en cuencas con áreas hasta de 250 [km ²]. <i>A mayores dimensiones los resultados serán menos confiables.</i>
Hidrograma Unitario Triangular (HUT)	25 - 250	Se puede aplicar en cuencas de hasta 500 [km ²]. <i>El grado de confiabilidad disminuye al incrementarse el área.</i>

De acuerdo con la fracción C.2, se utilizarán los periodos de retorno establecidos (Q_{500} , Q_{1000}), siempre y cuando se disponga de los gastos máximos anuales medidos en las estaciones hidrométricas instaladas en la corriente en estudio o en corrientes vecinas de características fisiográficas semejantes.

De acuerdo con la fracción D.2, el gasto teórico de diseño se calculará para el periodo de retorno que se determine considerando el tipo, la vida útil y el costo de la estructura, el costo de sus posibles reparaciones y el riesgo que se puede aceptar de que la obra falle, así como las consecuencias de su colapso, que en este caso son para 500 y 1000 años (Q_{500} , Q_{1000}). Igualmente, se deben tomar en cuenta los criterios mencionados en las fracciones D.2.1, D.2.2, D.2.3, D.2.4.

D.2.1: Para puentes con longitud hasta de 100 [m] en carreteras tipos “C” y “D”, el periodo de retorno será de 50 años.

D.2.2: Para puentes con longitud mayor de 100 metros o de cualquier longitud en autopistas y carreteras tipos “ET”, “A” y “B”, el periodo de retorno será de 100 años.

D.2.3: Si se trata de grandes ríos, que se hayan canalizado para no afectar poblaciones importantes o zonas industriales, el periodo de retorno será el que se haya utilizado en el diseño de la canalización.

D.2.4: Para puentes en zonas con presencia de tormentas tipo ciclónicas en cualquier tipo de carretera, el periodo de retorno será de 1000 años.



La fracción D.3 menciona que en el probable caso de que se presente durante su vida útil una avenida con un periodo de retorno mayor al considerado en su diseño hidráulico, es necesario calcular los gastos máximos para periodos de retorno de 500 y 1000 años.

A continuación, se muestra una tabla resumen.

Tabla 2. Criterios de elección para periodos de retorno

Fracción	Tr [años]	Tipo de puente	Consideración
D.2.1	50	Puentes con longitud hasta de 100 [m]	Aplicable para carreteras tipo "C" y "D"
D.2.2	100	Para puentes con longitud mayor de 100 metros	Aplicable para puente de cualquier longitud en autopistas y carreteras tipos "ET", "A" y "B"
D.2.3	Usado en el diseño de la canalización	---	Grandes ríos, que se hayan canalizado para no afectar poblaciones importantes o zonas industriales
D.2.4	1000	Puentes en zonas con presencia de tormentas tipo ciclónicas	En cualquier tipo de carretera

- Norma N-PRY-CAR-1-06-001/18: Establece los lineamientos a seguir para la ejecución de estudios hidráulico-hidrológicos requeridos para el diseño y construcción de puentes. En esta normativa se establecen las pautas para compendiar datos, los cuales deberían ser de carácter fisiográfico e hidrológico de cuencas, el levantamiento topográfico, así como el tratamiento del comportamiento de los escurrimientos. Contempla elementos básicos en función de las condiciones de diseño de los periodos de retorno y de las condiciones del terreno, y asegura que la estructuras que se contemplan cumplan con criterios establecidos de seguridad y funcionalidad.



- Norma N-PRY-CAR-1-06-002/18: Se centra específicamente en los estudios hidráulico-hidrológicos para puentes. Detalla los procedimientos y requisitos técnicos para realizar levantamientos topográficos y recopilación de datos en campo. Incluye especificaciones respecto al levantamiento topográfico, como el replanteo del eje del proyecto, niveles y puntos de control con precisión detallada. Sobre la recolección de datos hidráulicos considera aspectos como niveles históricos de agua, velocidades de flujo y características del cauce, etc.
- Norma N-PRY-CAR-1-06-003/18: La norma establece los lineamientos para el procesamiento de información fisiográfica e hidrológica en el diseño de puentes carreteros. Se enfoca en el análisis de datos obtenidos en campo y mediante estudios topográficos, para determinar características clave de la cuenca como
- Norma N-PRY-CAR-1-06-006/18: Esta norma se enfoca en los criterios y procedimientos técnicos para realizar el diseño hidráulico de puentes carreteros, establece los parámetros que se deben cumplir para aspectos como pendientes geométricas e hidráulicas, secciones hidráulicas, cálculo de flujos y velocidades, así como para la elaboración de planos y modelos.
- Norma N-PRY-CAR-1-06-005/18: Se atendió la normativa referente al tema Carreteras, perteneciente al libro de Proyecto (PRY); en su primera parte, título 06, capítulo 005, la cual menciona los criterios generales para ejecutar los análisis hidrológicos que se indican en la fracción E.6 de la norma N-PRY-CAR-1-06-001, con base en la información procesada según la norma N-PRY-CAR-1-06-004 para determinar los niveles, tirantes y velocidades de la corriente de estudio que se utilizarán en el diseño del puente.

C. Normativa de Conagua aplicable en puentes.

Se aplicará la normativa contenida en el Manual de Procedimientos en Materia de Declaratorias de Aguas de Propiedad Nacional, Delimitación de Cauce y Zona Federal, así Como su Demarcación y Supresión (CONAGUA, 2017), en su fracción 6.3.1: Nivel de Aguas Máximas Ordinarias, el cual menciona que “en los casos en que, dentro de un cauce, no se produzca desbordamiento, la creciente máxima ordinaria se asociará a un periodo de retorno de 5 años”. Asimismo, se menciona que “en los cauces ubicados aguas abajo de una presa se deberá considerar la ocurrencia simultánea de la creciente máxima ordinaria que genera la cuenca propia de dicho cauce y los caudales máximos posibles que descarga la presa”.

Se indica que “en los ríos en llanuras de inundación se tomará el punto más alto de la margen o ribera”, mientras que, “en los ríos conectados al mar, estas fajas se determinarán 100 metros río arriba contados desde la desembocadura al mar”.

Igualmente, en la fracción 6.3.2: Cauce de una corriente, se menciona que el cauce debe ser de mínimo 2 metros de ancho por 0.75 metros de profundidad, tal como se muestra en la Figura 3.

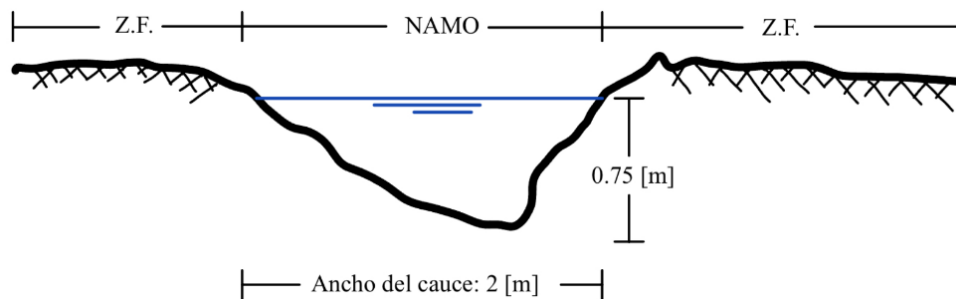


Figura 3. Dimensiones mínimas del cauce

La Fracción 6.3.3: Ribera o Zona Federal menciona que se referirá a las fajas de 10 metros de anchura medidas horizontalmente a partir del NAMO, contiguas al cauce de las corrientes o a vasos de depósito como propiedad nacional, mientras que en cauces no mayores a 5 metros la ribera se limitará a una amplitud de 5 metros. Cabe destacar que una vez determinada la zona federal, así continuará aguas abajo.

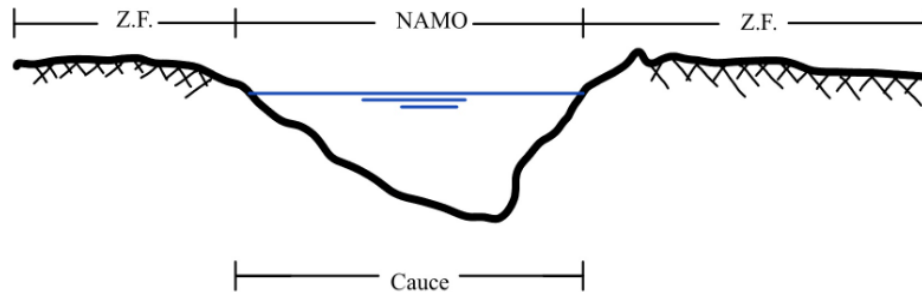


Figura 4. Determinación de zona federal

D. Normativa en materia ambiental

i) Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente

Se revisaron distintos reglamentos y normativas en materia de protección y preservación ambiental, tales como la Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente en sus artículos 5, 9, 10, 12, 28, 30 y 31, a continuación, se menciona lo más relevante de cada uno:

Artículo 5, referente a las facultades de la Federación en materia de protección ambiental.

Artículo 7, expresa que corresponden a los Estados, de conformidad con lo dispuesto en esta Ley y las leyes locales referentes a la protección ambiental.

Artículo 10, referente a las legislaciones de cada entidad federativa, así como de sus municipios para la regulación de las actividades en su competencia.

Artículo 12, referente a los convenios o acuerdos de coordinación que la Federación, a través de la Secretaría, celebra con los gobiernos de las entidades federativas. Menciona que estos acuerdos pueden incluir la participación de los municipios o de las demarcaciones territoriales. Los acuerdos deben seguir ciertas bases o principios específicos.

Artículo 28, el cual menciona las características de los proyectos que deben realizar una evaluación de impacto ambiental.

Artículo 30, cuyo contenido menciona la presentación de una manifestación de impacto ambiental en caso de encontrarse el proyecto en algún caso mencionado en el artículo 28.

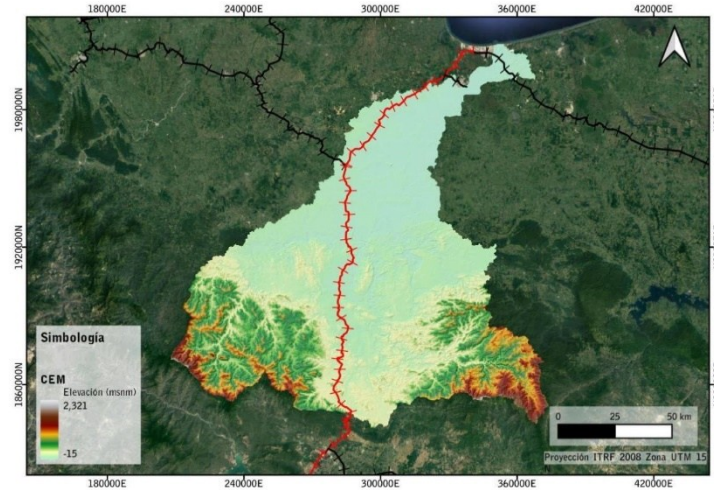


Figura 6. Modelo digital de terreno del Continuo de Elevaciones Mexicano de INEGI.

a) Caracterización fisiográfica

El ciclo hidrológico puede representarse como un proceso en el que la precipitación actúa como estímulo, al cual la cuenca responde mediante el escurrimiento. Entre el estímulo y la respuesta, ocurren diversos fenómenos que modulan esta relación, los cuales están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y el grado de urbanización. El análisis morfométrico, a su vez, se enfoca en estudiar un conjunto de variables lineales, de superficie, de relieve y de drenaje. Las principales características de la cuenca son:

Longitud del parteaguas (P): Línea imaginaria que recorre los puntos topográficamente más altos de la cuenca, es decir, es una representación de su perímetro.

Área de la cuenca (A): Es la superficie de drenaje de la cuenca, la cual escurre hacia un mismo canal. Está delimitada por el parteaguas y es medida en una proyección horizontal, partiendo de una estación de aforo.

Desnivel altitudinal (ΔH): Es la diferencia de altura entre las cotas de mayor elevación y menor elevación dentro de la cuenca de estudio. Este parámetro está relacionado con la variabilidad climática y ecológica, ya que, una cuenca con una mayor diversidad de elevaciones puede albergar una mayor variedad de ecosistemas debido a las variaciones significativas en precipitación y temperatura.



Pendiente media de la cuenca (Sm): Es el valor medio del declive del terreno y la inclinación respecto un eje horizontal. Este parámetro está intrínsecamente relacionado con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo, magnitud de las avenidas o crecidas, etc.

Longitud del cauce principal (Lcp): Es la longitud de la corriente que pasa por la salida de la cuenca, al ser la corriente más larga, las demás corrientes que aporten a la misma, se le denominan tributarias.

Pendiente media del cauce principal (Scp): Está fuertemente relacionada con el escurrimiento dentro de la cuenca, así como con la capacidad para transportar sedimentos. Esta pendiente toma un papel importante durante la ocurrencia de una tormenta, por lo que existen diferentes maneras de obtenerla, como el Método de Taylor-Schwarz.

Tabla 3. Características de la cuenca.

Característica	Valor
A [km^2]	9.824
P [km]	19.994
ΔH [m]	22.000
Sm (%)	4.679
Lcp [km]	3.373
Scp (%)	0.470

b) Permeabilidad de la cuenca

Uso de suelos y vegetación

Se caracterizaron los usos de suelo de acuerdo con la Carta de Uso del Suelo y Vegetación serie VI del INEGI, en el 92.3 % corresponde a pastizal cultivado, el 7.5 % lo conforma la zona urbana de palomares y los asentamientos humanos de su periferia, y el 0.2% corresponde a vegetación secundaria de selva.

Edafología

A partir del Conjunto de Datos Vectorial Edafológico Serie II de INEGI, se determinaron los tipos y texturas del suelo en las cuencas de aportación. En la cuenca predominan los luvsoles (LV), sin embargo, también se observa gran presencia de regosoles (RG) al

norte de la localidad de Palomares. En toda la cuenca se observan texturas medias clase B.

Número de curva

El método depende principalmente de la textura del suelo, su cobertura vegetal, la pendiente del terreno y las precipitaciones antecedentes. Considera todas las posibles infiltraciones y produce una relación no lineal que muestra la proporción de la precipitación que contribuye al escurrimiento superficial después de una lluvia. Este método se aplica cuando la cuenca no está instrumentada, y se determina como un promedio ponderado.

Tabla 4. Número de curva ponderado.

Uso de suelo	Tipo de suelo	Área (hectáreas)	CN
Pastizal cultivado	B	7.26	69
Vegetación secundaria	B	901.76	79
Asentamientos humanos	-	73.42	98
		CN Ponderado	80.3

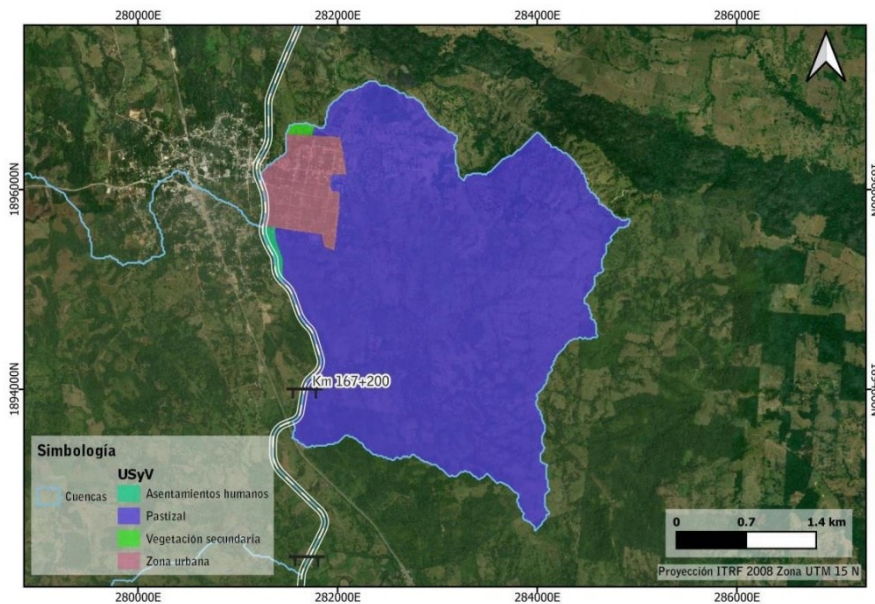


Figura 7. Uso de suelo y vegetación en el sitio de estudio.

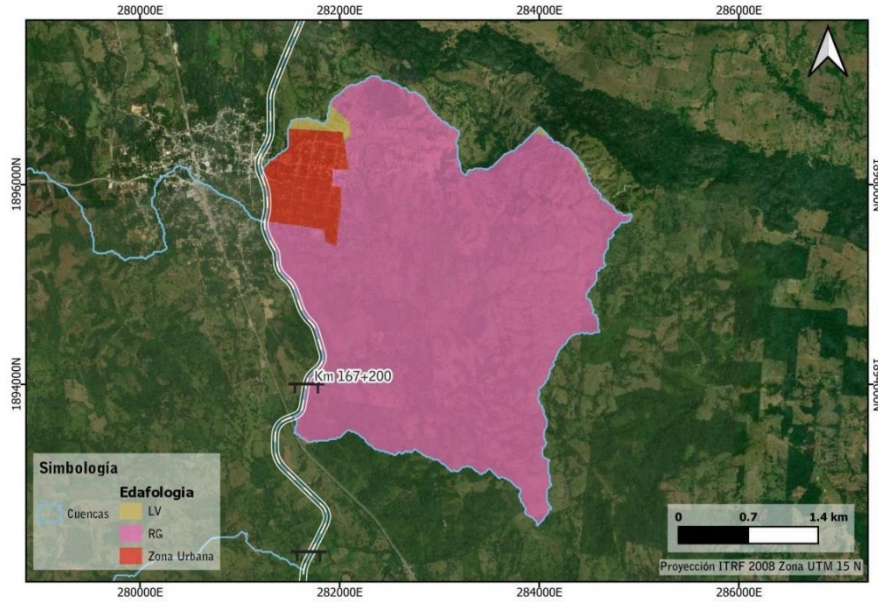


Figura 8. Edafología en el sitio de estudio.

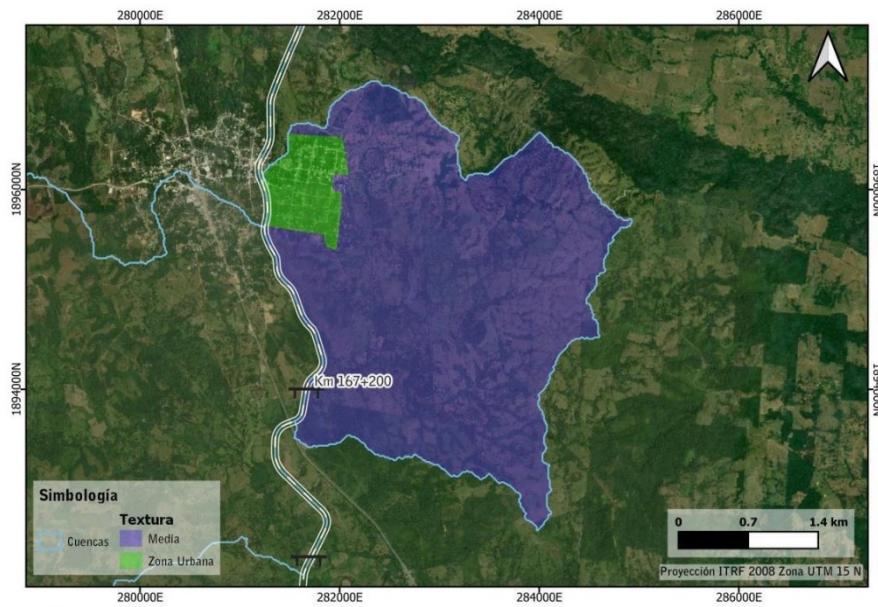


Figura 9. Textura del suelo en el sitio de estudio.



Figura 10. Distribución del número de curva en el sitio de estudio.

c) Tiempo de concentración

Es el tiempo que tarda la precipitación en salir de la cuenca desde el punto más alejado. Para obtener un resultado fiable, se realizó el promedio de tres métodos: Kirpich, Rowe y el del Servicio de Conservación de Suelos de EE. UU. (SCS).

Tabla 5. Tiempo de concentración promedio.

Tiempo	Kirpich	Rowe	SCS	Promedio
Tc (min)	79.96	70.45	99.57	83.33
Tc (h)	1.33	1.17	1.66	1.39

ii) Análisis hidrológico

El objetivo principal de los estudios hidrológicos es estimar los gastos asociados a diferentes periodos de retorno para evaluar o rediseñar las obras de drenaje.

a) Registros de precipitación máxima anual acumulada cada 24 horas

Cuando no existen datos suficientes sobre escurrimiento, se vuelve necesario realizar una transformación del volumen de lluvia que se precipita sobre la cuenca de aportación, en el volumen que escurre por la misma. Se obtuvieron las coordenadas y los registros de precipitaciones acumuladas en 24 horas de la red de estaciones pluviométricas del Sistema de Información Hidrológica (SIH) de la CONAGUA, cercanas a la zona de estudio. Para generar la serie de precipitaciones máximas anuales en 24



horas, primero se creó una serie de precipitaciones máximas mensuales. Debido a que en los datos diarios de muchas de las estaciones existen huecos de información se tomó un criterio estadístico, consistente en extraer los valores máximos mensuales, solo de aquellos meses con registros de longitud mayor a 15 días o en caso de tener menos de 15 días de registro, que su valor mínimo fuera mayor a la normal climatológica mínima de la región para ese mes (Tabla 6).

Tabla 6. Normales climatológicas 1950-2010 de la región de estudio.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Agos	Sep	Oct	Nov	Dic
0	0	0	0	20	20.6	24.4	50	22	20	10	0

A continuación, de las series de máximos mensuales resultantes, se obtuvieron los valores máximos anuales, tomando el criterio estadístico de solo utilizar los años con datos en al menos tres de los cinco meses del periodo húmedo (junio a octubre), o en caso de no cumplir esta condición, que en alguno de los meses se registrará una precipitación mayor a 40 [mm], umbral propuesto a partir del análisis de los valores mínimos de precipitación en las estaciones con más información en la región.

Para aumentar la longitud de los registros y rellenar huecos de información, se interpolaron espacialmente datos de precipitación entre estaciones cercanas, mediante la técnica de interpolación del inverso de la distancia al cuadrado (IDW²) en el software QGIS, utilizando una malla con resolución de 500 [m] y los datos de las cinco estaciones más cercanas.

Antes de realizar la interpolación, se buscó el periodo con la máxima cobertura espacial, es decir, el periodo continuo de años en el que la cobertura espacial de la información abarcará la mayor parte de la zona de estudio y que fuera mayor a 30 años, en los cuales deberían de estar considerados los eventos de precipitación máximos históricos, este periodo resulto de 1961 a 2014. Las estaciones que no cumplieran con una longitud de registro original mayor a 25 años se desecharon.

Mediante el método de los polígonos de Thiessen, se determinó la influencia de las estaciones en la cuenca de estudio, encontrando que solo se tiene influencia de la estación climatológica Sarabia I, con clave "C20140".

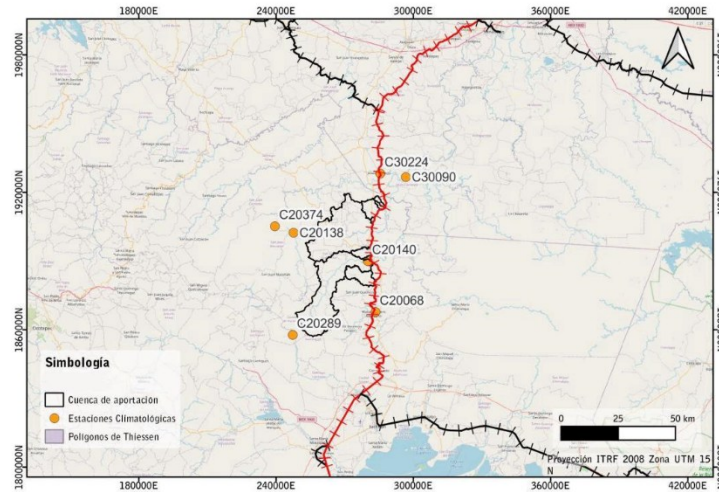


Figura 11. Estaciones climatológicas empleadas en el estudio.

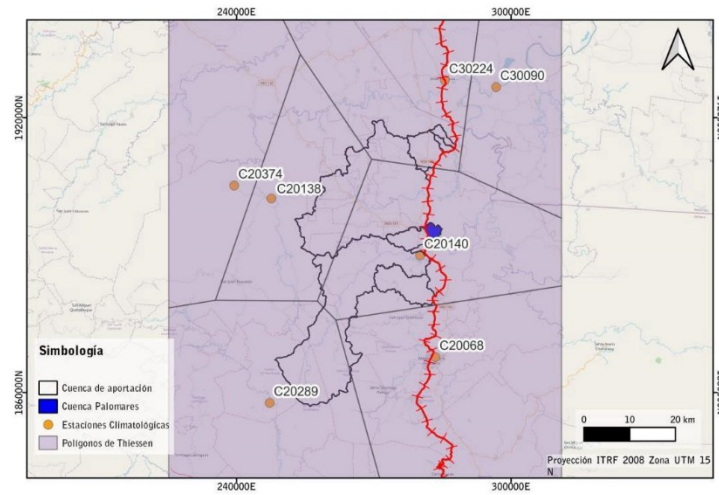


Figura 12. Polígonos de Thiessen.

Tabla 7. Resumen estadístico de la estación climatológica C20140.

Datos	Latitud	Longitud	Altitud	Estado	Año Inicio	Año Final	# Años	Pmin	Pmed	Pmax
Sin rellenar	17.083	-95.067	100	Oaxaca	1961	1986	26	71	144	284
Rellenados	17.083	-95.067	100	Oaxaca	1961	2014	54	72	140	284

b) Análisis de la calidad de la información

La calidad de la información climatológica se verificó a través de una prueba de independencia, la cual permite corroborar si el registro se comporta de forma aleatoria,

lo cual es indispensable para llevar a cabo un análisis estadístico de frecuencias. Adicionalmente, se aplicaron pruebas de homogeneidad, las cuales tienen por objeto evaluar si el patrón de precipitaciones presenta cambios significativos a lo largo del registro.

Prueba de independencia de Anderson

Esta prueba mide la autocorrelación, de la muestra para diferentes tiempos de retraso. Entre más cercanos a 1 sean los valores absolutos del coeficiente de autocorrelación, mayor relacionado está el valor de una variable con su valor en el tiempo de retraso, de acuerdo con la Figura 13 se concluye que la muestra no presenta autocorrelación significativa, y por lo tanto es independiente o aleatoria.

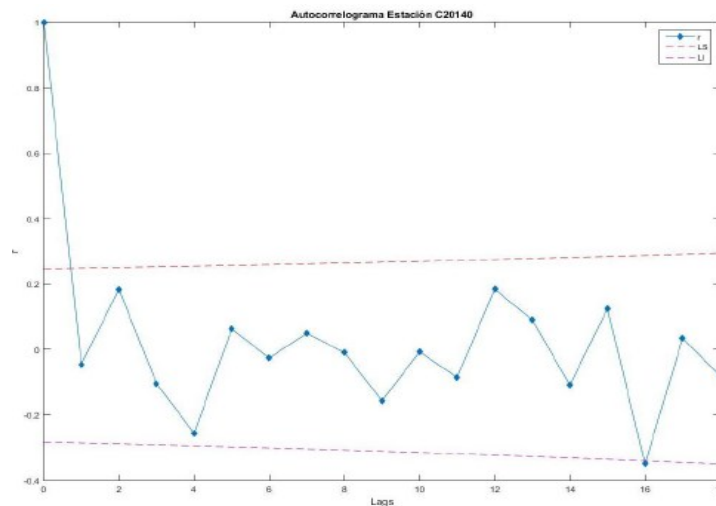


Figura 13. Autocorrelograma de la estación Jesús Carranza "C20140".

Prueba de homogeneidad de Pettitt

Es una prueba no paramétrica basada en rangos, que se emplea para identificar un punto de cambio en una serie de tiempo. Una vez se detecta el punto de cambio, la serie se divide en dos intervalos para determinar la tendencia.

Al aplicar la prueba a la serie de tiempo se obtiene que no hay evidencia suficiente para rechazar la hipótesis nula, es decir, **la muestra es homogénea**, con una probabilidad del 21.08% de obtener valores del estadístico aún mayores, teniendo a 1998 como año con mayor cambio.

c) Tormenta de diseño

Se estimó la precipitación máxima de diseño mediante un análisis de Frecuencias de Eventos Máximos donde se ajustaron las Funciones de Distribución de Probabilidad (FDP): Normal, Log-normal de dos y tres parámetros, Exponencial, Gumbel, estimando parámetros por los métodos de Momentos, Máxima Verosimilitud y Mínimos Cuadrados. La función con mejor ajuste resultó la Gumbel, en la Figura 14 se muestra el ajuste probabilístico de la muestra. Mientras que en la Tabla 8 se presentan los valores extrapolados para distintos periodos de retorno, estos se corrigieron, multiplicándolos por el factor de 1.13 para considerar valores de precipitaciones máximas diarias.

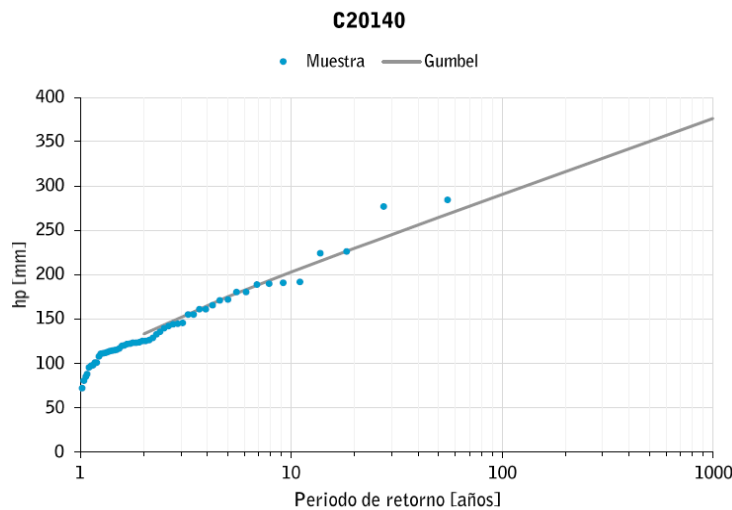


Figura 14. Resultado del Análisis de Frecuencias.

Tabla 8. Precipitaciones máximas diarias.

Tr (años)	Hp [m]	Hp*1.13 [mm]
5	175.3	198.1
10	203.2	229.6
25	238.4	269.4
50	264.6	299.0
100	290.5	328.3
500	350.4	396.0
1000	376.2	425.1



Precipitación media de la cuenca

La precipitación media de la cuenca de aportación se obtuvo ponderando el área de influencia de los polígonos de Thiessen de las estaciones climatológicas. En el caso de la cuenca estudiada, debido a que solo influye una estación climatológica, la precipitación media de la cuenca es igual a la precipitación registrada en esta estación.

Tabla 9. Precipitación media diaria de la cuenca.

Tr (años)	Hp media [mm]
5	198.1
10	229.6
25	269.4
50	299.0
100	328.3
500	396.0
1000	425.1

Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (idT)

Cuando solo se dispone de las láminas de lluvias acumuladas en 24 horas se puede utilizar un procedimiento empírico como el método de Chen (1963).

Para el cálculo del factor de convectividad se recurrió al estudio denominado “Análisis Estadístico Regional de las Precipitaciones Máximas Anuales Registradas en más de 2000 Estaciones Pluviométricas”, realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM para el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), de acuerdo con el cual el país está dividido en tres zonas convectivas. En el caso de la estación C20140, le corresponde un valor de $R=0.45$ (Figura 15).

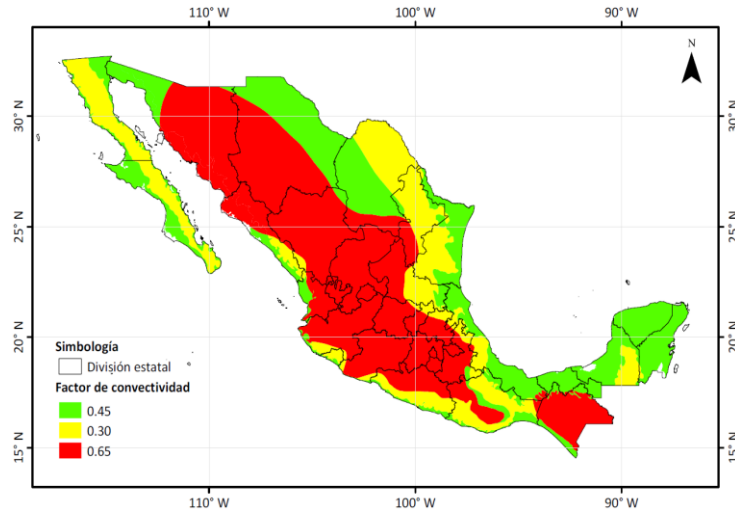


Figura 15. Mapa de factores de convectividad.

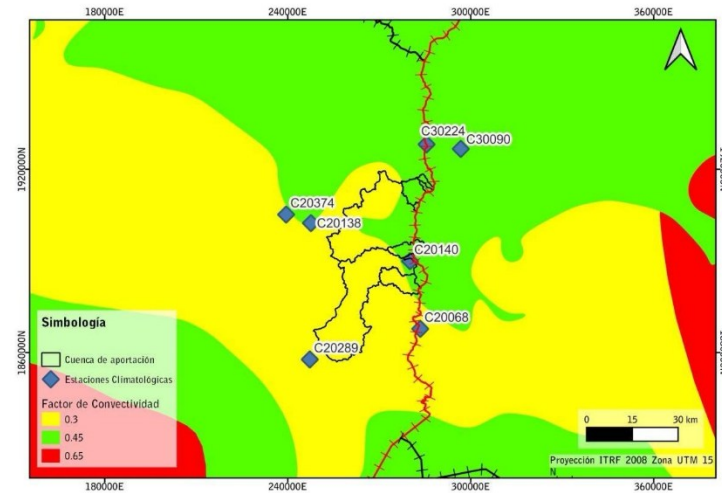


Figura 16. Factores de convectividad de las estaciones climatológicas locales.

A partir de las curvas idT para diferentes periodos de retorno y duraciones de cada estación climatológica se generaron mapas de isoyetas de intensidad, y con estos se obtuvieron las curvas idT medias de las cuencas de aportación a los puentes, sumando los productos de la precipitación promedio entre isoyetas sucesivas dentro de la cuenca y el área comprendida entre estas y el parteaguas de la cuenca, y dividiéndolos entre el área total de la cuenca.

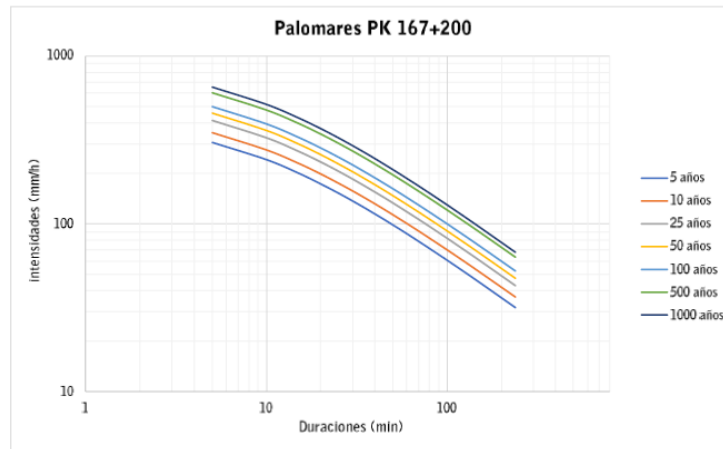


Figura 17. Curvas $i d T$ para la cuenca de estudio.

Factor de Reducción por Área

Debido a que para cuencas grandes es poco probable que un evento de lluvia se presente de forma simultánea en toda la cuenca al mismo tiempo ya que es menos probable que los periodos de retorno de los eventos de lluvia que se presentan en distintos puntos de la cuenca, tengan periodos de retorno similares, se recomienda aplicar un factor de reducción por área (Instituto de Ingeniería, CENAPRED, 2017).

El Factor de Reducción por Área (FRA) es un coeficiente que sirve para convertir precipitaciones puntuales con una duración y un período de retorno a precipitaciones areales de la misma duración y período de retorno, de una región específica. Este factor define la magnitud de la altura de lluvia como una función del área donde ocurre, y se utiliza cuando se desea conocer la precipitación media del área de estudio (Mena, 2004), para la cuenca en estudio con área de 9.824 [km²], se obtiene un valor del FRA=0.87.

Precipitación Total y Efectiva

La precipitación efectiva es aquella causante del escurrimiento superficial.

Para obtener la precipitación, se multiplicó la intensidad por la duración, como se indica en la Ecuación 5.

Ecuación 5. Precipitación

$$P = i \cdot d$$



A la precipitación se le aplicó un factor de reducción de área (FRA). La precipitación efectiva se obtuvo con la Ecuación 6, usando los valores de C presentes en la Tabla 11.

Ecuación 6. Precipitación efectiva

$$P_e = P \cdot FRA \cdot C$$

Tabla 10. Precipitación Efectiva de Diseño.

d=90 min	T (años)						
	5	10	25	50	100	500	1000
i [mm/h]	49.3	58.7	71.0	80.3	89.6	111.3	120.6
P [mm]	74.0	88.0	106.5	120.5	134.5	167.0	180.9
P*FRA [mm]	64.4	76.5	92.6	104.8	117.0	145.2	157.4
Pe [mm]	29.6	39.0	50.9	61.8	71.4	95.9	107.0

iii) Modelos lluvia-escurrimiento

a) Método Racional Americano

Este modelo toma en cuenta el área de la cuenca, la intensidad de la precipitación y las pérdidas por infiltración. Consiste en suponer que en una cuenca impermeable se hace caer uniformemente una lluvia de intensidad constante durante un largo tiempo, al principio el gasto será creciente con el tiempo, pero llegará un momento en que se alcance un punto de equilibrio, es decir, que el gasto que entra es igual al que sale de la cuenca. El tiempo que tarda en establecerse el gasto de equilibrio corresponde al tiempo de concentración de la cuenca (Mijares, 1992).

Tabla 11. Gastos de diseño para el sitio de estudio calculados por el Método Racional.

A =9.824 [km ²]	T (años)						
	5	10	25	50	100	500	1000
C	0.46	0.51	0.55	0.59	0.61	0.66	0.68
i [mm/h]	49.3	58.7	71.0	80.3	89.6	111.3	120.6
Q [m ³ /s]	75.9	98.3	128.8	152.5	176.4	232.8	257.4

Donde “C” es el coeficiente de escurrimiento, obtenido mediante ponderación de los valores presentes en la Tabla 12.

Tabla 12. Valores de Coeficiente de escurrimiento relacionando las características de la superficie y el periodo de retorno (Escalante y Reyes, 2014).

Superficie		Periodo de retorno (años)							
		2	5	10	25	50	100	500	
Áreas desarrolladas	Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00	
	Concreto/Techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00	
	Zonas verdes (jardines, parques, etc.)								
	Condición pobre (Cubierta de pasto menor del 50 % del área)								
	Plano	0 % < s < 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
	Promedio	2 % < s < 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
	Alto	s > 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
	Condición promedio (Cubierta de pasto del 50 % al 75 % del área)								
	Plano	0 % < s < 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
	Promedio	2 % < s < 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
	Alto	s > 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
	Condición buena (Cubierta de pasto mayor al 75 % del área)								
	Plano	0 % < s < 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
	Promedio	2 % < s < 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
	Alto	s > 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas	Áreas de cultivo								
	Plano	0 % < s < 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
	Promedio	2 % < s < 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
	Alto	s > 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
	Pastizales								
	Plano	0 % < s < 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
	Promedio	2 % < s < 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.50
	Alto	s > 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.52	0.58
	Bosques								
	Plano	0 % < s < 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio	2 % < s < 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.55	
Alto	s > 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58	



b) Hidrograma Unitario Triangular

Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los E.E.U.U., basándose en una gran cantidad de hidrogramas unitarios. Partiendo de que la altura del hietograma es igual a 1 [mm], y de la geometría de un hidrograma que adopte una forma triangular.

Tabla 13. Gastos de diseño para el sitio de estudio calculados por el Hidrograma Unitario Triangular.

Ac =9.824 [km²] tp=1.98 horas	T (años)						
	5	10	25	50	100	500	1000
Pe [mm]	86.79	112.41	147.38	174.41	201.80	266.36	294.45
Q [m ³ /s]	89.60	116.00	152.10	180.00	208.30	274.90	303.90

c) Hidrograma Sintético de Chow

Este método, de manera similar al del SCS, fue deducido basándose en el concepto de hidrogramas unitarios e hidrogramas unitarios sintéticos y considera que el gasto pico del escurrimiento directo de una cuenca puede calcularse como el producto de la precipitación efectiva por el gasto pico de un hidrograma unitario (Chow, 2004).

Tabla 14. Gastos de diseño para el sitio de estudio calculados por el Hidrograma Sintético de Chow.

Ac =9.824 [km²] tp=1.153 horas Z=0.78	T (años)						
	5	10	25	50	100	500	1000
Pe [mm]	86.79	112.41	147.38	174.41	201.80	266.36	294.45
Q [m ³ /s]	99.80	129.20	169.40	200.50	232.00	306.20	338.50

d) Gastos de diseño

Un resumen de los resultados obtenidos por los tres métodos se presenta en la Tabla 15. Se recomienda emplear los resultados del Método Racional para la revisión de la estructura, ya que representa la condición más desfavorable.

Tabla 15. Resumen de resultados del cálculo de gastos de diseño para el sitio de estudio.

Gastos [m³/s]	T (años)						
	5	10	25	50	100	500	1000
Racional	75.9	98.3	128.8	152.5	176.4	232.8	257.4
HUT	89.60	116.00	152.10	180.00	208.30	274.90	303.90
Chow	99.80	129.20	169.40	200.50	232.00	306.20	338.50



II. Análisis hidráulico del cauce

A. Ecuación de la energía

La energía total por unidad de peso que posee el agua en su movimiento, medida en un punto de intersección de cualquier línea de corriente con el plano de la sección de un canal, se expresa como la suma de su elevación (Z_n), medida desde un plano de referencia, su carga de presión ($\frac{P_n}{\rho \cdot g} = \alpha$), y su energía cinética local ($\frac{v^2}{2 \cdot g}$), donde v es la velocidad local. (Sotelo, 1994). Si se consideran todas las fuerzas anteriormente mencionadas, dentro de una vena líquida y en un flujo no permanente, podemos llegar a la Ecuación 7, la cual representa la energía total del flujo en una sección específica.

$$H = z + y \cdot \cos(\theta) + \alpha \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Ecuación 7. Energía total del flujo en una sección específica

Nótese que:

- Dicha ecuación se utiliza mayormente en el flujo variado.
- El término $y \cdot \cos(\theta)$ representa la carga de presión en su componente vertical aplicada en el fondo de la sección.
- El término v^2 corresponde al cuadrado de la velocidad media calculada en la sección transversal al flujo.
- La expresión fue obtenida para condiciones de flujo rectilíneo sobre un fondo plano con una pendiente mayor a 10° .

Se puede obtener un resultado similar derivado de la Segunda Ley de Newton, sin embargo, para poder obtener dicho resultado, es necesario excluir los efectos termodinámicos en el flujo, así como la posible adición o extracción de energía mecánica desde el exterior; igualmente, es necesario considerar las fuerzas que se oponen al movimiento.

Para obtener una ecuación que represente la pérdida de energía entre las sección inicial y final, es necesario realizar una integración entre dichas secciones, lo cual resulta en la siguiente expresión (Sotelo, 1994):



$$\frac{\partial}{\partial x} \left[z + y \cdot \cos(\theta) + \alpha \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \right] = \frac{dh}{dx}$$

Ecuación 8. Integración de la ecuación de la energía

Al resolver la Ecuación 8, obtenemos:

$$z + y \cdot \cos(\theta) + \alpha \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} + h = C$$

Ecuación 9. Solución de integración de la ecuación de la energía

Aplicando la Ecuación 9 para dos secciones llegamos a la siguiente expresión:

$$z_1 + y_1 \cdot \cos(\theta)_1 + \alpha_1 \cdot \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = z_2 + y_2 \cdot \cos(\theta)_2 + \alpha_2 \cdot \frac{v_2^2}{2 \cdot g} + \Delta h$$

Ecuación 10. Ecuación de energía entre dos secciones.

Donde:

z_n → Carga de posición.

y_n → Tirante.

θ → Angulo de inclinación de la plantilla.

α_n → Coeficiente de Coriolis.

v_n → Velocidad media en la sección.

Δh → Pérdida de energía entre las dos secciones.

Nótese:

La carga de posición es medida desde el plano de referencia hasta la plantilla de la sección.

Se utiliza el coeficiente de Coriolis para considerar el efecto de la distribución irregular de la velocidad en la sección, cabe destacar que es adimensional.

B. Ecuación de continuidad

Podemos establecer la ecuación de continuidad de la siguiente manera:

$$V_1 \cdot A_1 = V_2 \cdot A_2$$

Ecuación 11. Ecuación de continuidad

Esta ecuación se deduce del análisis de la suma algebraica de la cantidad neta de masa que entra y sale en un volumen fijo y arbitrario. Se puede explicar como una aplicación



de la ley de la conservación de la materia, además, se puede expresar esta suma algebraica de la siguiente manera (Sotelo, 1994):

$$m_n + r_n = 0$$

Ecuación 12. Cambio de masa que fluye a través de una sección

Donde:

m_n → Cantidad neta de masa que atraviesa la superficie de frontera del volumen por unidad de tiempo

r_n → Rapidez de la variación de la masa contenida en el volumen

Sabiendo que la masa -en términos de densidad- se puede expresar como $m = \rho \cdot v$, si se considera que esta pasa a través de un área, se puede determinar que el flujo de masa del agua a través de la sección de un canal es:

$$m = \rho \cdot v \cdot A$$

Ecuación 13. Masa del agua a través de la sección

Donde:

ρ → Densidad del líquido

v → Velocidad media en la sección

A → Área hidráulica de la sección

Si se considera que un flujo sigue la dirección del eje de un canal, según la coordenada curvilínea "x" en el fondo, y no hay aportaciones o pérdidas del líquido en el trayecto, la forma matemática de la ecuación de continuidad para el flujo unidimensional permanente en toda su longitud es (Sotelo, 1994).

$$\frac{\partial(\rho VA)}{\partial x} = 0$$

De la expresión anterior es válido mencionar que la cantidad de masa que fluye en el eje de un canal no cambia al variar "x". Igualmente, resulta prudente mencionar que en un flujo a superficie libre (canal), la densidad no cambia, por lo que puede omitirse de la expresión:

$$\frac{\partial(VA)}{\partial x} = 0$$



Si este flujo se limita a dos secciones (S_1, S_2) correctamente definidas, podemos integrarlo, llegando a la siguiente expresión, la cual corresponde a la planteada en la Ecuación 11:

$$V_1 \cdot A_1 = V_2 \cdot A_2$$

C. Ecuación de cantidad de movimiento

Para que resulte aplicable la Ecuación 14, se debe considerar que:

1. El volumen de control limitado por dos secciones, paredes y una superficie libre.
2. Se presenta un flujo permanente.
3. Su gasto no cambia en toda su longitud.
4. Se presenta un flujo unidimensional.
5. El líquido es incompresible.

$$F_p + F_\tau + F_C = \rho[(Q \cdot \beta \cdot v)_2 - (Q \cdot \beta \cdot v)_1]$$

Ecuación 14. Ecuación vectorial de cantidad de movimiento

Donde:

F_p → Fuerza resultante de la presión ejercida sobre las superficies de frontera del volumen de control.

F_τ → Fuerza resultante producida por el esfuerzo tangencial generado sobre el fondo y paredes del volumen de control.

F_C → Fuerza de cuerpo debida al peso del volumen de control.

Q → Gasto en la sección.

v → Vector velocidad media en la sección.

β → Coeficiente de Boussinesq.

Nótese que:

En este caso, se ha eliminado la variable correspondiente al tiempo.

Se agregó un coeficiente adimensional β para considerar el efecto que tiene la distribución irregular de la velocidad media en la sección.

Las fuerzas F_p y F_τ son las acciones que desde el exterior se aplican al volumen de control.



Se considera que la cantidad de movimiento será diferente en la entrada y la salida, por lo que, en una sección será igual a $(Q \cdot \beta \cdot v)_2$, mientras que en la otra sección será $(Q \cdot \beta \cdot v)_1$, lo cual representa el cambio en la cantidad de movimiento entre el flujo que entra y el que sale.

La Ecuación 14 es de carácter vectorial, ya que está compuesta por un vector, a diferencia que la ecuación de la energía, la cual resulta un escalar. (Sotelo, 1994).

D. Ecuación empírica de Manning

Esta ecuación fue desarrollada en 1889 por el ingeniero irlandés Robert Manning, la cual da como resultado la velocidad media en una sección.

$$v = \frac{(R_h)^{2/3} \cdot \sqrt{S}}{n}$$

Ecuación 15. Ecuación de Manning

Donde:

v → Velocidad media.

R_h → Radio hidráulico.

S → Pendiente de la línea de energía, expresada en decimales.

n → Coeficiente de rugosidad.

Nótese que:

Esta ecuación fue desarrollada a partir de siete ecuaciones diferentes.

Fue basada en los datos experimentales de Bazin y además verificada mediante 170 observaciones (Sotelo, 1994).

E. Modelo 1D

Un modelo 1D representa un fenómeno en una única dimensión espacial. Por lo que, las variables físicas y los datos dependen únicamente de una coordenada espacial, y en algunos casos, se relacionan con el tiempo. Este tipo de modelos son usados cuando se busca simplificar sistemas complejos, en donde las variaciones en otras dimensiones no resultan relevantes.



La modelación 1D se realizó con el software HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center - River Analysis System*). Este software fue desarrollado por el *Hydrologic Engineering Center* (HEC), una división del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE, por sus siglas en inglés) (USACE, 2024), y es ampliamente usado para el modelado de ríos y canales, análisis de inundaciones, diseño de infraestructura hidráulica, gestión de recursos hídricos, etc.

El proceso de modelado requiere la obtención y análisis de datos topográficos del sitio. En el software correspondiente, en este caso HEC-RAS, se delimita el cauce, se definen las secciones transversales para el análisis y se incorporan los datos estructurales de los puentes presentes en el área. A continuación, se ingresan las características geométricas y físicas del canal, incluyendo los taludes, coeficientes de rugosidad, pendiente longitudinal y finalmente los gastos para cada periodo de retorno.

F. Memoria de cálculo para diseño del canal

i) Fuerza tractiva

Para determinar las dimensiones del canal, inicialmente se utilizó el método de la fuerza tractiva, el cual se enfoca en analizar y dimensionar el transporte de sedimentos en corrientes. Este método se basa en el análisis de la fuerza tangencial que ejerce el flujo de agua sobre el lecho del cauce, es decir la fuerza de arrastre. Este método plantea que, si esta fuerza supera un valor entonces los sedimentos empezarán a moverse. Desarrolla el diseño alrededor de las características geotécnicas del lugar, ya que, comienza desde el análisis granulométrico para determinar el talud que se presentará. De acuerdo con los datos recabados de los trabajos de mecánica de suelos, se tiene un diámetro de partícula $d_{50}=0.35$ [mm]; al leer la gráfica que se muestra en la Figura 18 (Sotelo, 1994) obtenemos que el ángulo de reposo del material (ϕ) es de 30.4 grados.

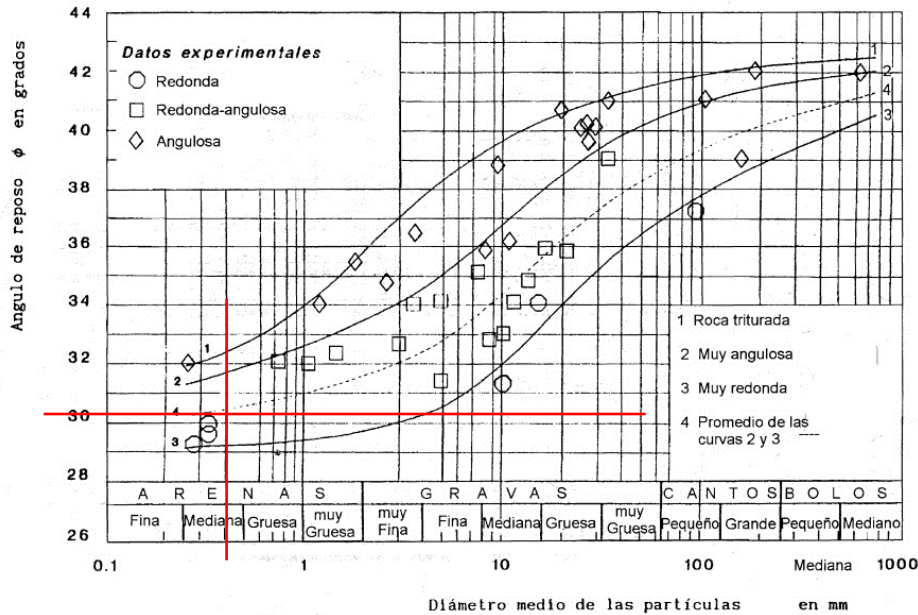


Figura 18. Ángulo de reposo mediante diámetro medio de partículas, (Sotelo, 1994).

Para determinar el ángulo del talud (θ) se establece una diferencia entre 6 a 12 grados respecto al ángulo de reposo del material (Sotelo, 1994). Eligiendo una diferencia de seis grados, se calcula un talud de 24.4 grados, que constituye el primer dato del diseño del canal. Sin embargo, dado que en cálculos posteriores el talud se considera como una relación trigonométrica, es más adecuado expresarlo como una relación entre su longitud y su altura (2.204:1), por lo que $k=2.204$. No obstante, para facilitar los cálculos, se recomienda redondear el valor del talud a múltiplos de 0.25, lo que nos lleva a un valor de **$k=2.25$** .

Para el cálculo del esfuerzo tangencial en el talud es necesario calcular primero una constante K mediante la Ecuación 16.

Ecuación 16. Constante K

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2(\theta)}{\text{sen}^2(\phi)}};$$

$$K = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2(24.4)}{\text{sen}^2(30.4)}}; K = 0.597$$

Ahora, se procede a calcular el esfuerzo tangencial para la base (τ_{pb}) y para el talud (τ_{pt}) del cauce.



Ecuación 17. Esfuerzo tangencial en base

$$\tau_{pb} = 2.5532 + 0.2411 \cdot d_{50} + 0.1827 \cdot (d_{50})^2;$$

$$\tau_{pb} = 2.5532 + 0.2411 \cdot (0.35) + 0.1827 \cdot (0.35)^2; \tau_{pb} = 2.66 \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

Ecuación 18. Esfuerzo tangencial en talud

$$\tau_{pt} = K \cdot \tau_{pb};$$

$$\tau_{pt} = 0.597 \cdot 2.66; \tau_{pt} = 1.59 \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

Ahora que ya se conocen todos los datos básicos, comenzamos con las iteraciones. Estas iteraciones consistirán en variar la relación ancho tirante $\left(\frac{b}{y}\right)$ desde un valor de 1 hasta 10. Para cada iteración se utilizarán las gráficas siguientes para obtener los esfuerzos tangenciales que produce el flujo ya sea en el fondo (ε_b) como en los taludes (ε_t).

Para interpretar las gráficas, se localiza en el eje horizontal la relación $\frac{b}{y}$ elegida y se traza una línea vertical hasta cruzar con la curva correspondiente al talud actual. A partir del punto de intersección se proyecta una línea horizontal, la cual indicará el valor de ε_t o ε_b según sea el caso.

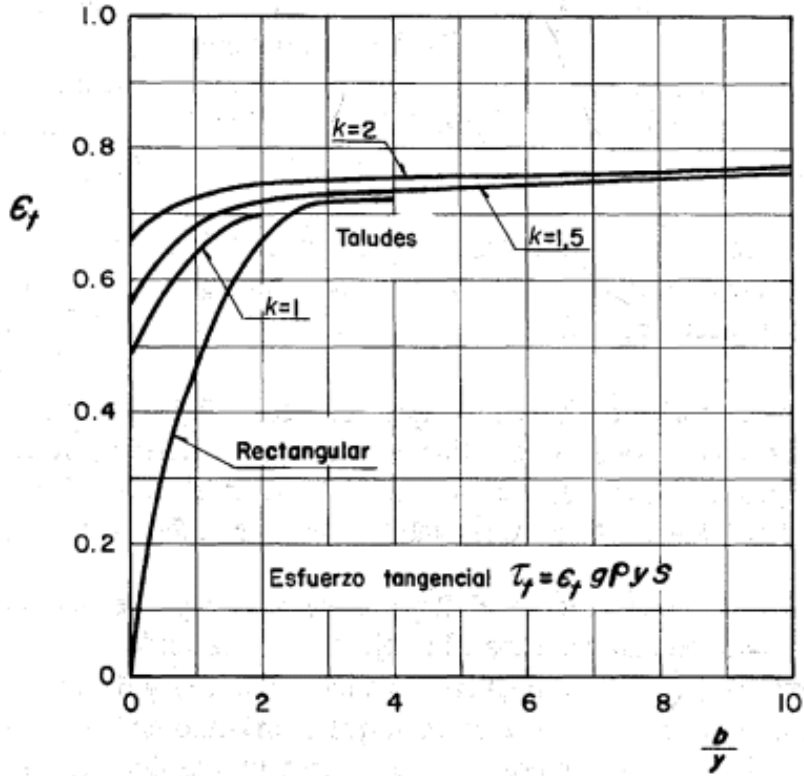


Figura 19. Esfuerzo tangencial que el flujo produce sobre los taludes, (Sotelo, 1994).

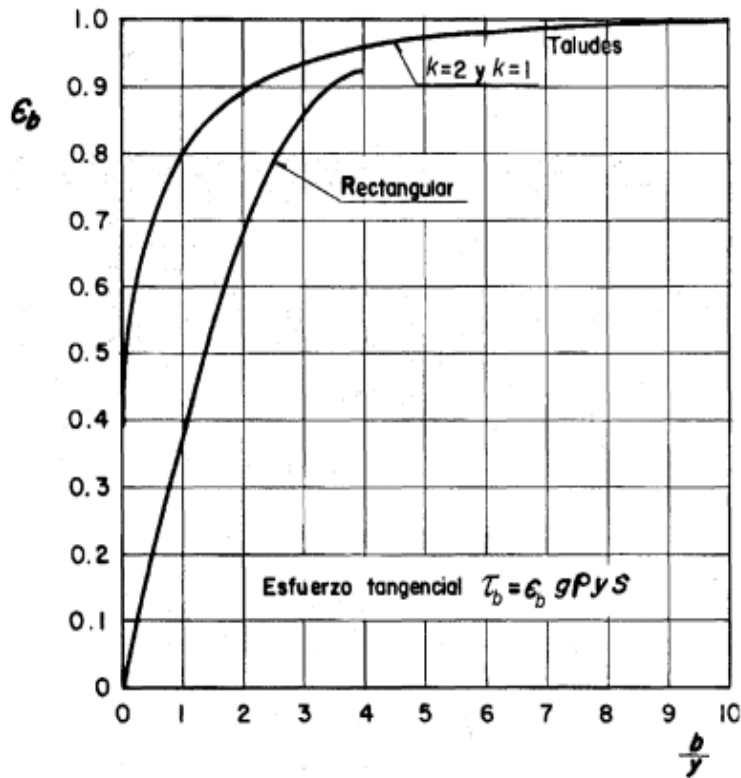


Figura 20. Esfuerzo tangencial que el flujo produce en el fondo, (Sotelo, 1994).



Una vez leída la gráfica se despejan los valores de los tirantes incluidos en las ecuaciones:

Ecuación 19. Esfuerzo tangencial en base

$$\tau_b = \varepsilon_b \cdot g \cdot \rho \cdot y \cdot S_o$$

Ecuación 20. Esfuerzo tangencial en talud

$$\tau_t = \varepsilon_t \cdot g \cdot \rho \cdot y \cdot S_o$$

Despejando los tirantes correspondientes:

Ecuación 21. Tirante respecto a esfuerzo tangencial en base

$$y_b = \frac{\tau_b}{\varepsilon_b \cdot g \cdot \rho \cdot S_o}$$

Ecuación 22. Tirante respecto a esfuerzo tangencial en talud

$$y_t = \frac{\tau_t}{\varepsilon_t \cdot g \cdot \rho \cdot S_o}$$

Después de realizar las sustituciones, se elige como el tirante en el canal al tirante menor entre y_b y y_t . Ya que se eligió el tirante más bajo, se obtiene el ancho del canal al despejarlo de la relación ancho tirante $\left(\frac{b}{y}\right)$, con la cual se inició la iteración. Finalmente, se obtienen el resto de los elementos geométricos usando las ecuaciones geométricas presentes en los textos de Sotelo (1994).

Ecuación 23. Área transversal de un canal trapecial

$$A = (b + k \cdot y) \cdot y$$

Ecuación 24. Perímetro mojado de un canal trapecial

$$P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + k^2}$$

Ecuación 25. Radio hidráulico

$$Rh = \frac{A}{P}$$

Para determinar si el diseño es suficiente, en este caso se compara el gasto que puede conducir el canal respecto al gasto de diseño, el cual es determinado para un periodo de retorno de 1000 años, es decir, $Q_d = 257 \left[\frac{m^3}{s}\right]$. Para determinar el gasto que pasa por el canal se utiliza la siguiente ecuación.

Ecuación 26. Gasto en canal trapecial

$$Q = \left(\frac{\sqrt{S_o}}{n} \right) \cdot A \cdot Rh^{\frac{2}{3}}$$

Si $Q \geq Q_d$, el diseño se considera como suficiente, en caso contrario, se debe realizar otra iteración.

El bordo libre se calculó tomando en cuenta distintas ecuaciones, como la Ecuación empírica general Estimación preliminar del bordo libre y Bordo libre en un acueducto metálico así como otros métodos como el de Libre bordo para canales con revestimientos de superficie dura, membrana enterrada y tierra, según *U.S. Bureau of Reclamation* sin embargo, se eligió la que proporcionaba el bordo libre más pequeño, pero dentro de las recomendaciones, la cual corresponde a la ecuación empírica del *U.S. Bureau of Reclamation*.

Ecuación 27. Ecuación empírica del U.S. Bureau of Reclamation

$$B_L = 0.61 + 0.0372 \cdot V \cdot y^{\left(\frac{1}{3}\right)}$$

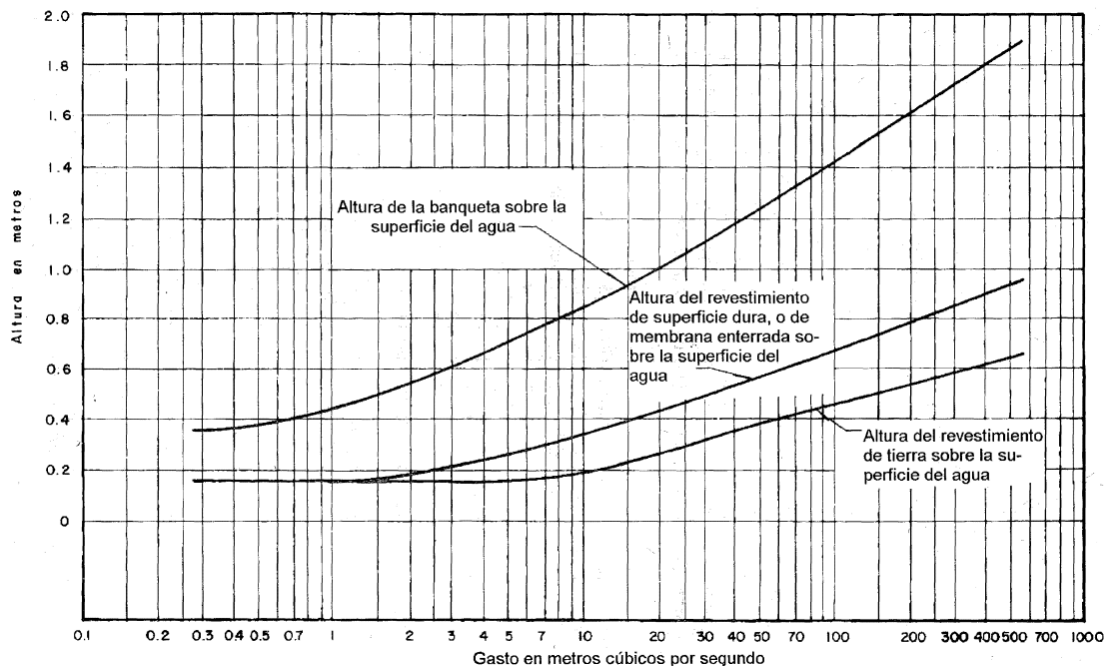


Figura 21. Libre bordo para canales con revestimientos de superficie dura, membrana enterrada y tierra, según *U.S. Bureau of Reclamation* (Sotelo, 1994)

Ecuación 28. Ecuación empírica general (Sotelo, 1994)

$$B_L = 0.30 + 0.25y$$



Ecuación 29. Estimación preliminar del bordo libre (Sotelo, 1994)

$$B_L = 0.552\sqrt{c \cdot y}$$

Donde c es un coeficiente que varía desde 1.5 en canales pequeños, hasta 2.5 en canales grandes.

Ecuación 30. Bordo libre en un acueducto metálico (Sotelo, 1994)

$$B_L = \left(0.09 + 0.033 \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \right) \cdot y$$

En este caso particular, el diseño estuvo sujeto a diversas limitaciones, ya que la obra debía adaptarse a las condiciones específicas del sitio, por lo que el ancho total del canal no debía superar los 30 metros, lo cual representó una limitante en cuanto a talud, bordo libre y tirante, ya que las tres variables no debían causar que el canal superara la restricción antes mencionada. Igualmente, la altura del tirante normal no debía sobrepasar la cota inferior de ningún puente, por lo que el nivel de fondo del canal se ajustó para mantenerse dentro del límite.

- Iteración más cercana al gasto de diseño:

Considerando los datos iniciales, los cuales se mantienen fuera de las iteraciones.

$$d_{50} = 0.35 [mm] \quad K = 0.597$$

$$\phi = 30.4^\circ \quad \theta = 24.4^\circ$$

$$\tau_{pb} = 2.66 \left[\frac{N}{m^2} \right] \quad \tau_{pt} = 1.59 \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

$$k = 2.25$$

Considerando la relación ancho-tirante más grande $\left(\frac{b}{y} = 10\right)$, al leer las gráficas (ε_b) y (ε_t) obtenemos que:

$$\varepsilon_b = 1; \quad \varepsilon_t = 0.79$$

Utilizando la Ecuación 21 y la Ecuación 22 obtenemos los tirantes correspondientes a los esfuerzos en cada parte del canal.

$$y_b = \frac{2.66}{1 \cdot 1000 \cdot 9.81 \cdot 0.002}; \quad y_b = 0.136 [m]$$



$$y_t = \frac{1.59}{1 \cdot 1000 \cdot 9.81 \cdot 0.002}; y_t = 0.102[m]$$

Al comparar ambos resultados, observamos que y_t resulta ser menor, por lo que se escogerá como el tirante del canal (Sotelo, 1994), teniendo así que:

$$y = 0.102 [m]$$

Ya que se conoce el tirante, ahora se obtiene la base del canal al despejar la variable b de la relación ancho-tirante.

$$\frac{b}{y} = 10; \frac{b}{0.10} = 10; b = 1.02 [m]$$

Utilizando la Ecuación 23, la Ecuación 24 y la Ecuación 25 obtenemos las propiedades geométricas del canal, siendo:

$$A = (1.02 + 2.25 \cdot 0.102) \cdot 0.102; A = 0.128 [m^2]$$

$$P = b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + k^2}; P = 1.02 + 2 \cdot 0.102 \cdot \sqrt{1 + 0.002^2}; P = 1.528 [m]$$

$$Rh = \frac{A}{P}; Rh = \frac{0.128}{1.528}; Rh = 0.084$$

Por último, se obtiene el gasto que pasará por el canal mediante la Ecuación 26:

$$Q = \left(\frac{\sqrt{0.002}}{0.025} \right) \cdot 0.128 \cdot 0.084^{\frac{2}{3}}; Q = 0.044 \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

$$Q = 0.044 \left[\frac{m^3}{s} \right] < Q_d = 257 \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

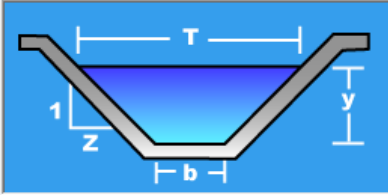
Al comparar el gasto obtenido con el gasto de diseño, notamos que no se cumple la norma N·PRY·CAR·1·06·004/18, por lo que se desecha el diseño.

Debido a la falta de datos granulométricos, el método de la fuerza tractiva resulta inviable, ya que no cumple con los gastos de diseño, por lo que se diseñó el canal priorizando el cumplimiento del gasto de diseño.

ii) Diseño por gasto

Para realizar el diseño se utilizó el software HCanales V3.0, en el cual se realizaron las iteraciones para determinar las dimensiones necesarias para el canal, teniendo en cuenta las restricciones y los gastos de diseño. Las iteraciones se realizaron en la opción *tirante-normal*, escogiendo una sección trapecial.

Datos:	
Caudal (Q):	<input type="text"/> m ³ /s
Ancho de solera (b):	<input type="text"/> m
Talud (Z):	<input type="text"/>
Rugosidad (n):	<input type="text"/>
Pendiente (S):	<input type="text"/> m/m



Resultados:			
Tirante normal (y):	<input type="text"/> m	Perímetro (p):	<input type="text"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text"/> m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text"/> m	Velocidad (v):	<input type="text"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text"/>	Energía específica (E):	<input type="text"/> m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text"/>		

Figura 22. Menú sección trapecial

Primeramente, se introdujeron los datos básicos, los cuales incluyen el gasto de diseño (Q), la base (b), el talud (Z), la rugosidad (n) y la pendiente (S). Indicados los datos, se selecciona la opción *calcular*. El software arrojará distintos resultados, tales como tirante normal (y), área hidráulica (A), espejo de agua (T), número de Froude (F), tipo de flujo, perímetro mojado (P), radio hidráulico (Rh), velocidad (v) y energía específica (E_e); cabe mencionar la diferencia entre ancho de espejo de agua y ancho total del canal, ya que el primero considera únicamente el ancho respecto al agua, mientras que el segundo incluye también el bordo libre, por lo que resulta mayor.

Una vez realizadas las iteraciones correspondientes y después de comprobar que se cumplan todas las restricciones, se considera como terminado el diseño del canal.

- Última iteración:

Para la realización de la última iteración se consideró una base de 16 metros:

$$b = 16 \text{ [m]}$$

Considerando las constantes restantes, es decir, los datos que no se iteraron:

$$Q = 257 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \right] \quad k = 1$$

$$n = 0.025 \quad S_o = 0.002$$

Obtenemos:

$$y = 3.71 \text{ [m]} \quad A = 73.048 \text{ [m}^2\text{]}$$



$$T = 23.414 [m] \quad F = 0.636 \therefore \text{es flujo subcrítico}$$

$$P = 26.48 [m] \quad Rh = 2.76 [m]$$

$$v = 3.52 \left[\frac{m}{s} \right] \quad E_e = 4.34 [m \cdot kg/kg]$$

Siguiendo con los cálculos, obtenemos el bordo libre mediante la Ecuación 27:

$$B_L = 0.61 + 0.0372 \cdot 3.52 \cdot 3.71^{\left(\frac{1}{3}\right)}; \quad \mathbf{B_L = 0.81 [m]}$$

Por último, obtenemos el ancho total, el cual debe ser menor a 30 metros por las restricciones en sitio:

Ecuación 31. Ancho total del canal

$$A_T = (2 \cdot B_L \cdot K) + T$$

$$\mathbf{A_T = 25.039 [m]}$$

Se observa que el ancho total del canal no supera los 30 metros, por lo que se considera un diseño apto, ya que también cumple con el gasto de diseño.

A continuación, se presenta una tabla resumen con las dimensiones del canal, así como su vista de sección.

Tabla 16. Datos básicos del canal

Dato	Valor
Gasto	257 $\left[\frac{m^3}{s} \right]$
Tirante	3.71 [m]
Talud	1
Rugosidad	0.025
Base	16 [m]
Área hidráulica	73.048 [m ²]
Perímetro mojado	26.48 [m]
Radio hidráulico	2.76 [m]
Bordo libre	0.81 [m]
Ancho total	25.039 [m]

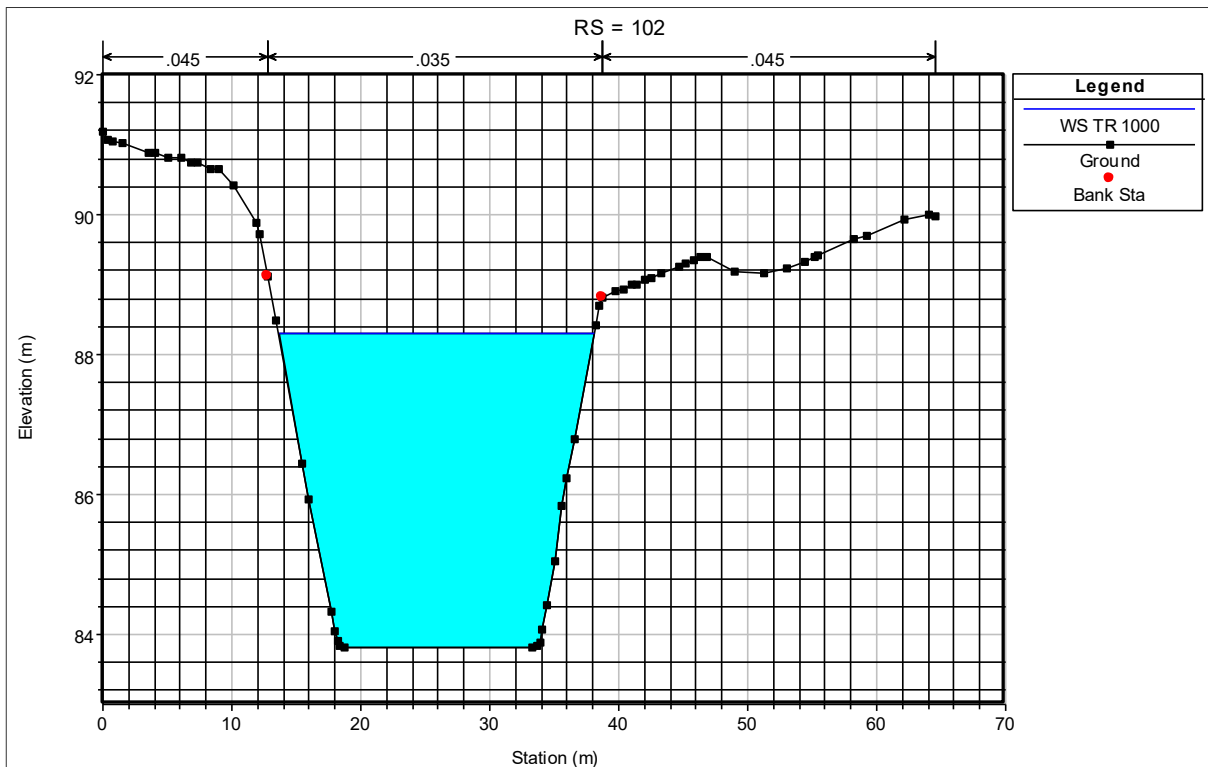


Figura 23. Sección del canal

III. Obra proyectada.

A. Condiciones topográficas.

El uso de suelo presente en el sitio y a lo largo del cauce es del tipo *pastizal cultivado*. (INEGI, 2023). Asimismo, el tipo de suelo presente en la zona es *regosol*, en un terreno joven con poco desarrollo agrícola con métodos de riego, según datos de INEGI.

El clima en la zona de estudio corresponde al tipo *cálido semicálido húmedo* (INEGI, 2023).

El cauce se encuentra en la subcuenca RH29Ba: Río Coatzacoalcos, y aporta en la cuenca Coatzacoalcos, la cual tiene un área de 6,116.09 [km²], misma que se extiende a lo largo de parte del estado de Veracruz y Oaxaca y cuenta con un perímetro de 975.99 [km]; asimismo, pertenece a la región hidrológica 29: Coatzacoalcos.

Analizando el modelo topográfico del terreno (Figura 24), podemos observar una alta sinuosidad en el cauce del río, la cual se presenta en su mayoría en la sección aguas arriba del Puente 2 y en algunas secciones entre los Puentes 1 y 2, asimismo, cerca del Puente 1 existe una zona con una alta elevación, la cual corresponde al área de vertido de material sobrante de la construcción del libramiento del Puente 1. Por último, en el Puente 2 se presenta esviaje en el cauce.

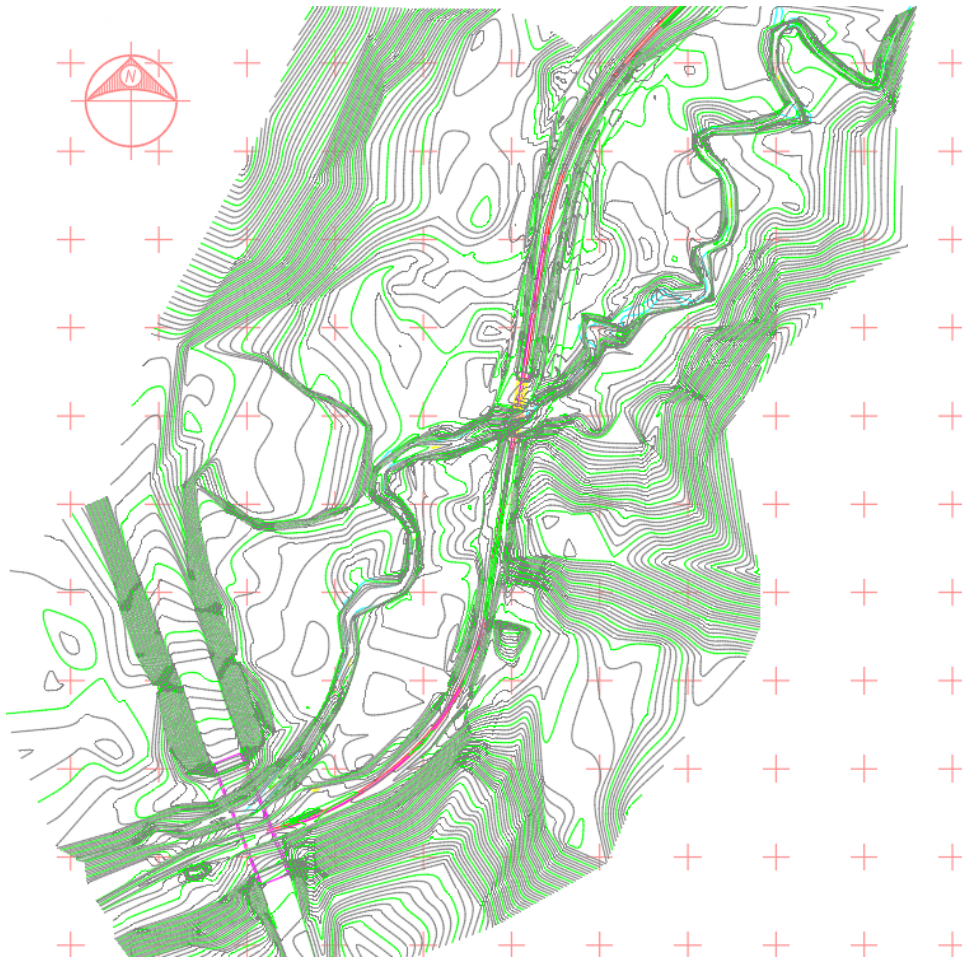


Figura 24. Modelo topográfico del terreno

B. Datos de proyecto.

De acuerdo con los datos recopilados en sitio, se identificó al Nivel de Aguas Máximo Ordinario (NAMO) sobre el nivel de rasante, además, se detectó que la salida por debajo del libramiento reduce la sección y anega el flujo, por lo que se consideró como una condicionante para la realización del cálculo.

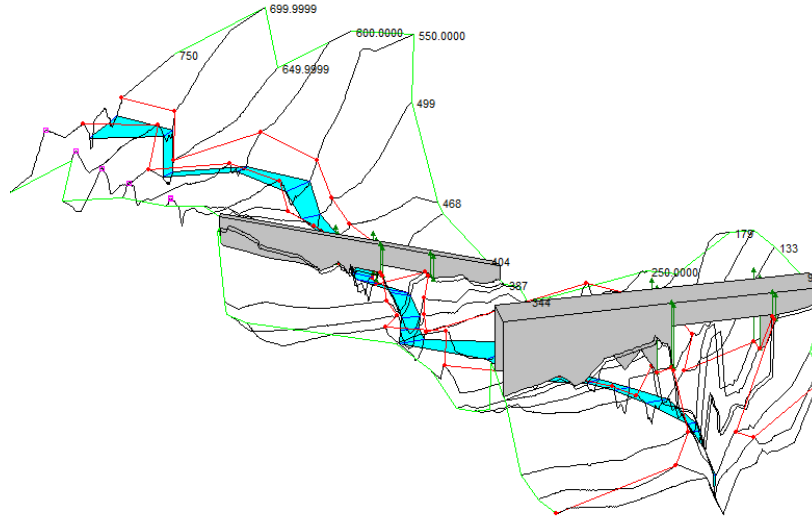


Figura 25. Secciones a lo largo del cauce de estudio

Los datos del Puente 1 son los siguientes:

Tabla 17. Datos Puente 1

Característica	Cantidad
Pila	1
Claros	2
Longitud de claros	30 [m]
Ancho del puente	20 [m]
Ancho del cauce	±8 [m]
Cota de rasante	100.85 [m.s.n.m.]
Cota inferior	98.85 [m.s.n.m.]



Foto 5. Puente 1

Los datos del Puente 2 son los siguientes:

Tabla 18. Datos Puente 2

Característica	Cantidad
Pila	0
Claros	1
Longitud de claro	30 [m]
Ancho del puente	7 [m]
Ancho del cauce	±33 [m]
Cota de rasante	91.5 [m.s.n.m.]
Cota inferior	89.72 [m.s.n.m.]



Foto 6. Puente 2

De acuerdo con la normativa provista por la SICT, y como resultado del análisis hidrológico los gastos de diseño son:

Tabla 19. Gastos correspondientes a periodos de retorno

Periodo de retorno (Tr)	Gasto $\left[\frac{m^3}{s}\right]$
5	76
10	98
25	129
50	152
100	176
500	233
1000	257

C. Modelación 1D.

El modelo se realizó tomando en cuenta tres escenarios: condiciones actuales, condiciones de proyecto y condiciones naturales; esta última condición obedece a las características de la zona antes de la construcción de los puentes y de los efectos que estas construcciones causaron.

Actualmente se presenta un desbordamiento en el Puente 2, debido a que el nivel de superficie libre del agua supera los 93 [m.s.n.m.], para un periodo de retorno de 1000 años. La cota de rasante del puente se encuentra a 91.5 [m.s.n.m.]. El modelo considera los coeficientes de rugosidad del fondo del cauce, así como de sus taludes; igualmente, se obtuvo una pendiente de 0.02.

Se realizó una modelación en 1D mediante el software HecRas. Con este modelo se observaron los cambios en los tirantes a lo largo del cauce, así como los cambios de sección presentados. El modelo abarca los siete periodos de retorno considerados, a la par, se analizó la influencia de los elementos del entorno, por lo que se realizaron tres modelaciones, las cuales se describen a continuación.

i) Modelado de condiciones naturales

Para comenzar con el análisis en condiciones naturales se realizó una modificación en la triangulación del levantamiento topográfico con el fin de obtener una representación lo más fiel a lo que serían las condiciones naturales, mediante la eliminación de las estructuras artificiales, tales como ambos puentes, el terraplén de la vía del tren del Puente 2 y un montículo de material ubicado en las cercanías del cauce.

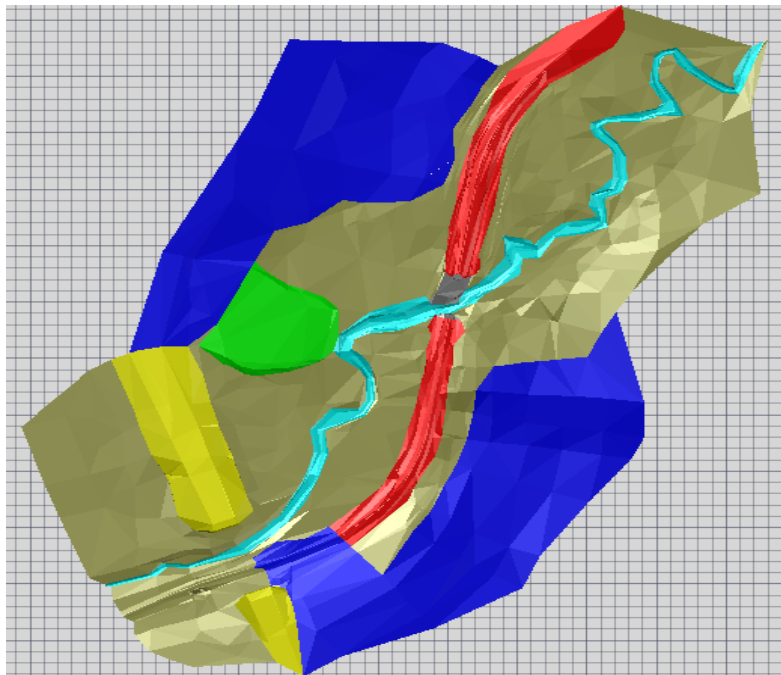


Figura 26. Elementos eliminados de la triangulación inicial. Rojo: Terraplén de vía férrea. Verde: Montículo de residuos. Amarillo: Puente 1; Gris: Puente 2.

Una vez modificada la topografía, esta se exportó a QGIS para su procesamiento mediante una interpolación TIN (Red Irregular Triangulada), la cual “crea círculos circunferenciales alrededor de los puntos de muestra seleccionados y sus intersecciones se conectan a una red de triángulos no superpuestos lo más compactos posibles” (QGIS, 2023) .

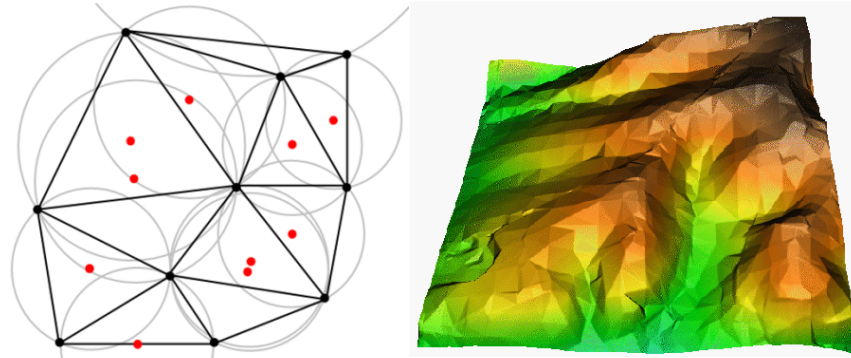


Figura 27. Triangulación de Delaunay con circunferencias alrededor de los datos de muestra rojos. La superficie TIN interpolada resultante creada a partir de puntos de vector de elevación se muestra a la derecha. Fuente de la imagen: Mitas, L., Mitsova, H. (1999)

Una vez realizada la interpolación TIN se eliminan los excedentes generados por la interpolación, ya que estos representarían datos erróneos para el análisis hidráulico posterior.



Figura 28. Excedente en interpolación en condiciones naturales

Como se puede observar en la Figura 28, en el extremo del canal se presenta un bloqueo ocasionado por el algoritmo de interpolación, ya que, al ser una parte de un canal abierto, este no presenta un cierre, por lo que el algoritmo detecta dos vértices de un triángulo y los une, ocasionando que aparezca un bloqueo en ambos extremos del canal.

Si no se detecta y elimina este excedente, al exportar el archivo de interpolación a HEC-RAS se tendrá un error, ya que se interpretará como un bloqueo, lo cual alterará el resultado del modelo. Para eliminar dichos excedentes se crea una capa ráster, la cual reducirá el área de interpolación mediante el algoritmo de *corte de ráster por capa de máscara*.

El algoritmo en cuestión recorta una capa, en este caso, de la interpolación, ajustándola a la extensión de una capa base, representada por la máscara de ráster. Una vez se tenga la capa nueva sin los excedentes de la interpolación se exporta a HEC-RAS para la configuración del modelo hidráulico.

Una vez en HEC-RAS se configuran todas las características para el diseño del modelo:

➤ En Ras Mapper

- Carga del terreno

Mediante la herramienta Ras Mapper se administran las propiedades geométricas del archivo, añadiendo un nuevo archivo de terreno llamado *condiciones naturales*.

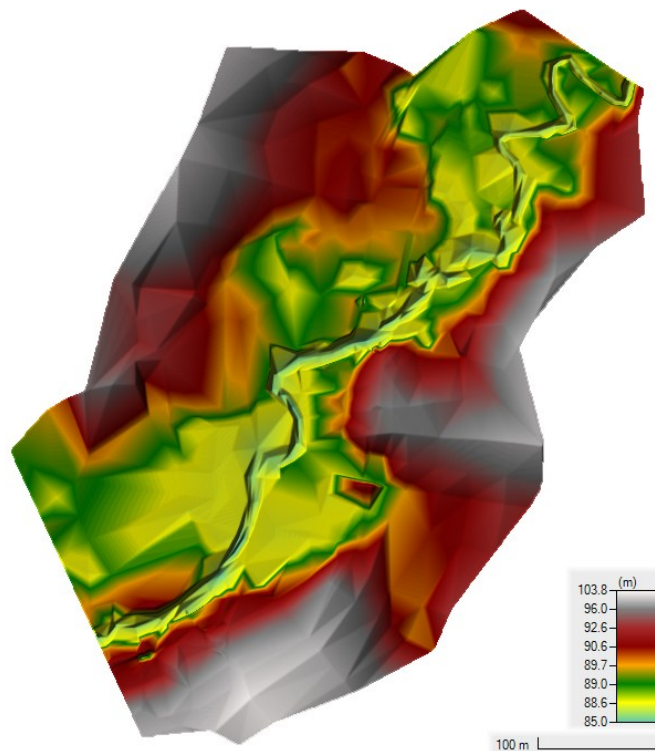


Figura 29. Terreno en condiciones naturales

- Delimitación del cauce

Se delimita el cauce por el cual fluirá el agua para el modelo trazando una línea desde aguas arriba hacia aguas abajo usando la opción *rivers* siguiendo el cauce que se muestra en el terreno.

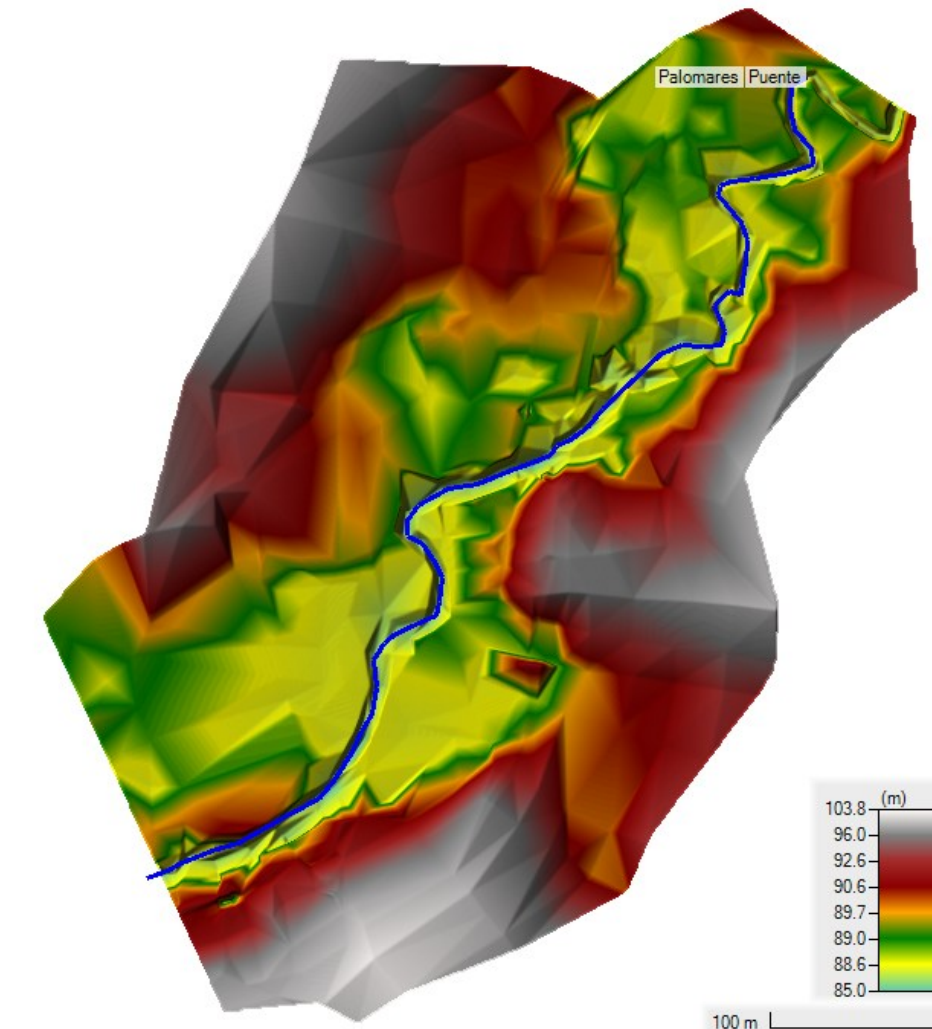


Figura 30. Delimitación del cauce en condiciones naturales

- Secciones Transversales

Utilizando la opción *cross sections* se trazan las secciones que se van a analizar. Para el trazado de las secciones se empleó el método topográfico, el cual consiste en proponer secciones a cada 50 metros, plantando secciones perpendiculares a la entrada y salida de cada puente. Estas se trazan desde la margen izquierda a la derecha con una longitud suficiente para que se aprecie el canal y el terreno natural, atendiendo los cambios de dirección que se puedan presentar.

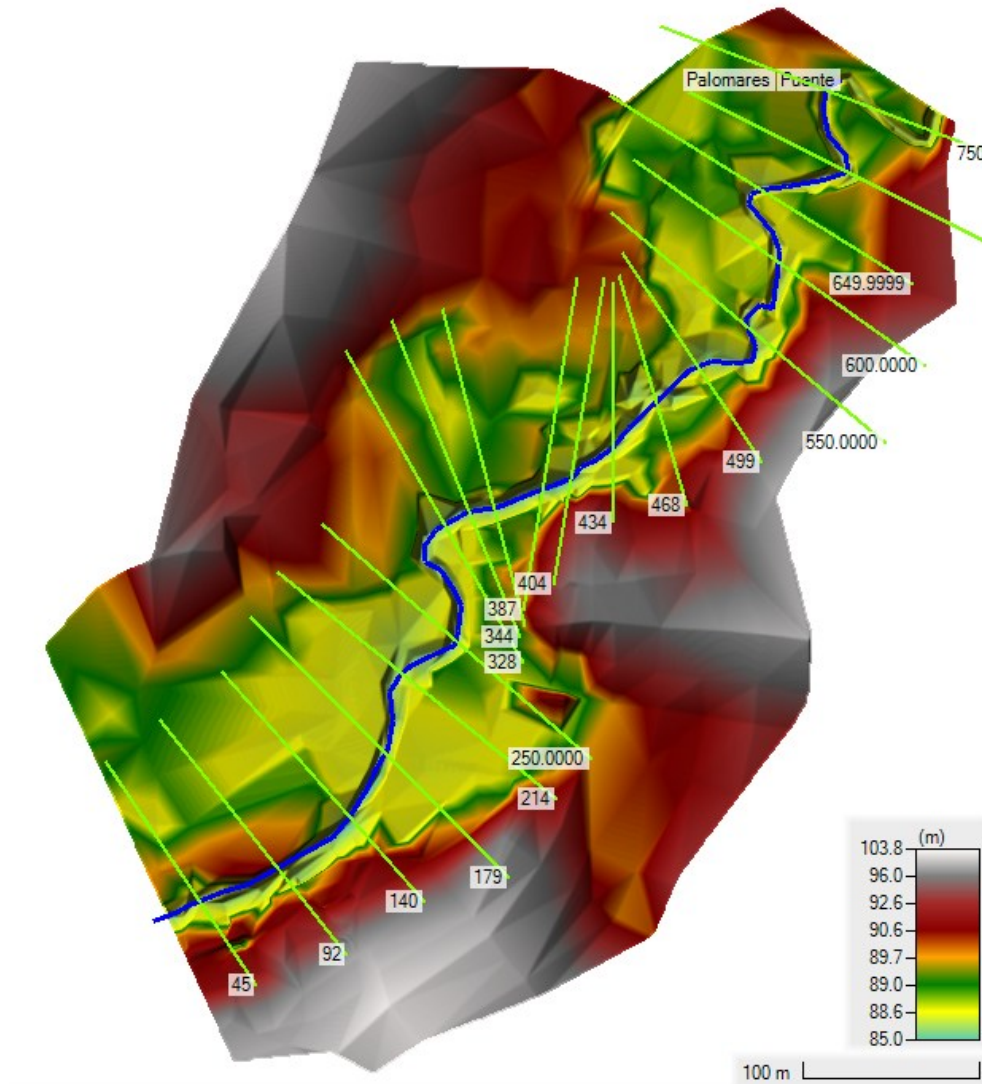


Figura 31. Plantado de secciones en condiciones naturales

- Delimitación de borde del canal
Por último, se activa la opción *bank lines*, la cual se encuentra en la pestaña *Rivers*; esta opción trazará un aproximado de los límites del cauce, mismos que serán ajustados después.

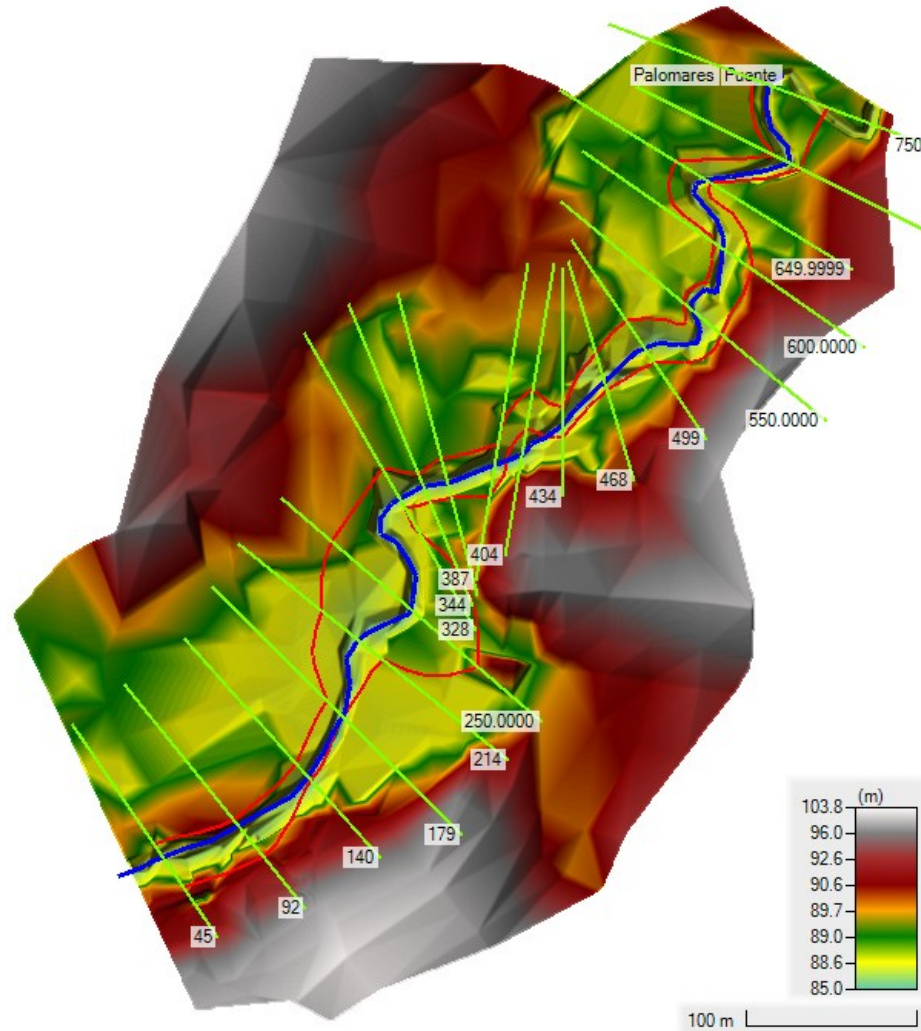


Figura 32. Delimitación de borde del canal en condiciones naturales

➤ En la sección de ajustes geométricos

- Ajuste de coeficientes de Manning

En el menú de tablas se edita la correspondiente al coeficiente de Manning, el cual fue establecido, de acuerdo con lo observado en las fotos, como 0.045 en los bordes y 0.035 en el fondo del canal.



Foto 7. Cauce debajo del Puente 2

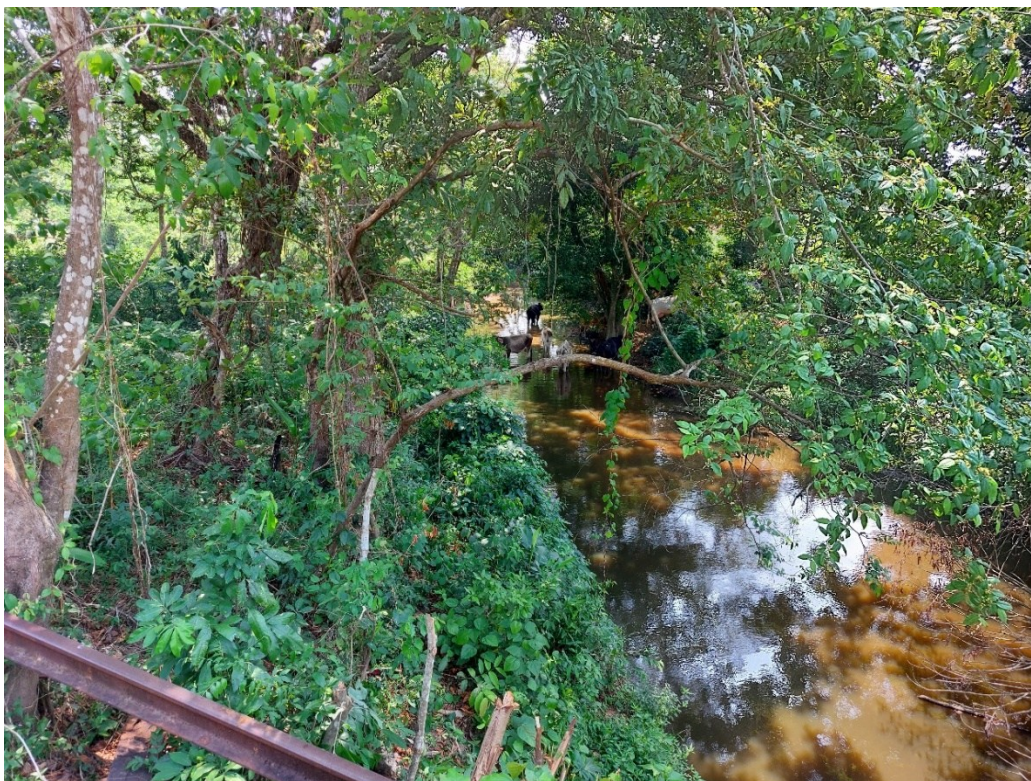


Foto 8. Cauce

Edit Manning's n or k Values

River: Palomares Edit Interpolated XS's Channel n Values have a light green background

Reach: Puente All Regions

Selected Area Edit Options: Add Constant ... Multiply Factor ... Set Values ... Replace ... Reduce to L Ch R ...

River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1 750	n	0.045	0.035	0.045
2 699.9999	n	0.045	0.035	0.045
3 649.9999	n	0.045	0.035	0.045
4 600.0000	n	0.045	0.035	0.045
5 550.0000	n	0.045	0.035	0.045
6 499	n	0.045	0.035	0.045
7 468	n	0.045	0.035	0.045
8 434	n	0.045	0.035	0.045
9 404	n	0.045	0.035	0.045
10 387	n	0.045	0.035	0.045
11 359	n	0.045	0.035	0.045
12 344	n	0.045	0.035	0.045
13 328	n	0.045	0.035	0.045
14 250.0000	n	0.045	0.035	0.045
15 214	n	0.045	0.035	0.045
16 179	n	0.045	0.035	0.045
17 140	n	0.045	0.035	0.045
18 92	n	0.045	0.035	0.045
19 45	n	0.045	0.035	0.045

OK Cancel Help

Figura 33. Tabla de ajuste de coeficientes de Manning en condiciones naturales

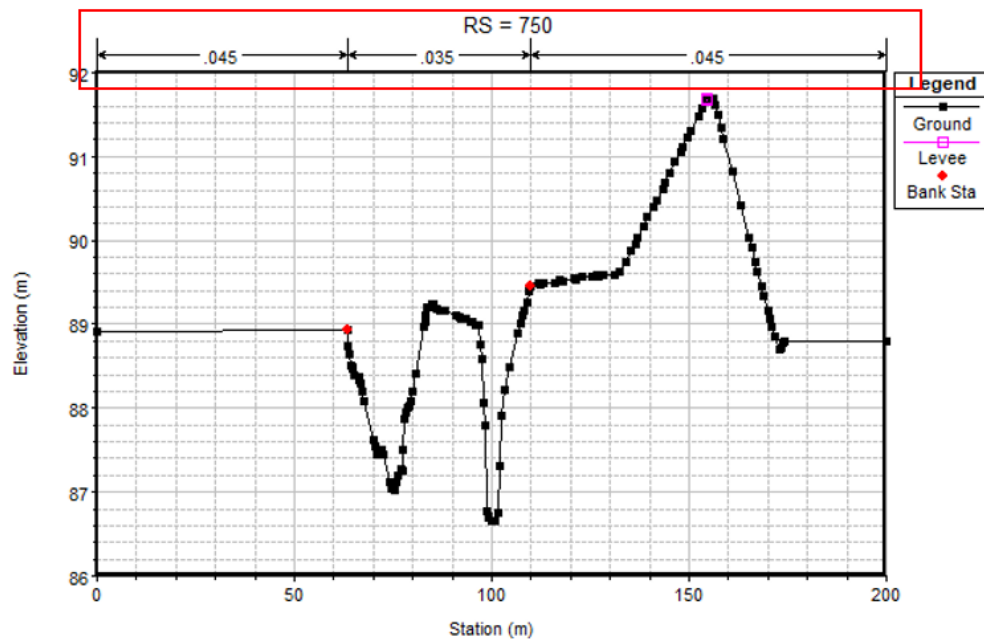


Figura 34. Coeficientes de Manning. Estación 750 en condiciones naturales

- Ajuste de bordes del canal

Se ajustan los bordes del canal mediante la opción *set the bank stations*, la cual se encuentra en el apartado de edición de secciones.

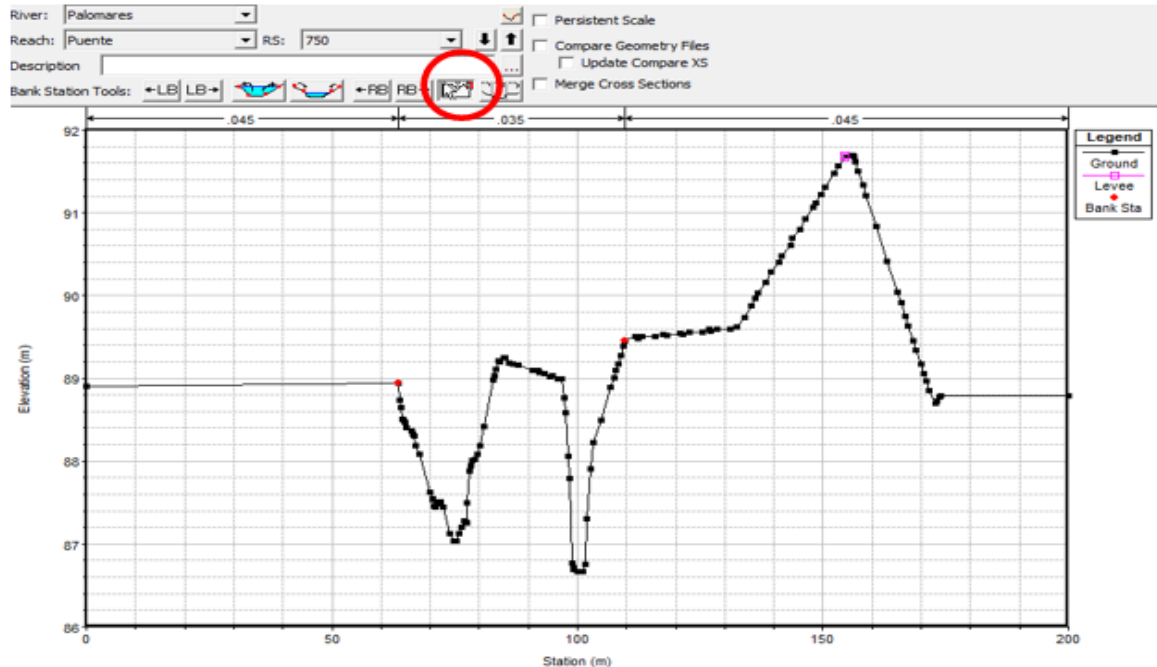


Figura 35. Ajuste de bordes del canal. Estación 750 en condiciones naturales

➤ En la sección de flujo permanente

- Ajuste del perfil de gastos

Para ajustar el perfil de gastos se selecciona la opción de edición de flujo permanente en el menú principal y se ingresan la cantidad de perfiles para analizar, en este caso se añaden los correspondientes a los siete periodos de retorno.

- Ajuste de pendiente del canal

Por último, se determina la pendiente normal con un valor de 0.002.

Una vez establecidos todos los parámetros para el diseño del modelo se procede a ejecutarlo, obteniendo así la posibilidad de acceder a una pestaña con una representación gráfica de los perfiles de flujo, así como una tabla, la cual contiene toda la información disponible para el modelo, tal como cotas del terreno, elevación de la superficie del agua, tirantes críticos, etc.; esto para cada periodo de retorno elegido.

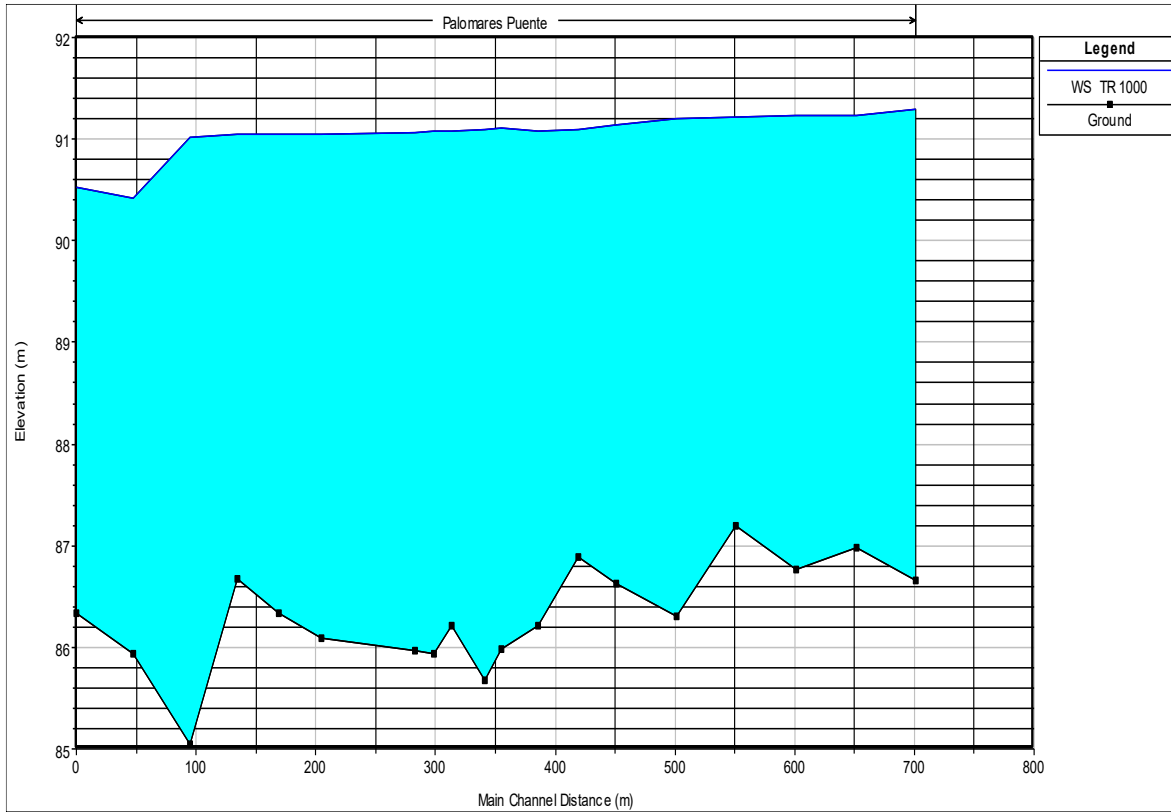


Figura 36. Perfil de modelo en condiciones naturales (Tr 1000)

HEC-RAS Plan: Naturales River: Palomares Reach: Puente Profile: TR 1000												Reload Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Puente	750	TR 1000	257.00	86.66	91.29	89.59	91.32	0.000292	0.97	341.71	150.22	0.18
Puente	699.9999	TR 1000	257.00	86.98	91.24	89.96	91.30	0.000594	1.52	259.80	126.43	0.26
Puente	649.9999	TR 1000	257.00	86.77	91.24	89.67	91.28	0.000348	1.16	333.67	153.02	0.20
Puente	600.0000	TR 1000	257.00	87.19	91.22	89.61	91.26	0.000423	1.15	295.14	135.52	0.22
Puente	550.0000	TR 1000	257.00	86.30	91.20	89.36	91.25	0.000291	1.15	313.98	124.04	0.19
Puente	499	TR 1000	257.00	86.63	91.13		91.23	0.000604	1.59	233.22	116.45	0.27
Puente	468	TR 1000	257.00	86.89	91.09		91.20	0.000940	1.87	221.91	133.40	0.33
Puente	434	TR 1000	257.00	86.22	91.09		91.17	0.000598	1.67	252.39	123.23	0.27
Puente	404	TR 1000	257.00	85.98	91.12		91.14	0.000158	0.83	436.46	240.01	0.14
Puente	387	TR 1000	257.00	85.68	91.09		91.13	0.000381	1.17	342.87	187.40	0.21
Puente	359	TR 1000	257.00	86.22	91.08		91.11	0.000322	1.12	365.56	182.20	0.19
Puente	344	TR 1000	257.00	85.93	91.08		91.10	0.000236	1.03	414.79	189.80	0.17
Puente	328	TR 1000	257.00	85.96	91.07		91.10	0.000236	1.02	402.95	194.91	0.17
Puente	250.0000	TR 1000	257.00	86.09	91.05		91.08	0.000210	0.77	366.97	156.64	0.15
Puente	214	TR 1000	257.00	86.34	91.05		91.07	0.000158	0.82	442.13	186.41	0.14
Puente	179	TR 1000	257.00	86.67	91.05		91.07	0.000201	0.93	431.32	175.91	0.16
Puente	140	TR 1000	257.00	85.04	91.02		91.06	0.000323	1.19	352.58	158.29	0.19
Puente	92	TR 1000	257.00	85.93	90.43	90.43	90.96	0.006008	3.52	97.33	98.30	0.77
Puente	45	TR 1000	257.00	86.34	90.52	89.79	90.66	0.002003	2.06	171.69	113.89	0.45

Figura 37. Tabla resumen en condiciones naturales (Tr 1000)

De este modo, es posible evaluar el comportamiento hidráulico del canal para cada periodo de retorno, identificando los posibles desbordamientos que podrían ocurrir.

ii) Modelado de condiciones actuales

El modelado en condiciones actuales se realizó sin modificación alguna de la triangulación presentada previamente, pero siguiendo en su mayoría la metodología planteada en el Modelado de condiciones naturales.

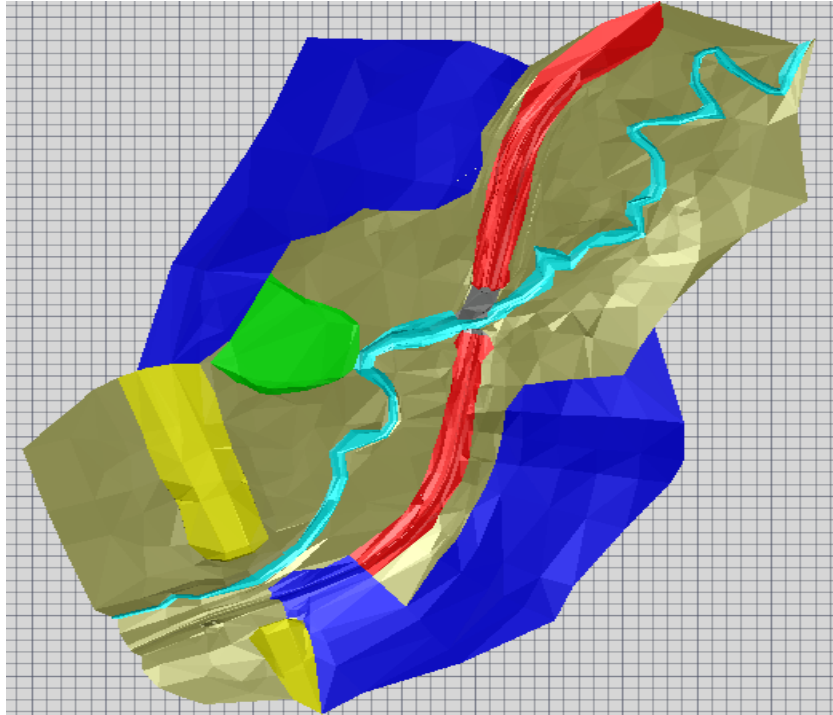


Figura 38. Condiciones actuales.

Esta topografía se exportó a QGIS para su procesamiento mediante una interpolación TIN (Red Irregular Triangulada). Una vez realizada la interpolación, se eliminan los excedentes generados.

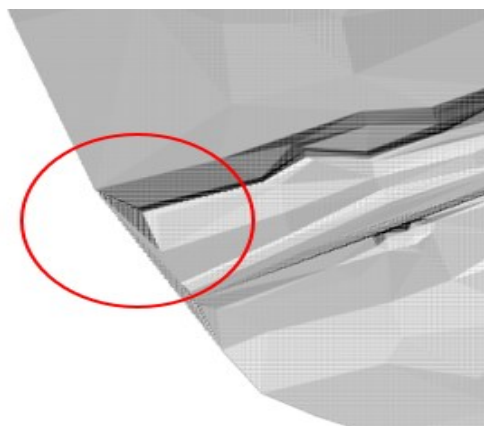


Figura 39. Excedente en interpolación para condiciones actuales

Se realiza un *corte de ráster por capa de máscara* de la misma manera como fue mencionado en el Modelado de condiciones naturales.

Una vez en HEC-RAS se configuran todas las características para el diseño del modelo:

➤ En Ras Mapper

- Carga del terreno

Mediante la herramienta Ras Mapper se administran las propiedades geométricas del archivo, añadiendo un nuevo archivo de terreno llamado *condiciones actuales*.

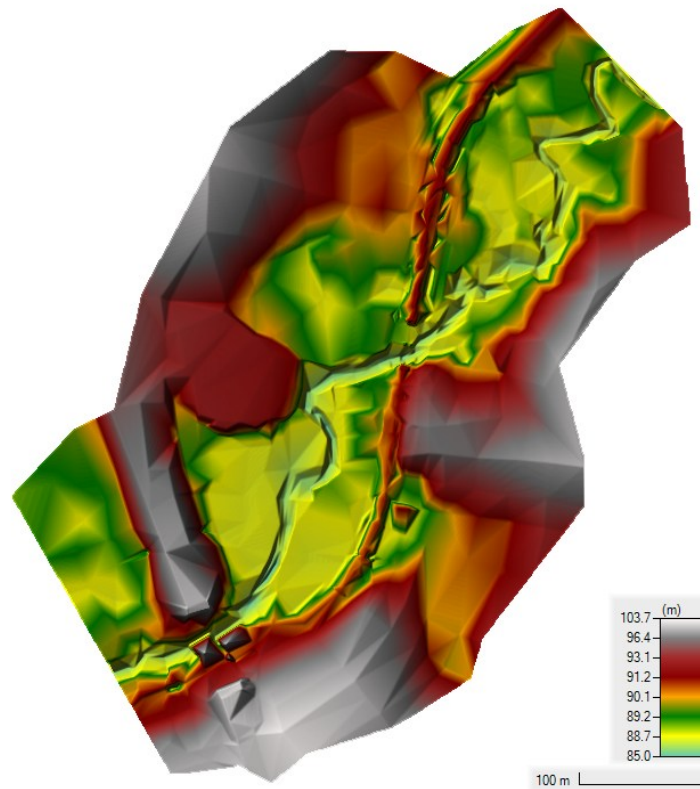


Figura 40. Terreno en condiciones actuales

- Delimitación del cauce

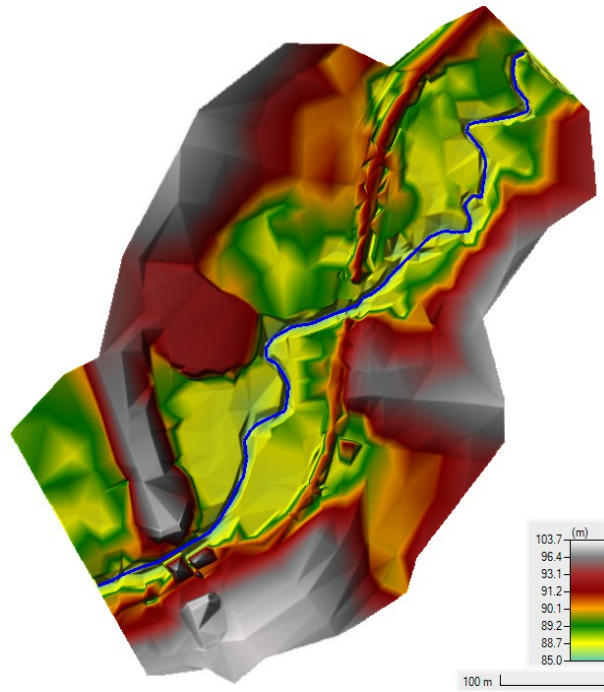


Figura 41. Delimitación del cauce en condiciones actuales

- Plantado de secciones

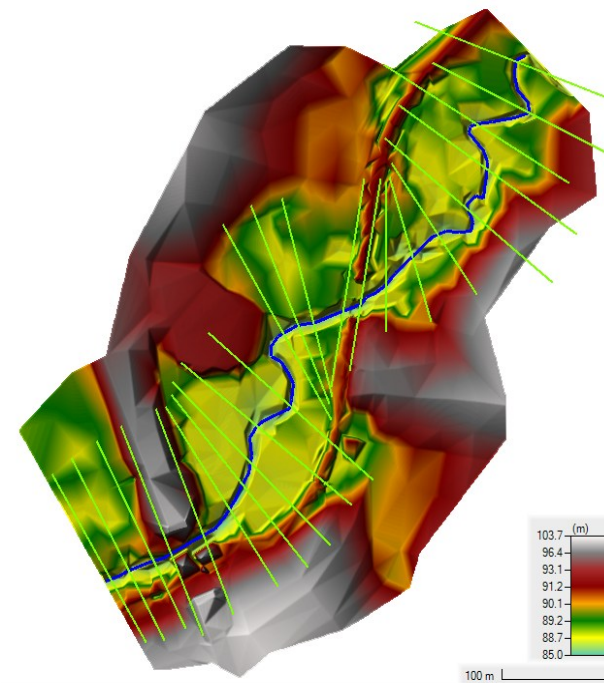


Figura 42. Plantado de secciones en condiciones actuales

- Delimitación de borde del canal

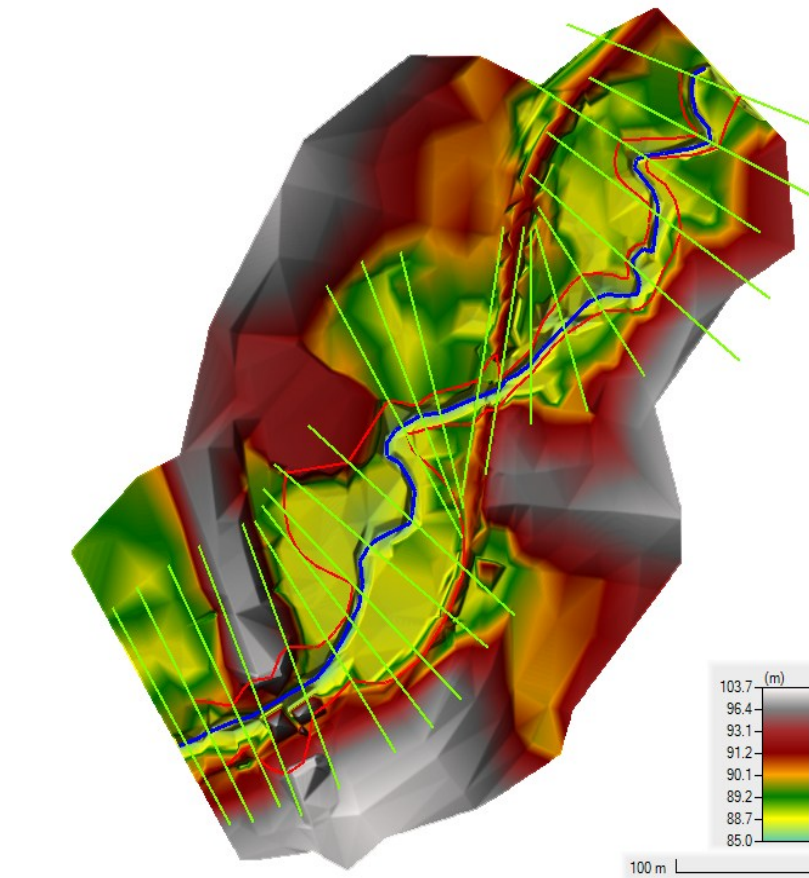


Figura 43. Delimitación de borde del canal en condiciones actuales

- En la sección de ajustes geométricos
 - Ajuste de coeficientes de Manning

En el menú de tablas se edita la correspondiente al coeficiente de Manning.

	Reach	River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1	Puente	750	n	0.045	0.035	0.045
2	Puente	699.9999	n	0.045	0.035	0.045
3	Puente	649.9999	n	0.045	0.035	0.045
4	Puente	600.0000	n	0.045	0.035	0.045
5	Puente	550.0000	n	0.045	0.035	0.045
6	Puente	499	n	0.045	0.035	0.045
7	Puente	468	n	0.045	0.035	0.045
8	Puente	434	n	0.045	0.035	0.045
9	Puente	404	n	0.045	0.035	0.045
10	Puente	397	Bridge			
11	Puente	387	n	0.045	0.035	0.045
12	Puente	359	n	0.045	0.035	0.045
13	Puente	344	n	0.045	0.035	0.045
14	Puente	328	n	0.045	0.035	0.045
15	Puente	250.0000	n	0.045	0.035	0.045
16	Puente	214	n	0.045	0.035	0.045
17	Puente	179	n	0.045	0.035	0.045
18	Puente	158	n	0.045	0.035	0.045
19	Puente	133	n	0.045	0.035	0.045
20	Puente	99	n	0.045	0.035	0.045
21	Puente	80	Bridge			
22	Puente	65	n	0.045	0.035	0.045
23	Puente	47	n	0.045	0.035	0.045
24	Puente	23	n	0.045	0.035	0.045
25	Puente	5	n	0.045	0.035	0.045

Figura 44. Tabla de ajuste de coeficientes de Manning en condiciones actuales

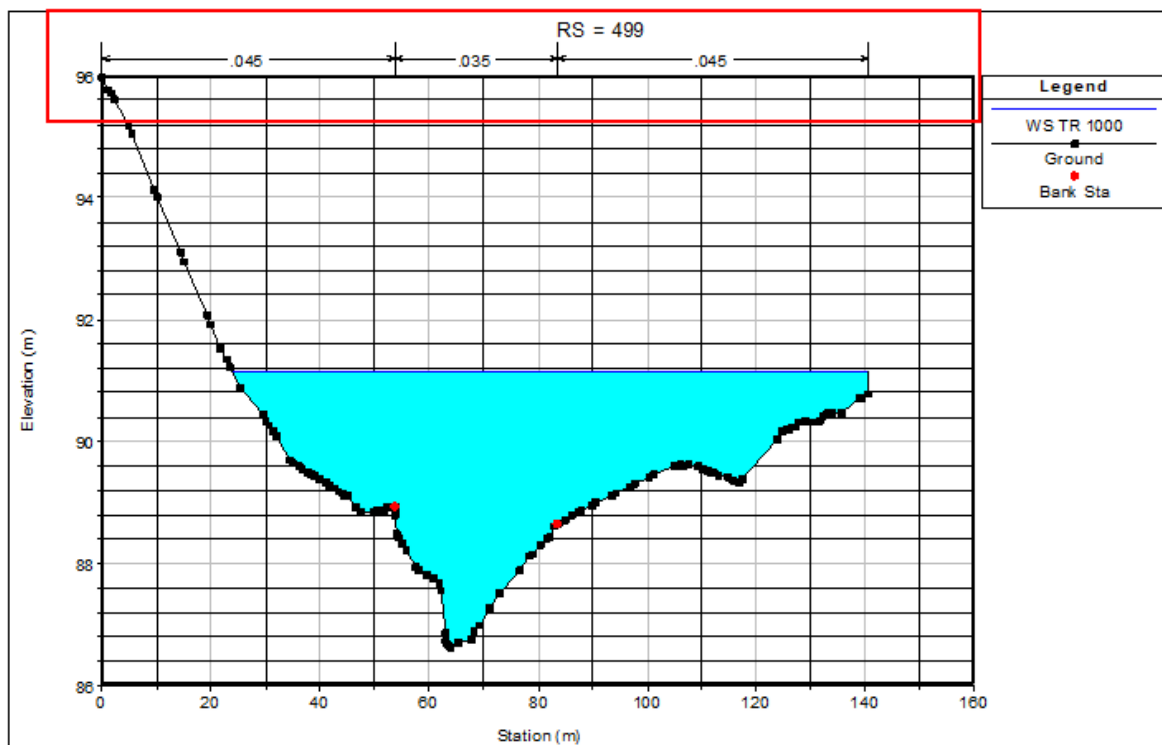


Figura 45. Coeficientes de Manning. Estación 499 en condiciones actuales

- Ajustes de bordes del canal

Se ajustan los bordes del canal mediante la opción *set the bank stations*, la cual se encuentra en el apartado de edición de secciones.

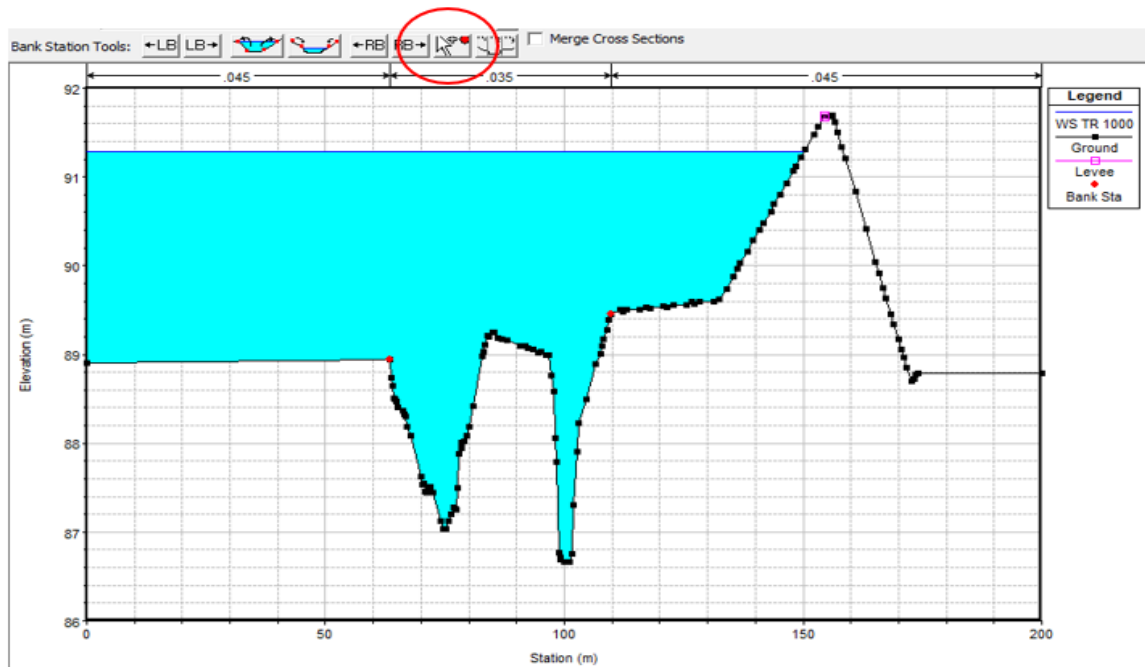


Figura 46. Ajuste de bordes del canal. Estación 750 en condiciones actuales

- Delimitación de áreas inefectivas

En las secciones anteriores y posteriores a cada puente se asignarán áreas inefectivas, las cuales se delimitarán en los bordes del cauce, asignándoles las cotas superiores de los puentes.

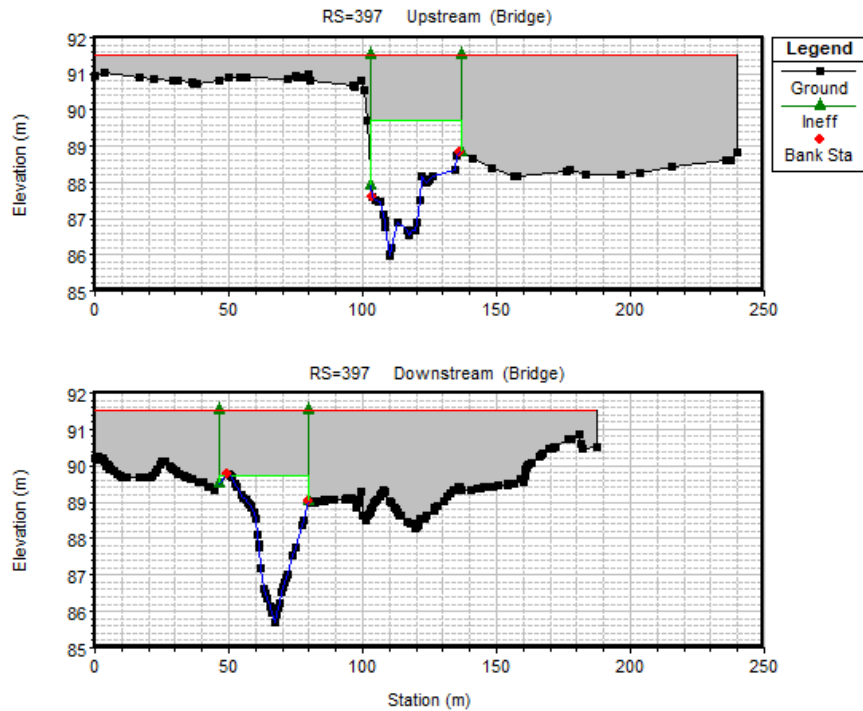


Figura 47. Áreas inefectivas para Puente 2 en condiciones actuales

- Diseño de puentes

Para modelar los puentes se necesitan las coordenadas de los puntos característicos de estos, es decir, sus cotas de rasante, cotas inferiores, así como las coordenadas en donde empieza y termina su claro. Una vez conocidas las coordenadas de estos puntos, se agregan en la pestaña *deck/roadway* del menú *bridge/culvert*.

	Upstream			Downstream			▲
	Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord	
1	0	91.5	85	0	91.5	85	
2	103.25	91.5	85	46.4	91.5	85	
3	103.25	91.5	89.72	46.4	91.5	89.72	
4	136.75	91.5	89.72	79.9	91.5	89.72	
5	136.75	91.5	85	79.9	91.5	85	
6	250	91.5	85	250	91.5	85	
7							
8							▼

Figura 48. Asignación de coordenadas para Puente 2 en condiciones actuales

- En la sección de flujo permanente
 - Ajuste del perfil de gastos

Para la correcta modelación se deben ajustar los parámetros de los gastos correspondientes a su periodo de diseño (Tabla 19).

- Ajuste de pendiente del canal

Por último, se establece la pendiente que tendrá el canal, la cual es 0.002.

Una vez definidos todos los parámetros del modelo hidráulico, se ejecuta. Al ejecutarse se obtienen los detalles de los perfiles de flujo, así como tablas que consolidan la información generada por el modelo. Estas tablas incluyen datos como las cotas del terreno, la elevación de la superficie del agua, los tirantes críticos, entre otros parámetros, detallados para cada periodo de retorno seleccionado.

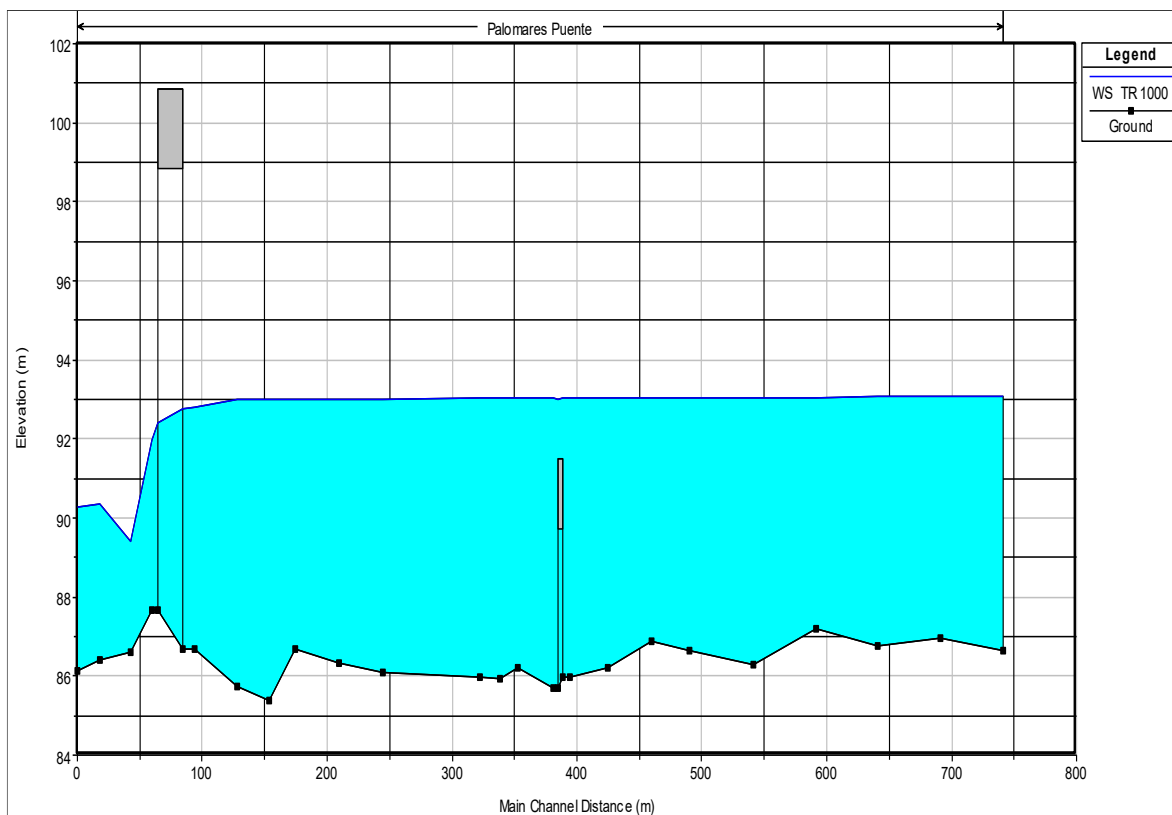


Figura 49. Perfil de modelo en condiciones actuales (Tr 1000)



HEC-RAS Plan: Puentes 1 y 2 River: Palomares Reach: Puente Profile: TR 1000											Reload Data	
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Puente	750	TR 1000	257.00	86.66	93.07	89.59	93.08	0.000031	0.43	784.00	200.00	0.06
Puente	699.9999	TR 1000	257.00	86.98	93.06	89.96	93.08	0.000082	0.75	526.32	162.74	0.10
Puente	649.9999	TR 1000	257.00	86.77	93.07	89.67	93.07	0.000038	0.51	746.33	200.00	0.07
Puente	600.0000	TR 1000	257.00	87.19	93.06	89.61	93.07	0.000061	0.61	578.95	163.01	0.09
Puente	550.0000	TR 1000	257.00	86.30	93.05	89.36	93.07	0.000052	0.64	564.41	141.17	0.09
Puente	499	TR 1000	257.00	86.63	93.04		93.06	0.000083	0.79	465.02	125.84	0.11
Puente	468	TR 1000	257.00	86.89	93.04		93.06	0.000090	0.79	482.23	133.40	0.11
Puente	434	TR 1000	257.00	86.22	93.04		93.06	0.000077	0.79	506.78	133.40	0.10
Puente	404	TR 1000	257.00	85.98	93.05	89.34	93.05	0.000023	0.42	900.10	240.01	0.06
Puente	397		Bridge									
Puente	387	TR 1000	257.00	85.68	93.02	89.87	93.03	0.000041	0.53	704.87	187.40	0.07
Puente	359	TR 1000	257.00	86.22	93.02		93.03	0.000038	0.52	720.03	182.20	0.07
Puente	344	TR 1000	257.00	85.93	93.02		93.03	0.000031	0.49	784.17	189.80	0.06
Puente	328	TR 1000	257.00	85.96	93.02		93.03	0.000030	0.48	791.48	200.20	0.07
Puente	250.0000	TR 1000	257.00	86.09	93.02		93.03	0.000028	0.41	714.88	200.00	0.06
Puente	214	TR 1000	257.00	86.34	93.02		93.02	0.000018	0.33	831.66	201.50	0.05
Puente	179	TR 1000	257.00	86.67	93.02		93.02	0.000024	0.39	782.78	180.62	0.06
Puente	158	TR 1000	257.00	85.40	93.02		93.02	0.000028	0.42	741.20	172.30	0.06
Puente	133	TR 1000	257.00	85.73	93.01		93.02	0.000041	0.53	653.89	163.16	0.07
Puente	99	TR 1000	257.00	86.68	92.80	91.21	93.00	0.001420	1.96	130.83	46.58	0.37
Puente	80		Bridge									
Puente	65	TR 1000	257.00	87.66	91.99	91.99	92.73	0.012119	3.82	67.24	44.98	1.00
Puente	47	TR 1000	257.00	86.59	89.42	90.12	92.17	0.043476	7.64	44.47	92.62	1.98
Puente	23	TR 1000	257.00	86.39	90.36	89.58	90.44	0.001573	1.52	202.99	133.80	0.39
Puente	5	TR 1000	257.00	86.13	90.29	89.63	90.41	0.002001	1.50	171.14	131.79	0.42

Figura 50. Tabla resumen en condiciones actuales (Tr 1000)

De esta manera se puede analizar el comportamiento del canal en cada periodo de retorno, analizando los posibles desbordamientos que se puedan presentar.

iii) Modelado de condiciones de rectificación

Una vez realizado el diseño para el canal, y habiendo determinado que cumple la normativa aplicable (SICT, 2018), se modela en AutoCAD utilizando su extensión CivilCAD.

1. En la triangulación inicial se comienza definiendo el eje del proyecto, el cual cruzará por el centro del cauce, sin embargo, este poseerá menor esviaje en el Puente 2, así como una menor sinuosidad.

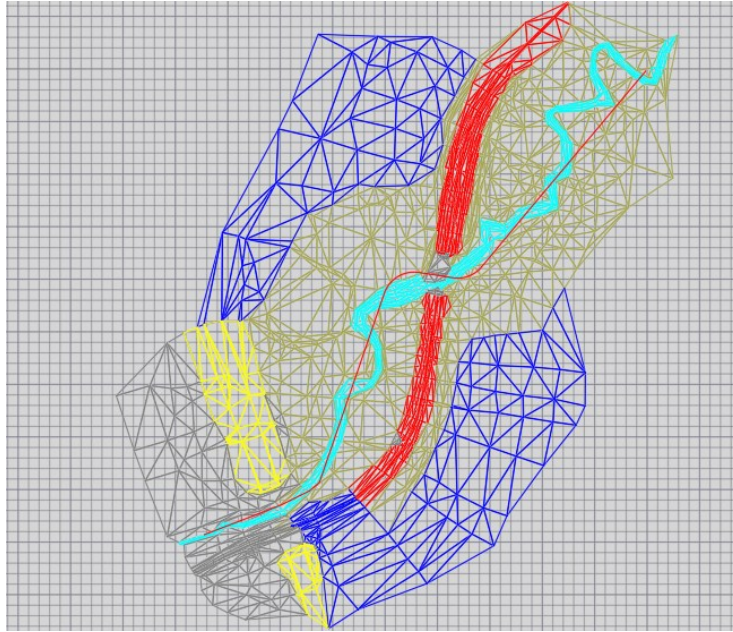


Figura 51. Eje de proyecto en condiciones de rectificación

2. Una vez definido el eje, se trazan las estaciones, las cuales se colocarán a cada 25 metros y tendrán 20 metros de largo a cada lado del eje.

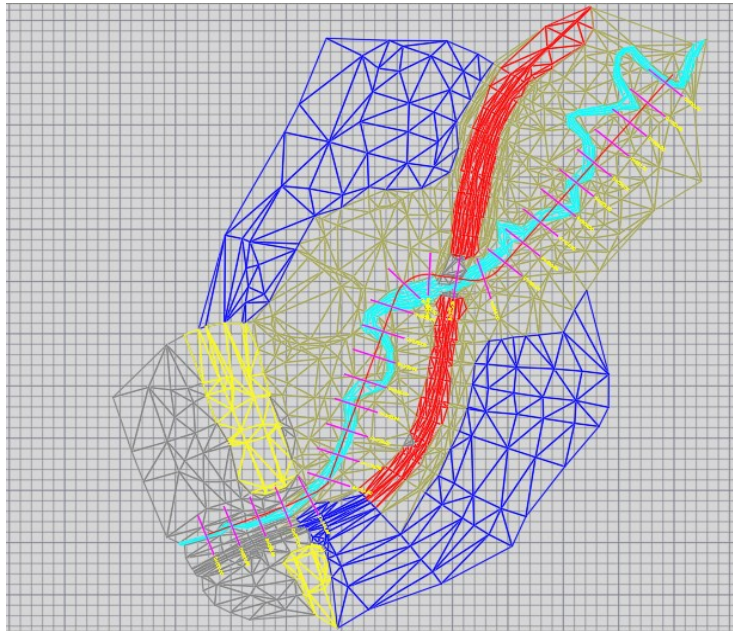


Figura 52. Trazado de secciones en condiciones de rectificación

3. Mediante el comando *-perfil* se define el perfil del terreno que se tendrá, posteriormente se le agrega una retícula predeterminada usando el comando *-retperf*.

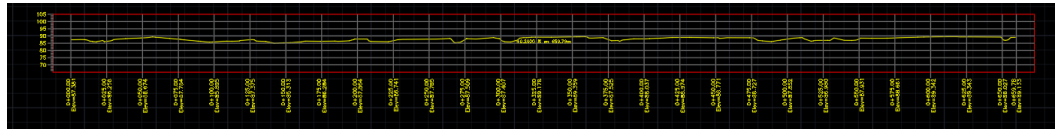


Figura 53. Perfil de proyecto

4. Se obtienen las secciones del terreno en condiciones actuales con el comando `-sector`.

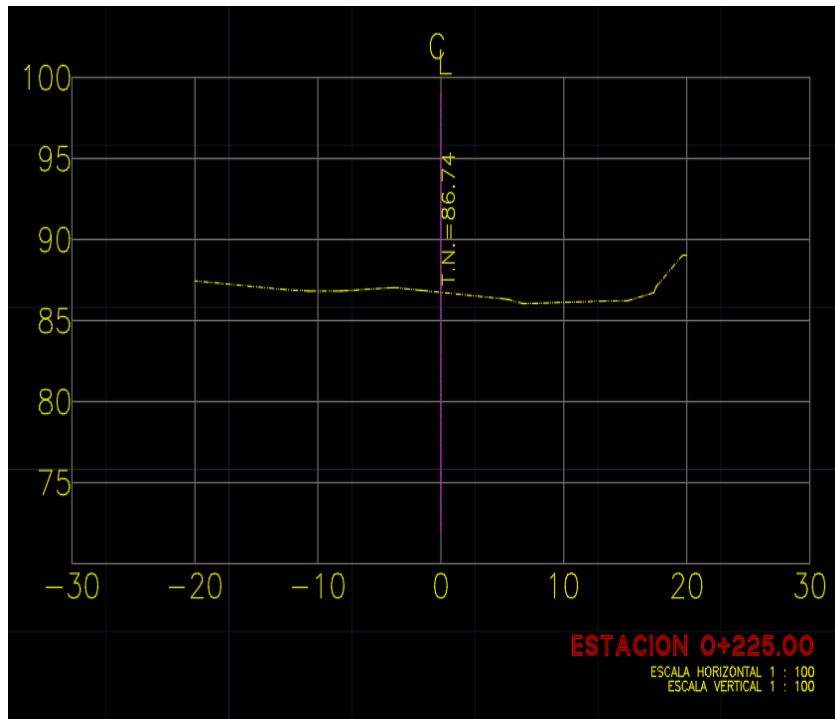


Figura 54. Sección de terreno en estación 0+225

5. Para obtener el perfil de proyecto primero se delimita una línea recta con la pendiente del terreno natural, la cual en este caso es 0.002, posteriormente esta se alinea de tal manera que el tirante normal calculado para un periodo de retorno de 1000 años no sobrepase la cota inferior de los puentes, siendo el Puente 2 el más bajo, y por lo tanto el que restrinja la cota a 89.72 [m.s.n.m.]. Para la colocación de la cota de terreno se debe procurar que quede a una elevación tal que minimice los costos de excavación y terraplén; una vez ajustado el perfil del proyecto, se convierte a un perfil detectable por CivilCAD mediante el comando `-convperp`.

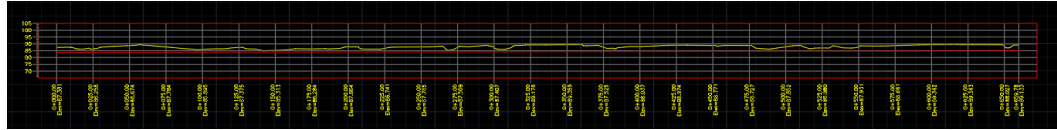


Figura 55. Perfil de proyecto

6. Lo siguiente es dibujar la sección del canal previamente diseñado mediante polilíneas para que mediante la función *procesar eje* se dibujen las secciones del eje de proyecto, es decir, las secciones del canal diseñado. Con esta función igualmente se obtendrá la curva masa correspondiente.

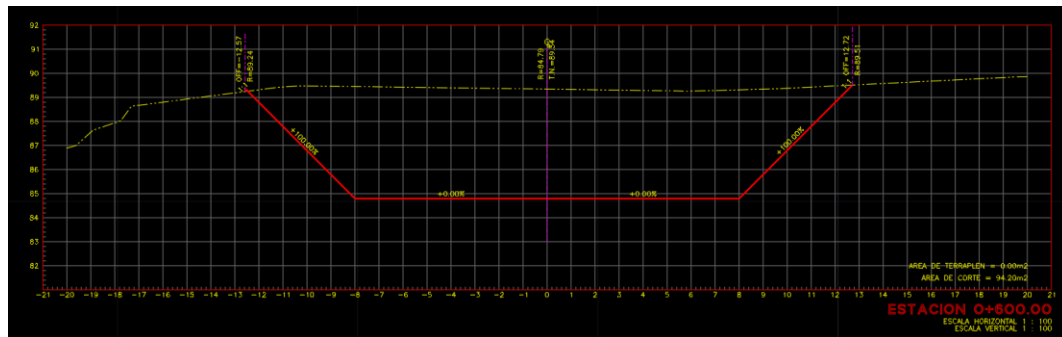


Figura 56. Sección de proyecto. Estación 0+800

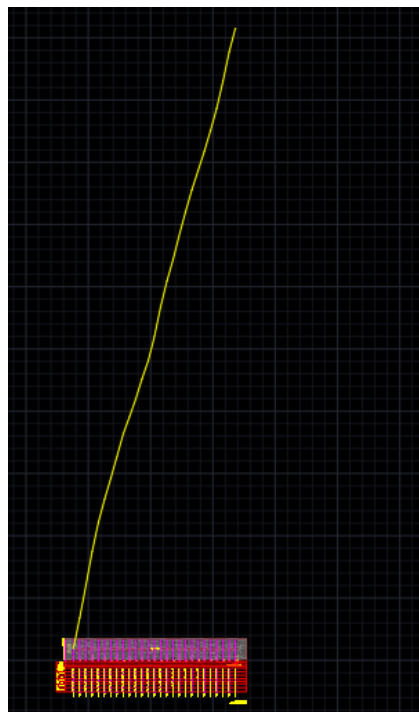


Figura 57. Curva masa

En el caso particular del presente trabajo, la curva masa no experimentó cambios notables en su pendiente debido a que no se presentaron terraplenes significativos, ya que el tirante normal colocó la cota inferior muy por debajo del terreno natural.

7. Ya que se hayan dibujado las secciones del proyecto se determinarán los puntos de las secciones en la triangulación mediante la función *dibujar* para poder obtener un modelo del canal triangulado. Para colocar los puntos es necesario utilizar las secciones de proyecto previamente generadas.

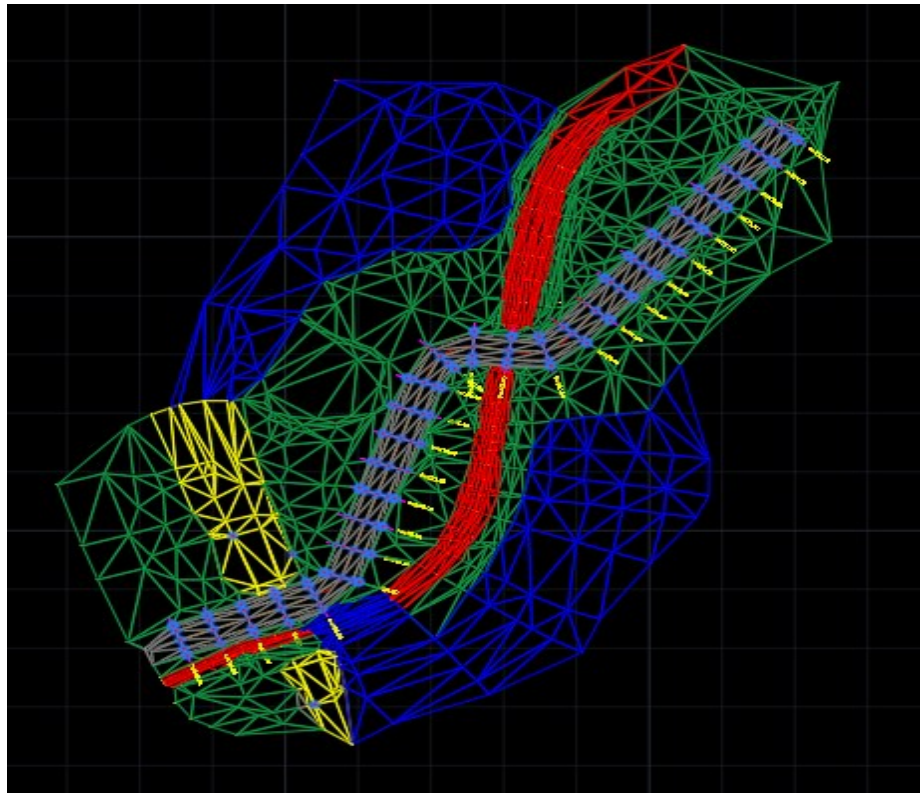


Figura 58. Puntos de proyecto generados

8. Una vez plantados los puntos, por último, se realiza la triangulación y se eliminan los errores que se generen con estas, tales como dobles triangulaciones, triángulos invertidos, espacios vacíos, etc.

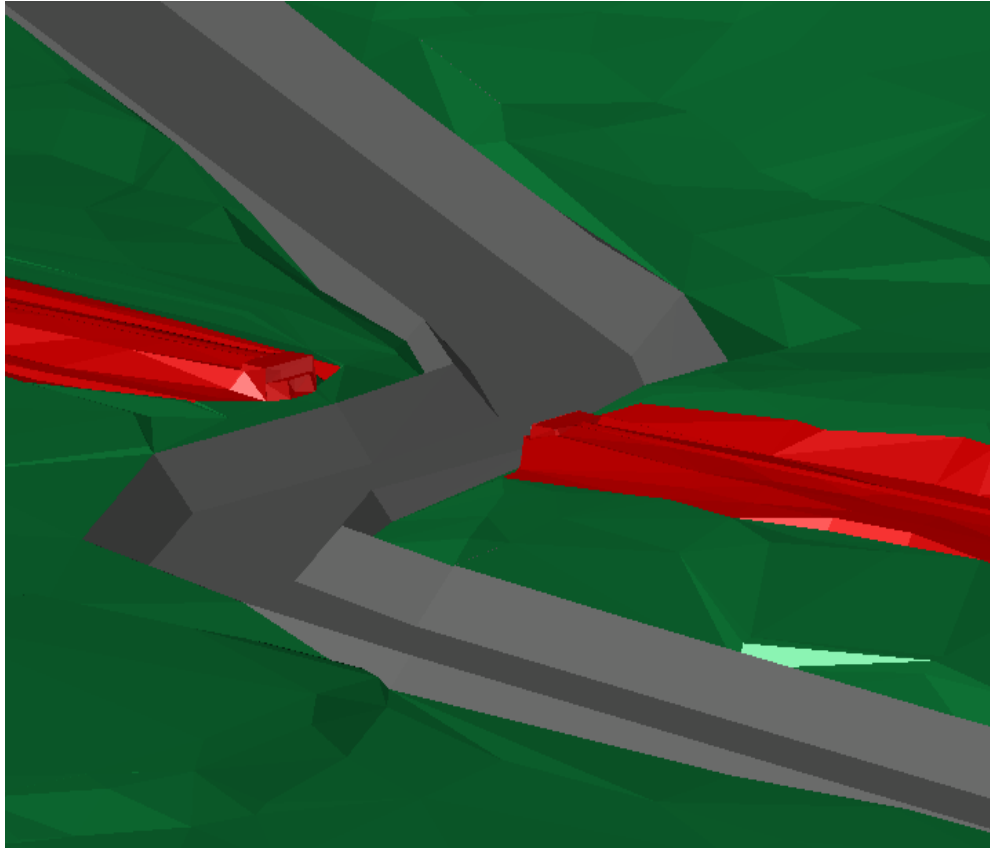


Figura 59. Triangulación terminada

Teniendo la triangulación terminada se exporta el archivo a QGIS para realizar su proceso de interpolación, y así obtener un archivo *shape* detectable por HEC-RAS.

Para la realización de su interpolación se carga en QGIS el archivo de AutoCAD en extensión *.dwg*, posteriormente se realiza una interpolación TIN y se eliminan las imperfecciones que surjan durante el interpolado, las cuales incluyen triangulaciones de relleno en los extremos del canal, las cuales alteran los resultados de la modelación hidráulica en HEC-RAS.

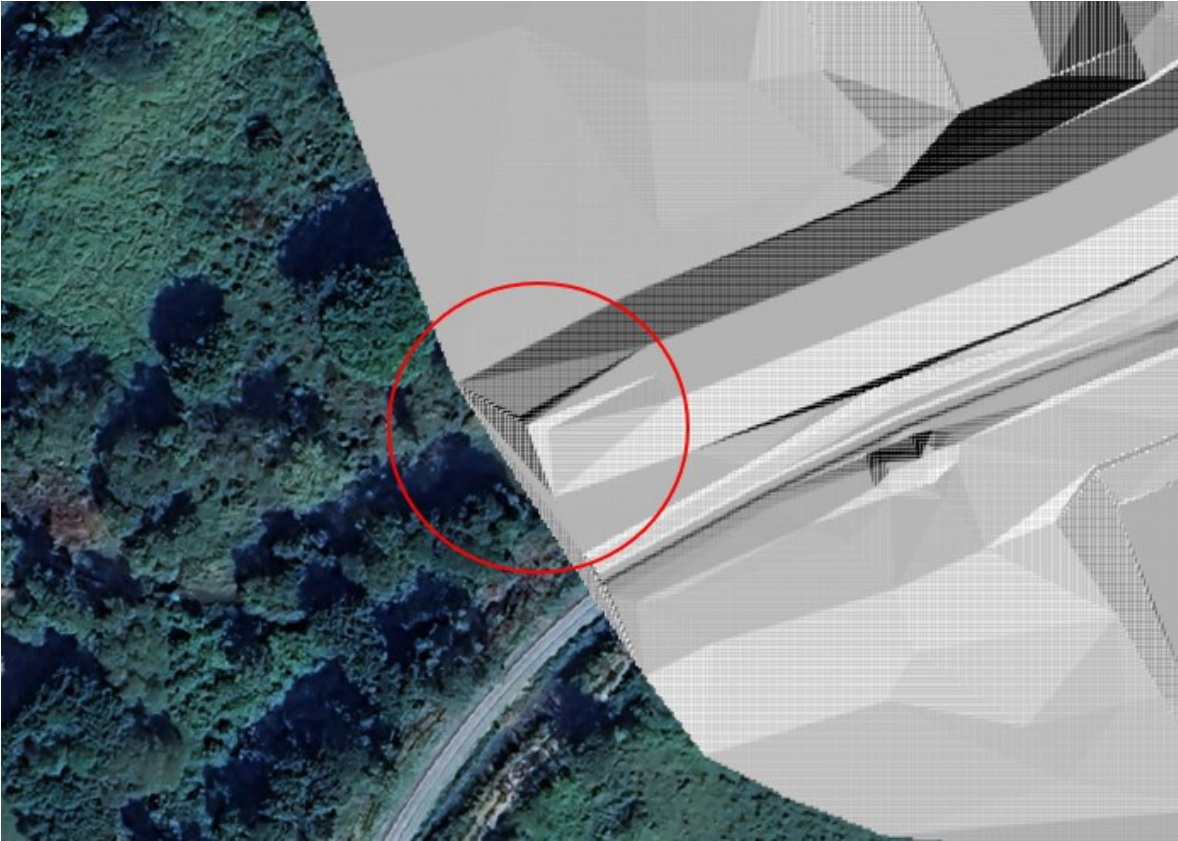


Figura 60. Excedente en interpolación en condiciones de rectificación

Ya que se ajustó el archivo en QGIS, habiendo eliminado toda imperfección se exporta a HEC-RAS. Una vez en HEC-RAS se configuran todas las características para el diseño del modelo:

➤ En Ras Mapper

- Importación de datos del terreno

Mediante la herramienta Ras Mapper se administran las propiedades geométricas del archivo, añadiendo un nuevo archivo de terreno llamado *condiciones de proyecto*.

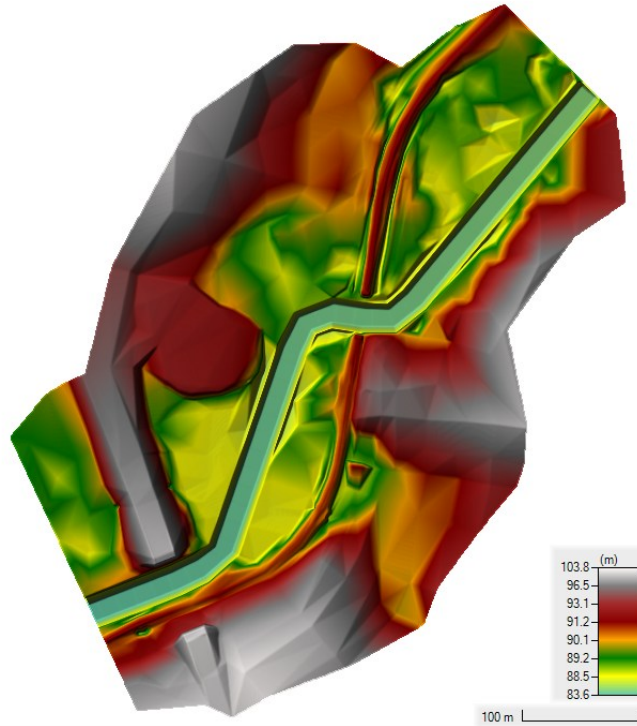


Figura 61. Condiciones de proyecto en condiciones de rectificación

- Delimitación del cauce

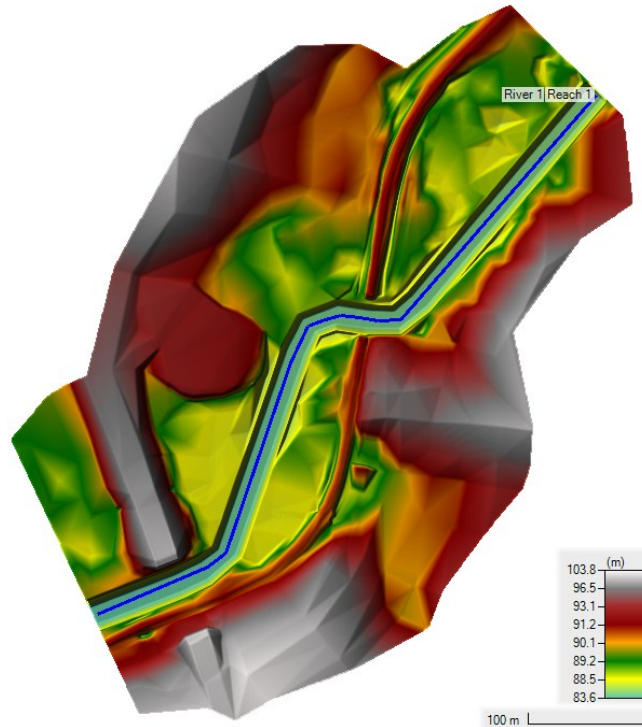


Figura 62. Trazado de cauce en condiciones de rectificación

- Plantado de secciones

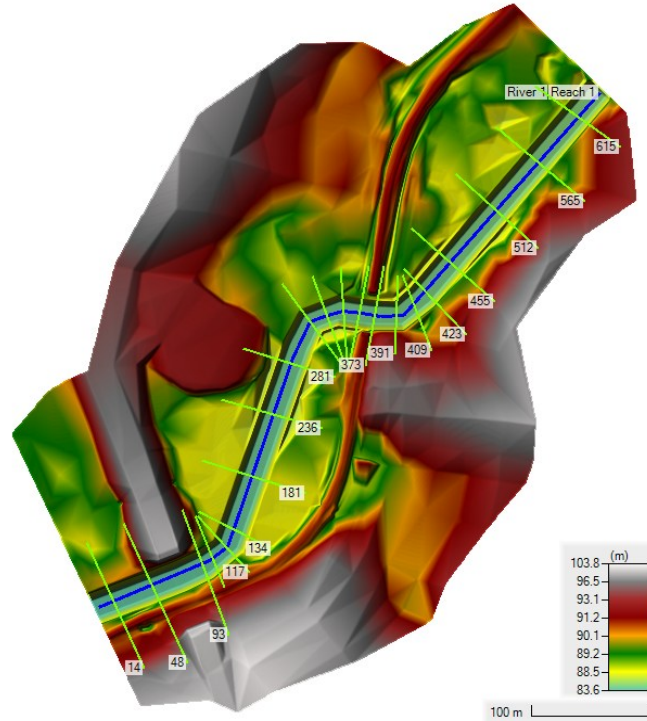


Figura 63. Plantado de secciones en condiciones de rectificaci3n

- Delimitaci3n de borde del canal

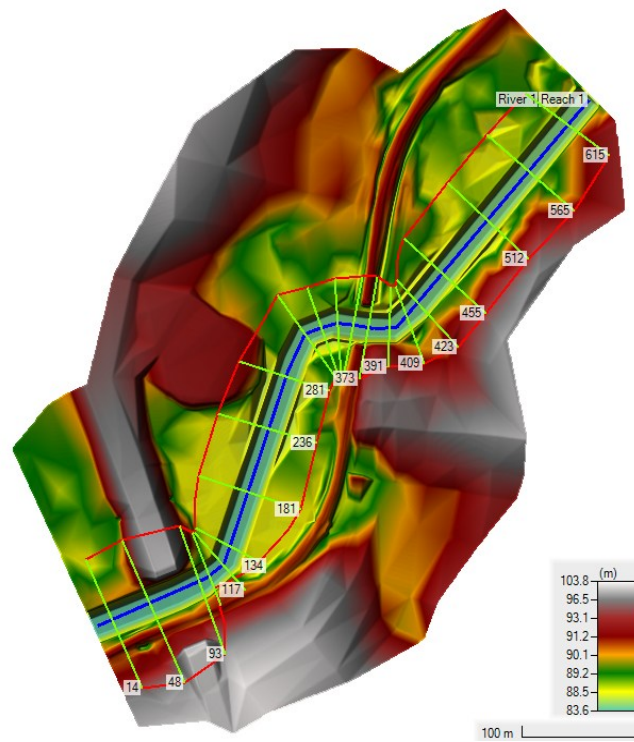


Figura 64. Delimitaci3n de borde del canal en condiciones de rectificaci3n

- En la secci3n de ajustes geom3tricos

- Ajuste de coeficientes de Manning
 - En el menú de tablas se edita la correspondiente al coeficiente de Manning, el cual fue establecido como 0.045 en los bordes y 0.035 en el fondo del canal.

River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
1 615	n	0.045	0.035	0.045
2 565	n	0.045	0.035	0.045
3 512	n	0.045	0.035	0.045
4 455	n	0.045	0.035	0.045
5 423	n	0.045	0.035	0.045
6 409	n	0.045	0.035	0.045
7 391	n	0.045	0.035	0.045
8 373	n	0.045	0.035	0.045
9 370	Bridge			
10 361	n	0.045	0.035	0.045
11 348	n	0.045	0.035	0.045
12 334	n	0.045	0.035	0.045
13 319	n	0.045	0.035	0.045
14 281	n	0.045	0.035	0.045
15 236	n	0.045	0.035	0.045
16 181	n	0.045	0.035	0.045
17 134	n	0.045	0.035	0.045
18 117	n	0.045	0.035	0.045
19 102	n	0.045	0.035	0.045
20 93	n	0.045	0.035	0.045
21 60	Bridge			
22 48	n	0.045	0.035	0.045
23 14	n	0.045	0.035	0.045

Figura 65. Tabla de ajuste de coeficientes de Manning en condiciones de rectificación

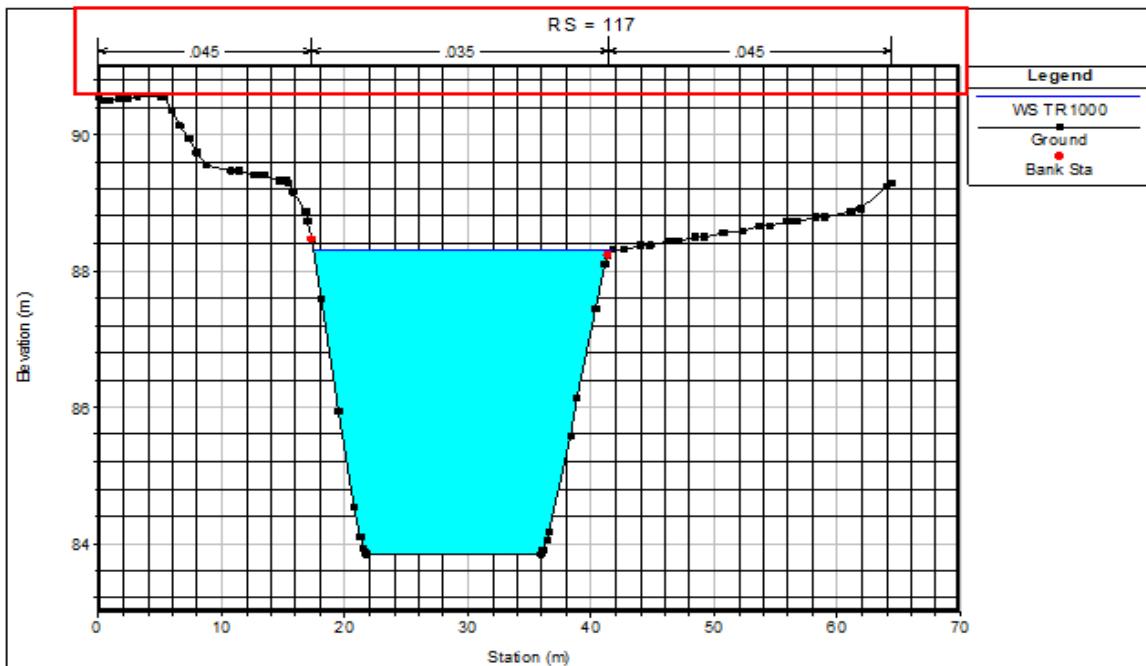


Figura 66. Coeficientes de Manning. Estación 177 en condiciones de rectificación (Tr 1000)

- Ajustes de bordes del canal

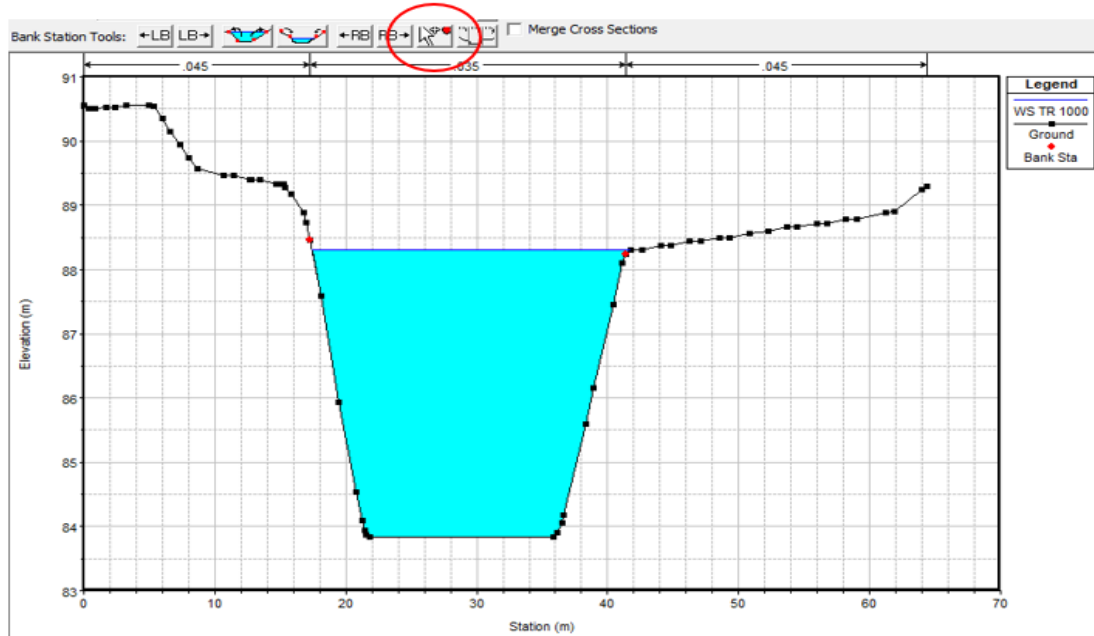


Figura 67. Ajuste de bordes del canal. Estación 177 en condiciones de rectificación (Tr 1000)

- Delimitación de áreas inefectivas

En las secciones anteriores y posteriores a cada puente se asignarán áreas inefectivas, las cuales se delimitarán en los bordes del cauce, asignándoles las cotas superiores de los puentes.

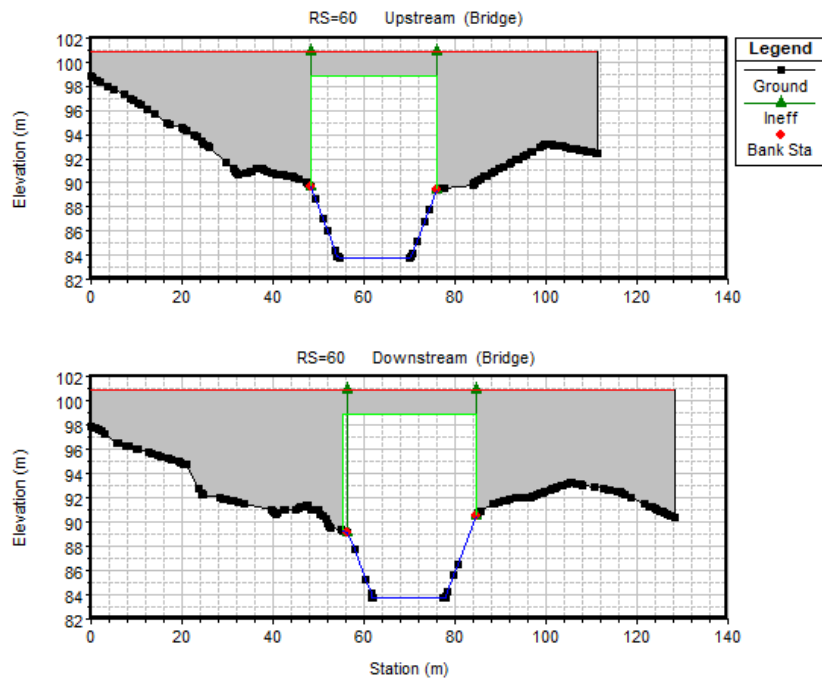


Figura 68. Áreas inefectivas para Puente 1 en condiciones de rectificación

- Diseño de puentes

Para modelar los puentes se necesitan las coordenadas de los puntos característicos de estos, es decir, sus cotas de rasante, cotas inferiores, así como las coordenadas en donde empieza y termina su claro. Una vez conocidas las coordenadas de estos puntos, se agregan en la pestaña *deck/roadway* del menú *bridge/culvert*.

		Upstream			Downstream		
	Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord	
1	0	91.5	80	0	91.5	80	
2	29.7	91.5	80	31.6	91.5	80	
3	29.7	91.5	89.72	31.6	91.5	89.72	
4	55.6	91.5	89.72	56.6	91.5	89.72	
5	55.6	91.5	80	56.6	91.5	80	
6	90	91.5	80	90	91.5	80	
7							
8							

Figura 69. Asignación de coordenadas para Puentes 2 en condiciones de rectificación

➤ En la sección de flujo permanente

- Ajuste del perfil de gastos

Para la correcta modelación se deben ajustar los parámetros de los gastos correspondientes a su periodo de diseño (Tabla 19).

- Ajuste de pendiente del canal

Por último, se establece la pendiente que tendrá el canal, la cual es 0.002.

Una vez establecidos todos los parámetros para el diseño del modelo se procede a ejecutarlo, obteniendo así la posibilidad de acceder a una pestaña con una representación gráfica de los perfiles de flujo, así como una tabla, la cual contiene toda la información disponible para el modelo, tal como cotas del terreno, elevación de la superficie del agua, tirantes críticos, etc.; esto para cada periodo de retorno que se elija.

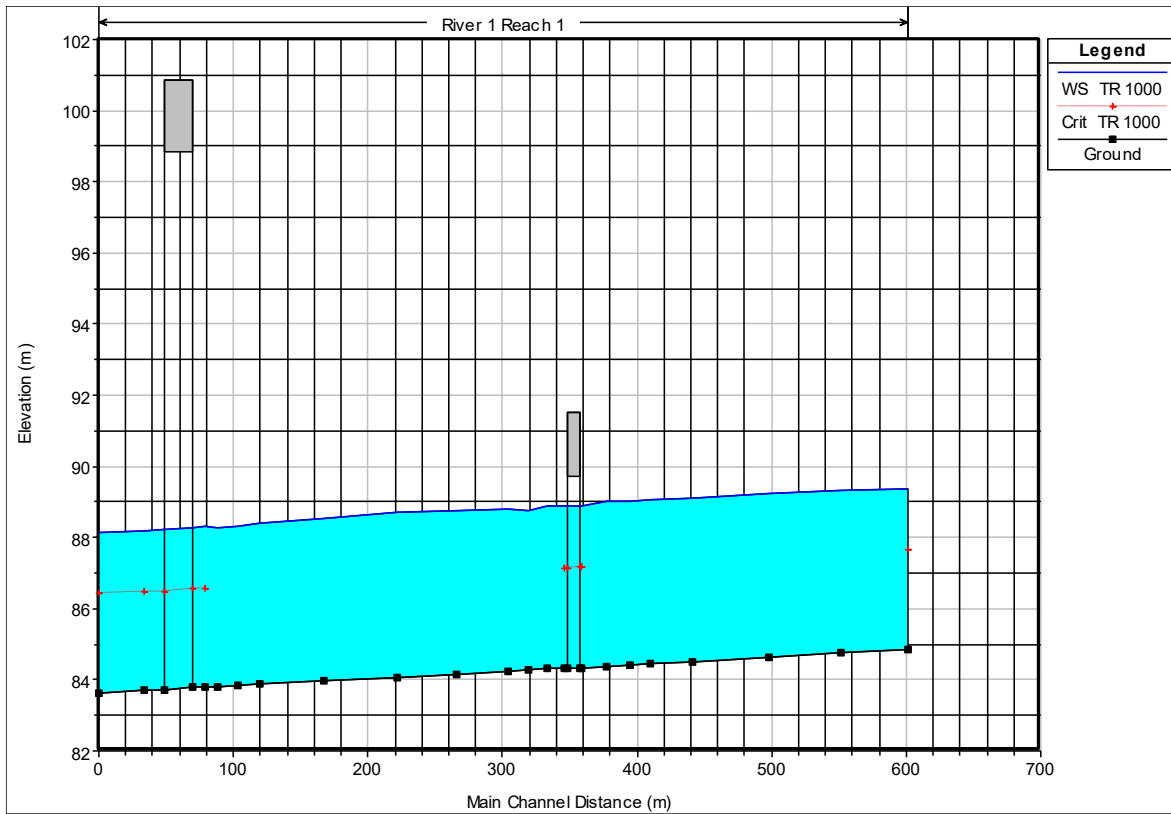


Figura 70. Perfil de modelo en condiciones de rectificación (Tr 1000)

HEC-RAS Plan: Canal V3 River: River 1 Reach: Reach 1 Profile: TR 1000												Reload Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Reach 1	615	TR 1000	257.00	84.84	89.37	87.64	89.73	0.001817	2.69	104.71	54.87	0.44
Reach 1	565	TR 1000	257.00	84.75	89.33		89.63	0.001576	2.52	123.37	73.96	0.41
Reach 1	512	TR 1000	257.00	84.62	89.23		89.55	0.001596	2.56	118.15	66.61	0.42
Reach 1	455	TR 1000	257.00	84.50	89.10		89.45	0.001759	2.65	105.36	44.10	0.44
Reach 1	423	TR 1000	257.00	84.44	89.05		89.39	0.001713	2.62	104.15	36.94	0.43
Reach 1	409	TR 1000	257.00	84.41	89.03		89.36	0.001677	2.61	105.87	42.57	0.43
Reach 1	391	TR 1000	257.00	84.38	89.01		89.33	0.001597	2.55	110.07	45.50	0.42
Reach 1	373	TR 1000	257.00	84.34	88.90	87.16	89.29	0.001941	2.77	92.86	32.00	0.46
Reach 1	370	Bridge										
Reach 1	361	TR 1000	257.00	84.31	88.88	87.12	89.26	0.001898	2.75	93.59	35.58	0.45
Reach 1	348	TR 1000	257.00	84.31	88.88		89.21	0.001635	2.59	106.96	42.15	0.42
Reach 1	334	TR 1000	257.00	84.28	88.77		89.18	0.002195	2.89	97.03	34.73	0.48
Reach 1	319	TR 1000	257.00	84.25	88.80		89.13	0.001657	2.59	105.52	61.51	0.43
Reach 1	281	TR 1000	257.00	84.16	88.76		89.06	0.001591	2.52	116.89	50.45	0.42
Reach 1	236	TR 1000	257.00	84.06	88.70		88.99	0.001482	2.46	126.38	68.62	0.40
Reach 1	181	TR 1000	257.00	83.97	88.52		88.89	0.001872	2.71	104.62	90.06	0.45
Reach 1	134	TR 1000	257.00	83.88	88.42		88.80	0.001889	2.72	97.55	50.02	0.45
Reach 1	117	TR 1000	257.00	83.84	88.30		88.75	0.002344	2.97	86.52	24.32	0.50
Reach 1	102	TR 1000	257.00	83.81	88.29		88.71	0.002151	2.87	89.63	24.46	0.48
Reach 1	93	TR 1000	257.00	83.78	88.29	86.56	88.68	0.001964	2.77	92.93	25.11	0.46
Reach 1	60	Bridge										
Reach 1	48	TR 1000	257.00	83.69	88.19	86.49	88.59	0.002009	2.79	92.15	24.96	0.46
Reach 1	14	TR 1000	257.00	83.62	88.12	86.42	88.52	0.002000	2.78	92.30	25.07	0.46

Figura 71. Tabla resumen en condiciones de rectificación (Tr 1000)

De esta manera se puede analizar el comportamiento del canal en cada periodo de retorno, analizando los posibles desbordamientos que se puedan presentar.

IV. Análisis de resultados.

A. Condiciones naturales

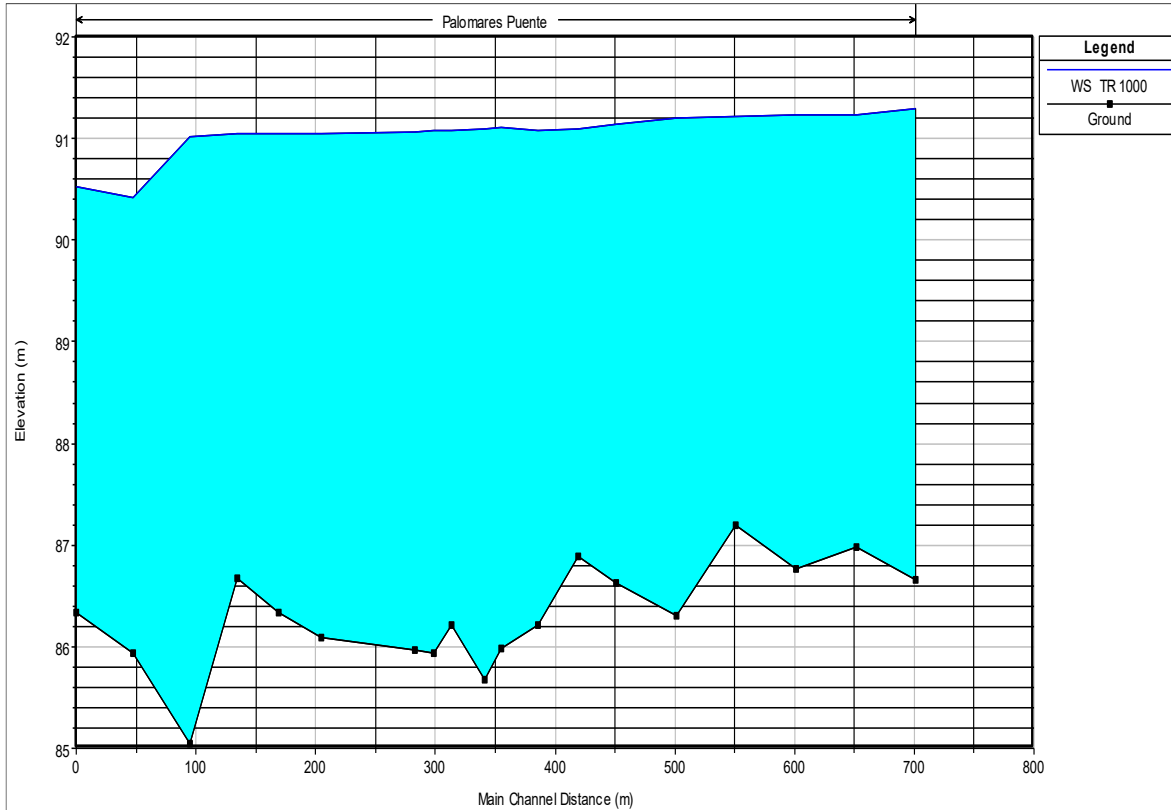


Figura 72. Perfil de modelo en condiciones naturales (Tr 1000)

Como se puede observar, el nivel máximo que alcanza el tirante de agua se presenta aguas arriba del cauce, en la estación 700, sin embargo, este nivel comienza a descender con cierta regularidad hasta llegar a la estación 100, en donde se presenta un cambio brusco en la pendiente del terreno, la cual causa que el tirante disminuya bruscamente, para continuar con un aumento en su tirante.

Tabla 20. N.S.A. para Puente 2 en condiciones naturales

Perfil de cálculo	N.S.A. en puente 2 [m.s.n.m.]
TR 50	90.53
TR 100	90.71
TR 500	91.01
TR 1000	91.12

Como se puede observar en la tabla, se presenta un tirante que alcanza una elevación de 91.12 [m.s.n.m.], cubriendo parcialmente la estructura del Puente 2, dejando únicamente libres 0.38 metros.

Cabe destacar que en esta condición no se están considerando los puentes, así como sus terraplenes, ni los efectos que causaron en la zona, tal como la sección con desechos de la construcción del Puente 1.

B. Condiciones actuales

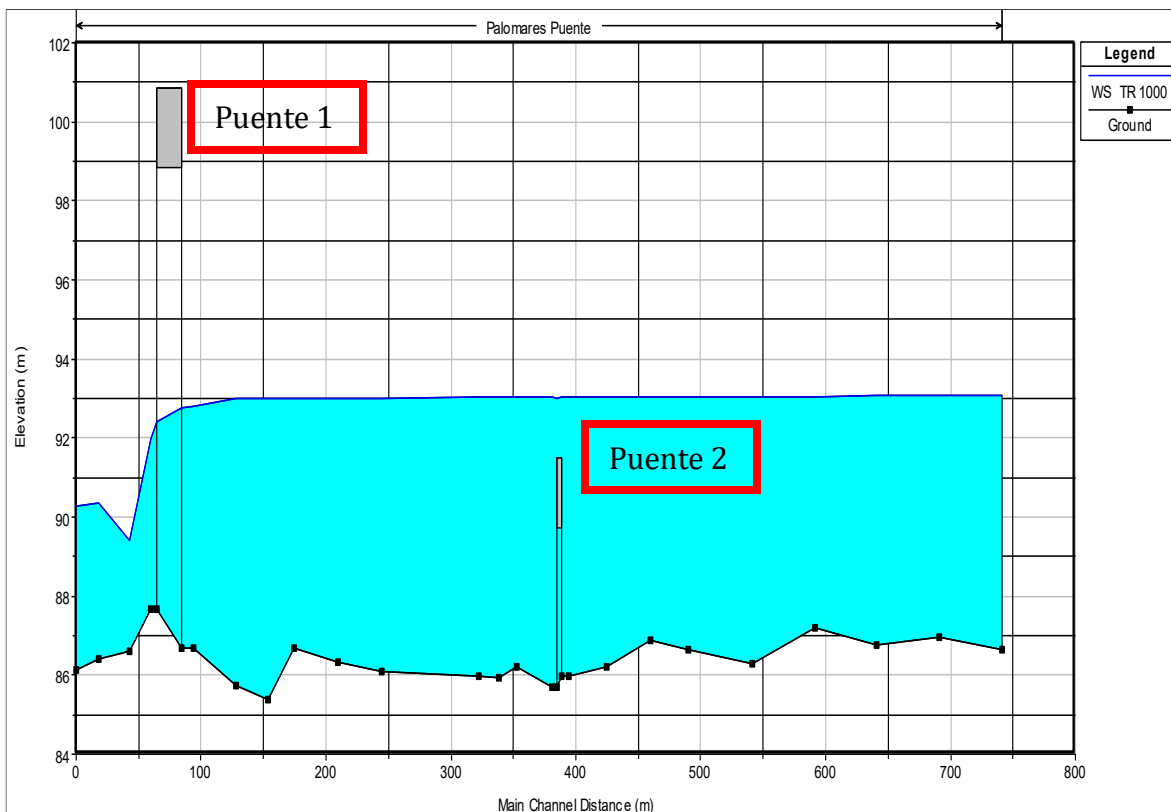


Figura 73. Perfil de modelo en condiciones actuales (Tr 1000)

En este caso el tirante de agua se mantiene con cierta regularidad desde aguas arriba hasta las secciones cercanas al Puente 1, en donde notamos una reducción significativa en su tirante, la cual se presenta a la par del cambio brusco de pendiente, producto de los desechos ocasionados por la construcción de este puente. Una vez pasada la zona de cambio de pendiente el tirante comienza a subir de nuevo.

Tabla 21. N.S.A. para Puente 2 en condiciones actuales

Perfil de cálculo	N.S.A. en puente 2 [m.s.n.m.]
TR 50	92.32
TR 100	92.5
TR 500	92.9
TR 1000	93.05

Como se aprecia en la tabla, el tirante normal en el cauce, correspondiente a la sección del Puente 2, excede la cota de rasante del puente en más de un metro y medio. Este resultado confirma la presencia de un desbordamiento significativo, que se manifiesta incluso para un periodo de retorno de 50 años.

C. Condiciones de rectificación

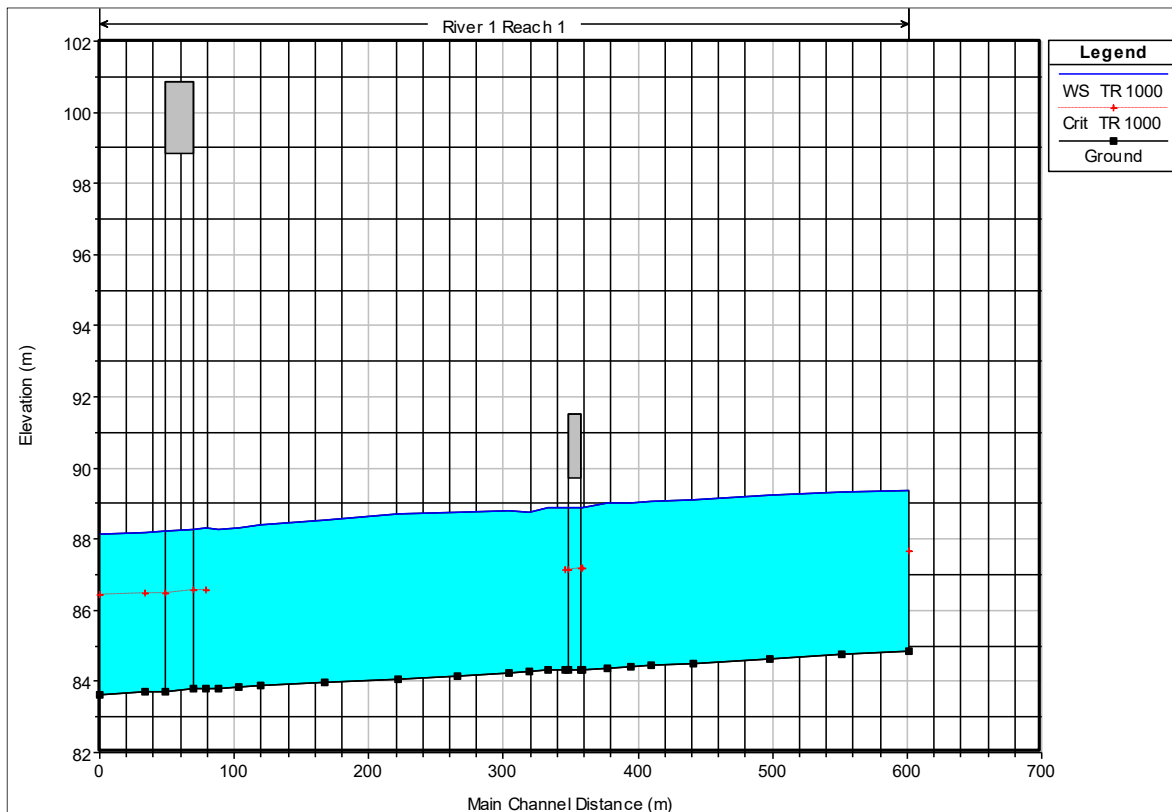


Figura 74. Perfil de modelo en condiciones de rectificación (Tr 1000)

Como se puede apreciar, para un periodo de retorno de 1000 años se ha eliminado por completo el desbordamiento que se presentaba en condiciones anteriores. Notamos, que el tirante muestra una disminución regular, es decir, que no se presentan cambios



bruscos en su pendiente, ya que el terreno igualmente dejó de presentar cambios de pendiente y se mantiene en una pendiente de 0.002.

Tabla 22. N.S.A. para Puente 2 en condiciones de rectificación

Perfil de cálculo	N.S.A. en puente 2 [m.s.n.m.]
TR 50	87.72
TR 100	88.02
TR 500	88.66
TR 1000	88.9

Como se aprecia en la tabla, los niveles de superficie del agua ya no alcanzan a rebasar la cota de rasante del Puente 2, ya que ahora están 2.6 metros por debajo de la cota de rasante y 0.82 metros por debajo de la cota inferior del puente.

D. Comparación de perfiles

Como se puede observar, se consiguió la disminución del tirante de agua en la sección del Puente 2, lo cual elimina el desbordamiento, ya que es donde se presentaba el principal problema derivado de este.

Si se comparan los perfiles en condiciones naturales (línea naranja) y el perfil en condiciones actuales (línea cian), notamos el fuerte impacto que genera la presencia de ambos puentes, ya que se presenta un aumento de 1.93 metros.

El Puente 1 no presentó en ninguna condición algún problema, por lo que se puede deducir que las modificaciones realizadas en el cauce fueron ejecutadas en pro del Puente 2, el cual presentaba desbordamientos.

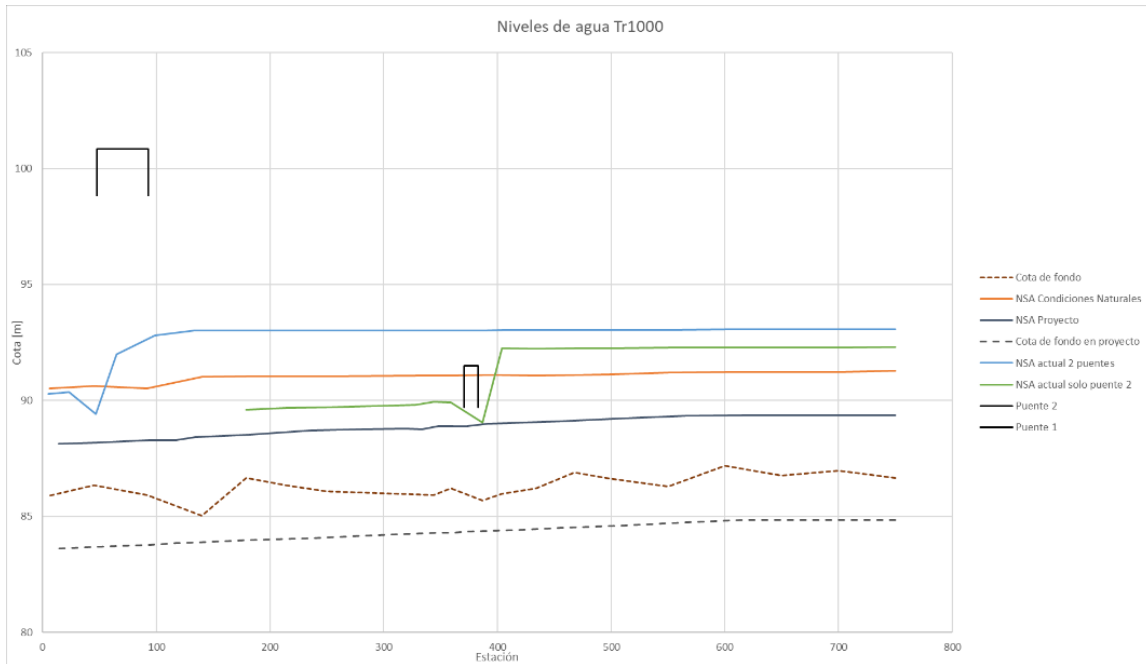


Figura 75. Comparación de niveles

V. Conclusiones.

Se diseñó un canal para evitar que se presenten desbordamientos en el Puente 2 y no se vean afectadas las operaciones en ningún puente.

Se atendieron normas provistas por CONAGUA y por SICT para el cálculo de caudales de diseño y especificaciones sobre estudios, las cuales mencionaban el uso de los gastos para periodos de diseño de 500 y 1000 años como gastos de diseño, por lo que se eligió como gasto de diseño un periodo de retorno de 1000 años con el objetivo de aumentar la seguridad en el canal y mantenerse dentro de los límites normados.

Se aplicaron las ecuaciones que rigen a la hidráulica de flujo a superficie libre, así como fórmulas de diseño contenidas en textos del libro de Sotelo (1994) y Chow (2004), las cuales incluyen la Ecuación de Manning, la Ecuación de energía entre dos secciones, entre otras.

La rectificación del cauce considera un canal con talud a 45° (1:1), una base de 16 [m], una pendiente de 0.002, coeficiente de Manning de 0.025, donde se presenta un tirante normal de 3.71 [m].



El caudal de diseño es de $257 \text{ [m}^3/\text{s]}$, correspondiente a un periodo de retorno de 1000 años, de acuerdo con la normativa de SITC que permite el flujo libre por debajo del Puente 2 sin afectar la estructura.

VI. Recomendaciones.

Se recomienda utilizar la ecuación provista por el *U.S. Bureau of Reclamation* para calcular el Bordo Libre, ya que la norma no especifica una metodología, así como el empleo de otras fórmulas que consideren el arrastre de ramas y árboles, como fórmulas empíricas (Sotelo, 1994).

Es recomendable que se mitigue lo mayor posible el esviaje para evitar el desgaste y socavación de las pilas de los puentes, ya que de lo contrario se podrán presentar problemas estructurales debido al flujo constante al que estará expuesta la pila del Puente 2.

En las normativas es válido utilizar un Tr de 500 años, no obstante, es recomendable usar un periodo de retorno de 1000 años para poder proveer una mayor seguridad a la estructura.

Para conservar la máxima eficiencia hidráulica, se recomienda llevar a cabo maniobras de mantenimiento, tales como retiro de maleza, revisión de recubrimiento e integridad estructural, así como de constante monitoreo para proveer limpieza.

Para el modelado de la propuesta de diseño se utilizó el método de la fuerza tractiva, sin embargo, al resultar hidráulicamente insuficiente debido a que solo se cuenta con un sondeo ubicado sobre el nivel de rasante de la vía se utilizó otro método para diseñar el cauce con el objetivo de cumplir con la normativa referente a gastos de diseño (SICT, 2024).

Se recomienda diseñar utilizando el método de la fuerza tractiva u algún otro método empleando mínimo tres sondeos sobre el cauce antes y después de la obra de cruce para conocer las características geotécnicas del suelo, ya que, si se cuenta con un sondeo limitado, se obtendrán resultados insatisfactorios, además de imprecisos.



VII. Bibliografía

- CÁMARA DE DIPUTADOS DEL H. CONGRESO DE LA UNIÓN. (1988). *LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLÓGICO Y LA PROTECCIÓN AL AMBIENTE*. Ciudad de México: Diario Oficial de la Federación .
- Chow, V. T. (2004). *Hidráulica de canales abiertos*.
- CONAGUA. (2017). *Manual De Procedimientos En Materia De Declaratorias De Aguas De Propiedad Nacional, Delimitación De Cauce Y Zona Federal, Así Como Su Demarcación Y Supresión* . Ciudad de México .
- CONANP. (Octubre de 2024). Obtenido de Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales:
https://sig.conanp.gob.mx/atlas_anp
- Instituto de Ingeniería, CENAPRED. (2017). *Estudio para regionalizar los gastos generados por avenidas máximas, como base para la elaboración de mapas de peligro por inundaciones fluviales en todas las cuencas de la República Mexicana*. Ciudad de México: UNAM.
- Mena, R. S. (2004). *Factores de reducción por área para el cálculo de lluvias de diseño. Aplicación al Estado de Sinaloa*. Ciudad de México: Facultad de Ingeniería.
- Mijares, F. J. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Ciudad de México: Limusa.
- Padilla Razo, P. R. (2018). *MODELACIÓN NUMÉRICA DE RÍOS. ANÁLISIS 1D-2D*. Ciudad de México : Universidad Nacional Autónoma de México.
- QGIS. (20 de Diciembre de 2023). *Análisis Espacial (Interpolación)*. Obtenido de QGIS Documentation:
https://docs.qgis.org/3.28/es/docs/gentle_gis_introduction/spatial_analysis_interpolation.html
- SICT. (Diciembre de 2024). *Normas IMT*. Obtenido de Gobierno de México :
<https://normas.imt.mx/busqueda-desplegable.html#006>
- SICT. (Octubre de 2024). *Secretaría de comunicaciones y transporte*. Obtenido de Gobierno de México: <https://www.gob.mx/imt>
- Sotelo, G. (1994). *Hidráulica general*. Ciudad de México: Limusa.
- USACE. (01 de 10 de 2024). *HEC-RAS*. Obtenido de About HEC:
<https://www.hec.usace.army.mil/about/history.aspx>
- Vide. (2004). *Hidráulica de Ríos*. Cardenas, Tabasco: Alfaomega.

