



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“REVISIÓN HIDROTECNICA Y ESTRUCTURAL DEL PUENTE PETAQUILLA
UBICADO EN EL TRAMO CAMINO EL ACEITUNO-EL SAUCE,
DEPARTAMENTO DE ESTELÍ”.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Andrea Minerva Amador Aragón

Br. Bianyel Jassany Duarte Arauz

Br. Wilker Eneisel Law Hernández

Tutor

Dr. Ing. Nestor Javier Lanza Mejía

Managua, Abril 2022

DEDICATORIA

Dedicamos este trabajo a Dios quien nos dio vida, salud y la dedicación necesaria para llevar a cabo esta monografía, por ser nuestra fortaleza y por su amor infinito.

A nuestros padres, como agradecimiento por su amor, ayuda y apoyo en cada sueño, meta y objetivo planteado, por alentarnos a seguir y por todos sus sacrificios invaluable para nosotros. Nos enseñaron valores como la perseverancia que nos permitió atravesar todos estos años de preparación universitaria y determinación para enfrentar cada dificultad que se nos presentó en el camino.

A nuestros compañeros de clase y colegas que nos acompañaron en la larga travesía para culminar nuestra carrera universitaria, a todos aquellos que nos brindaron una mano amiga y ayuda en todo este proceso.

A cada uno de nuestros maestros desde pre-escolar hasta educación superior, nos formaron no solo como futuros profesionales sino como seres humanos de bien; nos brindaron las herramientas necesarias para nuestra formación profesional y desarrollo, fueron la luz iluminando el sendero del conocimiento y sobre todo a nuestro tutor el Dr. Nestor Lanza Mejía, por guiarnos en esta última etapa de nuestros estudios y al MSc. Ing. Marco Palma Cerrato por su asesoría y apoyo en la parte estructural de este trabajo monográfico.

AGRADECIMIENTOS

Primeramente, doy gracias a Dios, ya que sin Él nada de lo que he logrado habría sido posible, por ser nuestra fortaleza en los momentos difíciles.

A mis padres, por siempre apoyarme en todo lo que me propongo sin dudarlo ni un solo instante, por impulsarme a dar lo mejor de mí y darme las fuerzas para seguir adelante. Por siempre brindarme su amor incondicional y querer lo mejor para mí, por escucharme, aconsejarme y animarme cuando más lo he necesitado, sin ustedes éste triunfo académico no sería posible. Gracias por enseñarme a luchar por lo que quiero y no cansarme hasta alcanzarlo, por mostrarme que debo de confiar en mis decisiones y mantenerme firme en mis convicciones. Gracias por ser mis guías y modelos a seguir en muchas áreas de mi vida, les amo y admiro con todo lo que soy.

A mi hermano, gracias por cuidarme, apoyarme, escucharme y aconsejarme, porque no importa qué, sé que siempre que te necesite vas a estar para mí y yo para vos. Gracias por enseñarme a no tener miedo a decir lo que pienso, te admiro y te amo mucho.

Agradezco a los distintos docentes de los cuales tuvimos la dicha de aprender, cada uno fue parte fundamental para nuestra formación como futuros profesionales. Doy gracias especialmente a nuestro tutor el Dr. Nestor Javier Lanza Mejía, por el tiempo dedicado y los conocimientos brindados.

A los diferentes compañeros y futuros colegas que tuve la suerte de conocer, por los que están y los que lamentablemente no, gracias por el apoyo y las experiencias compartidas, sin duda que sin ustedes esta experiencia no habría sido la misma.

Finalmente, agradezco a mis queridos amigos y compañeros Bianyel Duarte y Wilker Law. Gracias por su arduo trabajo y nunca darse por vencidos, por siempre dar esa milla extra en todo lo que hacemos, sin duda que sin ustedes esta aventura

no habría sido la misma. Bianyel, por acompañarme en gran parte de nuestra carrera y darme palabras de aliento en los momentos difíciles, gracias por brindarme una amistad honesta y sincera. Wilker, gracias por ser ese amigo que brinda su ayuda siempre que puede a todos los que en algún momento la hemos necesitado, sin lugar a dudas te has ganado el cariño y respeto de muchos de tus compañeros.

Andrea Minerva Amador Aragón

Doy gracias primeramente a Dios por permitirme llegar hasta este punto de mi vida, darme fortaleza, valor y entendimiento para avanzar y crecer, por su amor y la buena fortuna que sobre mí derramó, gracias a él, con la bendición de Dios ningún camino está atado.

Agradezco a mi padre y madre, Julio César Duarte Herrera y Blanca Rosa Arauz Blandón, por darme su amor y apoyo incondicional, sin ellos no habría podido culminar este trabajo. Mis logros los debo a su esfuerzo, sacrificio, consejo y guía a través de los años para llevarme hasta donde estoy ahora; gracias por cuidar de mí y entregarme lo mejor, gracias por apoyar mis sueños y ayudarme a jamás perder el rumbo en la toma de cada decisión, infinitas gracias por convertirme en la persona que soy.

A mi hermana Tristhian por brindarme la fuerza y esperanza que necesité para sobrellevar los momentos más difíciles, gracias por enseñarme a jamás rendirme y que todo tiene una recompensa; gracias por entenderme, aceptarme y ser una de las razones por las que sigo adelante. Fuiste el pilar que jamás me dejó derrumbarme.

Agradezco mucho la ayuda de mis maestros, compañeros, familiares, mi querido hermano Julio César y cada una de las personas que conocí en este largo trayecto, cada uno supone los cimientos de mi desarrollo; no puedo olvidar mencionar a Andrés Cardona por estar presente en todos estos años, en cada etapa; por su amistad y respaldo que me alentaron a continuar con mi carrera. En especial quiero agradecer a nuestro tutor el Dr. Nestor Lanza Mejía por orientarnos y creer en nosotros y al MSc. Ing. Marco Palma Cerrato por su asesoría.

A todos aquellos que quedan y a los que lamentablemente ya no están con nosotros, su tiempo en este mundo fue breve pero significativo, no olvidaré todo lo que me enseñaron; cuando la oscuridad llegue, los buscaré a ustedes que se han convertido en estrellas.

Mi sincero agradecimiento a mis amigos y compañeros Andrea Amador y Wilker Law porque juntos damos por terminado este desafío; gracias por no rendirse, perseverar y motivarme. Especialmente Andrea por ser mi mejor y más querida amiga; si me preguntan cuántas hermanas tengo diré que dos, una de sangre y otra de corazón, gracias por demostrarme lo que es una amistad honesta y leal. Gracias a Wilker por ser un apoyo y jamás dejar que el desánimo llegara junto a todas las dificultades que tuvimos, por tu buena voluntad y perseverancia.

Gracias a la escritora Mo Xiang Tong Xiu por influenciar mi vida de forma positiva e inspirarme a través de sus historias siendo el espejo en el cual quiero reflejarme, por enseñarme a ser como Lan Wangji en virtud y como Wei Wuxian en carácter.

Bianyel Jassany Duarte Arauz

Dios, tu amor y tu bondad no tienen fin. En estas líneas quiero agradecer por tu presencia en todo momento, por tus bendiciones y por ayudarme a salir adelante. Me permites sonreír ante todos mis logros que son resultado de tu ayuda. Te agradezco por darme el privilegio de llegar hasta este momento tan importante de mi formación profesional, por haberme dado la sabiduría, el entendimiento y la perseverancia para la realización de este trabajo. ¡Gracias Señor!

A mis padres, mi hermano y el resto de mi familia. Porque siempre me han brindado su apoyo incondicionalmente en mis decisiones. Muchos de mis logros se los debo a ustedes entre los que se incluye este. Gracias por motivarme constantemente para alcanzar mis anhelos, por siempre confiar en mí, en mis expectativas y por motivarme a superar mis propios límites.

He encontrado por primera vez lo que realmente es el significado de una amistad: te he encontrado a ti, Junieska. No puedo dejar de mencionarte por ser la persona que hizo que en los momentos más difíciles y estresantes tuviera un poco de paz. Eres única, Gracias por ayudarme a superar cada reto y ser mi amiga incondicional. De una manera especial agradezco a mi tutor, por haberme guiado en la elaboración de este trabajo, por haberme brindado el apoyo para desarrollarme profesionalmente, agradezco por todos los valiosos consejos que me brindó a lo largo de este trabajo y por haberme animado en todo momento con su generosa perseverancia.

No puedo olvidar a mis amigas y compañeras de tesis, Bianyel Duarte y Andrea Amador. Por todo el tiempo dedicado a este trabajo. Gracias por perseverar hasta el final, nunca rendirse tras cada desafío que se nos presentó. Y por demostrar que siempre hay que hacer lo mejor porque lo que se siembra ahora, se cosechará más tarde.

Agradezco a mis amigos y compañeros de clase que de una manera especial se preocuparon porque concluyera la carrera y la realización de este trabajo.

Especialmente a mi amiga Makeyling Ruiz por haberme ayudado y animado desde la redacción del protocolo.

Doy gracias a todos aquellos maestros que, desde pre-escolar, secundaria, la universidad, se preocuparon por brindarme una buena enseñanza, por inspirarme confianza, encender mi imaginación y sobre todo inculcarme el amor por aprender y cumplir mis sueños.

Wilker Eneisel Law Hernández

INDICE

I. GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2 ANTECEDENTES	2
1.3 JUSTIFICACION	3
1.4 OBJETIVOS	4
1.4.1 Objetivo general.....	4
1.4.2 Objetivos específicos	4
II. MARCO TEÓRICO	5
2.1 Análisis hidrológico.....	5
2.1.1 Características físicas de la cuenca.....	5
2.1.1.1 Área, perímetro y longitud del cauce de la cuenca.....	5
2.1.1.2 Forma de la cuenca.....	7
2.1.1.3 Características del relieve	9
2.1.2 Características de redes de ríos y drenaje de cuencas	17
2.1.2.1 Orden de corriente	17
2.1.2.2 Densidad de drenaje	18
2.1.2.3 Número de escurrimientos	19
2.1.2.4 Sinuosidad de las corrientes	19
2.1.3 Otros parámetros	20
2.1.3.1 Tiempo de concentración (Tc).....	20
2.1.4 Características meteorológicas de la cuenca	20
2.1.4.1 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)	20
2.1.5 Hietograma de diseño: Método del bloque alterno	21
2.1.5.1 Cambio climático	22
2.1.6 Información de las características del suelo	23

2.1.6.1 Método del Servicio de Conservación de Suelo de los Estados Unidos (SCS) para la abstracción	23
2.1.6.2 Método del número de curva (CN)	25
2.1.6.3 Hidrograma unitario del SCS.....	28
2.1.7 Método del tránsito de avenida.....	29
2.2 Análisis hidráulico.....	32
2.2.1 Consideraciones para el diseño.....	32
2.2.1.1 Topografía.....	32
2.2.1.2 Muestreo y características del cauce	33
2.2.1.3. Coeficiente y rugosidad del cauce general.....	33
2.2.2 Parámetros hidráulicos del diseño de un puente	34
2.2.2.1 Flujo bajo.....	34
2.2.3 Socavación	38
2.2.3.1 Socavación general.....	38
2.2.3.2 Socavación local en pilas	41
2.2.3.3 Socavación en los estribos.....	43
2.2.3.4 Medidas de protección contra la socavación en puentes	45
2.3 Análisis estructural	61
2.3.1 Aspectos a considerar para puentes de carretera según la norma AASHTO LRFD 2017	61
2.3.2 Diseño de la superestructura	73
2.3.2.1 Diseño de la losa.....	73
2.3.2.2 Acero de refuerzo para la losa de concreto.....	73
2.3.3 Diseño de la subestructura	79
2.3.3.1 Diseño del estribo y del pilar	79
III. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	83
3.1 Ubicación.....	83
3.1.1 Macro localización	83
3.1.2 Micro localización	83

3.2 Tipo y uso del suelo	84
3.3 Clima y relieve de la zona	85
IV. DISEÑO METODOLOGICO.....	86
4.1 Análisis hidrotécnico.....	86
4.1.1 Organización de la información recopilada	86
4.1.2 Obtención de la información	86
4.1.3 Procesamientos con sistemas de información geográfica	87
4.1.3.1 Delimitación de la cuenca mediante el software ArcGIS	87
4.1.3.2 Estimación de los parámetros físicos de la cuenca mediante el software IDRISI Selva 17.0	88
4.1.3.3 Creación del modelo de la cuenca mediante la utilización de HEC- GeoHMS	89
4.1.4 Análisis hidrológico de la cuenca en HEC-HMS	91
4.1.5 Análisis hidráulico de la cuenca en HEC-RAS.....	93
4.1.5.1 Obtención de la información.....	93
4.2. Análisis estructural del puente.....	95
4.2.1 Diseño de la superestructura	95
4.2.2 Modelado Estructural del puente en CSiBridge	96
V. ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ESTUDIO HIDROTÉCNICO Y ESTRUCTURAL	98
5.1. Estudio hidrológico	98
5.1.1. Características morfométricas de la cuenca Petaquilla	99
5.1.1.1. Características del relieve	102
5.1.1.3 Carácterísticas de la red hidrica.....	105
5.1.2. Características meteorológicas de la cuenca	111
5.1.3. Hidrograma unitario de SCS.	117
5.1.3.1 Parámetros de tránsito	119

5.1.4. Simulación Hidrológica de la cuenca con HEC-HMS.....	123
5.1.4.1. Gráfica de los hietogramas de precipitaciones propuestas	124
5.1.4.2. Modelo meteorológico	125
5.1.4.3. Tablas de resultados generadas por HEC-HMS	125
5.2. Estudio hidráulico	132
5.2.1. Simulación hidráulica con HEC-RAS	132
5.2.1.1. Simulación hidráulica del puente Petaquilla (Existente)	132
5.2.1.2 Tabla de resultados del perfil de flujo	146
5.3 Propuesta de mejora	149
5.3.1 Simulación hidráulica del puente Petaquilla.....	149
5.3.2 Modelación hidráulica según HEC-RAS	151
5.4 Socavación.....	158
5.4.1 Resultados del análisis de socavación según HEC-RAS.....	159
5.4.2. Diseño de protección contra los efectos de socavación en la pila	166
5.4.3. Diseño de protección contra los efectos de socavación en los estribos	167
5.5 Estudio estructural.....	170
5.5.1 Modelado del puente en CSI Bridge	170
5.5.1.1 Introducción.....	170
5.5.1.2 Normas empleadas	170
5.5.1.3 Especificaciones de materiales empleados.....	170
5.5.1.4 Pre dimensionamiento.....	172
5.5.1.5 Características del puente.....	172
5.5.1.6 Cuantificación de cargas sobre el puente	174
5.5.1.7 Combinación de cargas.....	187
5.5.2 Resultados para la superestructura	188
5.5.2.1 Deformaciones	188
5.5.2.2 Acero de refuerzo para la losa de concreto.....	189
5.5.2.3 Verificación de la sección de viga propuesta	195
5.5.3 Resultados de la subestructura del puente	202

5.5.3.1 Estribo	202
5.5.3.2 Pila tipo muro	209
Conclusiones.....	217
Recomendaciones.....	218
VI. BIBLIOGRAFIA	220
VII. ANEXOS	I
Anexo N°1: Cálculo de curvas de intensidad, duración y frecuencia de la precipitación de la estación meteorológica león	I
Anexo N°2: Ángulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. Departament of the Navy 1982).....	V
Anexo N°3: Cargas de trabajo para diferentes tipos de suelo.	VI
Anexo N° 4: Delimitación de la cuenca Puente Petaquilla	VII
Anexo N° 5: Corriente principal de la cuenca Puente Petaquilla	VIII
Anexo N° 6: Pendiente de la cuenca Puente Petaquilla.....	IX
Anexo N° 7: Orden de la corriente de la cuenca Puente Petaquilla	X
Anexo N° 8: Esquema de la cuenca Puente Petaquilla en HEC-HMS	XI
Anexo N°9: Clasificación hidrológica de los suelos de la cuenca Puente Petaquilla	XII
Anexo N° 10: Uso de los suelos en la cuenca Puente Petaquilla.....	XIII
Anexo N° 11: Tipo de suelos en la cuenca Puente Petaquilla.....	XIV
Anexo N° 12: Curva Número de la cuenca Puente Petaquilla.....	XV

Anexo N° 13: Puntos de control de la cuenca Puente Petaquilla	XVI
Anexo N° 14: Planta-perfil Río Grande, Est 0+000 - 1+000	XVII
Anexo N° 15: Secciones transversales Río Grande, Est 0+498 - 1+000.....	XVIII
Anexo N°17: Superestructura puente Petaquilla	XX
Anexo N°18: Subestructura puente Petaquilla	XXI

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. Porcentaje de área sobre altura relativa	11
FIGURA 2. Pendiente de la corriente principal.....	15
FIGURA 3. Longitud de río	20
FIGURA 4. Hidrogramas unitarios sintéticos del Soil Conservation Service. a) Hidrograma adimensional y b) Hidrograma unitario triangular	29
FIGURA 5. Almacenamientos por prisma y por cuña en un tramo de canal	30
FIGURA 6. Flujo tipo A (Subcrítico).....	35
FIGURA 7. Flujo tipo B1 (Paso por flujo crítico)	35
FIGURA 8. Flujo tipo B2 (Paso por el flujo crítico)	36
FIGURA 9. Flujo tipo C (Supercrítico)	36
FIGURA 10. Sección transversal cerca y dentro del puente	37
FIGURA 11. Factor de corrección para el ángulo de ataque del flujo en el estribo.	44
FIGURA 12. Diagrama de diseño del enrocado para la protección de la pila ante la socavación.	50
FIGURA 13. Socavación del estribo del puente y terraplén de aproximación.	51
FIGURA 14. Vista en sección de una configuración típica de estribo de derrame en una llanura de inundación con canal principal adyacente.	53
FIGURA 15. Vista en planta de la ubicación de la zona de falla inicial del enrocado para el estribo de derrame (Pagán-Ortiz 1991).....	53
FIGURA 16. Velocidad media característica para $SBR < 5$	56
FIGURA 17. Characteristic average velocity for $SBR > 5$	56
FIGURA 18. Velocidad media característica para $SBR > 5$ y $SBR < 5$	57
FIGURA 19. Vista en planta de la extensión de la plataforma de enrocado (Lagasse et al. 2006).	59
FIGURA 20. Sección transversal típica para enrocado de estribo (Lagasse et al. 2006).	60
FIGURA 21. Camión de diseño	65
FIGURA 22. Distribución de presiones trapezoidal o triangular para suelo rocoso	81

FIGURA 23. Macro localización del puente Petaquilla	83
FIGURA 24. Micro localización de puente Petaquilla	84
FIGURA 25. Metodología para la delimitación de una cuenca usando ArcGIS, usando las extensiones ArcHydroTools y HEC Geo HMS	87
FIGURA 26. Metodología para la determinación de los parámetros físicos de una cuenca, con IDRISI Selva usando la extensión IDRISI México - Ecuador	88
FIGURA 27. Metodología para la creación del modelo de la cuenca a utilizar en HEC-HMS, con la extensión HEC-GeoHMS de ArcGIS.....	90
FIGURA 28. Metodología para la aplicación del programa HEC - HMS.....	92
FIGURA 29. Metodología para la aplicación del programa HEC - RAS	94
FIGURA 30. Metodología para el modelamiento del puente en Csibridge	97
FIGURA 31. Cuenca Hidrográfica	98
FIGURA 32. Área y perímetro de la cuenca	99
FIGURA 33. Pendiente de la cuenca	102
FIGURA 34. Curva Hipsométrica de la cuenca	103
FIGURA 35. Clasificación de alturas de la cuenca.....	103
FIGURA 36. Orden de los ríos de la cuenca puente Petaquilla.....	105
FIGURA 37. Drenaje de la cuenca	107
FIGURA 38. Tipo de suelo de la cuenca	109
FIGURA 39. Uso de suelo.....	109
FIGURA 40. Número de curva	110
FIGURA 41. Esquematización del modelo Hidrológico en HMS.	124
FIGURA 42. Esquema de una sección transversal del cauce	133
FIGURA 43. Esquema de las secciones hidráulicas en la ubicación del puente Petaquilla.....	134
FIGURA 44. Ubicación geométrica de las pilas en el puente Petaquilla	136
FIGURA 45. Régimen de flujo en el puente Petaquilla.....	137
FIGURA 46. Sección transversal del puente Petaquilla y perfil longitudinal del régimen del flujo para un TR de 25 años	138
FIGURA 47. Perspectiva 3D del régimen de flujo con el puente Petaquilla para un TR de 25 años.....	139

FIGURA 48. Sección transversal del puente Petaquilla y perfil longitudinal del régimen del flujo para un TR de 50 años	139
FIGURA 49. Perspectiva 3D del régimen de flujo con el puente Petaquilla para un TR de 50 años.....	140
FIGURA 50. Sección transversal del puente Petaquilla y perfil longitudinal del régimen del flujo para un TR de 100 años	140
FIGURA 51. Perspectiva 3D del régimen de flujo con el puente Petaquilla para un TR de 100 años.....	141
FIGURA 52. Sección transversal del puente Petaquilla y perfil longitudinal del régimen del flujo para huracán Félix	141
FIGURA 53. Perspectiva 3D del régimen de flujo con el puente Petaquilla para huracán Félix.....	142
FIGURA 54. Sección transversal del puente Petaquilla y perfil longitudinal del régimen del flujo para huracán Mitch	142
Figura 55. Perspectiva 3D del régimen de flujo con el puente Petaquilla para huracán Mitch.....	143
FIGURA 56. Ubicación geométrica del puente propuesto.....	150
FIGURA 57. Ubicación de la pila del puente propuesto	151
FIGURA 58. Sección transversal del puente propuesto y perfil longitudinal del régimen del flujo para un TR de 100 años	152
FIGURA 59. Perspectiva 3D del régimen de flujo con el puente propuesto para un TR de 100 años.....	153
FIGURA 60. Datos para el cálculo de socavación por contracción según Litshvan Levediev.....	159
FIGURA 61. Datos para el cálculo de socavación en pilas según La Universidad Estatal de California (CSU)	160
FIGURA 62. Datos para el cálculo de socavación en los estribos según Froehlich	160
FIGURA 63. Definición del concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$	171
FIGURA 64. Definición del acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	171
FIGURA 65. Definición de la sección transversal.....	173

FIGURA 66. Definición de la luz del puente	173
FIGURA 67. Tabla de pesos específicos LRFD	174
FIGURA 68. Asignación de la carga de baranda.....	175
FIGURA 69. Asignación de la carga de vereda.....	176
FIGURA 70. Asignación de la carga asfáltica.....	177
FIGURA 71. Asignación de la carga peatonal	178
FIGURA 72. Asignación de la carga de viento horizontal.....	181
FIGURA 73. Asignación de la carga de viento vertical.....	182
FIGURA 74. Periodos y frecuencias modales de la estructura.....	184
FIGURA 75. Tándem de diseño	185
FIGURA 76. Camión de diseño	185
FIGURA 77. Asignación de carga de frenado	187
FIGURA 78. Combinación de cargas	187
FIGURA 79. Deflexión del puente	188
FIGURA 80. Diagrama de momentos de la losa en dirección paralela al trafico .	189
FIGURA 81. Acero superior requerido de la losa paralelo al trafico	189
FIGURA 82. Acero superior requerido de la losa perpendicular al trafico	191
FIGURA 83. Acero inferior requerido de la losa paralelo al trafico	192
FIGURA 84. Acero inferior requerido de la losa perpendicular al trafico	194
FIGURA 85. Propiedades de sección transversal en metros del perfil W18x311	195
FIGURA 86. Esquema de pre-dimensionamiento del estribo típico	202
FIGURA 87. Esquema de cargas laterales y verticales.....	203
FIGURA 88. Esquema de pre-dimensionamiento de pila	209
FIGURA 89. Esquema de cargas laterales y verticales.....	210
FIGURA 90. Demanda vs capacidad de la superestructura	216

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. Clases de tamaño de cuencas (Km ²)	6
TABLA 2. Clases de valores de longitudes del cauce principal.....	6
TABLA 3. Clases de valores de compacidad	7
TABLA 4. Clases de valores de forma	8
TABLA 5. Clases de valores de alargamiento	8
TABLA 6. Clases de valores de masividad.....	9
TABLA 7. Clases de desnivel altitudinal (msnm).....	15
TABLA 8. Clases de valores de pendiente del cauce principal (m/m)	16
TABLA 9. Clases de orden de corriente	18
TABLA 10. Clases de densidades de drenaje	18
TABLA 11. Clases de valores escurrimientos	19
TABLA 12. Coeficientes de cambio climático de la estación San Isidro	23
TABLA 13. Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracción de lluvia del SCS.....	26
TABLA 14. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0.2S$).....	27
TABLA 15. Determinación del coeficiente de rugosidad (n): Método de Cowan ...	34
TABLA 16. Exponente K1 en función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad de corte aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.....	40
TABLA 17. Factor de corrección por la forma de la pila K _f	41
TABLA 18. Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo K _φ	42
TABLA 19. Criterios para adoptar K _a	42
Tabla 20. Valores del coeficiente de la forma del estribo K _f	44
TABLA 21. Tamaño de partículas permitidos mínimo y máximo en pulgadas.....	48
TABLA 22. Asignación de carga dinámica, IM	67
TABLA 23. Relación entre el módulo de elasticidad del acero y el del concreto en función de la resistencia última unitaria del concreto en compresión.....	76
TABLA 24. Áreas y perímetros de las subcuencas de la cuenca Petaquilla	100

TABLA 25. Parámetros morfométricos de la cuenca.....	111
TABLA 26. Datos de precipitación Huracán Félix.....	112
TABLA 27. Datos de precipitación Huracán Mitch.....	112
TABLA 28. Factor de cambio climático (MTI)	112
TABLA 29. Selección del periodo de retorno de acuerdo con la clasificación funcional de la carretera.	114
TABLA 30. Aplicación del Método de Bloque Alterno para un periodo de 25 años	114
TABLA 31. Aplicación del Método de Bloque Alterno para un periodo de 50 años	115
TABLA 32. Aplicación del Método de Bloque Alterno para un periodo de 100 años	116
TABLA 33. Tiempo de retardo para cada subcuenca de la Cuenca puente Petaquilla	118
TABLA 34. Parámetros de tránsito de la cuenca puente Petaquilla.	119
TABLA 35. Parámetros morfométricos de cada subcuenca de la cuenca puente Petaquilla.....	121
TABLA 36. Caudales obtenidos en el punto de cierre para los diferentes periodos de retorno y huracanes analizados.	131
TABLA 37. Datos geométricos del cauce y la ubicación del puente Petaquilla ...	133
TABLA 38. Datos de la geometría del tablero del puente Petaquilla.....	135
TABLA 39. Componente de régimen de flujo	137
TABLA 40. Condiciones de frontera del régimen de flujo.....	137
TABLA 41. Parámetros hidráulicos para 25 años.....	143
TABLA 42. Parámetros hidráulicos para 50 años.....	144
TABLA 43. Parámetros hidráulicos para 100 años.....	144
TABLA 44. Parámetros hidráulicos para Huracán Félix	145
TABLA 45. Parámetros hidráulicos para Huracán Mitch	145
TABLA 46. Resultados del perfil de flujo para 25 años	146
TABLA 47. Resultados del perfil de flujo para 50 años	146
TABLA 48. Resultados del perfil de flujo para 100 años	147

TABLA 49. Resultados del perfil de flujo para Huracán Félix	147
TABLA 50. Resultados del perfil de flujo para Huracán Mitch	148
TABLA 51. Alturas de agua de excedencia y borde libre sobre la rasante y elevación base de la viga	148
TABLA 52. Datos de la geometría del tablero del puente propuesto.....	150
TABLA 53. Funcionamiento hidráulico para 25 años	153
TABLA 54. Funcionamiento hidráulico para 50 años	154
TABLA 55. Funcionamiento hidráulico para 100 años	154
TABLA 56. Funcionamiento hidráulico para Huracán Félix	155
TABLA 57. Funcionamiento hidráulico para Huracán Mitch	155
TABLA 58. Resultados del perfil de flujo con TR 25 años.....	156
TABLA 59. Resultados del perfil de flujo con TR 50 años.....	156
TABLA 60. Resultados del perfil de flujo con TR 100 años.....	157
TABLA 61. Resultados del perfil de flujo con Huracán Félix	157
TABLA 62. Resultados del perfil de flujo con Huracán Mitch	158
TABLA 63. Diámetro de las partículas usado para el análisis de socavación	159
TABLA 64. Resultados de socavación para 25 años	161
TABLA 65. Resultados de socavación para 50 años	162
TABLA 66. Resultados de socavación para 100 años	163
TABLA 67. Resultados de socavación del Huracán Félix	164
TABLA 68. Resultados de socavación del Huracán Mitch	165
TABLA 69. Gradación del material usado para el enrocado propuesto en las pilas	166
TABLA 70. Resultados hidráulicos para TR100 en la sección 498 aguas arriba del puente	167
TABLA 71. Resultados hidráulicos del canal para TR100 en la sección 498 aguas arriba del puente	168
TABLA 72. Gradación del material usado para el enrocado propuesto en las pilas	169
TABLA 73. Incremento por carga dinámica, IM.....	186
TABLA 74. Deflexiones permitidas.....	188

TABLA 75. Resumen de cargas extraídas de CSi Bridge	203
TABLA 76. Combinación de cargas de acuerdo al AASHTO LRFD 2017	205
TABLA 77. Resumen de cargas extraídas de CSi Bridge	210
TABLA 78. Combinación de cargas de acuerdo con el AASHTO LRFD 2017	212

ÍNDICE DE GRÁFICAS

GRÁFICA 1. Curva Hipsométrica (ejemplo ilustrativo)	12
GRÁFICA 2. Curva hipsométrica; zonas alta, media y baja (ejemplo ilustrativo) ..	12
GRÁFICA 3. Distribución de frecuencia (ejemplo ilustrativo)	13
GRÁFICA 4. Curvas de intensidad, duración y frecuencia de la precipitación en Managua. Periodo: 1980-2009	21
GRÁFICA 5. Hietograma de diseño	22
GRÁFICA 6. Variables en el método de abstracciones	24
GRÁFICA 7. Solución de la Ecuación de escorrentía del SCS.	25
GRÁFICA 8. Velocidad de caída (w) para partículas de arena. HEC-5.0.7	40
GRÁFICA 9. Distribución de frecuencia de alturas.....	104
GRÁFICA 10. Curvas IDF, Estación León. Periodo: 1971-2016	113
GRÁFICA 11. Hietograma de diseño para un periodo de 25 años.....	115
GRÁFICA 12. Hietograma de diseño para un periodo de 50 años.....	116
GRÁFICA 13. Hietograma de diseño para un periodo de 100 años.....	117
GRÁFICA 14. Hietograma Huracán Mitch	124
GRÁFICA 15. Hietograma Huracán Félix	125
GRÁFICA 16. Hidrograma de salida en el punto de cierre para un periodo de retorno de 25 años.....	126
GRÁFICA 17. Hidrograma de salida en el punto de cierre para un periodo de retorno de 50 años.....	127
GRÁFICA 18. Hidrograma de salida en el punto de cierre para un periodo de retorno de 100 años.....	128
GRÁFICA 19. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el huracán Félix	129
GRÁFICA 20. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el huracán Mitch	130

I. GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

El puente para revisar está ubicado en una zona productiva agrícola y ganadera, en el departamento de León, municipio El Sauce colindante con el departamento de Estelí, cercano al poblado El Sauce, sobre el Río Grande con las siguientes coordenadas UTM, Y: 1433069.708, X: 555234.283.

Ya que desde la antigüedad los puentes han sido obras vitales para la integración de diferentes zonas, a lo largo de la historia se ha considerado a los puentes como obras de drenaje mayor, esto quiere decir que su diseño viene desde un enfoque meramente hidráulico y estructural. Las experiencias del pasado demuestran las repercusiones socioeconómicas de la región, cuando una infraestructura importante como un puente, sufre colapso estructural por falta de mantenimiento o es seriamente afectada debido a un deslizamiento de un talud, por ausencia de obras de mitigación o diseños inadecuados, es por esto que éste contenido monográfico está hecho con el objetivo de implementar una metodología actualizada para el uso de las herramientas informáticas en la elaboración de los estudios hidrológicos, hidráulicos y estructurales del puente Petaquilla.

1.2 ANTECEDENTES

La ciudad El Sauce situada al nororiente de la ciudad de León y a unos 70 kilómetros constituye una de las principales poblaciones del departamento en uno de los valles que forman las montañas que separan los departamentos de occidente y septentrión; además posee más de siete subcuencas, cuyos cursos de agua ayudan a mantener los cultivos de esta zona, una de las más productivas del país.

Respecto a los estudios anteriores realizados en la zona, en diciembre del año 2016 el Gobierno de la República de Nicaragua, a través del Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua (MTI), ha considerado necesario realizar el Proyecto: *“Estudio de Factibilidad y Diseño para el Mejoramiento del Camino Estelí - El Aceituno - El Sauce”*, en el Municipio de Estelí, Departamento de Estelí y el Municipio de El Sauce, Departamento de León”, con el fin de brindar mejoras a la red de carreteras, que conectan a los principales polos económicos del país, para el acopio y distribución de los diferentes productos de consumo nacional y de exportación, promoviendo de esta manera el desarrollo económico y turístico del país, disponiendo para ello recursos provenientes del Gobierno de la República de Nicaragua. Este estudio de factibilidad realizó todo el análisis correspondiente al tramo de 39.854 km de longitud donde además se llevó a cabo el estudio hidráulico de 14 puentes y una caja; el punto de estudio (Puente Petaquilla) del trabajo monográfico a realizarse se encuentra dentro del tramo mencionado así que se tomará este proyecto como antecedente y referencia.

1.3 JUSTIFICACION

Los puentes son el componente más vulnerable de una carretera. Los puentes frecuentemente son los elementos que influyen en que la continuidad del servicio de transporte se efectúe en forma permanente y segura, favoreciendo en general un apropiado funcionamiento de la red vial nacional como es el caso del puente Petaquilla que une las comunidades entre la región central y occidental a través de todo el tramo El Aceituno-El Sauce y forma parte de la ruta comercial local.

Es de conocimiento público que Nicaragua ha sido afectada por diversos huracanes, algunos de los cuales aún se recuerdan por los severos daños ocasionada al país, como: Alleta (1982), Joan (1988) y el Mitch (1998) siendo este último el causante de mayores daños, por esta razón es imprescindible efectuar un análisis del comportamiento de la estructura ante estos eventos representativos. Los eventos hidrológicos son relevantes para el riesgo de desastres si: afectan los medios de vida negativamente, impactando en la actividad económica y social de las poblaciones y si tienen consecuencias para la seguridad de las personas. De aquí la importancia del análisis hidrológico e hidráulico adecuado para el diseño de las obras en la infraestructura. En obras hidráulicas y estructuras de drenaje, el periodo de retorno de las crecidas está relacionado con el nivel de riesgo. Entre mayor es el periodo de retorno, menor es el riesgo.

El diseño hidráulico y estructural del puente Petaquilla es con el fin de permitir elaborar una metodología actualizada en la aplicación de herramientas informáticas en la elaboración de los análisis hidrológicos, hidráulicos y estructurales de éste; ya que con una aplicación inadecuada de dichas herramientas se pone en riesgo la integridad de la estructura como tal y por lo tanto la seguridad de las personas que transitan en ella; se analizará también el riesgo de que ocurra un evento que ponga en peligro al puente durante su vida útil a fin de brindar medios para la conservación de este tipo de estructuras.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

- Realizar la evaluación hidrotécnica y estructural del puente Petaquilla, tramo camino El Aceituno-El Sauce, departamento de Estelí, mediante la aplicación de herramientas informáticas.

1.4.2 Objetivos específicos

- Delimitar la cuenca del área de estudio y sus características mediante el software ArcGIS 10.5 e IDRISI Selva 17.0.
- Realizar el análisis hidrológico con el software HEC-HMS 4.8 para el modelo de la cuenca respectivamente.
- Realizar el análisis hidráulico y de socavación, según el método de Froehlich y la Universidad Estatal de Colorado, en el puente para período de retorno de 25, 50 y 100 años con el software HEC-RAS 6.0.
- Realizar el análisis estructural para la evaluación y/o diseño del puente usando el software CSi Bridge v22.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Análisis hidrológico

En análisis hidrológico de una cuenca con respecto a su punto de cierre, permitirá obtener los caudales máximos probables, según los periodos de retorno seleccionados. Para eso es necesarios, hacer un estudio de la morfología de la cuenca, así como evaluar las precipitaciones que afectaran a la obra de cruce propuesta.

2.1.1 Características físicas de la cuenca

2.1.1.1 Área, perímetro y longitud del cauce de la cuenca

2.1.1.1.1 Área y perímetro de la cuenca

Área drenaje de la cuenca se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el Parteaguas. Toda cuenca de drenaje está rodeada prácticamente por una divisoria o parteadas, así llamada porque se trata de una línea de separación, que divide la lluvia que cae sobre dos cuencas adyacentes, y dirige el consiguiente flujo superficial y subterráneo hacia una u otra red fluvial.

En orden de magnitud, las escalas de los planos que se deben utilizar, para el trazado de la divisoria de la cuenca, en función de su superficie, son:

Km ²	1	100	1,000	5,000	10,000	25,000	Mayor de 25,000
Escala	1: 5,000	1: 10,000	1: 25,000	1: 50,000	1: 100,000	1: 200,000	1: 500,000

El conocimiento del parámetro A (área de una cuenca) permite, además del cálculo de otras variables morfométricas, establecer una primera clasificación entre diversas cuencas en orden a su tamaño, a la vez que conocer su valor permitirá escoger de antemano la escala del mapa más idónea según sea el tipo de estudio que se quiera realizar.

TABLA 1. Clases de tamaño de cuencas (Km2)

Rangos de áreas	Clases de tamaño
Menos de 25	Muy Pequeña
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia Pequeña
500 a 2500	Intermedia Grande
2500 a 5000	Grande
Más de 5000	Muy Grande

Fuente: Marco metodológico del MTI

El perímetro de la cuenca es la longitud perimetral que forma el parteaguas, cuando delimita la cuenca. Este parámetro es importante para cuantificar el grado de respuesta que tiene un evento sobre la cuenca, debido a la forma de ésta, o sea, si redonda, achatada, etc.

2.1.1.1.2 Longitud del cauce principal

Esta corresponde a la suma total de los “n” tramos de ríos considerados, su medida se obtiene directamente de los levantamientos planimétricos. Determinando la longitud del cauce esta se puede clasificar como:

TABLA 2. Clases de valores de longitudes del cauce principal

Rangos de longitud en KM	Clases de longitud del cauce
6.9 - 10.9	Corto
11.0 - 15.0	Mediano
15.1 - 19.1	Largo

Fuente: Marco metodológico del MTI

2.1.1.2 Forma de la cuenca

2.1.1.2.1 Índice de Gravelius o de compacidad

Es un índice de la forma de la cuenca de drenaje sugerido por Gravelius que se define como la relación del perímetro de la cuenca con la longitud de la circunferencia de un círculo de igual a la de la cuenca en estudio.

$(A_{cuenca} = A_{circulo})$.

$$I_c = 0.282 \times \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Dónde: I_c - Índice de compacidad, P - Perímetro de la cuenca, A - Área de la cuenca. Cuando más irregular sea la cuenca mayor será su coeficiente de compacidad. Una cuenca circular posee el índice de compacidad mínimo, igual a uno. Hay mayor tendencia a las crecientes en la medida en que este número sea próximo a la unidad.

TABLA 3. Clases de valores de compacidad

Rangos de I_c	Clases de compacidad
- 1.25	Redonda a Oval redonda
1.25 - 1.50	De Oval redonda a Oval Oblonga
1.50 - 1.75	De Oval Oblonga a Rectangular Oblonga

Fuente: Marco metodológico del MTI

2.1.1.2.2 Factor de forma

La forma de la cuenca de drenaje establece, primordialmente, la proporción en que el agua pasa a la corriente primordial, al continuar esta su curso a partir de las cabeceras a la desembocadura (punto de cierre). El factor forma ofrece algún indicio de la tendencia a las avenidas, porque una cuenca, cuyo factor forma es bajo, esta menos sujeta a crecientes que otra del mismo tamaño, pero con mayor factor de forma. Se ha encontrado que la forma, en cuanto afecta a las características del escurrimiento de una cuenca, se relaciona con la distancia a lo largo de la corriente

principal, que existe desde la boca, a un punto adyacente al centro geográfico de la cuenca.

Aunque es muy difícil expresar numéricamente la afectación de la forma de la cuenca en el régimen de corriente, se han sugerido, el factor forma, para expresar la relación del ancho promedio con la longitud axial de la cuenca. Si $B = A/L$, obtenemos el factor de forma:

$$K_f = \frac{B}{L} = \frac{A}{L^2}$$

Dónde: K_f – Factor de forma, B – Ancho promedio, L – Longitud axial, A – Área de la cuenca.

TABLA 4. Clases de valores de forma

Rangos de K_f	Clases de compacidad
0.01-0.18	Muy poca achatada
0.18-0.36	Ligeramente achatada
0.36-0.54	Moderadamente achatada

Fuente: Marco metodológico del MTI

2.1.1.2.3 Índice de alargamiento

Este índice propuesto por Horton, relaciona la longitud máxima encontrada en la cuenca, medida en el sentido del río principal y el ancho máximo de ella medido perpendicularmente; se lo calcula de acuerdo con la fórmula siguiente.

$$I_a = \frac{L_m}{l}$$

Dónde: I_a - Índice de alargamiento, L_m - Longitud máxima de la cuenca, l - Ancho máximo de la cuenca.

TABLA 5. Clases de valores de alargamiento

Rangos de I_a	Clases de alargamiento
0.0 - 1.4	Poco alargada
1.5 - 2.8	Moderadamente alargada
1.9 - 4.2	Muy alargada

Fuente: Marco metodológico del MTI

2.1.1.2.4 Coeficiente de masividad

Este coeficiente representa la relación entre la elevación media de la cuenca y su superficie de la cuenca.

$$K_m = \frac{\text{Altura media de la cuenca (m)}}{\text{Area de la cuenca (km}^2\text{)}}$$

Este valor toma valores bajos en cuencas montañosas y altos en cuencas llanas.

TABLA 6. Clases de valores de masividad

Rangos de K_m	Clases de masividad
0 - 35	Muy montañosa
35 - 70	Montañosa
70 - 105	Moderadamente montañosa

Fuente: Marco metodológico del MTI

2.1.1.3 Características del relieve

2.1.1.3.1 Pendiente de la cuenca

Esta característica controla en buena parte la rapidez con que se da la escorrentía superficial en cada subcuenca, la cual se consigue por medio de un mapeo de pendiente del drenaje no canalizado y perjudica, por consiguiente, la época que lleva el agua de la lluvia para concentrarse en los canales fluviales que conforman la red de drenaje de las cuencas. Este costo influye en la decisión del coeficiente de escorrentía de cada subcuenca.

2.1.1.3.2 Índice de pendiente

El índice de pendiente es el valor medio de las pendientes, se deduce del rectángulo equivalente y viene dado por la expresión:

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_2^n \sqrt{\Delta H \cdot B}$$

Dónde: L – longitud del lado mayor del rectángulo equivalente, ΔH – diferencia de altitud entre dos curvas de nivel consecutivas, B – tanto por ciento de las superficies

comprendidas entre cada dos curvas de nivel consecutivas respecto a la superficie total de la cuenca.

2.1.1.3.3 Curva hipsométrica

Es la representación gráfica de relieve de una cuenca, o sea, es el estudio de la variación de la elevación de los varios terrenos de la cuenca con referencia al nivel medio del mar (msnm). Esta variación puede ser indicada por medio de un gráfico que muestre el porcentaje de área de drenaje que existe por encima o por debajo de varias elevaciones.

Dicho grafico se puede determinar por el método de la cuadrícula o planimetrando las áreas entre curvas de nivel o utilizar programas tales como, ArcGIS, Arview o AutoCAD.

La curva hipsométrica relaciona el valor de la cota, en las ordenadas, con el porcentaje del área acumulada, en las abscisas. Bajo la óptica del desarrollo de la cuenca a través del tiempo, se puede analizar la curva hipsométrica.

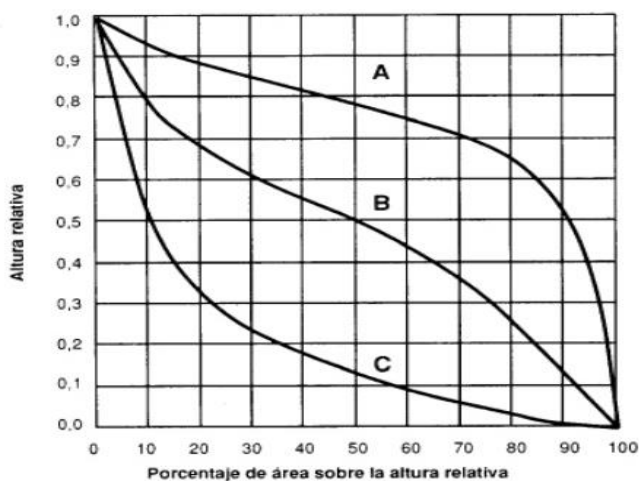
La curva A, refleja una cuenca con gran potencial erosivo, la cual se denomina fase juventud. Esto se puede observar que en la parte alta de cuenca debido a su pendiente que es bastante suave y con un área bastante grande, donde la velocidad del flujo en las laderas de la cuenca puede producir un flujo subcrítico y, por lo tanto, un inicio del proceso erosivo, pero en la parte baja de ella, la pendiente es muy brusca, donde se puede producir erosiones excesivas. He aquí donde se inicia la planificación del ordenamiento territorial de la cuenca.

La curva B, es una cuenca en equilibrio, denominada fase de madurez. Aquí se observa que, en la parte alta de la cuenca mayor que en la fase de juventud, pero menos área, seguido de una pendiente prácticamente lineal, pero con un área mayor, esto es debido al transporte de sedimentos de la zona alta a la zona media de la cuenca, y la zona baja aminora su pendiente, dando así una expresión de

equilibrio. He aquí donde se debe ejecutar la planificación del ordenamiento territorial desde el punto de vista urbanístico, agrícola y turístico y su evaluación del estudio del proceso hidrológico, o sea, la precipitación, la infiltración, la evapotranspiración y la erosión como parte de los impactos ambientales que pueden producirse y la forestación inclusive.

La curva C, es una cuenca sedimentaria, denominada fase de vejez. En esta curva la parte alta de la cuenca está prácticamente erosionada, lo cual presenta un peligro de deslizamiento de sus laderas según su formación geológica que se puede aprovechar para giras turísticas de montaña y prácticamente la parte baja de la cuenca conlleva mayor área de la cuenca, donde el transporte de sedimentos es depositado, los cuales son susceptibles a inundaciones y zonas peligrosas ante los sismos.

FIGURA 1. Porcentaje de área sobre altura relativa



Fuente: Marco metodológico del MTI

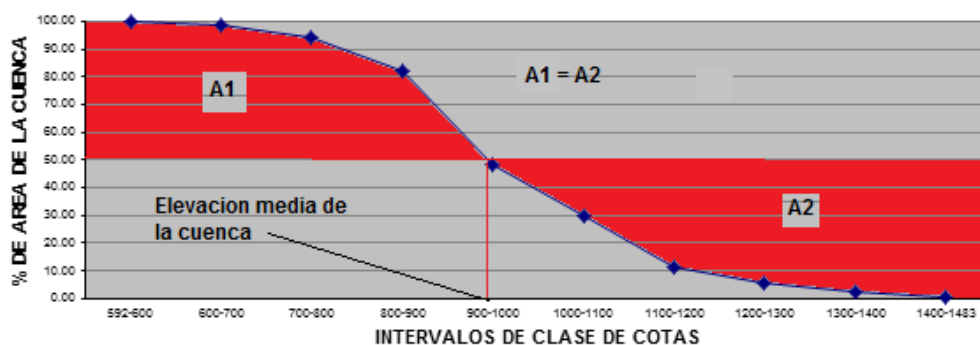
Esta grafica se observa la división de la cuenca en una zona alta con un grado de bifurcación de drenaje de corriente muy alta, una zona media, la bifurcación disminuye y una zona baja se refleja una sola corriente.

Para su construcción de la curva hipsométrica se grafican, con excepción de los valores máximos y mínimos de cotas hallados, los valores menores de cota de cada

intervalo de clase contra su correspondiente área acumulada. Al valor de la cota mayor encontrada corresponde el cero por ciento del porcentaje de área acumulada y el valor de la cota mínima encontrada corresponde el ciento por ciento del porcentaje de área acumulada o sea el área total de la cuenca.

La moda de una curva hipsométrica es el valor más frecuente (mayor área) del intervalo de clase de cota que se encuentra en una cuenca hidrográfica, o sea, que con la curva hipsométrica se puede determinar la elevación media de la cuenca.

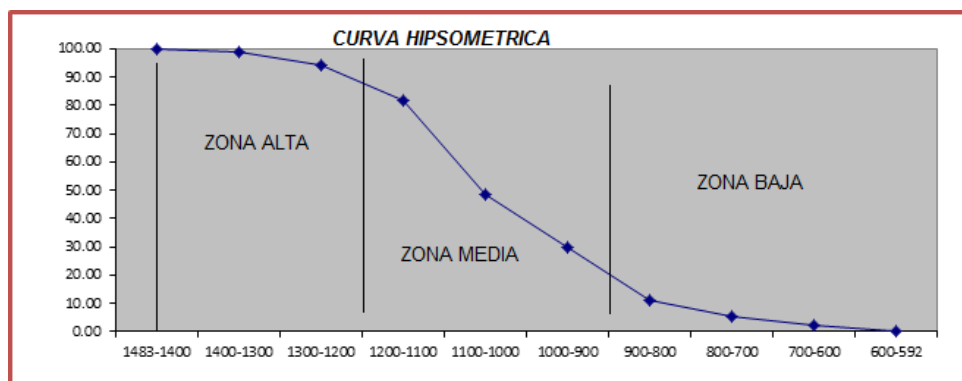
GRÁFICA 1. Curva Hipsométrica (ejemplo ilustrativo)



Fuente: Marco metodológico del MTI

Las curvas hipsométricas sirven, además, para definir características fisiográficas de las cuencas hidrográficas, tales como definir las zonas altas, media y baja con respecto a su punto de cierre.

GRÁFICA 2. Curva hipsométrica; zonas alta, media y baja (ejemplo ilustrativo)



Fuente: Marco metodológico del MTI

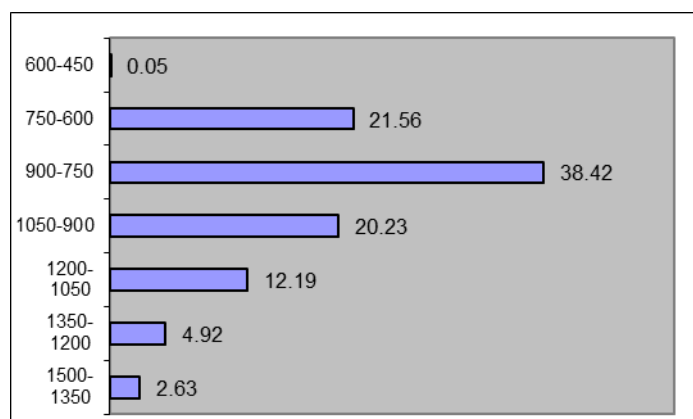
Por efecto demostrativo para comprender el análisis de la curva, con los datos anteriores de la gráfica se observa lo siguiente:

- La mayor frecuencia encontrada se da cercano al intervalo de la elevación media de la cuenca de 1078.22 msnm.
- Según la distribución de frecuencia de área se puede determinar las tres zonas principales de la cuenca, zona baja comprendida de 592 – 900 msnm (30%), zona media desde 900 – 1200 msnm (58%) y zona alta de 1200 -1483 msnm (18%).
- En el estudio de zona de inundación, se debe hacer un trabajo cuidadoso en la zona baja con un 30% del área de la cuenca propicio para urbanizaciones y valorar el factor de riesgo en las subcuencas que están en esta zona.
- En la zona media con un 58% del área de la cuenca se deberá establecer un manejo integral de las subcuencas, tales como forestación, un buen uso de suelo de las subcuencas, establecer prácticas agrícolas para mitigar la escorrentía y la construcción de microcuencas para regular la escorrentía superficial si lo amerita.
- En la zona alta con un 18% del área de la cuenca, hacer un estudio de riesgo desde el punto de vista de deslizamientos de laderas, se puede recomendar un plan turístico recreativo.

2.1.1.3.4 Curva de área de frecuencia

Es la proporción en % de la superficie total de la cuenca comprendida entre curva de nivel.

GRÁFICA 3. Distribución de frecuencia (ejemplo ilustrativo)



Fuente: Marco metodológico del MTI

Como se realizó con las gráficas anteriores, a manera de esclarecer el análisis mediante el ejemplo, en la gráfica previa se observa:

- En la zona baja, el relieve es suave propicio para inundaciones y depósitos de sedimentos erosionados por la corriente en las zonas alta y media.
- En la zona media, el relieve es pronunciado, donde la escorrentía puede aumentar su velocidad y forma cárcavas considerables en el cauce principal, posiblemente se tendría que proteger y el transporte de sedimento puede ser grande.
- En la zona alta, el relieve es bajo, en la transición hacia la zona media sería conveniente hacer un estudio de deslizamiento de laderas.

2.1.1.3.5 Elevación media de la cuenca

La elevación media de una cuenca es importante en relación con la temperatura y la lluvia. Por elevación media de la cuenca se toma:

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n (H_i A_i)}{A}$$

Dónde: H_i – Altura media entre cada dos curvas de nivel consecutivas, A_i – Superficie entre dos curvas de nivel consecutivas.

Se debe tomar en que la altitud y la elevación media de una cuenca son, también importantes por la influencia que ejercen sobre la precipitación, por diferencias de temperatura resultantes, ejerce efecto sobre las pérdidas de agua, todas ellas de naturaleza evaporativas y de transpiración y, consecuentemente, sobre el caudal medio.

TABLA 7. Clases de desnivel altitudinal (msnm)

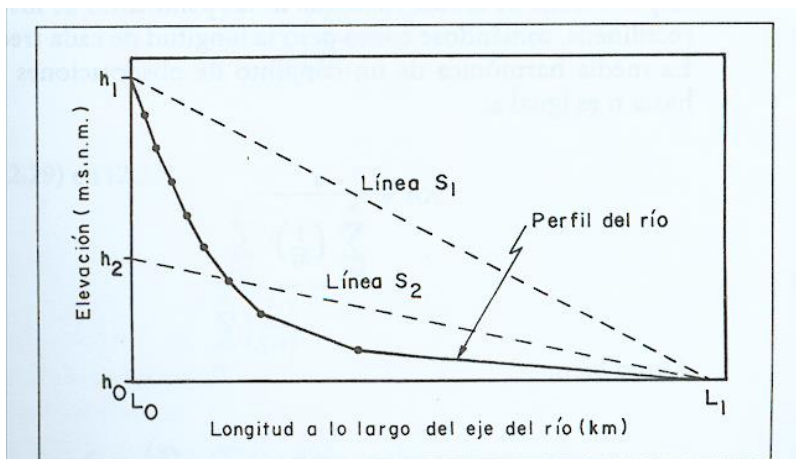
Rangos de elevación en msnm	Clases de elevación
600 - 1220	Bajo
1221 - 1841	Mediano
1842 - 2462	Alto

Fuente: Marco metodológico del MTI

2.1.1.3.6 Pendiente de la corriente principal del cauce

Es uno de los indicadores más importante del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta. Dado que está pendiente varia a lo largo del cauce, es necesario definir, una pendiente media, para lo cual existen varios métodos, a saber:

FIGURA 2. Pendiente de la corriente principal



Fuente: Marco metodológico del MTI

- ✓ La pendiente media, S_1 es igual al desnivel entre los extremos del corriente dividido entre su longitud medida en planta.

$$S_1 = \frac{h_1 - h_0}{L_1 - L_0}$$

- ✓ La pendiente media ponderada, S_2 es la de una línea recta que, apoyándose en el extremo de aguas debajo de la corriente, hace que se tengan áreas iguales entre la curva del perfil del cauce y arriba y debajo de dicha línea. Este es un valor razonable.

$$S_2 = \frac{h_2 - h_0}{L_1 - L_0}$$

- ✓ La pendiente equivalente constante, S_3 se calcula como de un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión, de acuerdo con la ecuación de Manning y la velocidad cinemática. El tiempo de recorrido varia en toda la extensión del curso de agua como el reciproco de la raíz cuadrada de las pendientes. Ahora dividiendo el perfil de la corriente en un gran número de trechos rectilíneos, se tiene la raíz cuadrada de la pendiente equivalente constante, la cual es la media armónica ponderada de la raíz cuadrada de las pendientes de los diversos trechos rectilíneos, tomándose como peso la longitud de cada trecho. La media armónica de un conjunto de observaciones x_i con i desde 1 hasta n es igual a:

$$S_3 = \left[\frac{\sum_{i=1}^n l_i}{\sum_{i=1}^n \frac{l_i}{S_i^{1/2}}} \right]^2$$

Para hallar dicho valor se puede preparar un cuadro como:

COTAS ENTRE CURVAS DE NIVEL mmsm	DIFERENCIA DE COTAS OBSERVADA m	DISTANCIA HORIZONTAL ENTRE COTAS m	DISTANCIA INCLINADAS ENTRE COTAS m	DISTANCIA INCLINADAS ACUMULADAS m	PENDIENTE POR SEGMENTO Si	$\sqrt{S_i}$	$\frac{l_i}{S_i^{1/2}}$
1	2	3	4	5	6	7	8

En dependencia de la pendiente del cauce principal, esta se puede clasificar como:

TABLA 8. Clases de valores de pendiente del cauce principal (m/m)

Rangos de pendiente	Clases
0.01 - 0.05	Suave
0.06 - 0.11	Moderada
0.12 - 0.17	Fuerte

Fuente: Marco metodológico del MTI

2.1.1.3.7 Rectángulo equivalente

Este índice es introducido para poder comparar la influencia de las características de la cuenca sobre la escorrentía. La característica más importante del rectángulo equivalente es que tiene igual distribución de alturas que la curva hipsométrica original de la cuenca.

Se construye un rectángulo equivalente de área igual a la de la cuenca, tal que el lado menor sea “l” y el lado mayor “L”. Se sitúan las curvas de nivel paralelas a “l”, respetando la hipsometría natural de la cuenca. El perímetro y el área de la cuenca deberá ser igual al perímetro y área del rectángulo equivalente, o sea: $A = Ll$ y $P = 2(L + l)$, donde la longitud mayor del rectángulo equivalente es correspondiente + y – corresponde a la longitud menor:

$$L = \frac{\frac{P}{2} \pm \sqrt{\frac{P^2}{4} - 4A}}{2}$$

Admitiendo solución real para cuando $I_c \geq 1.12$:

$$L = \frac{I_c \sqrt{A}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{\left(1 - \frac{(1.12)^2}{I_c^2} \right)} \right]$$

Dónde: L - Lado mayor del rectángulo equivalente en (km), l - Lado menor del rectángulo equivalente (km), A - El área de la cuenca (km²), P- Perímetro de la cuenca (km), I_c - Índice de compacidad.

2.1.2 Características de redes de ríos y drenaje de cuencas

2.1.2.1 Orden de corriente

La Orden de Corrientes es un indicador del grado de bifurcación en la cuenca, o sea, toda corriente grande tiene afluentes importantes, cada uno de los cuales cuenta con sus propios afluentes, y así sucesivamente, hasta que finalmente se

llega a los últimos ramales que no tienen afluentes. Por regla general, cuanto mayor es la corriente, tanto mayor es el número de ramificaciones o bifurcaciones. Es conveniente clasificar las corrientes según el número de bifurcaciones de los afluentes.

TABLA 9. Clases de orden de corriente

Rango de ordenes	Clases de orden
1 - 2	Bajo
2 - 4	Medio
4 - 6	Alto

Fuente: Marco metodológico del MTI

2.1.2.2 Densidad de drenaje

Nos da la idea de la permeabilidad de los suelos y de la vegetación, y se define como la longitud total de corrientes por el área total de la cuenca, o sea:

$$D_d = \frac{\sum L_{ij}}{A}$$

Dónde: D_d – Densidad de drenaje, L_{ij} – Longitud total de corrientes (km), A – Área de la cuenca (km²)

La siguiente tabla muestra las clases de densidad de drenaje.

TABLA 10. Clases de densidades de drenaje

Rangos de densidad	Clases
0.1- 1.8	Baja
1.9 - 3.6	Moderada
3.7 - 5.6	Alta

Fuente: Marco metodológico del MTI

2.1.2.3 Número de escurrimientos

Es la cantidad de afluentes naturales de la cuenca. Un mayor número de escurrimientos o canales proporciona un mejor drenaje de la cuenca y, por tanto, favorece el escurrimiento.

Horton encontró empíricamente que la relación de bifurcación R_B , o relación del número N_i de canales de orden i y el número N_{i+1} de canales de orden $(i+1)$, es relativamente constante de un orden a otro, o sea, que la Relación de Bifurcación:

$$R_B = \frac{N_i}{N_{(i+1)}}$$

Los valores de escurrimiento se han agrupado en la siguiente tabla:

TABLA 11. Clases de valores escurrimientos

Rangos de Escurrimientos	Clases
0 - 17	Bajo
17 - 34	Medio
34 - 51	Alto

Fuente: Marco metodológico del MTI

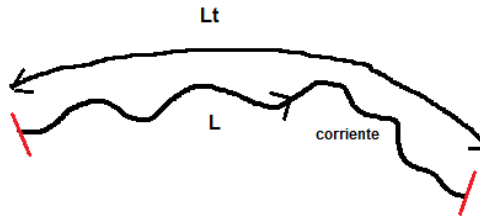
2.1.2.4 Sinuosidad de las corrientes

Es la relación entre la longitud del río principal medida a lo largo de su cauce, y su longitud del valle del río principal medida en la línea curva o recta.

$$S = \frac{L}{L_t}$$

Dónde: L – Longitud del río principal a lo largo del cauce (km), L_t – Longitud del río principal en la línea curva o recta del cauce (km)

FIGURA 3. Longitud de río



Fuente: Marco metodológico del MTI

Este parámetro da una medida de la velocidad de la esorrentía del agua a lo largo de la corriente. Un valor de S menor o igual a 1.25 indica una baja sinuosidad. Se define entonces como un río con alineamiento recto.

2.1.3 Otros parámetros

2.1.3.1 Tiempo de concentración (T_c)

Tiempo requerido por una gota de agua para fluir desde el punto más remoto en la cuenca hasta el punto de interés. Depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y la velocidad que adquiere. En este caso, para determinar el tiempo de concentración, se abordará la fórmula propuesta por el Ing. Eduardo Basso, el método del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano (PHCA).

$$T_c = 0.0041 * \left(\frac{3.28L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

Dónde: T_c – Tiempo de concentración (min), L – Longitud del cauce principal de la subcuenca (m), S – Pendiente de la subcuenca (m/m)

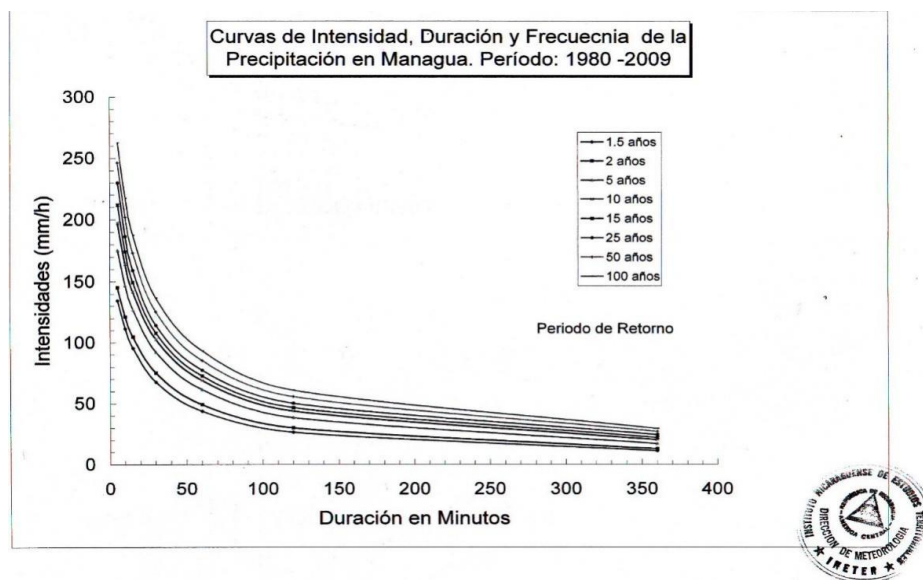
2.1.4 Características meteorológicas de la cuenca

2.1.4.1 Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)

Las curvas IDF relacionan las intensidades máximas de la lluvia con su duración y periodo de retorno. Estas curvas permiten tener un conocimiento de la variación de las características de la intensidad de la precipitación con respecto a su frecuencia

de incidencia y a su duración. No resulta económico diseñar ciertas estructuras componentes de un sistema de drenaje longitudinal, tales como cunetas, usando los registros de precipitación históricos más intensos. En este sentido se realizan análisis para estimar el caudal óptimo para lo cual conviene establecerlas. En resumen, no se busca una protección absoluta sino una protección contra aguaceros tipo, de probabilidad determinada. La probabilidad de diseño (p) así escogida se transforma a periodo de retorno (T), conociendo que la probabilidad (en %) es el inverso del periodo de retorno multiplicado por 100.

GRÁFICA 4. Curvas de intensidad, duración y frecuencia de la precipitación en Managua. Periodo: 1980-2009



Fuente: Marco metodológico del MTI

2.1.5 Hietograma de diseño: Método del bloque alterno

Un hietograma es un gráfico que representa la variación de la precipitación en función del tiempo.

El método de bloques es un método simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de (IDF).

El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempos sucesivos de duración Δt sobre una duración total.

$$T_d = n * \Delta t$$

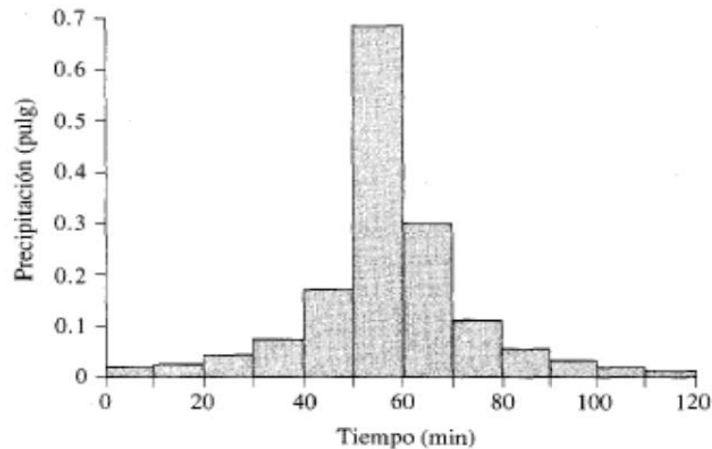
Donde:

T_d : Duración total de precipitación (min)

n: Intervalos de tiempos sucesivos de precipitación

Δt : Duración de intervalos de tiempos sucesivos de precipitación (min)

GRÁFICA 5. Hietograma de diseño



Fuente: Marco metodológico del MTI

2.1.5.1 Cambio climático

El cambio climático tiene un efecto significativo sobre el drenaje en las carreteras, dicho efecto proviene del aumento de precipitaciones extremas que son las que se utilizan para el cálculo de las estructuras de drenaje.

Aplicación del factor de cambio climático (KCC) en cálculos hidrológicos

La intensidad obtenida se multiplicará por el coeficiente corrector, propio de cada estación, para incluir los efectos del cambio climático obteniéndose una nueva

intensidad. La intensidad de cálculo contemplando los efectos del cambio climático se calcula con la siguiente ecuación:

$$I_{cc} = I \times K_{cc}$$

Donde:

I_{cc} : intensidad modificada por el efecto del cambio climático, mm/hr

I : intensidad, mm/hr

K_{cc} : coeficiente de cambio climático correspondiente a la estación

TABLA 12. Coeficientes de cambio climático de la estación San Isidro

Estación	Tr	Kcc		
		P50	P70	P90
San Isidro	2	1,08	1,13	1,19
Codigo: 69132	5	1,07	1,12	1,18
Tipo: AG	10	1,10	1,14	1,22
12°54´48" Lat N	15	1,12	1,18	1,28
86°11´30" Long W	25	1,15	1,24	1,38
Elev: 480	50	1,23	1,35	1,56
	100	1,32	1,48	1,81

Fuente: Guía metodológica, hidrotecnia vial incorporando la adaptación al cambio climático, MTI 2017, anexo 1

2.1.6 Información de las características del suelo

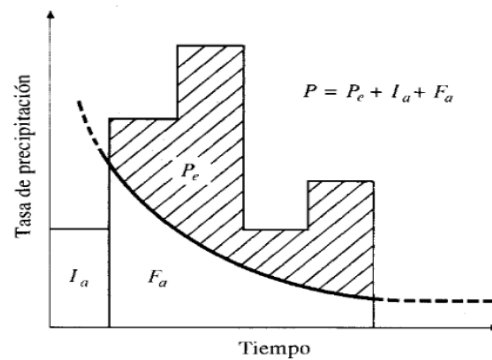
2.1.6.1 Método del Servicio de Conservación de Suelo de los Estados Unidos (SCS) para la abstracción

Las abstracciones o pérdidas es la diferencia que existe entre la profundidad de precipitación que se observa y la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa. Estas pérdidas se refieren fundamentalmente al agua absorbida por infiltración. La profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar

después que escorrentía inicia. La profundidad adicional de agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a una retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$.

GRÁFICA 6. Variables en el método de abstracciones

AGUA SUPERFICIAL



Fuente: Marco metodológico del MTI

Estas variables son: I_a : abstracción inicial, P_e : exceso de precipitación, F_a : abstracción continuada, P : precipitación total.

La hipótesis del SCS consiste en que las relaciones de dos cantidades reales y dos cantidades potenciales son iguales, es decir:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a}$$

Del principio de continuidad:

$$P = F_a + P_e + I_a$$

Resolviendo las ecuaciones anteriores para P , se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

La cual es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa utilizando el método SCS. El SCS desarrolló una relación empírica obtenida a través del análisis de muchos resultados entre la y S.

$$I_a = 0.2S$$

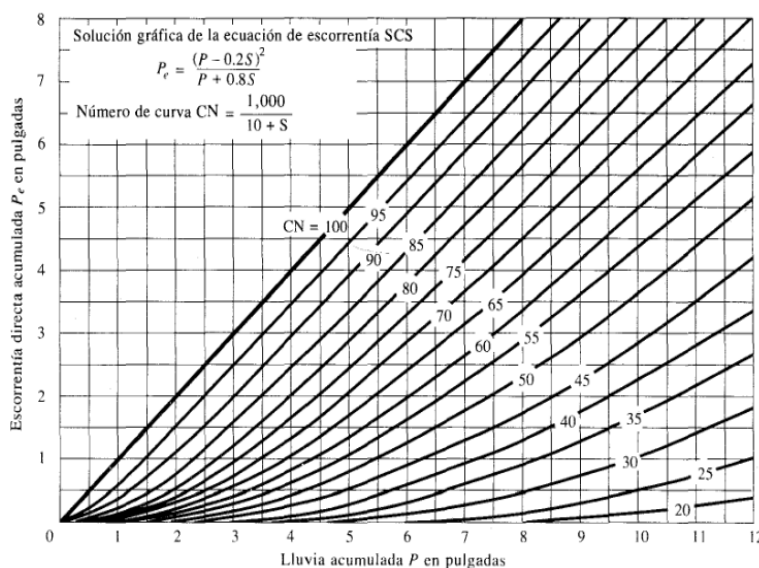
De esto se obtiene:

$$\frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$$

2.1.6.2 Método del número de curva (CN)

El SCS mediante el Número de Curva (CN) estima el exceso de precipitación en función de la precipitación acumulada, la cobertura del suelo, uso del suelo y la humedad antecedente. Esta técnica denominada CN del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos se basa en las características que posee cada tipo de suelo, registrado en el SCS con respecto a su capacidad de drenaje, a su vez nos permite la determinación del coeficiente de escorrentía sin medir está directamente. Para estandarizar esta información el SCS definió un número adimensional de CN que se encuentra en los rangos de $0 \leq CN \leq 100$, en el cual el 100 indica que la superficie es impermeable o es un cuerpo de agua, y para el resto de las superficies naturales el $CN < 100$.

GRÁFICA 7. Solución de la Ecuación de escorrentía del SCS.



Fuente: Marco metodológico del MTI

El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Donde S se encuentra en pulgadas, los números de curva que se mostraron en la gráfica anterior se aplican para condiciones antecedentes de humedad (AMC, por sus siglas en inglés) normales (AMC II), para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse por:

$$CN_I = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)}$$

$$CN_{III} = \frac{23CN(II)}{10 - 0.13CN(II)}$$

TABLA 13. Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracción de lluvia del SCS

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación inactiva	Estación de crecimiento
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Fuente: Soil Conservation Service. 1972, tabla 4.2. p. 4.12

En la tabla se muestra el rango para las condiciones antecedentes de humedad para cada clase. Los números de curvan han sido tabulados por el servicio de conservación de suelos con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra se definen cuatro grupos de suelos:

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

- Grupo C: Margas arcillosos, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcillas.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Los valores de CN para varios tipos de uso de tierra en estos tipos de suelos se dan en la tabla 2. Para una cuenca hecha de varios tipos de suelos y con diferentes usos de tierra, se pueden calcular un CN compuesto.

TABLA 14. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0.2S$)

Descripción del uso de la tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación con tratamientos de conservación		72	81	88	91
		62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres condiciones óptimas		68	79	86	89
		39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas		30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena ²		45	66	77	83
		25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%		39	61	74	80
		49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)		89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)		81	88	91	93
Residencial ³ :					
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵		98	98	98	98
Calles y carreteras:					
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁵		98	98	98	98
grava		76	85	89	91
tierra		72	82	87	89

1 Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap. 9

2 Una buena cubierta está protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.

3 Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.

4 Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.

5 En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

Fuente: Hidrología aplicada, Chow, Maidment & Mays, 1994, tabla 5.5.2, pag. 154

El tiempo de retardo correspondiente a cada subcuenca está dada por la siguiente ecuación:

$$Lag\ time = \frac{l^{0.8} \times (s + 1)^{0.7}}{1900 \times y^{0.5}}$$

Dónde:

Lag time: tiempo de retardo (hr)

y: pendiente de la cuenca en %

S: capacidad de retención de agua máxima

L: longitud hidráulica de la cuenca (ft)

CN: número de curva de la subcuenca

2.1.6.3 Hidrograma unitario del SCS

El SCS propuso un parámetro el modelo del hidrograma unitario (UH) el modelo se basa en los promedios de hidrogramas unitarios derivados de precipitaciones pluviales y escorrentía observado en numerosas cuencas agrícolas de todo el territorio de los Estados Unidos. El hidrograma adimensional SCS es un hidrograma unitario sintético en el cual se expresa por la relación del caudal q con respecto al caudal pico Q_p y el tiempo por relación del tiempo t con respecto de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario T_p . Dado el caudal pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma unitario se puede estimar a partir del hidrograma sintético adimensional para la cuenca dada. En base a la experiencia obtenida a través de la revisión de una gran cantidad de hidrogramas unitarios el SCS sugiere que el tiempo de recesión puede aproximarse como $1.67 T_p$. Puesto que el área bajo el hidrograma unitario debería ser igual a una escorrentía directa de 1 cm, se puede demostrar que:

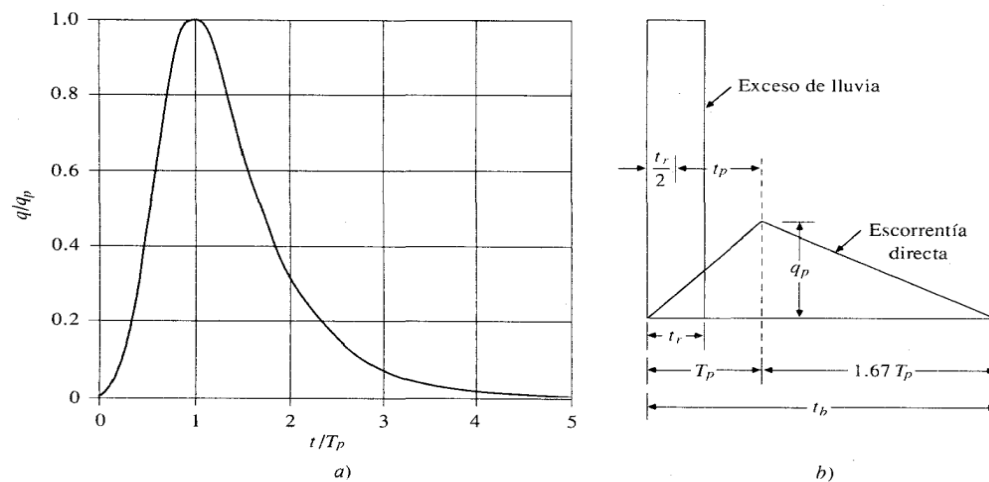
$$q_p = \frac{CA}{T_p}$$

Dónde: C – Constante de conversión (2.08 en el sistema internacional SI), A – Área de drenaje (km²)

Adicionalmente de muchos estudios realizados en cuencas rurales grandes y pequeñas indica que el tiempo de retardo $t_p = 0.6T_c$, donde T_c es el tiempo de concentración de la cuenca. Como se muestra en la siguiente gráfica, el tiempo de ocurrencia del pico T_p , puede expresarse en términos del tiempo de retardo t_p y de la duración de la lluvia t_r .

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p$$

FIGURA 4. Hidrogramas unitarios sintéticos del Soil Conservation Service. a) Hidrograma adimensional y b) Hidrograma unitario triangular



Fuente: Chow, Maidment & Mays, 1994, figura 7.7.4, pag. 237

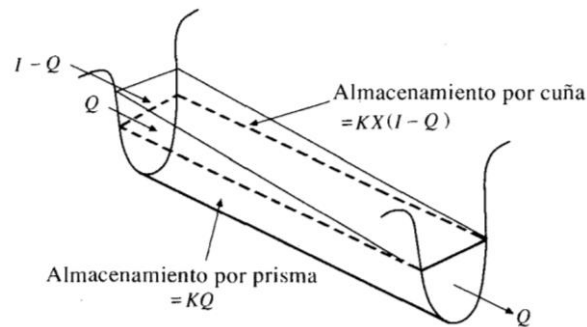
El hidrograma adimensional de la gráfica anterior puede convertirse a las dimensiones requeridas multiplicando los valores del eje horizontal por T_p y los del eje vertical por q_p , alternatively el hidrograma unitario triangular puede graficarse con $t_b = 2.67 T_p$, esto verifica la profundidad de escurrentía directa es igual a 1 cm.

2.1.7 Método del tránsito de avenida

El tránsito de avenidas es la técnica hidrológica utilizada para calcular el efecto de almacenamiento de un canal sobre la forma y movimiento de una onda de avenida

El método Muskingum es un método de tránsito hidrológico que se usa comúnmente para manejar relaciones caudal-almacenamiento variables. Este modelo de almacenamiento volumétrico de creciente en un canal de un río mediante la combinación de almacenamiento de cuña y prisma (ver figura). Durante el avance de la onda de creciente, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña

FIGURA 5. Almacenamientos por prisma y por cuña en un tramo de canal



Fuente: Hidrología aplicada, Chow, Maidment & Mays, 1994, figura 8.4.1, pag. 264

La aplicación del método de tránsito de avenidas en la variante de Muskingum (modelo de almacenamiento) se realiza de la siguiente forma: Para el cálculo de los hidrogramas de salida se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

Donde:

O_2 : Caudal de salida al momento del tránsito


I_2 : Caudal de entrada al momento del tránsito

O_1 : Caudal de salida un instante antes del tránsito


I_1 : Caudal de entrada un instante antes del tránsito

C_0, C_1, C_2 : Coeficientes de rugosidad del cauce.

- Cálculo de los parámetros del tránsito

 Longitud de tránsito;

Distancia que se mide desde un punto de control a otro punto de control consecutivo sobre el río principal.

 Velocidad de tránsito:

El primer tránsito que se realice es igual a la velocidad de flujo:

$$V_c = V_{t1} = \frac{L_t}{T_t}$$

Dónde:

V_{t1} : Tiempo tránsito de la sub-cuenca que se transita.

L_t : Longitud del tránsito, o sea, la longitud del río de la sub-cuenca que se transita.

T_t : Tiempo de tránsito de la sub-cuenca.

Cuando no es el primer tránsito, se calcula como:

$$V_{t2} = \frac{V_{t1} + V_{c2}}{2}$$

Donde:

V_{t2} : Velocidad de tránsito de la sub-cuenca que se transita.

V_{t1} : Velocidad de tránsito de sub-cuenca anteriormente transitada.

V_{c2} : Velocidad de la sub-cuenca que se transita.

Para las demás velocidades del resto de la sub-cuencas se sigue el mismo procedimiento, siempre aplicando promedio aritmético.

✚ Tiempo de retardo (k):

Es el tiempo de viaje del pico de la avenida a lo largo del tramo.

$$K = \frac{L}{V_t}$$

Dónde:

K: Tiempo de retardo

L: Distancia entre dos puntos de control consecutivo

V_t: Es la velocidad de tránsito de la sub-cuenca que se transita.

➤ Cálculo de los coeficientes del cauce:

$$C_0 = \frac{kx - 0.5t}{k - kx + 0.5t} ; \quad C_1 = \frac{kx + 0.5t}{k - kx + 0.5t} ; \quad C_2 = \frac{k - kx - 0.5t}{k - kx + 0.5t}$$

Dónde:

X: Factor adimensional de amortiguamiento igual 0.2 para cauces.

t = 0.5t_c.

Las demás variables ya fueron mencionadas anteriormente.

2.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO

2.2.1 Consideraciones para el diseño

2.2.1.1 Topografía

Las secciones transversales se ubicarán a una distancia del puente aproximadamente igual a una vez su longitud total o donde se estime que el puente no interfiere más sobre el flujo tanto hacia aguas arriba como aguas abajo.

Se recomienda que el levantamiento topográfico debería integrar la composición que existe, niveles de agua recientes, marcas de agua en la composición que existe,

toma del perfil longitudinal del curso natural, secciones transversales del curso natural espaciados no superior a 0.5 veces el ancho del cauce primordial del curso natural y otros puntos y/o singularidades de relevancia para el análisis hidráulico, teniendo presente además la manera irregular que principalmente muestran las secciones transversales de los cauces naturales, el levantamiento topográfico tendrá que representar el área en análisis correctamente de tal forma que posibilite detectar aspectos elevados, bajos e irregularidades del lecho como islotes, regiones de depresión similares a socavación, etcétera.

2.2.1.2 Muestreo y características del cauce

El propósito del muestreo y caracterización del material del lecho es la decisión del tamaño representativo que englobe todo el espectro de tamaños presentes en él. El muestreo del material de cauce tendrá que ser representativo, para establecer su gravedad específica y estudio granulométrico. Las muestras del material del cauce tienen que ser tomadas por lo menos en 4 puntos de vista, 2 en el eje del puente, y a 0.5B y B metros aguas arriba, donde B es el ancho promedio del flujo de agua. La medida usada para el cálculo de la socavación en cauces naturales habitualmente es el D50 de todo el reparto granulométrico, usualmente considerado como el diámetro representativo de todo el reparto.

2.2.1.3. Coeficiente y rugosidad del cauce general

Se estima por el método de Chow 1959 o del mismo programa HEC-RAS 10.2, para el cual se utiliza la información recopilada en el campo del tipo de material que compone el cauce, taludes y márgenes de los cauces, así como también del tipo de vegetación y otros componentes que inciden en la resistencia del canal al flujo.

A partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrolló un procedimiento para estimar el valor de n . Mediante este procedimiento el valor de n puede calcularse por:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5$$

Dónde:

n_0 : Valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados.

n_1 : Valor que debe agregarse al n_0 para corregir el efecto de la rugosidad superficial.

n_2 : Es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal.

n_3 : Valor para considerar las obstrucciones.

n_4 : Considera la vegetación y condiciones de flujo.

m_5 = Factor de corrección.

Para la selección de estos valores ver la siguiente tabla:

TABLA 15. Determinación del coeficiente de rugosidad (n): Método de Cowan

Condiciones del canal		Valores		Canal principal	Margenes	
					Izquierda	Derecha
Material	Tierra	n0	0.02	0.025	0.028	0.028
	Roca		0.025			
No Basica	Grava fina		0.024			
	Grava gruesa		0.028			
Grado de irregularida en las paredes del fondo	Suave	n1	0	0.005	0	0
	Menor		0.005			
	Moderado		0.01			
	Severo		0.02			
Variacion de la seccion transversal del canal	Gradual	n2	0	0	0	0
	Ocasional		0.005			
	Frecuente		0.010 a 0.015			
Efecto relativo a las obstrucciones	Despreciables	n3	0.000 a 0.005	0	0	0
	Menor		0.010 a 0.015			
	Apreciable		0.020 a 0.025			
	Severo		0.040 a 0.065			
Vegetacion	Despreciables	n4	0.005 a 0.010	0.005	0.015	0.015
	Menor		0.010 a 0.025			
	Apreciable		0.025 a 0.050			
	Severo		0.050 a 0.100			
ns= n0 + n1 + n2 + n3 + n4		ns		0.035	0.043	0.043
Grado de meandrosidad	Menor	ms	1	1	1	1
	Apreciado		1.15			
	Severo		1.3			
n= ns * ms				0.035	0.043	0.043

Fuente: Open channel hydraulics. V.T. CHOW, 1959, p. 109

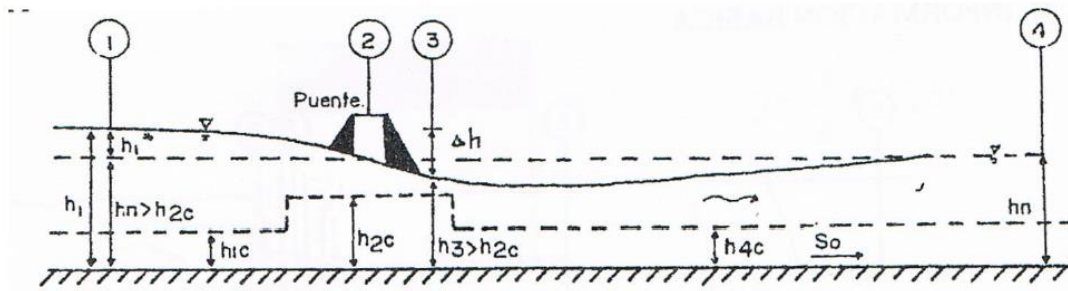
2.2.2 Parámetros hidráulicos del diseño de un puente

2.2.2.1 Flujo bajo

El tipo de flujo del puente Petaquilla encaja en esta categoría, por lo que los diferentes tipos de flujos bajos se especificarán de manera más detallada a continuación:

Flujos tipo A: Este tipo de flujo se da cuando la superficie del agua a través del puente es completamente sub-crítico y por lo tanto los tirantes de agua son siempre mayores que la profundidad crítica. (Ver figura 1 en anexos).

FIGURA 6. Flujo tipo A (Subcrítico)

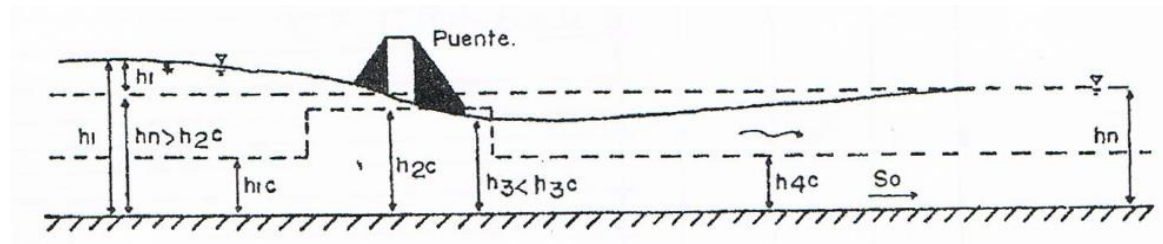


Fuente: Universidad del Cauca, 2010, figura 2.3, p. 2.11

Flujo tipo B: Existe cuando los perfiles son sub-crítico o supercríticos. Para ambos perfiles, el flujo tipo B ocurre cuando los perfiles pasan por la profundidad crítica en la sección contraída del puente.

Flujo tipo B1: Este se caracteriza porque los tirantes de agua fuera de la sección contraída siempre son mayores que el crítico, pasando el flujo por tirante crítico en el estrechamiento. Por lo tanto, la superficie del agua hacia aguas arriba del estrechamiento, y por ende el remanso, se vuelven independiente de las condiciones aguas debajo de la contracción (Ver figura 2 en anexos).

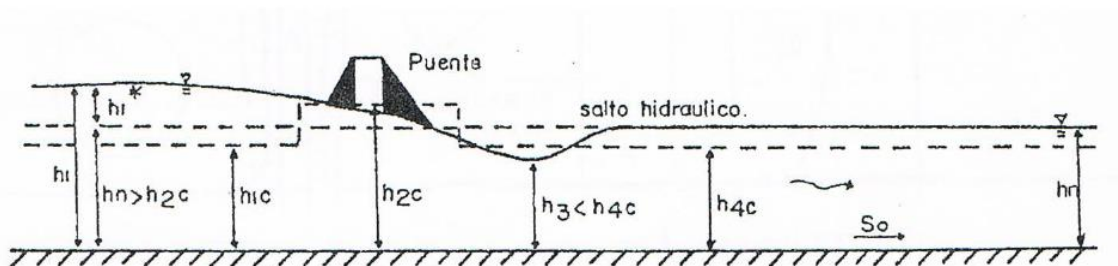
FIGURA 7. Flujo tipo B1 (Paso por flujo crítico)



Fuente: Universidad del Cauca, 2010, figura 2.3, p. 2.11

Flujo tipo B2: Este tipo de flujo presenta un pequeño salto hidráulico aguas debajo de la sección contraída debido a que el tirante normal del agua hacia aguas abajo es mayor que el tirante crítico a la salida del estrechamiento y a que el tirante en la sección contraída es menor que el tirante crítico. El flujo pasa de supercrítico en la sección contraída a sub-crítico en la sección de aproximación (Ver figura 3 en anexos).

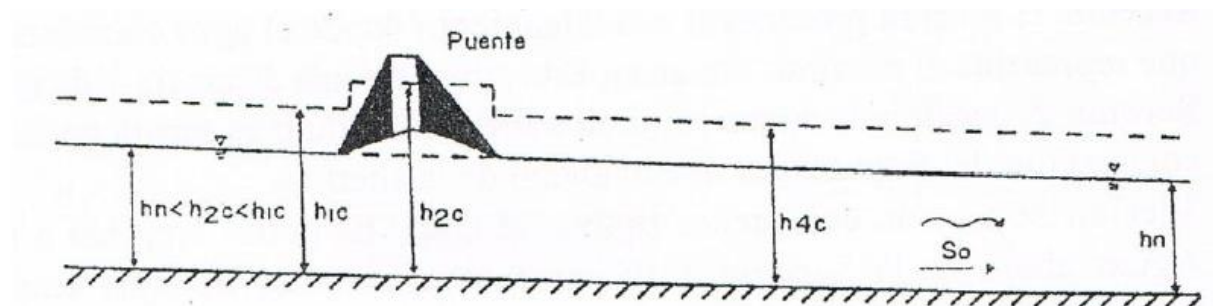
FIGURA 8. Flujo tipo B2 (Paso por el flujo crítico)



Fuente: Universidad del Cauca, 2010, figura 2.3, p. 2.11

Flujo tipo C: Este tipo de flujo existe cuando la superficie del agua a través del puente es completamente supercrítica. En este caso, los tirantes de agua siempre son menores que el crítico.

FIGURA 9. Flujo tipo C (Supercrítico)



Fuente: Universidad del Cauca, 2010, figura 2.3, p. 2.11

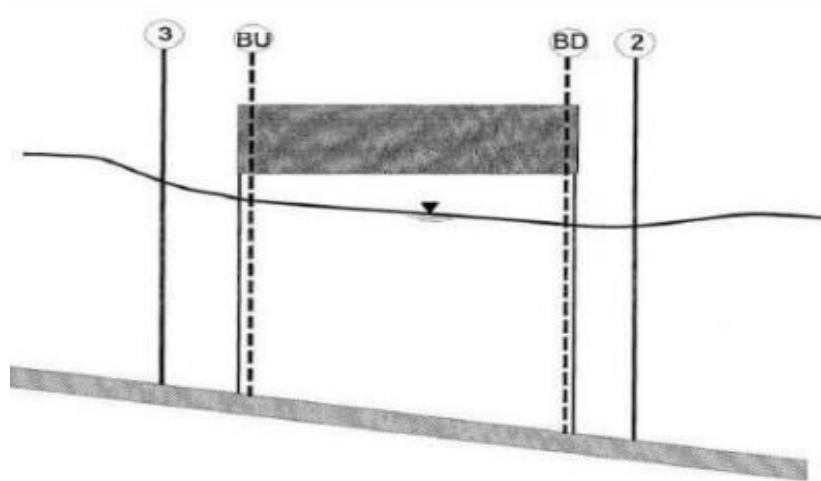
2.2.2.1.1 Método de paso estándar

Uno de los procedimientos accesibles para calcular las pérdidas por medio del puente (entre la parte 3-2, ver figura 1) es la ecuación de la energía. Este procedimiento está con base en tratar al puente de la misma forma que una parte

transversal de un río natural, excepto la zona del puente por abajo del área del agua se resta del área total, y el perímetro mojado se incrementa una vez que el agua está en contacto con el área de la estructura del puente.

Como se ha descrito anteriormente, el programa formula dos secciones transversales dentro del puente combinando la información sobre el terreno de las secciones 2 y 3 con la geometría del puente. Como se muestra en la figura 6, estas secciones transversales se denominarán secciones BD (puente aguas abajo) y BU (puente aguas arriba).

FIGURA 10. Sección transversal cerca y dentro del puente



Fuente: US Army of Engineering Corps, 2016, figura 5-3, p. 5-10

2.2.2.1.2 Método de Momentum

El procedimiento de momentum se fundamenta en hacer un equilibrio de instante a partir de la parte transversal 2 hasta la parte transversal 3. La igualdad de momentum se hace en 3 fases. El primer paso es hacer un equilibrio de instante a partir de la parte transversal 2 hasta la parte transversal BD dentro del puente. La ecuación para este equilibrio de momentum es la siguiente:

$$A_{BD}\bar{Y}_{BD} + \frac{\beta_{BD}Q_{BD}^2}{gA_{BD}} = A_2\bar{Y}_2 + \frac{\beta_2Q_2^2}{gA_2} - F_f - W_X$$

Dónde:

A_2 , A_{BD} : Áreas de flujo activo en la sección (2) y BD respectivamente

A_{p2} : Área de obstrucción de la pila al lado aguas abajo

Y_2 , Y_{BD} : distancia vertical de la superficie de agua a el centro de gravedad del área de flujo A_2 y A_{BD} respectivamente.

Y_{p2} : distancia vertical de la superficie de agua a el centro de gravedad del área mojada de la pila aguas abajo

β_2 , β_{BD} : Coeficiente de velocidad para la ecuación del momento

Q_2 , Q_{BD} : Descarga

G : aceleración gravitacional

F_f : Fuerza debido a la fricción

W_x : Fuerza debido al peso del agua en la dirección del flujo

El segundo paso es realizar un balance de momento de BD a BU (ver figura 3) la ecuación de esta etapa es:

$$A_{BU}\bar{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU}Q_{BU}^2}{gA_{BU}} = A_{BU}\bar{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BD}Q_{BD}^2}{gA_{BD}} - F_f - W_x$$

El tercer paso es realizar un balance de momento de BU a la sección transversal 3 la ecuación de esta etapa seria:

$$A_3\bar{Y}_3 + \frac{\beta_3Q_3^2}{gA_3} = A_{BU}\bar{Y}_{BU} + \frac{\beta_{BU}Q_{BU}^2}{gA_{BU}} + \frac{1}{2}C_d \frac{A_{p3}Q_3^2}{gA_3} - F_f - W_x$$

Dónde

C_d : Coeficiente de arrastre para el flujo que circula alrededor de las pilas.

2.2.3 Socavación

2.2.3.1 Socavación general

2.2.3.1.1 Método de cálculo de la socavación por contracción

Se produce en el lecho móvil o en agua clara dependiendo de si hay o no transporte de sedimentos desde aguas arriba, por lo que hay que compararla velocidad media del flujo con la velocidad crítica para transporte de sedimentos.

Se usa una versión modificada de la ecuación de Laursen de 1960 (HEC-5.0.7, 1993, 1995 y Laursen E. M.,1960). La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

En el primer caso, es decir cuando se da en el lecho móvil se determinará a través de la siguiente ecuación:

$$\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{\frac{6}{7}} * \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{K_1}$$

Dónde:

Hs: profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación. (m)

h₁: profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos aguas arriba del puente.

h₂: profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la sección contraída del puente antes de la socavación. Puede usarse h₁ en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hueco de socavación es rellenado por sedimentos.

Q₁: caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m³ /s)

Q₂: caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m³ /s)

B₁: ancho del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba que transportan sedimentos (m)

B₂: ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída sustrayendo el ancho de las pilas (m)

K₁: exponente función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad cortante aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.

El exponente K₁, se calcula a través de la siguiente expresión y uso de la tabla 13 adjunta:

$$V = \sqrt{g * h_1 * I_1}$$

Dónde:

V: velocidad cortante en el cauce principal (m/s)

W: velocidad de caída para D50. Ver gráfico 7. (m/s)

G: aceleración de la gravedad (m/s²)

I₁: gradiente hidráulico en la sección de aguas arriba del puente (m/m)

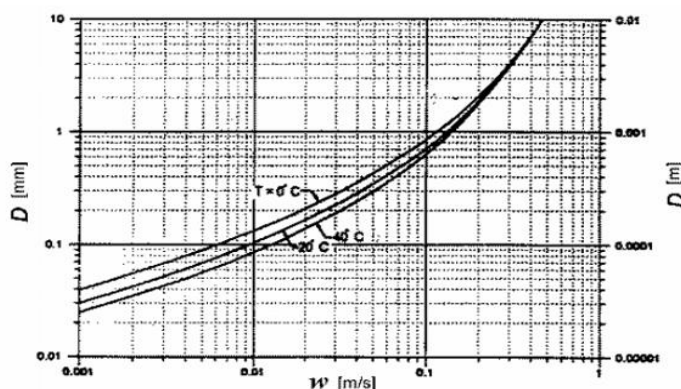
D₅₀: diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

TABLA 16. Exponente K1 en función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad de corte aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho

V/W	K1	Modo de transporte del sedimento del lecho
< 0.5	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.5 a 2.0	0.64	Algo del material del lecho suspendido
> 2.0	0.69	Mucho del material del lecho suspendido

Fuente: Universidad del Cauca, 2010, table 3.2, p. 3.14

GRÁFICA 8. Velocidad de caída (w) para partículas de arena. HEC-5.0.7



Fuente: Universidad del Cauca, 2010, figura 3.2.a, p. 3.15.

En caso de no sea un lecho móvil (aguas claras), se determinará la socavación a partir de esta fórmula:

$$H_s = \left(\frac{n^2 * Q_2^2}{K_s (G_s - 1) D_m * W^2} \right)^{\frac{3}{7}}$$

Dónde:

K_s: parámetro de Shields (0.039)

G_s: gravedad específica del material del lecho (2.65)

n: coeficiente de rugosidad de Manning

D_m : diámetro medio efectivo del material más pequeño del lecho en el cauce o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo. Si no se tienen datos precisos, $D_m = 1.25 D_{50}$

Q_2 : caudal a través del puente o en las laderas sin transporte de sedimentos (m^3/s)

W: velocidad de caída para D_{50} (m/s). Ver gráfico 7.

2.2.3.2 Socavación local en pilas

2.2.3.2.1 Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)

El método se desarrolla en base al análisis de tamaño y análisis de datos de laboratorio de los parámetros que afectan la erosión. Apto para agua limpia y cama móvil. La ecuación es la siguiente:

$$\frac{d_s}{h} = 2.0 K_f K_\phi K_c K_a \left(\frac{a}{h} \right)^{0.65} Fr^{0.43}$$

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene las siguientes condiciones:

$$d_s \leq 2.4a \text{ para } Fr \leq 0.8$$

$$d_s \leq 3.0a \text{ para } Fr > 0.8$$

Cada variable en la fórmula está declarada como:

d_s : profundidad de socavación local (m)

h: profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila (m)

$K_f=K_1$: factor de corrección que tiene en cuenta la forma de la pila

TABLA 17. Factor de corrección por la forma de la pila K_f

Forma de la pila	K_f
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1
Cilíndrica	1
Punta aguda	0.9
Grupo de cilindros	1

Fuente: Universidad del Cauca, 2010, table 3.8, p. 3.37

$K_\phi=k_2$: factor de corrección que tiene en cuenta el ángulo de ataque del flujo

TABLA 18. Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo K_ϕ

Angulo de ataque (°)	$l/a = 4$	$l/a = 8$	$l/a = 12$
0	1	1	1
15	1.5	2	2.5
30	2	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5

Fuente: Universidad del Cauca, 2010, table 3.9, p. 3.37

$K_c=K_3$: factor de corrección por la forma del lecho (Usualmente igual a 1.1)

$K_a=k_4$: factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho

TABLA 19. Criterios para adoptar K_a

$D_{50} < 2 \text{ mm}$ o $D_{95} < 20 \text{ mm}$	1
$D_{50} \geq 2 \text{ mm}$ o $D_{95} \geq 20 \text{ mm}$	$0.4(V_R)^{0.15}$

Fuente: Universidad del Cauca, 2010, table 3.11, p. 3.38

a : ancho de la pila (m)

V : velocidad media del flujo directamente aguas arriba de la pila (m/s)

F_r : número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila.

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g * h}}$$

Cuando el ángulo de ataque es inferior a 5 °. En el otro caso, K_ϕ es dominante en ángulos mayores, por lo que K_f debe ser igual a 1.0. K_f debe usarse solo en las siguientes situaciones: Las condiciones de flujo afectan a toda la longitud de la chimenea porque En otros casos, la corrección puede ser menor.

Si l/a es mayor que 12, el valor correspondiente a $l/a = 12$ se utiliza como valor máximo. El factor de corrección K_a reduce la profundidad de erosión Para el fregado de inducidos de materiales del lecho con D_{50} mayor o igual a 2 mm o D_{95} mayor o igual a 20 mm ($D_{50} \geq 0.002\text{m}$ o $D_{95} \geq 0.02\text{m}$), el valor mínimo de K_a es 0.40. El factor K_a es función de V_r y su cálculo se realiza de acuerdo con la siguiente expresión:

$$V_r = \left[\frac{V_1 - V_{icD50}}{V_{icD50} - V_{icD95}} \right] > 0, a \text{ la vez } V_{icDx} = 0.645 \left[\frac{Dx}{a} \right]^{0.053} V_{cDx}$$

$$\text{por ultimo, } V_{cDx} = 6.19h^{\frac{1}{6}}D_x^{\frac{1}{3}}$$

Dónde:

V_r : Relación de velocidad

V_1 : Velocidad de aproximación justo aguas arriba de la pila (m/s)

V_{icDx} : La velocidad de aproximación (m/s) requerida para limpiar partículas de sedimento con un tamaño de partícula de D_x en el sedimento.

V_{icD95} : cuando el tamaño de la cama es D_{95} , la velocidad de aproximación requerida para iniciar el socavado en el pilote (m/s).

V_{icD50} : cuando el tamaño del material del lecho es D_{50} (m/s), la velocidad de aproximación requerida para comenzar a enjuagar el pilote.

V_{cDx} : la velocidad crítica para iniciar el movimiento de partículas con el tamaño de D_x Material del lecho (m/s).

V_{cD50} : Velocidad crítica de partículas de tamaño D_{50} del material del lecho de partida (m/s).

a : ancho del pelo (m).

D_x : el tamaño de partícula más fino del x porcentaje del material del lecho (m).

h : profundidad del agua aguas arriba del pilote, excluida la socavación local (m).

2.2.3.3 Socavación en los estribos

2.2.3.3.1 Método de Froehlich

Según los resultados logrados por Froehlich, concluyó que su ecuación: “se basa en estudio dimensional y en estudio de regresión de datos de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil”.

HEC-18 (1993) ofrece su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce primordial o no y para flujo concentrado en el cauce primordial o combinado con flujo sobre las regiones de inundación.

$$\frac{d_s}{h_e} = 2.27 * K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0.43} F_r^{0.61} + 1$$

Dónde:

d_s : profundidad de socavación (m)

h_e : profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m)

K_f : coeficiente que depende de la forma del estribo.

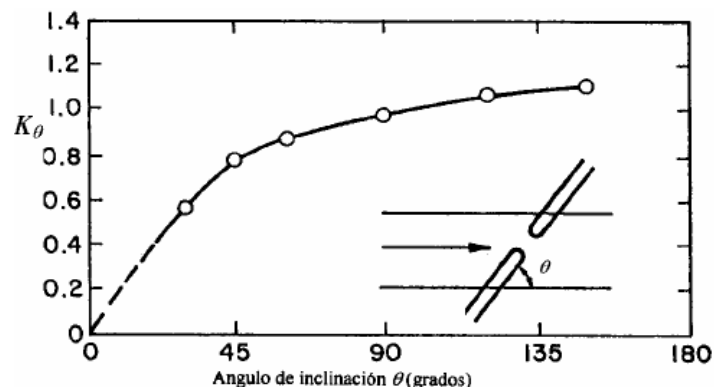
Tabla 20. Valores del coeficiente de la forma del estribo K_f

Descripcion	K_f
Estribo con pared vertical	1
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Fuente: Us Army Of Engineering Corps, 2016, tabla 10-4, p. 10-11

K_θ : coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo. Figura 11.

FIGURA 11. Factor de corrección para el ángulo de ataque del flujo en el estribo.



Fuente: Universidad del Cauca, 2010. Figura 3.31, p. 73

L : longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (m)

Fr_e : número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo

En esta ocasión, para determinar Fr_e se debe emplear la siguiente fórmula:

$$Fr_e = \frac{V_e}{\sqrt{g * h_e}}$$

Dónde:

V_e : velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba.

h_e : Altura del fluido obstruido por el estribo (m).

2.2.3.4 Medidas de protección contra la socavación en puentes

Se dispone de diferentes métodos para la protección de puentes contra la erosión, estos sirven para minimizar los efectos de la misma; se pueden clasificar en dos grupos:

1. Medidas de protección hidráulicas: limita la socavación mediante la modificación de las líneas de corriente y la protección del lecho y de las bancas del cauce contra las fuerzas erosivas provocadas por el flujo de la corriente.
2. Medidas de protección estructurales: estas se centran en modificar estructuralmente el puente con el fin de mejorar las condiciones de estabilidad en los cimientos.

Entre las medidas de protección local de un puente para cortar los efectos de la socavación se encuentra:

Protección de puentes en construcción

- Cambio de forma, geometría, orientación y número de pilas de manera que produzcan las mínimas profundidades de socavación.
- Diseño de fundaciones seguras y suficientemente profundas para no requerir de protecciones adicionales.
- Ubicación adecuada del puente que evite modelos adversos del flujo.

Protección de puentes existentes.

- Instalación de enrocados alrededor de pilas y/o estribos.
- Mejoramiento de las condiciones estructurales de la cimentación.
- Construcción de mejoras al cauce.

2.2.3.4.1 Protección contra la socavación local al pie de las pilas

Si los huecos por socavación existentes o previstos son locales y la capacidad de carga de las pilas es suficiente, se pueden proteger las áreas alrededor de las pilas usando alguno de los métodos que se estudian a continuación.

2.2.3.4.1.1 Enrocados

La forma más simple de proteger una pila o estribo es por medio de enrocado. El enrocado a usarse es de tamaño mayor que el que se requiere para proteger cauces con flujo sin obstrucciones.

Para determinar el tamaño necesario de la piedra que debe usarse en el enrocado de las pilas, se recomienda utilizar la ecuación de Isbash por the Federal Highway Administration's Hydraulic Engineering

Para resolver el diámetro medio de la piedra:

$$d_{50} = \frac{0.692(V_{des})^2}{(S_g - 1)2g}$$

Donde:

D_{50} : diámetro medio de la roca, ft (m)

V_{des} : velocidad de diseño para condiciones locales en el muelle, ft/s (m/s)

S_g : gravedad específica de la piedra (normalmente se toma como 2.65)

g : aceleración de la gravedad, 32.2 ft/s² (9.81 m/s²)

Es importante que la velocidad utilizada en la ecuación anterior sea representativa de las condiciones en la proximidad inmediata de la pila del puente, incluyendo la constricción causada por el puente. Si se utiliza la sección transversal o la velocidad media del canal, V_{avg} , entonces debe ser multiplicada por factores que son función de la forma que posea la pila y su ubicación en el canal.

$$V_{des} = K_1 K_2 V_{avg}$$

Si se dispone de una distribución de la velocidad a partir del tubo de corriente o de la salida de la distribución del flujo de un modelo 1-D o directamente de un modelo 2-D, entonces solo se debe utilizar el coeficiente de forma de la pila. La velocidad máxima en el canal activo, $V_{m\acute{a}x}$, se utiliza a menudo ya que el canal podría cambiar y la velocidad alta podría impactar en cualquier pila.

$$V_{des} = K_1 V_{max}$$

Donde:

V_{des} : velocidad local de la pila, ft/s (m/s)

K_1 : factor de forma igual a 1.5 para pilas de punta redonda o 1.7 para pilas de punta cuadrada.

K_2 : factor de ajuste de la velocidad para la ubicación en el canal (varía entre 0.9 para una pila cercana a la orilla en un tramo recto, hasta 1.7 para una pila situada en la corriente principal del flujo alrededor de una curva pronunciada)

V_{avg} : velocidad promedio del canal en el puente, ft/s (m/s)

V_{max} : velocidad máxima en el canal activo, ft/s (m/s)

Una vez establecido el tamaño de diseño, se puede seleccionar una clase de gradación estándar, si los criterios de diseño y las consideraciones económicas lo permiten. Utilizando tamaños estándar, la gradación adecuada puede lograrse seleccionando la siguiente clase de tamaño más grande, creando así una instalación de enrocado ligeramente sobredimensionada pero económicamente

menos costosa. En la siguiente tabla se muestran las gradaciones estándar recomendadas por el Federal Highway Administration's Hydraulic Engineering.

TABLA 21. Tamaño de partículas permitidos mínimo y máximo en pulgadas.

Clase Nominal del enrocado por partícula mediana Diámetro		D ₁₅		D ₅₀		D ₈₅		D ₁₀₀
Class	Size	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Max
I	6in	3.7	5.2	5.7	6.9	7.8	9.2	12
II	9in	5.5	7.8	8.5	10.5	11.5	14	18
III	12in	7.3	10.5	11.5	14	15.5	18.5	24
IV	15in	9.2	13	14.5	17.5	19.5	23	30
V	18in	11	15.5	17	20.5	23.5	27.5	36
VI	21in	13	18.5	20	24	27.5	32.5	42
VII	24in	14.5	21	23	27.5	31	37	48
VIII	30in	18.5	26	28.5	34.5	39	46	60
IX	36in	22	31.5	34	41.5	47	55.5	72
X	42in	25.5	36.5	40	48.5	54.5	64.5	84
Nota: Los tamaños especificados corresponden al ancho de las partículas								

Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, tabla 5.1, p. 5.7.

Es recomendado tener en cuenta los siguientes criterios de construcción:

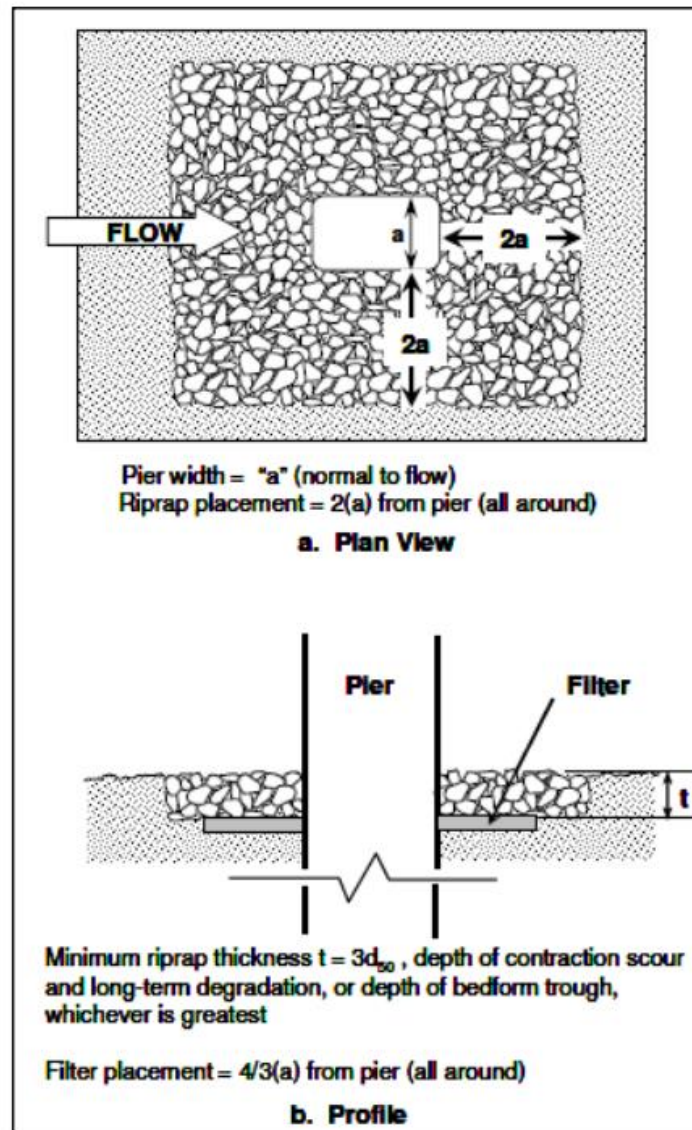
- Extender el ancho del enrocado al menos dos veces el ancho de la pila, medido desde la cara de la pila. La protección debe ser más larga que ancha y las rocas deben reponerse si se presenta socavación. Si el río es angosto se puede colocar el enrocado a través de toda la sección transversal.

- La parte superior del enrocado debe coincidir con la superficie del lecho del cauce y entre más profundo se coloque menos probabilidad existe de que sea movido, pero más difícil será su colocación e inspección.
- El espesor mínimo del enrocado debe ser tres veces el diámetro D50 de la roca.
- En algunos casos, el enrocado se debe colocar sobre un filtro. El filtro no se necesita si el enrocado es bien gradado o si se entierra por debajo del nivel del lecho.
- El tamaño máximo de la roca no debe exceder a dos veces el tamaño medio D50 del material.

Tamaño, forma y gradación

Los métodos de diseño de los enrocados suelen dar un tamaño de piedra requerido que dará lugar a un rendimiento estable bajo las cargas de diseño. Debido a que la piedra se produce y se entrega en una gama de tamaños y formas, el tamaño requerido de la piedra se establece a menudo en términos de un tamaño representativo mínimo admisible. Para la protección contra la socavación de una pila, el diseñador especifica un mínimo d_{50} para la roca que compone el enrocado, indicando así el tamaño para el que el 50% (en peso) de las partículas son más pequeñas. Los tamaños de las piedras también pueden especificarse en términos de peso (por ejemplo, W_{50}) utilizando una relación aceptada entre el tamaño y el volumen, y la densidad conocida (o supuesta) de la partícula.

FIGURA 12. Diagrama de diseño del enrocado para la protección de la pila ante la socavación.



Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 11-15, p. DG11.17

Normalmente se requiere una capa de filtro para el enrocado en los pilares de los puentes. El filtro no debe extenderse debajo del enrocado, sino que debe terminar a $2/3$ de la distancia entre la pila y el borde de la barrera. Si se utiliza un filtro de piedra granular, la capa debe tener un grosor mínimo de 4 veces el d_{50} de la piedra filtrante o 6 pulg (15 cm), lo que sea mayor. Al igual que con el enrocado, el grosor de la capa debe aumentarse en un 50% cuando se coloque bajo el agua.

2.2.3.4.2 Protección contra la socavación local al pie de estribos

El enfoque de diseño preferido es colocar la base del estribo sobre roca resistente a la socavación o sobre cimientos profundos. La tecnología disponible no se ha desarrollado lo suficiente para proporcionar estimaciones de socavación del pilar para todas las condiciones de flujo hidráulico que podrían esperarse razonablemente ocurrir en un pilar. Por lo tanto, se requiere juicio de ingeniería al diseñar cimentaciones para estribos. En muchos casos, los cimientos se pueden diseñar con menos profundidades que las predichas por las ecuaciones cuando están protegidas con enrocado y/o con un banco guía colocado aguas arriba del estribo diseñado, el costo será el factor decisivo.

FIGURA 13. Socavación del estribo del puente y terraplén de aproximación.



Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.1, p. DG14.4

El potencial de migración de canales laterales, degradación a largo plazo y socavación por contracción debe tenerse en cuenta al establecer profundidades de cimentación de estribos cerca del canal principal. Está recomendado que las ecuaciones de socavación del estribo presentadas originalmente en HEC-18 (Richardson y Davis 2001) sean usados para desarrollar conocimientos sobre el potencial de socavación en un estribo.

Cuando las zapatas extendidas se colocan en suelo erosionable, el enfoque preferido es colocar el pie por debajo de la elevación de socavación total. Si esto no es factible, un segundo enfoque es colocar la parte superior de las zapatas por debajo de la profundidad de la suma de socavación de contracción y a largo plazo degradación y proporcionar contramedidas para la socavación. Para cimentaciones extendidas sobre suelo erosionable, se vuelve especialmente importante proteger las pendientes de terraplenes adyacentes con enrocado u otras contramedidas apropiadas para la socavación. La puntera o delantal del enrocado sirve como base para la protección de la pendiente y debe diseñarse cuidadosamente para resistir la socavación mientras se mantiene el soporte para la protección de pendientes.

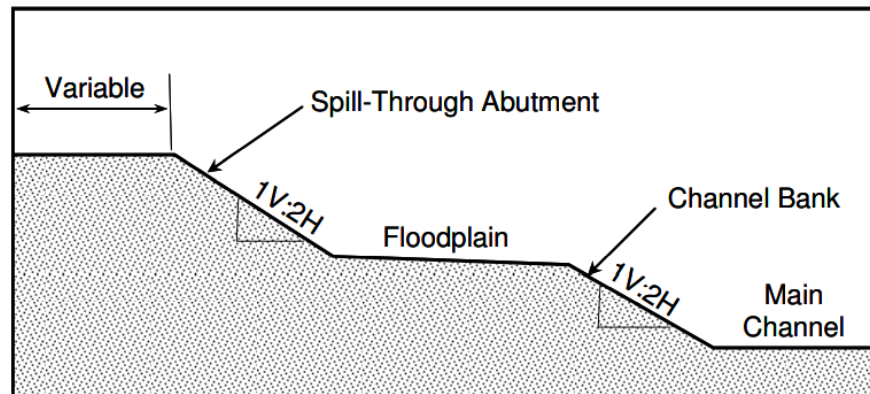
En resumen, como mínimo, las cimentaciones de estribo deben diseñarse asumiendo que no hay apoyo en el suelo (lateral o vertical) como resultado de la pérdida de suelo debido a la degradación a largo plazo, inestabilidad en la corriente y socavación por contracción. El estribo debe protegerse de la socavación local utilizando enrocado y/o bancos guía.

2.2.3.4.2.1 Enrocados

Dimensionamiento de enrocado en estribos

La FHWA realizó dos estudios de investigación en un canal hidráulico para determinar ecuaciones para dimensionamiento del enrocado para proteger los estribos de la socavación (Pagán-Ortiz 1991, Atayee 1993). El primer estudio investigó paredes verticales y estribos de derrame que invadieron 28 y 56% en la llanura aluvial, respectivamente. El segundo estudio investigó los estribos de derrame que invadieron una llanura aluvial con un canal principal adyacente (Figura 13).

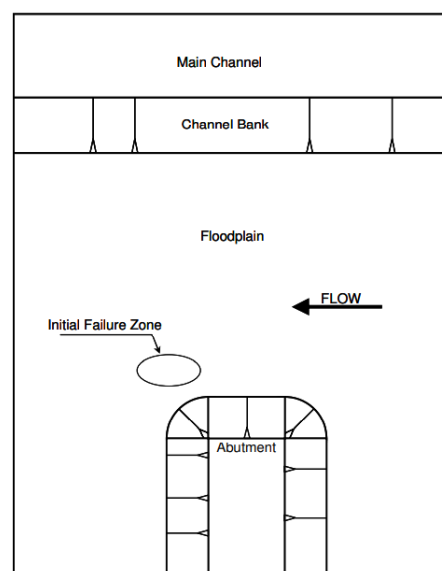
FIGURA 14. Vista en sección de una configuración típica de estribo de derrame en una llanura de inundación con canal principal adyacente.



Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.2, p. DG14.5

La invasión varió desde la invasión más grande utilizada en el primer estudio hasta una invasión total hasta el borde del banco del canal principal. Para los estribos de derrame en ambos estudios, el enrocado falló consistentemente en el pie aguas abajo de la línea central del estribo (Figura 14). Para los estribos de muros verticales, el primer estudio indicó consecuentemente la falla del enrocado en el pie corriente arriba de la línea central del estribo.

FIGURA 15. Vista en planta de la ubicación de la zona de falla inicial del enrocado para el estribo de derrame (Pagán-Ortiz 1991).



Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.3, p. DG14.5

Las observaciones de campo y los estudios de laboratorio informados en HDS 6 (Richardson et al. 2001) indican que con un flujo desbordado o una gran reducción a través de la abertura de un puente que los hoyos de socavación desarrollan en las pendientes laterales de los estribos de derrame y la socavación puede estar en la parte superior esquina del estribo. Además, la separación del flujo puede ocurrir en el lado aguas abajo de un puente (ya sea con pared vertical o estribos de derrame). Esta separación de flujo provoca vórtices verticales que erosionan el terraplén de acceso y la esquina aguas abajo del estribo.

Para los números de Froude $(V/(gy)^{1/2}) \leq 0.80$, la ecuación de diseño recomendada para dimensionar el enrocado para estribos de paredes verticales y de derrame tiene la forma de la relación Isbash:

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(S_s - 1)} \left[\frac{V^2}{gy} \right]$$

Donde:

D_{50} = Diámetro medio de la piedra, pies (m)

V = Velocidad promedio característica en la sección contraída (explicada a continuación), pies/s (m/s)

S_s = Gravedad específica del enrocamiento

g = Aceleración gravitacional, 32.3 pies/s² (9.81 m/s²)

y = Profundidad de flujo en la abertura del puente contraída, pies (m)

K = 0.89 para un estribo de derrame y 1.02 para un estribo de pared vertical

Para los números de Froude $(V/(gy)^{1/2}) \leq 0.80$, la ecuación de diseño recomendada es la siguiente:

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(S_s - 1)} \left[\frac{V^2}{gy} \right]^{0.14}$$

Donde:

$K = 0.61$ para un estribo de derrame

$K = 0.69$ para un estribo de pared vertical

En ambas ecuaciones, el coeficiente K , es un multiplicador de velocidad para dar cuenta de la aparente aceleración local del flujo en el punto de rotura enrocado. Ambas ecuaciones son relaciones envolventes que se vieron obligadas a predecir más del 90% de los datos de laboratorio.

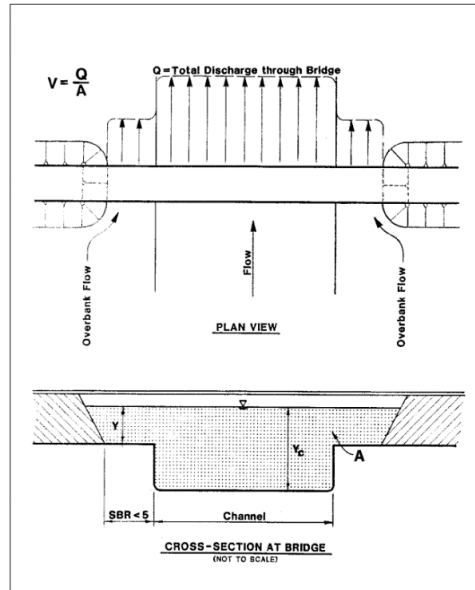
El procedimiento recomendado para seleccionar la velocidad media característica es el siguiente:

1. Determinar la relación de retroceso (Set Back Ratio, o SBR) de cada estribo. SBR es la relación entre la longitud de retroceso y la profundidad del flujo del canal. La longitud de retroceso es la distancia desde el borde cercano del canal principal hasta el pie del estribo.

$SBR = \text{longitud de retroceso} / \text{profundidad de flujo de canal promedio}$

- a. Si la SBR es menor que 5 para ambos estribos (Figura 16), calcular una velocidad promedio característica, Q/A , basada en toda el área contraída a través de la abertura del puente. Esto incluye el caudal total aguas arriba, exclusivo al que rebasa el camino.

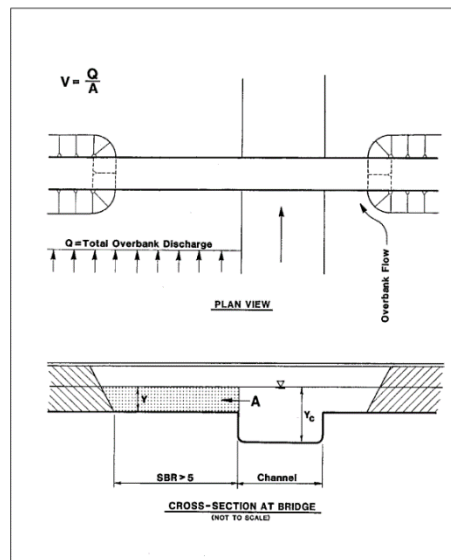
FIGURA 16. Velocidad media característica para SBR <5.



Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.4, p. DG14.7

- b. Si la SBR es mayor que 5 para un estribo (Figura 17), calcular una velocidad promedio característica, Q/A , para el desborde de flujo de margen respectivo. Suponga que todo el flujo de exceso de margen respectivo permanece en la sección de exceso de margen a través de la abertura del puente.

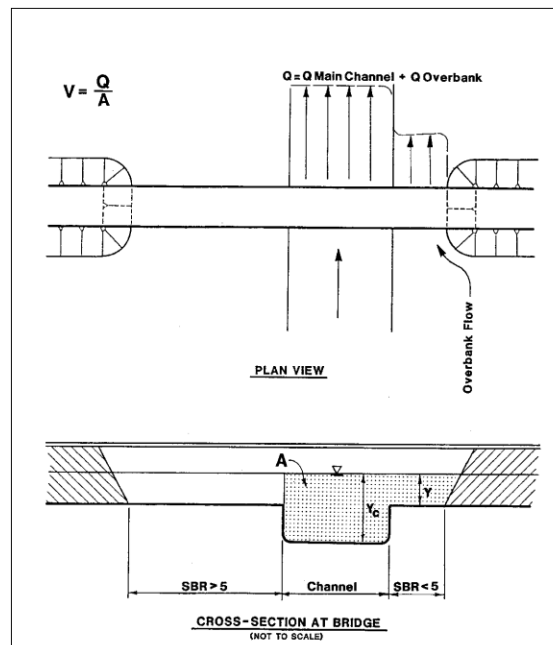
FIGURA 17. Characteristic average velocity for SBR>5.



Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.5, p. DG14.9

- c. Si la SBR para un estribo es menor que 5 y el SBR para el otro estribo en el mismo sitio es mayor que 5 (Figura 18), una velocidad promedio característica determinada en el Paso 1a para el estribo con SBR menor que 5 puede ser irrealmente baja. Esto dependería, por supuesto, de la descarga de la descarga del desborde, así como de la distancia a la que se retrae el otro estribo. Para este caso, la velocidad media característica para el estribo con SBR menor que 5 debe basarse en el área de flujo limitada por el límite de ese estribo y una pared imaginaria ubicada en el banco del canal opuesto. La descarga apropiada está delimitada por este muro imaginario y el borde exterior de la llanura de inundación asociada con ese estribo.

FIGURA 18. Velocidad media característica para $SBR > 5$ y $SBR < 5$.

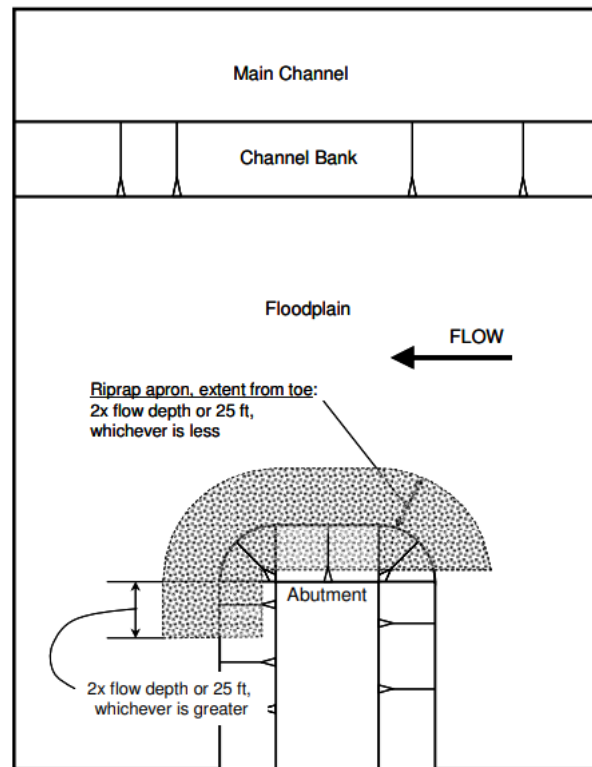


Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.6, p. DG14.10

- Siempre que la SBR sea menor que 5, la velocidad promedio en la abertura del puente proporciona una buena estimación de la velocidad en el estribo.

- Cuando la SBR es mayor que 5, el ajuste recomendado es comparar la velocidad del método SBR a la velocidad máxima en el canal dentro del apertura del puente y seleccionar la velocidad más baja.
 - El método SBR es muy adecuado para estimar la velocidad en un estribo si la estimación de la velocidad no excede la velocidad máxima en el canal.
2. Calcular el tamaño del enrocado a partir de las ecuaciones mostradas, con base en la limitación del número de Froude.
 3. Determinar la extensión del enrocado.
 - a. El delantal debe extenderse desde la punta del estribo hasta la vía fluvial del puente a distancia igual al doble de la profundidad del flujo en el área de la ribera cerca del terraplén, pero no necesita exceder los 25 pies (7.5 m) (Atayee et al. 1993). Puede haber casos en los que una extensión de plataforma del doble de la profundidad del flujo no es adecuada (Melville et al. 2006). Los hallazgos de Melville se basan en datos recopilados para NCHRP 24-18. Por lo tanto, el ingeniero debe considerar la necesidad de una mayor extensión de delantal. El río abajo la cobertura debe extenderse hacia atrás desde el estribo 2 profundidades de flujo o 25 pies (7.5 m), el que sea más grande, para proteger el terraplén de acceso (Figura 19).

FIGURA 19. Vista en planta de la extensión de la plataforma de enrocado (Lagasse et al. 2006).

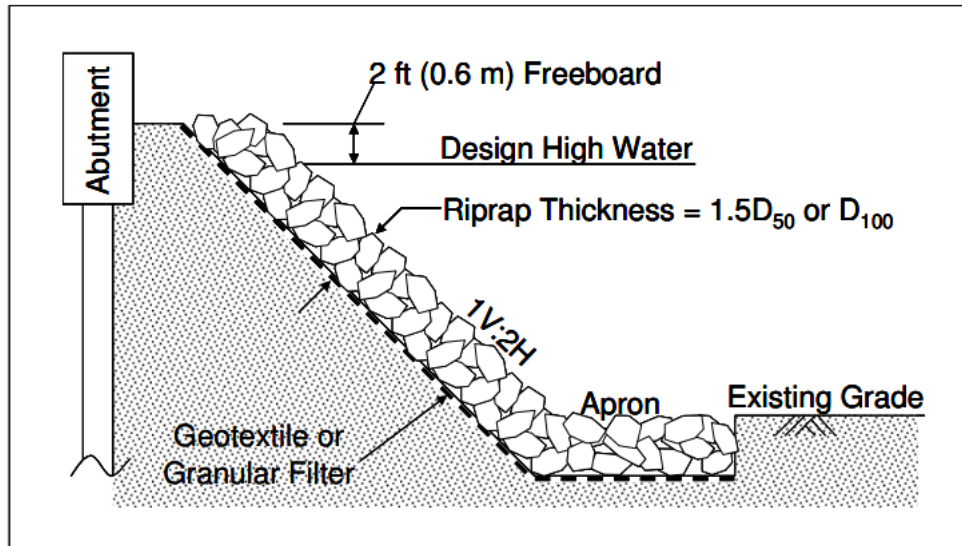


Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.7, p. DG14.11

- b. Las pendientes de estribo de derrame deben protegerse con el tamaño de la escollera de roca calculado a partir de las ecuaciones anteriores, a una elevación de 2 pies (0,6 m) por encima de la elevación de agua máxima esperada para la inundación de diseño. Varios estados en el sureste utilizan un banco guía de 50 pies (15 m) de largo en el extremo aguas abajo del estribo para proteger el lado aguas abajo del estribo.
- c. El espesor del enrocado no debe ser menor que el mayor de 1.5 veces D_{50} o D_{100} . El espesor del enrocado debe aumentarse en un 50% cuando se coloca bajo el agua para compensar las incertidumbres asociadas con este tipo de colocación. La Figura 19 ilustra la recomendación de que la superficie superior de la plataforma debe estar al mismo nivel que el nivel existente de la llanura aluvial (Lagasse et al. 2006). Esto se recomienda porque el espesor de capa del enrocado ($1.5 D_{50}$ o D_{100}) podría bloquear una porción

significativa de la profundidad del flujo de la llanura de inundación (reduciendo el transporte del puente) y podría generar socavación significativa alrededor de la plataforma. El grosor de la plataforma también se puede aumentar para proteger el borde de la plataforma de la socavación por contracción, la degradación a largo plazo y/o la migración del canal.

FIGURA 20. Sección transversal típica para enrocado de estribo (Lagasse et al. 2006).



Fuente: U.S. Department of Transportation, 2009, figura 14.8, p. DG14.12

- d. No es deseable construir un estribo que invada el canal principal. Si se requiere protección de estribo en un puente nuevo o existente que invade el canal principal, entonces se debe considerar el talón enrocado hacia abajo o un enrocado clave. **En los casos en los que el estribo se extiende hacia el canal principal y pueden estar presentes formas de lecho de tipo duna, se recomienda encarecidamente que solo se considere un filtro de geotextil para la protección del enrocado.**

2.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.3.1 Aspectos a considerar para puentes de carretera según la norma AASHTO LRFD 2017

Metodologías de diseño para puentes de carretera según las normas AASHTO LRFD 2017. Las normas AASHTO LRFD (American Association of State Highway and Transportation Officials) son utilizadas para diseñar puentes carreteros de concreto o acero, denominada “Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia”, estas toman en cuenta la resistencia y las cargas media estadísticas, la dispersión de ambos por medio de la desviación estándar y el coeficiente de variación, también considera los Estados Límites de: resistencia, fatiga, fractura, serviciabilidad, constructibilidad y la existencia de eventos extremos. Por medio de un proceso de calibración de los factores de mayoración de carga y de los de reducción de capacidad, garantiza un índice de confiabilidad y a partir de diseños de prueba simulados. La intención de los requisitos de la Norma AASHTO LRFD 2017 es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles. No es la intención de estas Especificaciones reemplazar la capacitación y el criterio profesional del Diseñador; sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública.

➤ Factores de carga n_i y combinaciones de cargas

Para el cálculo se toman en cuenta los factores relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operativa (LRFD Arto. 1.3.2.1).

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = RR$$
$$n = n_D n_R n_I \geq 0.95$$

Cargas para las cuales un valor mínimo de γ es apropiado:

$$n = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1.0$$

Siendo:

γ : factor de carga

ϕ : factor de resistencia

n : factor de modificación de cargas

n_D : factor relacionado con la ductilidad

n_R : factor relacionado con la redundancia

n_I : factor relacionado con la importancia operativa

Q_I : sollicitación (Kgf)

R_n : resistencia nominal (Kgf)

R_r : resistencia mayorada= $\phi \cdot R_n$ (Kgf)

➤ Estados Límites

Estado Límite de Servicio: Restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. (LRFD Arto. 1.3.2.2).

Estado Límite de Fatiga y Fractura: Restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo en el número de ciclos de rango de tensión esperado (LRFD Arto.1.3.2.2).

Estado Límite de Resistencia: Resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño. (LRFD Arto.1.3.2.4)

Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos: Garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación o un vehículo. (LRFD Arto. 1.3.2.5)

➤ Ductilidad

El sistema estructural de un puente se proporcionará y detallará para garantizar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados

límites de resistencia y eventos extremos antes de la falla. Los dispositivos de disipación de energía pueden ser sustituidos por los sistemas dúctiles resistentes a terremotos convencionales y la metodología asociada abordada en estas especificaciones o en las especificaciones de AASHTO Guide Specifications for Seismic Design of Bridge.

Para los estados límites de resistencia:

$\eta_D \geq 1.05$ para componentes y conexiones no dúctiles.

$\eta_D = 1.00$ para diseños convencionales y detalles que cumplen con estas especificaciones.

$\eta_D \geq 0.95$ para componentes y conexiones en los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de las requeridas por estas especificaciones.

Para todos los otros estados límite: $\eta_D = 1.00$

La respuesta de los componentes y conexiones estructurales más allá del límite elástico pueden caracterizarse por un comportamiento frágil o dúctil. El comportamiento frágil no es deseado porque este implica la pérdida repentina de la capacidad de carga inmediatamente al excederse el límite elástico mientras que el comportamiento dúctil proporciona una advertencia de falla estructural debido a grandes deformaciones inelásticas; bajo carga sísmica repetida, los grandes ciclos invertidos de deformación inelástica disipan energía y tienen un efecto beneficioso para la supervivencia estructural.

➤ Limitaciones de las Deflexiones

Se debe utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de Cargas de Servicio I del LRFD Tabla 3.4.1-1, incluyendo el incremento por carga dinámica, IM. Para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión: (LRFD Arto. 2.5.2.6.2)

Carga vehicular, general.....	Longitud / 800
Cargas vehiculares y/o peatonales.....	Longitud / 1000
Carga vehicular sobre voladizos.....	Longitud / 300
Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos.....	Longitud / 375

➤ Cargas de Diseño

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:
(LRFD Arto. 3.3.2)

Cargas Permanentes

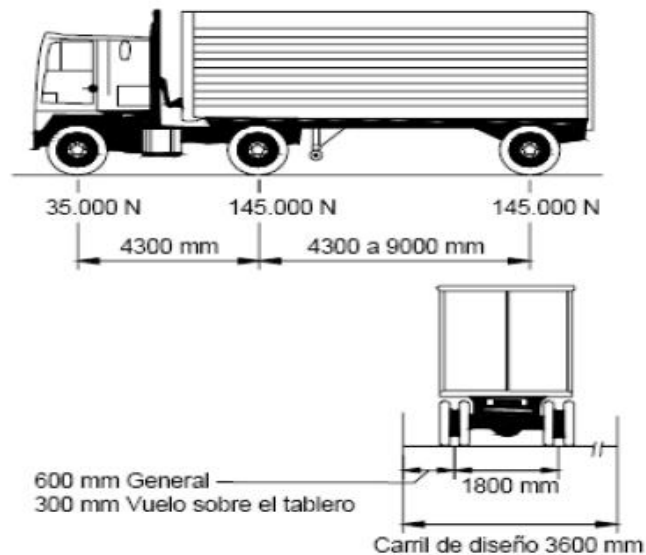
- ✓ Cargas Permanentes (Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales DC, carga muerta de superficies y cargas horizontales por presión DW y presión vertical por carga muerta por relleno de tierra EV): Deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicios unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre capas y ensanchamientos previstos.
- ✓ Cargas De Suelo (Presión horizontal por relleno de tierra EH, carga de sobrecarga de tierra ES y fuerza de arrastre DD): Las cargas correspondientes al empuje horizontal del suelo, sobrecarga del suelo y fricción negativa deberán ser como se especifica en el LRFD Artículo 3.11.

Cargas Transitorias

- ✓ Sobrecargas Gravitatorias (Carga viva vehicular LL y carga viva peatonal PL): La sobrecarga vehicular de diseño sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designadas como HL-93, deberá consistir en una combinación de (LRFD Arto. 3.6.1.2):
 - a) Camión de diseño o tándem de diseño
 - b) Carga del carril de diseño.

- ✓ Camión de Diseño: Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en el Arto. 3.6.1.2.2, y se considerara un incremento por carga dinámica como se especifica en el LRFD Artículo 3.6.2.

FIGURA 21. Camión de diseño



Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017, Figura 3.6.1.2.2-1, p. 3-22

- ✓ Tándem de Diseño: (Arto. 3.6.1.2.3) Debe consistir en un par de ejes de 110000 N espaciados a 1200 mm de distancia. La separación transversal de las ruedas se tomará como 1800 mm, se considerará un incremento por carga dinámica según se especifica en el LRFD Artículo 3.6.2.
- ✓ Carga del carril de Diseño: (Arto. 3.6.1.2.4) Consistirá en una carga de 9,3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal.
- ✓ Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm.

- ✓ Carga para el vuelo del tablero: Si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm

Carga de Fatiga

Serán los ejes del camión, pero con una separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145000 N. (LRFD Arto. 3.6.1.4.1). Se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica especificado en el LRFD Artículo 3.6.2.

Cargas Peatonales: PL

Se considerará una carga peatonal de 3.6×10^{-3} MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. (LRFD Arto. 3.6.1.6)

Cargas sobre las Barandas

Deben ser tomadas como se especifica en el LRFD 2017 Sección 13. (LRFD Arto. 3.6.1.7)

- ✓ Incremento por Carga Dinámica: Tolerancia de carga dinámica vehicular IM

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes: (LRFD C3.6.2.1)

1. El efecto de martilleo.
2. La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan.

A menos que los Artículos 3.6.2.2 y 3.6.2.3 permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y

de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en el LRFD Tabla 3.6.2.1-1.

El factor a ser aplicado a la carga estática deberá ser tomado como: $(1 + IM / 100)$.

TABLA 22. Asignación de carga dinámica, IM

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017, tabla 3.6.2.1-1, p. 3-23

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales o a la carga del carril de diseño.

✓ Fuerza de Frenado: BR

La fuerza de frenado se tomará como la mayor de:

-25% de los pesos por eje del camión o tándem de diseño

-5% del camión de diseño más la carga del carril de diseño o el 5% del tándem de diseño más la carga del carril de diseño.

Esta fuerza de frenado se colocará en todos los carriles de diseño que se consideren cargados de acuerdo con el artículo 3.6.1.1.1 y que transporten tráfico en la misma dirección. Se supondrá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 2 metros sobre la superficie de la carretera en cualquier dirección longitudinal para causar efectos de fuerza extrema. Todos los carriles de diseño se cargarán simultáneamente para puentes que probablemente se vuelvan unidireccionales en el futuro.

En base a los principios de la energía suponiendo una desaceleración uniforme, la fuerza de frenado determinada como una fracción del peso del vehículo es igual a:

$$b = \frac{v^2}{2ga}$$

Donde:

a: es la longitud de desaceleración uniforme.

v: es la velocidad de diseño de la carretera.

b: es la fracción del peso que corresponde al vehículo.

✓ Fuerza de Colisión de un Vehículo: CT

Protección de estructuras (LRFD Arto. 3.6.5.1): A menos que se determine que las condiciones del sitio indican lo contrario, los pilares ubicados dentro de una distancia de 10 metros hasta el borde de la carretera serán analizados por colisión. La colisión se abordará proporcionando resistencia estructural y redirigiendo o absorbiendo la carga de colisión aplicando las disposiciones del artículo 2.3.2.2.1 según corresponda.

Cuando la elección del diseño sea proporcionar resistencia, el muelle o el pilar se designarán para una fuerza estática equivalente de 3000 KN, que se supone en una dirección de 0 a 15 grados con el borde del pavimento en un plano horizontal, a una distancia de 1,5 metros sobre el nivel del suelo.

✓ Colisión de Vehículos contra las Barreras:

Se aplicarán los requisitos del LRFD Sección 13. (LRFD Arto. 3.6.5.2)

Carga de Viento: Carga viva de viento WL y carga de viento en estructura WS

✓ Presión Horizontal del Viento: La velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales.

- ✓ Presión del Viento sobre las Estructuras: WS : La carga de viento total no se deberá tomar menor que 4.4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2.2 N/mm en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4.4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón. (LRFD Arto. 3.8.1.2.1)
- ✓ Cargas de las Superestructuras: Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, PB, para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en el LRFD Tabla 3.8.1.2.2-1, y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente. (LRFD Arto. 3.8.1.2.)
- ✓ Fuerzas aplicadas directamente a la Subestructura: Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 0,0019 MPa. (LRFD Arto. 3.8.1.2.3)
- ✓ Presión del Viento sobre los Vehículos: WL : Se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 1.46 N/mm actuando normal a la calzada y 1800 mm sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura. (LRFD Arto. 3.8.1.3).
- ✓ Presión Vertical del Viento: A menos que la AASHTO LRFD Artículo 3.8.3 determine lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 9.6×10^{-4} MPa por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero

a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas en el LRFD Artículo 3.8.1. (LRFD Arto. 3.8.2)

Empuje del Suelo: EH, ES y LS

Se deberá considerar función de los siguientes factores: Tipo y densidad del suelo, contenido de agua, características de fluencia lenta del suelo, grado de compactación, ubicación del nivel freático, interacción suelo-estructura, cantidad de sobrecarga, efectos sísmicos, pendiente del relleno, e inclinación del muro. (Artículo. 3.11.1 del LRFD)

Empuje del Suelo (EH): Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como: (LRFD Arto. 3.11.5.1)

$$P = K * \gamma_s * g * (z \times 10^{-9})$$

Dónde:

P: empuje lateral del suelo (MPa)

K: coeficiente de empuje lateral tomado como k_o , especificado en el artículo 3.11.5.2

γ_s : densidad del suelo (kg/m³)

z: profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

Se utiliza el coeficiente de empuje activo sísmico, KAE, que se especifica en la AASHTO LRFD A11.1.1.1-1, tomando en cuenta que este coeficiente se basa en el Análisis de Mononobe– Okabe.

Sobrecarga Uniforme (ES): Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. (LRFD Arto. 3.11.6.1)

Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta p = k_s q_s$$

Donde:

Δp : La presión horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga uniforme (Mpa)

k_s : Coeficiente de la presión del suelo debido a la sobrecarga uniforme.

q_s : Sobrecarga uniforme aplicada a la superficie activa del suelo (Mpa)

Sobrecarga Viva (LS): Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. (LRFD Arto. 3.11.6.4):

$$\Delta p = K * \gamma_s * g * h_{eq} \times 10^{-9}$$

Dónde:

P: Empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)

γ_s : Densidad total del suelo (kg/m³)

K: Coeficiente de empuje lateral del suelo

H_{eq} : Altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

➤ Análisis de MONONOBÉ – OKABÉ

Es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que toma en cuenta las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo, que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb.

Cuando el estribo está en el punto de falla EAE se puede calcular mediante la siguiente expresión: (LRFD A11.3.1)

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * g * \gamma * H^2 * (1 - K_v) * K_{AE} \times 10^{-9}$$

Donde:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) * \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right)^{-2}}$$

Y donde:

g: Aceleración de la gravedad (m/seg²)

γ : Densidad del suelo (kg/m³)

H: Altura del suelo (mm)

Φ : Ángulo de fricción del suelo (°)

$$\theta = \arctan (k_h / (1 - k_v)) (^{\circ})$$

δ : Ángulo de fricción entre el suelo y el estribo ($^{\circ}$)

k_h : Coeficiente de aceleración horizontal (adimensional)

k_v : Coeficiente de aceleración vertical (adimensional)

i : Ángulo de inclinación de la superficie del relleno ($^{\circ}$)

β : Inclinación del muro respecto de la vertical (sentido negativo como se ilustra).

Para evaluar el aumento del empuje activo del suelo debido a los efectos sísmicos de manera más sencilla K_{AE} se puede normalizar dividiendo por su valor estático K_A para obtener un factor de empuje: $Ft = \frac{K_{AE}}{K}$

➤ Cargas de agua

Presión estática: Se presumirá que la presión estática del agua actúa perpendicularmente a la superficie que retiene el agua. La presión se calculará como el producto de la altura del agua por encima del punto de consideración y el peso específico del agua.

Subpresión de agua: W_A

En este caso se determinó el empuje del agua hacia arriba, con el nivel de agua máxima.

$$W_A = -(AREA \ HASTA \ NIVEL \ MAXIMO) \gamma_{AGUA}$$

Donde:

- γ_{AGUA} = Densidad del agua

➤ Efectos Sísmicos: EQ

Nicaragua un país con grado de sismicidad considerable debido a la aproximación de las placas tectónicas del coco y del Caribe, en los últimos veinte años se ha sumado otro tipo de amenazas como son los huracanes y las inundaciones las cuales han dejado grandes pérdidas tanto económicas y de estructuras, así como

humanas. El puente diseñado en este documento está ubicado cercano a la zona norte del país con baja frecuencia sísmica lo que no evita que el puente sea diseñado para resistir este tipo de cargas.

Para el cálculo del coeficiente sísmico y la aceleración máxima del terreno del puente a diseñar, se hizo uso del Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07).

2.3.2 Diseño de la superestructura

2.3.2.1 Diseño de la losa

Las disposiciones planteadas por el código AASHTO LRFD en su artículo 9.7.2 se refieren exclusivamente al proceso de diseño empírico de losas de concreto sustentadas por componentes longitudinales.

La Norma establece que la altura de un tablero de concreto, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm. (LRFD Arto. 9.7.1.1). En el caso del puente Petaquilla, tomaremos un espesor de losa igual a 200 mm, considerando un recubrimiento superior e inferior de 50 mm y 25 mm respectivamente.

Considerando que las vigas principales actúan de forma compuesta con la losa, los conectores de corte serán diseñados de acuerdo con los requisitos del LRFD Sección 6 para elementos estructurales de acero (LRFD Arto. 9.7.1.2).

2.3.2.2 Acero de refuerzo para la losa de concreto

- ✓ Cálculo de solicitaciones en la losa de concreto

Las solicitaciones que se deben tener en cuenta al momento de diseñar un puente son: El peso propio, la carga viva el impacto, el trenado, el viento, la fuerza de la corriente de agua, el empuje del suelo, la fuerza centrífuga, el sismo entre otras.

Para el cálculo de las solicitaciones el tablero se subdividirá en franjas perpendiculares a los componentes de apoyo, estas franjas dependen de la longitud efectiva de la losa (S). La longitud efectiva de losa puede tomarse de la siguiente manera: para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de concreto: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes (LRFD Arto. 9.7.2.3).

El ancho de la franja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en el LRFD Tabla 4.6.2.1.3-1. Para los vuelos de tableros, cuando sea aplicable, se pueden utilizar los requisitos del LRFD Artículo 3.6.1.3.4 en lugar del ancho de faja especificado en el LRFD Tabla 4.6.2.1.3-1 para vuelos de tableros.

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, cuando se investiguen, debe satisfacer los requisitos del LRFD Arto. 4.6.2.1.6.

✓ Cálculo del acero de refuerzo en la losa de concreto

En nuestro caso proponemos el uso de acero de refuerzo debe ser de grado 60 del tipo ASTM A615 o ASTM A706 (cuando se requiere soldar las barras de refuerzo). Todos los refuerzos serán barras rectas, aunque es posible proporcionar ganchos en los extremos cuando sea necesario.

Deberán proporcionarse cuatro capas de refuerzo isotrópico en losas diseñadas empíricamente. Las barras longitudinales del refuerzo isotrópico pueden participar en la resistencia a momentos negativos en un soporte interno en estructuras continuas. Los refuerzos deberán estar situados lo más cerca posible de las superficies exteriores, según lo permitan los requisitos de cubierta. En cada cara de la losa se proveerá refuerzo con las capas más externas colocadas en la dirección de la longitud efectiva, S (LRFD Arto. 9.7.2.5).

Para calcular la solicitación mayorada total se utilizará la combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento, esto es, el Estado Límite de Resistencia I.

$$Q = n_i[1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.75(LL + IM)]$$

Donde:

Q: Solicitación mayorada total (Kgf)

n_i : Modificador de carga especificado en el Arto 1.3.2

DC: Carga muerta de elementos estructurales y no estructurales (Kgf)

DW: Carga muerta de la superficie de rodamiento (Kgf)

LL+IM: Carga viva vehicular + carga por efecto dinámico (Kgf)

En la parte de la combinación que incluye a la sobrecarga vehicular, es decir, 1.75 (LL+IM), se deben utilizar los momentos totales positivos y negativos obtenidos del LRFD Tabla A4-1, pero se deben utilizar por separado para obtener la solicitación mayorada, y de esta manera calcular el acero de refuerzo requerido para las zonas de momento positivo y momento negativo.

2.3.2.3 Diseño de la viga de acero

✓ Criterios de diseño

Para considerar que las vigas principales actúan de forma compuesta con la losa, los conectores de corte se diseñarán de acuerdo con los requisitos del LRFD Sección 6 destinada exclusivamente para estructuras de acero (LRFD Arto. 9.7.1.2). El peralte o altura adecuada de una viga es una consideración sumamente importante que afecta la economía del diseño de una viga de acero. En ausencia de cualquier restricción de profundidad, el LRFD Artículo 2.5.2.6.3 proporciona las relaciones mínimas para longitud de tramo – profundidad.

El cálculo de la superestructura del puente con vigas longitudinales de acero se realiza considerando la colaboración a compresión de la losa de concreto reforzado y la tracción de la viga de acero, con lo cual se aprovecha al máximo cada material. Lo ideal para este tipo de diseño es conseguir que el centro de gravedad de la

sección compuesta (viga con losa), se encuentre en el punto de unión en la viga y la losa, durante la etapa de servicio.

El diseño de trabes armadas y losas compuestas y el cálculo de esfuerzo se deben hacer siguiendo el método de inercia compuesta, y deben ser consistentes con las propiedades de los distintos materiales determinados previamente.

Las relaciones entre los módulos de elasticidad del acero (29×10^6 lb/pulg²; 2.1×10^6 kgf/cm²) y los de concreto con distintas resistencias de diseño serán las siguientes:

f'_c : Resistencia última unitaria del concreto en compresión, determinada por medio de cilindros probados a los 28 días de edad, psi (kgf/cm²).

n : Relación entre el módulo de elasticidad del acero y el del concreto. En función de la resistencia última de los cilindros de concreto, pueden suponerse los valores siguientes:

TABLA 23. Relación entre el módulo de elasticidad del acero y el del concreto en función de la resistencia última unitaria del concreto en compresión

f'_c (kgf/cm ²)	n
2000-2400	15
2500-2900	12
3000-3900	10
4000-4900	8
5000- a mas	6

Fuente: Propia de autores (2022)

En el diseño de las trabes compuestas con cargas muertas que actúan sobre la sección compuesta hay que tomar en cuenta el efecto debido al flujo plástico. En esas estructuras, los esfuerzos y las fuerzas cortantes horizontales producidos por las cargas muertas que actúan sobre la sección compuesta se calcularán con la “ n ”

proporcionada arriba o con ese valor multiplicado por 3, y se tomarán los esfuerzos y fuerzas cortantes mayores.

✓ Comprobación de la capacidad de la sección propuesta

Las secciones compuestas en puentes rectos que satisfacen los siguientes requisitos calificarán como secciones compuestas compactas (LRFD Artículo 6.10.6.2.2):

- a) La tensión de fluencia mínima especificada de los patines no excede 485 MPa.
- b) El alma debe ser proporcionada sin rigidizadores longitudinales (LRFD Artículo 6.10.2.1.1)
- c) La sección satisface el límite de esbeltez del alma.

Límite de esbeltez del alma (LRFD Artículo 6.10.6.2.2):

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

D_{cp} : profundidad del alma en compresión en el momento plástico determinado como se especifica en el LRFD Artículo D6.3.2 (cm)

t_w : Espesor del alma de la sección de acero (cm)

F_{yc} : Esfuerzo de fluencia del patín en compresión de la sección de acero (kgf/cm²)

E : Modulo de elasticidad del acero (kgf/cm²)

✓ Diseño por flexión – estado límite de resistencia

El momento de fluencia, M_y , de una sección compuesta en la región de momento positivo se usará en las ecuaciones suministradas en el LRFD Artículo D6.2.2.

Esencialmente, M_y se toma como la suma de los momentos debido a las cargas factoradas en el Estado Límite de Resistencia aplicadas separadamente al acero, a la sección compuesta a largo y a corto plazo, para causar la primera fluencia nominal en cualquier patín de acero (LRFD Arto. D6.2.2).

M_y se tomará como el menor valor calculado para el patín de compresión, M_{yc} , o el patín de tensión, M_{yt} . (LRFD Arto. D6.2.2).

✓ Resistencia nominal a la flexión

La Resistencia Nominal a la Flexión de la sección debe tomarse como (LRFD Arto. 6.10.7.1.2):

Si:

$$D_p \leq 0.1D_t$$

Entonces:

$$M_n = M_p$$

De modo que:

$$M_n = M_p * \left(1.07 - 0.7 * \frac{D_p}{D_t} \right)$$

D_p : distancia de la parte superior de la cubierta de concreto al eje neutro de la sección compuesta en el Momento Plástico (cm)

D_t : profundidad total de la sección compuesta (cm)

M_p : momento plástico de la sección compuesta determinado como se especifica en el LRFD Artículo D6.1 (Kgf*cm)

✓ Diseño por cortante:

Resistencia al Cortante:

En el Estado Límite de Resistencia, los paneles de almas rectas y curvadas deberán satisfacer:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Donde:

ϕ_v : factor de resistencia para cortante especificado en el LRFD Artículo 6.5.4.2.

V_n : resistencia nominal al corte determinado como se especifica en el LRFD Artículos 6.10.9.2 y 6.10.9.3 para almas no rigidizadas y rigidizadas, respectivamente (Kgf).

V_u : cortante en el alma en la sección bajo consideración debido a las cargas factoradas (Kgf).

2.3.3 Diseño de la subestructura

2.3.3.1 Diseño del estribo y del pilar

2.3.3.1.1 Verificación por deslizamiento

El valor de la resistencia factorada al deslizamiento corresponde a una componente friccional ($\phi_f Q_f$) actuando a lo largo de la base del estribo y una componente debido a la presión pasiva del terreno ($\phi_{ep} Q_{ep}$) actuando en la cara vertical correspondiente.

Esto es:

$$R_R = \phi_f R_f + \phi_{ep} Q_{ep} \quad (\text{LRFD Artículo 10.6.3.4-1})$$

Donde:

$R_f = V \cdot \tan \delta$ como especificado en el LRFD Artículo 10.6.3.4-2 (Kgf)

δ : ángulo de fricción entre la base del cimiento y el suelo (°)

$\tan \delta = \tan \phi_f$ para concreto vaciado directamente al suelo (LRFD Arto. 10.6.3.4-2)

$\tan \delta = 0.8 \cdot \tan \phi_f$ para concreto pre-fabricado (LRFD Arto. 10.6.3.4-2)

V : fuerza vertical total sobre el cimiento (Kgf)

ϕ_f : ángulo de fricción interna del suelo (°)

Los valores ϕ_f y ϕ_{ep} se determinan de las Tablas 11.5.7-1 y 10.5.5.2.2-1 especificadas en el LRFD. Para el estado límite de Evento Extremo, $\phi_f = 1.0$ y $\phi_{ep} = 1.0$. Si la resistencia pasiva no está asegurada debido a erosiones, socavaciones potenciales, o futuras excavaciones, se debe usar $\phi_{ep} = 0$ para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo.

La resistencia factorada al deslizamiento debe ser mayor o igual a las cargas horizontales factoradas aplicadas.

2.3.3.1.2 Verificación por volteo o vuelco

Se debe calcular la excentricidad de la resultante alrededor del punto A en la base del estribo. Las fuerzas y momentos que resisten el vuelco se usan con factores de carga y mínimos (caso de cargas tipo DC, DW, EV, etc.). Las fuerzas y momentos que causan vuelco se usan con factores de carga y máximos (caso de cargas EH y otras).

Para el estado límite de Resistencia, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$) excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los nueve décimos centrales ($e \leq 0.45B$) (LRFD Arto. 11.6.3.3).

Para el estado límite de Evento Extremo y con $\gamma_{EQ} = 0$, mantener la fuerza resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$) de las dimensiones del cimiento para cualquier suelo. Si en cambio $\gamma_{EQ} = 1$, mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los ocho décimos centrales ($e \leq 0.40B$). Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados para definir las restricciones referidas a la ubicación de la resultante (LRFD Arto. 11.6.5.1). En caso de cimientos cargados biaxialmente, estos requerimientos deben aplicarse en ambas direcciones.

2.3.3.1.3 Verificación por presión en la base

Se calculan los esfuerzos basados en una distribución uniforme; en estribos cargados excéntricamente cimentados sobre roca, se supone una distribución de presiones triangular o trapezoidal.

✓ Método de Meyerhof:

1. Hallar la excentricidad e con respecto al punto central de la base del cimiento, con las cargas aplicables factoradas:

$$e = \frac{\sum \text{momentos factorados actuantes}}{\sum \text{fuerzas verticales factoradas actuantes}}$$

2. Determinar los esfuerzos verticales factorados. Si la estructura está cargada bi-axialmente, el cálculo se realiza en ambas direcciones.

2.1. Basados en una distribución de presión uniforme actuando en la base (suelo no rocoso), el valor de q es (según LRFD Arto. 11.6.3.2-1):

$$q = \frac{\sum \text{fuerzas verticales factoradas actuantes} / \text{unidad de longitud}}{B - 2e}$$

Donde:

B : ancho del cimiento en el plano de cargas (cm)

$B - 2e$: ancho efectivo de cimiento (cm)

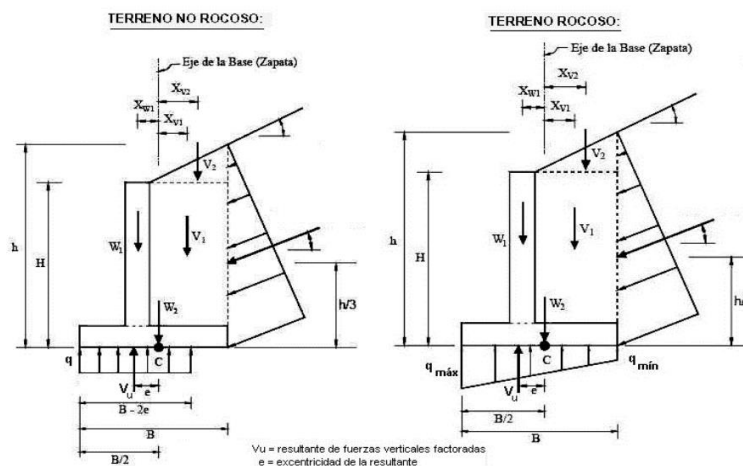
V_u : suma de las fuerzas verticales factoradas (Kgf)

2.2. Para suelo rocoso la distribución de presiones trapezoidal o triangular:

$$q_{\max} = \frac{V_u}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (\text{LRFD Arto. 11.6.3.2-2})$$

$$q_{\min} = \frac{V_u}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (\text{LRFD Arto. 11.6.3.2-3})$$

FIGURA 22. Distribución de presiones trapezoidal o triangular para suelo rocoso



Fuente: PUENTES con AASTHO-LRFD 2014 (7th edición), sección V-10

3. Comparar q ó $q_{\text{máx}}$, que incluyen factores de carga, con la capacidad portante del terreno (capacidad última de apoyo para el suelo, multiplicado por el factor de resistencia apropiado). La capacidad de apoyo factorada (resistencia) debe ser mayor o igual que el esfuerzo de apoyo factorado:

$$q_R \leq \phi_b q_n \text{ (LRFD Arto. 10.6.3.1.1.1)}$$

Donde:

$q_n = q_u$: capacidad portante última no factorada para el estado límite apropiado (Kgf/cm²)

ϕ_b = factor de Resistencia (LRFD Tabla 10.5.5.2.2-1, 11.5.7-1 y Arto. 11.5.8)

Un factor de resistencia de 1.0 se usa en el cálculo de presiones sobre el terreno en el estado límite de Evento Extremo según el LRFD Arto. 11.5.8 (ver Tablas 10.5.5.2.2-1 y 11.5.7-1 para factores de resistencia en el estado límite de Resistencia).

La capacidad de apoyo para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo deben ser calculados considerando los efectos de resistencia cohesiva y friccional del suelo, forma y dimensiones de la cimentación, profundidad de desplante y la inclinación del suelo que presiona sobre el estribo. Los estudios geotécnicos determinarán la capacidad portante. Los factores de inclinación de carga en general no se consideran en la determinación de la capacidad portante.

III. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1 Ubicación

3.1.1 Macro localización

El proyecto se sitúa en el departamento de León, municipio El Sauce, cercano al poblado El Sauce a 13.6 km de éste, sobre el Río Grande.

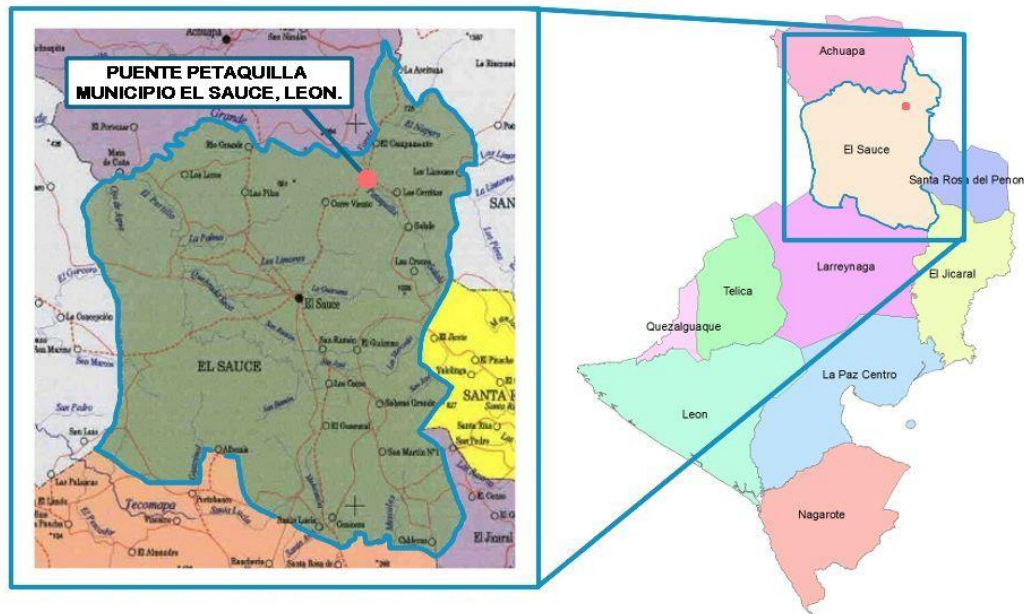
FIGURA 23. Macro localización del puente Petaquilla



3.1.2 Micro localización

El puente se encuentra ubicado sobre la ruta Estelí-El Aceituno – León-El Sauce a 162 km de la capital de Managua y 100 km de la cabecera departamental de León, con las siguientes coordenadas UTM, Y: 1433069.708, X: 555234.283.

FIGURA 24. Micro localización de puente Petaquilla



3.2 Tipo y uso del suelo

Los suelos de El Sauce van de moderados a suelos profundos, de textura franco-arcillosa con abundante piedra superficial y en el perfil del suelo. En esta zona donde se encuentra el puente predominan suelos como: el sanzocuite (vertisol) un tipo bastante arcilloso y molisoles ricos en minerales.

En cuanto a la economía tradicional del departamento influyendo en el uso de sus suelos es eminentemente agropecuaria con las áreas de producción campesinas fuera de ricas planicies ocupadas en cultivos, la pequeña y mediana producción campesina se centra en la producción de granos básicos y la ganadería, siendo esta ultima la segunda actividad económica de la región, los suelos son destinados a estas dos actividades, en la zona de León y El Sauce se ubican las pequeñas propiedades agropecuarias al mismo tiempo en El Sauce y Achuapa se dedican al repasto para carne mientras que las fincas grandes están en el municipio Larreynaga.

3.3 Clima y relieve de la zona

El clima en el municipio de El Sauce-León es tropical y cuenta con temperaturas que oscilan entre los 26° a 32.2° centígrados normalmente alcanzando un máximo de 36° en las temporadas más calurosas del año correspondientes a marzo y abril; con precipitaciones moderadas de 1000 mm a 1800 mm anual, según los análisis de precipitación los meses con los mayores acumulados de lluvia en el departamento son: mayo, junio, septiembre y octubre encontrándose los mayores acumulados registrados en la zona de Achuapa y El Sauce durante el periodo de invierno y el resto es estación seca. La topografía que predomina en la zona es semi-plana o quebrada y el claro del puente Petaquilla es de 24.50 metros, es por eso que de acuerdo a la normativa AASHTO la estructura óptima a construir es la de un puente viga-losa, que además de ser uno de los más comunes en el país, es uno de los más económicos de construir.

IV. DISEÑO METODOLOGICO

4.1 Análisis hidrotécnico

4.1.1 Organización de la información recopilada

La finalidad de esta investigación monográfica consiste en realizar la revisión hidrotecnia y estructural del puente Petaquilla ubicado en el tramo camino El Aceituno-El Sauce, departamento de Estelí, por lo que la selección y análisis de la información correspondiente requiere de una observación precisa y sensata con el fin de elaborar la metodología más acertada.

4.1.1 Exploración de estudios previos

El único estudio del que se tiene registro para el puente Petaquilla fue elaborado por el Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua (MTI) siendo este un estudio de factibilidad y diseño para el mejoramiento del camino Estelí-El Aceituno-El Sauce.

4.1.2 Obtención de la información

La documentación proporcionada por INETER consistía en la información meteorológica de la estación León, los datos de intensidades máximas anuales de precipitación (mm) en el periodo de 1971-2016 y el registro de precipitaciones de los huracanes: Mitch y Félix.

La información que se utilizará para realizar el análisis hidrotécnico fue recopilada del Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI), corresponde a la caracterización del sitio en un levantamiento topográfico con la longitud aguas arriba y aguas abajo del punto de cierre y los resultados de sondeos manuales que permitieron encontrar las características del suelo.

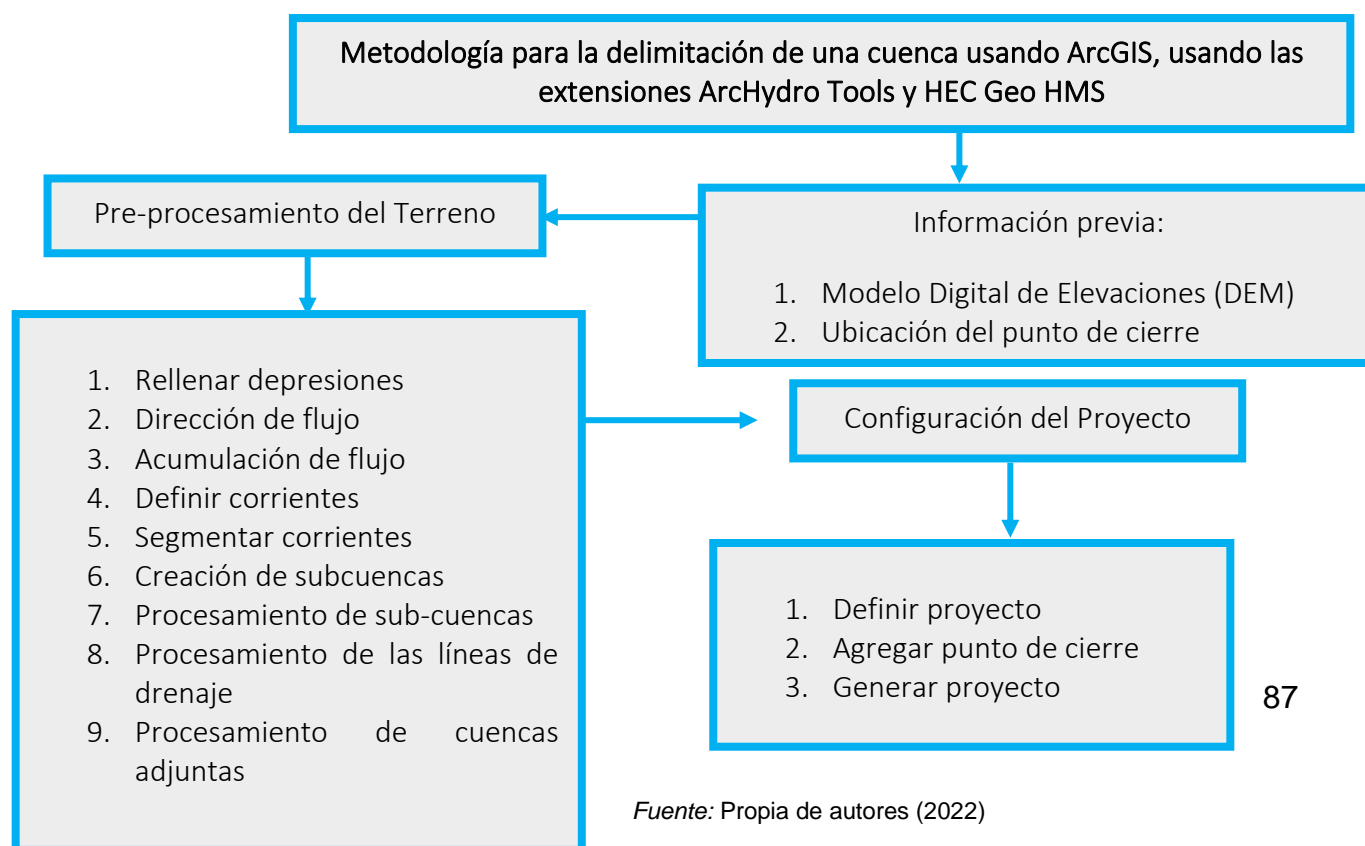
4.1.3 Procesamientos con sistemas de información geográfica

Para el modelado hidrológico se usará una aplicación que fue desarrollada por el centro de Ingeniería de Hidrológica del cuerpo de ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, diseñado para simular los procesos hidrológicos completos de los sistemas de cuencas hidrográficas dendríticas el cual incluye muchos procedimientos tradicionales de análisis hidrológico. El resultado del modelaje es el cálculo de los hidrogramas del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río. Con el estudio hidrológico se determinará el caudal máximo probable que pasa por el puente, lo que permitirá tener una noción de las dimensiones de las obras.

4.1.3.1 Delimitación de la cuenca mediante el software ArcGIS

Cuando se realiza la delimitación automática de la cuenca, el software asigna cuencas y cauces, debido a las depresiones naturales existentes en el DEM. El resultado es de una serie de sub-cuenca con sus respectivos cauces. A continuación, la Figura muestra la secuencia de pasos para la delimitación de una cuenca a través del software ArcGIS:

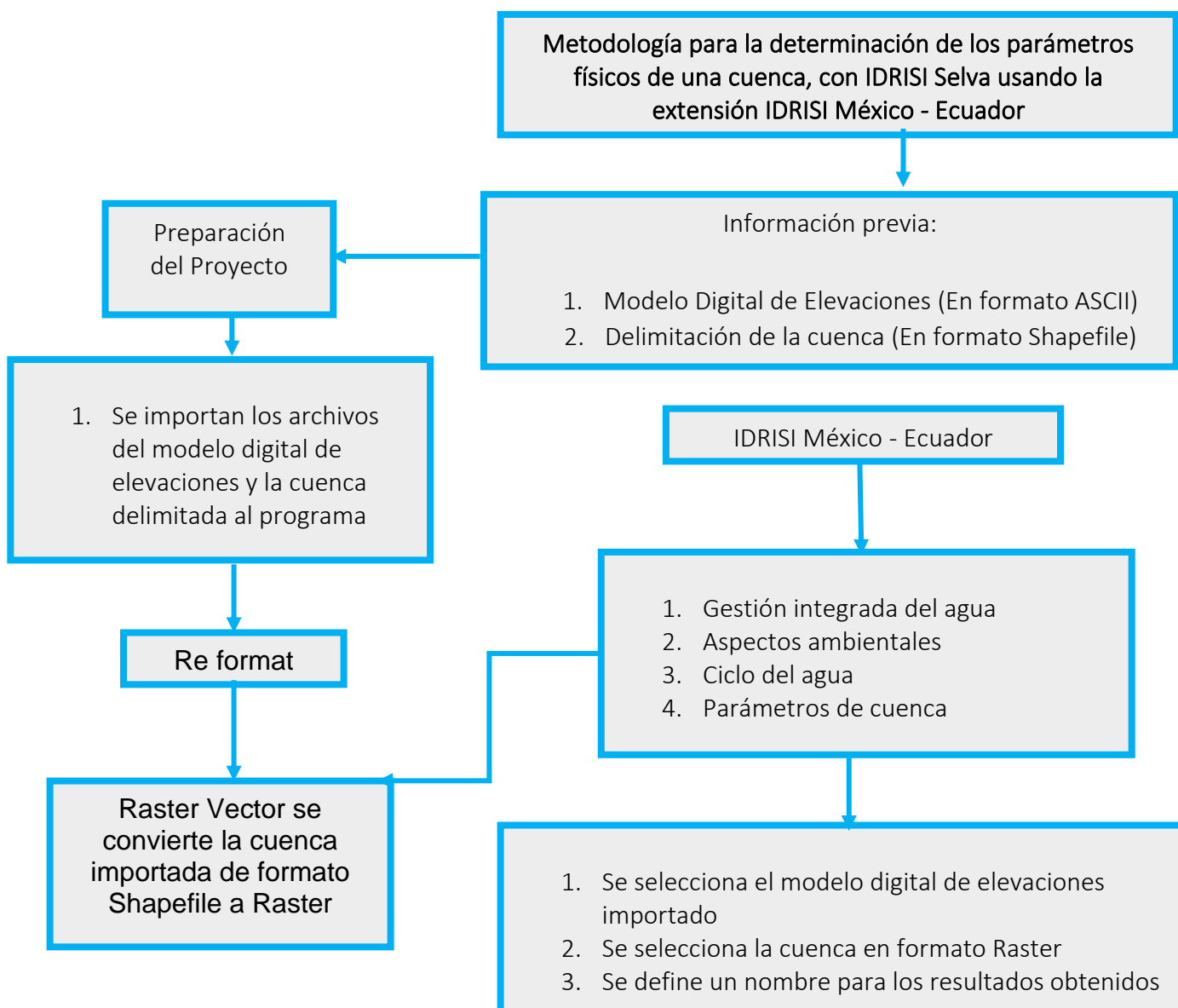
FIGURA 25. Metodología para la delimitación de una cuenca usando ArcGIS, usando las extensiones ArcHydroTools y HEC Geo HMS



4.1.3.2 Estimación de los parámetros físicos de la cuenca mediante el software IDRISI Selva 17.0

En este programa se puede exportar el modelo de elevación digital y el shapefile de la cuenca generada en ArcGIS. Los datos de entrada mencionados permiten la generación de cada parámetro morfométrico de la cuenca, perfil del cauce principal y la curva hipsométrica. A continuación, la figura muestra la secuencia de pasos para la determinación de las características morfométricas:

FIGURA 26. Metodología para la determinación de los parámetros físicos de una cuenca, con IDRISI Selva usando la extensión IDRISI México - Ecuador



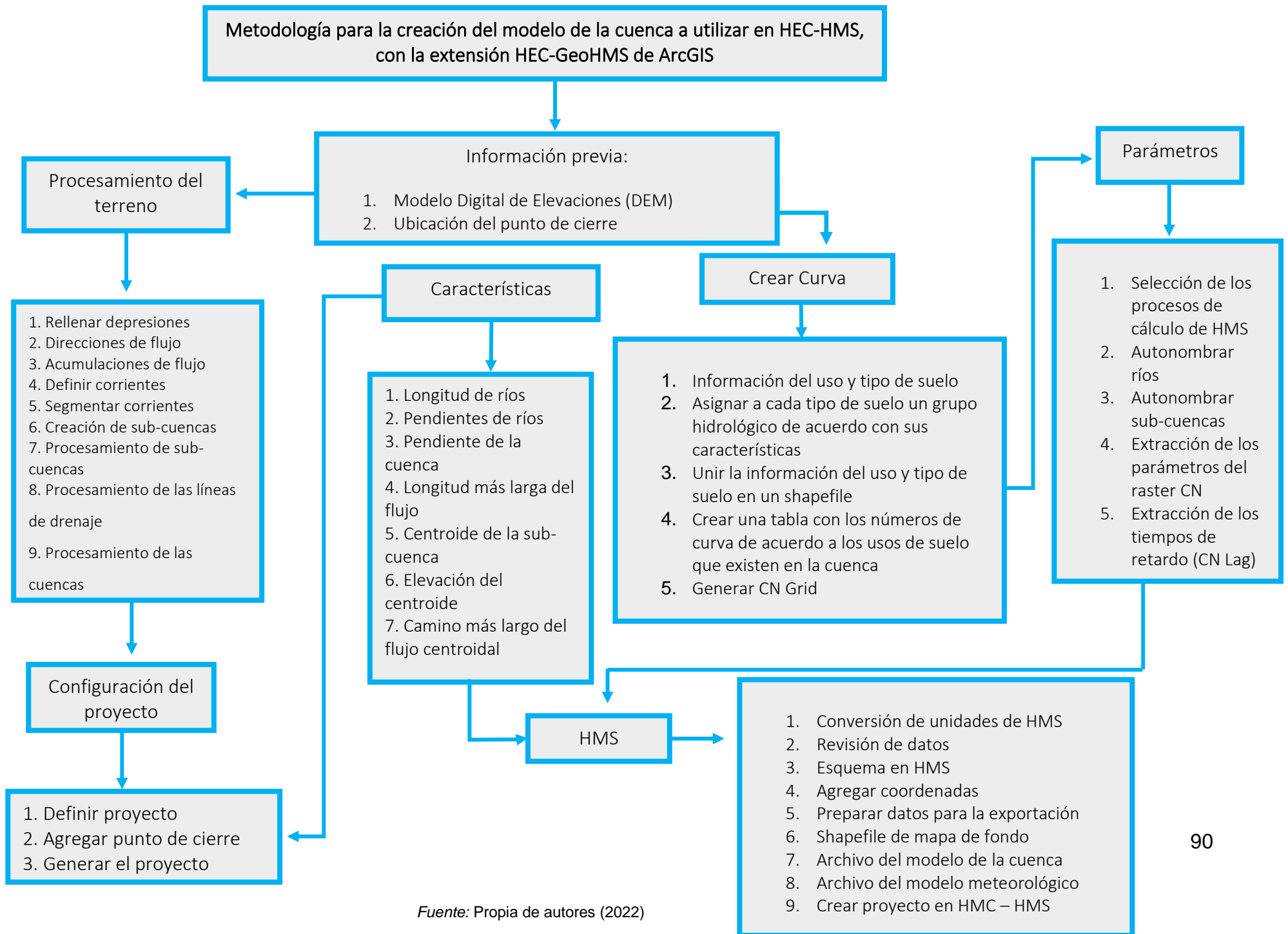
4.1.3.3 Creación del modelo de la cuenca mediante la utilización de HEC-GeoHMS

Una vez que la cuenca en estudio se tiene delimitada, se deben emplear las herramientas de geoprocесamiento para la obtención de parámetros físicos de las sub-cuencas, las cuáles serán utilizadas para efectuar el análisis hidrológico de la cuenca. A la vez, se elaboran los mapas de uso de suelo y tipo de suelo, de acuerdo con la clasificación de SCS; para la cual fue necesaria una comparación cuidadosa de la clasificación según INETER (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales), y su equivalencia según las categorías tabuladas en las publicaciones oficiales del Departamento de Agricultura de Estados Unidos.

La extensión de HEC GeoHMS del programa ArcGIS fue empleada para crear el modelo de la cuenca a utilizar en HEC-HMS, que es la representación de la parte física de la cuenca en el cual se albergan los métodos de cálculos a emplear en el análisis hidrológico, de esta manera es cómo el programa calcula algunos de los parámetros necesarios para aplicación de dichos métodos como lo son: las pérdidas (CN ponderado) y tiempos de retardo para la determinación de los hidrogramas de caudales.

A continuación, la figura siguiente muestran la secuencia de pasos para crear el modelo de la cuenca a utilizar en HEC-HMS con la extensión HEC-GeoHMS del software ArcGIS:

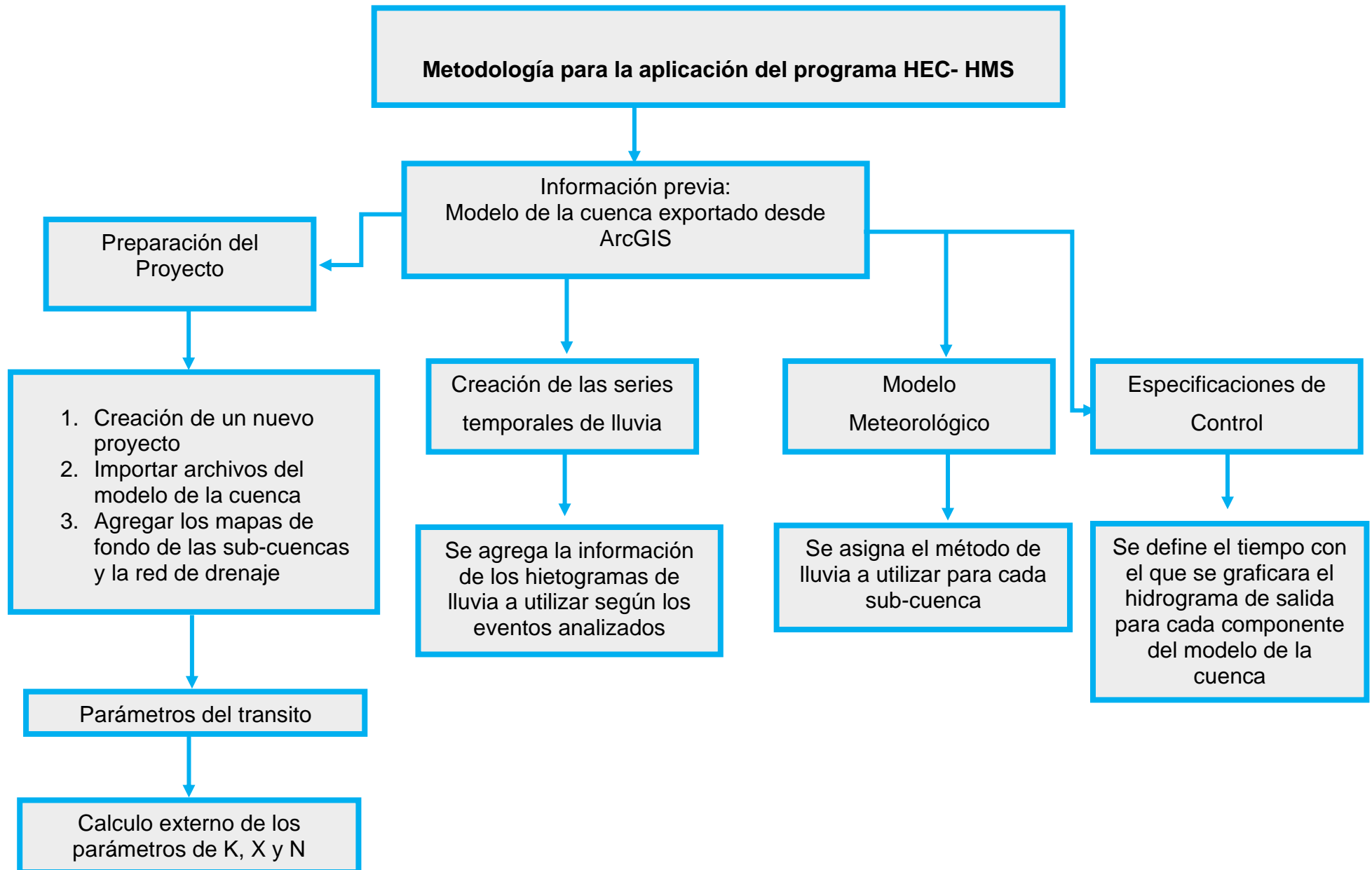
FIGURA 27. Metodología para la creación del modelo de la cuenca a utilizar en HEC-HMS, con la extensión HEC-GeoHMS de ArcGIS



4.1.4 Análisis hidrológico de la cuenca en HEC-HMS

Esta es una de las etapas más importantes a realizar, ya que toda la información recolectada en los pasos anteriores es parte del fundamento del modelo hidrológico. La extracción de los números de curva ponderados para cada sub-cuenca y la determinación de los tiempos de retardo mediante método SCS (Servicio de Conservación de Suelos), fueron asistidas con técnicas de geoprocésamiento en el programa ArcGIS. Al completar la fase de exploraciones, creación del modelo mediante SIG se procede a calcular otros parámetros de entrada al modelo HEC-HMS, dentro los cuales destacan los más importantes: parámetros de tránsito mediante método Muskingum y la creación de los hietogramas de lluvia para el análisis. Las precipitaciones usadas consistieron en tres tormentas de diseño para: 25, 50 y 100 años, creando esas precipitaciones gracias al método de bloque alterno y representado en forma gráfica a través de hietogramas. Se analizaron dos tormentas correspondientes a los huracanes Félix y Mitch que fueron los de mayor intensidad registradas por la estación meteorológica de León. La Figura que se muestra a continuación presenta la secuencia de pasos a realizar para hacer uso del software HEC-HMS.

FIGURA 28. Metodología para la aplicación del programa HEC - HMS



Fuente: Propia de autores (2022)

4.1.5 Análisis hidráulico de la cuenca en HEC-RAS

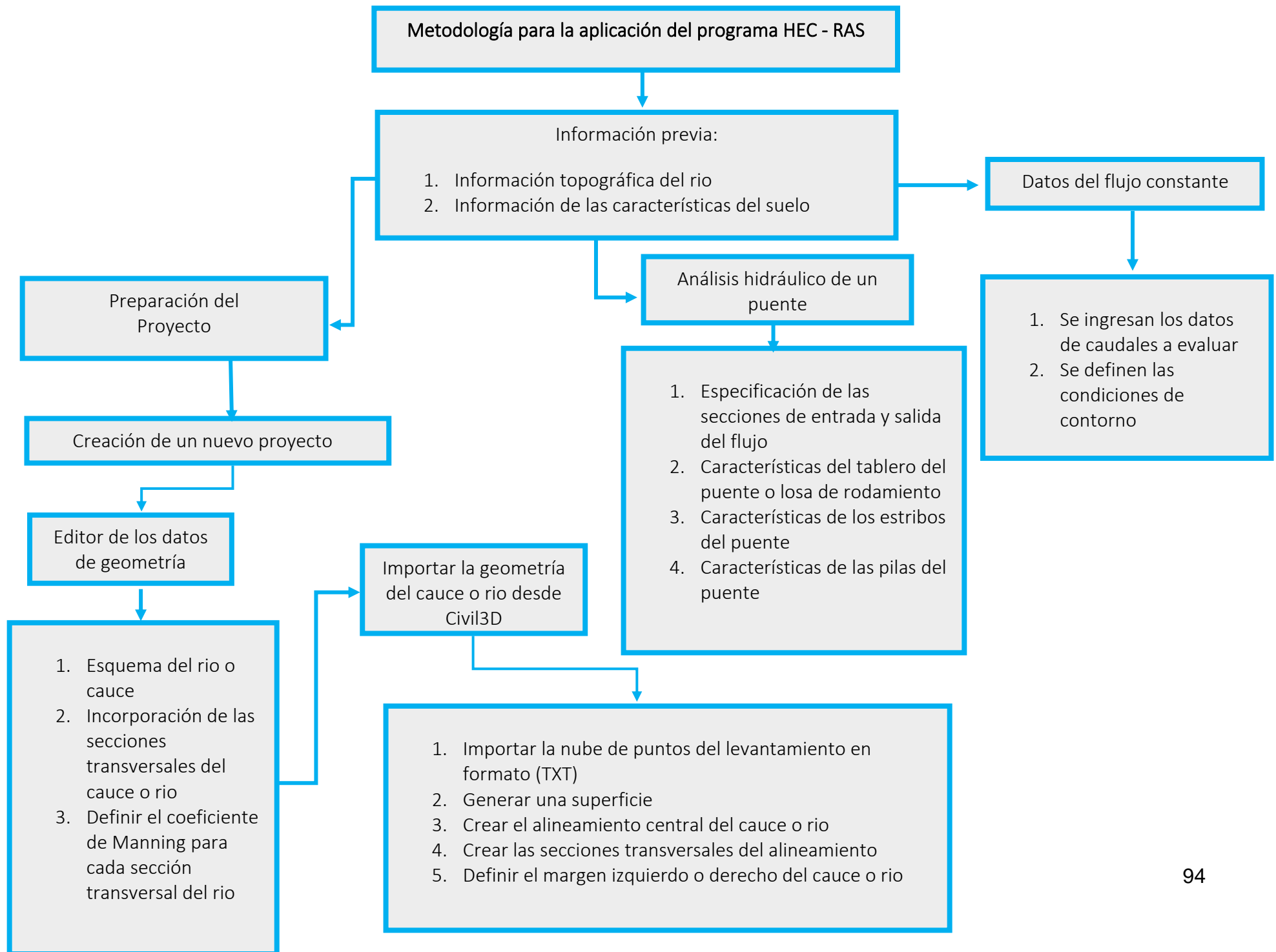
Una vez obtenidos los caudales picos en HEC-HMS, se usó el software HEC-RAS para examinar el comportamiento del puente el Petaquilla, evaluando el nivel de la superficie del agua que se obtiene en el puente, además del efecto de la socavación que se produce en la infraestructura del puente, ante los eventos analizados en el presente estudio.

La modelación hidráulica logra representar el flujo de un río (tridimensional) a través de una estructura o suelo con mayor fidelidad y detalle que un simple cálculo teórico, aumentando la confiabilidad de las estructuras proyectadas.

4.1.5.1 Obtención de la información

El diseño del puente Petaquilla fue hecho bajo la supervisión del MTI, por lo cual esta institución es la principal fuente de información, se obtuvieron los informes ingenieriles del puente Petaquilla. El levantamiento topográfico y los estudios de suelo realizados en el puente ya que además de los caudales es necesario contar con la topografía del terreno, puesto que en él software se ingresan los perfiles de las secciones transversales, por medio de la vinculación con el programa CIVIL 3D se puede exportar la topografía del cauce a HEC-RAS facilitando el proceso de esta manera no se tendrán que introducir las secciones manualmente en el programa. A continuación, se muestran la secuencia de pasos para realizar un análisis hidráulico en el programa HEC – RAS:

FIGURA 29. Metodología para la aplicación del programa HEC - RAS



4.2. Análisis estructural del puente

4.2.1 Diseño de la superestructura

El diseño de la superestructura del puente se realizará utilizando la Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2017, US Units, 8th Edition, September 2017, denominada “Método de Diseño Basado en Factores de Carga y Resistencia”, utilizando en la sobrecarga vehicular el camión de diseño con la designación HL-93. Además, se utilizará el Reglamento Nacional de la Construcción de la República de Nicaragua, para tener en cuenta el valor correspondiente a la aceleración de la gravedad en la zona donde se empleará el puente. La siguiente ecuación constituye la base de la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD):

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:

Q = Estado límite de servicio. (kN/m)

η_i = Modificador de carga.

- Para cargas donde un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

- Para cargas donde un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

η_D = factor relacionado a la ductilidad, como se especifica en el Artículo 1.3.3 del AASHTO LRFD 2017.

η_R = factor relacionado a la ductilidad, como se especifica en el Artículo 1.3.4 del AASHTO LRFD 2017.

η_I = factor relacionado a la ductilidad, como se especifica en el Artículo 1.3.5 del AASHTO LRFD 2017.

γ_i = Factor de carga: multiplicador basado estáticamente aplicado a los efectos de fuerza

Q_i = Efecto de fuerza (Kn/m)

ϕ = Factor de resistencia: como se especifica en las Secciones 5, 6, 7, 8, 9, 11 y 12 del AASHTO LRFD 2017.

R_n = Resistencia nominal

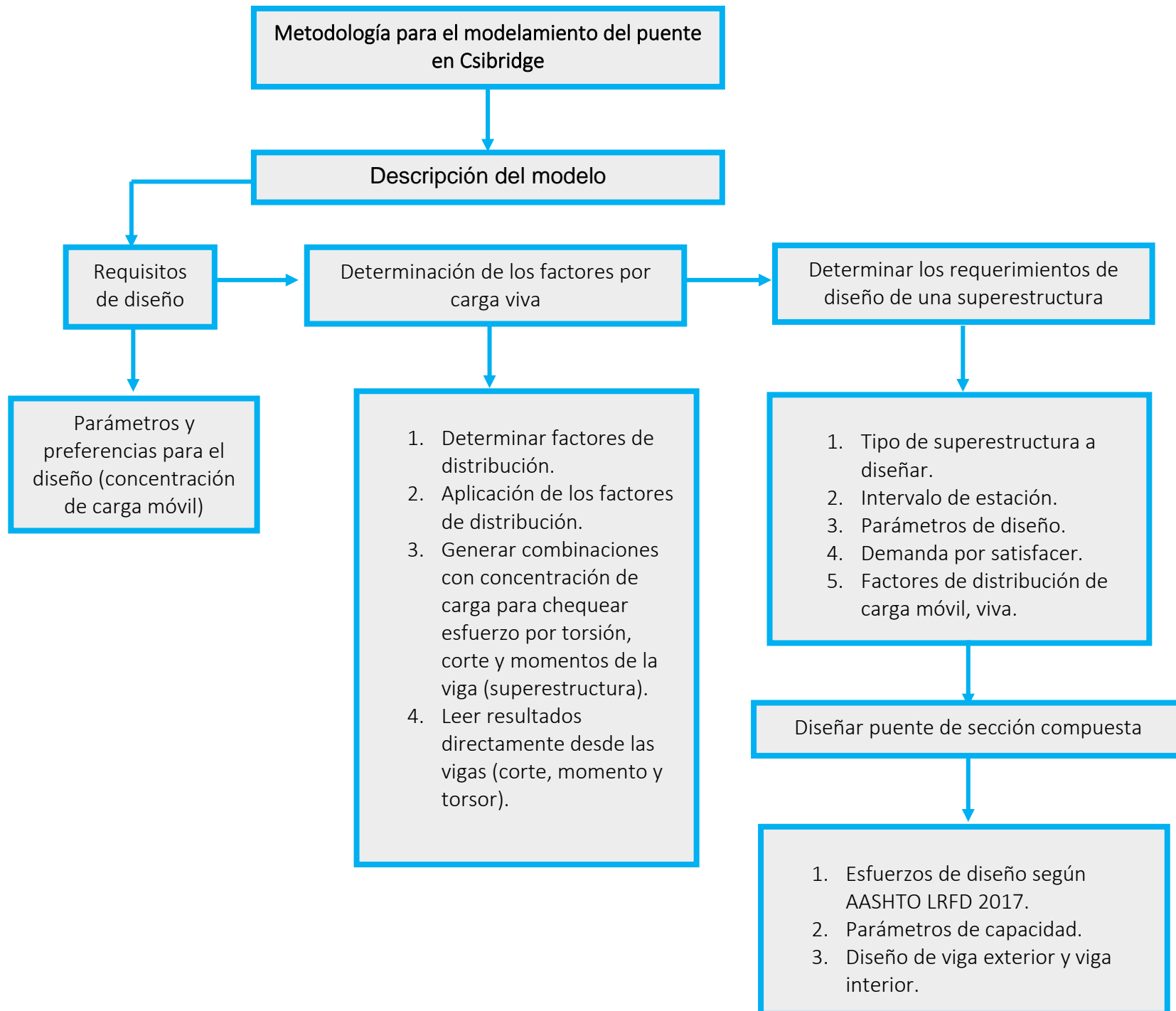
R_r = Resistencia mayorada: ϕR_n

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación anterior para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los Estados Límites en la sección 5.3.3 de este documento.

4.2.2 Modelado Estructural del puente en CSiBridge

Para simular la respuesta estructural que tendrá el puente se hará uso del software CSiBridge. Este es un software que integra las capacidades de modelado, análisis y dimensionamiento de estructuras de puentes en un único modelo. Define fácilmente geometrías complejas de puentes y diversos tipos de cargas y análisis. Permite el dimensionamiento rápido y eficaz, a la vez define el refuerzo estructural de puentes existentes de hormigón y metálicos, también define rápidamente los carriles y vehículos e incluir también los efectos de ancho (consideración automática de la distribución transversal de cargas).

FIGURA 30. Metodología para el modelamiento del puente en CsiBridge



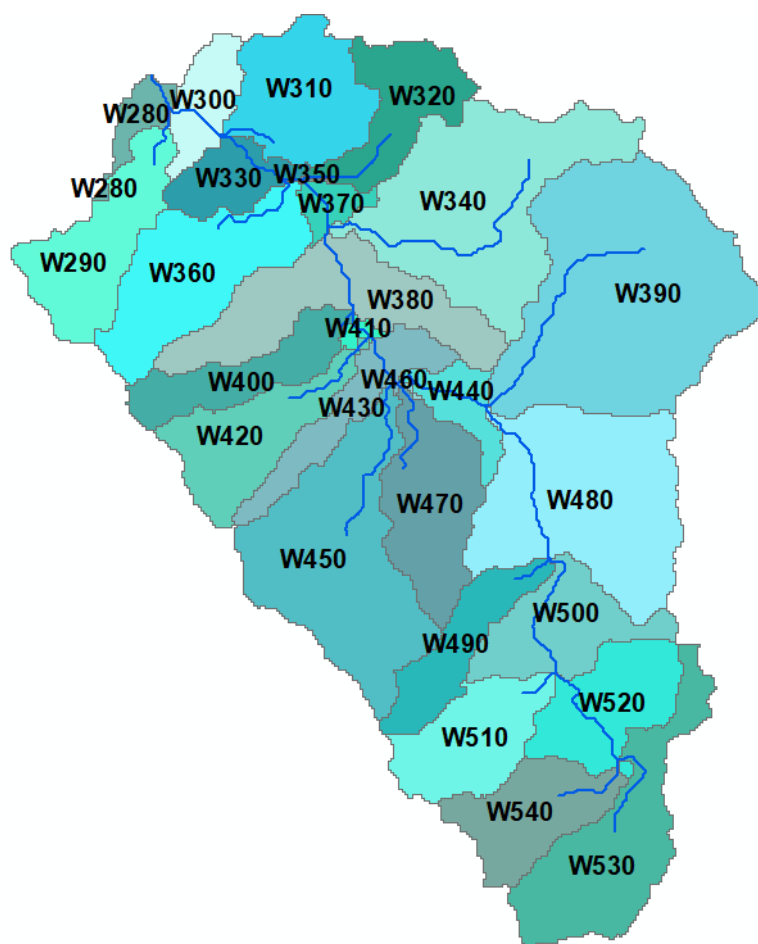
Fuente: Propia de autores (2022)

V. Análisis y presentación de los resultados del estudio hidrotécnico y estructural

5.1. Estudio hidrológico

La delimitación de la cuenca que aporta el flujo al cauce natural en estudio se realizó mediante el software ArcGIS 10.5; en el cual se utilizó el Modelo de Elevación Digital, DEM por sus siglas en inglés (Digital Elevation Model); como fundamento de análisis. Mediante la herramienta HEC-GeoHMS se logró con precisión la cuenca de estudio (ver figura) y obtener sus características.

FIGURA 31. Cuenca Hidrográfica



Fuente: Propia de autores (2022)

5.1.1. Características morfométricas de la cuenca Petaquilla

Características físicas de la cuenca

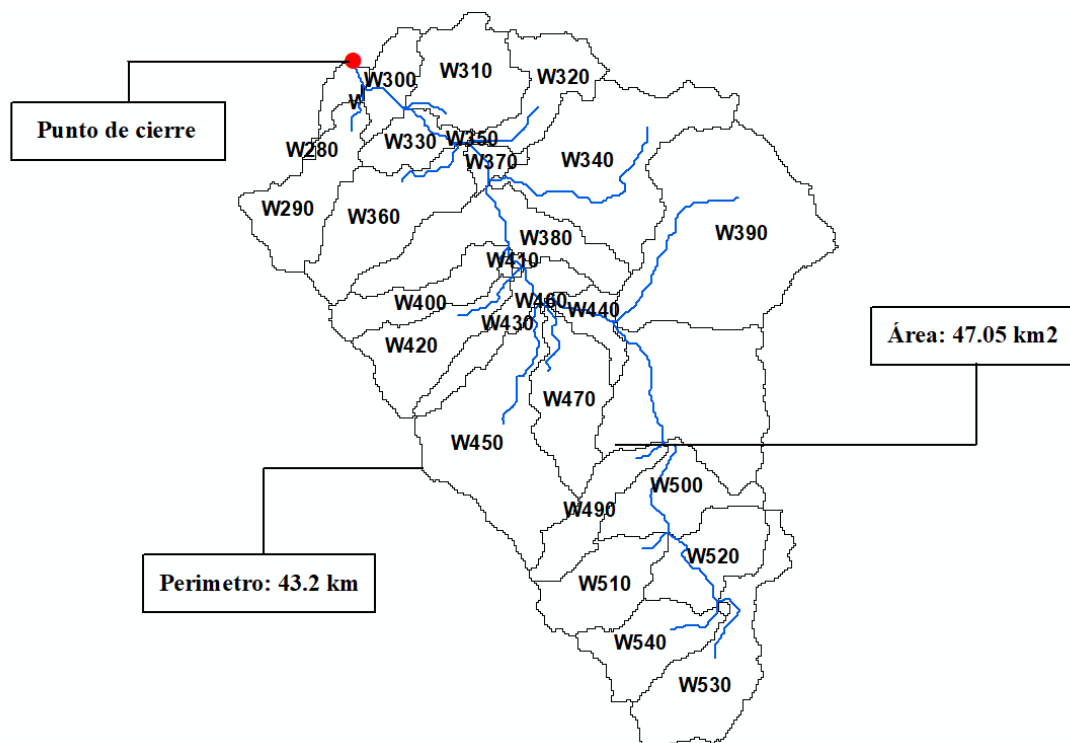
Parámetros de forma

Mediante la aplicación de los complementos ArcHydro Tools y HEC-GeoHMS del software ArcGIS se logró delimitar la cuenca de estudio y conocer sus características y parámetros geométricos, los cuales se muestran a continuación:

- **Área y perímetro de la cuenca**

El área estimada de la cuenca es de 47.05 km² con un perímetro de cuenca de 43.2 km. De acuerdo con la tabla 1 se clasifica como una clase de tamaño pequeña.

FIGURA 32. Área y perímetro de la cuenca



Fuente: Propia de autores (2022)

La cuenca se delimita en subcuencas con áreas menores a 6 km², obteniendo así un total de 27 subcuencas, sus áreas y perímetros se muestran en la siguiente tabla:

TABLA 24. Áreas y perímetros de las subcuencas de la cuenca Petaquilla

Subcuenca	Nombre	Área (km ²)	Perímetro (Km)
1	W280	0.392	4.909
2	W290	1.866	9.572
3	W300	0.782	5.522
4	W310	1.926	7.854
5	W320	1.430	8.652
6	W330	0.826	5.584
7	W340	4.186	14.604
8	W350	0.019	1.227
9	W360	2.428	9.940
10	W370	0.327	3.620
11	W380	2.495	13.377
12	W390	5.832	13.561
13	W400	1.250	8.406
14	W410	0.098	2.086
15	W420	1.681	9.450
16	W430	1.141	10.247
17	W440	0.628	5.645
18	W450	3.805	13.315
19	W460	0.014	0.920
20	W470	1.919	8.652
21	W480	3.960	11.720
22	W490	1.168	8.100
23	W500	1.576	8.468
24	W510	1.597	7.363
25	W520	1.611	7.793
26	W530	2.569	12.824
27	W540	1.536	7.793
	Σ	47.05	

Fuente: Propia de autores (2022)

- **Forma de la cuenca**

La forma de la cuenca se calculó con el índice de compacidad y se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$I_c = 0.282 \frac{P_{cuenca}}{\sqrt{A}} = 0.282 \frac{43.2 \text{ Km}}{\sqrt{47.05 \text{ Km}^2}} = 1.77$$

Su índice de compacidad fue de 1.77, la cual clasifica como una cuenca de oval oblonga a rectangular oblonga, de acuerdo con la tabla 3, reafirmando una cuenca irregular y alargada, por lo cual la tendencia de la creciente es menor, de modo que el escurrimiento tardará un tiempo mayor en llegar al punto de salida.

- **Factor de forma**

El factor forma se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$K_f = \frac{A}{L^2} = \frac{A}{\left(\frac{P}{2} + \sqrt{\frac{P^2}{4} - 4A} \right)^2} = \frac{47.05 \text{ Km}^2}{\left(\frac{\frac{43.2 \text{ Km}}{2} + \sqrt{\frac{(\frac{43.2 \text{ Km}}{2})^2}{4} - 4(47.05 \text{ Km}^2)}}{2} \right)^2}$$

$$K_f = 0.13$$

Dando un resultado de 0.13, por lo que de acuerdo con la tabla 4, la cuenca se clasifica como muy poco achatada. Dado que el factor de forma es bajo, esta cuenca está menos sujeta a creciente.

- **Coeficiente de masividad**

$$K_m = \frac{h_m}{A} = \frac{635.18 \text{ msnm}}{47.05 \text{ Km}^2} = 13.50$$

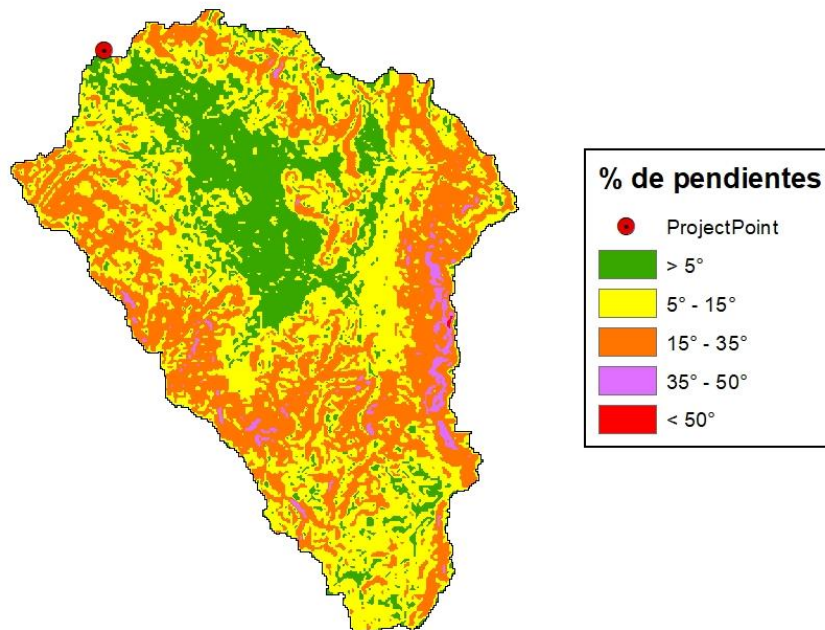
Según la tabla 6 esta se encuentra en el rango de $0 < 13.50 < 35$ clasificando como muy montañosa, ya que su área no ha sido afectada por urbanización en toda la zona apreciada de la cuenca.

5.1.1.1. Características del relieve

- Pendiente media de la cuenca

$$S_m = \frac{\sum(A_i * S_i)}{\sum A_i} = \frac{1114.37 \text{ Km}^2 * \%}{47.05 \text{ Km}^2} = 23.68\%$$

FIGURA 33. Pendiente de la cuenca

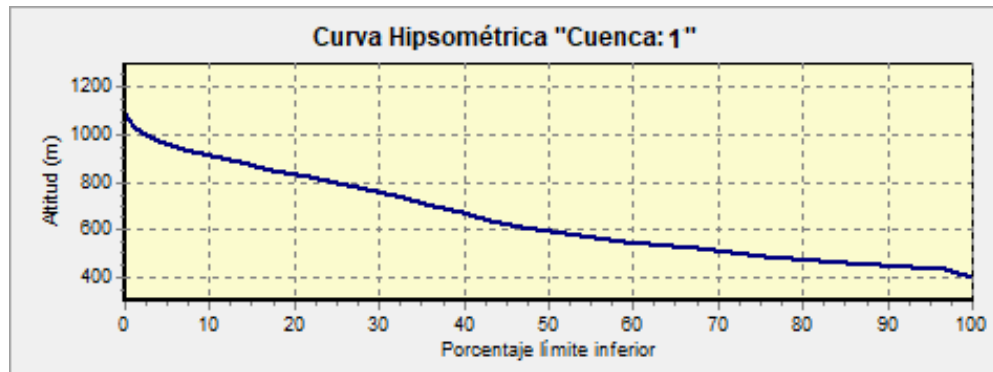


Fuente: Propia de autores (2022)

- Curva hipsométrica

Para determinar la altitud media de la cuenca se construyó la curva hipsométrica, donde se identificó la altura máxima correspondiente a 1020 msnm y la mínima a 300 msnm, posteriormente se definió el valor correspondiente al 50% de la curva como elevación media, resultando 402 msnm.

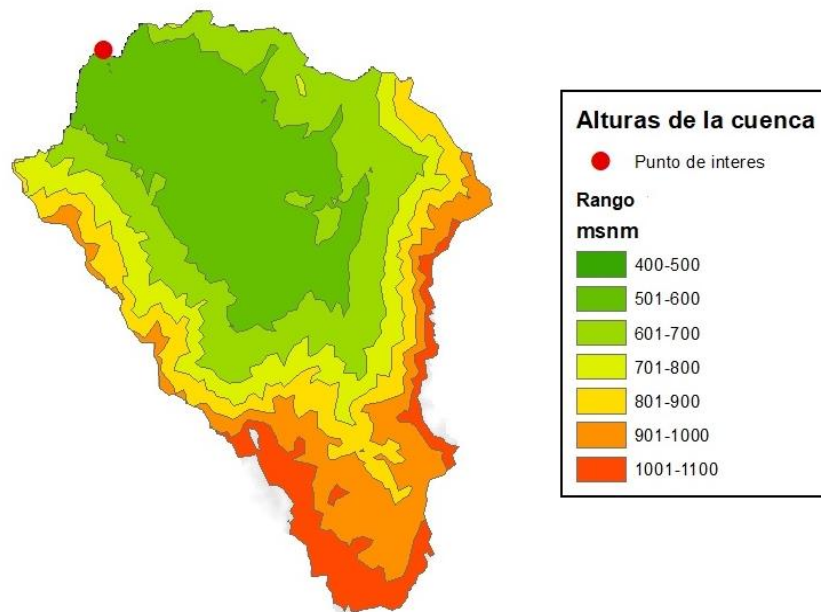
FIGURA 34. Curva Hipsométrica de la cuenca



Fuente: Propia de autores (2022)

- **Altitud media**

FIGURA 35. Clasificación de alturas de la cuenca

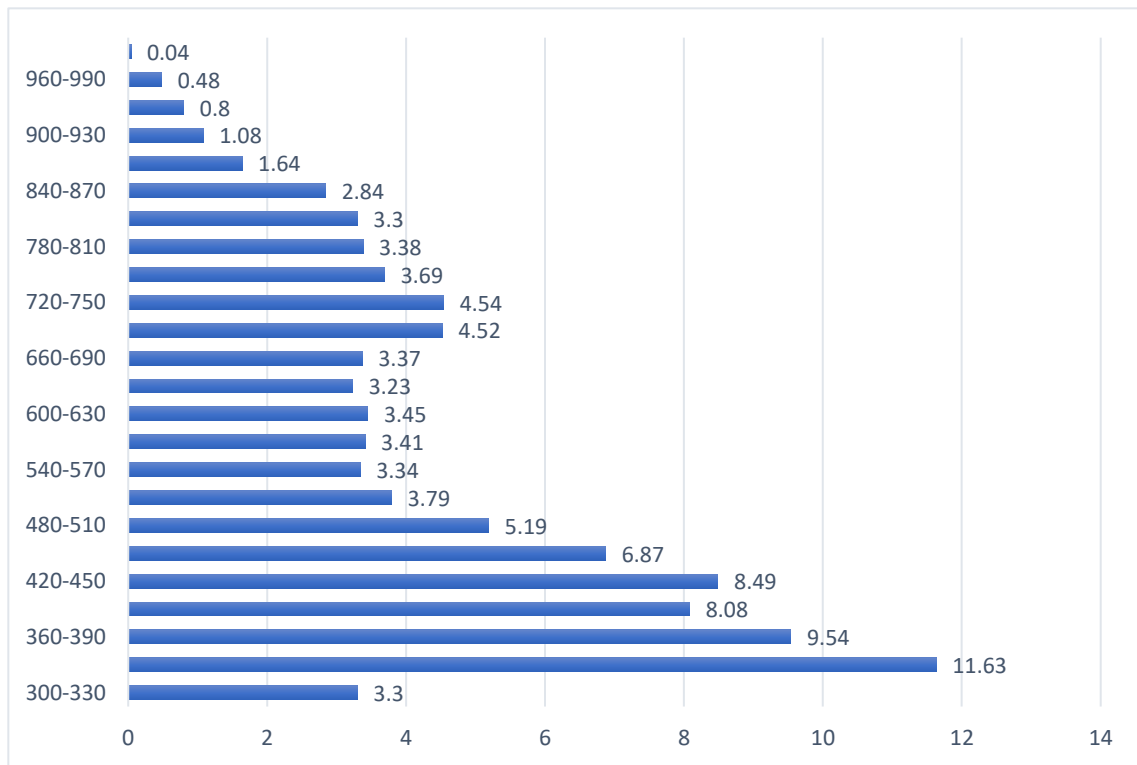


Fuente: Propia de autores (2022)

- **Histograma de frecuencia**

Con el porcentaje de área entre curva en las abscisas y el rango de alturas propuestos en las ordenadas, se procedió a elaborar el grafico de distribución de frecuencia.

GRÁFICA 9. Distribución de frecuencia de alturas



Fuente: Propia de autores (2022)

- En la zona baja con un valor de 57%, el relieve es fuerte propicio para sufrir socavaciones en estructuras como puentes y alcantarillas.
- En la zona media valor de 30%, el relieve es pronunciado, donde la escorrentía puede incrementar su velocidad y formar cárcavas considerables en el cauce principal, tendría que protegerse y el transporte de sedimento puede ser grande.
- En la zona alta con un valor 14%, el relieve es bajo, en la transición hacia la zona media, propicio para el desarrollo agrícola.

- **Rectángulo equivalente**

$$L = \frac{\frac{P}{2} + \sqrt{\frac{P^2}{4} - 4A}}{2} = \frac{\frac{43.2 \text{ Km}}{2} + \sqrt{\frac{(43.2 \text{ Km})^2}{4} - 4(47.05 \text{ Km}^2)}}{2} = 19.14 \text{ Km}$$

$$l = \frac{\frac{P}{2} - \sqrt{\frac{P^2}{4} - 4A}}{2} = \frac{\frac{43.2 \text{ Km}}{2} - \sqrt{\frac{(43.2 \text{ Km})^2}{4} - 4(47.05 \text{ Km}^2)}}{2} = 2.46 \text{ Km}$$

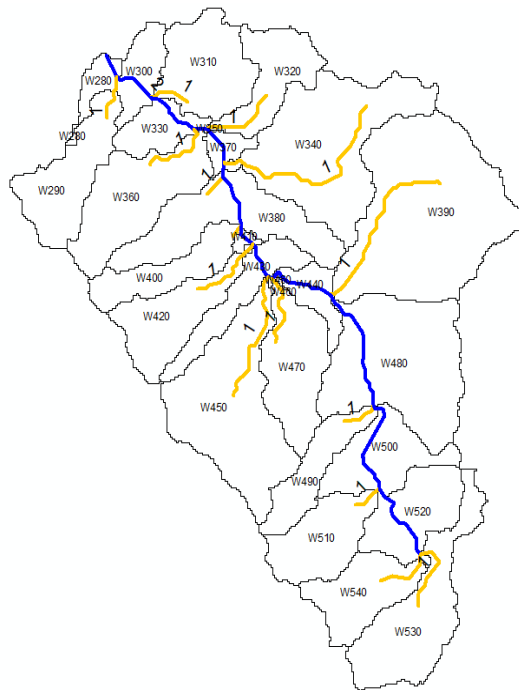
5.1.1.3 Características de la red hidrica

Parámetros de drenaje

Orden de la red hídrica

La cuenca se encuentra en el rango $1 < 2$ lo que la clasifica dentro de un orden de corriente bajo según la tabla 9.

FIGURA 36. Orden de los ríos de la cuenca puente Petaquilla



Fuente: Propia de autores (2022)

Longitud de la red hídrica

La longitud del cauce corresponde a la extensión que reciben las aguas pluviales provenientes de toda la cuenca delimitada desde la parte más lejana hasta el punto de salida. De acuerdo con la tabla 2 el cauce en estudio se clasifica como mediano, ya que tiene una extensión de 14.22 km hasta el punto de cierre.

Pendiente media del cauce principal

La pendiente media del cauce se calculó de la siguiente forma:

$$S_{mr} = \frac{\sum(L_i \times S_i)}{\sum L_i} = \frac{796.61 \text{ m}}{11305.46 \text{ m}} \times 100 = 7.05\%$$

Dando como resultado 7.05%, por lo que de acuerdo con la tabla 8 “Clases de valores de pendiente del cauce (m/m)” se define que el terreno plano con una pendiente moderada, ya que se encuentra en el rango 0.06-0.11. (los valores utilizados para este cálculo se encuentran mostrados en la tabla 35 parámetros morfométricos de cada subcuenca más adelante en el punto 5.1.3.1 parámetros de tránsito)

Densidad de drenaje

$$D_d = \frac{L_s}{A} = \frac{29.53 \text{ Km}}{47.05 \text{ Km}^2} = 0.63 \text{ Km/Km}^2$$

La densidad de drenaje estimada fue de 0.63 km/km², lo cual indica que la cuenca posee un rango de densidad de drenaje baja de acuerdo con la tabla 10, esto podría significar que la cuenca tiene suelos bastantes erosionable, las pendientes son altas y la cobertura vegetal es escasa.

The map displays the Senegal River basin, with administrative boundaries delineated by black lines. Water points are marked with blue dots and labeled with codes such as W280, W300, W310, W320, W330, W340, W360, W370, W380, W390, W400, W410, W420, W430, W440, W450, W470, W480, W490, W500, W510, W520, W530, W540, and W550. The river network is shown in blue, with major branches labeled R20, R40, R50, R70, R80, R90, R100, R110, R120, R130, R140, R150, R160, R170, R180, R190, R200, R210, R220, R230, R240, R250, and R260. A red dot is located at the northernmost point of the river network, near W280.

Indice de alargamiento

$$L^+ = \frac{\frac{P}{2} + \sqrt{\frac{P^2}{4} - 4A}}{2} = 19.14 \text{ Km}$$

A = área de la cuenca (Km²)

Según el índice de alargamiento estimado en 3.89, la cuenca se clasifica como muy alargada de acuerdo con la tabla 5.

Análisis estadístico de datos hidrológico de precipitación

Pérdida por infiltración: Método de Número de Curva

Para el modelamiento hidrológico de la cuenca únicamente se estimó pérdidas de precipitación por infiltración, mediante el método por servicio de conservación de suelos (SCS).

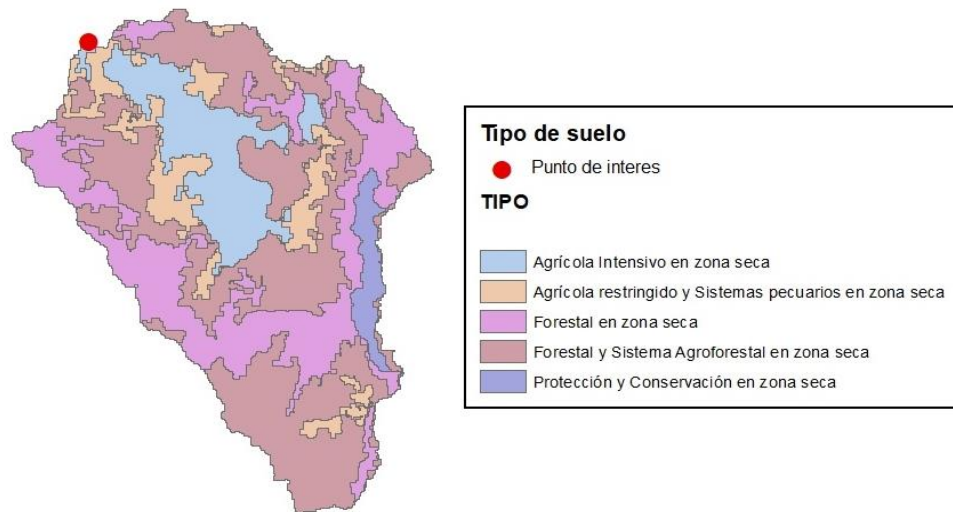
Con la herramienta CN Grid, de la extensión Hec-GeoHMS, se obtuvo el número de curva de acuerdo con los parámetros de uso, tipo y grupo hidrológico del suelo de la cuenca.

Tipo de suelo

El suelo es uno de los factores determinantes en el análisis de cualquier cuenca hidrográfica, la cantidad de lluvia que se infiltra en el subsuelo y el exceso de esta que circula sobre la superficie del suelo dependen de la permeabilidad de este que varía directamente según su clasificación.

El tipo de suelo que predomina en la zona de El Sauce, en la cuenca corresponde a los Molisoles y Vertisoles (Sonzocuite)

FIGURA 38. Tipo de suelo de la cuenca

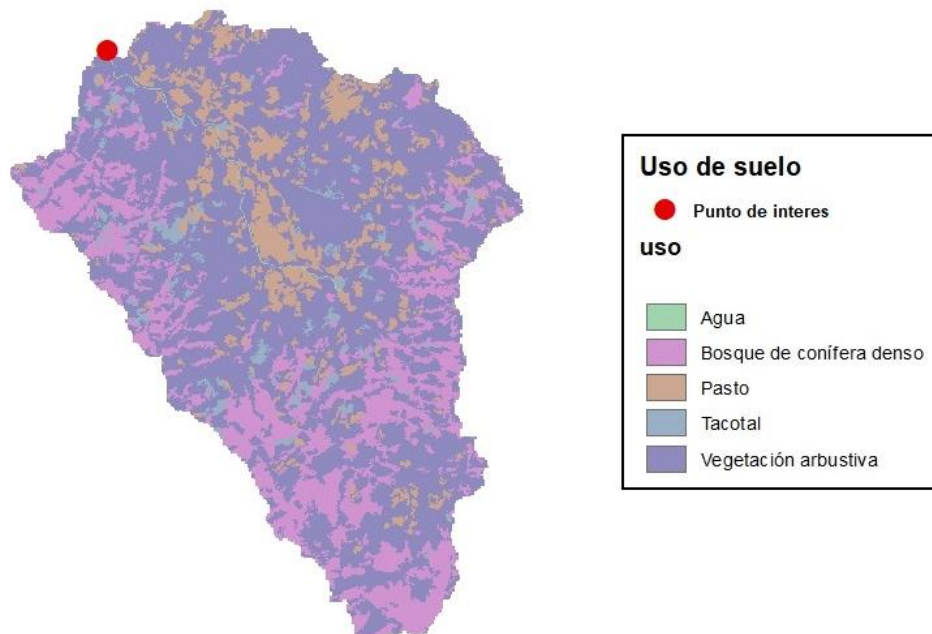


Fuente: Propia de autores (2022)

Uso de suelo

El uso que se le da a las tierras, al igual que el tipo de suelo influye directamente en los niveles de escurrimiento superficial que se presenta en la cuenca y asimismo en el caudal máximo que circula por el punto de interés.

FIGURA 39. Uso de suelo

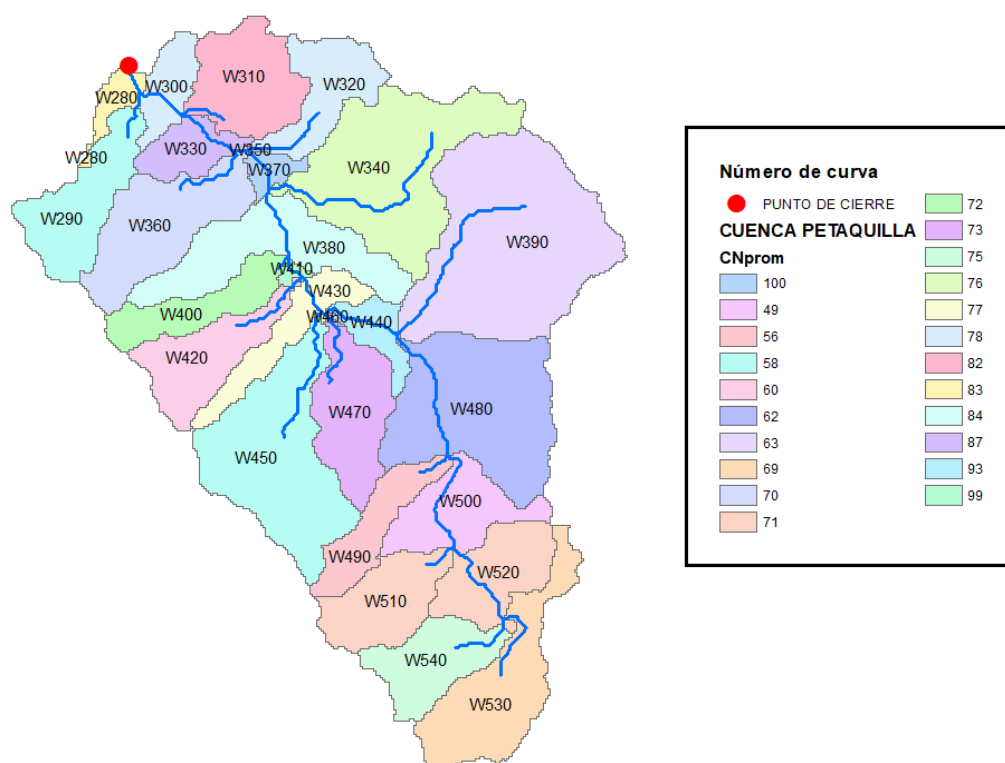


Fuente: Propia de autores (2022)

Podemos definir que la vegetación arbustiva y el bosque de conífera denso de la zona abarcan más porcentaje, por ende, la condición hidrológica de los bosques es regular con áreas boscosas ya sean: 1) Áreas en condiciones malas, tienen arboles dispersos y fuertemente pastoreados sin crecimiento rastrero. 2) Áreas en condiciones regulares, moderadamente pastoreadas, y con algo de crecimiento rastrero. 3) Áreas en condiciones buenas, que estén densamente pobladas y sin pastorear.

Número de curva

FIGURA 40. Número de curva



Fuente: Propia de autores (2022)

En la figura anterior se muestran los números de curvas calculadas para cada una de las subcuencas de nuestra cuenca de estudio.

Resumen de las características morfométricas de la cuenca puente Petaquilla

En la siguiente tabla se presenta las características morfométricas de la cuenca:

TABLA 25. Parámetros morfométricos de la cuenca

Parámetro	Registro	Unidad	Descripción
CLVRGN	1		Cuenca hidrográfica
A_KM2	47.05	Km2	Superficie de cuenca
P_KM	43.20	Km	Perímetro de la cuenca
EM_M	635.18	msnm	Elevación media
PM_G	14.77	°	Pendiente media (grados)
PM_P	23.68	%	Pendiente media (porcentaje)
KC	1.78		Coeficiente de compacidad (Gravelius)
RCI	0.32		Relación circular
RH	1.81		Relación hipsométrica
LC_KM	14.22	Km	Longitud del eje del río principal
LA_KM	9.85	Km	Longitud directa del río principal
SH	1.44		Coeficiente de sinuosidad hidráulico
EMX_M	933.00	msnm	Altitud inicial
EMN_M	402.00	msnm	Altitud media
SC_P	5.45	°	Pendiente promedio del río principal
TC_KIRPICH	1.81		Tiempo de concentración Kirpich
TC_CHPW_H	1.82		Tiempo de concentración de California Highways and Public Works

Fuente: Propia de autores (2022)

5.1.2. Características meteorológicas de la cuenca

Para los datos de precipitación necesarios para el estudio hidrológico de nuestra cuenca, son las precipitaciones de los eventos puntuales huracán Félix y huracán Mitch y los obtenidos por la estación pluviométrica León ubicada en el departamento del mismo nombre.

TABLA 26. Datos de precipitación Huracán Félix

Huracan Felix	
time (DMMYY)	Precipitacion (mm)
30ago.2007, 00:00	
31ago.2007, 00:00	17.0
01sep.2007, 00:00	34.2
02sep.2007, 00:00	9.4
03sep.2007, 00:00	5.8
04sep.2007, 00:00	86.4
05sep.2007, 00:00	
06sep.2007, 00:00	5.4

Fuente: Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (2021)

TABLA 27. Datos de precipitación Huracán Mitch

Huracan Mitch	
time (DMMYY)	Precipitacion (mm)
20oct.1998, 00:00	
21oct.1998, 00:00	2.0
22oct.1998, 00:00	16.0
23oct.1998, 00:00	16.0
24oct.1998, 00:00	21.0
25oct.1998, 00:00	23.0
26oct.1998, 00:00	87.0
27oct.1998, 00:00	71.0
28oct.1998, 00:00	165.0
29oct.1998, 00:00	280.0
30oct.1998, 00:00	290.0
31oct.1998, 00:00	144.0

Fuente: Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (2021)

Factor de cambio climático

TABLA 28. Factor de cambio climático (MTI)

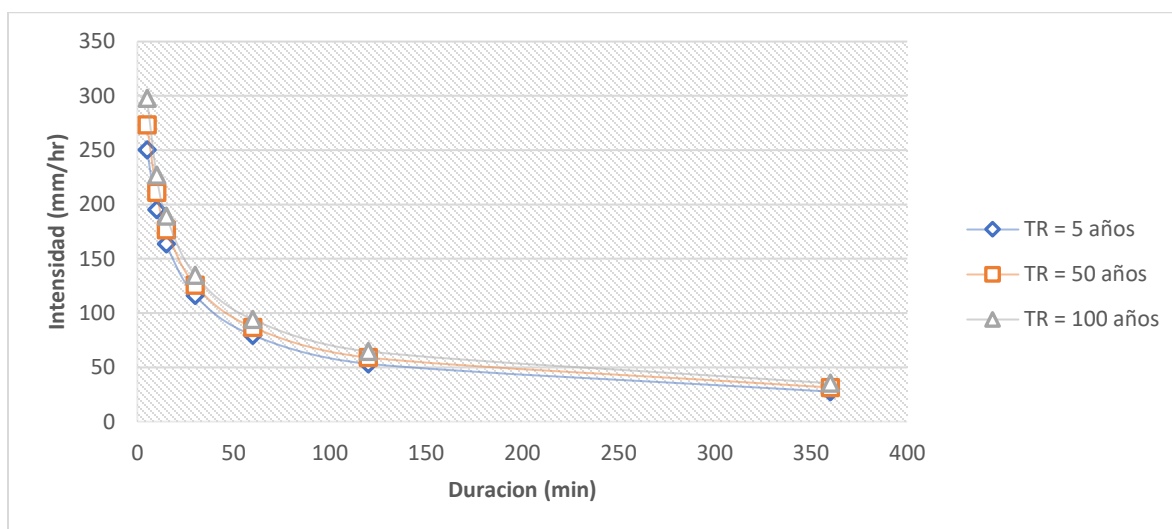
kcc 25	kcc 50	kcc 100
1.15	1.23	1.32

Fuente: Guía metodológica, hidrotecnia vial incorporando la adaptación al cambio climático, MTI 2017, anexo 1

Construcción de las curvas IDF

La cuenca se encuentra ubicada en el área de influencia de la estación hidrometeorológica de León, los datos empleados para la construcción de las IDF comprenden los años de 1971-2016.

GRÁFICA 10. Curvas IDF, Estación León. Periodo: 1971-2016



Fuente: Propia de autores (2022)

A partir de las curvas IDF obtenidas del cálculo mostrado en anexos y aplicando el método del Bloque Alterno para la elaboración de los hietogramas, se obtuvieron las precipitaciones correspondientes a cada tiempo de retorno (mm), para los periodos de retorno de 25, 50 y 100 años. Dichos hietogramas se realizaron para una duración máxima de 2 horas, en intervalos sucesivos de 15 minutos.

Método de Bloque Alterno

Para la selección del periodo de retorno el MTI establece una clasificación de acuerdo con la clasificación funcional de la carretera para la selección del periodo de retorno esta se presenta en la siguiente tabla:

TABLA 29. Selección del periodo de retorno de acuerdo con la clasificación funcional de la carretera.

Clasificación funcional de carreteras	Revisión del Flujo			
	10	25	50	100
Troncal Principal	-	-	-	-
Caja-Puente			X	X
Puentes grandes			X	X
Puentes pequeños			X	X
Troncal Secundaria				
Caja-Puente			X	X
Puentes grandes			X	X
Puentes pequeños			X	X
Colectora Principal				
Caja-Puente			X	X
Puentes grandes			X	X
Puentes pequeños	-	-	-	-
Colectora Secundaria				
Caja-Puente		X	X	X
Puentes pequeños		X	X	X
Caminos Vecinales				
Caja-Puente		X	X	X
Puentes grandes		X	X	X
Puentes pequeños		X	X	X

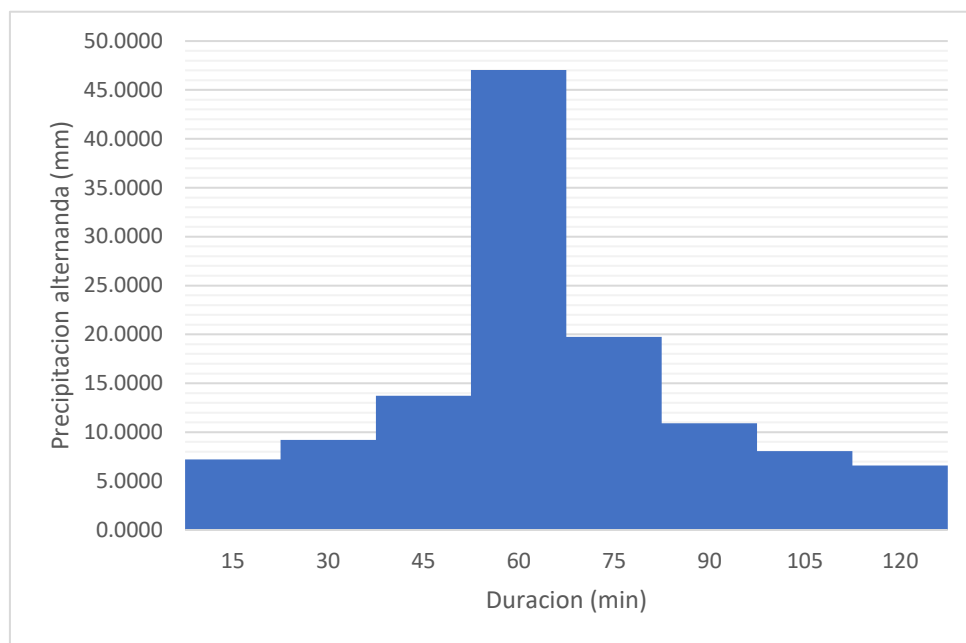
Fuente: CORASCO, 2009, tabla 2, p. 15.

TABLA 30. Aplicación del Método de Bloque Alterno para un periodo de 25 años

Duración (min)	Intensidadcc (mm/hr)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/hr)	Precipitación alternada (mm)	Intensidad Parcial alternada (mm/hr)
15	188.2121	47.0530	47.0530	188.2121	7.2223	28.8892
30	133.5839	66.7920	19.7389	78.9558	9.2052	36.8209
45	107.3634	80.5225	13.7306	54.9222	13.7306	54.9222
60	91.4220	91.4220	10.8994	43.5978	47.0530	188.2121
75	80.5018	100.6272	9.2052	36.8209	19.7389	78.9558
90	72.4573	108.6860	8.0588	32.2352	10.8994	43.5978
105	66.2333	115.9083	7.2223	28.8892	8.0588	32.2352
120	61.2442	122.4883	6.5800	26.3201	6.5800	26.3201

Fuente: Propia de autores (2022)

GRÁFICA 11. Hietograma de diseño para un periodo de 25 años



Fuente: Propia de autores (2022)

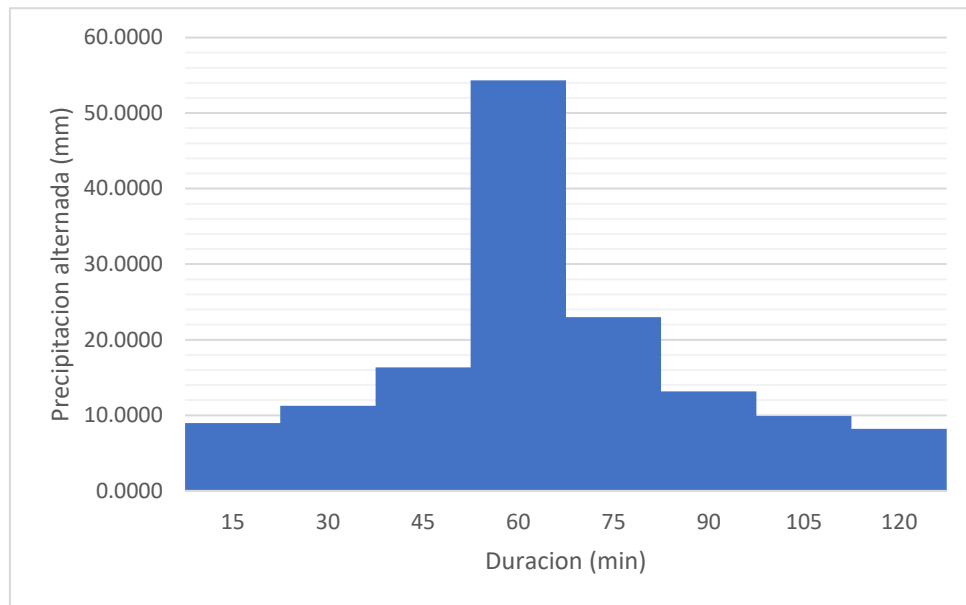
El hietograma resultante para una tormenta de duración de 2 horas con tiempo de retorno de 25 años alcanza una precipitación máxima de 47.05 mm.

TABLA 31. Aplicación del Método de Bloque Alternó para un periodo de 50 años

Duración (min)	Intensidadcc (mm/hr)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/hr)	Precipitación alternada (mm)	Intensidad Parcial alternada (mm/hr)
15	217.2515	54.3129	54.3129	217.2515	8.9526	35.8103
30	154.6103	77.3051	22.9923	91.9690	11.2422	44.9688
45	124.8717	93.6538	16.3487	65.3946	16.3487	65.3946
60	106.8239	106.8239	13.1701	52.6805	54.3129	217.2515
75	94.4529	118.0661	11.2422	44.9688	22.9923	91.9690
90	85.3263	127.9895	9.9234	39.6936	13.1701	52.6805
105	78.2526	136.9421	8.9526	35.8103	9.9234	39.6936
120	72.5719	145.1437	8.2016	32.8066	8.2016	32.8066

Fuente: Propia de autores (2022)

GRÁFICA 12. Hietograma de diseño para un periodo de 50 años



Fuente: Propia de autores (2022)

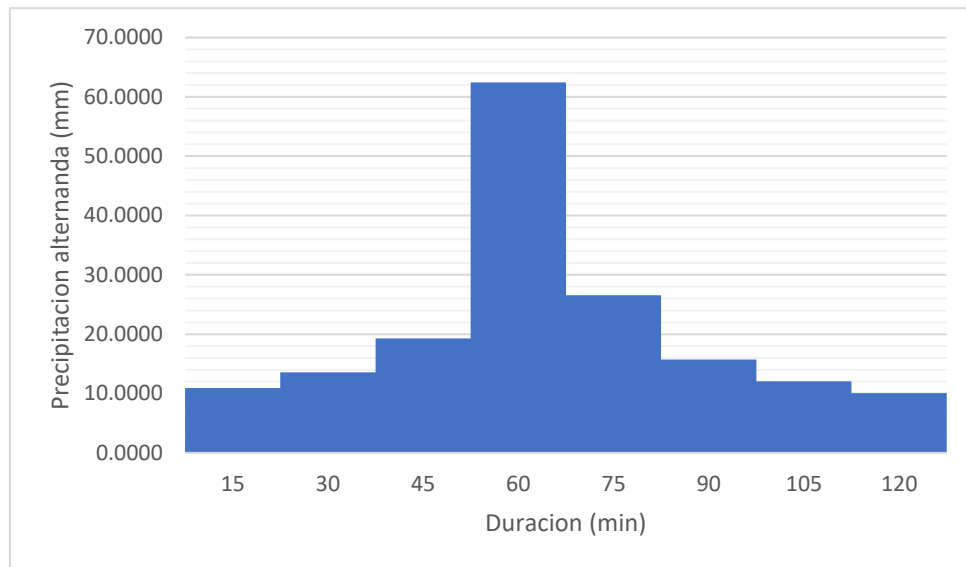
El hietograma resultante para una tormenta de duración de 2 horas con tiempo de retorno de 50 años alcanza una precipitación máxima de 54.31 mm.

TABLA 32. Aplicación del Método de Bloque Alterno para un periodo de 100 años

Duración (min)	Intensidadcc (mm/hr)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/hr)	Precipitación alternada (mm)	Intensidad Parcial alternada (mm/hr)
15	249.7232	62.4308	62.4308	249.7232	10.9501	43.8003
30	177.9903	88.9951	26.5643	106.2573	13.5695	54.2782
45	144.3733	108.2800	19.2848	77.1394	19.2848	77.1394
60	124.0251	124.0251	15.7451	62.9803	62.4308	249.7232
75	110.0757	137.5946	13.5695	54.2782	26.5643	106.2573
90	99.7737	149.6606	12.0660	48.2640	15.7451	62.9803
105	91.7775	160.6107	10.9501	43.8003	12.0660	48.2640
120	85.3459	170.6917	10.0810	40.3242	10.0810	40.3242

Fuente: Propia de autores (2022)

GRÁFICA 13. Hietograma de diseño para un periodo de 100 años



Fuente: Propia de autores. (2022)

El hietograma resultante para una tormenta de duración de 2 horas con tiempo de retorno de 100 años alcanza una precipitación máxima de 62.43 mm.

Con los resultados de precipitación obtenidos para los periodos de retorno de 25, 50 y 100 años y las precipitaciones de los huracanes Mitch y Félix, se realiza la simulación hidráulica de la cuenca en estudio.

5.1.3. Hidrograma unitario de SCS.

Para aplicar el método del hidrograma unitario del SCS, se debe calcular el tiempo de retardo de cada una de las subcuencas, este valor lo calcula el software ArcGIS usando los datos de pendiente de la cuenca, la curva número, longitud hidráulica de la Cuenca (es decir la longitud que existe desde el punto más alto de la cuenca hasta el punto más bajo de la misma) y la capacidad de retención de agua máxima. Estos valores se detallan en la siguiente tabla.

TABLA 33. Tiempo de retardo para cada subcuenca de la Cuenca puente Petaquilla

Subcuenca	Pendiente de la cuenca (%)	CN	Camino más largo del flujo (m)	Tiempo de retardo (hrs)
W280	10.151	83	4908.883	0.836
W290	25.346	58	9572.321	1.812
W300	13.745	78	5522.493	0.925
W310	18.885	82	7854.213	0.923
W320	19.557	78	8651.906	1.111
W330	10.383	87	5583.854	0.797
W340	18.225	76	14603.927	1.856
W350	2.577	100	1227.221	0.251
W360	20.861	70	9940.488	1.508
W370	3.730	100	3620.301	0.496
W380	14.128	84	13376.705	1.528
W390	27.429	63	13560.789	2.027
W400	18.458	72	8406.462	1.328
W410	4.423	99	2086.275	0.313
W420	28.366	60	9449.600	1.611
W430	16.811	77	10247.292	1.413
W440	9.581	93	5645.215	0.654
W450	32.757	58	13315.344	2.075
W460	2.566	100	920.416	0.200
W470	21.244	73	8651.906	1.232
W480	35.017	62	11719.958	1.637
W490	30.134	56	8099.657	1.529
W500	36.392	49	8467.823	1.721
W510	26.405	71	7363.324	1.026
W520	23.447	71	7792.852	1.140
W530	21.807	69	12824.456	1.858
W540	17.591	75	7792.852	1.176

Fuente: Propia de autores (2022)

Para demostración del cálculo se realizará como ejemplo el tiempo de retardo correspondiente a la cuenca W280.

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 = \frac{1000}{83} - 10 = 2.05$$

$$Lag\ time = \frac{l^{0.8} \times (s + 1)^{0.7}}{1900 \times y^{0.5}}$$

$$Lag\ time_{W280} = \frac{16105.259^{0.8} \times (2.05 + 1)^{0.7}}{1900 \times 10.151^{0.5}} = 0.836\ hr \times \frac{60\ min}{hr} = 50.20\ min$$

5.1.3.1 Parámetros de tránsito

Los parámetros de tránsito para cada uno de los ríos se detallan en la siguiente tabla:

TABLA 34. Parámetros de tránsito de la cuenca puente Petaquilla.

Tramo		Longitud (m)	Cota alta (m)	Cota baja (m)	Pendiente (%)	Tc (hr)	Vc (m/min)	Vt (m/min)	K (hr)	X	N
De	A										
J1	J2	1402.053	796	729	0.048	0.858		23.064	1.013	0.2	2
W530							22.205				
W540							23.922				
J2	J3	1690.886	729	565	0.097	0.754		26.353	1.069	0.2	3
W520							27.245				
W510							28.750				
J3	J4	2046.344	565	458	0.052	1.108		32.003	1.066	0.2	3
W500							37.355				
W490							32.302				
J4	J5	1146.984	458	439	0.017	1.105		29.862	0.640	0.2	3
W480							30.768				
W390							26.813				
J5	J6	623.235	439	433	0.010	0.851		19.550	0.531	0.2	5

W440						17.301					
W450						27.958					
W460						2.764					
W470						19.865					
J6	J7	388.319	433	431	0.005	0.752		19.734	0.328	0.2	3
W430						12.201					
W420						27.450					
J7	J8	1090.887	431	418	0.012	1.207		14.205	1.280	0.2	3
W410						8.601					
W400						14.280					
J8	J9	605.263	418	418	0.001	1.990		18.358	0.550	0.2	3
W380						15.066					
W340						25.802					
J9	J10	214.764	418	415	0.014	0.325		14.036	0.255	0.2	3
W370						5.068					
W320						18.684					
J1											
0	J11	962.901	415	408	0.007	1.326		16.247	0.988	0.2	3
W360						23.682					
W350						11.021					
J1											
1	J12	704.749	408	404	0.006	1.147		13.707	0.857	0.2	3
W330						12.103					
W310						12.771					
J1											
2	J13	429.076	404	0	0.942	0.109		15.624	0.458	0.2	3
W300						10.241					
W290						22.923					

Fuente: Propia de autores (2022)

Ver anexo N.º 8: Esquema de la cuenca puente Petaquilla en HEC-HMS

Ejemplo de determinación de los parámetros de tránsito

Como ejemplo demostrativo se determinarán los parámetros del río R270 y R260 correspondientes a las cuencas W530 y W540, ver anexo N.º 4 Delimitación de la cuenca puente Petaquilla.

El primer hidrograma a transitar corresponde a dichas cuencas, por lo que se deben determinar los parámetros del tránsito del punto de control 1 nodo J1 al nodo J2, ver mapa incluido en anexo N.º 13 Puntos de control de la cuenca puente Petaquilla.

TABLA 35. Parámetros morfométricos de cada subcuenca de la cuenca puente Petaquilla

Cuenca	Area (km ²)	Rio	Longitud de Rio (m)	Elv max (m)	Elv min (m)	Pendiente del cauce (%)	Tiempo de concentracion Tc (hr)	Li x Si
W280	0.392	R10	429.076	404	0	0.942	0.109	404.000103
W290	1.866	R40	735.881	408	404	0.045	0.535	32.99983747
W300	0.782	R20	704.749	415	408	0.006	1.147	4.000153809
W310	1.926	R30	680.874	437	404	0.010	0.889	7.000066386
W320	1.430	R70	1248.012	415	408	0.019	1.113	24.00051593
W330	0.826	R50	962.901	418	415	0.007	1.326	7.000290873
W340	4.186	R100	3290.182	442	418	0.025	2.125	82.00120848
W350	0.019	R60	214.764	418	418	0.014	0.325	3.000034125
W360	2.428	R90	1218.422	459	415	0.036	0.857	43.99964595
W370	0.327	R80	605.263	500	418	0.001	1.990	0.605262825
W380	2.495	R110	1090.887	431	418	0.012	1.207	13.00010187
W390	5.832	R180	2889.155	437	431	0.030	1.796	85.99858746
W400	1.250	R120	225.930	433	431	0.027	0.264	6.000028826
W410	0.098	R130	388.319	439	433	0.005	0.752	1.999842119
W420	1.681	R160	1335.880	439	439	0.050	0.811	66.99971403
W430	1.141	R140	623.235	500	433	0.010	0.851	5.999884067
W440	0.628	R170	1146.984	458	439	0.017	1.105	18.9997963

W450	3.805	R200	2143.198	544	458	0.040	1.278	84.9992261
W460	0.014	R150	43.389	467	439	0.001	0.262	0.043388779
W470	1.919	R190	1232.220	524	439	0.023	1.034	27.99973624
W480	3.960	R210	2046.344	565	458	0.052	1.108	106.999236
W490	1.168	R220	521.117	635	565	0.134	0.269	70.00012181
W500	1.576	R230	1690.886	729	565	0.097	0.754	164.000722
W510	1.597	R240	503.145	780	729	0.101	0.292	50.99979028
W520	1.611	R250	1402.053	796	729	0.048	0.858	66.99991708
W530	2.569	R270	1200.449	837	796	0.031	0.901	37.00025205
W540	1.536	R260	958.089	833	796	0.043	0.668	41.0004489
		Σ	29531.403				Σ	1457.647913

Fuente: Propia de autores (2022)

De la anterior tabla se tienen los siguientes datos

-Para la cuenca W530

Longitud del río: 1200.45 m

Tiempo de concentración: 54.062 min

-Para la cuenca W540

Longitud del río: 958.09 m

Tiempo de concentración: 40.050 min

Primeramente, se determina la velocidad de flujo

$$V_{cW530} = \frac{L}{T_c} = \frac{1200.45 \text{ m}}{54.062 \text{ min}} = 22.205 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

$$V_{cW540} = \frac{L}{T_c} = \frac{958.09 \text{ m}}{40.050 \text{ min}} = 23.922 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

La velocidad de tránsito corresponde a la suma de las velocidades de flujo correspondientes a las subcuencas W530 y W540 divididas entre el número de ramas que llegan a los nodos (ver valor N en la tabla N.º 34 Parámetros de tránsito)

$$V_T = \frac{\sum V_{cW530} V_{cW540}}{N} = \frac{22.205 \frac{\text{m}}{\text{min}} + 23.922 \frac{\text{m}}{\text{min}}}{2} = 23.064 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

La longitud de tránsito corresponde a la longitud del río entre el punto de control J1 y el nodo J2, en este caso el río R250 con una longitud de 1402.053 m

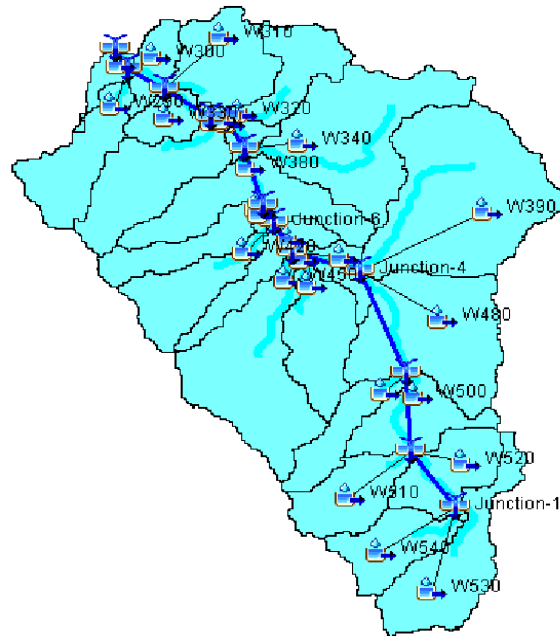
El tiempo de retardo para el tránsito del río R250 es igual:

$$K_{R250} = \frac{L_T}{V_T} = \frac{\left(\frac{1402.053 \text{ m}}{23.064 \frac{\text{m}}{\text{min}}} \right)}{60 \frac{\text{min}}{\text{hr}}} = 1.013 \text{ hr}$$

5.1.4. Simulación Hidrológica de la cuenca con HEC-HMS.

Mediante la simulación hidrológica con el software HEC-HMS se obtuvieron caudales de diseño para los periodos de retorno de 25, 50, y 100 años y los eventos máximos del huracán Mitch y huracán Félix, para modelar las obras de cruce que representa el punto de cierre de la cuenca y de esa forma observar el comportamiento hidráulico de este punto. (ver también esquema de la cuenca en Anexo N.º 8)

FIGURA 41. Esquematación del modelo Hidrológico en HMS.



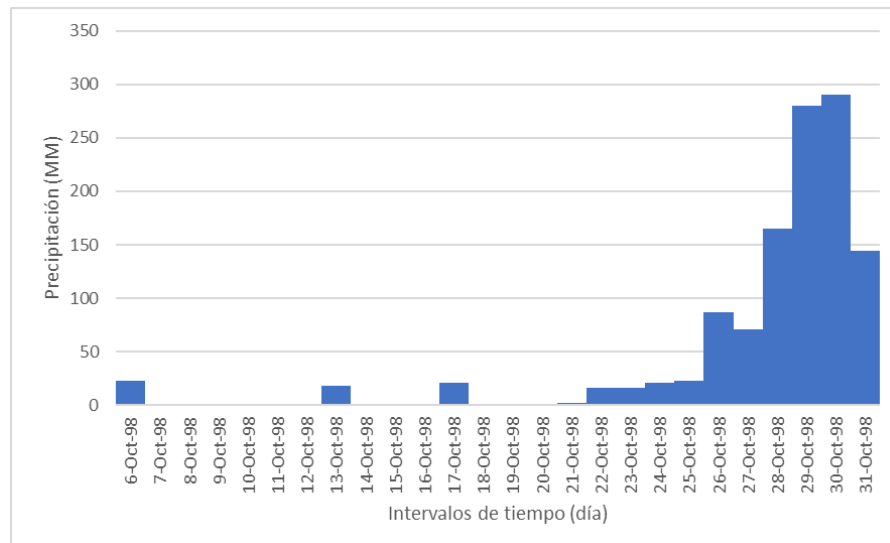
Fuente: Propia de autores (2022)

5.1.4.1. Gráfica de los hietogramas de precipitaciones propuestas

El Hietograma proporciona mayor precisión que una intensidad de lluvia constante para una precipitación que varía con el tiempo. Los hietogramas de tormentas reales son una transformación de su curva de masa, en la que es dividida en intervalos de tiempo.

A. Hietograma huracán Mitch

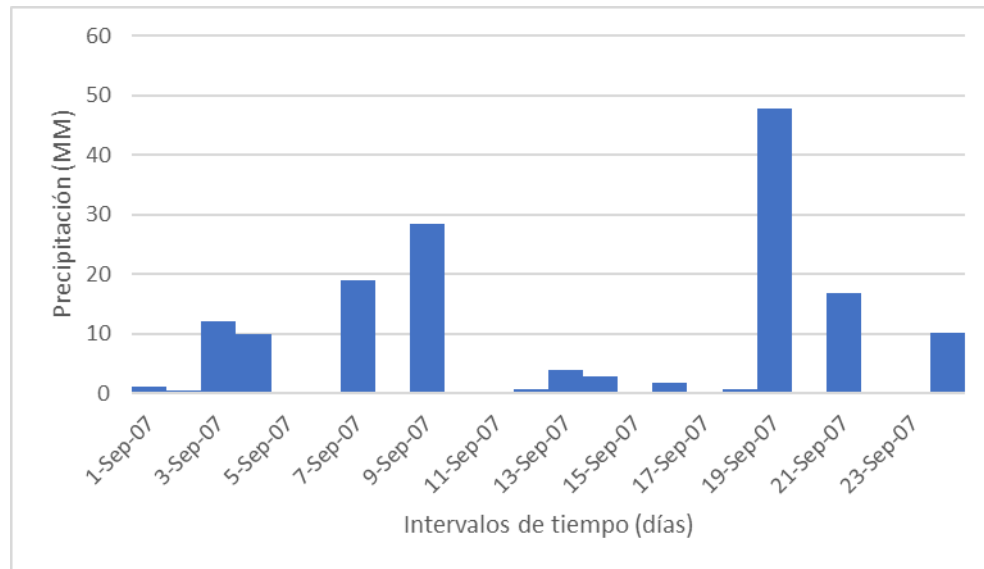
GRÁFICA 14. Hietograma Huracán Mitch



Fuente: Propia de autores (2022)

B. Hietograma huracán Félix.

GRÁFICA 15. Hietograma Huracán Félix



Fuente: Propia de autores (2022)

5.1.4.2. Modelo meteorológico

El modelo meteorológico representa la manera en que reacciona la cuenca ante la precipitación, está compuesta de los datos de precipitación, evapotranspiración, nieve y las respectivas unidades en que será procesada la información. No se considerarán pérdidas por infiltración o evaporación para determinar el hietograma de precipitaciones efectivo o neta o sea el hietograma producido por la tormenta será el que produzca escurrimiento en la cuenca, tomando este como un factor de seguridad al evaluar la obra de cruce. En este componente se indican los tiempos de simulación y optimización, introduciendo el rango de tiempo de un día para cada evento analizado.

5.1.4.3. Tablas de resultados generadas por HEC-HMS

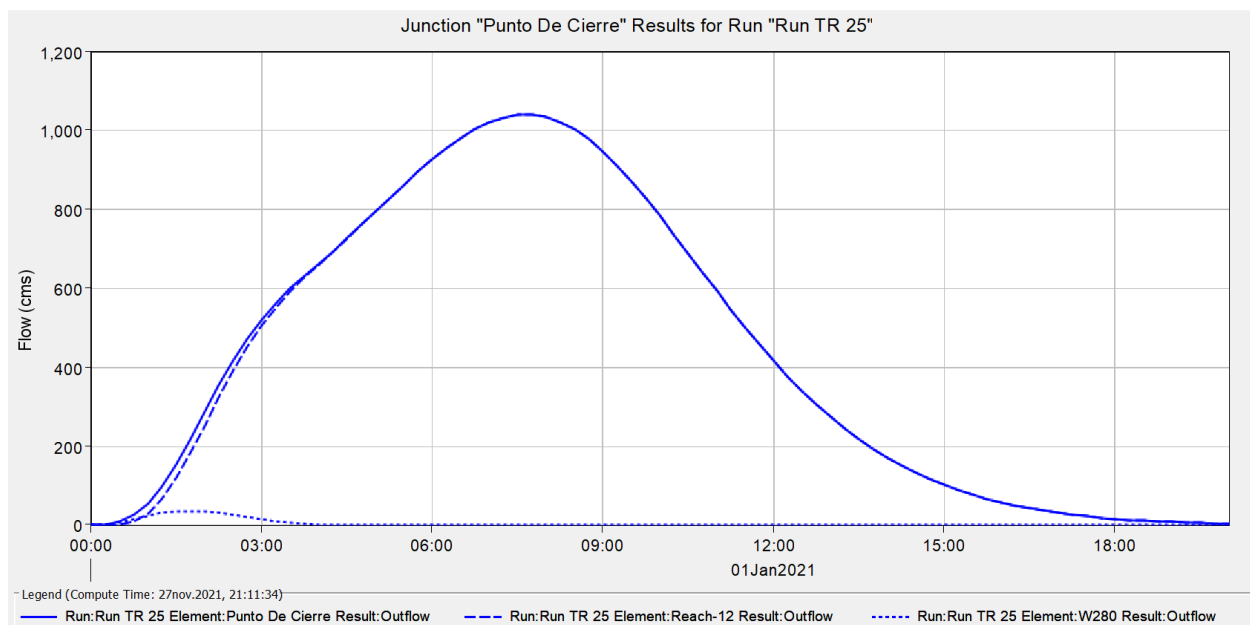
La información principal es representada a través de tablas resumen, mostrando: Caudal máximo (m^3/s), Tiempo al pico del caudal máximo (min), Volumen (mm) y el hidrograma

de respuesta (respuesta de la subcuenca, tránsito y la suma) en cada punto de control situado en el cauce principal).

La modelación representa el comportamiento de la precipitación en la cuenca analizada para una duración de dos horas luego de transcurridos los eventos.

- **Para un tiempo de retorno de 25 años**

GRÁFICA 16. Hidrograma de salida en el punto de cierre para un periodo de retorno de 25 años.



Fuente: Propia de autores (2022)

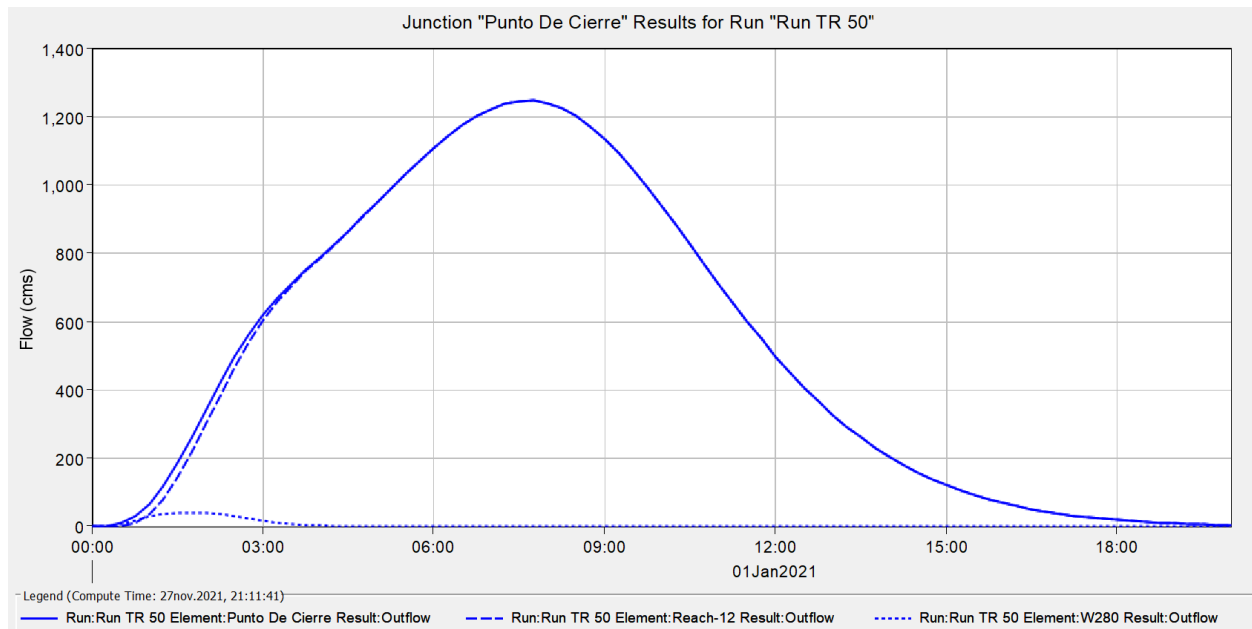
Resumen de resultados

Project: Petaquilla Hidrogramas		Simulation Run: Run TR 25	
Junction: Punto De Cierre			
Start of Run:	01ene.2021, 00:00	Basin Model:	Cuenca Petaquilla
End of Run:	01ene.2021, 20:00	Meteorologic Model:	Met25
Compute Time:	27nov.2021, 21:11:34	Control Specifications:	Control 1 (25)
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	1040.3 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01ene.2021, 07:45
Volume:	666.38 (MM)		

Fuente: Propia de autores (2022)

- Para un tiempo de retorno de 50 años

GRÁFICA 17. Hidrograma de salida en el punto de cierre para un periodo de retorno de 50 años.



Fuente: Propia de autores (2022)

Resumen de resultados

Project: Petaquilla Hidrogramas		Simulation Run: Run TR 50	
Junction: Punto De Cierre			
Start of Run:	01ene.2021, 00:00	Basin Model:	Cuenca Petaquilla
End of Run:	01ene.2021, 20:00	Meteorologic Model:	Met50
Compute Time:	27nov.2021, 21:11:41	Control Specifications:	Control 2 (50)

Volume Units: ☒ MM ☐ 1000 M3

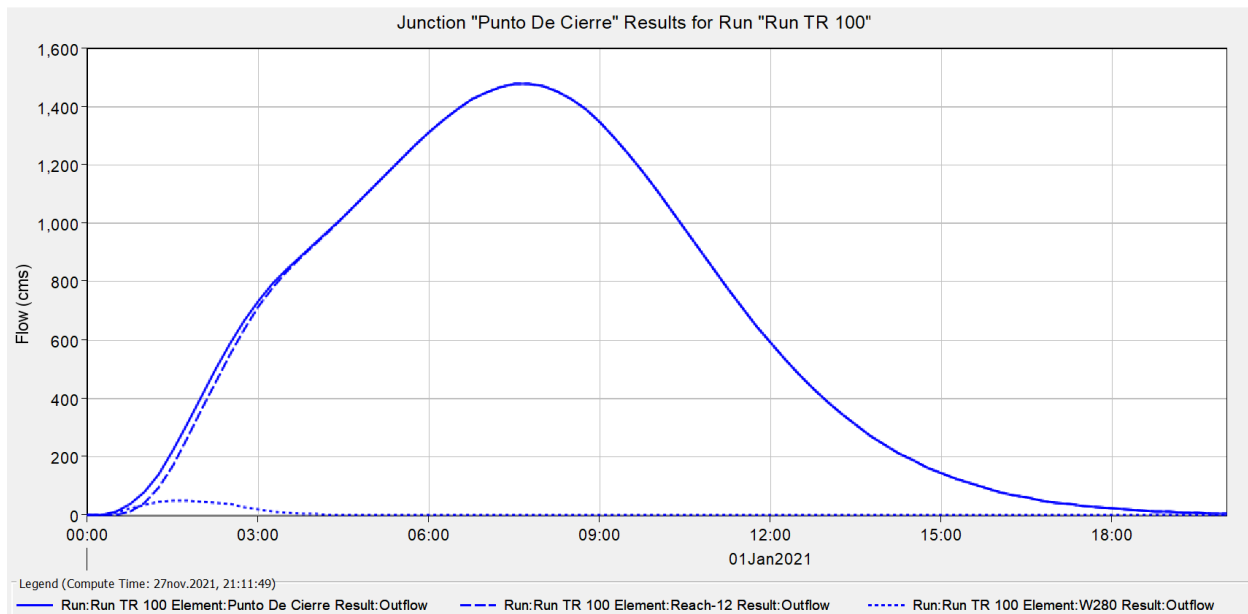
Computed Results

Peak Discharge:	1246.8 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01ene.2021, 07:45
Volume:	797.20 (MM)		

Fuente: Propia de autores (2022)

- Para un tiempo de retorno de 100 años

GRÁFICA 18. Hidrograma de salida en el punto de cierre para un periodo de retorno de 100 años



Fuente: Propia de autores (2022)

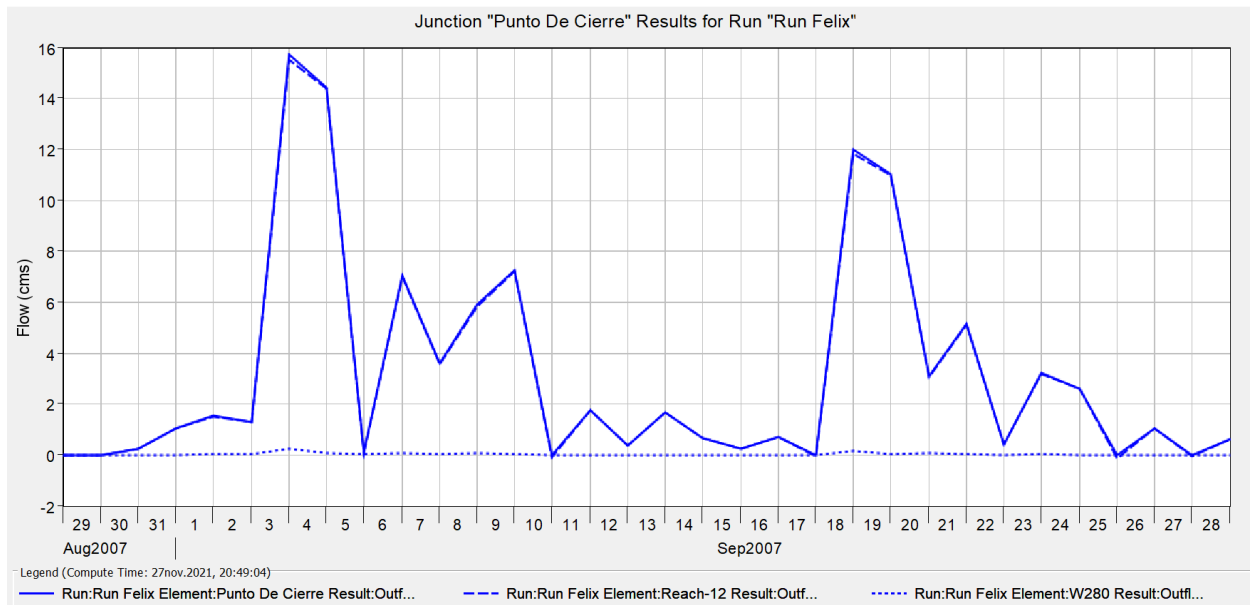
Resumen de resultados

Project: Petaquilla Hidrogramas		Simulation Run: Run TR 100	
Junction: Punto De Cierre			
Start of Run:	01ene.2021, 00:00	Basin Model:	Cuenca Petaquilla
End of Run:	01ene.2021, 20:00	Meteorologic Model:	Met100
Compute Time:	27nov.2021, 21:11:49	Control Specifications:Control 3 (100)	
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	1479.0 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	01ene.2021, 07:45
Volume:	944.11 (MM)		

Fuente: Propia de autores (2022)

- Evaluación huracán Félix

GRÁFICA 19. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el huracán Félix



Fuente: Propia de autores (2022)

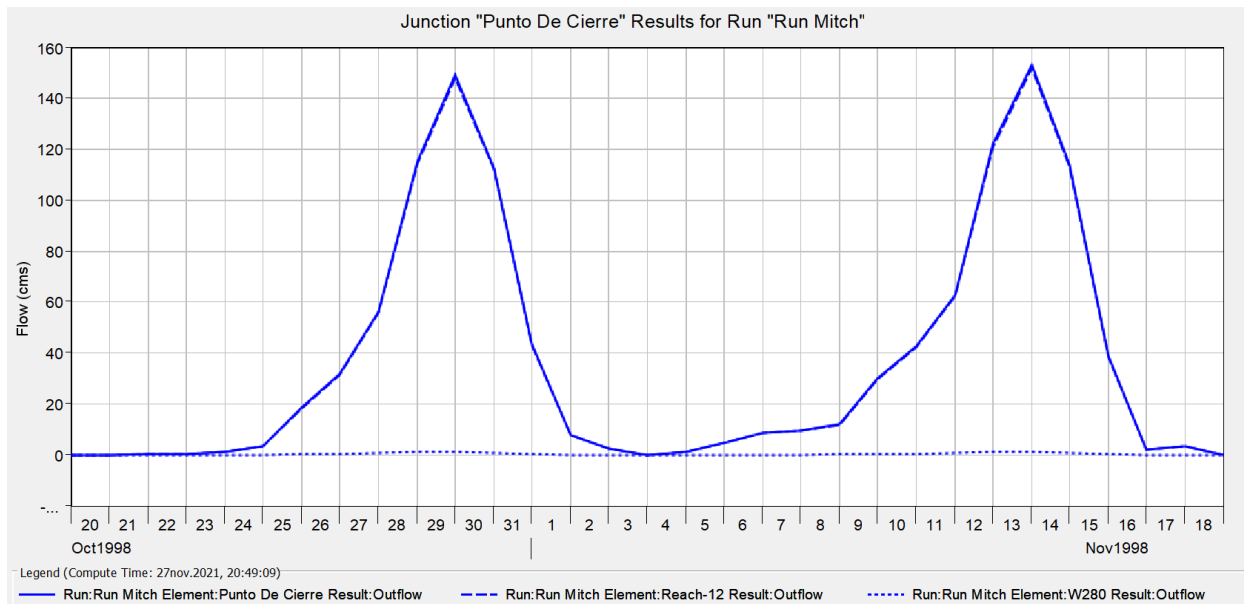
Resumen de resultados

Project: Petaquilla Hidrogramas		Simulation Run: Run Felix	
Junction: Punto De Cierre			
Start of Run:	29ago.2007, 00:00	Basin Model:	Cuenca Petaquilla
End of Run:	29sep.2007, 00:00	Meteorologic Model:	Met Felix
Compute Time:	27nov.2021, 20:49:04	Control Specifications:	Control Felix
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	15.7 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	04sep.2007, 00:00
Volume:	188.20 (MM)		

Fuente: Propia de autores (2022)

- Evaluación huracán Mitch

GRÁFICA 20. Hidrograma de salida en el punto de cierre para el huracán Mitch



Fuente: Propia de autores (2022)

Resumen de resultados

Project: Petaquilla Hidrogramas		Simulation Run: Run Mitch	
Junction: Punto De Cierre			
Start of Run:	20oct.1998, 00:00	Basin Model:	Cuenca Petaquilla
End of Run:	19nov.1998, 00:00	Meteorologic Model:	Met Mitch
Compute Time:	27nov.2021, 20:49:09	Control Specifications:	Control Mitch
Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3			
Computed Results			
Peak Discharge:	153.4 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	14nov.1998, 00:00
Volume:	2108.24 (MM)		

Fuente: Propia de autores (2022)

En resumen, en el puente Petaquilla se producen los caudales máximos mostrados en la siguiente tabla.

TABLA 36. Caudales obtenidos en el punto de cierre para los diferentes periodos de retorno y huracanes analizados.

CAUDALES EN EL PUNTO DE CIERRE – PUENTE PETAQUILLA	
Evento	Caudal (m ³ /s)
Tormenta de diseño (TR 25 años)	1040.3
Tormenta de diseño (TR 50 años)	1246.8
Tormenta de diseño (TR 100 años)	1479.0
Huracán Félix	15.7
Huracán Mitch	153.4

Fuente: Propia de autores (2022)

5.2. Estudio hidráulico

5.2.1. Simulación hidráulica con HEC-RAS

Los cálculos hidráulicos para el puente Petaquilla se realizarán haciendo uso del software HEC-RAS.

5.2.1.1. Simulación hidráulica del puente Petaquilla (Existente)

Para el puente Petaquilla existente en el estacionamiento 0+498 aguas arriba con un claro de 23 m se evaluó la capacidad hidráulica de la estructura, según los caudales encontrados en el análisis hidrológico.

A. Componentes de datos geométricos del cauce

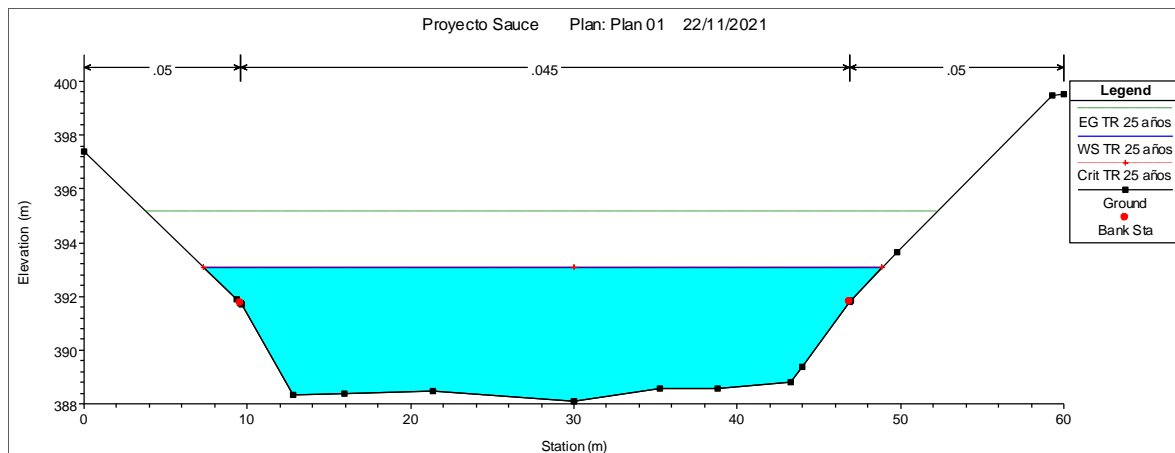
Los datos geométricos consisten en establecer una conectividad del sistema de ríos (esquema del sistema de ríos); datos de las secciones transversales, la longitud del tramo, los coeficientes de energía de pérdidas (pérdidas por fricción, pérdidas por contracción y expansión) y la importancia de las conexiones de flujo en los tramos del río o cauce. En la siguiente tabla se muestran los datos geométricos del cauce y la ubicación del puente Petaquilla.

TABLA 37. Datos geométricos del cauce y la ubicación del puente Petaquilla

River Station	Left Bank Sta	Right Bank Sta	LOB	Channel	ROB	Contraction	Expansion
1000	10.5	47.154	34.12	50	65.165	0.1	0.3
950	11.94	53.52	29.796	50	62.855	0.1	0.3
900	15.96	52.5	49.738	50	50.401	0.1	0.3
850	12.241	43.86	55.015	50	43.634	0.1	0.3
800	11.82	45.24	55.306	50	43.782	0.1	0.3
750	11.46	49.81	50.721	50	48.836	0.1	0.3
700	7.498001	45.12	51.315	50	48.482	0.1	0.3
650	8.82	49.08	49.911	50	49.936	0.1	0.3
600	9.599998	46.92	49.155	50	51.006	0.1	0.3
550	13.02	48.181	48.587	50	51.321	0.1	0.3
500	15.42	45.84	50.044	50	50.049	0.3	0.5
498	Bridge						
450	12.12	42.18	50.989	50	48.931	0.3	0.5
400	8.571999	46.02	48.809	50	51.543	0.1	0.3
350	8.044998	46.68	50.721	50	48.893	0.1	0.3
300	5.347	44.7	51.775	50	47.229	0.1	0.3
250	7.080002	45.48	52.098	50	47.511	0.1	0.3
200	11.88	47.463	50.627	50	49.399	0.1	0.3
150	8.408001	47.04	51.446	50	48.091	0.1	0.3
100	5.818001	47.4	52.344	50	46.772	0.1	0.3
50	7.619999	42.48				0.1	0.3

Fuente: Propia de autores (2022)

FIGURA 42. Esquema de una sección transversal del cauce

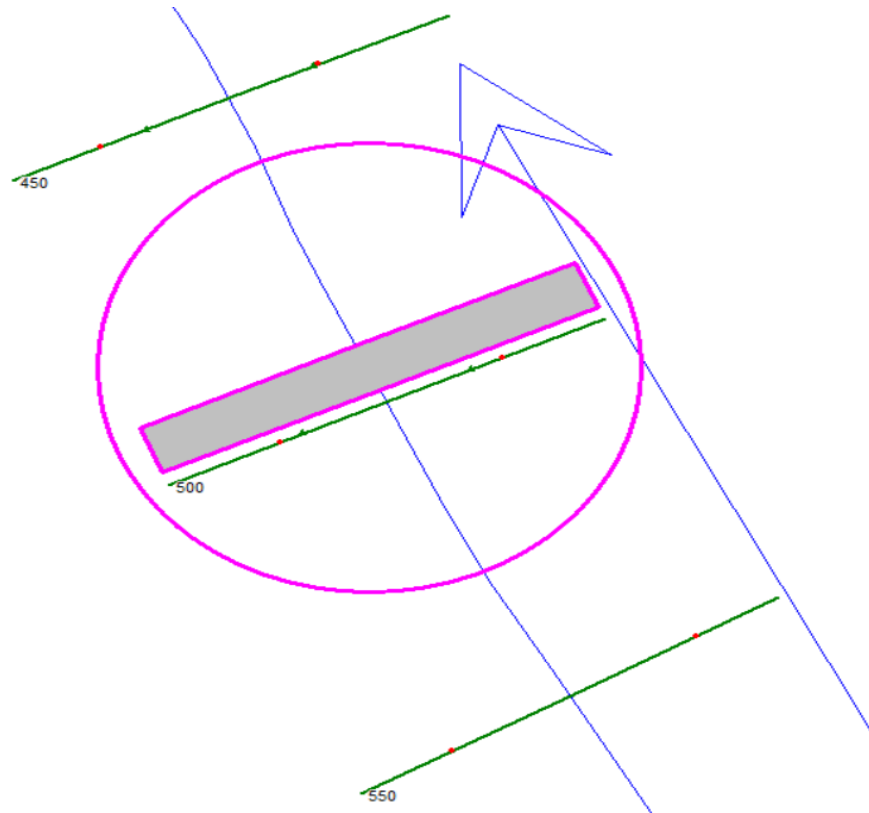


Fuente: Propia de autores (2022)

B. Datos geométricos del puente Petaquilla

El puente Petaquilla se ubica entre las secciones 0+490.7 y 0+498, como se indica en la figura siguiente:

FIGURA 43. Esquema de las secciones hidráulicas en la ubicación del puente Petaquilla



Fuente: Propia de autores (2022)

C. Tablero del puente Petaquilla y geometría de la vía

El tablero del puente Petaquilla estará a una distancia de 2m aguas abajo inmediatamente de la estación 0+500 y el ancho del tablero será el ancho de la calzada de la vía de 7.3m. En el caso de que el tablero funcionará como un vertedero (caso de flujo alto), el coeficiente de descarga del vertedero será de 1.4.

En el campo de máxima sumersión del puente Petaquilla que es la relación entre la altura del agua y la altura de la línea de energía media sobre la mínima elevación del vertedero.

Cuando el cociente es excedente, HEC-RAS asumirá que el tablero del puente Petaquilla actúa como un vertedero de cresta ancha y cambiará el modo de cálculo al método de energía (paso estándar), este valor puede ser del 98%.

En el campo, la elevación que determina cuando el flujo actúa como un vertedero sobre el puente Petaquilla será de 394m, que es dictada por la rasante geométrica de la carretera. En el siguiente cuadro se indican estos valores.

TABLA 38. Datos de la geometría del tablero del puente Petaquilla

Deck/Roadway Data Editor

Distance	Width	Weir Coef
2.	7.3	1.4

Clear Del Row Ins Row Copy US to DS

Upstream				Downstream		
	Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1	0	394		0	394	
2	18.5	394		18.5	394	
3	18.5	394	392	18.5	394	392
4	41.5	394	392	41.5	394	392
5	41.5	394		41.5	394	
6	60	394		60	394	
7						
8						

U.S Embankment SS: 0 D.S Embankment SS: 0

Weir Data

Max Submergence: 0.98 Min Weir Flow El: 394.

Weir Crest Shape

☒ Broad Crested ☐ Ogee

OK Cancel

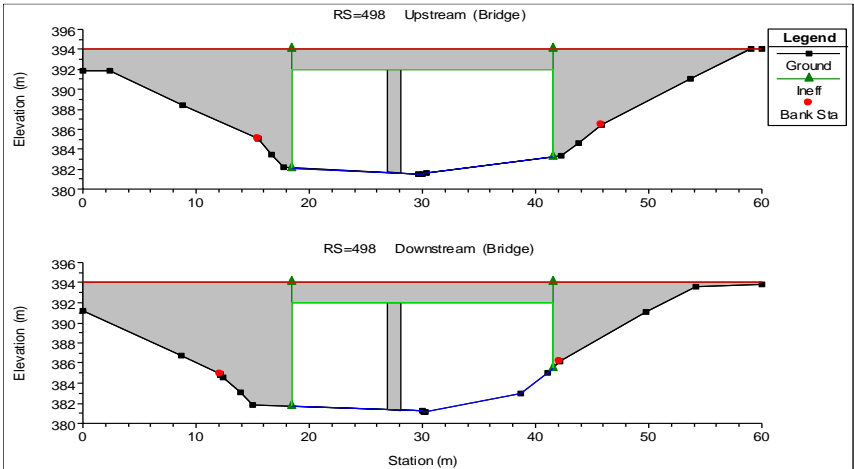
Fuente: Propia de autores (2022)

D. Ubicación y geometría de las pilas del puente Petaquilla

Se ubicará 1 pila en el puente petaquilla de 1.2m de ancho y 10m de alto (existente), en las secciones aguas arriba y aguas abajo, están basadas en la geometría de las secciones transversales localizadas inmediatamente aguas arriba de la estación 0+500

e inmediatamente aguas abajo de la sección 0+450 del puente Petaquilla, tales como se indican en las siguientes figuras.

FIGURA 44. Ubicación geométrica de las pilas en el puente Petaquilla



Fuente: Propia de autores (2022)

Pier Data Editor

AddCopyDelete

Pier #1

Del RowCenterline Station Upstream27.5

Ins RowCenterline Station Downstream27.5

Floating Pier Debris

All On ...All Off ...

☐ Apply floating debris to this pier

Set Wd/Ht for all ...Debris Width:Debris Height:

	Upstream		Downstream	
	Pier Width	Elevation	Pier Width	Elevation
1	1.2	381	1.2	381
2	1.2	392	1.2	392
3				
4				
5				

OKCancelHelpCopy Up to Down

Fuente: Propia de autores (2022)

E. Componente de régimen de flujo en el puente Petaquilla

Para la condición de flujo uniforme y permanente se consideraron los caudales analizados en el estudio hidráulico.

TABLA 39. Componente de régimen de flujo

Flow Change Location				Profile Names and Flow Rates				
	River	Reach	RS	TR 25 años	TR 50 años	TR 100 años	Huracan Mitch	Huracan Felix
1	Rio Grande	Trazado Petaquil	1000	1040.3	1246.8	1479	153.4	13.4

Fuente: Propia de autores (2022)

F. Condiciones de frontera en el análisis del régimen

En las condiciones de frontera en el puente Petaquilla son las siguientes: La pendiente aguas arriba del cauce de aproximación al puente Petaquilla y la pendiente aguas abajo del cauce se obtuvo mediante la topografía. Estos datos son influyentes para determinar las condiciones hidráulicas de funcionamiento de las cuatro secciones que constituyen en el régimen hidráulico del puente Petaquilla.

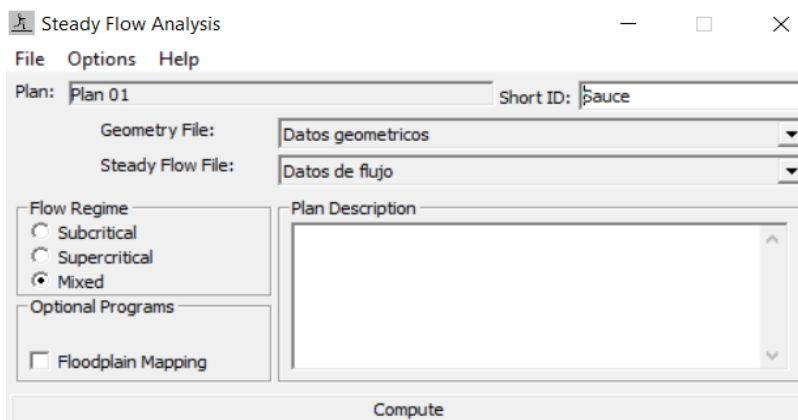
TABLA 40. Condiciones de frontera del régimen de flujo

Selected Boundary Condition Locations and Types				
River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
Rio Grande	Trazado Petaquil	all	Normal Depth S = 1.303493E	Normal Depth S = 9.544828E

Fuente: Propia de autores (2022)

Debido a las condiciones de flujo que son condicionadas por las pendientes del cauce aguas arriba, como aguas abajo, se utilizará un régimen de flujo mixto, tal como se muestra en la figura siguiente.

FIGURA 45. Régimen de flujo en el puente Petaquilla



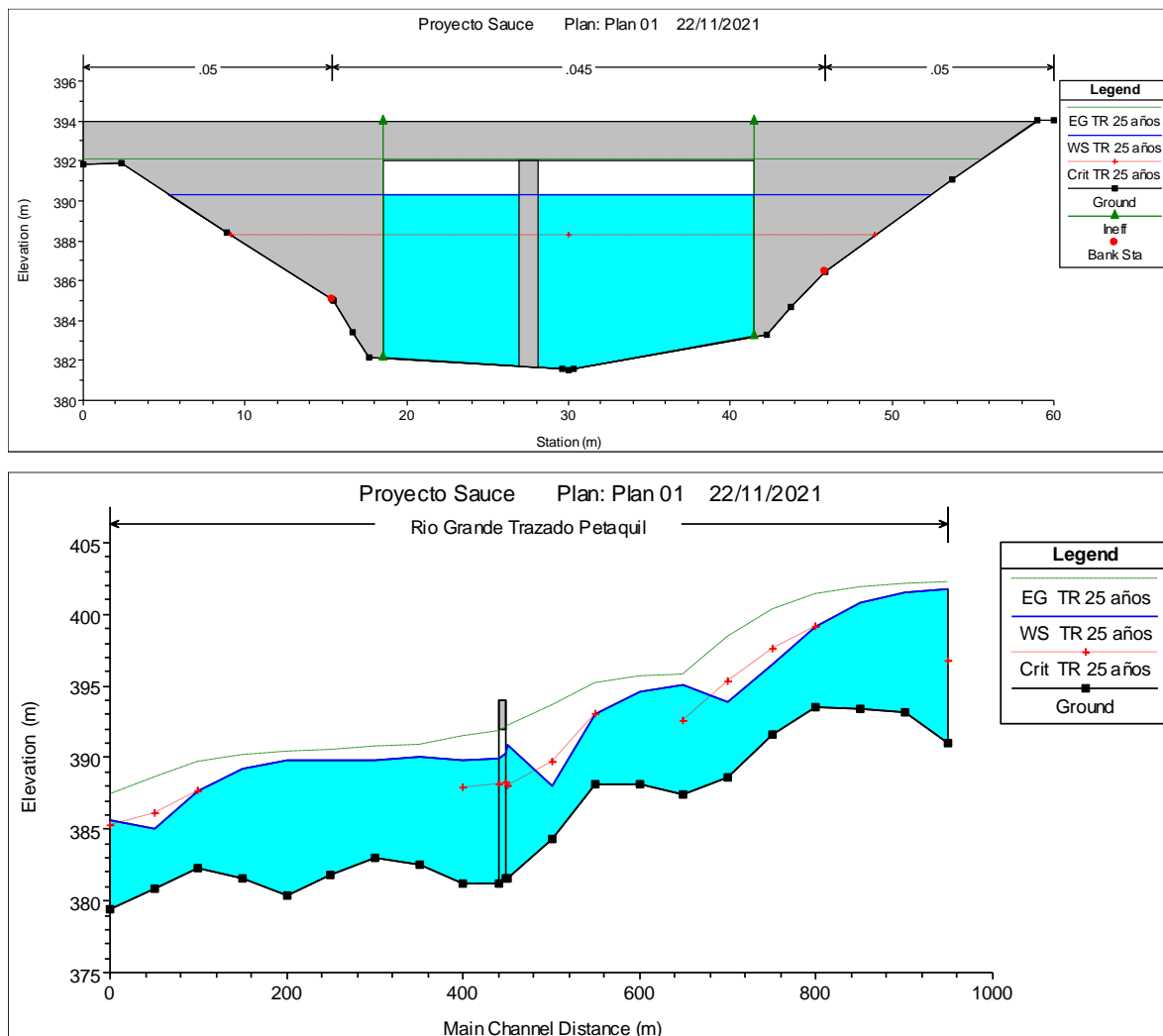
Fuente: Propia de autores (2022)

G. Resultados de la modelación del puente Petaquilla Existente según HEC-RAS. Para los cálculos hidráulicos el programa usará el método con mayores pérdidas para la solución final. Esto permite al usuario ver los resultados de todos los métodos y comparar los resultados con diferentes técnicas.

a. Secciones transversal y perfil en el puente Petaquilla

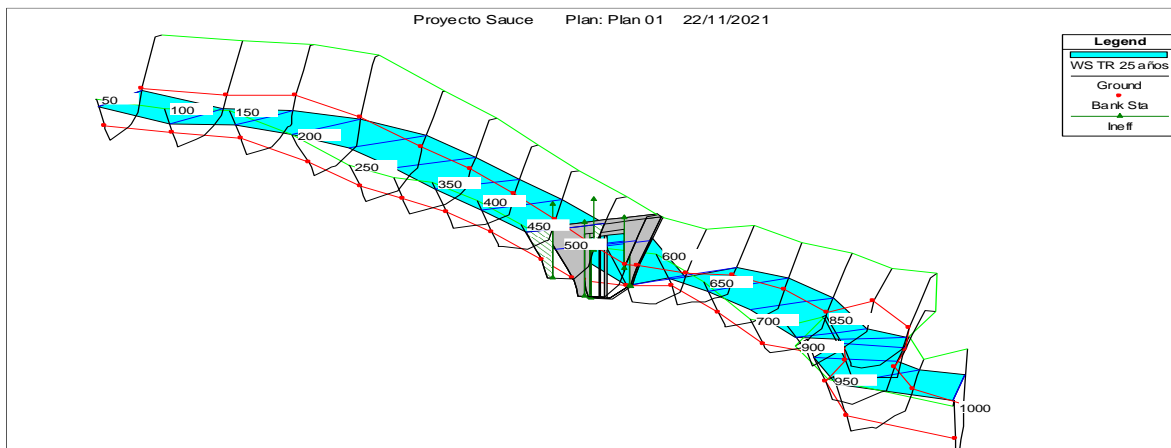
1. TR 25 años

FIGURA 46. Sección transversal del puente Petaquilla y perfil longitudinal del régimen del flujo para un TR de 25 años



Fuente: Propia de autores (2022)

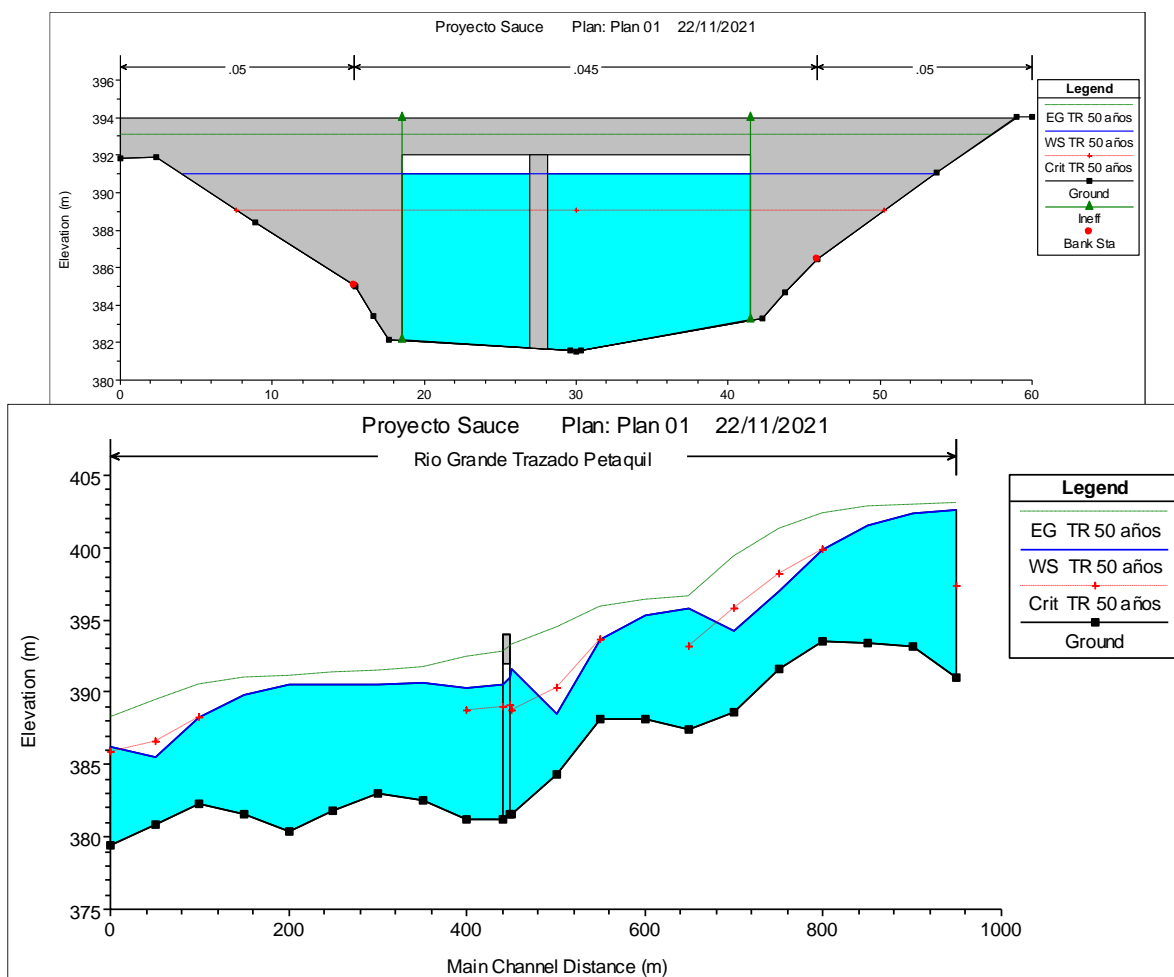
FIGURA 47. Perspectiva 3D del régimen de flujo con el puente Petaquilla para un TR de 25 años



Fuente: Propia de autores (2022)

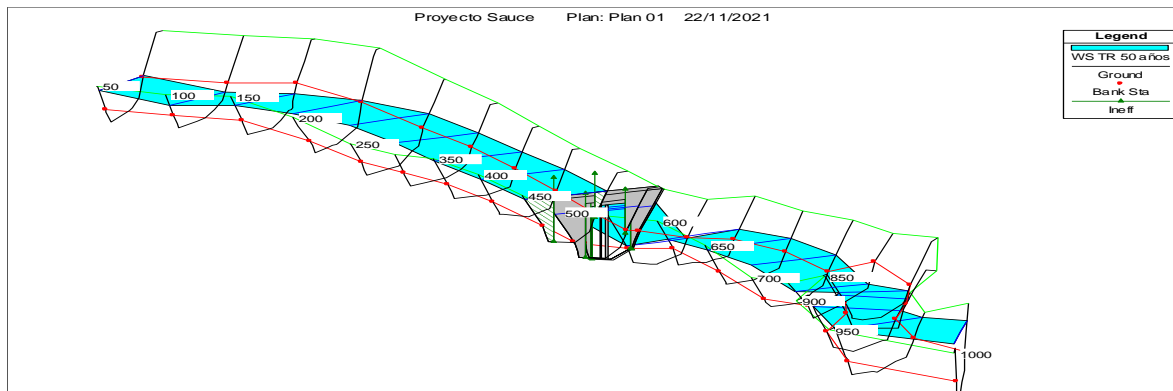
2. TR 50 años

FIGURA 48. Sección transversal del puente Petaquilla y perfil longitudinal del régimen del flujo para un TR de 50 años



Fuente: Propia de autores (2022)

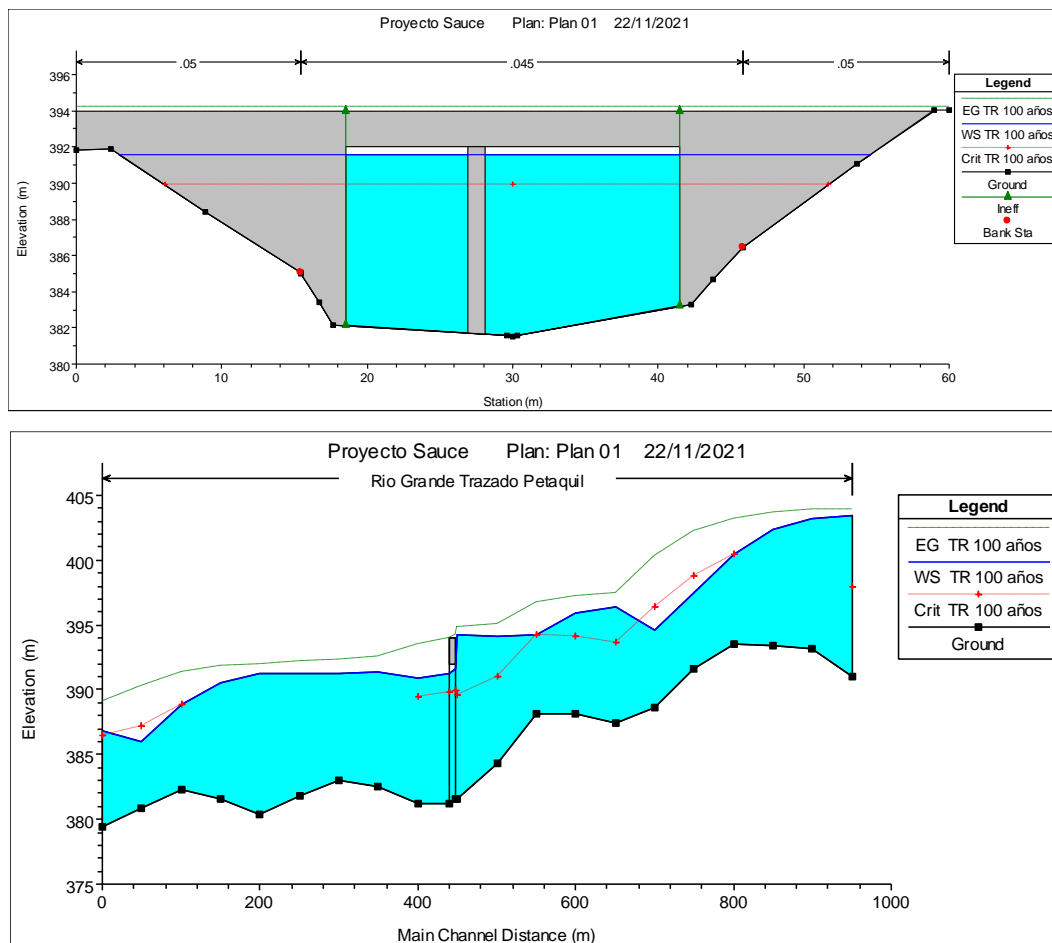
FIGURA 49. Perspectiva 3D del régimen de flujo con el puente Petaquilla para un TR de 50 años



Fuente: Propia de autores (2022)

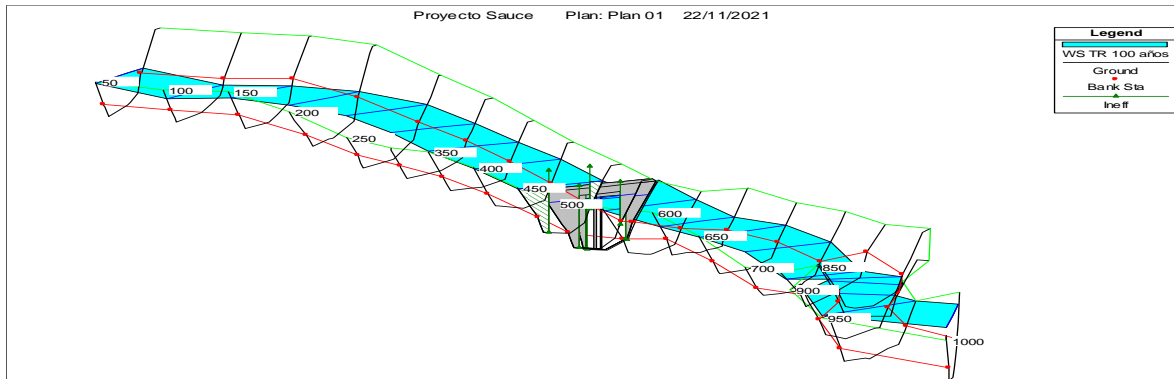
3. TR 100 años

FIGURA 50. Sección transversal del puente Petaquilla y perfil longitudinal del régimen del flujo para un TR de 100 años



Fuente: Propia de autores (2022)

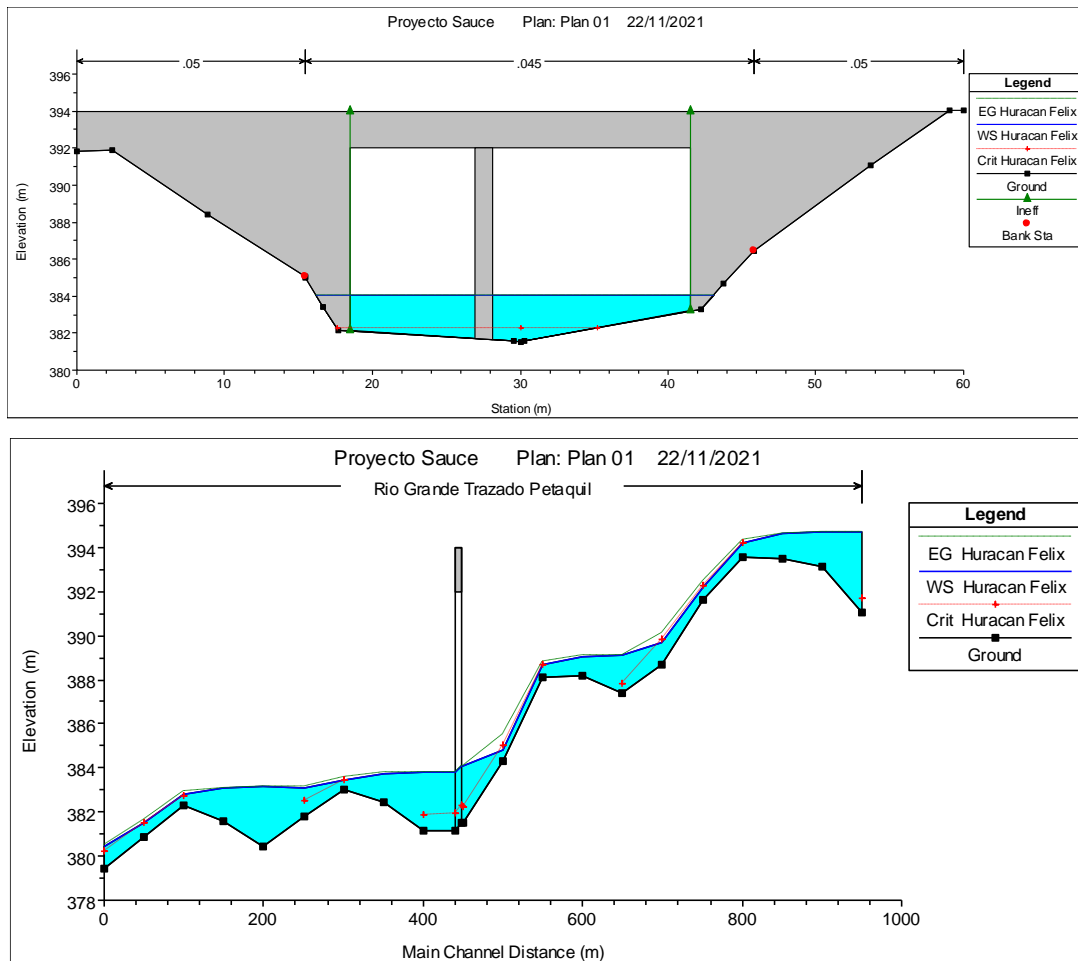
FIGURA 51. Perspectiva 3D del régimen de flujo con el puente Petaquilla para un TR de 100 años



Fuente: Propia de autores (2022)

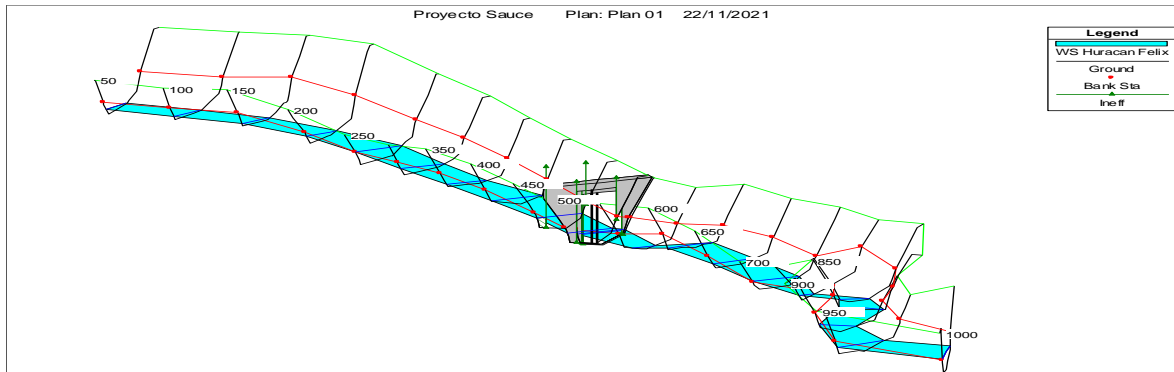
4. Huracán Félix

FIGURA 52. Sección transversal del puente Petaquilla y perfil longitudinal del régimen del flujo para huracán Félix



Fuente: Propia de autores (2022)

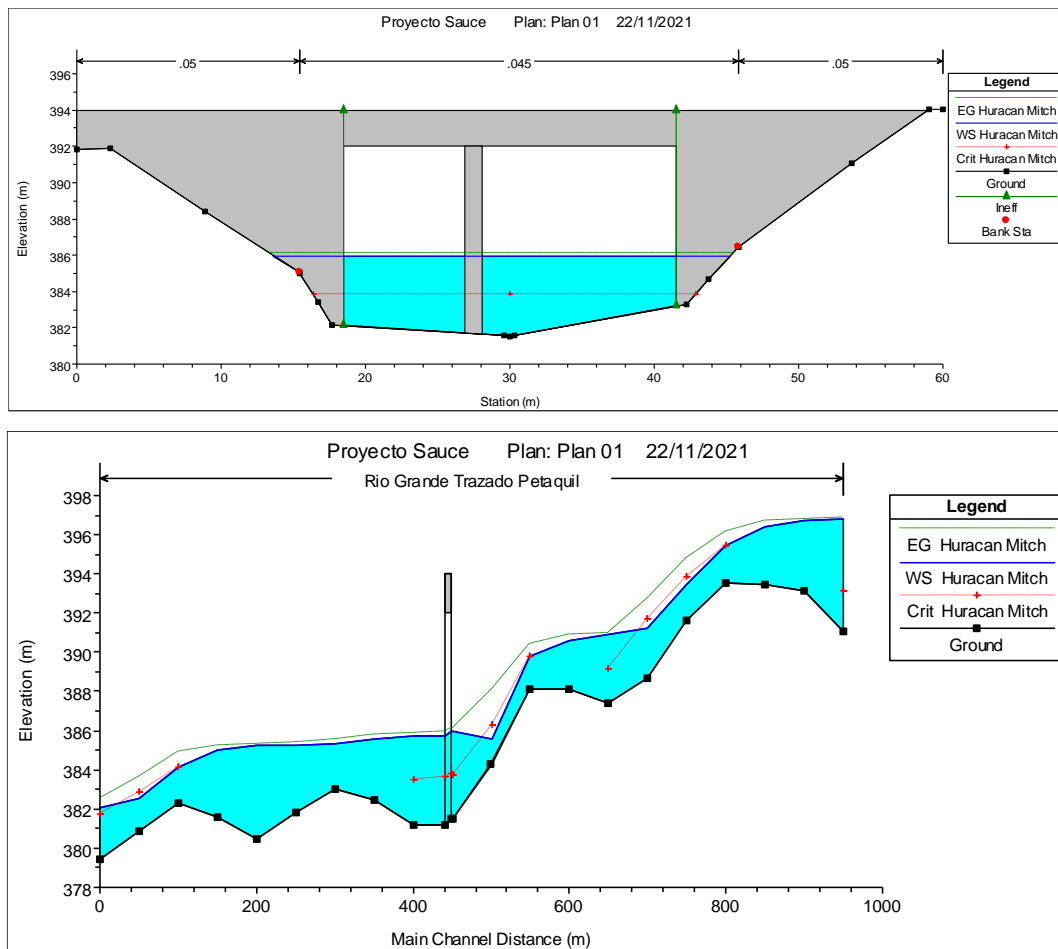
FIGURA 53. Perspectiva 3D del régimen de flujo con el puente Petaquilla para huracán Félix



Fuente: Propia de autores (2022)

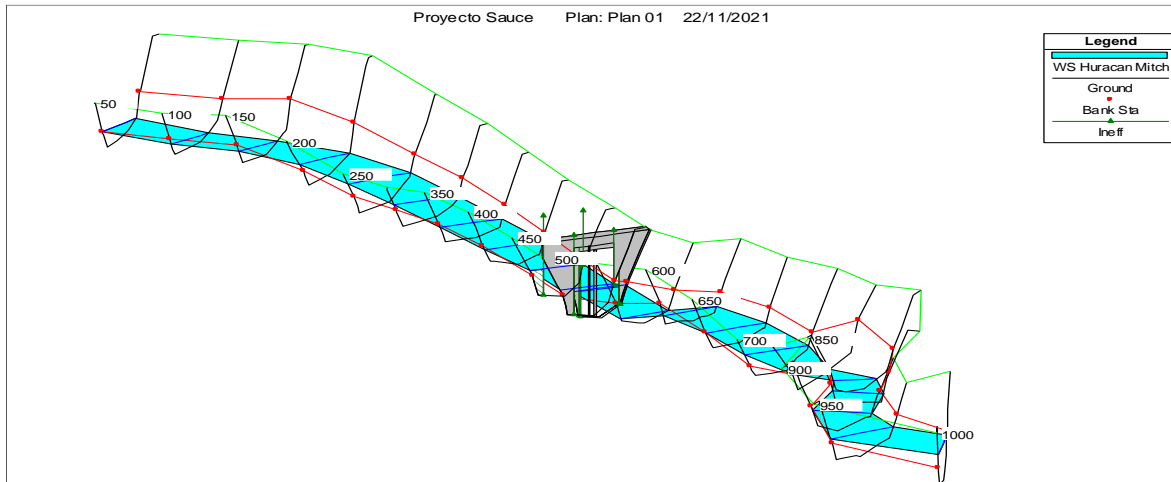
5. Huracán Mitch

FIGURA 54. Sección transversal del puente Petaquilla y perfil longitudinal del régimen del flujo para huracán Mitch



Fuente: Propia de autores (2022)

Figura 55. Perspectiva 3D del régimen de flujo con el puente Petaquilla para huracán Mitch



Fuente: Propia de autores (2022)

b. Parámetros hidráulicos

1. TR 25 años

TABLA 41. Parámetros hidráulicos para 25 años

Plan: Sauce Rio Grande Trazado Petaquil RS: 498		Profile: TR 25 años		
E.G. US. (m)	392.21	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	390.84	E.G. Elev (m)	392.05	391.82
Q Total (m3/s)	1040.3	W.S. Elev (m)	390.33	389.97
Q Bridge (m3/s)	1040.3	Crit W.S. (m)	388.29	388.2
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	8.78	8.78
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	5.82	6.02
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	178.72	172.77
Weir Submerg		Froude # Chl	0.63	0.65
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1352.33	1333.57
Min El Weir Flow (m)	394	Hydr Depth (m)	8.2	7.93
Min El Prs (m)	392	W.P. Total (m)	54.58	53.05
Delta EG (m)	0.7	Conv. Total (m3/s)	8757.4	8435.5
Delta WS (m)	1.06	Top Width (m)	21.8	21.8
BR Open Area (m2)	215.18	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	6.02	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	453.1	485.72
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	2637.37	2924.6

Fuente: Propia de autores (2022)

2. TR 50 años

TABLA 42. Parámetros hidráulicos para 50 años

Plan: Sauce Rio Grande Trazado Petaquil RS: 498 Profile: TR 50 años				
E.G. US. (m)	393.29	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	391.65	E.G. Elev (m)	393.11	392.86
Q Total (m3/s)	1246.8	W.S. Elev (m)	390.98	390.55
Q Bridge (m3/s)	1246.8	Crit W.S. (m)	389.07	388.99
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	9.43	9.36
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	6.46	6.73
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	192.91	185.35
Weir Submerg		Froude # Chl	0.67	0.7
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1677.49	1653.38
Min El Weir Flow (m)	394	Hydr Depth (m)	8.85	8.5
Min El Prs (m)	392	W.P. Total (m)	57.19	55.36
Delta EG (m)	0.8	Conv. Total (m3/s)	9642.2	9218.2
Delta WS (m)	1.32	Top Width (m)	21.8	21.8
BR Open Area (m2)	215.18	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	6.73	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	553.11	600.63
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	3574.82	4040.26

Fuente: Propia de autores (2022)

3. TR 100 años

TABLA 43. Parámetros hidráulicos para 100 años

Plan: Sauce Rio Grande Trazado Petaquil RS: 498 Profile: TR 100 años				
E.G. US. (m)	394.83	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	394.26	E.G. Elev (m)	394.21	394.02
Q Total (m3/s)	1479	W.S. Elev (m)	391.59	391.24
Q Bridge (m3/s)	1479	Crit W.S. (m)	389.91	389.82
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	10.05	10.05
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	7.17	7.38
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	206.28	200.3
Weir Submerg		Froude # Chl	0.72	0.74
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2059.53	2043.98
Min El Weir Flow (m)	394	Hydr Depth (m)	9.46	9.19
Min El Prs (m)	392	W.P. Total (m)	59.64	58.1
Delta EG (m)	1.29	Conv. Total (m3/s)	10483.9	10157.3
Delta WS (m)	3.41	Top Width (m)	21.8	21.8
BR Open Area (m2)	215.18	Frctn Loss (m)	0.15	0.43
BR Open Vel (m/s)	7.38	C & E Loss (m)	0.05	0.04
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	675.02	716.75
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	4839.79	5292.57

Fuente: Propia de autores (2022)

4. Huracán Félix

TABLA 44. Parámetros hidráulicos para Huracán Félix

Plan: Sauce	Rio Grande	Trazado Petaquil	RS: 498	Profile: Huracan Felix
E.G. US. (m)	384.07	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	384.06	E.G. Elev (m)	384.07	383.81
Q Total (m3/s)	13.4	W.S. Elev (m)	384.06	383.8
Q Bridge (m3/s)	13.4	Crit W.S. (m)	382.3	381.94
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.52	2.61
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.32	0.34
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	42.11	39.74
Weir Submerg		Froude # Chl	0.06	0.08
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	43.35	43.33
Min El Weir Flow (m)	394	Hydr Depth (m)	1.93	1.99
Min El Prs (m)	392	W.P. Total (m)	29.52	25.47
Delta EG (m)	0.26	Conv. Total (m3/s)	1185.9	1188
Delta WS (m)	0.26	Top Width (m)	21.8	19.97
BR Open Area (m2)	215.18	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	0.34	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	1.79	1.95
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	0.57	0.66

Fuente: Propia de autores (2022)

5. Huracán Mitch

TABLA 45. Parámetros hidráulicos para Huracán Mitch

Plan: Sauce	Rio Grande	Trazado Petaquil	RS: 498	Profile: Huracan Mitch
E.G. US. (m)	386.15	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	386	E.G. Elev (m)	386.13	385.93
Q Total (m3/s)	153.4	W.S. Elev (m)	385.96	385.75
Q Bridge (m3/s)	153.4	Crit W.S. (m)	383.85	383.63
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.41	4.56
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.84	1.9
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	83.41	80.64
Weir Submerg		Froude # Chl	0.28	0.28
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	190.59	189.11
Min El Weir Flow (m)	394	Hydr Depth (m)	3.83	3.7
Min El Prs (m)	392	W.P. Total (m)	37.1	36.15
Delta EG (m)	0.28	Conv. Total (m3/s)	3181.4	3059.8
Delta WS (m)	0.3	Top Width (m)	21.8	21.8
BR Open Area (m2)	215.18	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	1.9	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	51.27	54.99
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	94.28	104.6

Fuente: Propia de autores (2022)

5.2.1.2 Tabla de resultados del perfil de flujo

1. TR 25 años

TABLA 46. Resultados del perfil de flujo para 25 años

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
Trazado Petaquil	1000	TR 25 años	1040.3	391.07	401.8	396.7	402.21	0.00094	2.89	389.15	53.52	0.3
Trazado Petaquil	950	TR 25 años	1040.3	393.15	401.59		402.14	0.001654	3.3	330.15	52.07	0.39
Trazado Petaquil	900	TR 25 años	1040.3	393.46	400.84		401.95	0.004615	4.7	228.99	44.08	0.62
Trazado Petaquil	850	TR 25 años	1040.3	393.56	399.19	399.19	401.47	0.012837	6.73	158.27	36.27	0.98
Trazado Petaquil	800	TR 25 años	1040.3	391.65	396.48	397.61	400.37	0.029568	8.76	120.27	34.69	1.46
Trazado Petaquil	750	TR 25 años	1040.3	388.68	393.85	395.28	398.47	0.045997	9.67	111.74	40.73	1.78
Trazado Petaquil	700	TR 25 años	1040.3	387.39	395.08	392.6	395.81	0.002534	3.88	285.51	48.76	0.48
Trazado Petaquil	650	TR 25 años	1040.3	388.15	394.61		395.62	0.004378	4.5	239.51	48.86	0.61
Trazado Petaquil	600	TR 25 años	1040.3	388.09	393.08	393.08	395.16	0.012897	6.41	164.35	41.53	0.98
Trazado Petaquil	550	TR 25 años	1040.3	384.32	388.07	389.76	393.63	0.057865	10.44	99.68	34.42	1.96
Trazado Petaquil	500	TR 25 años	1040.3	381.54	390.84	388.04	392.21	0.003037	5.18	201	48.96	0.56
Trazado Petaquil	498	Bridge										
Trazado Petaquil	450	TR 25 años	1040.3	381.19	389.78	387.95	391.51	0.00476	5.82	178.77	45.06	0.67
Trazado Petaquil	400	TR 25 años	1040.3	382.47	390.03		390.89	0.003062	4.15	262.55	47.46	0.52
Trazado Petaquil	350	TR 25 años	1040.3	382.99	389.82		390.72	0.003466	4.25	255.09	47.84	0.55
Trazado Petaquil	300	TR 25 años	1040.3	381.84	389.81		390.52	0.002433	3.77	288.07	47.63	0.46
Trazado Petaquil	250	TR 25 años	1040.3	380.43	389.83		390.37	0.001637	3.33	330.64	48.37	0.38
Trazado Petaquil	200	TR 25 años	1040.3	381.58	389.2		390.2	0.004321	4.55	243.82	47.09	0.59
Trazado Petaquil	150	TR 25 años	1040.3	382.27	387.67	387.67	389.74	0.012769	6.41	165.49	40.97	0.98
Trazado Petaquil	100	TR 25 años	1040.3	380.84	385.09	386.1	388.64	0.032022	8.36	125.65	41.48	1.5
Trazado Petaquil	50	TR 25 años	1040.3	379.42	385.65	385.24	387.44	0.009556	5.99	179.3	40.04	0.86

Fuente: Propia de autores (2022)

2. TR 50 años

TABLA 47. Resultados del perfil de flujo para 50 años

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
Trazado Petaquil	1000	TR 50 años	1246.8	391.07	402.59	397.3	403.08	0.001005	3.16	432.24	54.88	0.32
Trazado Petaquil	950	TR 50 años	1246.8	393.15	402.38		403	0.001669	3.55	371.89	54.17	0.4
Trazado Petaquil	900	TR 50 años	1246.8	393.46	401.59		402.81	0.004395	4.96	262.57	46.15	0.61
Trazado Petaquil	850	TR 50 años	1246.8	393.56	399.8	399.8	402.34	0.012212	7.11	181.11	38.08	0.97
Trazado Petaquil	800	TR 50 años	1246.8	391.65	396.97	398.2	401.27	0.028406	9.22	137.74	36.03	1.45
Trazado Petaquil	750	TR 50 años	1246.8	388.68	394.21	395.82	399.4	0.045375	10.27	126.67	41.93	1.79
Trazado Petaquil	700	TR 50 años	1246.8	387.39	395.75	393.13	396.6	0.002616	4.2	318.5	49.8	0.49
Trazado Petaquil	650	TR 50 años	1246.8	388.15	395.27		396.41	0.004265	4.79	272.62	50.92	0.61
Trazado Petaquil	600	TR 50 años	1246.8	388.09	393.65	393.65	395.96	0.012167	6.76	188.49	43.38	0.98
Trazado Petaquil	550	TR 50 años	1246.8	384.32	388.52	390.35	394.48	0.052463	10.81	115.46	35.74	1.9
Trazado Petaquil	500	TR 50 años	1246.8	381.54	391.65	388.79	393.29	0.003256	5.68	219.45	51.88	0.59
Trazado Petaquil	498	Bridge										
Trazado Petaquil	450	TR 50 años	1246.8	381.19	390.33	388.71	392.49	0.005457	6.52	191.28	46.95	0.72
Trazado Petaquil	400	TR 50 años	1246.8	382.47	390.72		391.7	0.003098	4.46	295.9	49.48	0.53
Trazado Petaquil	350	TR 50 años	1246.8	382.99	390.51		391.53	0.003439	4.54	288.9	49.8	0.55
Trazado Petaquil	300	TR 50 años	1246.8	381.84	390.5		391.33	0.002499	4.08	321.49	48.54	0.48
Trazado Petaquil	250	TR 50 años	1246.8	380.43	390.53		391.17	0.001744	3.64	364.87	49.51	0.4
Trazado Petaquil	200	TR 50 años	1246.8	381.58	389.87		390.99	0.004286	4.83	275.93	47.8	0.6
Trazado Petaquil	150	TR 50 años	1246.8	382.27	388.22	388.22	390.53	0.012459	6.78	188.47	42.28	0.98
Trazado Petaquil	100	TR 50 años	1246.8	380.84	385.51	386.65	389.44	0.030753	8.81	143.38	42.63	1.5
Trazado Petaquil	50	TR 50 años	1246.8	379.42	386.21	385.84	388.25	0.009545	6.4	202.26	41.6	0.88

Fuente: Propia de autores (2022)

3. TR 100 años

TABLA 48. Resultados del perfil de flujo para 100 años

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
Trazado Petaquil	1000	TR 100 años	1479	391.07	403.41	397.91	403.98	0.001068	3.42	477.79	56.28	0.33
Trazado Petaquil	950	TR 100 años	1479	393.15	403.18		403.9	0.001702	3.81	417.63	59.99	0.41
Trazado Petaquil	900	TR 100 años	1479	393.46	402.36		403.71	0.00422	5.23	298.85	48.3	0.61
Trazado Petaquil	850	TR 100 años	1479	393.56	400.48	400.48	403.24	0.01145	7.45	207.52	40.16	0.96
Trazado Petaquil	800	TR 100 años	1479	391.65	397.49	398.84	402.2	0.027435	9.67	156.65	37.44	1.44
Trazado Petaquil	750	TR 100 años	1479	388.68	394.59	396.39	400.36	0.044634	10.85	142.9	43.19	1.8
Trazado Petaquil	700	TR 100 años	1479	387.39	396.44	393.7	397.43	0.002699	4.52	353.24	50.88	0.51
Trazado Petaquil	650	TR 100 años	1479	388.15	395.96	394.17	397.23	0.004156	5.07	308.75	53.11	0.61
Trazado Petaquil	600	TR 100 años	1479	388.09	394.24	394.24	396.78	0.011558	7.11	214.78	45.36	0.97
Trazado Petaquil	550	TR 100 años	1479	384.32	394.08	390.98	395.02	0.002382	4.44	367.14	55.13	0.48
Trazado Petaquil	500	TR 100 años	1479	381.54	394.26	389.6	394.83	0.001083	3.56	489.64	60	0.33
Trazado Petaquil	498	Bridge										
Trazado Petaquil	450	TR 100 años	1479	381.19	390.85	389.52	393.55	0.006269	7.28	203.28	48.77	0.78
Trazado Petaquil	400	TR 100 años	1479	382.47	391.42		392.54	0.003133	4.77	331.63	51.56	0.54
Trazado Petaquil	350	TR 100 años	1479	382.99	391.22		392.37	0.003419	4.84	325.1	51.44	0.56
Trazado Petaquil	300	TR 100 años	1479	381.84	391.21		392.17	0.002574	4.4	356.3	49.47	0.49
Trazado Petaquil	250	TR 100 años	1479	380.43	391.24		392	0.001852	3.96	400.68	50.68	0.42
Trazado Petaquil	200	TR 100 años	1479	381.58	390.56		391.82	0.004263	5.14	308.7	48.46	0.61
Trazado Petaquil	150	TR 100 años	1479	382.27	388.82	388.82	391.35	0.011999	7.11	214.39	43.71	0.98
Trazado Petaquil	100	TR 100 años	1479	380.84	385.95	387.19	390.28	0.02956	9.25	162.45	43.68	1.49
Trazado Petaquil	50	TR 100 años	1479	379.42	386.77	386.44	389.09	0.009556	6.84	226.12	43.34	0.89

Fuente: Propia de autores (2022)

4. Huracán Félix

TABLA 49. Resultados del perfil de flujo para Huracán Félix

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
Trazado Petaquil	1000	Huracan Felix	13.4	391.07	394.71	391.71	394.72	0.000013	0.15	89.36	33.7	0.03
Trazado Petaquil	950	Huracan Felix	13.4	393.15	394.7		394.71	0.000352	0.42	31.58	30.1	0.13
Trazado Petaquil	900	Huracan Felix	13.4	393.46	394.63		394.67	0.002453	0.91	14.75	19.35	0.33
Trazado Petaquil	850	Huracan Felix	13.4	393.56	394.2	394.2	394.36	0.030611	1.76	7.61	24.73	1.01
Trazado Petaquil	800	Huracan Felix	13.4	391.65	392.2	392.26	392.49	0.046099	2.38	5.62	15.77	1.28
Trazado Petaquil	750	Huracan Felix	13.4	388.68	389.7	389.82	390.15	0.046833	2.97	4.51	8.86	1.33
Trazado Petaquil	700	Huracan Felix	13.4	387.39	389.11	387.79	389.11	0.000147	0.34	39.85	28.03	0.09
Trazado Petaquil	650	Huracan Felix	13.4	388.15	389.06		389.09	0.002032	0.77	17.41	25.53	0.3
Trazado Petaquil	600	Huracan Felix	13.4	388.09	388.67	388.67	388.82	0.031883	1.7	7.9	28.04	1.02
Trazado Petaquil	550	Huracan Felix	13.4	384.32	384.81	385.02	385.56	0.188392	3.83	3.49	13.9	2.44
Trazado Petaquil	500	Huracan Felix	13.4	381.54	384.06	382.26	384.07	0.000074	0.3	45.04	26.9	0.07
Trazado Petaquil	498	Bridge										
Trazado Petaquil	450	Huracan Felix	13.4	381.19	383.8	381.9	383.8	0.000081	0.31	42.65	26.46	0.07
Trazado Petaquil	400	Huracan Felix	13.4	382.47	383.77		383.79	0.001428	0.65	20.6	30.01	0.25
Trazado Petaquil	350	Huracan Felix	13.4	382.99	383.42	383.42	383.58	0.029495	1.79	7.5	23.26	1
Trazado Petaquil	300	Huracan Felix	13.4	381.84	383.12	382.51	383.14	0.001067	0.63	21.2	25.65	0.22
Trazado Petaquil	250	Huracan Felix	13.4	380.43	383.13		383.13	0.000064	0.26	52.33	28.99	0.06
Trazado Petaquil	200	Huracan Felix	13.4	381.58	383.09		383.12	0.001338	0.74	18.15	20.47	0.25
Trazado Petaquil	150	Huracan Felix	13.4	382.27	382.78	382.75	382.94	0.02165	1.73	7.72	19.79	0.89
Trazado Petaquil	100	Huracan Felix	13.4	380.84	381.5	381.5	381.68	0.02962	1.86	7.19	20.93	1.02
Trazado Petaquil	50	Huracan Felix	13.4	379.42	380.42	380.23	380.51	0.009553	1.38	9.73	19.03	0.61

Fuente: Propia de autores (2022)

5. Huracán Mitch

TABLA 50. Resultados del perfil de flujo para Huracán Mitch

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
Trazado Petaquil	1000	Huracan Mitch	153.4	391.07	396.82	393.13	396.87	0.000261	0.94	165.55	38.56	0.14
Trazado Petaquil	950	Huracan Mitch	153.4	393.15	396.73		396.84	0.001191	1.45	106.25	40.05	0.28
Trazado Petaquil	900	Huracan Mitch	153.4	393.46	396.38		396.7	0.005736	2.52	60.75	31.81	0.58
Trazado Petaquil	850	Huracan Mitch	153.4	393.56	395.45	395.45	396.19	0.018625	3.8	40.39	27.47	1
Trazado Petaquil	800	Huracan Mitch	153.4	391.65	393.45	393.84	394.81	0.039846	5.17	29.68	22.88	1.45
Trazado Petaquil	750	Huracan Mitch	153.4	388.68	391.24	391.69	392.72	0.043447	5.39	28.46	21.71	1.5
Trazado Petaquil	700	Huracan Mitch	153.4	387.39	390.88	389.13	391	0.00132	1.57	99.74	38.09	0.3
Trazado Petaquil	650	Huracan Mitch	153.4	388.15	390.63		390.88	0.004538	2.22	68.99	37.09	0.52
Trazado Petaquil	600	Huracan Mitch	153.4	388.09	389.78	389.78	390.43	0.018952	3.57	42.94	33.02	1
Trazado Petaquil	550	Huracan Mitch	153.4	384.32	385.61	386.28	388.16	0.149088	7.07	21.7	28.75	2.6
Trazado Petaquil	500	Huracan Mitch	153.4	381.54	386	383.76	386.15	0.000978	1.71	89.55	31.74	0.28
Trazado Petaquil	498		Bridge									
Trazado Petaquil	450	Huracan Mitch	153.4	381.19	385.7	383.53	385.86	0.001243	1.81	84.81	31.13	0.3
Trazado Petaquil	400	Huracan Mitch	153.4	382.47	385.58		385.77	0.002658	1.93	79.56	35.01	0.41
Trazado Petaquil	350	Huracan Mitch	153.4	382.99	385.34		385.59	0.004505	2.24	68.35	35.83	0.52
Trazado Petaquil	300	Huracan Mitch	153.4	381.84	385.28		385.43	0.00173	1.66	92.53	38.05	0.34
Trazado Petaquil	250	Huracan Mitch	153.4	380.43	385.28		385.36	0.000622	1.22	127.74	39.81	0.21
Trazado Petaquil	200	Huracan Mitch	153.4	381.58	385.05		385.28	0.003427	2.15	72.23	35	0.46
Trazado Petaquil	150	Huracan Mitch	153.4	382.27	384.16	384.16	384.9	0.018201	3.8	40.39	27.49	1
Trazado Petaquil	100	Huracan Mitch	153.4	380.84	382.56	382.84	383.63	0.035769	4.58	33.49	28.84	1.36
Trazado Petaquil	50	Huracan Mitch	153.4	379.42	382.07	381.72	382.53	0.009558	2.99	51.39	31.15	0.74

Fuente: Propia de autores (2022)

Las elevaciones para los caudales de TR 25 años, TR 50 años, TR 100 años, y las tormentas de diseño; no superan la elevación de 394 m del nivel de la rasante geométrica de la carretera. Por lo que no hay problemas por excedencia de agua. En cambio, las elevaciones para los caudales de TR 50 años y TR 100 años; si presentan problemas por borde libre ya que incumplen con el requisito mínimo de borde libre que establece el MTI de 1.5 m.

Las alturas de agua de excedencia y borde libre sobre la elevación de la rasante y elevación de la base de la viga de la superestructura del puente Petaquilla según los caudales analizados respectivamente son:

TABLA 51. Alturas de agua de excedencia y borde libre sobre la rasante y elevación base de la viga

Periodo de retorno	25 años	50 años	100 años	Huracan Felix	Huracan Mitch
Excedente de tirante de agua (m)	-3.67	-3.02	-2.41	-9.94	-8.04
Borde libre (m)	-1.67	-1.02	-0.41	-7.94	-6.04

Fuente: Propia de autores (2022)

El signo negativo indica que dichas alturas están por debajo de la rasante y de la base de la viga de la superestructura respectivamente.

5.3 Propuesta de mejora

5.3.1 Simulación hidráulica del puente Petaquilla

La componente geométrica de las secciones del cauce, la componente del régimen de flujo y la componente de análisis de flujo se determinaron anteriormente, por lo tanto, se iniciará con las componentes geométricas del puente a proyectar.

Esta propuesta, tiene un claro estimado de 40m con una elevación de rasante de 395.5m con una pila intermedia al centro del claro.

A. Tablero del puente propuesto y Geometría de la vía

El tablero del puente estará a una distancia de 2m aguas abajo inmediatamente de la estación 0+500 y el ancho del tablero será el ancho de la calzada de la vía de 8.6m. En el caso que el tablero funcionará hidráulicamente como un vertedero (caso de flujo alto), el coeficiente de descarga del vertedero será de 1.4

En el campo de máxima sumersión del puente propuesto que es la relación entre la altura del agua y la altura de la línea de energía media sobre la mínima elevación del vertedero. Cuando el cociente es excedente, HEC-RAS asumirá que el tablero del puente Petaquilla actúa como un vertedero de cresta ancha y cambiará el modo de cálculo al método de energía (paso estándar), este valor puede ser del 98%.

En el campo, la elevación que determina cuando el flujo actúa como un vertedero sobre el puente Petaquilla será de 395.5m.

TABLA 52. Datos de la geometría del tablero del puente propuesto

Deck/Roadway Data Editor

Distance	Width	Weir Coef
2.	8.6	1.4

Clear Del Row Ins Row Copy US to DS

Upstream			Downstream		
Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1 6.5	395.5		6.5	395.5	
2 7.5	395.5		7.5	395.5	
3 7.5	395.5	393.5	7.5	395.5	393.5
4 47.5	395.5	393.5	47.5	395.5	393.5
5 47.5	395.5		47.5	395.5	
6 48.5	395.5		48.5	395.5	
7					
8					

U.S Embankment SS: 0 D.S Embankment SS: 0

Weir Data
 Max Submergence: 0.98 Min Weir Flow El: 395.5

Weir Crest Shape
☒ Broad Crested
☐ Ogee

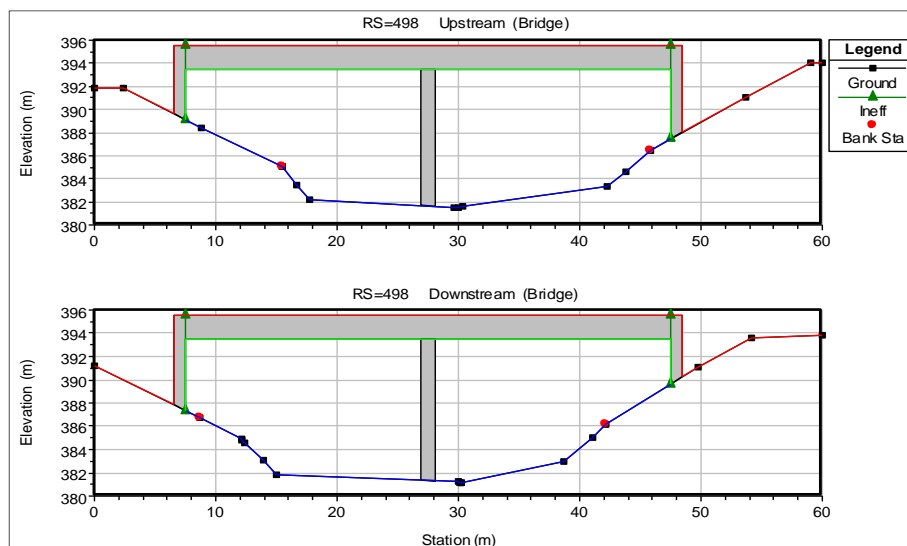
OK Cancel

Fuente: Propia de autores (2022)

B. Ubicación de las pilas y estribos del puente propuesto

Se ubicará una pila en el puente propuesto de 1.2m de ancho como inicio en la superficie del cauce y terminado en el borde inferior del tablero.

FIGURA 56. Ubicación geométrica del puente propuesto.



Fuente: Propia de autores (2022)

C. Geometría de las pilas

La geometría de las pilas, tales como ancho, longitud, inverso de entrada y de salida del puente propuesto, en las estaciones aguas arriba y aguas abajo, serán basadas en la geometría de las secciones transversales localizadas inmediatamente aguas arriba de la estación 0+450 e inmediatamente aguas debajo de la estación 0+500

FIGURA 57. Ubicación de la pila del puente propuesto

Pier Data Editor

Add Copy Delete Pier # 1 ↓ ↑

Del Row Centerline Station Upstream 27.5

Ins Row Centerline Station Downstream 27.5

Floating Pier Debris

All On ... All Off ... ☐ Apply floating debris to this pier

Set Wd/Ht for all ... Debris Width: Debris Height:

	Upstream		Downstream	
	Pier Width	Elevation	Pier Width	Elevation
1	1.2	381	1.2	381
2	1.2	393.5	1.2	393.5
3				
4				
5				

OK Cancel Help Copy Up to Down

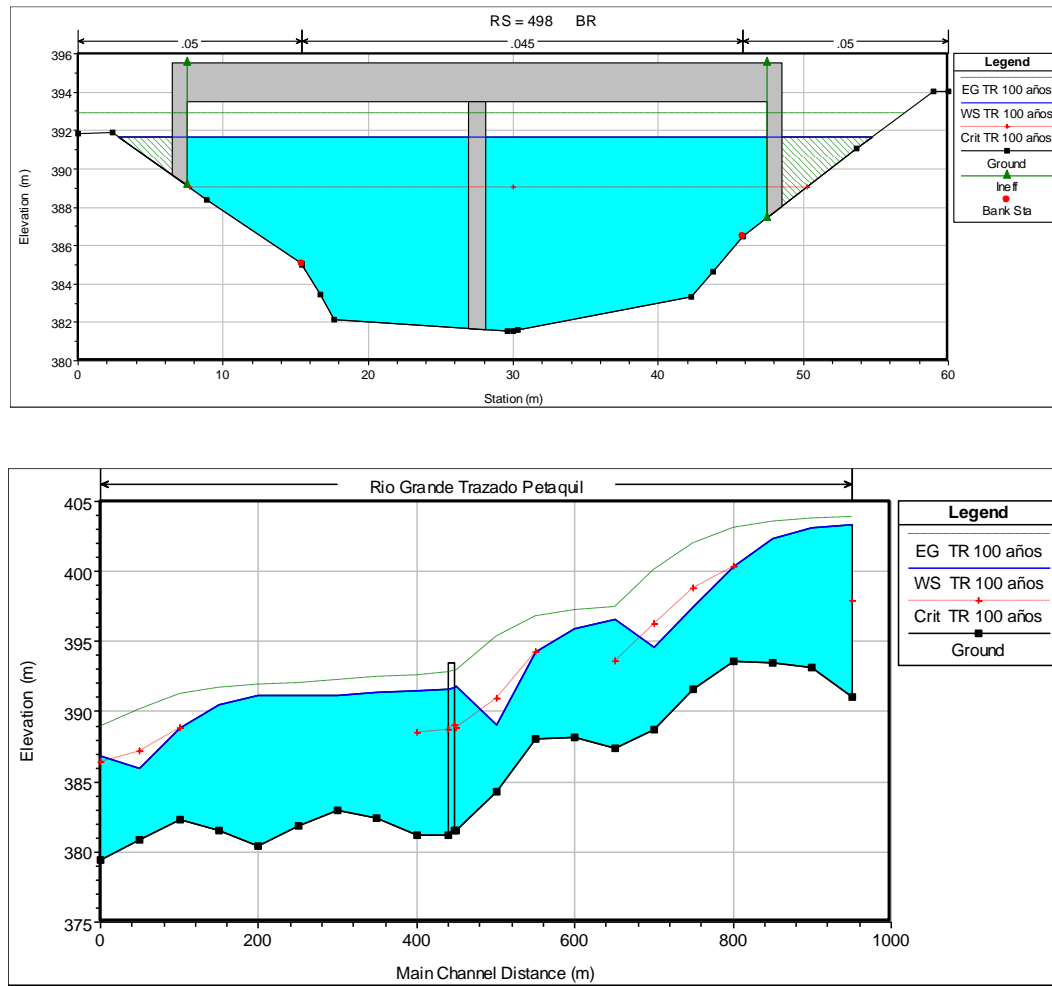
Fuente: Propia de autores (2022)

5.3.2 Modelación hidráulica según HEC-RAS

Para los cálculos hidráulicos el programa usará el método con mayores pérdidas para la solución final. Esto permite al usuario ver los resultados de todos los métodos y comparar los resultados con diferentes técnicas.

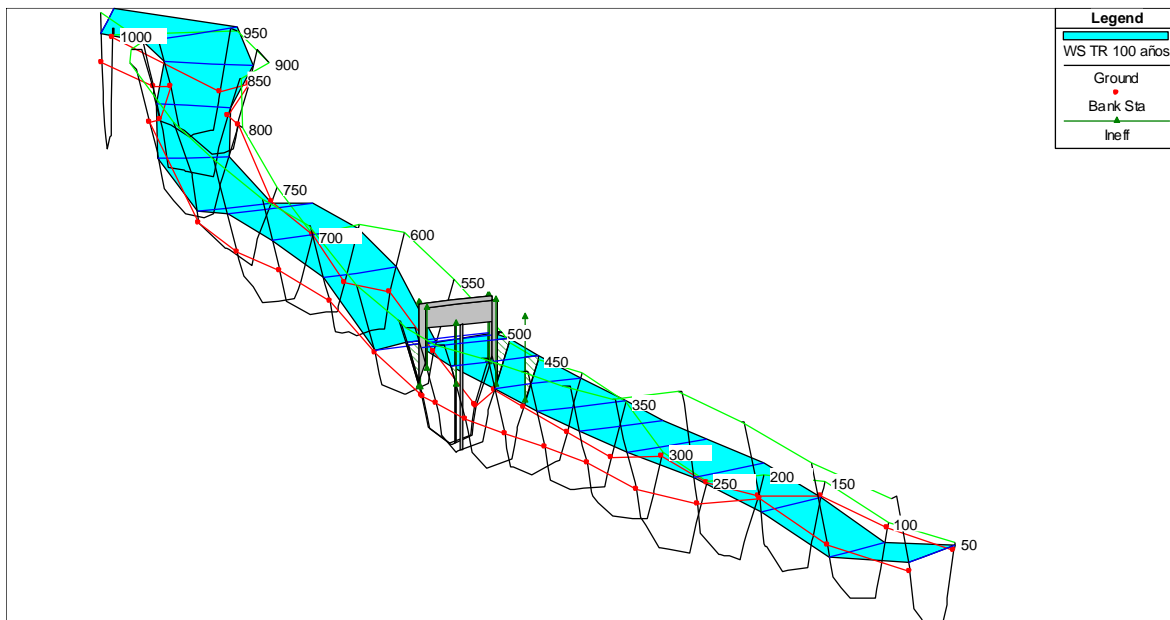
A. Sección transversal y perfil en el puente propuesto con el TR 100 años

FIGURA 58. Sección transversal del puente propuesto y perfil longitudinal del régimen del flujo para un TR de 100 años



Fuente: Propia de autores (2022)

FIGURA 59. Perspectiva 3D del régimen de flujo con el puente propuesto para un TR de 100 años



Fuente: Propia de autores (2022)

B. Tabla de funcionamiento hidráulico

1. TR 25 años

TABLA 53. Funcionamiento hidráulico para 25 años

Plan: Sauce Rio Grande Trazado Petaquil RS: 498		Profile: TR 25 años		
E.G. US. (m)	391.53	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	390.81	E.G. Elev (m)	391.48	391.14
Q Total (m3/s)	1040.3	W.S. Elev (m)	390.68	390.32
Q Bridge (m3/s)	1040.3	Crit W.S. (m)	387.77	387.41
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	9.13	9.13
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	3.85	3.92
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	270.19	265.45
Weir Submerg		Froude # Chl	0.42	0.42
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1453.65	1443.76
Min El Weir Flow (m)	395.5	Hydr Depth (m)	6.96	6.84
Min El Prs (m)	393.5	W.P. Total (m)	65.57	64.89
Delta EG (m)	0.52	Conv. Total (m3/s)	15966.7	15842.6
Delta WS (m)	0.57	Top Width (m)	38.8	38.8
BR Open Area (m2)	379.79	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	3.92	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	171.55	172.97
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	660.49	677.88

Fuente: Propia de autores (2022)

2. TR 50 años

TABLA 54. Funcionamiento hidráulico para 50 años

Plan: Sauce Rio Grande Trazado Petaquil RS: 498		Profile: TR 50 años		
E.G. US. (m)	392.09	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	391.15	E.G. Elev (m)	392.06	391.98
Q Total (m3/s)	1246.8	W.S. Elev (m)	391	391
Q Bridge (m3/s)	1246.8	Crit W.S. (m)	388.4	388.04
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	9.46	9.81
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.41	4.27
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	282.95	291.83
Weir Submerg		Froude # Chl	0.47	0.45
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	1699.94	1763.8
Min El Weir Flow (m)	395.5	Hydr Depth (m)	7.29	7.52
Min El Prs (m)	393.5	W.P. Total (m)	66.88	67.61
Delta EG (m)	0.28	Conv. Total (m3/s)	17006.7	18060
Delta WS (m)	0.26	Top Width (m)	38.8	38.8
BR Open Area (m2)	379.79	Frctn Loss (m)	0.04	0.13
BR Open Vel (m/s)	4.41	C & E Loss (m)	0.04	0.02
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	222.98	201.74
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	982.54	861.9

Fuente: Propia de autores (2022)

3. TR 100 años

TABLA 55. Funcionamiento hidráulico para 100 años

Plan: Sauce Rio Grande Trazado Petaquil RS: 498		Profile: TR 100 años		
E.G. US. (m)	392.96	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	391.85	E.G. Elev (m)	392.91	392.82
Q Total (m3/s)	1479	W.S. Elev (m)	391.66	391.65
Q Bridge (m3/s)	1479	Crit W.S. (m)	389.06	388.7
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	10.12	10.46
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.79	4.66
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	308.54	317.3
Weir Submerg		Froude # Chl	0.5	0.47
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2061.57	2127.55
Min El Weir Flow (m)	395.5	Hydr Depth (m)	7.95	8.18
Min El Prs (m)	393.5	W.P. Total (m)	69.52	70.24
Delta EG (m)	0.31	Conv. Total (m3/s)	19140.1	20269.4
Delta WS (m)	0.31	Top Width (m)	38.8	38.8
BR Open Area (m2)	379.79	Frctn Loss (m)	0.05	0.15
BR Open Vel (m/s)	4.79	C & E Loss (m)	0.04	0.03
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	259.87	235.87
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	1245.7	1099.47

Fuente: Propia de autores (2022)

4. Huracán Félix

TABLA 56. Funcionamiento hidráulico para Huracán Félix

Plan: Sauce Rio Grande Trazado Petaquil RS: 498		Profile: Huracan Felix		
E.G. US. (m)	384.18	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	384.18	E.G. Elev (m)	384.18	383.8
Q Total (m3/s)	13.4	W.S. Elev (m)	384.17	383.8
Q Bridge (m3/s)	13.4	Crit W.S. (m)	382.3	381.93
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.63	2.61
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	0.27	0.28
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	48.92	48.42
Weir Submerg		Froude # Chl	0.06	0.06
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	51.39	51.33
Min El Weir Flow (m)	395.5	Hydr Depth (m)	1.89	1.92
Min El Prs (m)	393.5	W.P. Total (m)	32.38	31.6
Delta EG (m)	0.38	Conv. Total (m3/s)	1431.5	1429.9
Delta WS (m)	0.38	Top Width (m)	25.92	25.27
BR Open Area (m2)	379.79	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	0.28	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	1.3	1.32
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	0.36	0.37

Fuente: Propia de autores (2022)

5. Huracán Mitch

TABLA 57. Funcionamiento hidráulico para Huracán Mitch

Plan: Sauce Rio Grande Trazado Petaquil RS: 498		Profile: Huracan Mitch		
E.G. US. (m)	386.29	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	386.19	E.G. Elev (m)	386.28	385.92
Q Total (m3/s)	153.4	W.S. Elev (m)	386.17	385.8
Q Bridge (m3/s)	153.4	Crit W.S. (m)	383.79	383.42
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.63	4.61
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	1.46	1.48
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	105.21	103.65
Weir Submerg		Froude # Chl	0.25	0.26
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	225.93	224.81
Min El Weir Flow (m)	395.5	Hydr Depth (m)	3.39	3.43
Min El Prs (m)	393.5	W.P. Total (m)	42.96	42.05
Delta EG (m)	0.42	Conv. Total (m3/s)	4347.7	4202.8
Delta WS (m)	0.42	Top Width (m)	31.07	30.24
BR Open Area (m2)	379.79	Frctn Loss (m)		
BR Open Vel (m/s)	1.48	C & E Loss (m)		
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	29.9	32.2
BR Sel Method	Momentum	Power Total (N/m s)	43.59	47.65

Fuente: Propia de autores (2022)

C. Tabla de resultados del perfil de flujo con TR 25 años, TR 50 años, TR 100 años, huracán Félix y huracán Mitch

TABLA 58. Resultados del perfil de flujo con TR 25 años

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
Trazado Petaquil	1000	TR 25 años	1040.3	391.07	401.8	396.7	402.17	0.001061	2.69	389.24	53.53	0.3
Trazado Petaquil	950	TR 25 años	1040.3	393.15	401.54		402.09	0.001696	3.29	327.53	51.94	0.39
Trazado Petaquil	900	TR 25 años	1040.3	393.46	400.84		401.9	0.004971	4.56	228.85	44.07	0.63
Trazado Petaquil	850	TR 25 años	1040.3	393.56	399.18	399.18	401.39	0.014034	6.59	157.94	36.24	1
Trazado Petaquil	800	TR 25 años	1040.3	391.65	396.52	397.59	400.24	0.03058	8.54	121.78	34.81	1.46
Trazado Petaquil	750	TR 25 años	1040.3	388.68	393.84	395.19	398.28	0.048181	9.33	111.56	40.72	1.79
Trazado Petaquil	700	TR 25 años	1040.3	387.39	395.14	392.56	395.82	0.00262	3.65	288.61	48.86	0.46
Trazado Petaquil	650	TR 25 años	1040.3	388.15	394.6		395.62	0.004392	4.51	239.25	48.84	0.61
Trazado Petaquil	600	TR 25 años	1040.3	388.09	393.07	393.07	395.16	0.012984	6.41	164.24	41.52	0.99
Trazado Petaquil	550	TR 25 años	1040.3	384.32	388.08	389.76	393.62	0.057689	10.43	99.78	34.43	1.96
Trazado Petaquil	500	TR 25 años	1040.3	381.54	390.81	387.58	391.53	0.00204	3.87	286.4	48.84	0.43
Trazado Petaquil	498		Bridge									
Trazado Petaquil	450	TR 25 años	1040.3	381.19	390.24	387.23	391.02	0.00236	3.95	273.12	46.64	0.46
Trazado Petaquil	400	TR 25 años	1040.3	382.47	389.98		390.85	0.003141	4.18	260.29	47.32	0.52
Trazado Petaquil	350	TR 25 años	1040.3	382.99	389.76		390.68	0.00358	4.29	252.35	47.67	0.55
Trazado Petaquil	300	TR 25 años	1040.3	381.84	389.78		390.46	0.002531	3.67	286.43	47.58	0.46
Trazado Petaquil	250	TR 25 años	1040.3	380.43	389.79		390.31	0.001631	3.2	328.9	48.31	0.38
Trazado Petaquil	200	TR 25 años	1040.3	381.58	389.19		390.14	0.004145	4.33	243.56	47.07	0.58
Trazado Petaquil	150	TR 25 años	1040.3	382.27	387.65	387.65	389.69	0.013866	6.32	164.66	40.72	1
Trazado Petaquil	100	TR 25 años	1040.3	380.84	385.13	386.1	388.54	0.032349	8.18	127.17	41.5	1.49
Trazado Petaquil	50	TR 25 años	1040.3	379.42	385.77	385.21	387.4	0.009555	5.65	184.09	40.27	0.84

Fuente: Propia de autores (2022)

TABLA 59. Resultados del perfil de flujo con TR 50 años

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
Trazado Petaquil	1000	TR 50 años	1246.8	391.07	402.57	397.29	403.01	0.001119	2.94	431	54.84	0.32
Trazado Petaquil	950	TR 50 años	1246.8	393.15	402.29		402.92	0.001732	3.55	367.22	53.94	0.4
Trazado Petaquil	900	TR 50 años	1246.8	393.46	401.55		402.73	0.004722	4.82	260.76	46.04	0.62
Trazado Petaquil	850	TR 50 años	1246.8	393.56	399.78	399.78	402.23	0.013446	6.94	180.21	38.01	1
Trazado Petaquil	800	TR 50 años	1246.8	391.65	397.01	398.2	401.1	0.029825	8.96	139.2	36.14	1.46
Trazado Petaquil	750	TR 50 años	1246.8	388.68	394.2	395.69	399.17	0.047044	9.87	126.53	41.92	1.8
Trazado Petaquil	700	TR 50 años	1246.8	387.39	395.83	393.09	396.61	0.002702	3.93	322.4	49.92	0.47
Trazado Petaquil	650	TR 50 años	1246.8	388.15	395.26		396.41	0.004283	4.8	272.25	50.89	0.61
Trazado Petaquil	600	TR 50 años	1246.8	388.09	393.64	393.64	395.95	0.012219	6.75	188.44	43.37	0.98
Trazado Petaquil	550	TR 50 años	1246.8	384.32	388.52	390.35	394.48	0.052327	10.8	115.55	35.75	1.9
Trazado Petaquil	500	TR 50 años	1246.8	381.54	391.15	388.22	392.09	0.002533	4.43	299.96	50.06	0.48
Trazado Petaquil	498		Bridge									
Trazado Petaquil	450	TR 50 años	1246.8	381.19	390.89	387.85	391.82	0.00255	4.33	299.04	48.9	0.48
Trazado Petaquil	400	TR 50 años	1246.8	382.47	390.65		391.65	0.003202	4.5	292.55	49.28	0.54
Trazado Petaquil	350	TR 50 años	1246.8	382.99	390.43		391.48	0.003584	4.6	284.9	49.57	0.56
Trazado Petaquil	300	TR 50 años	1246.8	381.84	390.45		391.25	0.002588	3.97	319.05	48.48	0.48
Trazado Petaquil	250	TR 50 años	1246.8	380.43	390.47		391.09	0.001728	3.49	362.37	49.43	0.4
Trazado Petaquil	200	TR 50 años	1246.8	381.58	389.83		390.92	0.004141	4.64	273.71	47.75	0.59
Trazado Petaquil	150	TR 50 años	1246.8	382.27	388.21	388.21	390.46	0.013541	6.64	187.74	42	1
Trazado Petaquil	100	TR 50 años	1246.8	380.84	385.55	386.62	389.32	0.031332	8.6	144.97	42.63	1.49
Trazado Petaquil	50	TR 50 años	1246.8	379.42	386.35	385.79	388.19	0.009542	6.01	207.7	41.94	0.86

Fuente: Propia de autores (2022)

TABLA 60. Resultados del perfil de flujo con TR 100 años

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
Trazado Petaquil	1000	TR 100 años	1479	391.07	403.38	397.92	403.89	0.001171	3.19	475.63	56.22	0.33
Trazado Petaquil	950	TR 100 años	1479	393.15	403.07		403.8	0.001775	3.83	410.87	59.82	0.41
Trazado Petaquil	900	TR 100 años	1479	393.46	402.29		403.6	0.004505	5.08	295.74	48.12	0.62
Trazado Petaquil	850	TR 100 años	1479	393.56	400.4	400.4	403.11	0.012687	7.3	204.45	39.93	0.99
Trazado Petaquil	800	TR 100 años	1479	391.65	397.51	398.84	402	0.029394	9.39	157.56	37.5	1.46
Trazado Petaquil	750	TR 100 años	1479	388.68	394.58	396.26	400.09	0.045943	10.39	142.72	43.17	1.81
Trazado Petaquil	700	TR 100 años	1479	387.39	396.54	393.64	397.43	0.002786	4.22	358.18	51.03	0.49
Trazado Petaquil	650	TR 100 años	1479	388.15	395.95		397.23	0.004176	5.08	308.24	53.08	0.61
Trazado Petaquil	600	TR 100 años	1479	388.09	394.23	394.23	396.77	0.011617	7.1	214.59	45.34	0.97
Trazado Petaquil	550	TR 100 años	1479	384.32	389.01	390.98	395.36	0.047088	11.17	133.12	37.31	1.84
Trazado Petaquil	500	TR 100 años	1479	381.54	391.85	388.87	392.96	0.002689	4.8	327.9	53.25	0.5
Trazado Petaquil	498		Bridge									
Trazado Petaquil	450	TR 100 años	1479	381.19	391.54	388.49	392.64	0.002756	4.73	325.02	50.6	0.51
Trazado Petaquil	400	TR 100 años	1479	382.47	391.34		392.48	0.003257	4.83	327.19	51.3	0.55
Trazado Petaquil	350	TR 100 años	1479	382.99	391.12		392.31	0.003587	4.91	319.86	51.31	0.57
Trazado Petaquil	300	TR 100 años	1479	381.84	391.15		392.08	0.002647	4.27	353.25	49.39	0.49
Trazado Petaquil	250	TR 100 años	1479	380.43	391.18		391.91	0.001823	3.8	397.63	50.58	0.41
Trazado Petaquil	200	TR 100 años	1479	381.58	390.48		391.73	0.004167	4.97	304.91	48.39	0.6
Trazado Petaquil	150	TR 100 años	1479	382.27	388.8	388.8	391.26	0.013236	6.95	212.7	43.34	1
Trazado Petaquil	100	TR 100 años	1479	380.84	385.99	387.17	390.13	0.030339	9.01	164.11	43.65	1.48
Trazado Petaquil	50	TR 100 años	1479	379.42	386.89	386.4	388.99	0.009542	6.42	231.12	43.7	0.87

Fuente: Propia de autores (2022)

TABLA 61. Resultados del perfil de flujo con Huracán Félix

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
Trazado Petaquil	1000	Huracan Felix	13.4	391.07	394.71	391.71	394.71	0.000013	0.15	89.32	33.69	0.03
Trazado Petaquil	950	Huracan Felix	13.4	393.15	394.7		394.71	0.000353	0.42	31.54	30.09	0.13
Trazado Petaquil	900	Huracan Felix	13.4	393.46	394.63		394.67	0.002465	0.91	14.72	19.34	0.33
Trazado Petaquil	850	Huracan Felix	13.4	393.56	394.2	394.2	394.36	0.030621	1.76	7.61	24.73	1.01
Trazado Petaquil	800	Huracan Felix	13.4	391.65	392.2	392.26	392.49	0.046084	2.38	5.62	15.77	1.28
Trazado Petaquil	750	Huracan Felix	13.4	388.68	389.7	389.82	390.15	0.046843	2.97	4.51	8.86	1.33
Trazado Petaquil	700	Huracan Felix	13.4	387.39	389.11	387.79	389.11	0.000148	0.34	39.85	28.03	0.09
Trazado Petaquil	650	Huracan Felix	13.4	388.15	389.06		389.09	0.002032	0.77	17.4	25.53	0.3
Trazado Petaquil	600	Huracan Felix	13.4	388.09	388.67	388.67	388.82	0.031818	1.7	7.9	28.04	1.02
Trazado Petaquil	550	Huracan Felix	13.4	384.32	384.81	385.02	385.56	0.188991	3.84	3.49	13.89	2.45
Trazado Petaquil	500	Huracan Felix	13.4	381.54	384.18	382.26	384.18	0.000061	0.26	51.99	27.12	0.06
Trazado Petaquil	498		Bridge									
Trazado Petaquil	450	Huracan Felix	13.4	381.19	383.8	381.9	383.8	0.000061	0.26	51.35	26.46	0.06
Trazado Petaquil	400	Huracan Felix	13.4	382.47	383.77		383.79	0.001428	0.65	20.6	30.01	0.25
Trazado Petaquil	350	Huracan Felix	13.4	382.99	383.42	383.42	383.58	0.029495	1.79	7.5	23.26	1
Trazado Petaquil	300	Huracan Felix	13.4	381.84	383.12	382.51	383.14	0.001067	0.63	21.2	25.65	0.22
Trazado Petaquil	250	Huracan Felix	13.4	380.43	383.13		383.13	0.000064	0.26	52.32	28.99	0.06
Trazado Petaquil	200	Huracan Felix	13.4	381.58	383.09		383.12	0.001338	0.74	18.15	20.47	0.25
Trazado Petaquil	150	Huracan Felix	13.4	382.27	382.78	382.75	382.94	0.021618	1.73	7.73	19.79	0.89
Trazado Petaquil	100	Huracan Felix	13.4	380.84	381.5	381.5	381.68	0.029646	1.86	7.19	20.93	1.02
Trazado Petaquil	50	Huracan Felix	13.4	379.42	380.42	380.23	380.51	0.009553	1.38	9.73	19.03	0.61

Fuente: Propia de autores (2022)

TABLA 62. Resultados del perfil de flujo con Huracán Mitch

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
Trazado Petaquil	1000	Huracan Mitch	153.4	391.07	396.83	393.13	396.87	0.000278	0.93	165.72	38.57	0.14
Trazado Petaquil	950	Huracan Mitch	153.4	393.15	396.73		396.84	0.001219	1.44	106.35	40.06	0.28
Trazado Petaquil	900	Huracan Mitch	153.4	393.46	396.38		396.7	0.005736	2.52	60.76	31.81	0.58
Trazado Petaquil	850	Huracan Mitch	153.4	393.56	395.45	395.45	396.19	0.018627	3.8	40.39	27.47	1
Trazado Petaquil	800	Huracan Mitch	153.4	391.65	393.45	393.84	394.81	0.039843	5.17	29.68	22.88	1.45
Trazado Petaquil	750	Huracan Mitch	153.4	388.68	391.24	391.7	392.72	0.043456	5.38	28.51	21.73	1.5
Trazado Petaquil	700	Huracan Mitch	153.4	387.39	390.89	389.13	391.01	0.001382	1.53	100.02	38.11	0.3
Trazado Petaquil	650	Huracan Mitch	153.4	388.15	390.63		390.88	0.004538	2.22	68.99	37.09	0.52
Trazado Petaquil	600	Huracan Mitch	153.4	388.09	389.78	389.78	390.43	0.018952	3.57	42.94	33.02	1
Trazado Petaquil	550	Huracan Mitch	153.4	384.32	385.61	386.28	388.16	0.149088	7.07	21.7	28.75	2.6
Trazado Petaquil	500	Huracan Mitch	153.4	381.54	386.19	383.72	386.29	0.000775	1.39	111.36	32.34	0.23
Trazado Petaquil	498		Bridge									
Trazado Petaquil	450	Huracan Mitch	153.4	381.19	385.77	383.34	385.87	0.00088	1.42	108.02	31.35	0.24
Trazado Petaquil	400	Huracan Mitch	153.4	382.47	385.59		385.78	0.002621	1.92	79.92	35.04	0.41
Trazado Petaquil	350	Huracan Mitch	153.4	382.99	385.35		385.6	0.004385	2.23	68.94	35.87	0.51
Trazado Petaquil	300	Huracan Mitch	153.4	381.84	385.3		385.44	0.001756	1.65	93.12	38.09	0.34
Trazado Petaquil	250	Huracan Mitch	153.4	380.43	385.3		385.37	0.000655	1.2	128.28	39.84	0.21
Trazado Petaquil	200	Huracan Mitch	153.4	381.58	385.06		385.29	0.003542	2.11	72.82	35.06	0.47
Trazado Petaquil	150	Huracan Mitch	153.4	382.27	384.16	384.16	384.9	0.018204	3.8	40.38	27.49	1
Trazado Petaquil	100	Huracan Mitch	153.4	380.84	382.56	382.84	383.62	0.035455	4.57	33.59	28.86	1.35
Trazado Petaquil	50	Huracan Mitch	153.4	379.42	382.07	381.72	382.53	0.009556	2.98	51.45	31.16	0.74

Fuente: Propia de autores (2022)

El tirante de agua con el caudal máximo es el TR 100 años con 391.94m, no excede la elevación de la rasante de 395.50m en donde se encuentra ubicada nuestra propuesta siendo este de 3.56m por debajo de la rasante del puente, mientras que su borde libre es de 1.56m, lo cual cumple con el requisito mínimo de 1.5m según el MTI.

5.4 Socavación

El diámetro utilizado para determinar la socavación en los estribos es el D50, para las pilas es el D95 que corresponde al valor promedio de los ensayos realizados a las muestras de suelos.

TABLA 63. Diámetro de las partículas usado para el análisis de socavación

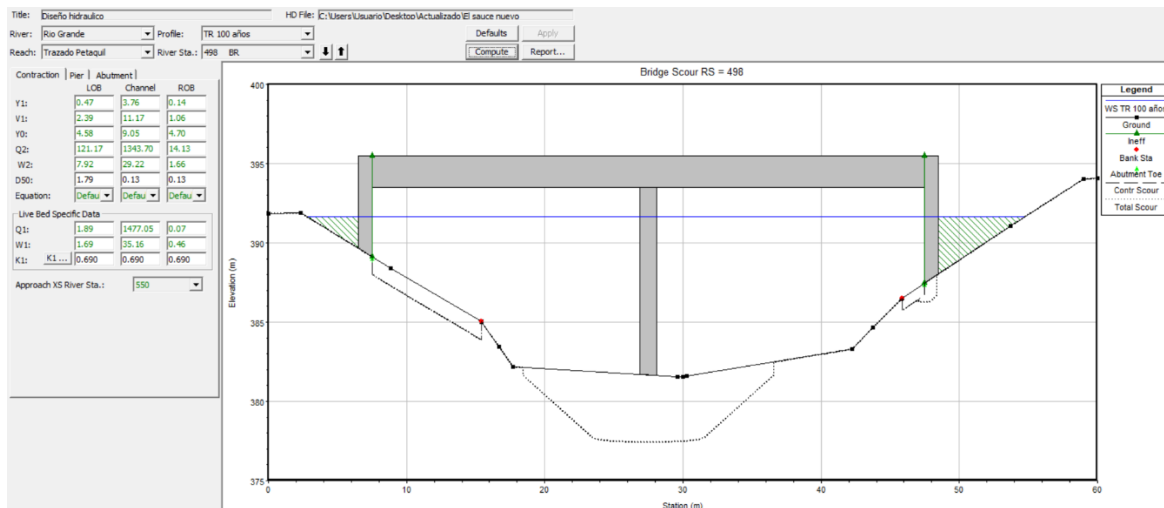
D50 (mm)	Valor
Estribo izquierdo	1.79
Estribo derecho	0.13
Centro del canal	0.13
D95 (mm)	
Pila	10

Fuente: Propia de los autores (2022)

5.4.1 Resultados del análisis de socavación según HEC-RAS

A. Datos para el cálculo de socavación por contracción según Litshvan Levediev

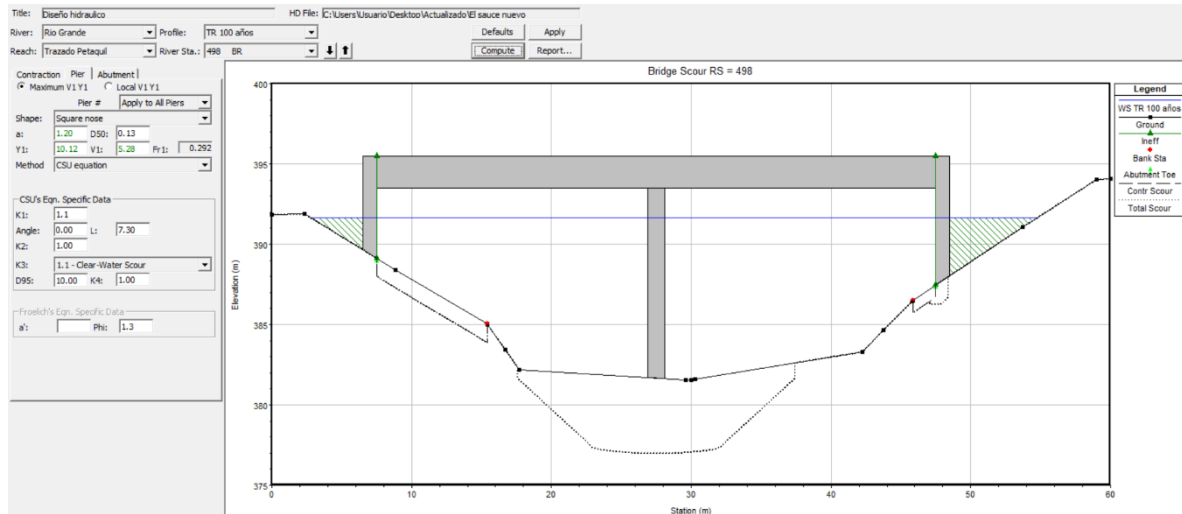
FIGURA 60. Datos para el cálculo de socavación por contracción según Litshvan Levediev



Fuente: Propia de autores (2022)

B. Datos para el cálculo de socavación en pilas según La Universidad Estatal de California (CSU)

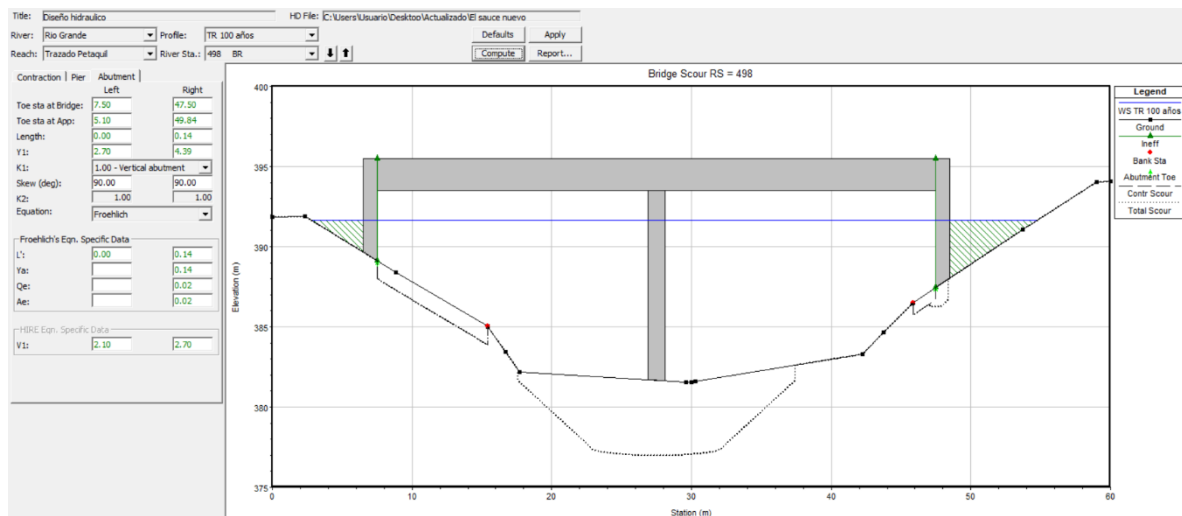
FIGURA 61. Datos para el cálculo de socavación en pilas según La Universidad Estatal de California (CSU)



Fuente: Propia de autores (2022)

C. Datos para el cálculo de socavación en los estribos según Froehlich

FIGURA 62. Datos para el cálculo de socavación en los estribos según Froehlich



Fuente: Propia de autores (2022)

D. Resultados de socavación

TABLA 64. Resultados de socavación para 25 años

Hydraulic Design Data			
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	0.01	2.9	
Approach Velocity (m/s):	0.14	10.43	
Br Average Depth (m):	3.6	8.06	3.71
BR Opening Flow (m ³ /s):	72.4	958.87	9.04
BR Top WD (m):	7.92	29.22	1.66
Grain Size D50 (mm):	1.79	0.13	0.13
Approach Flow (m ³ /s):	0	1040.3	
Approach Top WD (m):	0.02	34.42	
K1 Coefficient:	0.59	0.69	
Results			
Scour Depth Ys (m):		0	
Critical Velocity (m/s):		0.37	
Equation:		Live	

Pier Scour	
All piers have the same scour depth	
Input Data	
Pier Shape:	Square nose
Pier Width (m):	1.2
Grain Size D50 (mm):	0.13
Depth Upstream (m):	9.08
Velocity Upstream (m/s):	4.27
K1 Nose Shape:	1.1
Pier Angle:	0
Pier Length (m):	7.3
K2 Angle Coef:	1
K3 Bed Cond Coef:	1.1
Grain Size D90 (mm):	10
K4 Armouring Coef:	1
Results	
Scour Depth Ys (m):	4.19
Froude #:	0.45
Equation:	CSU equation

Fuente: Propia de autores (2022)

TABLA 65. Resultados de socavación para 50 años

Hydraulic Design Data			
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	0.23	3.3	
Approach Velocity (m/s):	1.55	10.8	
Br Average Depth (m):	3.92	8.39	4.04
BR Opening Flow (m3/s):	92.32	1143.2	11.2
BR Top WD (m):	7.92	29.22	1.66
Grain Size D50 (mm):	1.79	0.13	0.13
Approach Flow (m3/s):	0.29	1246.5	
Approach Top WD (m):	0.82	34.93	
K1 Coefficient:	0.64	0.69	
Results			
Scour Depth Ys (m):	3.6	0	
Critical Velocity (m/s):	0.59	0.38	
Equation:	Live	Live	

Pier Scour	
All piers have the same scour depth	
Input Data	
Pier Shape:	Square nose
Pier Width (m):	1.2
Grain Size D50 (mm):	0.13
Depth Upstream (m):	9.42
Velocity Upstream (m/s):	4.88
K1 Nose Shape:	1.1
Pier Angle:	0
Pier Length (m):	7.3
K2 Angle Coef:	1
K3 Bed Cond Coef:	1.1
Grain Size D90 (mm):	10
K4 Armouring Coef:	1
Results	
Scour Depth Ys (m):	4.46
Froude #:	0.51
Equation:	CSU equation

Combined Scour Depths		
Pier Scour + Contraction Scour (m):	Channel:	4.46

Fuente: Propia de autores (2022)

TABLA 66. Resultados de socavación para 100 años

Hydraulic Design Data			
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	0.47	3.76	0.14
Approach Velocity (m/s):	2.39	11.17	1.06
Br Average Depth (m):	4.58	9.05	4.7
BR Opening Flow (m ³ /s):	121.17	1343.7	14.1
BR Top WD (m):	7.92	29.22	1.66
Grain Size D50 (mm):	1.79	0.13	0.13
Approach Flow (m ³ /s):	1.89	1477.1	0.07
Approach Top WD (m):	1.69	35.16	0.46
K1 Coefficient:	0.69	0.69	0.69
Results			
Scour Depth Ys (m):	1.14	0	0.76
Critical Velocity (m/s):	0.66	0.39	0.23
Equation:	Live	Live	Live

Pier Scour	
All piers have the same scour depth	
Input Data	
Pier Shape:	Square nose
Pier Width (m):	1.2
Grain Size D50 (mm):	0.13
Depth Upstream (m):	10.12
Velocity Upstream (m/s):	5.28
K1 Nose Shape:	1.1
Pier Angle:	0
Pier Length (m):	7.3
K2 Angle Coef:	1
K3 Bed Cond Coef:	1.1
Grain Size D90 (mm):	10
K4 Armouring Coef:	1
Results	
Scour Depth Ys (m):	4.66
Froude #:	0.53
Equation:	CSU equation

Abutment Scour		
	Left	Right
Input Data		
Station at Toe (m):	7.5	47.5
Toe Sta at appr (m):	5.1	49.84
Abutment Length (m):	0	0.14
Depth at Toe (m):	2.7	4.39
K1 Shape Coef:	1.00 - Vertical abutment	
Degree of Skew (degrees):	90	90
K2 Skew Coef:	1	1
Projected Length L' (m):	0	0.14
Avg Depth Obstructed Ya (m):		0.14
Flow Obstructed Qe (m ³ /s):		0.02
Area Obstructed Ae (m ²):		0.02
Results		
Scour Depth Ys (m):		0.43
Qe/Ae = Ve:		1
Froude #:		0.85
Equation:	Default	Froehlich

Combined Scour Depths		
Pier Scour + Contraction Scour (m):	Channel:	4.66
Right abutment scour + contraction s	1.19	

Fuente: Propia de autores (2022)

TABLA 67. Resultados de socavación del Huracán Félix

Hydraulic Design Data			
Contraction Scour		Left	Channel Right
Input Data			
	Average Depth (m):		0.25
	Approach Velocity (m/s):		3.84
	Br Average Depth (m):		1.89
	BR Opening Flow (m3/s):		13.4
	BR Top WD (m):		25.92
	Grain Size D50 (mm):	1.79	0.13 0.13
	Approach Flow (m3/s):		13.4
	Approach Top WD (m):		13.89
	K1 Coefficient:		0.69
Results			
	Scour Depth Ys (m):		0
	Critical Velocity (m/s):		0.25
	Equation:		Live

Pier Scour	
All piers have the same scour depth	
Input Data	
Pier Shape:	Square nose
Pier Width (m):	1.2
Grain Size D50 (mm):	0.13
Depth Upstream (m):	2.45
Velocity Upstream (m/s):	0.3
K1 Nose Shape:	1.1
Pier Angle:	0
Pier Length (m):	7.3
K2 Angle Coef:	1
K3 Bed Cond Coef:	1.1
Grain Size D90 (mm):	10
K4 Armouring Coef:	1
Results	
Scour Depth Ys (m):	1.12
Froude #:	0.06
Equation:	CSU equation

Fuente: Propia de autores (2022)

TABLA 68. Resultados de socavación del Huracán Mitch

Hydraulic Design Data				
Contraction Scour				
	Left	Channel	Right	
Input Data				
Average Depth (m):		0.75		
Approach Velocity (m/s):		7.07		
Br Average Depth (m):	0.57	3.6		
BR Opening Flow (m3/s):	0.56	152.84		
BR Top WD (m):	2.2	28.86		
Grain Size D50 (mm):	1.79	0.13	0.13	
Approach Flow (m3/s):		153.4		
Approach Top WD (m):		28.75		
K1 Coefficient:		0.69		
Results				
Scour Depth Ys (m):		0		
Critical Velocity (m/s):		0.3		
Equation:		Live		

Pier Scour				
All piers have the same scour depth				
Input Data				
Pier Shape:	Square nose			
Pier Width (m):	1.2			
Grain Size D50 (mm):	0.13			
Depth Upstream (m):	4.47			
Velocity Upstream (m/s):	1.59			
K1 Nose Shape:	1.1			
Pier Angle:	0			
Pier Length (m):	7.3			
K2 Angle Coef:	1			
K3 Bed Cond Coef:	1.1			
Grain Size D90 (mm):	10			
K4 Armouring Coef:	1			
Results				
Scour Depth Ys (m):	2.49			
Froude #:	0.24			
Equation:	CSU equation			

Fuente: Propia de autores (2022)

5.4.2. Diseño de protección contra los efectos de socavación en la pila

Según los resultados conseguidos del estudio de socavación en la pila para el TR100 (Periodo de retorno con la mayor socavación producida) en seguida se procederá a hacer el diseño de un enrocado para minimizar los efectos que genera este fenómeno.

A. Seleccione el coeficiente de forma adecuado:

$K_1 = 1.7$ (para pilares de cara cuadrada)

B. Determinar la velocidad de diseño adecuada:

$$V_{des} = K_1 * K_2 * V_{avg}$$
$$V_{des} = (1.7)(4.79 \text{ m/s}) = 8.14 \text{ m/s}$$

C. Determinar el tamaño requerido de piedra para enrocado en la pila del puente:

$$d_{50} = \frac{0.692(V_{des})^2}{(S_s - 1)2g} = \frac{0.692(8.14 \text{ m/s})^2}{(2.65 - 1) * 2 * 9.81 \text{ m/s}^2} = 1.41 \text{ m}$$

D. Seleccione enrocado de Clase X de la tabla 21:

Una vez calculado el diámetro medio se puede seleccionar la gradación del material a usar en el enrocado.

TABLA 69. Gradación del material usado para el enrocado propuesto en las pilas

Diámetro	Ancho min. (pulg)	Ancho máx. (pulg)
D ₁₅	25.5	36.5
D ₅₀	40	48.5
D ₈₅	54.5	64.5
D ₁₀₀	-	84

Fuente: Propia de los autores (2022)

De la tabla 69 se selección un $D_{50} = 40$ pulg

E. Consideraciones adicionales:

El espesor del enrocado será 3D₅₀ teniendo así un espesor de 3 m, mientras que el ancho del enrocado será de 6m en todas las direcciones de la pila, Se coloca la parte superior del enrocado a la misma altura que el lecho del arroyo. Se desaconseja colocar el fondo del enrocado en la parte superior del lecho del arroyo. En todos los casos en que se utilice enrocado para el control de la limpieza, el puente debe ser monitoreado e inspeccionado después de altos flujos.

5.4.3. Diseño de protección contra los efectos de socavación en los estribos

Según los resultados conseguidos del estudio de socavación en los estribos para el TR100 (Periodo de retorno con la mayor socavación producida) en seguida se procederá a hacer el diseño de un enrocado para minimizar los efectos que genera este fenómeno.

A. Determinación del SBR:

TABLA 70. Resultados hidráulicos para TR100 en la sección 498 aguas arriba del puente

Plan: Sauce	Rio Grande	Trazado Petaquil RS: 498	BR U	Profile: TR 100 años	
E.G. Elev (m)	392.91	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	1.24	Wt. n-Val.	0.05	0.045	0.05
W.S. Elev (m)	391.66	Reach Len. (m)	8.6	8.6	8.6
Crit W.S. (m)	389.06	Flow Area (m2)	36.31	264.43	7.79
E.G. Slope (m/m)	0.005971	Area (m2)	36.31	264.43	7.79
Q Total (m3/s)	1479	Flow (m3/s)	121.17	1343.7	14.13
Top Width (m)	38.8	Top Width (m)	7.92	29.22	1.66
Vel Total (m/s)	4.79	Avg. Vel. (m/s)	3.34	5.08	1.81
Max Chl Dpth (m)	10.12	Hydr. Depth (m)	4.58	9.05	4.7
Conv. Total (m3/s)	19140.1	Conv. (m3/s)	1568.1	17389.2	182.9
Length Wtd. (m)	8.6	Wetted Per. (m)	11.44	51.95	6.13
Min Ch El (m)	381.54	Shear (N/m2)	185.82	298.07	74.41
Alpha	1.06	Stream Power (N/m s)	620.14	1514.62	134.93
Frctn Loss (m)	0.05	Cum Volume (1000 m3)	3.93	126.55	3.62
C & E Loss (m)	0.04	Cum SA (1000 m2)	1.5	18.15	1.68

Fuente: Propia de autores (2022)

De la tabla 70:

Set back-length= 7.92 m

Average channel flow depth= 9.05 m

$$SBR = \frac{\text{Set back} - \text{length}}{\text{Average channel flow depth}} = \frac{7.92 \text{ m}}{9.05 \text{ m}} = 0.87 < 5$$

B. Velocidad en el estribo:

Siempre que el SBR sea inferior a 5, la velocidad media en la abertura del puente proporciona una buena estimación de la velocidad en el estribo.

TABLA 71. Resultados hidráulicos del canal para TR100 en la sección 498 aguas arriba del puente

Plan: Sauce Rio Grande Trazado Petaquil RS: 498		Profile: TR 100 años		
E.G. US. (m)	392.96	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	391.85	E.G. Elev (m)	392.91	392.82
Q Total (m3/s)	1479	W.S. Elev (m)	391.66	391.65
Q Bridge (m3/s)	1479	Crit W.S. (m)	389.06	388.7
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	10.12	10.46
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	4.79	4.66
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	308.54	317.3
Weir Submerg		Froude # Chl	0.5	0.47
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	2061.57	2127.55
Min El Weir Flow (m)	395.5	Hydr Depth (m)	7.95	8.18
Min El Prs (m)	393.5	W.P. Total (m)	69.52	70.24
Delta EG (m)	0.31	Conv. Total (m3/s)	19140.1	20269.4
Delta WS (m)	0.31	Top Width (m)	38.8	38.8
BR Open Area (m2)	379.79	Frctn Loss (m)	0.05	0.15
BR Open Vel (m/s)	4.79	C & E Loss (m)	0.04	0.03
BR Sluice Coef		Shear Total (N/m2)	259.87	235.87
BR Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	1245.7	1099.47

Fuente: Propia de autores (2022)

De la tabla 71:

$$V = 4.79 \text{ m/s}$$

C. Número de Froude del flujo:

De la tabla 71:

$$Fr = 0.5$$

D. Determine el D_{50} del enrocado para el estribo. El número de Froude es menor que 0.8, por lo tanto:

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(S_s - 1)} \left[\frac{V^2}{g * y} \right]$$

$$\frac{D_{50}}{4.58m} = \frac{1.02}{(2.65 - 1)} \left[\frac{(4.79 \text{ m/s})^2}{9.81 \text{ m/s} * 4.58m} \right]$$

$$D_{50} = \frac{1.02}{(2.65 - 1)} \left[\frac{(4.79 \text{ m/s})^2}{9.81 \text{ m/s} * 4.58m} \right] * 4.58m = 1.44m$$

E. Seleccione enrocado de Clase X de la tabla 21:

Una vez calculado el diámetro medio se puede seleccionar la gradación del material a usar en el enrocado.

TABLA 72. Gradación del material usado para el enrocado propuesto en las pilas

Diámetro	Ancho min. (pulg)	Ancho máx. (pulg)
D ₁₅	25.5	36.5
D ₅₀	40	48.5
D ₈₅	54.5	64.5
D ₁₀₀	-	84

Fuente: Propia de los autores (2022)

De la tabla 72 se selección un D₅₀ = 40 pulg

F. Consideraciones adicionales:

Enrocado en la punta del estribo:

El espesor del enrocado será 3D₅₀ teniendo así un espesor de 3 m, mientras que el ancho del enrocado será de 1.70m en el perímetro de la punta del estribo, Se coloca la parte superior del enrocado a la misma altura que el lecho del arroyo. Se desaconseja colocar el fondo del enrocado en la parte superior del lecho del arroyo. En todos los casos en que se utilice enrocado para el control de la limpieza, el puente debe ser monitoreado e inspeccionado después de altos flujos.

5.5 ESTUDIO ESTRUCTURAL

5.5.1 Modelado del puente en CSI Bridge

5.5.1.1 Introducción

La finalidad consiste en dar justificación a la estructuración de un puente mixto a base de concreto armado y acero para una luz de 40m para el proyecto: “Evaluación hidrotécnica y estructural del puente Petaquilla”.

En esta memoria de cálculo se presentan los procedimientos que se utilizaron en el diseño estructural del puente, con ayuda del programa de análisis y diseño CSI bridge.

5.5.1.2 Normas empleadas

Se sigue las disposiciones de los Reglamentos y Normas Nacionales e Internacionales descritos a continuación.

- Reglamento Nacional de la Construcción (Nicaragua) – RNC07
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2017)

Se entiende que todos los Reglamentos y Normas están en vigencia y/o son de la última edición.

5.5.1.3 Especificaciones de materiales empleados

5.5.1.3.1 Concreto

- Resistencia (f'_c): 280 Kg/cm²
- Módulo de Elasticidad (E): 25671.328 Kg/cm² ($f'_c = 280$ Kg/cm²)
- Módulo de Poisson (μ): 0.20
- Peso Específico (γ_c): 2400 Kg/m³ (concreto armado)

FIGURA 63. Definición del concreto $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: f'c 280

Material Type: Concrete

Material Grade: f'c 280

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2400

Mass per Unit Volume: 244.7319

Units

Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2.535E+09

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 1.056E+09

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2800000

Expected Concrete Compressive Strength: 2800000

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.1.3.2 Acero (ASTM A615)

- Resistencia a la fluencia (f_y): 4200 Kg/cm² (Gr 60)
- Módulo de Elasticidad (E): 2100000 Kg/cm²

FIGURA 64. Definición del acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: A709Gr60

Material Type: Steel

Material Grade: Grade 60

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7849.0476

Mass per Unit Volume: 800.3801

Units

Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2.039E+10

Poisson, U: 0.3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 7.842E+09

Other Properties For Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 42184178

Minimum Tensile Stress, Fu: 63276266

Expected Yield Stress, Fye: 46402595

Expected Tensile Stress, Fue: 69603893

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.1.4 Pre dimensionamiento

Peralte de la losa (h):

La Norma establece que la altura de un tablero de concreto, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175mm. (LRFD Arto. 9.7.1.1). En el caso del puente Petaquilla, En base al artículo antes mencionado se propone un espesor de losa igual a 200mm, considerando un recubrimiento superior e inferior de 50mm y 25mm respectivamente (LRFD Tabla 5.10.1-1)

5.5.1.5 Características del puente

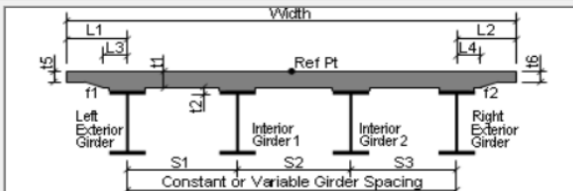
El puente Petaquilla se encuentra en una zona rural, La concepción del puente consiste en una losa de concreto armado apoyada sobre vigas metálicas para su análisis y diseño. El puente consta de una capa de rodadura asfáltica de 40m de largo la cual tendrá 2 carriles, cada carril tendrá 3.5m, un ancho de 1.6m destinados para veredas (veredas laterales de 0.8m cada uno). La sección total tendrá 8.6m de ancho.

En perfil, el puente tendrá un largo de 40m, apoyados en los extremos por estribos y al centro del claro por una pila tipo muro.

En el programa CSI bridge:

FIGURA 65. Definición de la sección transversal

Define Bridge Section Data - Steel I Girder



Section Data

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	El sauce
Slab Material Property	f'c 280
Number of Interior Girders	2
Total Width	8.6
Girder Longitudinal Layout	Along Layout Line
Constant Girder Spacing	Yes
Constant Girder Haunch Thickness (t2)	Yes
Constant Girder Frame Section	Yes
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.2
Concrete Haunch + Steel Flange Thickness (t2)	0.075
Girder Section Properties	
Girder Section	W18x311
Girder Modeling In Area Object Models	
Girders Modeling Object Type	Frame
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.
f2 Horizontal Dimension	0.

OK Cancel

Fuente: Propia de autores (2022)

FIGURA 66. Definición de la luz del puente

Bridge Layout Line Data

Bridge Layout Line Name: Línea de diseño

Coordinate System: GLOBAL

Shift Layout Line: Modify Layout Line Stations...

Units: Kgf, m, C

Coordinates of Initial Station

Global X	0.
Global Y	0.
Global Z	0.

Initial and End Station Data

Initial Station (m)	0.
Initial Bearing	N90°00'00"E
Initial Grade in Percent	0.
End Station (m)	40.

Horizontal Layout Data

Define Horizontal Layout Data... Quick Start...

Define Layout Data

Define Vertical Layout Data... Quick Start...

OK Cancel

Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.1.6 Cuantificación de cargas sobre el puente

5.5.1.6.1 Cargas permanentes

5.5.1.6.1.1 Carga muerta

Conformadas por todos los elementos estructurales de la estructura. Se calcula multiplicando el peso específico del material por su espesor o longitud, dependiendo del tipo de carga. Las densidades de los elementos fueron tomadas de la LRFD Tabla 3.5.1-1:

FIGURA 67. Tabla de pesos específicos LRFD

Table 3.5.1-1—Unit Weights

Material		Unit Weight (kcf)
Aluminum Alloys		0.175
Bituminous Wearing Surfaces		0.140
Cast Iron		0.450
Cinder Filling		0.060
Compacted Sand, Silt, or Clay		0.120
Concrete	Lightweight	0.110 to 0.135
	Normal Weight with $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Normal Weight with $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001 f'_c$
Loose Sand, Silt, or Gravel		0.100
Soft Clay		0.100
Rolled Gravel, Macadam, or Ballast		0.140
Steel		0.490
Stone Masonry		0.170
Wood	Hard	0.060
	Soft	0.050
Water	Fresh	0.0624
	Salt	0.0640
Item		Weight per Unit Length (klf)
Transit Rails, Ties, and Fastening per Track		0.200

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017, Tabla 3.5.1-1, sección 3, pagina 3-19

5.5.1.6.1.2 Baranda

$$Q_{baranda} = 104 \frac{kg}{m}$$

Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: Baranda Der Units: Kgf, m, C

Load Direction: Force, GLOBAL, Gravity

Load Value: 104

Load Transverse Location: Right Edge of Deck, 0.15

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Bridge Line Load Distribution Definition Data

Load Name: Baranda Izq Units: Kgf, m, C

Load Direction: Force, GLOBAL, Gravity

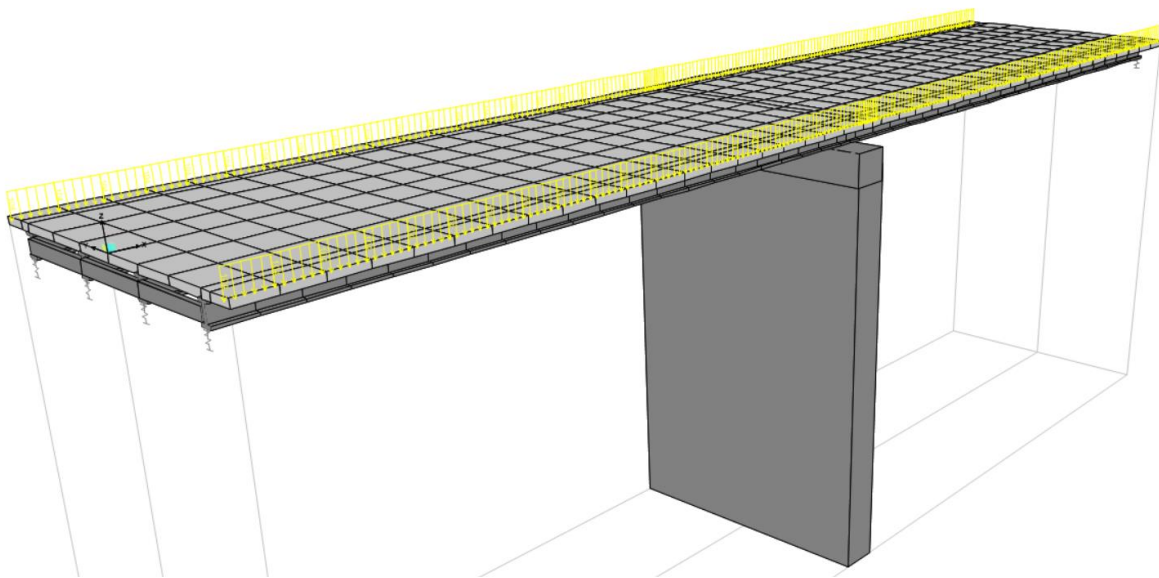
Load Value: 104

Load Transverse Location: Left Edge of Deck, 0.15

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

FIGURA 68. Asignación de la carga de baranda



Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.1.6.1.3 Vereda

Con un espesor de 15cm.

$$Q_{vereda} = 2400 \frac{Kg}{m^3} * 0.15m = 360 \frac{Kg}{m^2}$$

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name

Vereda Der

Units

Kgf, m, C

Load Direction

Load Type

Force

Coordinate System

GLOBAL

Direction

Gravity

Load Value

Left Edge Value

360.

Right Edge Value

360.

Load Transverse Location

Left Reference Location

Right Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location

0.8

Right Reference Location

Right Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location

0.

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK

Cancel

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name

Vereda Izq

Units

Kgf, m, C

Load Direction

Load Type

Force

Coordinate System

GLOBAL

Direction

Gravity

Load Value

Left Edge Value

360.

Right Edge Value

360.

Load Transverse Location

Left Reference Location

Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location

0.

Right Reference Location

Left Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location

0.8

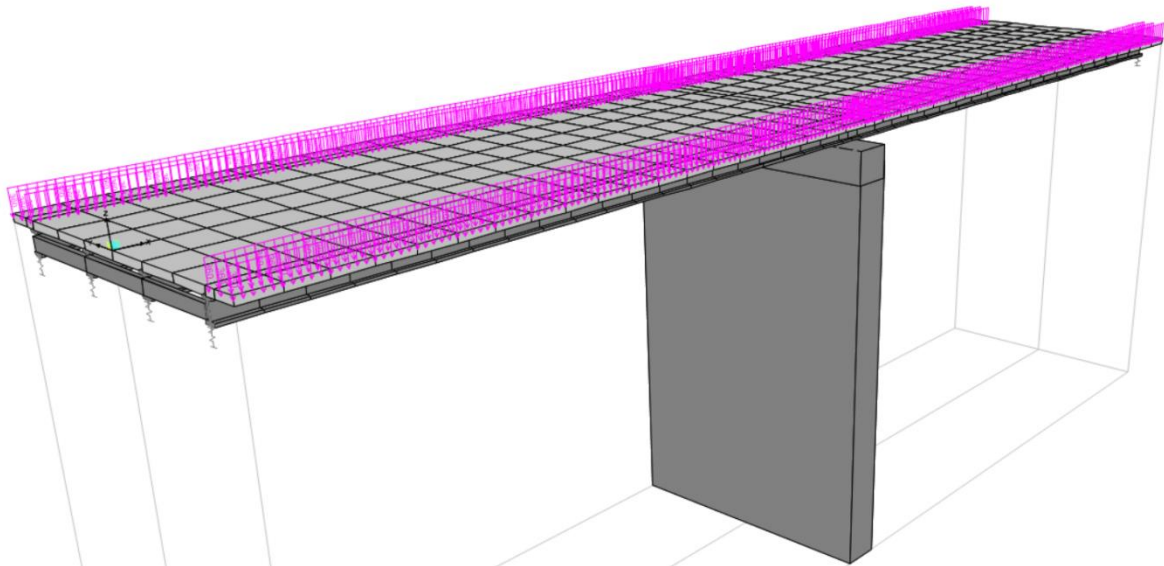
Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK

Cancel

FIGURA 69. Asignación de la carga de vereda



Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.1.6.1.4 Capa de rodadura

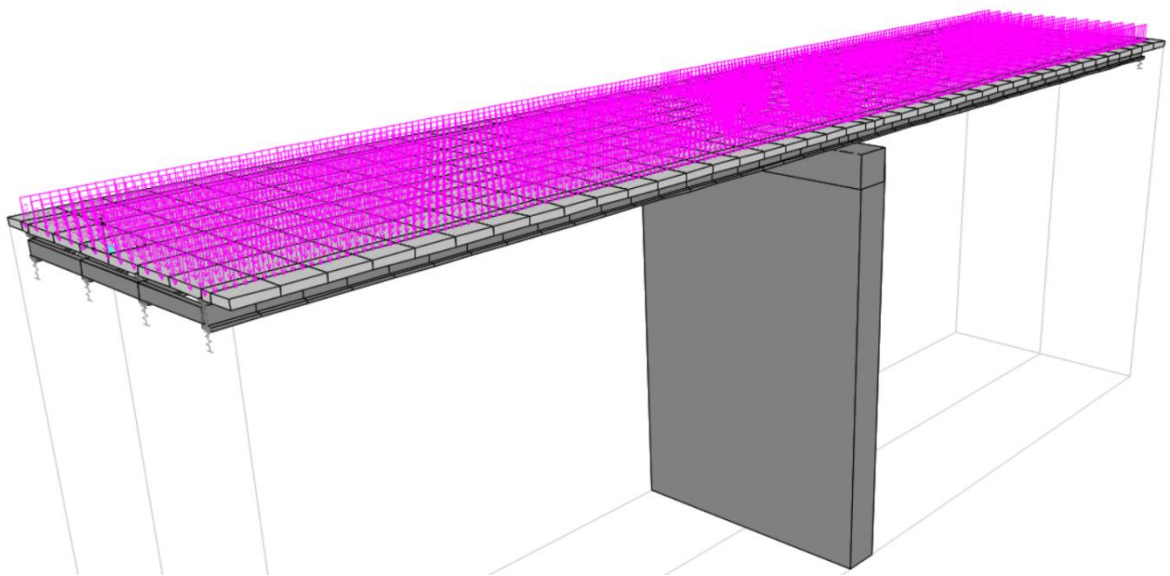
Con un espesor de 6cm.

$$Q_{asfalto} = 2200 \frac{Kg}{m^3} * 0.06m = 132 \frac{Kg}{m^2}$$

Bridge Area Load Distribution Definition Data ×

Load Name		Units
<input type="text" value="Asfalto"/>		<input type="text" value="Kgf, m, C"/>
Load Direction		
Load Type	<input type="text" value="Force"/>	
Coordinate System	<input type="text" value="GLOBAL"/>	
Direction	<input type="text" value="Gravity"/>	
Load Value		
Left Edge Value	<input type="text" value="132."/>	
Right Edge Value	<input type="text" value="132."/>	
Load Transverse Location		
Left Reference Location	<input type="text" value="Left Edge of Deck"/>	
Left Load Distance from Left Ref. Location	<input type="text" value="0.8"/>	
Right Reference Location	<input type="text" value="Right Edge of Deck"/>	
Right Load Distance from Right Ref. Location	<input type="text" value="0.8"/>	
Load Vertical Location		
<input type="text" value="Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion"/>		
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>

FIGURA 70. Asignación de la carga asfáltica



Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.1.6.2 Cargas transitorias

5.5.1.6.2.1 Peatonal

$$Q_{peatonal} = 365 \frac{Kg}{m^2} \text{ (LRFD Arto. 3.6.1.6)}$$

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name

Peatonal Der

Units

Kgf, m, C

Load Direction

Load Type

Force

Coordinate System

GLOBAL

Direction

Gravity

Load Value

Left Edge Value

365.

Right Edge Value

365.

Load Transverse Location

Left Reference Location

Right Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location

0.8

Right Reference Location

Right Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location

0.

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK

Cancel

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name

Peatonal Izq

Units

Kgf, m, C

Load Direction

Load Type

Force

Coordinate System

GLOBAL

Direction

Gravity

Load Value

Left Edge Value

365.

Right Edge Value

365.

Load Transverse Location

Left Reference Location

Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location

0.

Right Reference Location

Left Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location

0.8

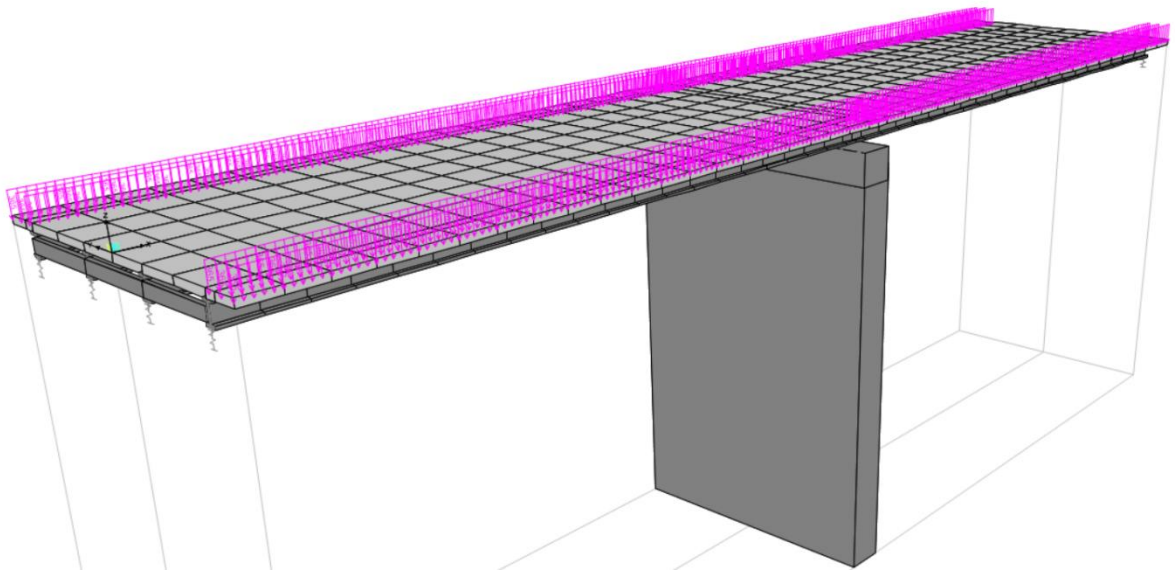
Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK

Cancel

FIGURA 71. Asignación de la carga peatonal



Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.1.6.2.2 Viento

Presión horizontal estática:

Para determinar la carga de viento en la superestructura, es necesario conocer la profundidad total de la parte superior de la superestructura a la parte inferior de la viga

para poder calcular el área de afectación del viento y aplicar la presión del viento correspondiente. Por lo tanto:

$D_{TOTAL} = 0.97 \text{ m}$ (Profundidad total)

$L_{VIENTO} = 40 \text{ m}$ (Largo del puente)

$A_{VIENTO} = D_{TOTAL} * L_{VIENTO} = 38.8 \text{ m}^2$

La presión horizontal del viento se determina según el RNC-07 donde:

P_D : P_Z : presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada (kg/m^2)
(Arto. 53 RNC-07)

$$P_Z = 0.0479 C_P V_D^2$$

Donde:

C_P : coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura.

V_D : velocidad de diseño a la altura z , definida en el Artículo 49 (RNC-07).

Los factores de presión, C_P , para el caso del método estático, se determinan según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo con la clasificación especificada en el Artículo 54 (RNC-07). para este caso se considera el caso III (Estructuras reticulares) por lo tanto
 $C_P = 2.0$

El efecto estático del viento sobre una estructura es determinado en base a la velocidad de diseño, la que se obtiene de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$V_D = F_{TR} * F_{\alpha} * V_R \text{ (Arto. 49 RNC - 07)}$$

F_{TR} : factor adimensional correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante.

F_{α} : factor adimensional que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura.

V_R : velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura (m/s).

El factor correctivo por topografía y rugosidad, F_{TR} toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplante la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio. (Arto. 52 RNC-07). En terreno de tipo R1, según se define en la Tabla 6 del RNC-07, el factor de topografía y rugosidad, F_{TR} , se toma en todos los casos igual a 1.

El factor de variación con la altura, F_α establece la variación de la velocidad del viento con la altura z . Se obtiene de siguiente manera: (Arto. 51 RNC-07)

$$F_\alpha = 1.0 \text{ si } z \leq 10 \text{ m}$$

$$F_\alpha = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \text{ si } 10 \text{ m} < z < \delta$$

$$F_\alpha = \left(\frac{\delta}{10}\right)^\alpha \text{ si } z \geq \delta$$

Donde:

δ : altura gradiente, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; δ y z están dadas en metros.

α : exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno (Figura 6 RNC-07) y se definen en la Tabla 6 del RNC-07.

$$z = 11.8\text{m} > 10 \text{ m, por lo tanto } F_\alpha = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \text{ si } 10 \text{ m} < z < \delta$$

$$\alpha = 0.099$$

$$\delta = 245\text{m}$$

$$F_\alpha = \left(\frac{11.8\text{m}}{10}\right)^{0.099} = 1.017, \quad \text{si } 10 \text{ m} < z = 11.8\text{m} < \delta = 245\text{m} \text{ ¡ok!}$$

Se consideró z como la altura medida desde el nivel de aguas mínimo hasta el nivel medio de la superestructura.

La velocidad regional se obtiene de la Tabla 5 del RNC-07, de acuerdo con la zonificación eólica mostrada en la Figura 7 del RNC-07. Las estructuras del Grupo B se diseñan con los valores de 50 años de período de retorno, mientras que las estructuras del Grupo A se diseñan con los valores de 200 años de período de retorno. (Arto. 50 RNC-07)

El puente es considerado una estructura esencial, por lo tanto, clasifica dentro del: Grupo A. (Arto. 20 RNC-07) para una estructura del Grupo A y un período de retorno de 200 años, y para la zona 2, donde se ubica el puente, la velocidad regional es: $V_R = 60 \text{ m/s}$. Entonces la velocidad de diseño, V_D , es:

$$V_D = 1.0 * 1.017 * 60 \text{ m/s} = 61.02 \text{ m/s}$$

La presión horizontal del viento, $P_D = P_Z$, es:

$$P_Z = 0.0479 * 2.0 * \left(61.02 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 = 356.71 \text{ kg/m}^2$$

La carga de viento total, WS_{total} , es:

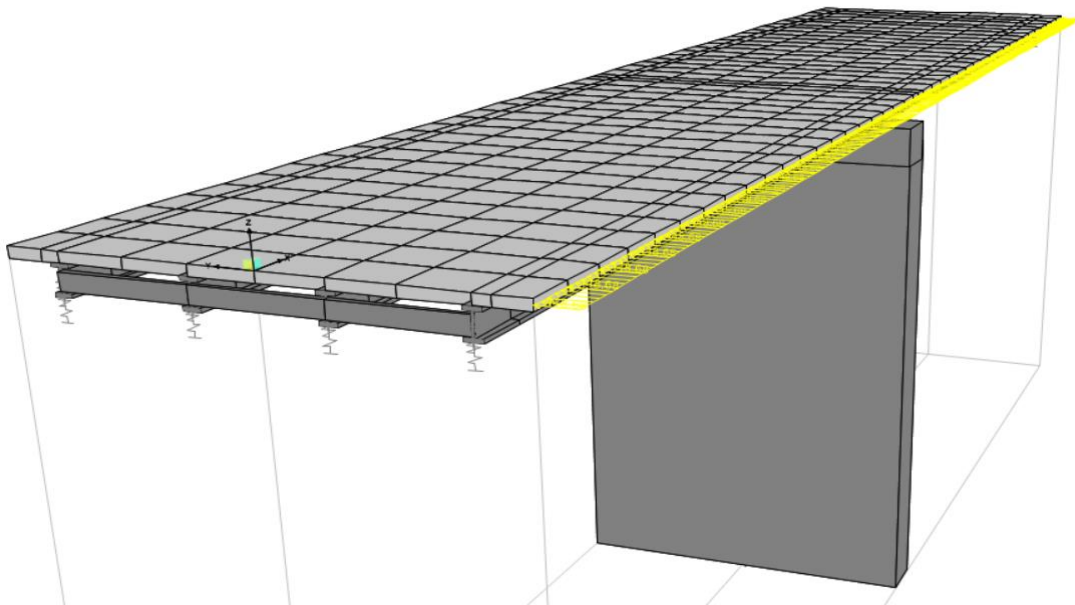
$$WS_{total} = P_Z * D_{total} = 356.71 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0.97 \text{ m} = 346 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$< 448.675 \frac{\text{kg}}{\text{m}}; \text{ No cumple con el minimo! (LRFD Arto. 3.8.2.1)}$$

Debido que la carga de viento horizontal es menor a la mínima que establece la LRFD Arto 3.8.2.1 se utilizara como carga de viento horizontal lo mínimo establecido en dicho artículo.

$$WS_{total} = 448.675 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

FIGURA 72. Asignación de la carga de viento horizontal



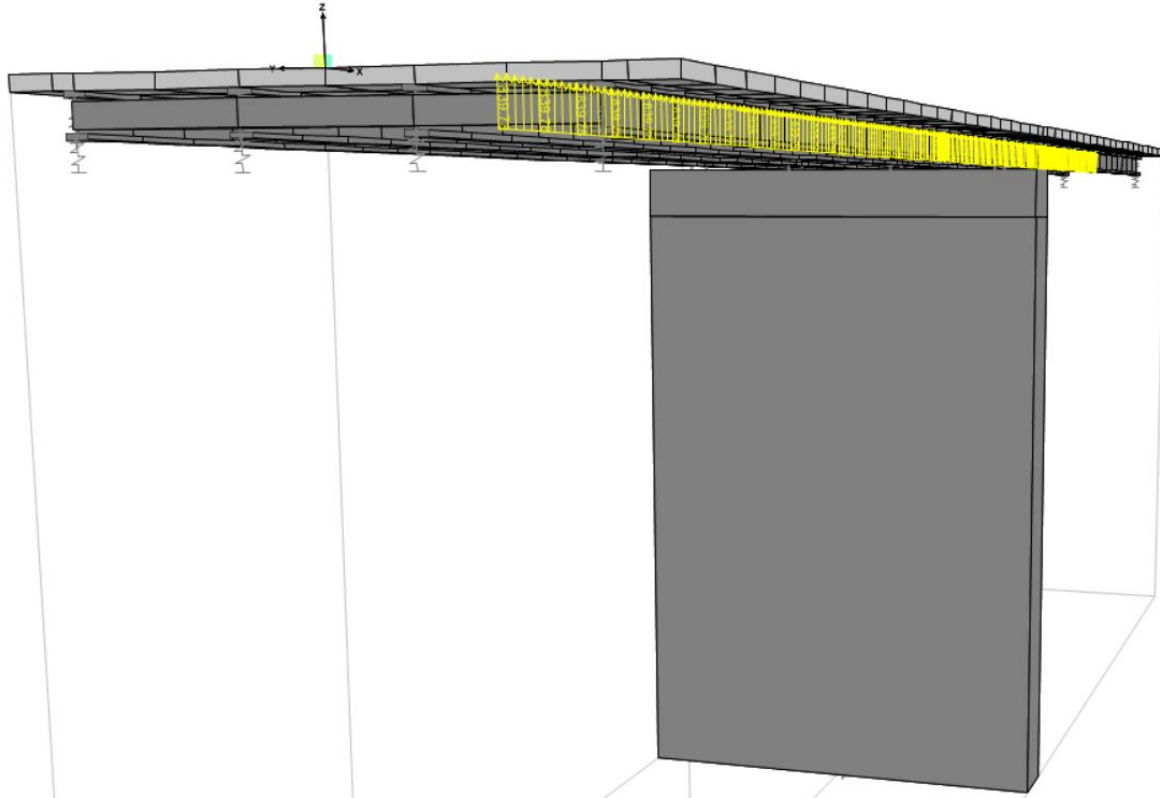
Fuente: Propia de autores (2022)

Presión vertical:

97.649 kg/m², la cual deberá considerarse uniformemente distribuida a lo largo del puente aplicándose a una distancia igual a un cuarto del ancho del puente.

$$W_{vertical} = 97.649 \text{ kg/m}^2 * 8.6 \text{ m} = 839.781 \text{ kg/m}$$

FIGURA 73. Asignación de la carga de viento vertical



Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.1.6.2.3 Sismo

Haciendo uso del RNC-07: La estructura se ha clasificado como una estructura esencial, por lo tanto, se clasifica dentro del: Grupo A. luego, el coeficiente sísmico, c , se determina como se especifica en el Arto. 24 RNC-07. El coeficiente sísmico de una estructura se calcula para el Método Estático Equivalente:

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} \quad \text{Pero nunca menor que } S * a_0$$

Dónde:

S: factor de amplificación por tipo de suelo.

a_0 : aceleración máxima del terreno, corresponde a la aceleración espectral cuando $T = 0$ segundos

Q' : factor de reducción por comportamiento dúctil de una estructura.

Ω : factor de reducción por sobre resistencia.

Para considerar los efectos de amplificación sísmica debidos a las características del terreno, los suelos se dividen en cuatro tipos, de acuerdo al Arto. 25 RNC-07. En la Tabla 2 del RNC-07 se presentan los Factores de Amplificación por tipo de suelo, S.

El puente se localiza en León, por lo tanto, se clasifica dentro de la Zona Sísmica: C (Figura 2: Zonificación sísmica de Nicaragua, RNC –07). El tipo de suelo es: Tipo II, Por lo tanto, el factor de Amplificación por tipo de suelo es: $S = 1.5$

Para el análisis estático equivalente y modal a_0 se selecciona del mapa de isoaceleraciones del Anexo C del Reglamento Nacional de la Construcción 2007. De esta forma la aceleración máxima del terreno para la estructura del puente de acuerdo con su ubicación y clasificación es: $a_0 = 0.31$, En base al Arto 27 subtema II por tratarse de una estructura del grupo A; la aceleración de diseño deberá multiplicarse por 1.5 siendo $a_0 = 1.5 * 0.31 = 0.465$.

Para estructuras reservadas, como los puentes el factor de reducción por comportamiento dúctil de la estructura (Arto. 23 inciso d, RNC-07), Q' , puede tomarse como: $Q' = 1.5$

La reducción por sobre resistencia está dada por el factor: (Arto. 22 RNC-07) $\Omega = 2.0$
El coeficiente sísmico calculado es:

$$c = \frac{1.5(2.7 * 0.465)}{1.5 * 2} = 0.6278 \text{ Pero nunca menor que } S * a_0 = 1.5 * 0.465 = 0.6975$$

Periodos de vibración de la estructura:

FIGURA 74. Periodos y frecuencias modales de la estructura

B Modal Periods And Frequencies

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Periods And Frequencies

Filter:

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	0.590752	1.69275804...	10.6359124...	113.122634...
	MODAL	Mode	2	0.254424	3.93045059...	24.6957493...	609.880038...
	MODAL	Mode	3	0.251101	3.98246160...	25.0225442...	626.127720...
	MODAL	Mode	4	0.210909	4.74137162...	29.7909165...	887.498707...
	MODAL	Mode	5	0.197602	5.06066950...	31.7971242...	1011.05711...
	MODAL	Mode	6	0.08834	11.3199001...	71.1250303...	5058.76994...
	MODAL	Mode	7	0.070634	14.1574360...	88.9537942...	7912.77750...
	MODAL	Mode	8	0.069427	14.4035345...	90.5000769...	8190.26392...
	MODAL	Mode	9	0.068329	14.6349985...	91.9544081...	8455.61317...
	MODAL	Mode	10	0.066231	15.0987745...	94.8683981...	9000.01295...
	MODAL	Mode	11	0.0645	15.5039922...	97.4144565...	9489.57634...
	MODAL	Mode	12	0.062711	15.9462422...	100.193194...	10038.6762...

Record: << < 1 > >> of 12 Add Tables... Done

Fuente: Propia de autores (2022)

De acuerdo al Arto 27. Subtema II inciso a, por encontrarse el primer periodo de vibración entre $T_a=0.1\text{seg}$ y $T_b=0.6\text{seg}$:

$$a = s * d = s * (2.7 * a_0)$$

$$a = 1.5 * (2.7 * 0.465)$$

Por tanto:

$$c = \frac{1.5(2.7 * 0.465)}{1.5 * 2} = 0.6278$$

5.5.1.6.2.4 Vehículo de diseño

- a. El efecto del tándem de diseño combinado con el efecto de la línea de carga consiste en dos ejes de 11000 kg espaciados a 1.2m (tándem) y una carga uniforme de 970 kg/m distribuida sobre los tramos del puente (línea de diseño). Esta combinación está identificada por el vehículo HL-93M.

FIGURA 75. Tándem de diseño

Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93M

Design Type: Vehicle Live

Units: Kgf, m, C

Source: AASHTO.xml

Convert to User Defined

Notes...

Length Effects

Axle: None

Uniform: None

Vehicle Location in Lane

☒ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Straddle Reduction Factor: 0

☐ Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports

☒ Interior Vertical Support Forces

☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048

Lane Interior Edge: 0.6096

Center of Gravity

Height - Axle Loads: 0

Height - Uniform Loads: 0

Load Plan

Load Elevation

Modify/Show Loads

Vertical Loading...

Horizontal Loading...

Fuente: Propia de autores (2022)

- b. El efecto de un camión de diseño con espaciamiento variable entre ejes, combinado con el efecto de la línea de diseño es identificada por el vehículo HL-93K.

FIGURA 76. Camión de diseño

Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93K

Design Type: Vehicle Live

Units: Kgf, m, C

Source: AASHTO.xml

Convert to User Defined

Notes...

Length Effects

Axle: None

Uniform: None

Vehicle Location in Lane

☒ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Straddle Reduction Factor: 0

☐ Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports

☒ Interior Vertical Support Forces

☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048

Lane Interior Edge: 0.6096

Center of Gravity

Height - Axle Loads: 0

Height - Uniform Loads: 0

Load Plan

Load Elevation

Modify/Show Loads

Vertical Loading...

Horizontal Loading...

Fuente: Propia de autores (2022)

De acuerdo a lo indicado se ha cargado el modelo con los 2 tipos de vehículos (camiones de diseño) HL-93M y HL-93K.

Cuando los vehículos pasan a su velocidad de diseño producen vibraciones sobre la estructura y dicha vibración amplifica la carga estática de los vehículos. Para considerar el efecto se utilizarán factores de amplificación de carga dinámica, como lo indican las especificaciones de la AASHTO LRFD:

TABLA 73. Incremento por carga dinámica, IM

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017, tabla 3.6.2.1-1, p. 3-23

Para nuestro caso, el incremento por carga dinámica es de un 33%.

5.5.1.6.2.5 Frenado

Para la fuerza de frenado, consideramos toda la longitud del puente, $L=40$ m. Se tomará como el mayor de los siguientes valores:

- a. 25% del camión de diseño:

$$BRsl = 0.25(3500kg + 14500kg + 14500kg) = 8125kg$$

- b. 25% del tándem de diseño:

$$BRsl = 0.25(11000kg + 11000kg) = 5500kg$$

- c. 5% del camión de diseño:

$$BRsl = 0.05 \left[(3500kg + 14500kg + 14500kg) + \left(40m * 970 \frac{kg}{m} \right) \right] = 40425kg$$

d. 5% del tándem de diseño:

$$BRsl = 0.05 \left[(11000kg + 11000kg) + \left(40m * 970 \frac{kg}{m} \right) \right] = 3040kg$$

Tomaremos el mayor:

$$BRnet = (BRsl)(Numero de Carriles)(Factor Multiple Presencia)$$

$$BRnet = (8125kg)(2)(1) = 16250kg$$

FIGURA 77. Asignación de carga de frenado

Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.1.7 Combinación de cargas

Las combinaciones de cargas seleccionadas para el análisis y diseño del puente, como indica el LRFD Arto. 3.4.1, con esta sección fueron:

FIGURA 78. Combinación de cargas

Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.2 Resultados para la superestructura

5.5.2.1 Deformaciones

Para los criterios de control de deflexión la Norma AASHTO LRFD nos proporciona la siguiente tabla (LRFD Arto.2.5.2.6.2):

TABLA 74. Deflexiones permitidas

In the absence of other criteria, the following deflection limits may be considered for steel, aluminum, and/or concrete vehicular bridges:

- Vehicular load, general Span/800,
- Vehicular and pedestrian loads Span/1,000,
- Vehicular load on cantilever arms..... Span/300, and
- Vehicular and pedestrian loads on cantilever arms Span/375.

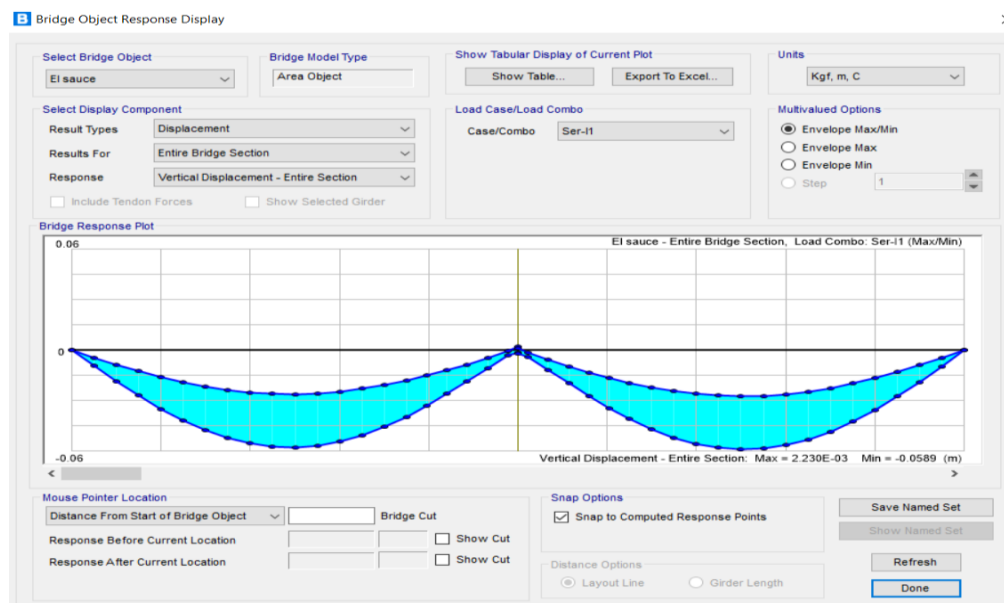
Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017, sección 2-12

Deformación máxima permitida:

$$\Delta_{max} = \frac{L}{1000} = \frac{40m}{800} = 0.05m$$

Las deformaciones obtenidas fueron:

FIGURA 79. Deflexión del puente



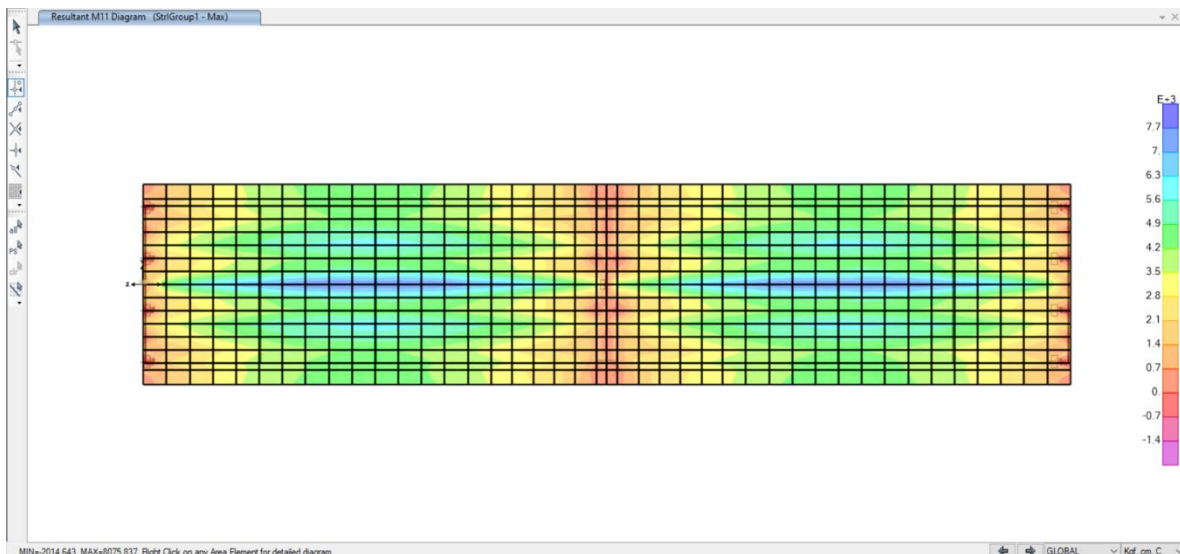
Fuente: Propia de autores (2022)

La máxima deformación se produce en el centro del primer vano, con un desplazamiento vertical de 0.05m. Por lo tanto, la estructura está dentro de los límites de deflexión y el espesor de losa de 0.2m propuesto es adecuado.

5.5.2.2 Acero de refuerzo para la losa de concreto

Resultados de diagrama de momento:

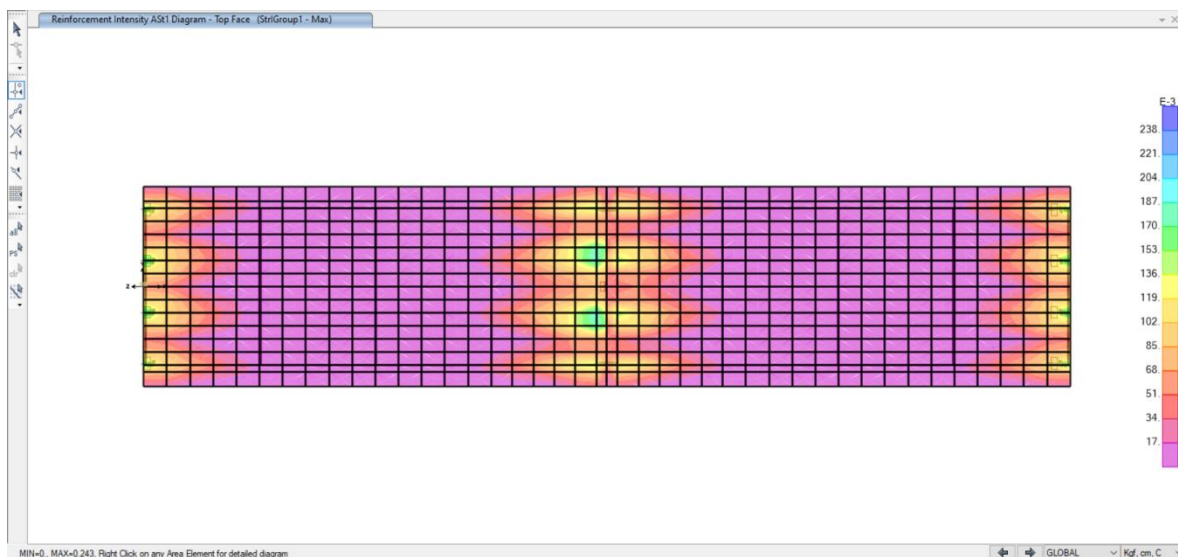
FIGURA 80. Diagrama de momentos de la losa en dirección paralela al tráfico



Fuente: Propia de autores (2022)

a. Acero superior losa paralelo al eje X-X:

FIGURA 81. Acero superior requerido de la losa paralelo al tráfico



Fuente: Propia de autores (2022)

Verificación por acero mínimo (LRFD Arto.5.6.3.3):

$M_u = -2014.643 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$ (De los resultados de diagrama de momento)

Utilizando varillas N°8:

$A = 5.10 \text{ cm}^2$ (Área de una varilla N°8)

$H = 20 \text{ cm}$ (espesor de losa)

$r = 5 \text{ cm}$ (recubrimiento superior de la losa)

$\Phi = 2.54 \text{ cm}$ (Diámetro de la varilla N°8)

$Z = 6.27 \text{ cm}$ (Distancia de la fibra superior de la losa al centro de la varilla superior)

$d = 13.73 \text{ cm}$ (Peralte efectivo)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

M_{cr} : Momento de agrietamiento ($\text{kgf}\cdot\text{cm}$)

f_r : Modulo de ruptura del concreto de acuerdo al LRFD Arto. 5.4.2.6

S : Modulo de sección de la losa (cm^3)

λ : Factor de modificación de la densidad del concreto de acuerdo al LRFD Arto. 5.4.2.8

$$M_{cr} = 1.2 * f_r * S = 1.2 * 3.280731626 \text{ Mpa} * 6666.666667 \text{ cm}^3 * \frac{10 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{1 \text{ Mpa}}$$

$$M_{cr} = 262458.5301 \text{ kgf} * \text{cm}$$

Siendo:

$$f_r = 0.62 * \lambda * \sqrt{f'_c} = 0.62 * 1 * \sqrt{28 \text{ Mpa}} = 3.280731626 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} = \frac{(100 \text{ cm}) * (20 \text{ cm})^2}{6} = 6666.666667 \text{ cm}^3$$

$$1.33 * M_u = 1.33 * 2014.643 \text{ kgf} * \text{cm} = 2679.4752 \text{ kgf} * \text{cm}$$

El menor valor es $2679.4752 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$ y la cantidad de acero requerida es:

$$A_s = \frac{0.243 \text{ cm}^2}{\text{cm}} = \frac{24.3 \text{ cm}^2}{\text{m}}$$

La separación entre varillas es:

$$s = \frac{5.10 \text{ cm}^2}{\frac{24.3 \text{ cm}^2}{\text{m}}} = 0.20 \text{ m} \text{ (usar } s = 0.18 \text{ m)}$$

Verificación de momentos resistentes:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b} = \frac{\frac{5.1cm^2}{0.18m} * 4200 \frac{kgf}{cm^2}}{0.85 * 280 \frac{kgf}{cm^2} * 100cm} = 5cm$$

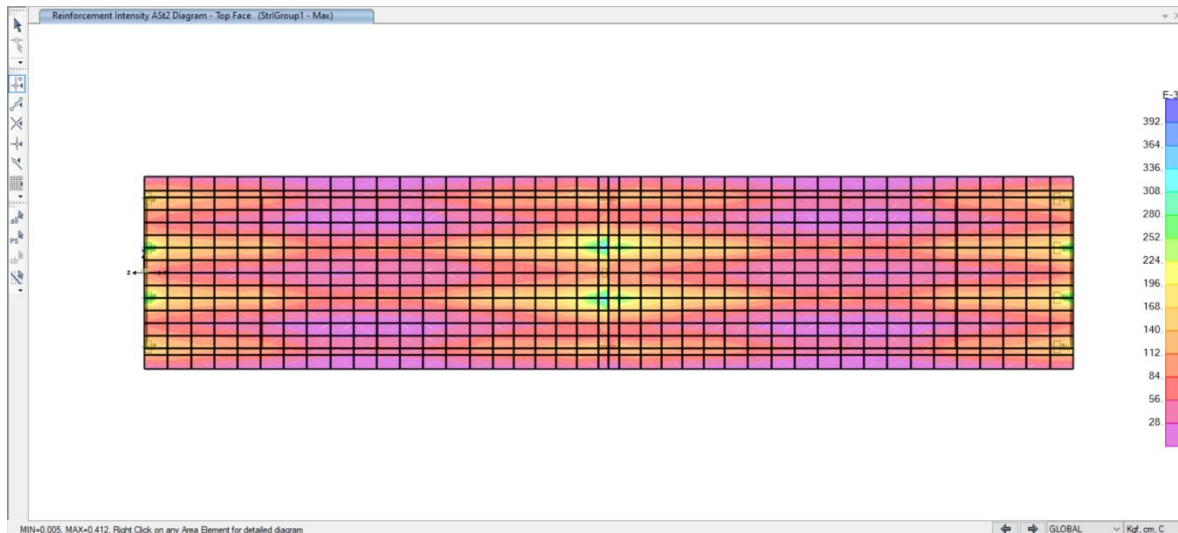
$$Mu = 0.9 * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) * As = 0.9 * 4200 \frac{kgf}{cm^2} * \left(13.73cm - \frac{5cm}{2}\right) * \frac{5.1cm^2}{0.18m}$$

$$Mu = 1202733kgf * cm > 2679.4752kgf * cm$$

El momento resistente requerido es mayor al momento por acero mínimo. Por lo tanto, se usarán 1 varilla N°8 @ 0.18m.

b. Acero superior losa paralelo al eje Y-Y:

FIGURA 82. Acero superior requerido de la losa perpendicular al trafico



Fuente: Propia de autores (2022)

De acuerdo al LRFD Arto.5.10.6 el acero superior de la losa debe estar en el rango de la ecuación 5.10.6-2:

$$2.33 \frac{cm^2}{m} \leq As_{temp} \leq 12.70 \frac{cm^2}{m}$$

Cantidad de acero requerida:

$$As = 41.2 \frac{cm^2}{m}$$

$$2.33 \frac{cm^2}{m} \leq 41.2 \frac{cm^2}{m} \leq 12.70 \frac{cm^2}{m} \text{ ¡No cumple!}$$

Al no cumplir el acero requerido con el LRFD Arto.5.10.6, se usará:

$$A_{s_{temp}} = 12.7 \frac{cm^2}{m}$$

Utilizando varillas N°7:

$A = 3.87cm^2$ (Área de una varilla N°7)

La separación será:

$$s = \frac{3.87cm^2}{\frac{12.7cm^2}{m}} = 0.3m$$

De acuerdo con el LRFD Arto.5.10.6 esta separación no deberá exceder al menor valor de 3 veces el espesor de la losa o 0.45m:

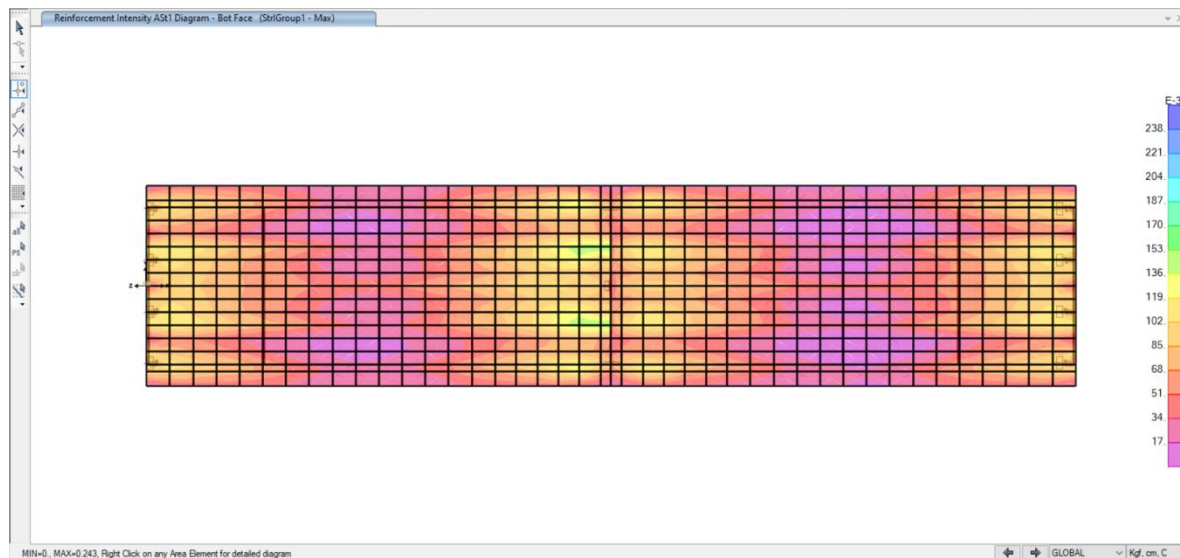
$$S_{max} = 3 * t = 3 * 0.2m = 0.6m$$

$$S_{max} = 0.45m \text{ ; } Ok!$$

La separación calculada cumple con el Arto.5.10.6, por tanto; Se usará 1 varilla N°3 @ 0.30m

c. Acero inferior losa paralelo al eje X-X:

FIGURA 83. Acero inferior requerido de la losa paralelo al trafico



Fuente: Propia de autores (2022)

Verificación por acero mínimo (LRFD Arto.5.6.3.3):

$M_u = +8075.837 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$ (De los resultados de diagrama de momento)

Utilizando varillas N°8:

A= 5.1 cm² (Área de una varilla N°8)

H=20 cm (espesor de losa)

r= 2.5cm (recubrimiento inferior de la losa)

Φ= 2.54cm (Diámetro de la varilla N°8)

Z= 3.77cm (Distancia de la fibra inferior de la losa al centro de la varilla inferior)

d= 16.23cm (Peralte efectivo)

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33M_u$:

$$M_{cr} = 1.2 * f_r * S = 1.2 * 3.2807 \text{Mpa} * 6666.6667 \text{cm}^3 * \frac{10 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{1 \text{Mpa}} = 262456.0013 \text{kgf} * \text{cm}$$

$$1.33 * M_u = 1.33 * 8075.837 \text{kgf} * \text{cm} = 10740.8632 \text{kgf} * \text{cm}$$

El menor valor es 18628.2553 kgf*cm y la cantidad de acero requerida es:

$$A_s = \frac{0.243 \text{cm}^2}{\text{cm}}$$

La separación entre varillas es:

$$s = \frac{5.10 \text{cm}^2}{\frac{0.243 \text{cm}^2}{\text{cm}}} = 21 \text{cm} \text{ (usar } s = 0.18 \text{m)}$$

Verificación de momentos resistentes:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{\frac{5.1 \text{cm}^2}{0.18 \text{m}} * 4200 \text{kgf/cm}^2}{0.85 * 280 \text{kgf/cm}^2 * 100} = 5 \text{cm}$$

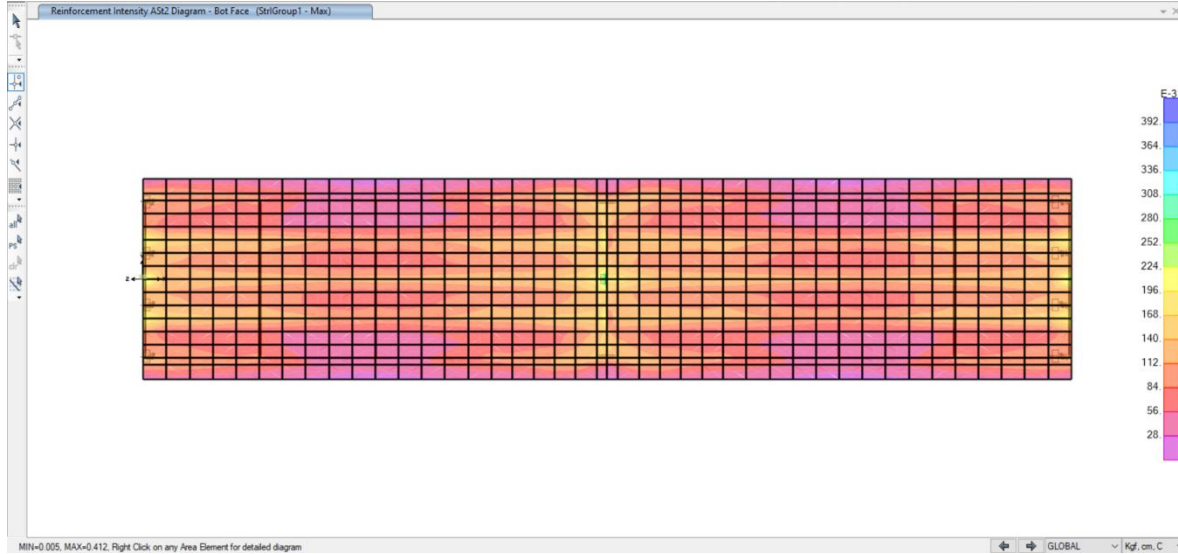
$$M_u = 0.9 * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) * A_s = 0.9 * 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * \left(16.23 \text{cm} - \frac{5 \text{cm}}{2}\right) * \frac{5.1 \text{cm}^2}{0.18 \text{m}}$$

$$M_u = 1470483 \text{kgf} * \text{cm} > 18628.2553 \text{kgf} * \text{cm}$$

El momento resistente requerido es mayor al momento por acero mínimo. Por lo tanto, se usarán 1 varilla N°8 @ 0.18m.

d. Acero inferior losa paralelo al eje Y-Y:

FIGURA 84. Acero inferior requerido de la losa perpendicular al trafico



Fuente: Propia de autores (2022)

Acero calculado:

$$A_s = \frac{0.412 \text{ cm}^2}{\text{cm}}$$

De acuerdo al LRFD Arto.9.7.3.2 En la parte inferior de las losas se coloca armadura en la dirección secundaria en un porcentaje del acero positivo igual a:

$$\% = \frac{121}{\sqrt{s}} \leq 67\%$$

s= 1.9217m (Distancia entre caras de las vigas de la superestructura)

$$\% = \frac{121}{\sqrt{1.9217\text{m}}} = 87\% > 67\%$$

Debido a que el porcentaje de acero calculado es mayor al establecido por el artículo antes mencionado, se toma un porcentaje de acero igual al 67%.

$$A_{s_{repart}} = \% * A_{s_{positivo}}$$

$$A_{s_{repart}} = 0.67 * (24.3 \text{ cm}^2) = 16.281 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas N°6:

$A = 2.84 \text{ cm}^2$ (Área de una varilla N°6)

La separación será:

$$s = \frac{2.84 \text{ cm}^2}{\frac{16.281 \text{ cm}^2}{m}} = 0.17m$$

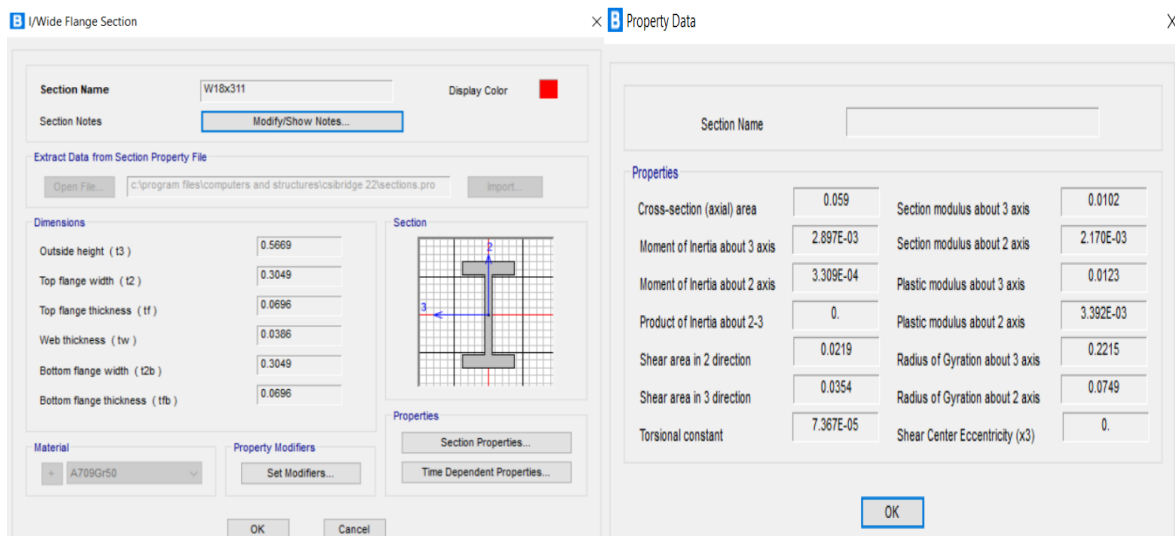
Cumpliendo así con el Arto.9.7.3.2, Se utilizarán varillas N°6 separadas a cada 0.17m.

5.5.2.3 Verificación de la sección de viga propuesta

Propiedades geométricas de una viga W18x311:

$L = 15000 \text{ mm}$ (Largo de la viga en estudio)

FIGURA 85. Propiedades de sección transversal en metros del perfil W18x311



Fuente: Propia de autores (2022)

De acuerdo al LRFD Arto.6.9.3 al ser esta viga un elemento principal, debe cumplir con una relación de esbeltez.

Relación de esbeltez para elementos principales:

$$\frac{k * L}{r} \leq 120$$

$$\frac{1 * 20000 \text{ mm}}{221.5 \text{ mm}} \leq 120$$

$$90.29 \leq 120 \text{ ¡ ok!}$$

De acuerdo al LRFD Arto.6.10.2.1 debe existir proporcionalidad del alma de la viga, con o sin rigidizadores longitudinales; sea cual sea el caso.

Proporción del alma con rigidizadores longitudinales:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300$$

$$\frac{566.9mm}{38.6mm} \leq 300$$

$$14.69 \leq 300 \text{ ¡ ok!}$$

De acuerdo al LRFD Arto.6.10.2.2 debe existir proporcionalidad de las alas de la viga, cumpliendo con las siguientes tres ecuaciones.

Proporción de las alas:

Ecuación LRFD 6.10.2.2-1:

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq 12$$

$$\frac{69.6mm}{2 * 304.9mm} \leq 12$$

$$0.11 \leq 12 \text{ ¡ ok!}$$

Ecuación LRFD 6.10.2.2-2:

$$b_f \geq \frac{D}{6}$$

$$304.9mm \geq \frac{566.9mm}{6}$$

$$304.9mm \geq 94.48mm \text{ ¡ ok!}$$

Ecuación LRFD 6.10.2.2-3:

$$t_f \geq 1.1 * t_w$$

$$304.9mm \geq 1.1 * 38.6mm$$

$$304.9mm \geq 42.46mm \text{ ¡ ok!}$$

Cálculo de capacidad de momento plástico:

Para las secciones compuestas, el momento M_p se calculará como el primer momento de fuerzas plásticas sobre el eje neutro plástico.

Las fuerzas plásticas en las porciones de acero de una sección transversal se calcularán usando el esfuerzo de fluencia de los patines, el alma, y el acero de refuerzo, como sea apropiado. Las fuerzas plásticas en las porciones de concreto de una sección transversal que están en compresión pueden ser basadas en un bloque de esfuerzos rectangulares con la magnitud de esfuerzo de compresión igual a $0.85f'_c$. El concreto en tensión deberá ser omitido.

Para el patín en tensión:

Punto de fluencia del acero de refuerzo:	f_y	60000 lb/plg ² =	420 Mpa
Ancho de patín:	b_t	304.9 mm	
Espesor de patín:	t_t	69.6 mm	

$$P_t = f_y b_t t_t \longrightarrow \boxed{P_t = 8912836.8 \text{ N}}$$

Para el alma:

Punto de fluencia del acero de refuerzo:	f_y	60000 lb/plg ² =	420 Mpa
Alto del alma:	h_w	427.7 mm	
Espesor del alma:	t_w	38.6 mm	

$$P_w = f_y h_w t_w \longrightarrow \boxed{P_w = 6933872.4 \text{ N}}$$

Para el patín en compresión:

Punto de fluencia del acero de refuerzo:	f_y	60000 lb/plg ² =	420 Mpa
Ancho de patín:	b_c	304.9 mm	
Espesor de patín:	t_c	69.6 mm	

$$P_c = f_y b_c t_c \longrightarrow \boxed{P_c = 8912836.8 \text{ N}}$$

Para el cubreplaca en Tensión:

Punto de fluencia del acero de refuerzo:	f_y	60000 lb/plg ² =	420 Mpa
Ancho de cubreplaca:	$b_{f_{cp}}$	0 mm	
Espesor de cubreplaca:	$t_{f_{cp}}$	0 mm	

$$P_{cp} = f_y b_{f_{cp}} t_{f_{cp}} \longrightarrow \boxed{P_{cp} = 0 \text{ N}}$$

$$P_t + P_w + P_c + P_{cp} = 24759546 \text{ N}$$

O bien: $P_t + P_w + P_c + P_{cp} = A_{viga \text{ acero}} f_y$

$$P_t + P_w + P_c + P_{cp} = 24759546 \text{ N}$$

Para la losa:

Resistencia del Hormigón: f'_c 4000 lb/plg² = 28 Mpa
Ancho de ala afectivo: b_s 2000 mm
Espesor de losa: t_s 200 mm

$$P_s = 0.85 f'_c b_s t_s \longrightarrow \boxed{P_s = 9520000 \text{ N}}$$

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal pueden ser conservadoramente omitidas. Para hacer esto, establezca P_{rb} y P_{rt} igual a cero en las ecuaciones en la tabla D6.1-1.

Verifique la localización del Eje Neutro Plástico, como sigue:

CASO 1: $P_t + P_w + P_{cp} \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$
Donde: $P_{rb} = P_{rt} = 0$

$$P_t + P_w + P_{cp} \quad 15846709.2 \text{ N} \quad \leq \quad P_c + P_s \quad 18432836.8 \text{ N}$$

\longrightarrow El eje neutro plástico NO está en el alma

CASO 2: $P_t + P_w + P_c + P_{cp} \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$

$$P_t + P_w + P_c + P_{cp} \quad 24759546 \text{ N} \quad \geq \quad P_s \quad 9520000 \text{ N}$$

\longrightarrow El eje neutro plástico está en el patín superior

Por lo tanto, el Eje Neutro Plástico está localizado en el patín superior:

Como apreciamos la condición establecida para el caso II es satisfecha, de manera que el Eje Neutro Plástico está dentro del patín superior, por lo tanto, se utilizarán las ecuaciones establecidas en el caso II.

$$\bar{y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$$
$$\bar{y} = 59.50 \text{ mm}$$

El momento plástico, M_p , es calculado como sigue, donde d es la distancia de una fuerza del elemento (o centroide de cada elemento) al Eje Neutro Plástico. Las fuerzas de estos elementos actúan a: (a) la mitad del espesor para los patines y la cubierta de concreto, (b) la mitad de la profundidad del alma y (c) centro del refuerzo. Todas las fuerzas de los elementos, dimensiones y distancias deben tomarse como positivas.

$$M_p = \frac{P_c}{2t_c} [\bar{y}^2 + (t_c - \bar{y})^2] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$$

ds =	159.5 mm
dw =	223.95 mm
dt =	472.6 mm
dcp =	24.7 mm

Entonces:

Mp =	7516713569 N.mm
------	-----------------

Se determina si la sección es compacta o no compacta:

Según el LRFD Arto.6.10.6.2.2: Las secciones compuestas en puentes rectos que satisfacen los siguientes requisitos calificaran como secciones compuestas compactas:

- La tensión de fluencia mínima especificada de los patines no excede 485 Mpa.
- El alma debe satisfacer los requerimientos del Arto 6.10.2.1.1.
- La sección satisface el límite de esbeltez del alma.

Límite de esbeltez del alma (LRFD Arto.6.10.6.2.2):

$$\frac{2 * D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

De acuerdo al LRFD Arto.D6.3.2: Para todas las demás secciones compuestas en flexión positiva, D_{CP} se tomará igual a cero.

$$\frac{2 * D_{cp}}{t_w} = 0 \leq 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 84.076 \text{ ¡ La seccion es compacta!}$$

Resistencia nominal a la flexión:

La resistencia Nominal a la Flexión de la sección debe tomarse como:

Si: $D_p \leq 0.1D_t$

Entonces: $M_n = M_p$

De otro modo: $M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right)$

D_p = distancia de la parte superior de la cubierta de concreto al eje neutro de la sección compuesta en el momento plástico (mm)

D_t = profundidad total de la sección compuesta (mm)

M_p = momento plástico de la sección compuesta (N.mm)

D_p = 59.5 mm

D_t = 766.9 mm

D_p = 59.5 mm \leq $0.1D_t$ = 76.69 mm

Entonces $M_n = M_p$

Entonces:

M_n = 7516713568.81 N.mm

Requerimientos de Ductilidad:

Las secciones compactas y no compactas deben satisfacer: $D_p \leq 0.42D_t$

D_p = 59.5 mm \leq $0.42 D_t$ = 322.098 mm

O.K

La Resistencia a la Flexión factorada, M_r , puede tomarse como:

$M_r = \phi_f M_n$ ϕ_f = 1.0

M_r = 7516713569 N.mm

La resistencia a la flexión positiva en esta sección de diseño es verificada como sigue:

$\sum n_i y_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$ O en este caso: $\sum n_i y_i M_i \leq M_r$

n_i = 1

y_i = 1

M_i = 6.93E+08

$\sum n_i y_i M_i$ = 692800000 N.mm \leq M_r = 7516713569 N.mm

La sección Sí es adecuada por flexión

Para el Estado limite de Resistencia I en la Región de Momento Positivo!

Resistencia al cortante:

En el Estado Limite de Resistencia, los paneles de almas rectas y curvadas deberán satisfacer:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

ϕ_v = Factor de resistencia para cortante

V_n = Resistencia Nominal al corte para almas no rigidizadas y rigidizadas

V_u = Cortante en el alma en la seccion bajo consideración debido a las cargas factoradas

$$\phi_v = 1$$

La resistencia nominal al corte de almas sin rigidizadores debe ser tomados como:

$$V_n = V_{cr} = C V_p$$

Donde:

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$$

$$V_{cr} = \text{Resistencia al corte de la comba (N)}$$

$$C = \text{Radio de la resistencia al corte, } k, \text{ tomando igual a 5}$$

$$V_p = \text{Fuerza de corte plastico (N)}$$

El radio C, será determinado como se especifica a continuación:

$$\text{Si: } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}, C = 1$$

Entonces:

$$C = 1$$

$$D = 566.9$$

$$t_w = 38.6$$

$$E = 21000$$

$$F_{yw} = 42$$

$$\frac{D}{t_w} = 14.6865285 \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 56$$

Ok!

$$\text{Entonces: } C = 1$$

$$\begin{aligned} V_p &= 533053.802 \text{ N} \\ V_n = V_{cr} &= 533053.802 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad \phi_v V_n = 533053.802 \text{ N}$$

La resistencia al cortante en esta sección de diseño es verificada como a continuación:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad \text{O en este caso: } \sum \eta_i \gamma_i V_i \leq V_r = \phi_v V_n$$

$$\eta_i = 1$$

$$\gamma_i = 1$$

$$V_i = 1.39\text{E}+05$$

$$\sum \eta_i \gamma_i V_i = 139376.3 \text{ N} \leq \phi_v V_n = 533053.802 \text{ N}$$

Cumple!

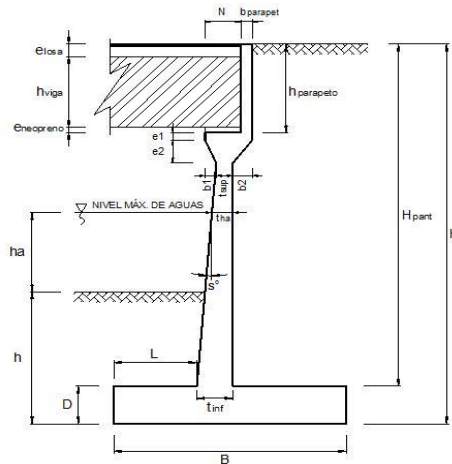
La sección SI es adecuada por cortante!

5.5.3 Resultados de la subestructura del puente

5.5.3.1 Estribo

5.5.3.1.1 Pre-dimensionamiento

FIGURA 86. Esquema de pre-dimensionamiento del estribo típico



Fuente: Propia de autores (2022)

DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	7.63 m	7.63 m	Dato
h	2.45 m	2.45 m	Dato
(1) $B=0.6H$	4.58 m	8.00 m	Criterio
(1) $D=0.1H$	0.76 m	0.80 m	Criterio
t _{sup}	0.30 m	0.30 m	Valor mínimo
(1) $t_{inf}=0.1H$	0.76 m	0.75 m	Criterio
(1) $L=B/3$	1.53 m	1.75 m	Criterio
e _{losa}	0.20 m	0.20 m	Dato
h _{viga}	0.56 m	0.56 m	Dato
e _{neopreno}	0.05 m	0.05 m	Dato
h _{parapeto}	0.81 m	0.81 m	e _{losa} +h _{viga} +e _{neopreno}
b _{parapeto}	0.20 m	0.20 m	Asumido
e ₁	0.15 m	0.15 m	Asumido
e ₂	0.45 m	0.45 m	Asumido
DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
b ₁	0.20 m	0.20 m	Asumido
b ₂	0.20 m	0.20 m	Asumido
s°	4.75°	4.75°	Calculado
N	0.50 m	0.50 m	Calculado
h _a	0.50 m	0.50 m	Dato
t _{ha}	0.57 m	0.57 m	Calculado
H _{pant}	6.83 m	6.83 m	Calculado

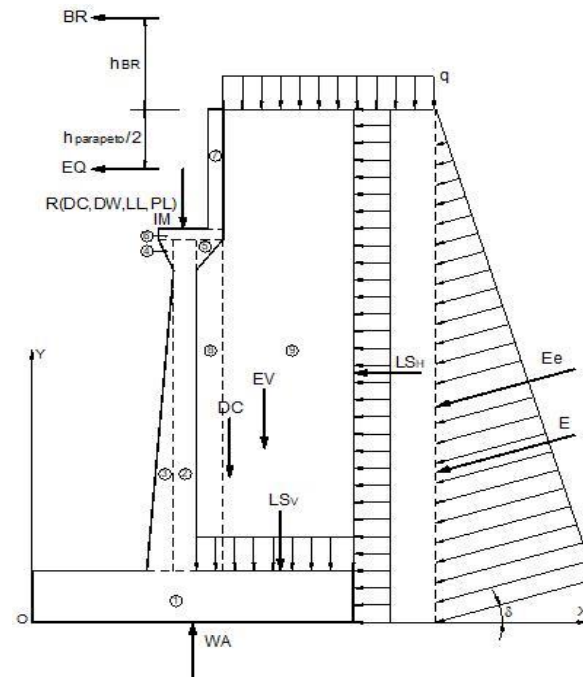
NOTAS:

- (1) Predimensionamiento tomado del texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, pág. 389

Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.3.1.2 Definición y combinación de cargas laterales y verticales

FIGURA 87. Esquema de cargas laterales y verticales



Fuente: Propia de autores (2022)

Datos previos:

$$\gamma_{concreto} = 2.4 \frac{ton}{m^3}$$

$$\gamma_{suelo} = 1.8 \frac{ton}{m^3}$$

$$\phi = 29^\circ$$

$$A = 0.62$$

$$\%impacto = 33\%$$

$$q = 5.72 \frac{ton}{m}$$

TABLA 75. Resumen de cargas extraídas de CSi Bridge

R(DC)=	59.06 ton
R(DW)=	8.56 ton
R(LL)=	65.74 ton
R(PL)=	5.41 ton

Fuente: Propia de autores (2022)

Determinación de cargas laterales y verticales en el estribo:

- Peso propio (DC) y del suelo (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	6.40	15.36	4.00	61.44
2	1.76	4.23	2.35	9.93
3	1.22	2.93	2.05	6.00
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0.05	0.11	2.13	0.23
5	0.05	0.11	2.57	0.28
6	0.11	0.25	2.35	0.59
7	0.16	0.39	2.60	1.01
Σ	--	23.37	--	79.48
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	1.13	2.03	2.60	5.28
9	36.20	65.16	5.35	348.60
Σ	--	67.19	--	353.88

DC= 23.37 Ton

EV= 67.19 Ton

x= 3.40 m

x= 5.27 m

- Peso propio proveniente de la superestructura (DC):

DC= 6.87 Ton/m

x= 2.25 m

- Carga muerta proveniente de la superestructura (DW):

DW= 1.00 Ton/m

x= 2.25 m

- Presión estática del suelo (EH y EV):

$\delta=\phi/2= 14.5^\circ$

$\gamma_m= 1.80 \text{ g/cm}^3$

$K_a= 0.3137$

$k_h=A/2= 0.31$

$\theta= 17.22^\circ$

$K_e= 0.5964$

Empuje estático:

E= 16.44 Ton

EH= 15.91 Ton

EV= 4.12 Ton

y= 2.54 m

x= 8.00 m

Empuje dinámico:

Ee= 31.25 Ton

EHe= 30.25 Ton

EVe= 7.82 Ton

$\Delta Ee= 14.81 \text{ Ton}$

y= 3.51 m

x= 8.00 m

- Carga viva proveniente de la superestructura (LL):

$$LL = 7.64 \text{ Ton/m}$$

$$x = 2.25 \text{ m}$$

- Carga de impacto (IM):

$$IM = 2.52 \text{ Ton/m}$$

$$x = 2.25 \text{ m}$$

- Fuerza de frenado y aceleración (BR):

$$BR = 5\%LL = 0.38 \text{ Ton}$$

$$h_{BR} = 1.80 \text{ m}$$

$$y = 9.43 \text{ m}$$

- Sobrecarga peatonal proveniente de la superestructura (PL):

$$PL = 0.63 \text{ Ton/m}$$

$$x = 2.25 \text{ m}$$

- Sobrecarga superficial y de tráfico (LS):

$$p_H = 1.80 \text{ Ton/m}$$

$$L_{SH} = 6.85 \text{ Ton}$$

$$y = 3.82 \text{ m}$$

$$L_{SV} = 31.48 \text{ Ton}$$

$$x = 5.25 \text{ m}$$

- Supresión de agua (WA):

$$WA = -7.82 \text{ Ton}$$

$$x = 4.00 \text{ m}$$

- Fuerza sísmica (EQ):

$$EQ = C \cdot W_s = 4.94 \text{ Ton}$$

$$y = 7.23 \text{ m}$$

TABLA 76. Combinación de cargas de acuerdo al AASHTO LRFD 2017

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0.90	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	0.90	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
EV. EXTREMO 1	0.90	0.65	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	0.90	1.50	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	1.25	0.65	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	1.25	1.50	1.50	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017, sección 3-15

5.5.3.1.3 Verificación de estabilidad

Datos previos:

$F.S.D = 1.50$ (Factor de seguridad de deslizamiento)

$F.S.V = 2.00$ (Factor de seguridad de volteo)

$\mu = 0.57$ (Coeficiente de fricción entre el muro y el suelo)

$\sigma_t = 3.19 \frac{kg}{cm^2}$ (Capacidad portante del suelo)

Fuerzas y momentos actuantes factorados:

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	E _H	L _S _H	BR	EQ	nΣF
RESISTENCIA 1	23.87	11.99	0.67	0.00	38.35
RESISTENCIA 1	23.87	11.99	0.67	0.00	38.35
RESISTENCIA 1	23.87	11.99	0.67	0.00	38.35
RESISTENCIA 1	23.87	11.99	0.67	0.00	38.35
EV. EXTREMO 1	45.38	3.42	0.19	4.94	53.93
EV. EXTREMO 1	45.38	3.42	0.19	4.94	53.93
EV. EXTREMO 1	45.38	3.42	0.19	4.94	53.93
EV. EXTREMO 1	45.38	3.42	0.19	4.94	53.93

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	E _H	L _S _H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	60.70	45.73	6.31	0.00	118.38
RESISTENCIA 1	60.70	45.73	6.31	0.00	118.38
RESISTENCIA 1	60.70	45.73	6.31	0.00	118.38
RESISTENCIA 1	60.70	45.73	6.31	0.00	118.38
EV. EXTREMO 1	159.17	13.07	1.80	35.66	209.70
EV. EXTREMO 1	159.17	13.07	1.80	35.66	209.70
EV. EXTREMO 1	159.17	13.07	1.80	35.66	209.70
EV. EXTREMO 1	159.17	13.07	1.80	35.66	209.70

Fuente: Propia de autores (2022)

Fuerzas y momentos resistentes factorados:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	27.21	0.65	13.38	4.41	1.10	96.26	55.09	-7.82	199.80
RESISTENCIA 1	27.21	1.49	13.38	4.41	1.10	96.26	55.09	-7.82	200.69
RESISTENCIA 1	37.80	0.65	13.38	4.41	1.10	96.26	55.09	-7.82	210.92
RESISTENCIA 1	37.80	1.49	13.38	4.41	1.10	96.26	55.09	-7.82	211.80
EV. EXTREMO 1	27.21	0.65	3.82	1.26	0.31	101.27	15.74	-7.82	142.45
EV. EXTREMO 1	27.21	1.49	3.82	1.26	0.31	101.27	15.74	-7.82	143.29
EV. EXTREMO 1	37.80	0.65	3.82	1.26	0.31	101.27	15.74	-7.82	153.03
EV. EXTREMO 1	37.80	1.49	3.82	1.26	0.31	101.27	15.74	-7.82	153.88

Fuente: Propia de autores (2022)

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	85.44	1.46	30.10	9.93	2.48	522.18	289.24	-31.28	955.02
RESISTENCIA 1	85.44	3.36	30.10	9.93	2.48	522.18	289.24	-31.28	957.02
RESISTENCIA 1	118.67	1.46	30.10	9.93	2.48	522.18	289.24	-31.28	989.91
RESISTENCIA 1	118.67	3.36	30.10	9.93	2.48	522.18	289.24	-31.28	991.91
EV. EXTREMO 1	85.44	1.46	8.60	2.84	0.71	562.23	82.64	-31.28	712.63
EV. EXTREMO 1	85.44	3.36	8.60	2.84	0.71	562.23	82.64	-31.28	714.53
EV. EXTREMO 1	118.67	1.46	8.60	2.84	0.71	562.23	82.64	-31.28	745.86
EV. EXTREMO 1	118.67	3.36	8.60	2.84	0.71	562.23	82.64	-31.28	747.76

Fuente: Propia de autores (2022)

Estabilidad:

- Estabilidad al deslizamiento:

COMBINACION	$\mu\Sigma F_v/\Sigma F_H$	
RESISTENCIA 1	2.970	OK!
RESISTENCIA 1	2.983	OK!
RESISTENCIA 1	3.135	OK!
RESISTENCIA 1	3.148	OK!
EV. EXTREMO 1	1.506	OK!
EV. EXTREMO 1	1.515	OK!
EV. EXTREMO 1	1.617	OK!
EV. EXTREMO 1	1.626	OK!

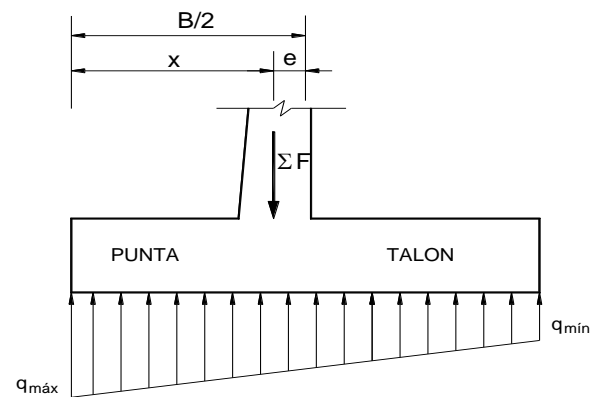
Fuente: Propia de autores (2022)

- Estabilidad al volteo:

COMBINACION	$\Sigma M_R / \Sigma M_A$	
RESISTENCIA 1	8.068	OK!
RESISTENCIA 1	8.084	OK!
RESISTENCIA 1	8.362	OK!
RESISTENCIA 1	8.379	OK!
EV. EXTREMO 1	3.398	OK!
EV. EXTREMO 1	3.407	OK!
EV. EXTREMO 1	3.557	OK!
EV. EXTREMO 1	3.566	OK!

Fuente: Propia de autores (2022)

- Presiones sobre el suelo:



$$B/6 = 1.33 \text{ m}$$

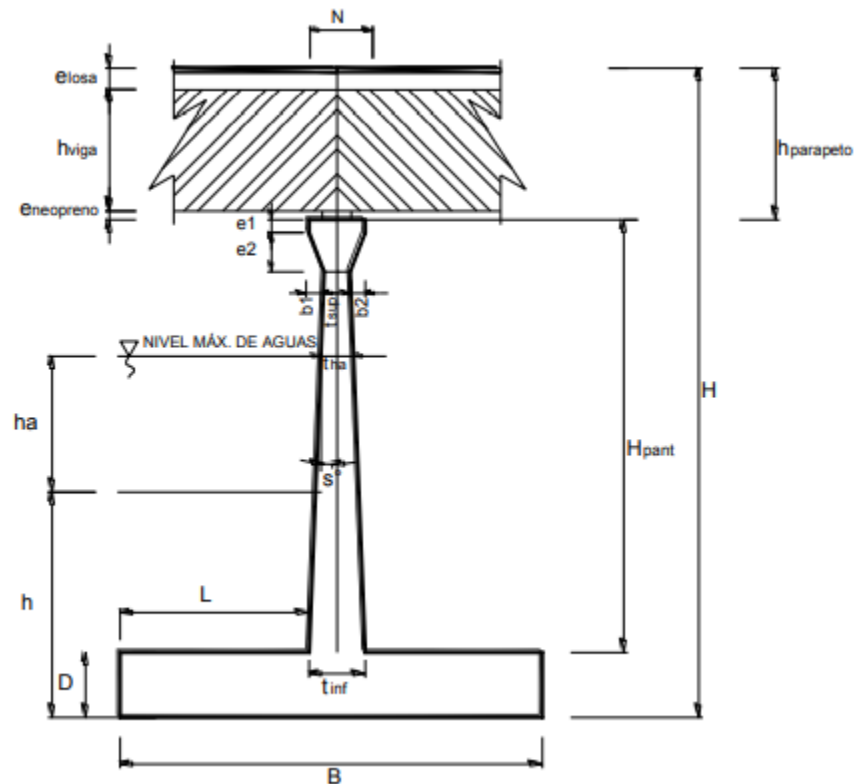
COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)		qmin (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	4.187	0.187	OK!	28.48	OK!	21.47	OK!
RESISTENCIA 1	4.179	0.179	OK!	28.45	OK!	21.72	OK!
RESISTENCIA 1	4.132	0.132	OK!	28.98	OK!	23.75	OK!
RESISTENCIA 1	4.124	0.124	OK!	28.94	OK!	24.01	OK!
EV. EXTREMO 1	3.531	0.469	OK!	24.07	OK!	11.54	OK!
EV. EXTREMO 1	3.523	0.477	OK!	24.32	OK!	11.50	OK!
EV. EXTREMO 1	3.504	0.496	OK!	26.25	OK!	12.01	OK!
EV. EXTREMO 1	3.497	0.503	OK!	26.50	OK!	11.97	OK!

Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.3.2 Pila tipo muro

5.5.3.2.1 Pre-dimensionamiento

FIGURA 88. Esquema de pre-dimensionamiento de pila



Fuente: Propia de autores (2022)

DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	13.00 m	13.00 m	Dato
h	2.00 m	2.00 m	Dato
$B=0.6H$	7.80 m	7.40 m	Criterio
$D=0.1H$	1.30 m	1.40 m	Criterio
t_{sup}	0.30 m	0.30 m	Valor mínimo
$t_{inf}=0.1H$	1.30 m	1.20 m	Criterio
$L=B/3$	2.60 m	3.10 m	Criterio
e1osa	0.20 m	0.20 m	Dato
hviga	0.57 m	0.57 m	Dato
e1neopreno	0.05 m	0.05 m	Dato
hparapeto	0.82 m	0.82 m	e1osa+hviga+e1neopreno
bparapeto	0.00 m	0.00 m	Asumido
e1	1.00 m	1.00 m	Asumido
e2	0.20 m	0.20 m	Asumido
DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
b1	0.10 m	0.10 m	Asumido
b2	0.10 m	0.10 m	Asumido
s°	2.69°	2.69°	Calculado
N	0.50 m	0.50 m	Calculado
ha	5.40 m	5.40 m	Dato
tha	0.92 m	0.92 m	Calculado
Hpant	10.78 m	10.78 m	Calculado

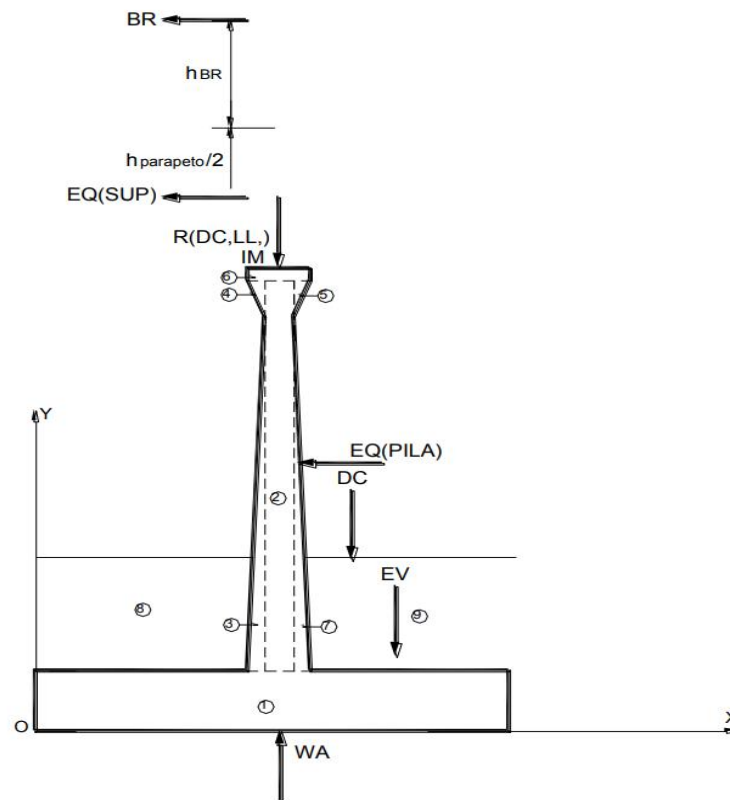
NOTAS:

Predimensionamiento tomado del texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das, pagna. 389

Fuente: Propia de autores (2022)

5.5.3.2.2 Definición y combinación de cargas laterales y verticales

FIGURA 89. Esquema de cargas laterales y verticales



Fuente: Propia de autores (2022)

Datos previos:

$$\gamma_{concreto} = 2.4 \frac{ton}{m^3}$$

$$\gamma_{suelo} = 1.8 \frac{ton}{m^3}$$

$$\phi = 29^\circ$$

$$A = 0.62$$

$$\%impacto = 33\%$$

TABLA 77. Resumen de cargas extraídas de CSi Bridge

R(DC)=	59.06 ton
R(LL)=	66.13 ton

Fuente: Propia de autores (2022)

Determinación de cargas laterales y verticales en el estribo:

- Peso propio (DC) y del suelo (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	10.36	24.86	3.70	92.00
2	2.93	7.04	3.70	26.06
3	2.16	5.17	3.40	17.59
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0.05	0.11	3.40	0.37
5	0.05	0.11	4.00	0.43
6	0.50	1.20	3.70	4.44
7	2.16	5.17	4.00	20.70
Σ	--	43.67	--	161.59
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	1.86	3.35	1.55	5.19
9	1.86	3.35	5.85	19.59
Σ	--	6.70	--	24.78

DC= 43.67 Ton EV= 6.70 Ton
x= 3.70 m x= 3.70 m

Fuente: Propia de autores (2022)

- Peso propio proveniente de la superestructura (DC):

DC= 6.87 Ton/m
x= 4.15 m

- Carga viva proveniente de la superestructura (LL):

LL= 7.69 Ton/m
x= 4.15 m

- Carga de impacto (IM):

IM= 2.54 Ton/m
x= 4.15 m

- Fuerza de frenado y aceleración (BR):

BR=5%LL= 0.38 Ton
hBR= 1.80 m
y= 14.80 m

- Sub presión de agua (WA):

$$WA = -16.71 \text{ Ton}$$

$$x = 3.70 \text{ m}$$

- Fuerza sísmica (EQ):

$$EQ = C \cdot W_s = 4.31 \text{ Ton}$$

$$y = 12.59 \text{ m}$$

TABLA 78. Combinación de cargas de acuerdo con el AASHTO LRFD 2017

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0.90	0.00	0.00	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	0.90	0.00	0.00	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	0.00	0.00	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	0.00	0.00	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
EV. EXTREMO 1	0.90	0.00	0.00	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	0.90	0.00	0.00	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	1.25	0.00	0.00	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	1.25	0.00	0.00	1.35	0.5	1.00	1.00	1.00

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017, sección 3-15

5.5.3.2.3 Verificación de estabilidad

Datos previos:

$F.S.D = 1.50$ (Factor de seguridad de deslizamiento)

$F.S.V = 2.00$ (Factor de seguridad de volteo)

$\mu = 0.55$ (Coeficiente de fricción entre el muro y el suelo)

$\sigma_t = 3.19 \frac{kg}{cm^2}$ (Capacidad portante del suelo)

Fuerzas y momentos actuantes factorados:

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	E_H	LS_H	BR	EQ	nΣF
RESISTENCIA 1	0.00	0.00	0.67	0.00	0.71
RESISTENCIA 1	0.00	0.00	0.67	0.00	0.71
RESISTENCIA 1	0.00	0.00	0.67	0.00	0.71
RESISTENCIA 1	0.00	0.00	0.67	0.00	0.71
EV. EXTREMO 1	0.00	0.00	0.19	4.31	4.50
EV. EXTREMO 1	0.00	0.00	0.19	4.31	4.50
EV. EXTREMO 1	0.00	0.00	0.19	4.31	4.50
EV. EXTREMO 1	0.00	0.00	0.19	4.31	4.50

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	E_H	LS_H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	0.00	0.00	9.96	0.00	10.46
RESISTENCIA 1	0.00	0.00	9.96	0.00	10.46
RESISTENCIA 1	0.00	0.00	9.96	0.00	10.46
RESISTENCIA 1	0.00	0.00	9.96	0.00	10.46
EV. EXTREMO 1	0.00	0.00	2.85	54.29	57.13
EV. EXTREMO 1	0.00	0.00	2.85	54.29	57.13
EV. EXTREMO 1	0.00	0.00	2.85	54.29	57.13
EV. EXTREMO 1	0.00	0.00	2.85	54.29	57.13

Fuente: Propia de autores (2022)

Fuerzas y momentos resistentes factorados:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LS_v	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	45.49	0.00	13.46	4.44	0.00	9.04	0.00	-16.71	58.49
RESISTENCIA 1	45.49	0.00	13.46	4.44	0.00	9.04	0.00	-16.71	58.49
RESISTENCIA 1	63.18	0.00	13.46	4.44	0.00	9.04	0.00	-16.71	77.07
RESISTENCIA 1	63.18	0.00	13.46	4.44	0.00	9.04	0.00	-16.71	77.07
EV. EXTREMO 1	45.49	0.00	3.84	1.27	0.00	9.04	0.00	-16.71	42.93
EV. EXTREMO 1	45.49	0.00	3.84	1.27	0.00	9.04	0.00	-16.71	42.93
EV. EXTREMO 1	63.18	0.00	3.84	1.27	0.00	9.04	0.00	-16.71	60.61
EV. EXTREMO 1	63.18	0.00	3.84	1.27	0.00	9.04	0.00	-16.71	60.61

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	171.08	0.00	55.85	18.43	0.00	33.45	0.00	-61.84	227.81
RESISTENCIA 1	171.08	0.00	55.85	18.43	0.00	33.45	0.00	-61.84	227.81
RESISTENCIA 1	237.62	0.00	55.85	18.43	0.00	33.45	0.00	-61.84	297.67
RESISTENCIA 1	237.62	0.00	55.85	18.43	0.00	33.45	0.00	-61.84	297.67
EV. EXTREMO 1	171.08	0.00	15.96	5.27	0.00	33.45	0.00	-61.84	163.91
EV. EXTREMO 1	171.08	0.00	15.96	5.27	0.00	33.45	0.00	-61.84	163.91
EV. EXTREMO 1	237.62	0.00	15.96	5.27	0.00	33.45	0.00	-61.84	230.44
EV. EXTREMO 1	237.62	0.00	15.96	5.27	0.00	33.45	0.00	-61.84	230.44

Fuente: Propia de autores (2022)

Estabilidad:

- Estabilidad al deslizamiento:

COMBINACION	$\mu \Sigma F_v / \Sigma F_h$	
RESISTENCIA 1	45.539	OK!
RESISTENCIA 1	45.539	OK!
RESISTENCIA 1	59.999	OK!
RESISTENCIA 1	59.999	OK!
EV. EXTREMO 1	5.242	OK!
EV. EXTREMO 1	5.242	OK!
EV. EXTREMO 1	7.403	OK!
EV. EXTREMO 1	7.403	OK!

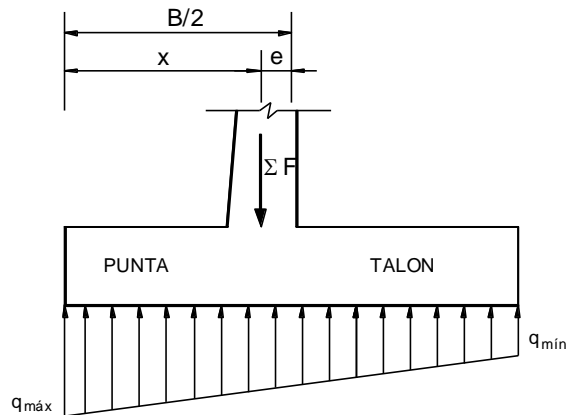
Fuente: Propia de autores (2022)

- Estabilidad al volteo:

COMBINACION	$\Sigma M_R / \Sigma M_A$	
RESISTENCIA 1	21.788	OK!
RESISTENCIA 1	21.788	OK!
RESISTENCIA 1	28.469	OK!
RESISTENCIA 1	28.469	OK!
EV. EXTREMO 1	2.869	OK!
EV. EXTREMO 1	2.869	OK!
EV. EXTREMO 1	4.033	OK!
EV. EXTREMO 1	4.033	OK!

Fuente: Propia de autores (2022)

- Presiones sobre el suelo:



$$B/6 = 1.23 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		q _{max} (Ton/m)		q _{min} (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	3.716	0.016	OK!	8.01	OK!	7.80	OK!
RESISTENCIA 1	3.716	0.016	OK!	8.01	OK!	7.80	OK!
RESISTENCIA 1	3.727	0.027	OK!	10.64	OK!	10.19	OK!
RESISTENCIA 1	3.727	0.027	OK!	10.64	OK!	10.19	OK!
EV. EXTREMO 1	2.487	1.213	OK!	11.50	OK!	0.10	OK!
EV. EXTREMO 1	2.487	1.213	OK!	11.50	OK!	0.10	OK!
EV. EXTREMO 1	2.859	0.841	OK!	13.78	OK!	2.61	OK!
EV. EXTREMO 1	2.859	0.841	OK!	13.78	OK!	2.61	OK!

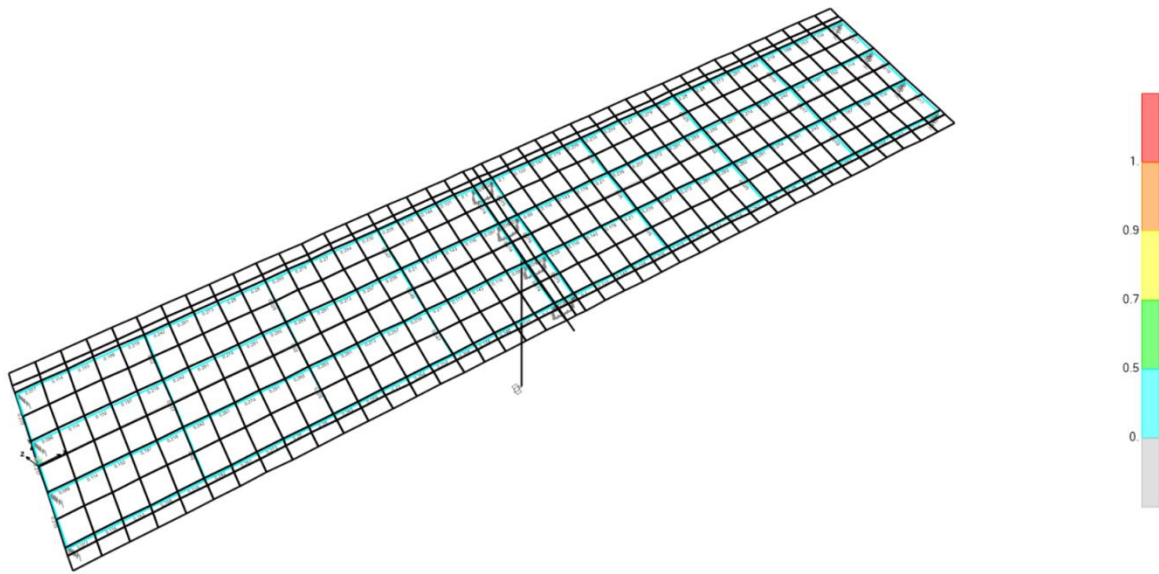
Fuente: Propia de autores (2022)

Notas:

1. Pre dimensionamiento tomado del texto "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" de Braja M. Das.
2. Incremento de carga viva por efectos dinámicos, se obtuvo de la Tabla 6.6.2.1-1 del AASHTO LRFD 2017.
3. q puede ser asumido como la sobrecarga distribuida del vehículo de diseño.
4. K_a obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes de Coulomb.
5. K_e obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes para condiciones sísmicas de Mononobe-Okabe.

Relación demanda vs capacidad de la superestructura:

FIGURA 90. Demanda vs capacidad de la superestructura



Fuente: Propia de autores (2022)

De acuerdo con la figura mostrada se puede apreciar que las vigas no están trabajando ni el 50%. Lo que indica un buen comportamiento de la estructura; es decir que las vigas son capaces de resistir la losa sin ningún problema.

CONCLUSIONES

- De acuerdo con la morfología del Rio Grande de León con respecto al punto de cierre la cuenca se clasifica como muy poco achatada, por lo tanto, es muy poco susceptible a crecientes debido a su factor de forma pequeño, esto se reafirma a través del valor de la pendiente media del cauce principal.

Según la zonificación de la cuenca esta presenta una zona baja la cual es susceptible a inundaciones cercano al punto de cierre de la cuenca mientras que en las zonas restantes (alta y media) se puede llegar a aumentar la velocidad del flujo debido al relieve.

Mediante el análisis realizado en el software ArcGis 10.5 se calculó un número de curva promedio que reflejó un valor de 76, dando como resultado una cuenca con permeabilidad moderada, lo cual se rectifica con su lagtime promedio de 73.29 min correspondiente a una crecida de forma tardada.

- Según el análisis hidrológico se evaluaron tres periodos de retorno en base a la clasificación funcional de la carretera, analizando periodos de 25, 50 y 100 años a través de las curvas IDF de la estación León y las tormentas de diseño de Huracán Félix y Huracán Mitch, resultando un caudal máximo probable para el periodo de retorno de 100 años de 1479.0 m³/s produciendo mayores áreas de inundación con una profundidad máxima en el canal de 10.12 m.
- Para el análisis hidráulico de los puentes estos pueden trabajar como un vertedero o como orificio según los caudales calculados por el método del tránsito de avenida. Para resolver los problemas de inundación del puente Petaquilla se propone un puente con un largo de 40 metros distribuido en dos tramos de 20 metros cada uno, elevando su rasante a una altura de 395.50 msnm colocando estribos tipo voladizo de altura que oscila entre 6 a 7 metros y una pila tipo muro con una altura oscilando de 10 a 11 metros dejando un borde libre de 1.56 metros.

- En lo que respecta a la socavación del puente se presentan problemas tanto en los estribos como en la pila por lo que se recurre a la utilización de enrocados en pila y estribos para mitigar dicho efecto.
- Según análisis estructural las especificaciones AASHTO LRFD presentan una metodología muy estricta y contempla una serie de parámetros que deben ser cumplidos para lograr un diseño confiable, en este caso basado en la norma se utilizaron los parámetros correspondientes en cada parte del diseño de la estructura del puente y se obtuvieron resultados que cumplieron con dichos parámetros. Por lo tanto, se puede decir que el diseño del puente ha sido satisfecho.

RECOMENDACIONES

- Ya que en el presente trabajo no se pudo contar con las cartas topográficas del área de estudio, para futuros análisis hidrotécnicos se recomienda apoyarse en éstas para corregir delimitaciones que genere el software ArcGIS y poder realizar ajustes al modelo.
- Para futuros estudios se recomienda trabajar con datos meteorológicos actualizados como podrían ser los huracanes Iota y Eta ya que al momento de realizar este trabajo INETER no contaba con dicha información.
- Es importante tener en cuenta que es una desventaja enterrar el enrocado de la pila para que la parte superior de la alfombra esté debajo del lecho del arroyo porque los inspectores tienen dificultades para determinar si se ha eliminado parte o la totalidad del enrocado. Por lo tanto, se recomienda colocar la parte superior del enrocado a la misma elevación que el lecho del arroyo y que la roca de tamaño máximo no sea superior al doble del tamaño D50.
- No es deseable construir un estribo que invada el canal principal. Si se requiere protección de estribo en un puente nuevo o existente que invade el canal principal, entonces se debe considerar enrocado en la punta del estribo o una

llave de enrocado. En los casos en que el estribo se extienda hacia el canal principal y puedan estar presentes formas de lecho de tipo duna, se recomienda encarecidamente que solo se considere un filtro geotextil para la protección.

- Actualmente Nicaragua no cuenta con un reglamento para el diseño estructural de puentes por lo que se recomienda utilizar las especificaciones de diseño de la norma AASHTO LRFD más actualizada.


VI. BIBLIOGRAFIA

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). 2017. *Bridge Design Specifications*. 8th Edition.
- ORTIZ CARDENAS, Diego Emmanuel. (2018). *Revisión del Estudio Hidrotécnico del puente Ayapal, ubicado en el municipio de San José de Bocay, departamento de Jinotega*. Monografía. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Chow, V.T. (1994). *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill Interamericana S.A. Santafé de Bogotá, Colombia.
- Chow, V.T. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. McGraw-Hill Interamericana S.A. Santafé de Bogotá, Colombia.
- CORASCO. (2009). *Manual para la revisión de estudios hidrotécnicos de Drenaje Menor*.
- Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (2021).
- U.S. Department of Transportation. (2009). *Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance-Third Edition*.
- US Army Corps of Engineers. (2016). *HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual*.
- Guevara Álvarez, María Elvira. (2010). *Socavación en puentes*. Universidad del Cauca. Popayán, Colombia.

VII. ANEXOS

Anexo N°1: Cálculo de curvas de intensidad, duración y frecuencia de la precipitación de la estación meteorológica león

Datos meteorológicos de la estación León

<div>  INSTITUTO NICARAGUENSE DE ESTUDIOS TERRITORIALES INETER DIRECCION GENERAL DE METEOROLOGIA INTENSIDADES MAXIMAS ANUALES DE PRECIPITACION (mm). </div>								
ESTACION : LEON			Latitud : 12°25'36"					
CODIGO : 64043			Longitud : 86°54'48"					
Periodo :1971 - 2016			Elevación : 60 msnm.					
			Tipo : HMP					
AÑOS	5	10	15	30	60	120	360	720
1971	157.4	131.2	110.5	81.9	55.7	32.7	13.4	
1972	157.4	131.2	110.5	81.9	55.7	32.7	13.4	
1973	157.4	131.2	110.5	81.9	55.7	32.7	13.4	
1974	162.0	153.0	144.0	120.6	80.2	47.0	32.9	
1975	154.8	148.8	133.6	78.8	63.2	37.5	12.7	
1976	136.8	109.2	97.2	72.8	61.7	23.7	12.4	
1977	183.6	170.4	117.2	65.0	37.1	25.7	2.2	
1978	186.0	171.6	156.8	130.2	54.8	33.4	11.7	
1979	122.4	120.0	99.6	81.2	51.9	35.3	23.0	
1980	234.6	176.4	130.4	88.4	61.9	36.7	9.2	
1981	153.6	136.8	121.6	116.2	82.6	42.6	12.0	
1982	201.6	147.6	117.6	85.6	64.6	53.2	33.5	
1983	240.0	168.0	124.0	91.0	48.0	25.5	9.2	
1984	240.0	138.0	116.0	82.0	44.0	18.4	8.3	
1985	118.8	114.0	92.0	69.0	64.2	34.2	12.0	
1986	116.4	77.4	71.6	54.0	34.0	23.3	8.5	
1987	121.2	121.2	102.1	80.8	67.7	36.5	13.0	
1988	129.6	124.2	110.4	75.0	57.0	47.6	20.6	
1989	141.6	117.6	91.2	73.2	41.7	16.1	6.0	
1990	189.6	135.0	113.6	92.2	58.5	31.1	8.4	
1991	206.4	138.0	119.2	76.0	52.6	31.3	13.9	
1992	116.4	94.8	79.2	76.0	60.0	33.5	16.4	
1993	160.8	145.8	125.2	65.2	50.6	36.9	25.9	
1994	122.4	122.4	120.0	85.2	56.0	30.7	11.5	
1995	120.0	118.8	87.2	60.0	37.8	24.0	1.6	
1996	96.0	84.0	80.0	68.8	42.5	22.2	0.9	
1997	144.0	120.0	95.6	57.0	48.7	28.2	16.6	
1998	220.8	110.4	90.8	60.6	37.6	11.8		
1999	154.8	144.6	123.6	98.8	54.3	28.7	8.3	
2000	228.0	156.0	134.4	81.4	54.0	40.0	23.3	13.4
2001	96.0	60.0	56.0	49.2	47.2	29.6		
2002	198.0	152.4	120.4	86.8	61.3	37.6	17.6	
2003	183.6	117.6	96.8	88.4	51.5	7.6	2.5	
2004	96.0	84.0	70.4	41.8	24.7	18.7		
2005	150.0	135.0	120.4	102.0	56.2	29.8	21.5	4.9
2006	234.0	163.8	125.6	73.0	37.0	32.8	10.4	-
2007	228.8	181.8	156.4	117.6	78.7	42.5	14.4	-
2008	144.0	120.0	106.0	84.0	68.0	49.2	19.5	-
2009	190.8	175.2	116.0	94.6	75.6	34.4	13.0	-
2010	229.2	166.8	148.0	118.2	76.5	44.6	15.4	-
2011	159.6	157.2	124.8	81.2	59.8	19.4	8.7	-
2012	146.4	118.8	88.0	76.4	61.8	38.2	3.3	-
2013	224.4	196.8	127.6	85.8	52.1	27.2	11.7	-
2014	152.4	100.2	88.8	88.0	46.3	30.1	13.0	-
2015	141.6	120.0	102.0	67.6	45.2	20.8	9.1	-
2016	152.4	199.4	144.0	80.0	52.5	22.9	7.4	-

Datos del cálculo de la media aritmética y desviación estándar

Parametros	Duracion de intensidades en min						
	5	10	15	30	60	120	360
Media (μ)	165.25054	134.92772	111.23505	81.85652	54.97011	31.27283	13.06512
Desv. Stand (Sx)	42.26850	30.68531	22.51686	18.46666	12.56679	9.73656	7.32954
Alfa (α)	0.03031	0.04175	0.05689	0.06937	0.10194	0.13157	0.17477
Beta (β)	146.20436	121.10092	101.08896	73.53545	49.30751	26.88553	9.76243

Datos del cálculo de la distribución de Gumbel tipo I

5	10	15	30	60	120	360
0.94339	0.96266	0.95884	0.98056	0.96697	0.96912	0.98434
0.94339	0.95847	0.95792	0.96252	0.95801	0.94830	0.98262
0.93367	0.92372	0.93301	0.95588	0.95125	0.93658	0.94216
0.93249	0.90537	0.91663	0.95405	0.93937	0.93155	0.91041
0.92234	0.90076	0.91663	0.94948	0.93374	0.90734	0.90583
0.92143	0.88562	0.86045	0.87038	0.86178	0.88117	0.87937
0.91958	0.88012	0.85444	0.84086	0.85780	0.87970	0.86032
0.91074	0.86835	0.82802	0.79298	0.81028	0.83686	0.83331
0.90098	0.86208	0.80148	0.76035	0.80321	0.79797	0.77557
0.85101	0.84517	0.78038	0.74248	0.78455	0.78331	0.73882
0.82978	0.80126	0.77594	0.70005	0.75803	0.78078	0.73091
0.81213	0.79219	0.77143	0.70005	0.75588	0.76507	0.68844
0.77194	0.76795	0.76216	0.69306	0.75372	0.75963	0.64106
0.76458	0.76282	0.75741	0.67135	0.74490	0.75408	0.61556
0.74128	0.73005	0.73247	0.65241	0.71445	0.71854	0.59069
0.72473	0.71835	0.71653	0.64853	0.70952	0.68930	0.59069
0.72473	0.70004	0.71653	0.64067	0.67585	0.68250	0.59069
0.53817	0.68733	0.71106	0.61638	0.63349	0.65780	0.56672
0.52596	0.61026	0.69986	0.57356	0.60939	0.65416	0.56672
0.51359	0.61026	0.67645	0.57208	0.60320	0.63175	0.56672
0.49026	0.59497	0.67039	0.57208	0.59302	0.62728	0.54966
0.49026	0.57134	0.65172	0.57208	0.59302	0.62728	0.53224
0.49026	0.57134	0.65172	0.56017	0.59302	0.62728	0.50848
0.46271	0.51928	0.61215	0.55565	0.56480	0.57152	0.50848
0.46271	0.51928	0.55694	0.55565	0.54818	0.56306	0.49030
0.44969	0.51928	0.55694	0.54654	0.53804	0.54585	0.49030
0.43657	0.41535	0.55694	0.52802	0.48924	0.51937	0.47802
0.43657	0.38782	0.55501	0.49954	0.48567	0.50585	0.40879
0.41011	0.36940	0.46943	0.44052	0.47129	0.49674	0.33178
0.37006	0.35098	0.38903	0.43048	0.46405	0.45492	0.33178
0.34332	0.35098	0.38694	0.43048	0.44945	0.43120	0.32539
0.34332	0.35098	0.33676	0.40519	0.41621	0.38310	0.29998
0.31672	0.35098	0.28718	0.35932	0.34511	0.31074	0.28740
0.31672	0.33260	0.27905	0.35422	0.31900	0.30121	0.28115
0.26454	0.33260	0.25499	0.34912	0.28949	0.23183	0.27493
0.19128	0.31431	0.18691	0.25417	0.25698	0.21858	0.27493
0.12779	0.31431	0.17287	0.24936	0.21871	0.20134	0.22065
0.12779	0.26052	0.16603	0.22104	0.17947	0.18463	0.14513
0.11842	0.20947	0.13372	0.16816	0.13512	0.15687	0.04532
0.10942	0.19330	0.12176	0.16402	0.11399	0.10785	0.02849
0.10081	0.09136	0.11039	0.08604	0.03949	0.06874	0.02352
0.08479	0.04988	0.03618	0.07752	0.03695	0.05309	0.01554
0.08479	0.00904	0.03100	0.04290	0.03109	0.04718	0.00904
0.01026	0.00904	0.00473	0.02071	0.03001	0.01603	0.00405
0.01026	0.00203	0.00324	0.00448	0.00856	0.00069	0.00405
0.01026	0.00000	0.00000	0.00012	0.00000	0.00000	0.00405

Desviación máxima absoluta entre la probabilidad de distribución empírica y teórica

		5 min	10 min	15 min	30 min	60 min	120 min	360 min
1-(m/(n+1))	m	Pe - Pt	Pe - Pt	Pe - Pt	Pe - Pt	Pe - Pt	Pe - Pt	Pe - Pt
0.97872	1	0.03533	0.01606	0.01988	-0.00184	0.01175	0.00960	-0.00562
0.95745	2	0.01406	-0.00102	-0.00047	-0.00507	-0.00057	0.00915	-0.02518
0.93617	3	0.00250	0.01245	0.00316	-0.01971	-0.01508	-0.00041	-0.00599
0.91489	4	-0.01760	0.00952	-0.00173	-0.03915	-0.02448	-0.01665	0.00448
0.89362	5	-0.02872	-0.00715	-0.02301	-0.05586	-0.04013	-0.01373	-0.01221
0.87234	6	-0.04909	-0.01328	0.01189	0.00196	0.01056	-0.00883	-0.00703
0.85106	7	-0.06852	-0.02905	-0.00338	0.01020	-0.00674	-0.02863	-0.00925
0.82979	8	-0.08095	-0.03856	0.00176	0.03681	0.01951	-0.00707	-0.00353
0.80851	9	-0.09247	-0.05357	0.00704	0.04816	0.00530	0.01054	0.03294
0.78723	10	-0.06378	-0.05794	0.00685	0.04475	0.00269	0.00392	0.04841
0.76596	11	-0.06383	-0.03530	-0.00999	0.06591	0.00793	-0.01482	0.03505
0.74468	12	-0.06744	-0.04751	-0.02674	0.04463	-0.01120	-0.02039	0.05624
0.72340	13	-0.04854	-0.04454	-0.03875	0.03034	-0.03031	-0.03622	0.08234
0.70213	14	-0.06245	-0.06069	-0.05528	0.03078	-0.04277	-0.05195	0.08657
0.68085	15	-0.06043	-0.04920	-0.05162	0.02844	-0.03360	-0.03769	0.09016
0.65957	16	-0.06515	-0.05877	-0.05696	0.01105	-0.04995	-0.02973	0.06888
0.63830	17	-0.08643	-0.06174	-0.07823	-0.00237	-0.03755	-0.04420	0.04761
0.61702	18	0.07885	-0.07031	-0.09404	0.00064	-0.01647	-0.04078	0.05030
0.59574	19	0.06979	-0.01451	-0.10411	0.02219	-0.01364	-0.05842	0.02902
0.57447	20	0.06088	-0.03579	-0.10199	0.00239	-0.02873	-0.05728	0.00774
0.55319	21	0.06293	-0.04178	-0.11720	-0.01889	-0.03983	-0.07409	0.00353
0.53191	22	0.04165	-0.03943	-0.11980	-0.04017	-0.06110	-0.09537	-0.00032
0.51064	23	0.02037	-0.06070	-0.14108	-0.04953	-0.08238	-0.11664	0.00216
0.48936	24	0.02666	-0.02992	-0.12279	-0.06629	-0.07544	-0.08216	-0.01912
0.46809	25	0.00538	-0.05119	-0.08886	-0.08756	-0.08010	-0.09497	-0.02221
0.44681	26	-0.00288	-0.07247	-0.11013	-0.09973	-0.09123	-0.09904	-0.04349
0.42553	27	-0.01104	0.01019	-0.13141	-0.10249	-0.06371	-0.09384	-0.05249
0.40426	28	-0.03231	0.01643	-0.15075	-0.09529	-0.08142	-0.10160	-0.00453
0.38298	29	-0.02713	0.01358	-0.08645	-0.05755	-0.08831	-0.11377	0.05120
0.36170	30	-0.00836	0.01072	-0.02733	-0.06878	-0.10234	-0.09322	0.02992
0.34043	31	-0.00290	-0.01055	-0.04651	-0.09005	-0.10903	-0.09077	0.01504
0.31915	32	-0.02417	-0.03183	-0.01761	-0.08604	-0.09706	-0.06395	0.01917
0.29787	33	-0.01884	-0.05311	0.01069	-0.06145	-0.04724	-0.01287	0.01047
0.27660	34	-0.04012	-0.05600	-0.00246	-0.07762	-0.04240	-0.02461	-0.00456
0.25532	35	-0.00922	-0.07728	0.00033	-0.09380	-0.03417	0.02349	-0.01961
0.23404	36	0.04277	-0.08027	0.04713	-0.02013	-0.02294	0.01546	-0.04089
0.21277	37	0.08497	-0.10155	0.03990	-0.03659	-0.00595	0.01143	-0.00789
0.19149	38	0.06370	-0.06904	0.02546	-0.02955	0.01202	0.00686	0.04635
0.17021	39	0.05180	-0.03926	0.03649	0.00206	0.03509	0.01335	0.12489
0.14894	40	0.03952	-0.04437	0.02717	-0.01508	0.03494	0.04108	0.12045
0.12766	41	0.02685	0.03630	0.01727	0.04162	0.08817	0.05892	0.10414
0.10638	42	0.02160	0.05650	0.07021	0.02886	0.06944	0.05329	0.09084
0.08511	43	0.00032	0.07607	0.05411	0.04220	0.05401	0.03793	0.07607
0.06383	44	0.05357	0.05479	0.05910	0.04312	0.03382	0.04780	0.05978
0.04255	45	0.03229	0.04052	0.03931	0.03808	0.03399	0.04186	0.03850
0.02128	46	0.01101	0.02127	0.02127	0.02116	0.02127	0.02127	0.01722
$\Delta_{\max} =$		0.09247	0.10155	0.15075	0.10249	0.10903	0.11664	0.12489

Comparaciones entre desviación máxima y el valor critico de Kolmogorov (KV) para el ajuste analítico a la distribución de Gumbel Tipo I

Duracion (min)	DM	KV	Observacion
5	0.0925	0.192	Se acepta el ajuste
10	0.1015	0.192	Se acepta el ajuste
15	0.1508	0.192	Se acepta el ajuste
30	0.1025	0.192	Se acepta el ajuste
60	0.1090	0.192	Se acepta el ajuste
120	0.1166	0.192	Se acepta el ajuste
360	0.1249	0.192	Se acepta el ajuste

Nota: Se acepta el ajuste (SAJ), Si $DM < KV$, con un nivel de significancia de 0.05, No se acepta el ajuste (SAJ), si $DM > KV$

Intensidades de lluvia para diferentes periodos de retorno y obtenidas a través del ajuste analítico

T (años)	5 min	10 min	15 min	30 min	60 min	120 min	360 min
25	251.74475	197.71920	157.31140	119.64492	80.68558	51.19679	28.06359
50	274.95463	214.56867	169.67554	129.78507	87.58607	56.54319	32.08828
100	297.99312	231.29374	181.94838	139.85034	94.43561	61.85011	36.08325

Parámetros de las ecuaciones de la forma: $I = A/(t+d)^b$

T (años)	R	A	d	b
25	0.9987	1025.66230	5	-0.61263
50	0.9985	987.46533	4	-0.58453
100	0.9983	950.94687	3	-0.55866

Intensidades (mm/h) obtenidas de las ecuaciones estación: León

T (años)	5	10	15	30	60	120	360
25	250.24810	195.20519	163.66269	116.15995	79.49737	53.25579	27.62216
50	273.36484	211.14492	176.62721	125.69939	86.84871	59.00152	31.44072
100	297.60171	226.90285	189.18422	134.84110	93.95838	64.65596	35.32134

Anexo N°2: Ángulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. Department of the Navy 1982)

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coeficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación: <ul style="list-style-type: none"> • Roca sana y limpia • Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa • Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa • Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media • Limo fino arenoso, limo no plástico • Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura • Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa 	<p>35</p> <p>29 a 31</p> <p>24 a 29</p> <p>19 a 24</p> <p>17 a 19</p> <p>22 a 26</p> <p>17 a 19</p>	<p>0,70</p> <p>0,55 a 0,60</p> <p>0,45 a 0,55</p> <p>0,34 a 0,45</p> <p>0,31 a 0,34</p> <p>0,40 a 0,49</p> <p>0,31 a 0,34</p>
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos: <ul style="list-style-type: none"> • Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas • Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño • Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla • Limo fino arenoso, limo no plástico 	<p>22</p> <p>17</p> <p>14</p> <p>11</p>	<p>0,40</p> <p>0,31</p> <p>0,25</p> <p>0,19</p>
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos: <ul style="list-style-type: none"> • Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas • Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño • Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla • Limo fino arenoso, limo no plástico 	<p>22 a 26</p> <p>17 a 22</p> <p>17</p> <p>14</p>	<p>0,40 a 0,49</p> <p>0,31 a 0,40</p> <p>0,31</p> <p>0,25</p>
Diferentes materiales estructurales: <ul style="list-style-type: none"> • Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas: <ul style="list-style-type: none"> ○ roca blanda tratada sobre roca blanda tratada ○ roca dura tratada sobre roca blanda tratada ○ roca dura tratada sobre roca dura tratada • Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano • Acero sobre acero en trabado de tablestacas 	<p>35</p> <p>33</p> <p>29</p> <p>26</p> <p>17</p>	<p>0,70</p> <p>0,65</p> <p>0,55</p> <p>0,49</p> <p>0,31</p>

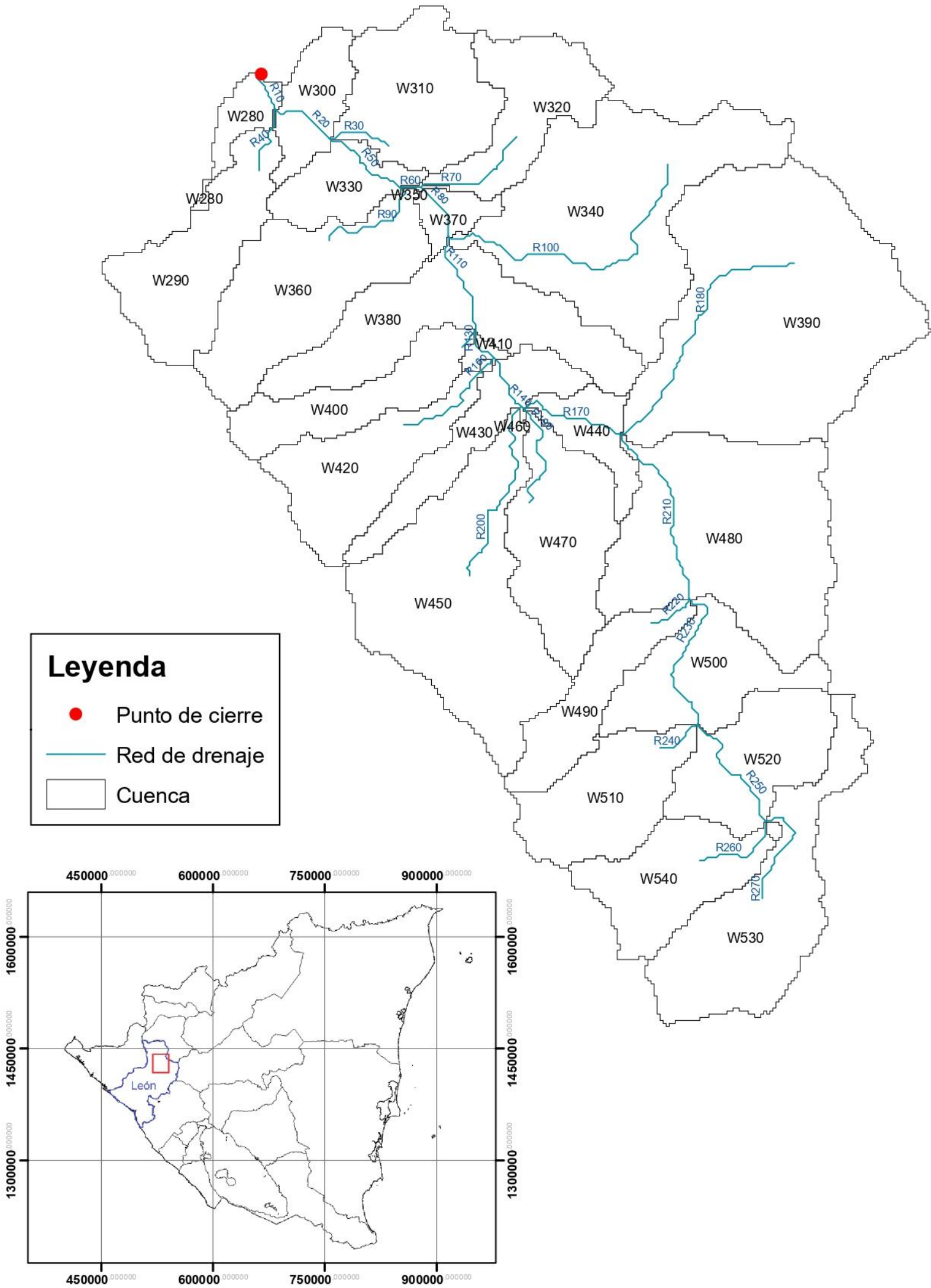
Anexo N°3: Cargas de trabajo para diferentes tipos de suelo.

Tipo de suelo	qs (km/cm ²)
1. Rocas macizas: granito, diorita, gneis.	100
2. Rocas laminadas: esquistos, pizarra.	40
3. Rocas sedimentarias: caliza, arenisca.	15
4. Cascajo, gravas o gravas arenosas (GW ó GP)	
Compactas	5
Medianamente compactas (Lima)	4
Sueltas	3
5. Arenas o arenas con grava bien graduadas (SW)	
Compactas	3.75
Medianamente compactas	3
Sueltas	2.25
6. Arenas o arenas con grava mal graduada (SP)	
Compactas	3
Medianamente compactas	2.5
Sueltas	1.75
7. Gravassienosas o grava-arena-sieno (GM)	
Compactas	2.5
Medianamente compactas	2
Sueltas	1.5
8. Arenas sienosas o arena-sieno (SM)	2
9. Gravas arcillosas o arenas arcillosas (GC-SC)	2
10. Suelos inorganicos, sienos, arenas finas (ML-CL)	1
11. Arcillas inorganicas plásticas, arenas diatomíceas, sienos elasticos (CH-MH)	1

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado 3era edicion Teodoro Harmsem



Delimitación de la cuenca Puente Petaquilla



Leyenda

Punto de cierre

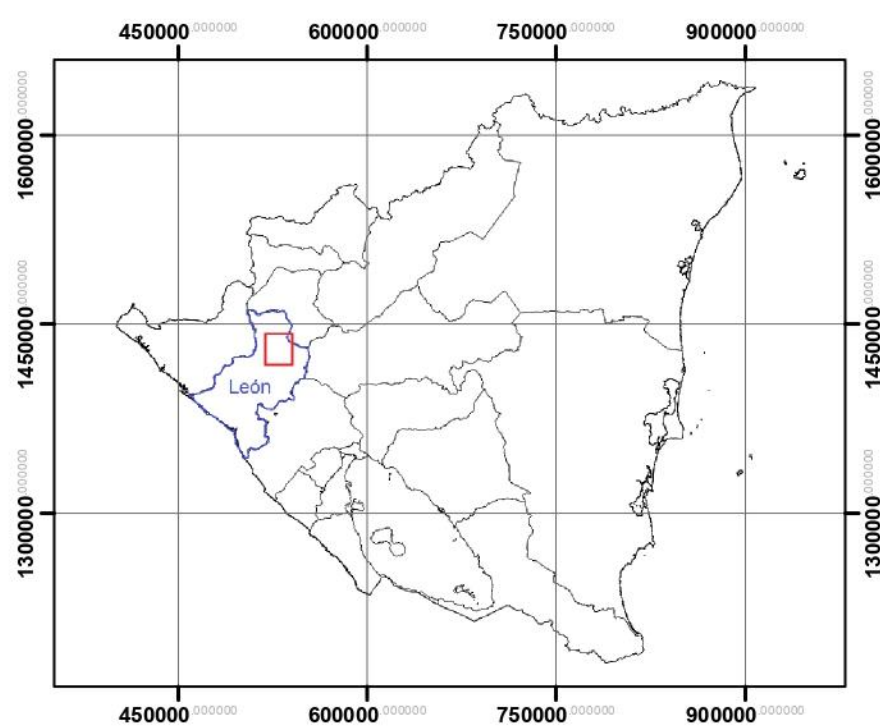
Red de drenaje

Cuenca

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA	
	Tesis: Revisión Hidrotecnica y Estructural del puente Petaquilla, ubicado en el tramo camino El Aceituno-El Sauce, departamento de Estelí.	Enero del 2022
	Elaborado por: Br. Andrea Minerva Amador Aragón, Br. Bianyel Jassany Duarte Arauz, Br. Wilker Eneisel Law Hernandez	Escala: 1:45,000
	Revisa: Dr. Nestor Javier Lanza Mejía	Mapa N°: 01/10

Mapa de drenaje de la zona de estudio. El mapa muestra la red de drenaje de la zona, con la corriente principal resaltada en rojo. Se indican los puntos de cierre de la corriente principal y los puntos de drenaje. La zona de estudio está delimitada por una línea roja. Se incluye una leyenda y una escala.

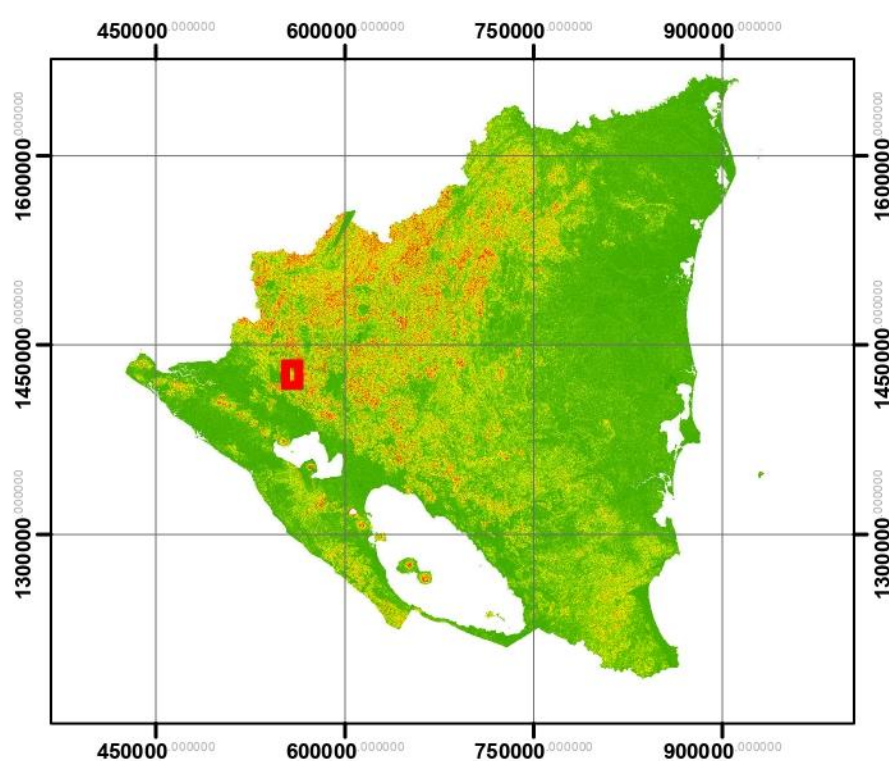
- Punto de cierre
- Red de Drenaje
- Corriente principal
- Cuenca



Tesis: Revisión Hidrotecnica y Estructural del puente Petaquilla, ubicado en el tramo camino El Aceituno-El Sauce, departamento de Estelí.

Elaborado por: Br. Andrea Minerva Amador Aragón,
Br. Bianyel Jassany Duarte Arauz, Br. Wilker Eneisel Law Hernandez

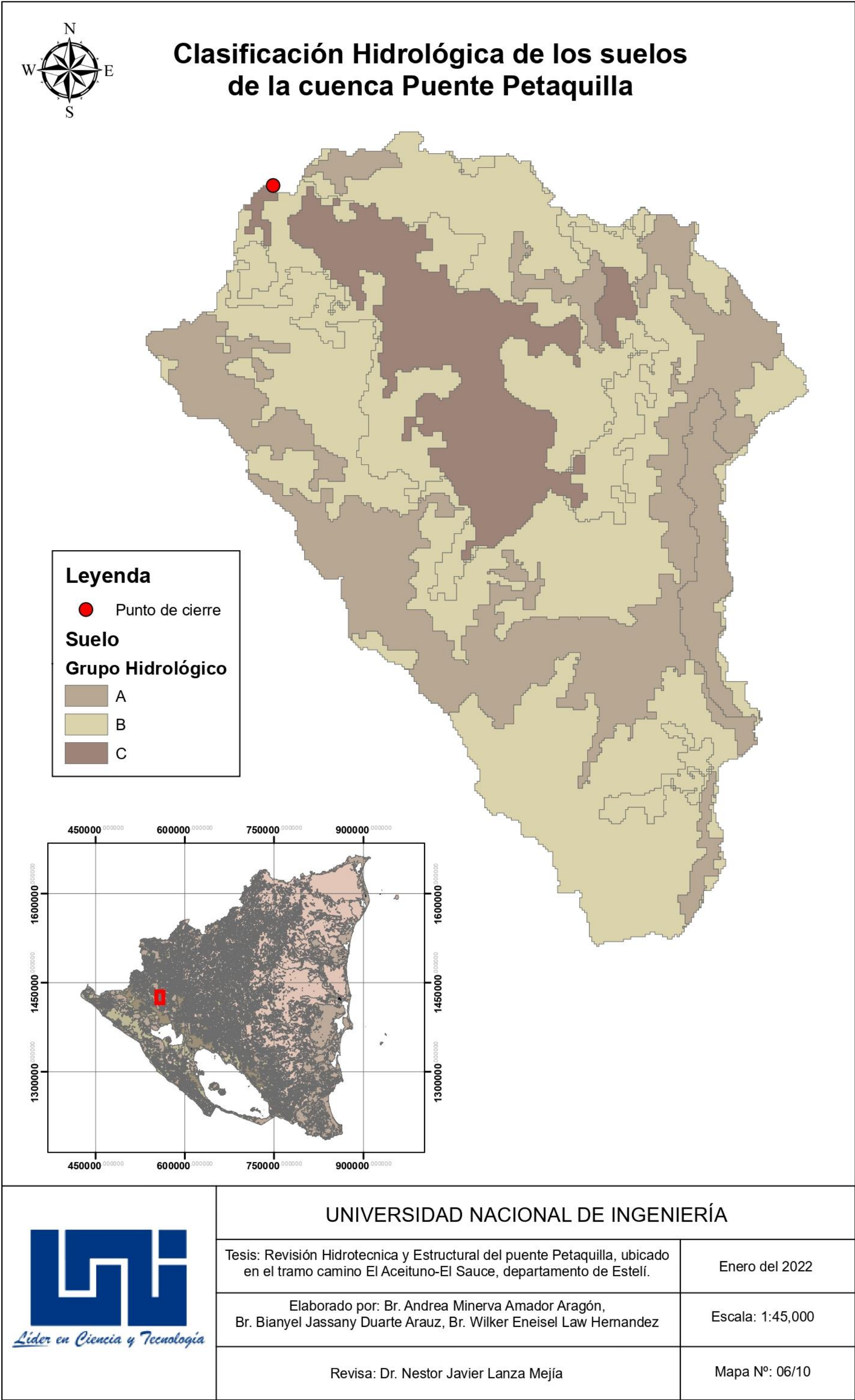
Mapa N°: 02/10

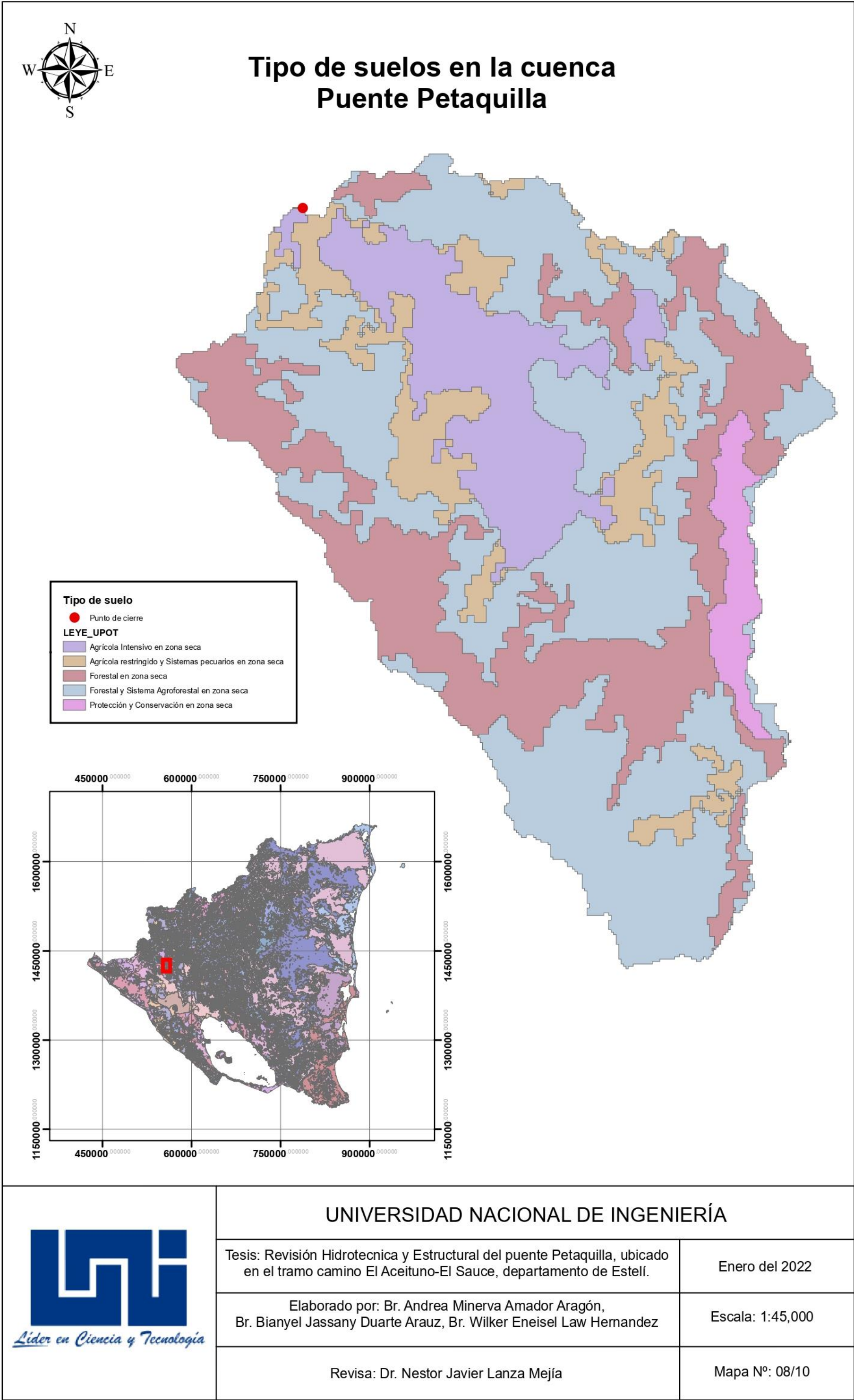


Tesis: Revisión Hidrotecnica y Estructural del puente Petaquilla, ubicado en el tramo camino El Aceituno-El Sauce, departamento de Estelí.

Elaborado por: Br. Andrea Minerva Amador Aragón,
Br. Bianyel Jassany Duarte Arauz, Br. Wilker Eneisel Law Hernandez

Mapa N°: 03/10







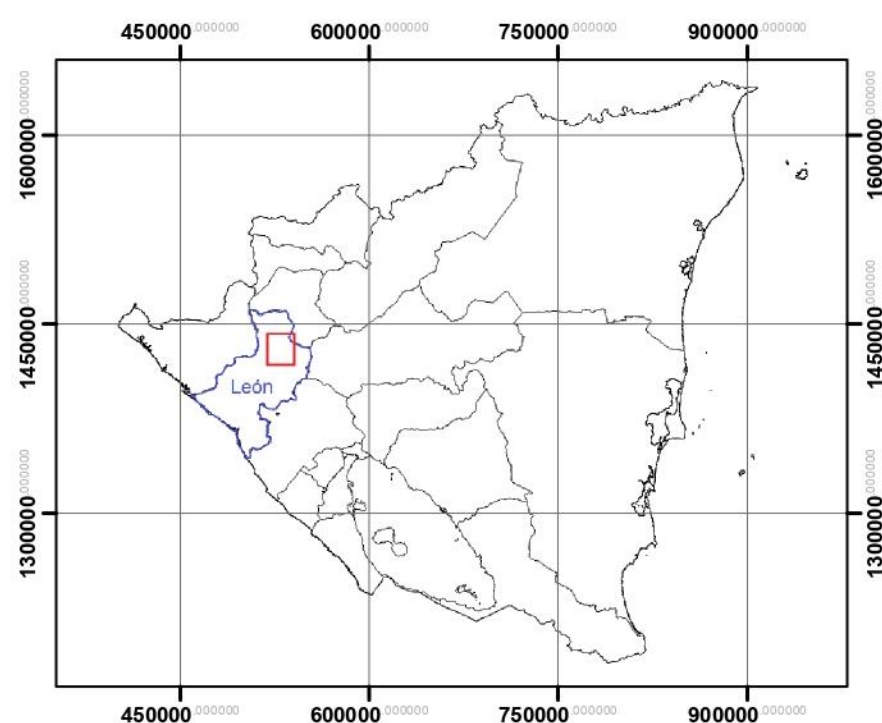
- Punto de cierre

Curva Número

Value

- High : 100

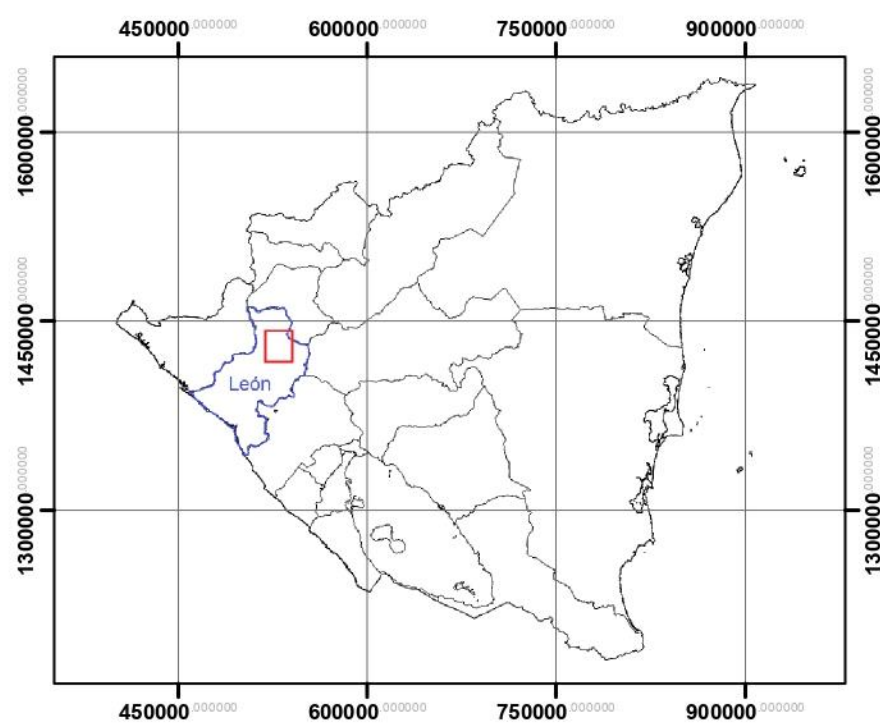
Low : 35



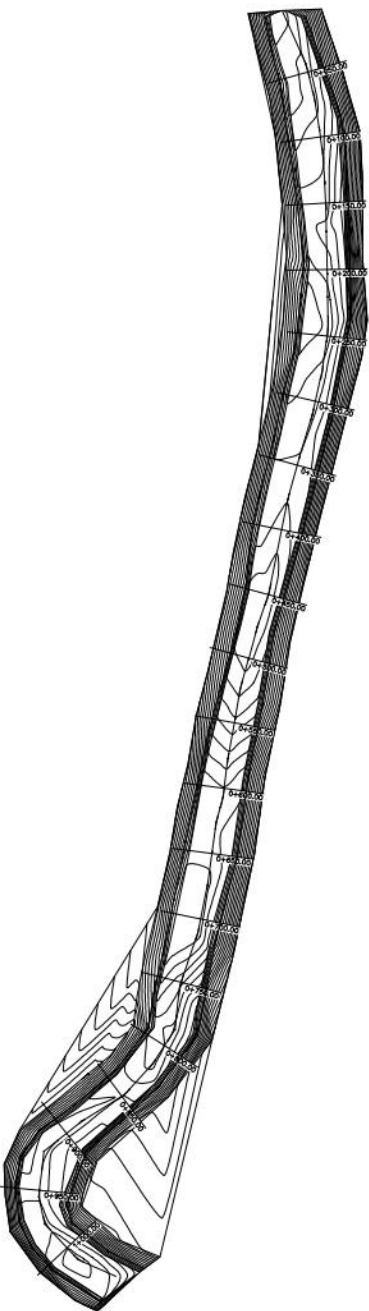
Enero del 2022

Escala: 1:45,000

Mapa N°: 09/10

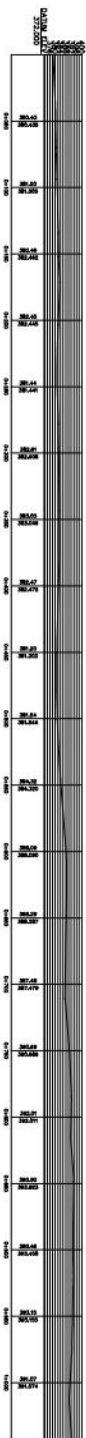


Mapa N°: 10/10



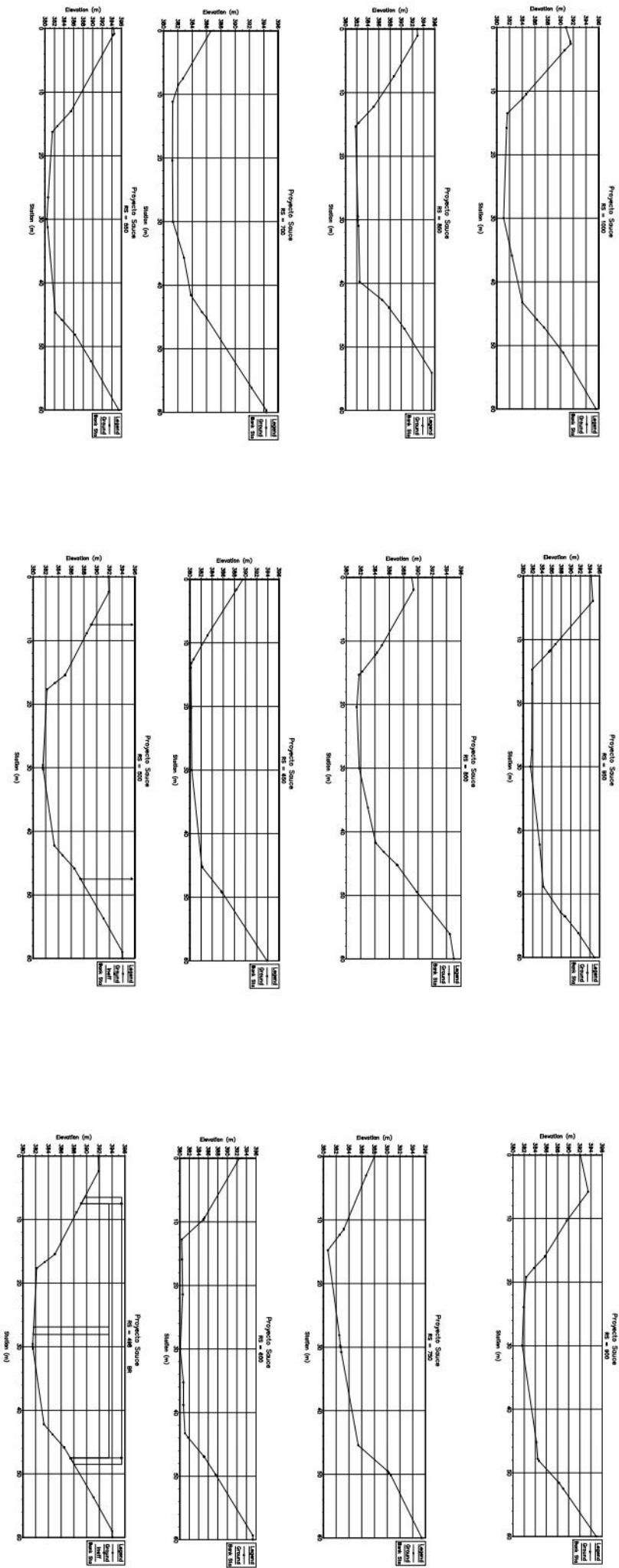
VISTA EN PLANTA DEL TRAMO ANALIZADO

Tramo Pequeño Perfil



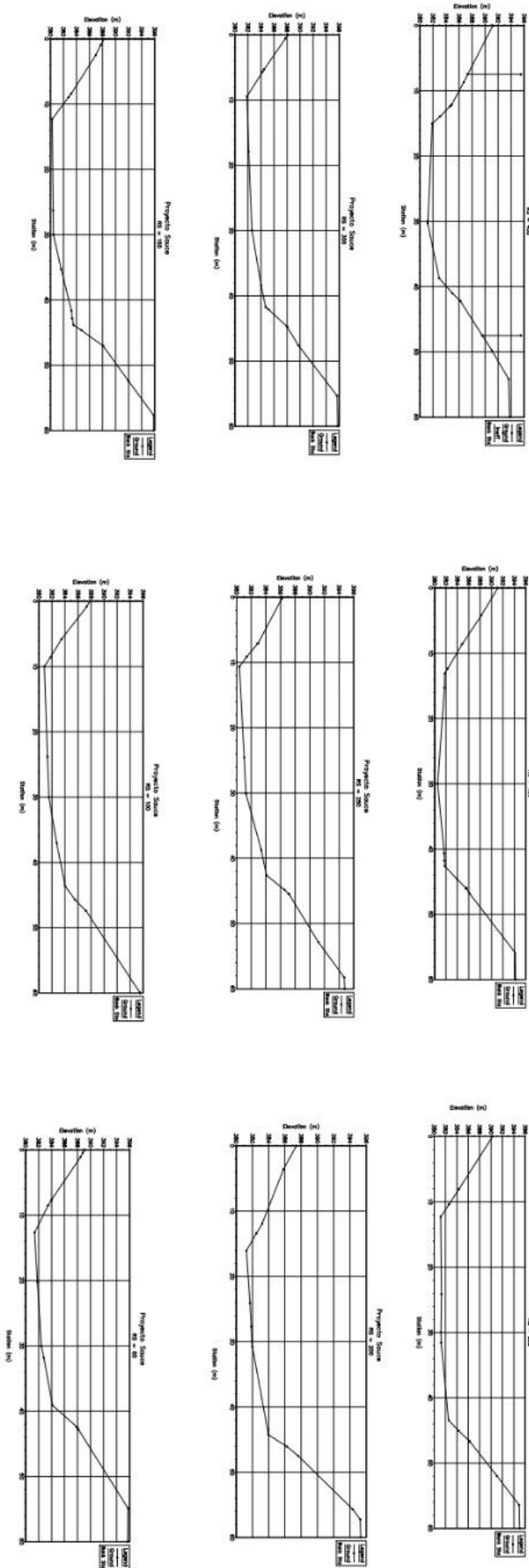
VISTA DEL PERFIL DEL TRAMO ANALIZADO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA				ENERO DEL 2022
TESIS: REVISION HIDROTECNICA Y ESTRUCTURAL DEL PUENTE PETAQUILLA UBICADO EN EL TRAMO CAMINO EL ACEITUNO-EL SAUCE, DEPARTAMENTO DE ESTELI.				ESCALA: 1:5,000
		ELABORADO POR: ING. ANDREA MINERVA AMADOR ARAGON ING. BIANVEL JASSANY DUARTE ARAUZ ING. WILKER ENEISEL LAW HERNANDEZ	REVISADO POR: DR. NESTOR JAVIER LANZA MEJIA	CONTENIDO: PLANTA PERFIL RIO GRANDE, EST 0+000 - 1+000
				PLANO N°: 01/05

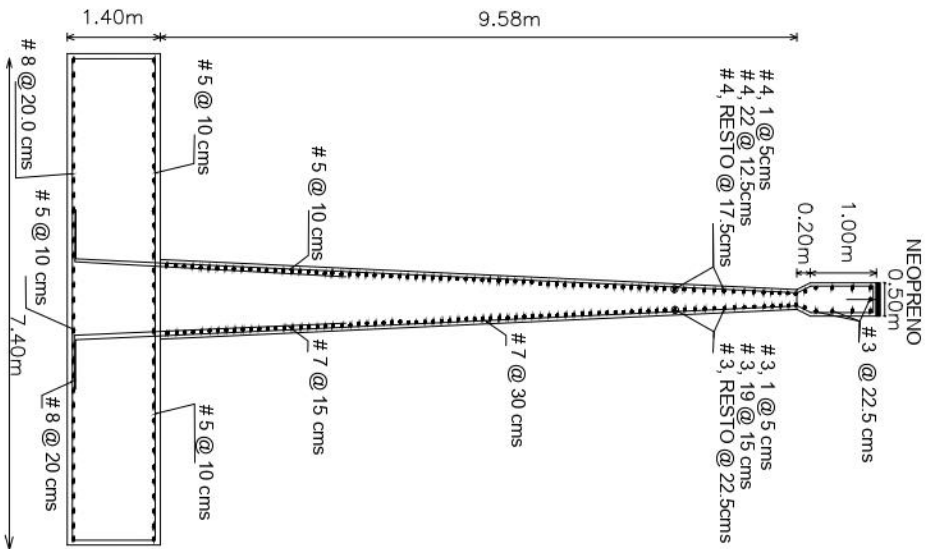
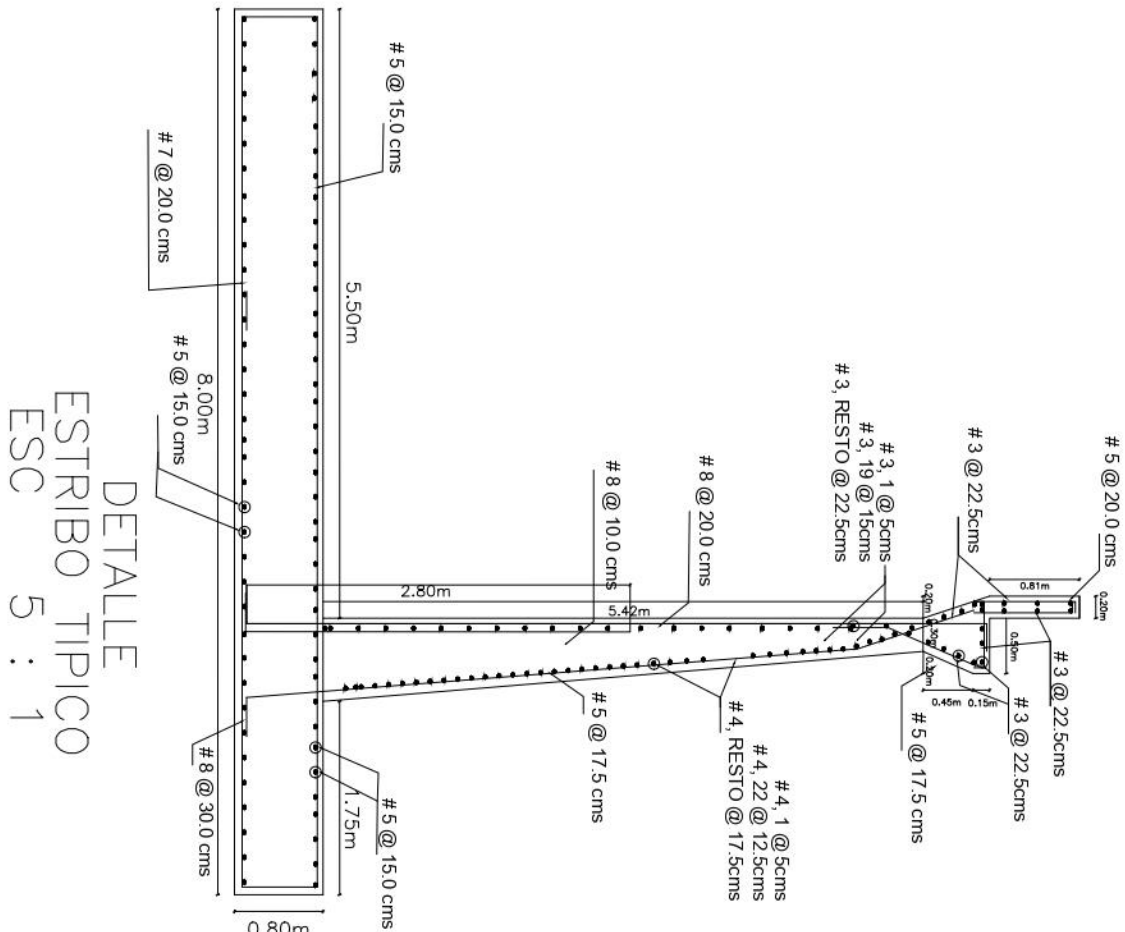


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA				ENERO DEL 2022
TESIS: REVISION HIDROTECNICA Y ESTRUCTURAL DEL PUENTE PETAQUILLA UBICADO EN EL TRAMO CAMINO EL ACEITUNO-EL SAUCE, DEPARTAMENTO DE ESTELI.				ESCALA: 1:800
ELABORADO POR: ING. ANDREA MINERVA AMADOR ARAGON ING. BIANVEL JASSANY DUARTE ARAUZ ING. WILKER ENISEL LAW HERNANDEZ		REVISADO POR: DR. NESTOR JAVIER LANZA MEJIA		CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RIO GRANDE, EST 0+498 - 1+000
PLANO N°: 02/05				





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA				ENERO DEL 2022
TESIS: REVISION HIDROTECNICA Y ESTRUCTURAL DEL PUENTE PETAQUILLA UBICADO EN EL TRAMO CAMINO EL ACEITUNO-EL SAUCE, DEPARTAMENTO DE ESTELI.				ESCALA: 1:800
ELABORADO POR: ING. ANDREA MINERVA AMADOR ARAGON ING. BIANVEL JASSANY DUARTE ARAUZ ING. WILKER ENEISEL LAW HERNANDEZ		REVISADO POR: DR. NESTOR JAVIER LANZA MEJIA		CONTENIDO: SECCIONES TRANSVERSALES RIO GRANDE, EST 0+050 - 0+450
PLANO N°: 03/05				



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

TESIS: REVISION HIDROTECNICA Y ESTRUCTURAL DEL PUENTE PETAQUILLA UBICADO EN EL TRAMO CAMINO EL ACEITUNO-EL SAUCE, DEPARTAMENTO DE ESTELL.

ENERO DEL 2022
ESCALA: 1:300

ELABORADO POR: ING. ANDREA MINERVA AMADOR ARAGON
ING. BIANVEL JASSANY DUARTE ARAUZ
ING. WILKER ENEISEL LAW HERNANDEZ

REVISADO POR: DR. NESTOR JAVIER LANZA MEJIA
CONTENIDO: SUBESTRUCTURA
PUENTE PETAQUILLA

PLANO N°: 05/05

