



DISEÑOS ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS REQUERIDAS PARA EL K1+450 DE LA VÍA LA USA CAICEDO.

INFORME TÉCNICO ESTUDIO HIDROLÓGICO Y DISEÑO HIDRÁULICO MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

**DEACIVIL S.A.S
MEDELLÍN, MARZO DE 2023**

Elaborado por:	Revisado y aprobado por	Fecha de revisión	Custodia documento original
Nombre: Daniel Eduardo Arias	Nombre: Daniel Arias	21/03/2023	Oficinas de DEACIVIL SAS.
Firma: 	Firma: 		



ÍNDICE DE MODIFICACIONES

Índice de Revisión	Responsable	Fecha de Modificación	Observaciones
REV01	Daniel Eduardo Arias	14/03/2023	Elaboración de informe
REV02	Daniel Eduardo Arias	21/03/2023	Elaboración de informe

REVISIÓN Y APROBACIÓN

Contrato No.:

Fecha:

21/03/2023

Documento No.:

TABLA DE CONTENIDOS

1.	OBJETIVOS Y ALCANCES	1
1.1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.2.	OBJETIVO GENERAL	1
1.3.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	1
2.	LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	2
3.	DIAGNÓSTICO DE LA OBRA	3
4.	ESTUDIO HIDROLÓGICO	4
4.1.	RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN EXISTENTE.....	5
4.2.	METODOLOGÍA.....	5
4.2.1.	Localización de la cuenca.....	6
4.2.2.	Parámetros morfométricos.....	6
4.2.3.	Curva hipsométrica.....	7
4.2.4.	Pendiente de la cuenca	9
4.2.5.	Tiempos de concentración.....	10
4.2.6.	Intensidad de diseño y magnitud de la precipitación para diferentes períodos de retorno	14
4.2.7.	Número de curva	17
4.2.8.	Caudales de diseño	21
4.2.8.1.	Hidrogramas sintéticos	21
4.2.8.1.1.	Modelo de Clark	21
4.2.8.1.2.	Modelo SCS	22
4.2.8.1.3.	Modelo de Snyder	23
4.2.8.2.	Método racional.....	25
5.	DISEÑO HIDRÁULICO	27
5.1.	CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO	27
5.1.1.	Alcantarillas	28
5.1.2.	Caudal de diseño.....	30
5.2.	MODELO HIDRÁULICO	31
5.2.1.	Coeficiente n de Manning	32
5.3.	RESULTADOS	38

6.	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	51
6.1.	generalidades	51
6.1.1.	Descripción.....	51
6.1.1.1.	Geometría	52
6.1.2.	Normas de diseño	52
6.1.3.	Estudio geotécnico	52
6.2.	ASPECTOS DE RESISTENCIA.....	52
6.2.1.	Factores de modificación de carga	52
6.2.1.1.	Redundancia	53
6.2.1.2.	Ductilidad.....	53
6.2.1.3.	Importancia operacional	53
6.2.1.4.	Factor de modificación.....	53
6.2.2.	Factor de resistencia	54
6.3.	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	54
6.3.1.	Acero de refuerzo	54
6.3.2.	Concretos	54
7.	PARÁMETROS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO.	54
7.1.	CARGAS DE DISEÑO	54
7.1.1.	Cargas permanentes	54
7.1.1.1.	Peso propio	55
7.1.1.2.	Peso propio de la carpeta de rodamiento (DW).	55
7.1.1.3.	Empuje horizontal del lleno (EH).....	55
7.1.1.4.	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV)	56
7.1.2.	Cargas transitorias.....	57
7.1.2.1.	Carga viva vehicular (LL).	57
7.1.2.2.	Sobrecarga de carga viva (LS)	58
7.1.2.3.	Carga de agua (WA).....	59
8.	COMBINACIONES DE CARGA.....	59
9.	MODELO ESTRUCTURAL	61
9.1.1.	Asignación de cargas.	61
10.	DISEÑO ESTRUCTURAL	65

10.1.	SOLICITACIONES DE DISEÑO.....	65
10.2.	DISEÑO A FLEXIÓN.....	66
10.2.1.	Cálculo de refuerzo principal.....	67
10.3.	DISEÑO DE MUROS	68
10.3.1.	Pared derecha	68
10.3.2.	Pared Izquierda.....	70
10.4.	DISEÑO DE LOSA SUPERIOR	72
10.4.1.	Refuerzo superior (Momento negativo)	72
10.4.2.	Refuerzo inferior (Momento positivo).....	74
10.5.	DISEÑO LOSA INFERIOR.....	76
10.5.1.	Refuerzo superior (Momento positivo).....	76
10.5.2.	Refuerzo inferior (Momento negativo)	78
11.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	80

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización de la zona de estudio.	2
Figura 2. Encole de la obra.	3
Figura 3. Descole de la obra.	4
Figura 4. Localización de la cuenca en estudio.	6
Figura 5. Curvas hipsométricas teóricas.	8
Figura 6. Curva hipsométrica de la cuenca.	9
Figura 7. Histograma de pendientes de la cuenca.	9
Figura 8. Regiones para definición de parámetros a, b, c y d.	15
Figura 9. Curva IDF para estación Canafisanto.	16
Figura 10. Polígonos de Thiessen.	17
Figura 11. Cobertura vegetal de la cuenca.	20
Figura 12. Hidrograma unitario adimensional del S.C.S.	23
Figura 13. Caudales de la cuenca.	27
Figura 14. Geometría del Box Culvert.	29
Figura 15. Sección transversal de diseño.	30
Figura 16. Vista en planta del Box Culvert multicelda.	30
Figura 17. Topografía para la modelación.	31
Figura 18. Configuración del a modelación.	32
Figura 19. Perfil de flujo de la fuente hídrica del Box Culvert para un $T_r=25$ años.	38
Figura 20. Secciones transversales para un período de retorno de 25 años.	44
Figura 21. Perfil de flujo de la fuente hídrica del Box Culvert para un $T_r=100$ años.	45
Figura 22. Secciones transversales para un período de retorno de 100 años.	50
Figura 23. Planta general de Box Culvert k1+450.	51
Figura 24. Sección trasversal Box Culvert k1+450.	52
Figura 25. Cargas por eje del camión tipo CCP-14.	57
Figura 26. Carga de camión de diseño sobre losa superior.	58
Figura 27. Carga de Tándem de diseño sobre losa superior.	58
Figura 28. Modelo estructural del Box Culvert.	61
Figura 29. Esquema de carga por peso propio de carpeta asfáltica ($DW=1.8\text{kPa}$).	61

Figura 30. Esquema de carga por empuje horizontal de suelo - reposo ($E_{Ho}=17.1\text{kPa}$)..	62
Figura 31. Esquema de carga por empuje horizontal de suelo - activa ($E_{Ha}=10.3\text{kPa}$)..	62
Figura 32. Esquema de carga por presión vertical del peso propio del lleno ($E_V=9.5\text{kPa}$)	63
Figura 33. Esquema de carga por sobrecarga de carga viva – Reposo ($L_{So}=11.78\text{kPa}$).	63
Figura 34. Esquema de carga por sobrecarga de carga viva – Activa ($L_{Sa}=7.07\text{kPa}$)....	64
Figura 35. Esquema de carga de agua ($W_A=8.0\text{kPa}$).....	64
Figura 36. Diagrama de momentos sobre el Box Culvert.	65
Figura 37. Diagrama de cortante sobre el Box Culvert.....	66

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Diagnóstico realizado en el año 2021.....	3
Tabla 2. Parámetros morfométricos de la cuenca.	7
Tabla 3. Propiedades de la curva hipsométrica de la cuenca.....	8
Tabla 4. Valores del factor de rugosidad “n” para la ecuación de Hathaway.	12
Tabla 5. Tiempos de concentración Cuenca 1.	14
Tabla 6. Valores de los coeficientes a, b, c y d para el cálculo de las curvas intensidad-duración- frecuencia, IDF, para Colombia.....	15
Tabla 7. Intensidad y precipitación para la Cuenca 1.	17
Tabla 8. Números de curva para escorrentía.	19
Tabla 9. Precipitación diaria del 14/10/1996 al 19/10/1996 estación Canafisanto.	21
Tabla 10. Estimación de CN para la Cuenca 1.....	21
Tabla 11. Valores de coeficientes de escorrentía en áreas rurales.	25
Tabla 12. Parámetros necesarios para la modelación hidrológica en el HEC-HMS para Cuenca 1.	26
Tabla 13. Caudales de diseño para la cuenca.	27
Tabla 14. Periodos de retorno de diseño en obras de drenaje vial.....	28
Tabla 15. Caudales de diseño para el Box Culvert.	30
Tabla 16. Coeficientes para n_b de Manning.....	33
Tabla 17. Coeficientes para corrección del n de Manning.....	36
Tabla 18. Coeficientes para corrección del n de Manning para llanuras de inundación....	37
Tabla 19. Cálculo del coeficiente n de Manning para la corriente.	38



Tabla 20. Resultados de la modelación par un periodo de retorno de 25 años.	44
Tabla 21. Resultados de la modelación para un período de retorno de 100 años.	50
Tabla 22. Factores de modificación de carga.	53
Tabla 23. Altura equivalente de suelo para carga vehicular (perpendicular al trafico) – Tomado de CCP14.	58
Tabla 24. Combinaciones de carga de diseño.	59

1. OBJETIVOS Y ALCANCES

1.1. INTRODUCCIÓN

En cumplimiento del contrato suscrito entre la EMPRESA DE VIVIENDA E INFRAESTRUCTURA DE ANTIOQUIA –VIVA y DEACIVIL S.A.S que tiene por objeto: “Consultoría para los diagnósticos estudios y diseños técnicos en fase III para pavimentaciones y atención de puntos críticos en los corredores del departamento de Antioquia que permitan realizar el mejoramiento, ampliación y rectificación de vías en el marco del contrato interadministrativo de mandato sin representación N°4600011262 de 2020”, se realizan los estudios y diseños correspondientes al tramo llamado La Usa - Caicedo enmarcado en el contrato de referencia.

El presente corresponde al informe del estudio hidrológico, el diseño hidráulico y el diseño estructural de un box Culvert ubicado en la abscisa 1+450 del tramo en mención. Se analiza la corriente que requiere el paso transversal para determinar los caudales máximos de la misma y a partir de esto determinar la geometría de la alcantarilla de cajón con capacidad hidráulica suficiente para permitir el paso del caudal de diseño. Se analiza hidráulicamente y se diseña estructuralmente de manera que soporte las cargas a las que se verá sometida una vez entre en funcionamiento.

En este documento se consignan todas las consideraciones tenidas en cuenta para el diseño siguiendo la normatividad vigente en el país para el drenaje de carreteras y los diseños estructurales.

1.2. OBJETIVO GENERAL

Determinar las características hidrológicas de la zona de estudio para la determinación de los regímenes de precipitación que predominan en el área de influencia de la obra, cuantificándolos e implementándolos para el diseño de estructuras con capacidad hidráulica suficiente para la evacuación y drenaje de estas aguas de escorrentía de manera efectiva, sin que pongan en riesgo la durabilidad, estabilidad y seguridad del proyecto.

1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar los estudios hidrológicos teniendo en cuenta los registros de estaciones que tengan influencia en la zona de estudio.
- Determinar los caudales máximos de diseño de la cuenca analizada asociados a los períodos de retorno sugeridos por el manual de drenaje de carreteras del INVIAS.
- Diseñar una estructura con capacidad hidráulica suficiente para albergar el caudal de diseño.
- Diseñar estructuralmente la alcantarilla de cajón de manera que sea capaz de soportar las cargas a las que se verá sometida una vez entre en funcionamiento.

2. LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Caicedo es un municipio de Colombia, localizado en la subregión Occidente del departamento de Antioquia. Limita por el norte con los municipios de Abriaquí y Santa Fe de Antioquia, por el este con los municipios de Santa Fe de Antioquia y Anzá, por el sur con los municipios de Anzá y Urrao y por el oeste con Urrao. Su cabecera dista 97 kilómetros de la ciudad de Medellín, capital del departamento de Antioquia, por la vía Santa Fe de Antioquia. El municipio de Caicedo, posee una extensión de 224 kilómetros cuadrados, la altura Media es de 1820 m.s.n.m. El gentilicio de sus gentes es caicedeño. A este municipio también se le conoce con el apelativo de: reserva hídrica de occidente. El tiempo estimado de la ruta de viaje entre las dos ciudades es de aproximadamente 1 h 54 min. En línea recta la distancia entre Caicedo y Medellín es de 49 km.

El corredor de vía a intervenir se encuentra ubicado al sur del municipio de Santa fe de Antioquia, accediendo desde la vía que conduce al corregimiento de Bolombolo, en el sector conocido como Finca la USA, inicia el tramo en vía de afirmado que conduce al municipio de Caicedo. El trazo de vía es sinuoso, a media ladera en la mayor parte de su recorrido hasta alcanzar un valle en el que se emplaza el casco urbano del municipio de Caicedo. La variación de altura es desde los 478 msnm, hasta los 1743 msnm.

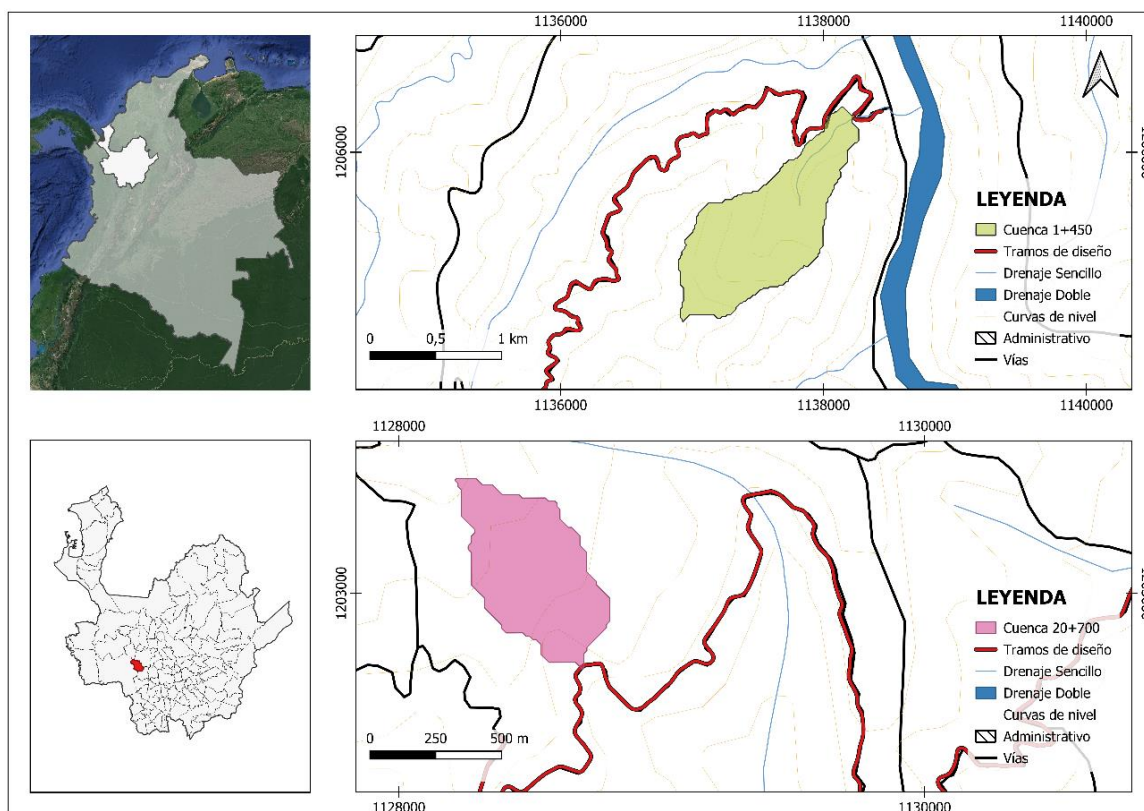


Figura 1. Localización de la zona de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

3. DIAGNÓSTICO DE LA OBRA

Se realizó un diagnóstico de la red vial existente a partir de un recorrido por parte del personal técnico de esta consultoría, el cual realizó el inventario vial de los tramos objeto de diseño con el cual se identificaron características de la vía como el ancho de carril, la señalización vial, obras hidráulicas existentes, entre otros elementos pertenecientes al corredor.

Durante esta actividad se identificó que en esta abscisa se localiza actualmente una alcantarilla circular de 900mm o 36", la cual, según la inspección hecha en campo, tiene su capacidad al 20%, lo que significa que es probable que esté colmatada, las obras de encole y descole pueden presentar obstrucciones o en mal estado y requieran ser reemplazadas. A continuación, se muestra el resumen del diagnóstico.

Tabla 1. Diagnóstico realizado en el año 2021.

ABS	ϕ (mm)	Actividad	Capacidad	Chequeo Estructural						Chequeo Funcional					
				AL	PO	SO	DU	MC	GU	AL	PO	SO	DU	MC	GU
1+450	900	Utilizar alcantarilla existente de 0,9 - Utilizar poceta - Demoler y reemplazar Muro cabezal de descole	20%		B		R	R			B		R	R	

AL: Aletas, PO: Poceta, DU: Ducto o tubería, B: Bueno, M: Malo, SO: Solado, MC: Muro Cabezal, GU: Guardarruedas, R: Regular.

Como puede observarse, la tubería se encuentra en estado regular tanto en su capacidad estructural como hidráulica, esto requiere un reemplazo de la estructura. Además, el muro cabezal se encuentra en mal estado por lo que también debe ser reemplazado.



Figura 2. Encole de la obra.



Figura 3. Descole de la obra.

Esto configura la condición actual de la obra. Dadas las condiciones y necesidades de drenaje de la zona, se había propuesto un cambio de estructura por una alcantarilla nueva con la misma geometría de la existente. Sin embargo, bajo un análisis más detallado realizado posteriormente, se determinó que el área que debe encausarse tiene un ancho de tamaño considerable por lo que una alcantarilla circular de 900mm no es suficiente. Por esto, se propone la construcción de un Box Culvert multicelda en la zona cuyo ancho total cubre el ancho del área de drenaje en ese punto.

4. ESTUDIO HIDROLÓGICO

El estudio hidrológico permite la identificación del comportamiento del agua, su ocurrencia, distribución y circulación a su paso por la zona de estudio, permitiendo cuantificar los parámetros de diseño: régimen de lluvias máximas, características del área de influencia y de esta forma determinar los caudales que van a ser transportados. Como complemento del estudio hidrológico se debe realizar un estudio hidráulico donde se propongan estructuras que tengan la capacidad de drenar el volumen de agua estimado mediante el análisis hidrológico.

El estudio hidrológico debe incluir la identificación de las estaciones pluviométricas de influencia en la zona de estudio, levantamiento topográfico, delimitación de las áreas de drenaje y determinar sus características físicas, para finalmente realizar una estimación de caudales naturales. Como complemento se deberá realizar el estudio hidráulico donde se define una geometría para las estructuras de drenaje, se establecen sus propiedades mecánicas de acuerdo a la definición de materiales y se estima su capacidad hidráulica. Por último, se realiza una comprobación hidráulica donde se evidencie que las obras propuestas tienen la capacidad de drenar el caudal natural hidrológico.

4.1. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN EXISTENTE

Para el análisis de la información existente se solicita información referente a estudios previos que aporten conocimiento en relación con el clima, suelos, vegetación, comportamiento de obras y estudios anteriores a la supervisión del contrato, que es la secretaría de infraestructura física de la Gobernación de Antioquia, debido a que es una vía de segundo orden, pero no se cuenta con este tipo de información, por lo tanto, se realiza el estudio hidrológico sin la información mencionada anteriormente.

El estudio se realizó con información secundaria recopilada en el Instituto Geográfico Agustín Codazzi, IGAC y en el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM, complementada con información primaria recolectada en trabajo de campo.

La información secundaria se obtuvo de los siguientes documentos:

- Planchas del IGAC nacional en escala 1:25000
- DEM ALOS PALSAR recortado para la zona de estudio con resolución espacial pixel de 12.5m x 12.5m.
- Valores máximos de precipitación de 24 h, tomados de datos del IDEAM en la zona de proyecto, representativos de la climatología, y con un período de registro de suficiente longitud para poder tener una buena confiabilidad en los datos climatológicos resultantes.

4.2. METODOLOGÍA

La metodología implementada en este estudio se basa en la metodología descrita en el manual de drenaje del INVIAS, donde se describe el procedimiento, cálculos y teoría a seguir para garantizar el drenaje de aguas de escorrentía en proyectos de infraestructura vial.

Se determinaron los parámetros morfométricos y el tiempo de concentración de los puntos analizados, con base en los archivos ráster de la NASA, la topografía de detalle y la información de la estación meteorológica Canafisanto; información proporcionada por el instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales (IDEAM), cuyo radio de influencia comprende la zona de estudio y por lo tanto se asume que es representativa para el análisis presentado.

Seguido de esto se determinó el régimen de precipitación con base en los registros de lluvia encontrados; para esto se identifican las precipitaciones máximas anuales, los valores medios, máximos y mínimos mensuales; luego se definió la precipitación de diseño para la cual se debe establecer el tiempo de concentración que se define como el tiempo necesario desde el inicio de la precipitación para que toda el área de influencia contribuya al sitio de la obra de drenaje, en los siguientes numerales se presentan las diferentes teorías que se pueden implementar para estimar el tiempo de concentración. Con este parámetro definido se elaboran las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (I-D-F), las cuales son arreglos en los que se presenta los niveles de lluvias contra su duración y periodo de retorno.

Finalmente se realiza la estimación de los caudales máximos asociados a diferentes períodos de retorno, 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

4.2.1. Localización de la cuenca

A continuación, se muestra la cuenca en estudio, la cual pertenece a una corriente sin nombre.

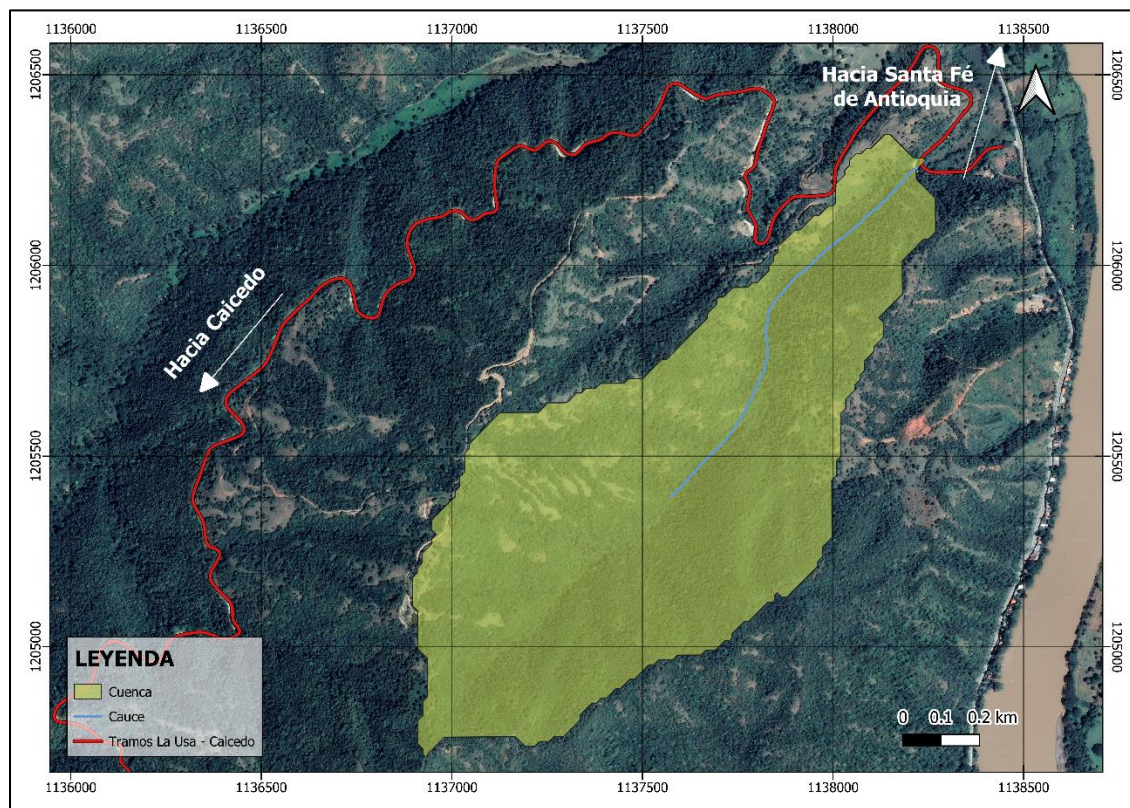


Figura 4. Localización de la cuenca en estudio.

4.2.2. Parámetros morfométricos

Los parámetros morfométricos de las cuencas como: área, longitud del cauce principal, longitud de la cuenca, pendiente del cauce principal, se determinaron a partir de un archivo Raster descargado de la página de la “National Aeronautics and Space Administration - NASA” (USGS, NASA, 2014), en formato .tif; el cual se puede abrir y analizar con el software de manejo libre Qgis 3.18.2. La resolución de los archivos descargables de este sitio web es de 12.5 m x 12.5 m; es decir que cada dato de elevación corresponde a un cuadrado con estas dimensiones.

Posterior a tener el modelo digital de elevaciones (MDE) de cada una de las cuencas, se calcularon los parámetros morfométricos necesarios para la evaluación hidrológica, permitiendo determinar el tiempo de concentración, definido como el tiempo requerido por el flujo para viajar desde el punto hidrológicamente más lejano de la cuenca hasta el lugar de descarga. A partir del tiempo de concentración y utilizando las curvas IDF de estación

Caicedo, se determina la tormenta de diseño y la precipitación total de la cuenca. A partir de esta información es posible obtener los caudales mediante el método racional y los hidrogramas unitarios utilizando los métodos propuestos de Snyder, SCS y Clark.

Tabla 2. Parámetros morfométricos de la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

Parámetro	Unidad	Valor
Área de la cuenca	Km ²	1.01
Longitud de la cuenca	Km	2.20
Longitud axial	Km	2.03
Ancho medio de la cuenca	Km	0.50
Pendiente de la cuenca	%	47.75
Altura media de la cuenca	msnm	782.32
Perímetro de la cuenca	Km	5.10
Longitud del cauce principal	Km	1.62
Pendiente del cauce principal	%	14.42
Pendiente promedio de la red hídrica	%	17.66
Cota de nacimiento del cauce principal	msnm	768.00
Cota sito de interés o de estudio	msnm	535.00
Cota más alta sobre la divisoria	msnm	1050.00
Longitud del sitio de interés al centro de gravedad	Km	1.09
Longitud desde la divisoria hasta el nacimiento	Km	0.58
Diámetro de una cuenca circular con área en millas	millas	0.71
Orden de la cuenca	-	1.00
Cota máxima en la cuenca	msnm	1050.00
Cota mínima en la cuenca	msnm	535.00
Coordenada E centroide	m	805656.20
Coordenada N centroide	m	1205590.78
Cota del centroide	msnm	701.00
Índice de compacidad	-	1.27
Factor de forma	-	0.25

La cuenca presenta un índice de compacidad de 1.27, por lo tanto, su forma es oval – oblonga, y su factor de forma es 0.25 indicando que es una cuenca que tiende a ser alargada, por consiguiente, no es propensa a presentar crecidas súbitas cuando se presentan lluvias intensas simultáneamente en toda o en gran parte de su superficie.

4.2.3. Curva hipsométrica

La curva hipsométrica corresponde al gráfico de la altura en la cuenca vs. el área acumulada en la misma. Ésta permite determinar la fase de madurez de la cuenca, así como su potencial erosivo. Dicha curva se caracteriza por tener una forma cóncava al inicio, y convexa al final. Las cuencas cuya curva tiene más pronunciada la zona convexa (ríos jóvenes de la Figura 5) poseen un gran potencial erosivo, mientras que aquellas cuya curva tiene más pronunciada la zona cóncava (ríos viejos de la Figura 5) poseen un gran potencial de sedimentación (Vélez, 2000).

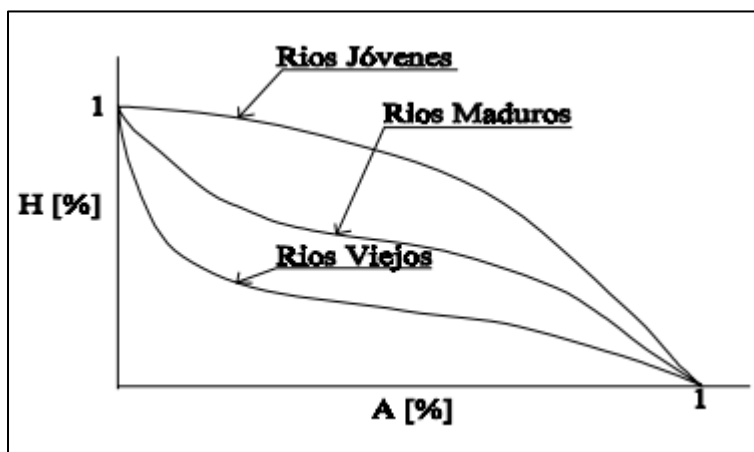


Figura 5. Curvas hipsométricas teóricas.

Fuente: (Vélez, 2000).

La curva hipsométrica, como se explicó anteriormente, corresponde al gráfico de la altura en la cuenca vs. el área acumulada en la misma. En la Tabla 3 se presentan las propiedades de la cuenca utilizadas para obtener la curva hipsométrica. El área de drenaje se divide en los doce (14) intervalos presentados en la tabla, los cuales comprenden la superficie existente entre los valores de cotas mínimas y máximas especificadas. El valor promedio corresponde a la cota media del intervalo, y el intervalo de área describe la magnitud del área superficial comprendida entre las cotas mínima y máxima.

A partir de los datos de cota relativa y frecuencia acumulada del área de la cuenca, se grafica la curva hipsométrica de la Figura 6. Al comparar la curva hipsométrica teórica de la Figura 5 con la Figura 6 se concluye que la curva de la cuenca se encuentra entre la curva B y A, por lo que se caracteriza como una cuenca que está alcanzando el estado de equilibrio (Fase madura).

Tabla 3. Propiedades de la curva hipsométrica de la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

No.	Cota (msnm)		Área (km ²)			
	Altura	Altura relativa	Intervalo	Acumulado	Frecuencia (%)	Frec. Acum. (%)
1	573	0.54	0.032	1.011	3.20	100.00
2	611	0.57	0.064	0.979	6.35	96.80
3	649	0.61	0.087	0.914	8.61	90.45
4	687	0.64	0.128	0.827	12.64	81.84
5	725	0.68	0.112	0.700	11.07	69.20
6	763	0.72	0.102	0.588	10.09	58.13
7	801	0.75	0.107	0.486	10.59	48.04
8	839	0.79	0.099	0.379	9.81	37.45
9	877	0.82	0.077	0.279	7.65	27.64
10	915	0.86	0.069	0.202	6.79	19.98
11	953	0.89	0.067	0.133	6.62	13.20
12	991	0.93	0.053	0.067	5.22	6.58
13	1029	0.96	0.012	0.014	1.19	1.36
14	1067	1.00	0.002	0.002	0.17	0.17

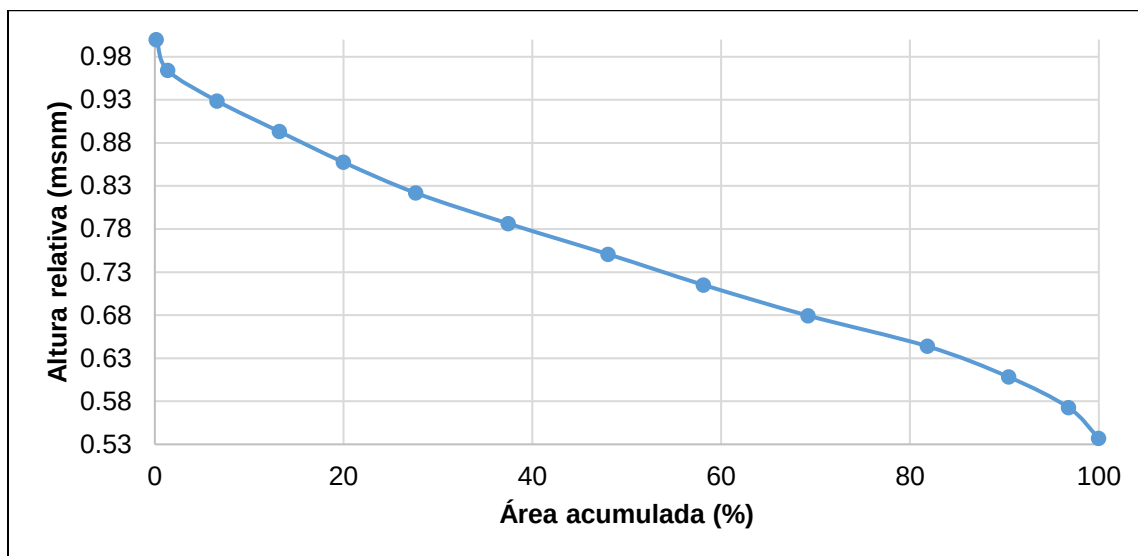


Figura 6. Curva hipsométrica de la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.4. Pendiente de la cuenca

En la Figura 7 se presenta el histograma de frecuencias relativas de las pendientes de la Cuenca 1. La pendiente con una frecuencia relativa mayor es la del 53.08%. La pendiente promedio es de 47.75% por lo que se concluye que es una cuenca con topografía escarpada, la pendiente mínima es del 0% y la pendiente máxima es del 165.13%.

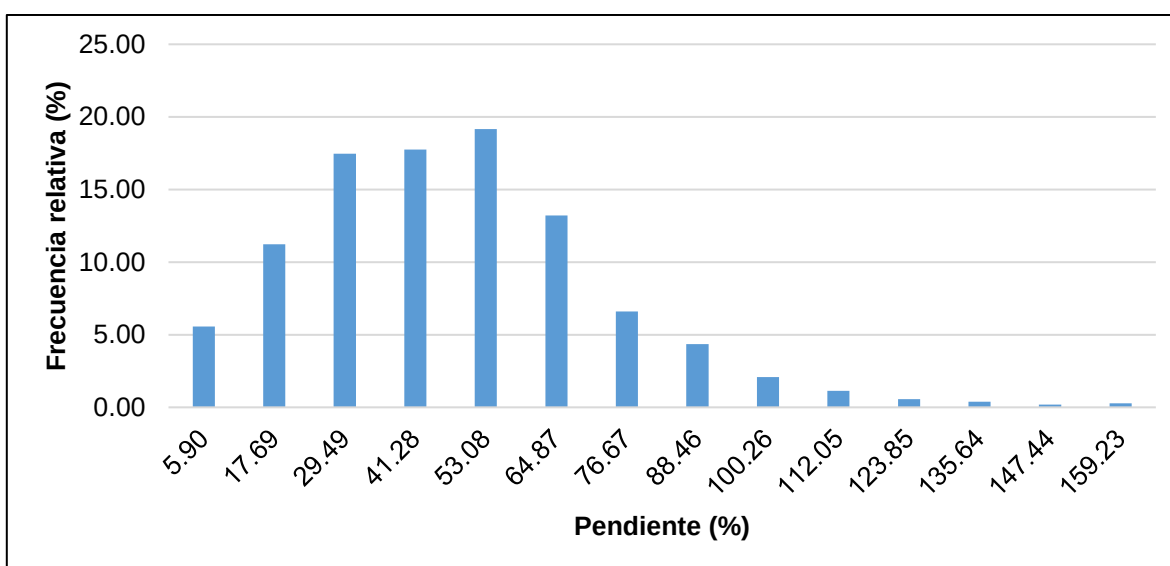


Figura 7. Histograma de pendientes de la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.5. Tiempos de concentración

La duración de la lluvia se hace igual al tiempo de concentración de la cuenca, puesto que es para esta duración, cuando la totalidad de la cuenca está aportando al proceso de escorrentía, por esto, es de esperarse que se presenten los caudales máximos.

En la literatura existen múltiples expresiones para el cálculo del tiempo de concentración, entre ellas existen las propuestas por: Kirpich, Témez, Williams, Johnstone y Cross, Giandotti, S.C.S – Ranser, Ventura – Heras, V.T. Chow, el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, Hathaway, Linsey y California Culverts Practice.

Debido a las diferentes formas en las que fueron concebidas estas expresiones, la variabilidad en los resultados de una a otra es bastante alta por lo cual se hace necesario escoger el tiempo de concentración de forma apropiada descartando aquellos métodos que no se ajusten a las condiciones morfométricas locales de la cuenca.

Algunas de las expresiones usadas para el cálculo de los tiempos de concentración se muestran a continuación:

- Ecuación de Kirpich

$$T_c = 0.06628 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.77}$$

T_c : Tiempo de concentración en horas.

L : Longitud del cauce principal en kilómetros.

S : Pendiente entre las elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metros por metro (m/m).

- Ecuación de Témez

$$T_c = 0.30 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

T_c : Tiempo de concentración en horas.

L : Longitud del cauce principal en kilómetros.

S : Pendiente total del cauce principal en porcentaje.

- Ecuación de Williams

$$T_c = 0.683 \left(\frac{LA^{0.40}}{DS^{0.25}} \right)$$

T_c : Tiempo de concentración en horas.

- L : Longitud del cauce principal en kilómetros.
- A : Área de la cuenca en kilómetros cuadrados.
- D : Diámetro de una cuenca circular con área “A”, en kilómetros (km).
- S : Pendiente total del cauce principal en porcentaje.

- Ecuación de Johnstone y Cross

$$T_c = 2.6 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.5}$$

- T_c : Tiempo de concentración en horas.
- L : Longitud del cauce principal en kilómetros.
- S : Pendiente total del cauce principal en metros por kilómetro.

- Ecuación de Giandotti

$$T_c = \frac{4A^{0.5} + 1.50L}{25.3(LS)^{0.5}}$$

- T_c : Tiempo de concentración en horas.
- L : Longitud del cauce principal en kilómetros.
- A : Área de la cuenca en kilómetros cuadrados.
- S : Pendiente del cauce principal en metros por metro.

- Ecuación de SCS-Ranser

$$T_c = 0.947 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

- T_c : Tiempo de concentración en horas.
- L : Longitud del cauce principal en kilómetros.
- H : Diferencia de cotas entre puntos extremos de la corriente principal en metros.

- Ecuación de Ventura - Heras

$$T_c = 0.30 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75}$$

T_c : Tiempo de concentración en horas.

L : Longitud del cauce principal en kilómetros.

S : Pendiente total del cauce principal en porcentaje.

- Ecuación de V.T. Chow

$$T_c = 0.273 \left(\frac{L}{S^{0.5}} \right)^{0.64}$$

T_c : Tiempo de concentración en horas.

L : Longitud del cauce principal en kilómetros.

S : Pendiente total del cauce principal en metros por metro.

- Ecuación del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos

$$T_c = 0.28 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

T_c : Tiempo de concentración en horas.

L : Longitud del cauce principal en kilómetros.

S : Pendiente total del cauce principal en metros por metro.

- Ecuación de Hathaway

$$T_c = \frac{36.36(Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

T_c : Tiempo de concentración en minutos.

L : Longitud del cauce principal en kilómetros.

S : Pendiente total del cauce principal en metros por metro.

n : Factor de rugosidad, adimensional (ver Tabla 4).

Tabla 4. Valores del factor de rugosidad “n” para la ecuación de Hathaway.

Fuente: (Instituto Nacional de Vías, 2009)

TIPO DE SUPERFICIE	n
Uniforme con suelo impermeable	0.02
Uniforme con suelo desnudo suelto	0.10

TIPO DE SUPERFICIE	n
Suelo pobre en hierba, con cosecha en hileras o moderadamente rugoso y desnudo	0.20
Pastos	0.40
Bosques maderables desarrollados	0.60
Bosques maderables de coníferas, o bosques maderables desarrollados con una capa profunda de humus vegetal o pastos	0.80

- Ecuación de Linsey

$$T_c = C_t \cdot \left(\frac{L \cdot L'}{S^{0.5}} \right)^{0.35}$$

T_c : Tiempo de concentración en horas

L : Longitud de la cuenca en millas

L' : Distancia desde el sitio de interés al centro de gravedad de la cuenca en millas.

S : Diferencia de cotas entre puntos extremos dividido por la distancia entre ambos, en porcentaje.

C_t : Constante que toma diversos valores, así, $C_t = 1.2$ para áreas montañosas, $C_t = 0.72$ para zonas de pie de ladera y $C_t = 0.35$ en valles.

- California Culverts Practice

$$T_c = \left(\frac{0.87L^3}{C_{Mc} - C_{mc}} \right)^{0.385}$$

T_c : Tiempo de concentración en horas.

L : Longitud del cauce principal hasta el punto de aforo en kilómetros.

C_{Mc} : Cota mayor de la cuenca en metros.

C_{mc} : Cota menor de la cuenca en metros.

Las metodologías aquí presentadas para el cálculo de los tiempos de concentración fueron tomadas del Manual de Drenaje para Carreteras del INVIAS (República de Colombia - Ministerio de Transporte - Instituto Nacional de Vías, 2009). El valor estimado de T_c será utilizado para estimar la intensidad de la lluvia a partir de la curva IDF de la estación Caicedo para finalmente estimar los caudales máximos.

Para determinar el tiempo de concentración se deben desechar los tiempos extremos que provocarán un gran salto en la media y la desviación estándar. Los límites superior e inferior del rango de aceptación se definen como la media μ , más y menos la desviación estándar σ , respectivamente. El valor final de T_c se calcula entonces en base a la media de los valores que se encuentran dentro del rango de aceptación.

Es importante tener en cuenta que el Instituto Nacional de Vías (Manual de Drenaje para Carreteras, 2009), establece que la lluvia de diseño tiene una duración igual al tiempo de concentración (T_c) de la cuenca, por lo tanto, si T_c es menor a 15 minutos entonces la duración de la lluvia de diseño será igual a 15 minutos.

La Tabla 5 muestra los tiempos de concentración obtenidos para la Cuenca 1 en el tramo de estudio, al igual que los tiempos seleccionados para calcular el T_c promedio que será utilizado para estimar la intensidad de la lluvia a partir de las curvas IDF.

Tabla 5. Tiempos de concentración Cuenca 1.

Fuente: Elaboración propia.

Método	T_c [h]	T_c [min]	T_c escogido [min]
Kirpich	0.20	12.13	N/A
Témez	0.26	15.61	15.61
Williams	0.50	30.08	30.08
Johnstone y Cross	0.28	16.52	16.52
Giandioti	0.53	31.68	31.68
S.C.S - Ranser	0.20	12.13	N/A
Ventura-Heras	0.26	15.64	15.64
V.T. Chow	0.69	41.39	N/A
Cuerpo de ingenieros del ejército de Estados Unidos	0.58	34.96	N/A
Hathaway	0.56	33.76	33.76
Linsey	0.44	26.35	26.35
California Culverts Practice	0.15	8.94	N/A
Media	0.39	23.27	24.23
Desviación estándar	0.18	10.94	-
$\mu + \sigma$	0.57	34.21	-
$\mu - \sigma$	0.21	12.32	-
Tiempo de concentración Cuenca (min)	24.23		

4.2.6. Intensidad de diseño y magnitud de la precipitación para diferentes períodos de retorno

Se asume para la estimación de eventos hidrológicos de determinada magnitud en la cuenca, que la ocurrencia del caudal de diseño tiene una frecuencia igual a la de la tormenta de diseño. Para la duración de la lluvia de diseño y un periodo de retorno del evento dado, es posible asociar un valor para la intensidad de precipitación en cada una de las estaciones, esto se hace mediante las curvas de intensidad, frecuencia, duración (IDF). Los períodos de retorno responden al nivel de riesgo en que se está dispuesto a incurrir en función de la probabilidad de ocurrencia de un evento que puede generar pérdida de vidas humanas, daños materiales, entre otras posibles consecuencias.

Las curvas IDF fueron calculadas mediante el método simplificado tomado del Manual de drenaje para carreteras, el planteamiento se presenta a continuación.

Para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años se determinaron las intensidades mediante los coeficientes presentados en la tabla 2.12 y figura 2.13 del manual de drenaje para carreteras correspondientes a la región andina.

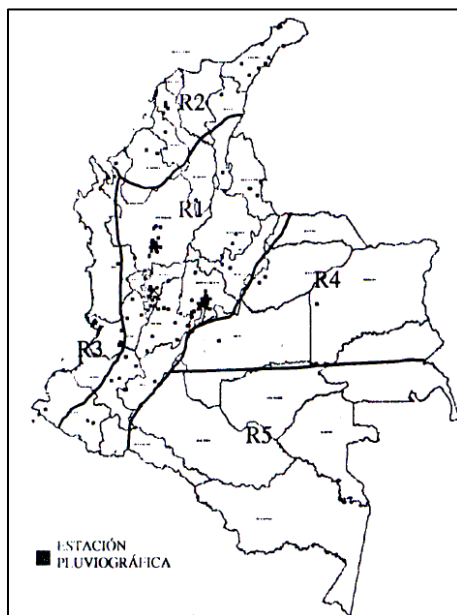


Figura 8. Regiones para definición de parámetros a, b, c y d.

Fuente: (Instituto Nacional de Vías, 2009).

Tabla 6. Valores de los coeficientes a, b, c y d para el cálculo de las curvas intensidad-duración-frecuencia, IDF, para Colombia.

Fuente: (Instituto Nacional de Vías, 2009).

REGIÓN	a	b	c	d
Andina (R1)	0.94	0.18	0.66	0.83
Caribe (R2)	24.85	0.22	0.50	0.10
Pacífico (R3)	13.92	0.19	0.58	0.20
Orinoquía (R4)	5.53	0.17	0.63	0.42

Con los coeficientes presentados en la Figura 8, se realiza el cálculo de la intensidad como se muestra a continuación:

$$i = \frac{a * T^b * M^d}{\left(\frac{t}{60}\right)^c}$$

Donde,

i: Intensidad de precipitación, en milímetros por hora (mm/h)

T: Período de retorno, en años.

M: Precipitación máxima promedio anual en 24 h a nivel multianual.

t: Duración de la lluvia, en minutos (min)

a, b, c, d: Parámetros de ajuste de la regresión. Estos parámetros fueron regionalizados como se presentó en la Tabla 6.

A partir de lo anterior se calcula la intensidad de las estaciones mencionadas anteriormente para distintos periodos de retorno, y para duraciones variables de 0 a 350 minutos. En la Figura 9 se presenta la curva IDF para la estación Canafisanto.

En cuanto a la selección de la intensidad de diseño, cuando el tiempo de concentración sea menor a 15 minutos se selecciona este valor por recomendación del INVIAS, cuando el valor sea mayor a 15 minutos se deja el valor del tiempo de concentración calculado.

Esta gráfica nos permite determinar las intensidades que se utilizarán para determinar el caudal de diseño usando los modelos lluvia-escorrentía y el método racional.

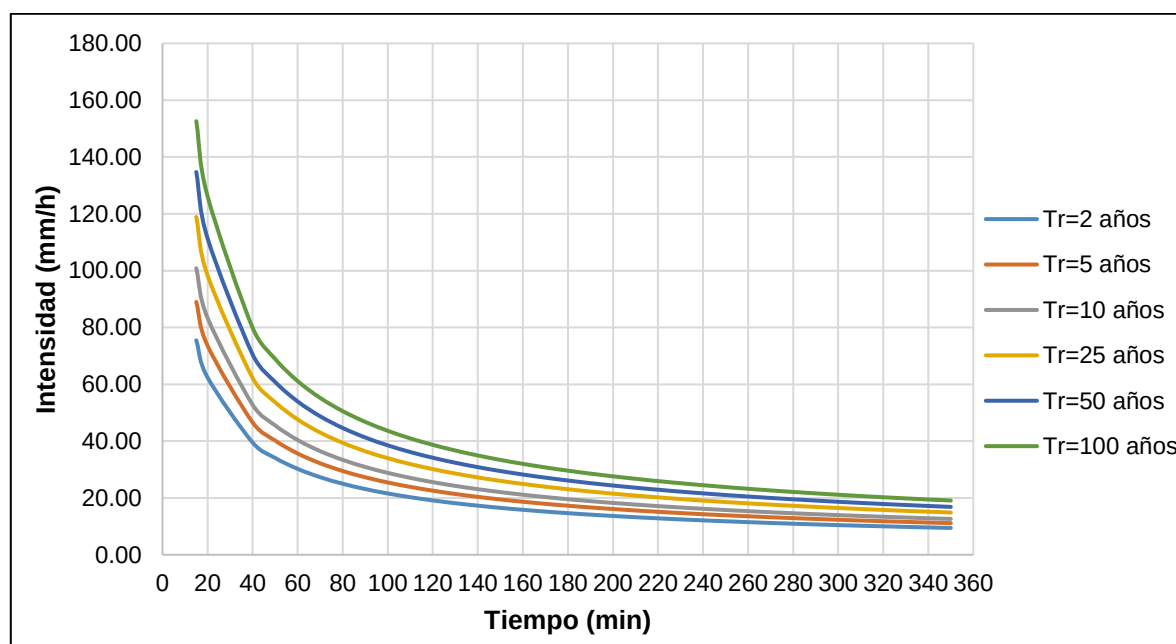


Figura 9. Curva IDF para estación Canafisanto.

Fuente: Elaboración propia.

Para el cálculo de las intensidades de diseño se verifica las estaciones que influyen en la cuenca mediante polígonos de Thiessen como se observa en la Figura 10, la estación que tiene influencia directa es CAICEDO de código 26210070 y tipo pluviométrica.

A continuación, se presentan los polígonos de Thiessen que soportan lo dicho anteriormente.

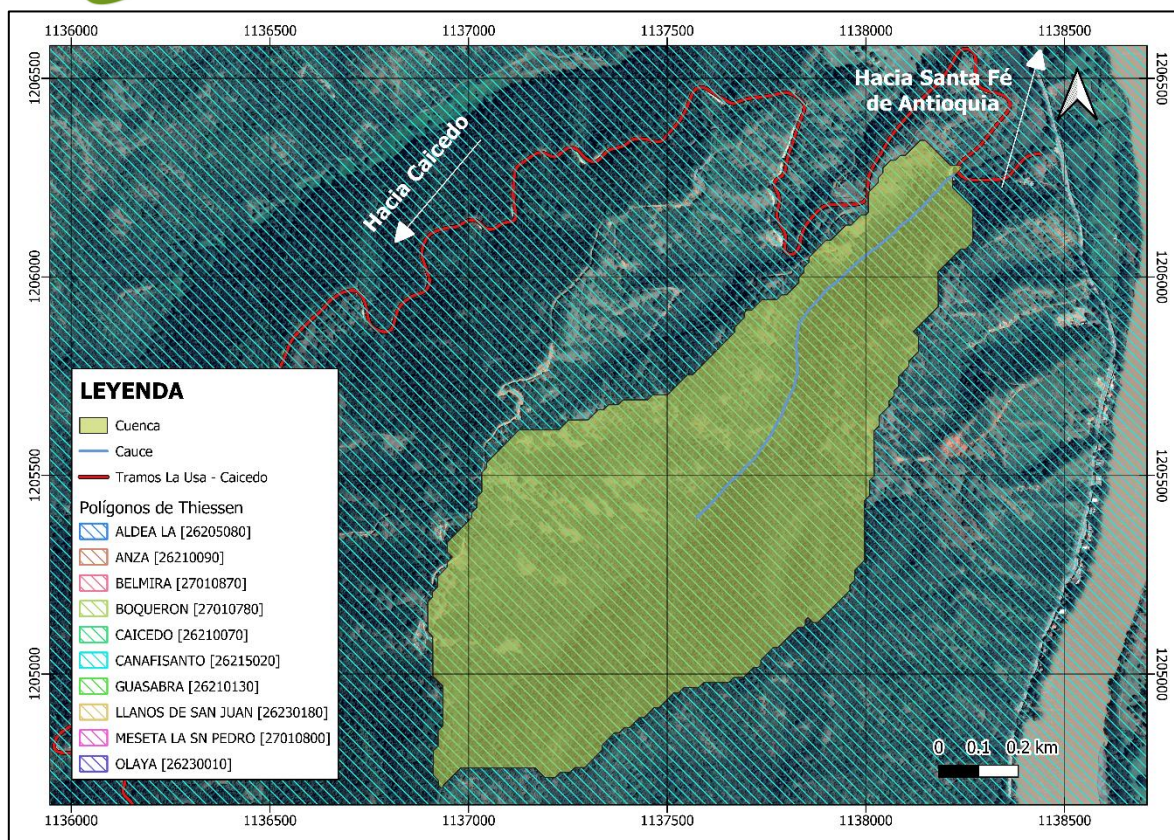


Figura 10. Polígonos de Thiessen.

Finalmente, en la Tabla 7 se presentan los cálculos de las intensidades para diferentes periodos de retorno con un tiempo de concentración de 20 minutos.

Tabla 7. Intensidad y precipitación para la Cuenca 1.

Fuente: Elaboración propia.

Tr	I (mm/h)	P (mm)
2	62.42	20.81
5	73.61	24.54
10	83.40	27.80
25	98.35	32.78
50	111.42	37.14
100	126.23	42.08

4.2.7. Número de curva

El número de curva depende del tipo del suelo, del tipo de tratamiento superficial que esté presente, de su condición hidrológica y de su humedad antecedente que puede relacionarse con la precipitación en los 5 días anteriores. La humedad antecedente del suelo está definida en tres grupos.

- AMC-I: Suelos secos. Precipitación acumulada de los cinco días previos al evento en consideración: 0 a 36mm.

- AMC-II: Suelos intermedios. Precipitación acumulada de los cinco días previos al evento en consideración: 36.1 a 52.5mm.
- AMC-III: Suelos húmedos. Precipitación acumulada de los cinco días previos al evento en consideración: más de 52.5mm.

Además, se requiere ubicar la zona dentro de un grupo hidrológico del suelo, el cual está definido como el potencial de infiltración después de una lluvia prolongada con una ligera adecuación para las condiciones imperantes en el desarrollo de perfiles tropicales de geomateriales y se expresa de la siguiente forma:

- Grupo de Suelo A. Suelos con alta tasa de infiltración cuando están muy húmedos (baja escorrentía). Suelos derivados de rocas metamórficas cubiertos con vegetación (bosque o rastrojo alto) con grado de meteorización 30/50 según Brand (1988) y con discontinuidades en la matriz de suelo producto del proceso de descomposición de la roca. Las estructuras heredadas funcionan como canales de flujo principales. La pendiente en este grupo de suelo debe ser inferior a un 7%. También se incluyen los suelos que presentan un efecto geológico marcado por diaclasas y bandeamientos, y cuyo buzamiento se dé en ángulos mayores a 60°. Consisten en arenas o gravas profundas, bien a excesivamente drenadas.
- Grupo de Suelo B. Suelos con tasa de infiltración moderada cuando están muy húmedos (escorrentía moderada). Suelos derivados de rocas metamórficas, ígneas o sedimentarias poco denudados con grado de meteorización 0/30 según Brand (1988) y con discontinuidades difícilmente cartografiables en campo. Las estructuras heredadas ya no son tan importantes en la permeabilidad del conjunto, por lo cual la permeabilidad primaria es la que controla el flujo de agua en el suelo. La pendiente en este grupo de suelo debe ser inferior a un 10%. Suelos moderadamente profundos, suelos con texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas, y permeabilidad moderadamente lenta a moderadamente rápida.
- Grupo de Suelo C. Suelos con tasa de infiltración lenta cuando están muy húmedos (escorrentía de moderada a alta). Suelos residuales derivados de cualquier tipo de roca, y cuyo grado de meteorización se clasifique como residuales maduros (SR, Brand – 1988), en los cuales las propiedades y minerales del material parental no son fácilmente identificables. Esta formación tiene como característica principal que está cubierta por pastos manejados y sus pendientes varían entre un 5 y 15%. Consisten en suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo; suelos de texturas moderadamente finas a muy finas. Poseen estratos de permeabilidad lenta a muy lenta a poca profundidad (50 a 100 cm).
- Grupo de Suelo D. Suelos con infiltración muy lenta cuando están muy húmedos (alta escorrentía). Suelos derivados de rocas metamórficas, ígneas y sedimentarias, cuyo grado de meteorización varía entre 50/90 y en donde la pendiente media excede 15%. El tipo de vegetación en este grupo no es de mayor importancia ya que el fuerte gradiente topográfico impide la recarga de los acuíferos en la zona, generando por el contrario un flujo hipodérmico hasta aflorar nuevamente en superficie y hacer parte del agua que se aporta al canal principal de la cuenca. Flujo hipodérmico hace referencia a un flujo en las capas más subsuperficiales, que no se infiltra debido al gradiente topográfico que se presenta en la zona. Consisten en

suelos arcillosos con alto potencial de expansión; y suelos con nivel freático alto permanente; suelos con estrato arcilloso superficial.

Las clasificaciones para hallar el CN para una condición de humedad antecedente AMC II son obtenidas de la Tabla 8.

Tabla 8. Números de curva para escorrentía.

Fuente: (Chow, 1994).

DESCRIPCIÓN Y TIPO DE COBERTURA		CONDICIÓN HIDROLÓGICA	NUMERO DE CURVA			
USO DE LA TIERRA	TRATAMIENTO O PRACTICA		A	B	C	D
Rastrojos	Hileras Rectas	----	77	86	91	94
Cultivos en hileras	Hileras rectas	Mala	72	81	88	91
		Buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
		Buena	65	75	82	86
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	66	74	80	82
		Buena	62	71	78	81
Cultivos en hileras estrechas	Hileras rectas	Mala	65	76	84	88
		Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Mala	63	74	82	85
		Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	61	72	79	82
		Buena	59	70	78	81
Leguminosas en hileras estrechas o forraje en rotación	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
		Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
		Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	63	73	80	83
		Buena	51	67	76	80
Pastos, forraje para pastoreo		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
Pardos continuos, protegidos de pastoreo y generalmente segados por heno	-----		30	58	71	78
Maleza mezclada con pasto de semilla con la maleza como principal elemento	----	Mala	48	67	77	83
		Regular	35	56	70	77
		Buena	30	48	65	73
Combinación de bosques y pastos	-----	Mala	57	73	82	86
		Regular	43	65	76	82
		Buena	32	58	72	79

DESCRIPCIÓN Y TIPO DE COBERTURA		CONDICIÓN HIDROLÓGICA	NUMERO DE CURVA			
USO DE LA TIERRA	TRATAMIENTO O PRACTICA		A	B	C	D
(huertas o granjas con árboles)						
Bosques	-----	Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	30	55	70	77
Predios de granjas, construcciones, veredas, caminos y lotes circundantes	-----		59	74	82	86

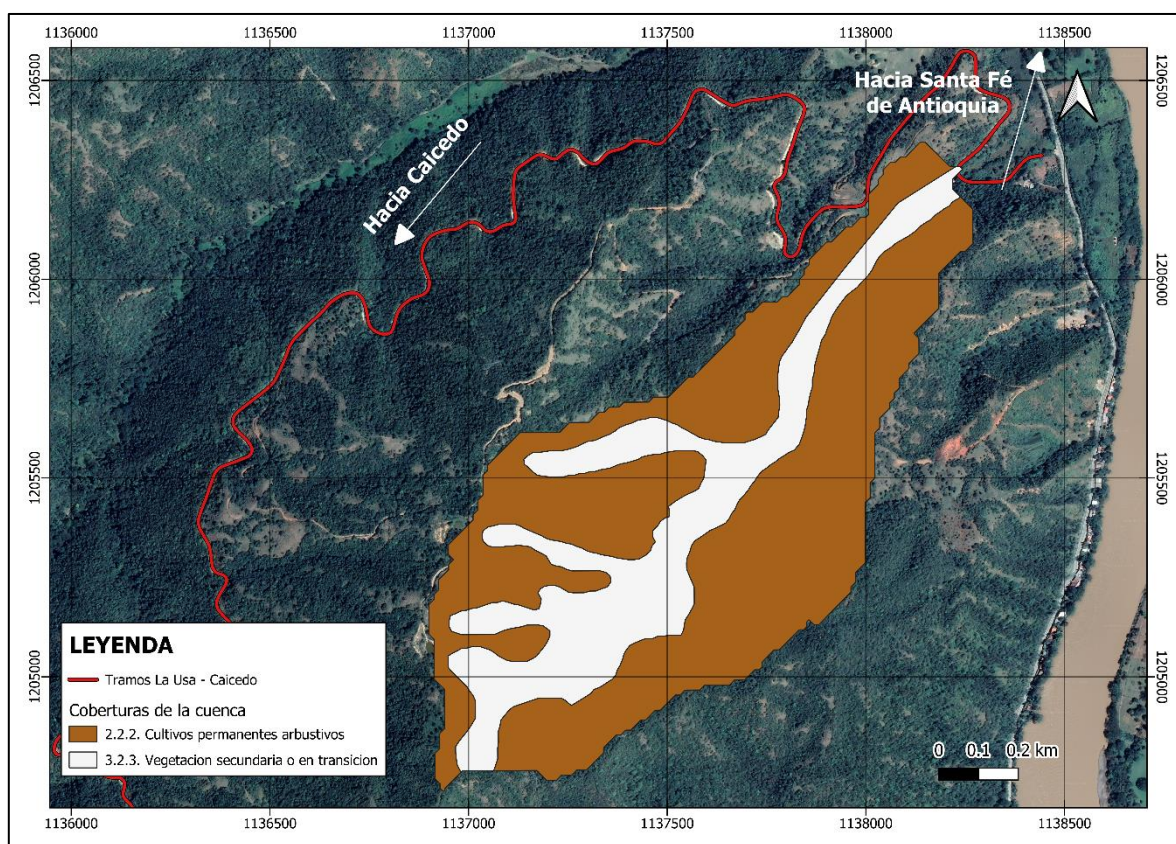


Figura 11. Cobertura vegetal de la cuenca.

Para la determinación de la condición antecedente de humedad de la cuenca, se determina la precipitación total en los cinco días previos a la tormenta. Si se considera el evento registrado el 19 de octubre de 1996 de la estación Canafisanto como la precipitación de diseño, entonces se designaría al suelo una condición de humedad antecedente AMC II, ya que la precipitación acumulada de los cinco días anteriores al evento es de 3.84 cm como se presenta en la Tabla 9.

Tabla 9. Precipitación diaria del 14/10/1996 al 19/10/1996 estación Canafisanto.

Fuente: IDEAM.

	14/02/1996	15/10/1996	16/10/1996	17/10/1996	18/10/1996	19/10/1996
Pp (mm)	20,4	0	0	8	10	79

En la Tabla 10 se presenta el procedimiento para el cálculo del número de curva CN en condición de humedad antecedente AMC I, teniendo en cuenta la cobertura vegetal presentada en la Figura 11.

Tabla 10. Estimación de CN para la Cuenca 1.

Fuente: Elaboración propia.

Tipo de suelo	% Área	Grupo de suelo	CN AMC II
Pastos enmalezados	71.09	C	77

4.2.8. Caudales de diseño

4.2.8.1. Hidrogramas sintéticos

Los métodos utilizados para determinar el caudal máximo asociado a diferentes períodos de retorno son el método Racional, que se basa directamente en la intensidad de diseño y en el coeficiente de escorrentía definido para la cuenca y en los métodos lluvia escorrentía basados en las Hidrógrafas Unitarias Sintéticas de Clark, Snyder y el S.C.S (Vélez & Smith, 1997); para aplicar estas últimas se construye el hidrograma unitario en función de las características físicas de la cuenca y de los parámetros propios de cada metodología y luego se hace una convolución matemática con cada uno de los hietogramas de precipitación efectiva asociados a los diferentes períodos de retorno. De esta manera, se generan los hidrogramas de escorrentía directa que se asumirán como las crecientes de diseño.

4.2.8.1.1. Modelo de Clark

Este es un modelo lluvia-escorrentía que al igual que el Hidrograma Unitario de Snyder o del S.C.S, puede ser aplicado en cuencas donde no se dispone de información o tienen información escasa.

El modelo de Clark considera que la translación del flujo a través de la cuenca puede ser descrita mediante la curva de Tiempo-Área, la cual expresa la fracción del área de cuenca que contribuye a la escorrentía como una función del tiempo, acotado desde el momento en que comienza la precipitación efectiva, que no es más que la precipitación que no se retiene en la superficie terrestre y tampoco se infiltra en el suelo, hasta el tiempo de concentración (Tc) de la cuenca definido por Clark, el cual es ligeramente diferente a la definición típica del tiempo de concentración aplicado en otras metodologías, como por ejemplo el método racional. En la hidrógrafa de Clark, el Tc es definido como el tiempo desde el fin de la precipitación efectiva hasta el punto de inflexión de la hidrógrafa de escorrentía.

En otras palabras, el tiempo de concentración de Clark, es el tiempo de viaje requerido para que la última gota de agua de la precipitación efectiva en el punto más distante

hidráulicamente en la cuenca, alcance la red de canales. En la mayoría de las aplicaciones el T_c es determinado a partir de valores calibrados con precipitaciones medidas y datos de escorrentía superficial directa.

Debido a la no presencia de cuencas instrumentadas dentro de la zona de estudio, se hace necesario recurrir a la aplicación de metodologías regionalizadas en otros países, específicamente Estados Unidos, con el fin de obtener los parámetros requeridos para realizar el tránsito de la hidrógrafa propuesta por Clark, que son básicamente el tiempo de concentración (T_c) y el coeficiente de almacenamiento (R).

Las ecuaciones de regionalización para T_c y R se expresan a continuación:

$$T_c = 1.54L^{0.875}S^{-0.181}$$

$$R = 16.4L^{0.342}S^{-0.79}$$

Dónde:

T_c : Tiempo de concentración [hr]

R : Coeficiente de almacenamiento [hr]

L : Longitud del cauce [millas].

S : Pendiente del canal determinado por las elevaciones de los puntos que representan entre el 10% y el 85% de la distancia a lo largo del canal, expresado en [pies/millas].

4.2.8.1.2. Modelo SCS

El hidrograma adimensional del S.C.S (Soil Conservation Service) es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal (q) con respecto al caudal pico (q_p), por la relación del tiempo (t) con respecto al tiempo de ocurrencia del pico (T_p). Dados el caudal pico y el tiempo de retardo para la precipitación efectiva, el hidrograma unitario puede estimarse a partir del hidrograma sintético para la cuenca (Chow, 1994).

El hidrograma unitario adimensional curvilíneo del S.C.S puede ser representado por un hidrograma unitario triangular equivalente, con las mismas unidades de tiempo y caudal, teniendo por consiguiente el mismo porcentaje del volumen en el lado creciente del hidrograma, como se observa en la Figura 12.

El caudal pico en metros cúbicos por segundo por centímetro se puede calcular como:

$$q_p = \frac{C \cdot A}{T_p}$$

Donde:

q_p : Caudal pico correspondiente a un hidrograma unitario [$m^3/s\text{-cm}$].

A : Área de la cuenca [km^2].

C : Constante igual a 2.08.

T_p : Tiempo al pico en [hr].

De acuerdo con lo establecido por el S.C.S, el tiempo de recesión T_r es igual a $1,67T_p$. Adicionalmente, estudios de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales grandes y pequeñas indican que el tiempo de rezago $T_r = 0,6T_c$, donde T_c es el tiempo de concentración de la cuenca. Luego el tiempo de ocurrencia del pico T_p puede expresarse en términos del tiempo de rezago T_r y de la duración de la lluvia efectiva t_r :

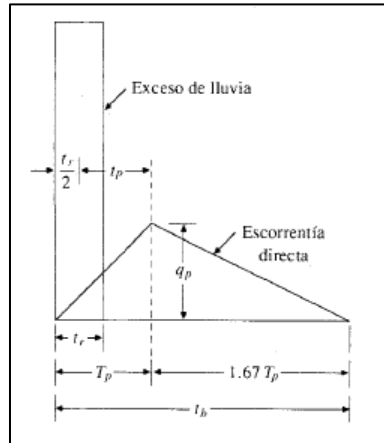


Figura 12. Hidrograma unitario adimensional del S.C.S

Fuente: (Chow, 1994).

La expresión para el cálculo del tiempo al pico es la misma que la utilizada en el hidrograma unitario de Snyder.

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

4.2.8.1.3. Modelo de Snyder

El modelo de Snyder deriva un hidrograma unitario a partir de algunas características físicas de la cuenca, para ser aplicado en la cuenca donde no se tienen registros históricos de caudal. Este modelo considera los siguientes componentes del hidrograma:

El modelo propone calcular el caudal pico por milla cuadrada, u_p , mediante la siguiente expresión:

$$u_p = C_p \frac{640}{T_R}$$

Donde:

u_p : Caudal pico del Hidrograma Unitario por unidad de área en $\text{pie}^3/\text{s}.\text{mi}^2$.

C_p : Coeficiente.

T_R : Tiempo de rezago.

El coeficiente C_p depende de la topografía de la cuenca, varía entre 0,5 y 0,8, por ejemplo, para cuencas de alta pendiente, como es el caso de la región Antioqueña, se recomienda

emplear valores cercanos a 0,8 (menor atenuación del hidrograma de respuesta). Este coeficiente puede ser obtenido si se tiene información simultánea de precipitación y caudal de la cuenca, lo cual solo es posible en cuencas instrumentadas.

Cuando el hidrograma unitario sintético a construir corresponda a una precipitación efectiva, el caudal pico del hidrograma unitario por unidad de área puede calcularse con la ecuación anterior; en caso contrario si la duración de la lluvia es diferente puede calcularse como:

$$u_p = C_p \frac{640}{[T_R + (T - t_s)/4]}$$

Donde:

u_p : Caudal pico del Hidrograma Unitario por unidad de área [$\text{pie}^3/\text{s} \cdot \text{mi}^2$]

C_p : Coeficiente.

T : Duración de la precipitación efectiva [hr].

T_R : Tiempo de rezago [hr].

t_s : Duración de la lluvia efectiva [hr].

Una vez obtenido el caudal pico por unidad de área de la cuenca, el caudal pico total se obtiene como:

$$U_p = u_p \cdot A$$

Donde:

A : Área de la cuenca [mi^2].

U_p : Caudal pico del Hidrograma Unitario Sintético [$\text{pie}^3/\text{s} \cdot \text{pulg}$].

Luego, el tiempo al pico puede calcularse como:

$$T_p = \frac{T}{2} + T_L$$

Donde:

T_p : Tiempo al pico [hr].

T : Duración de la lluvia [hr].

T_R : Tiempo de rezago [hr].

El modelo emplea como definición de tiempo de rezago (T_R), el tiempo comprendido entre el centroide del hietograma de precipitación efectiva y el pico del hidrograma de escorrentía directa correspondiente. Se asume que el rezago es constante para una cuenca, ya que depende de algunas características físicas y no está determinado por el tipo de lluvia o sus variaciones. El tiempo de rezago se calcula mediante la siguiente ecuación de regresión:

$$T_R = \frac{L_c^{0.8} * (S+1)^{0.7}}{1900 * S_c^{0.5}}$$

Dónde:

T_R : Tiempo de rezago [min].

L_c : Longitud del canal principal [pies].

S : Factor de retención o almacenamiento calculado en términos del número de curva CN.

S_c : Pendiente de la cuenca [%].

Para cuencas donde se obtienen tiempos de rezago mayores que el tiempo de concentración, se recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$T_R = 0.6T_c$$

Finalmente se toma el tiempo de rezago que sea menor utilizando las expresiones antes presentadas.

4.2.8.2. Método racional

El método racional parte de la definición del coeficiente de escorrentía C , valor adimensional, el cual se puede definir como la relación entre el volumen de escorrentía superficial y el volumen de precipitación total.

El caudal pico corresponde a una lluvia de intensidad (i) sobre un área de drenaje (A), lluvia ésta que dure, como mínimo, un tiempo tal que toda el área de drenaje contribuya a la escorrentía superficial, la ecuación queda definida de la siguiente manera:

$$Q_p = CiA$$

La aplicación de la fórmula anterior depende del coeficiente de escorrentía, el cual se puede determinar de acuerdo a la Tabla 11 ya que la zona donde se encuentra ubicada la vía es rural.

Tabla 11. Valores de coeficientes de escorrentía en áreas rurales.

Fuente: (Monsalve, 1999).

VEGETACIÓN Y TOPOGRAFÍA	TEXTURA DEL SUELO		
	FRANCO ARENOSO	FRANCO LIMO ARCILLOSO	ARCILLOSO
BOSQUES			
Plano	0.1	0.3	0.4
Ondulado	0.25	0.35	0.5
Montañoso	0.3	0.5	0.6
PASTOS			
Plano	0.1	0.3	0.4
Ondulado	0.16	0.36	0.55
Montañoso	0.22	0.42	0.6
TIERRAS CULTIVADAS			

VEGETACIÓN Y TOPOGRAFÍA	TEXTURA DEL SUELO		
	FRANCO ARENOSO	FRANCO LIMO ARCILLOSO	ARCILLOSO
Plano	0.3	0.5	0.6
Ondulado	0.4	0.6	0.7
Montañoso	0.52	0.72	0.82
Nota: Plano (Pendiente 0 - 5%); Ondulado (Pendiente 5 - 10%); Montañoso (Pendiente 10 - 30%). Para valores mayores al 30%, a falta de datos, utilizar los valores para pendientes entre el 10 y el 30%			

Para los cálculos del caudal de escorrentía para obras menores generadas por las áreas aferentes de cada una se utiliza el valor de bosques montañosos en un suelo franco limo arcilloso, es decir un valor de 0.50.

Para el análisis de las cuencas, el valor del coeficiente de escorrentía C se puede determinar también de acuerdo con la siguiente expresión:

$$C = [(P_d - P_o)(P_d + 23P_o)] / (P_d + 11P_o)^2$$

Donde:

P_o : Parámetro que depende del uso y tipo de suelo, de la cobertura vegetal de la cuenca y de la humedad antecedente del suelo antes del aguacero de diseño, en milímetros (mm).

P_d : Precipitación máxima puntual anual en 24 horas para un periodo de retorno específico, en milímetros (mm).

El valor P_o se obtiene a partir de la siguiente expresión que lo relaciona con el número de curva de escurrimiento CN del método del Soil Conservation Service:

$$P_o = (5080 - 50.8CN) / (CN)$$

En la Tabla 12 se presentan los parámetros necesarios para la modelación de las hidrógrafas unitarias de Clark, SCS y Snyder en la cuenca 1, en el software HEC-HMS.

Tabla 12. Parámetros necesarios para la modelación hidrológica en el HEC-HMS para Cuenca 1.

Método	Parámetro	Símbolo	Unidad	Punto inicial
Clark	Tiempo de concentración	Tc	h	0.49
	Número de curva	CN	adimensional	77.00
	Coeficiente de almacenamiento	R	h	0.11
Snyder	Tiempo de rezago	TL	h	0.24
	Coeficiente al pico	Cp	adimensional	0.80
S. C. S	Tiempo de rezago	Tp	min	12.00

Un resumen gráfico de los resultados de los caudales se presenta en la Figura 13 adicionalmente en la Tabla 13 se puede observar que la cuenca tiene un gran potencial de retención debido a la humedad antecedente de la cuenca.

Los caudales resultantes son mayorados con un coeficiente de 1.4 por tratarse de una corriente de montaña con potencial erosivo. Este factor de seguridad tiene en cuenta la carga de sedimentos (sólidos) durante una creciente. En la Tabla 13 se presentan los caudales de diseño.

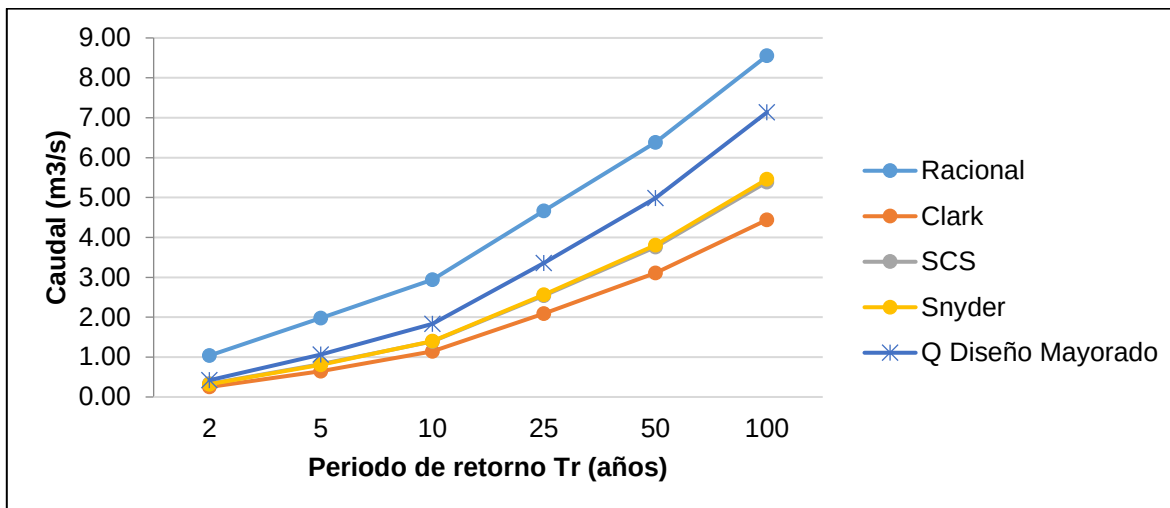


Figura 13. Caudales de la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 13. Caudales de diseño para la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

Tr [años]	Caudal [m³/s]				Q Promedio [m³/s]	Q Diseño [m³/s]	Q Diseño Mayorado [m³/s]
	Racional	Clark	SCS	Snyder			
2	1,04	0,25	0,33	0,32	0,48	0,30	0,42
5	1,98	0,65	0,82	0,81	1,06	0,76	1,06
10	2,94	1,14	1,39	1,40	1,72	1,31	1,83
25	4,66	2,09	2,54	2,56	2,96	2,40	3,36
50	6,39	3,11	3,76	3,81	4,27	3,56	4,98
100	8,55	4,44	5,39	5,46	5,96	5,10	7,14

5. DISEÑO HIDRÁULICO

El componente hidráulico de este informe se basa en la definición de la geometría del Box Culvert de manera que tenga la capacidad hidráulica suficiente para la evacuación del caudal correspondiente al periodo de retorno de diseño, que para este tipo de estructuras es de 25 años.

5.1. CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO

Las consideraciones propias del diseño de las obras de drenaje tienen como referencia una serie de criterios de diseño, los cuales se definen a partir de:

- El INVIAS, estipula que la pendiente mínima debe ser del 0,5% y 0,3% en zonas planas.

- La velocidad del flujo en las cunetas debe ser menor que la velocidad máxima admisible.
- Los períodos de retorno se adoptan a partir de la información presentada en el documento técnico del INVIAS (2011), los cuales se presentan en la Tabla 14.

Tabla 14. Periodos de retorno de diseño en obras de drenaje vial.

Fuente: Manual de drenaje del INVIAS.

Tipo de obra	Período de retorno
Drenaje subsuperficial	2
Cunetas	5
Zanjas de Coronación, Estructuras de caída, alcantarillas menores a 0,9 m de diámetro	10
Alcantarillas mayores a 0,9 m de diámetro	20
Puentes menores (luz menor a 10 m)	25
Puentes de luz mayor o igual a 10 m y menor a 50 m	50
Puentes de luz mayor o igual a 50 m	100

5.1.1. Alcantarillas

El diseño hidráulico de alcantarillas se realiza bajo dos escenarios, la revisión de la capacidad hidráulica de las obras existentes actualmente en la vía y el diseño de las nuevas alcantarillas propuestas de acuerdo a las necesidades del diseño geométrico.

Dado el volumen de obras a evaluar se consideró la implementación de una herramienta de software para realizar esta evaluación hidráulica, que corresponde al software de manejo libre HY8, el cual es recomendada por la normatividad de diseño del (Instituto Nacional de Vías, 2009) en el numeral 4.4.8.

Por tanto, para el diseño hidráulico de las alcantarillas se estructuró un formato que recopila la siguiente información:

- Caudal mínimo, máximo y de diseño de la alcantarilla.
- Culvert: Geometría, material, dimensiones, coeficiente de rugosidad de Manning, tipo de entrada, abscisas y cotas de entrada y de salida.
- Vía: superficie, ancho de la vía, tipo de superficie de rodadura, longitud y ancho de la vía en la sección de la alcantarilla.
- Condiciones del canal de entrega: Tipo de sección transversal, dimensiones, pendiente, coeficiente de rugosidad de Manning, cota de inicio del canal.

Las ecuaciones para el diseño de la alcantarilla corresponden a la condición de control. La condición de control a la entrada indica que la estructura cuenta con la capacidad hidráulica aguas abajo.

Una alcantarilla funciona como un orificio cuando la entrada está sumergida y trabaja como un vertedero cuando la entrada no está sumergida. La ecuación de vertedero, puede escribirse como:

$$\left[\frac{HW_i}{D} \right] = c \left[\frac{Q}{A \cdot D^{0,5}} \right]^2 + Y + Z \quad , para \left[\frac{Q}{A \cdot D^{0,5}} \right] \geq 4,0$$

Donde:

HW_i , es la profundidad aguas arriba por encima del invert de la sección de control.

D , es la altura interior del Culvert

Q , es el caudal

A , es la sección transversal del Culvert

c , y , son constantes

Z , es la pendiente del Culvert

La condición de flujo de orificio se puede presentar en dos formas. La primera está basada en la carga específica a la profundidad crítica H_c , según la siguiente expresión:

$$\left[\frac{HW_i}{D} \right] = \left[\frac{H_c}{D} \right] + K \left[\frac{Q}{A \cdot D^{0,5}} \right]^M + Z \quad , para \left[\frac{Q}{A \cdot D^{0,5}} \right] \leq 3,50$$

La segunda forma de la ecuación es similar a la ecuación de vertedero y presenta la siguiente expresión:

$$\left[\frac{HW_i}{D} \right] = \left[\frac{Q}{A \cdot D^{0,5}} \right]^M \quad , para \left[\frac{Q}{A \cdot D^{0,5}} \right] \leq 3,50$$

Los muros cabezales y aletas retienen el material del terraplén protegiéndolo de la erosión, además de dar estabilidad al extremo de la tubería al actuar como contrapeso ante posibles fuerzas de subpresión.

En este caso, por tratarse de una obra transversal para el cruce de una corriente constante y de volumen considerable, se optó por la implementación de un Box Culvert con las siguientes características geométricas.

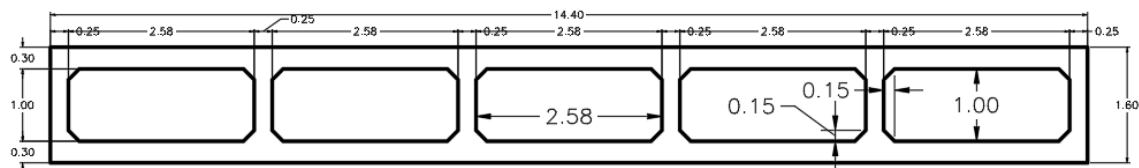


Figura 14. Geometría del Box Culvert.

5.1.2. Caudal de diseño

Para diseñar la estructura mostrada anteriormente, se utilizaron los siguientes caudales.

Tabla 15. Caudales de diseño para el Box Culvert.

Tr [años]	Caudal [m³/s]				Q Promedio [m³/s]	Q Diseño [m³/s]	Q Diseño Mayorado [m³/s]
	Racional	Clark	SCS	Snyder			
2	1,04	0,25	0,33	0,32	0,48	0,30	0,42
5	1,98	0,65	0,82	0,81	1,06	0,76	1,06
10	2,94	1,14	1,39	1,40	1,72	1,31	1,83
25	4,66	2,09	2,54	2,56	2,96	2,40	3,36
50	6,39	3,11	3,76	3,81	4,27	3,56	4,98
100	8,55	4,44	5,39	5,46	5,96	5,10	7,14

Como se mencionó, del período de retorno de diseño de este tipo de estructuras equivale a 25 años. Sin embargo, considerando que son múltiples celdas y por el ancho total de la estructura se va a considerar también un caudal correspondiente a un período de retorno de 100 años. En este sentido, el caudal de diseño de la estructura es de 7.14 m³/s.

La sección transversal de diseño de la estructura y la planta se muestran a continuación.

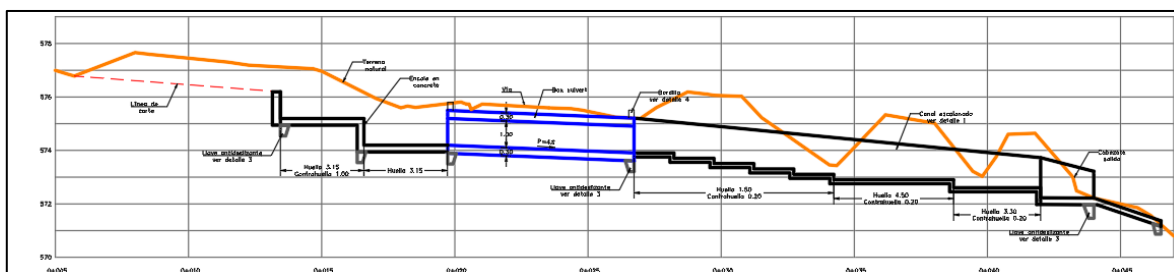


Figura 15. Sección transversal de diseño.

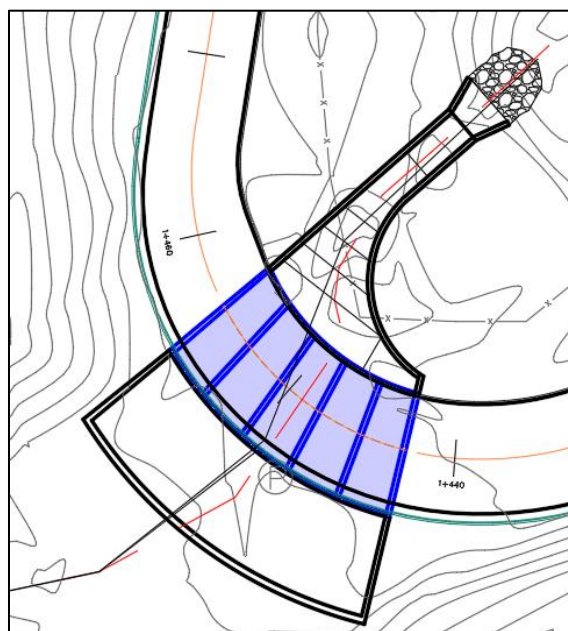


Figura 16. Vista en planta del Box Culvert multicelda.

5.2. MODELO HIDRÁULICO

Para determinar el buen funcionamiento hidráulico de la estructura, se realizó una modelación en HEC.RAS para la condición modificada de manera que pudiese comprobarse que la obra funciona con la geometría que tiene para el caudal de diseño y que este se distribuye de manera uniforme por la cantidad de celdas con las que cuenta.

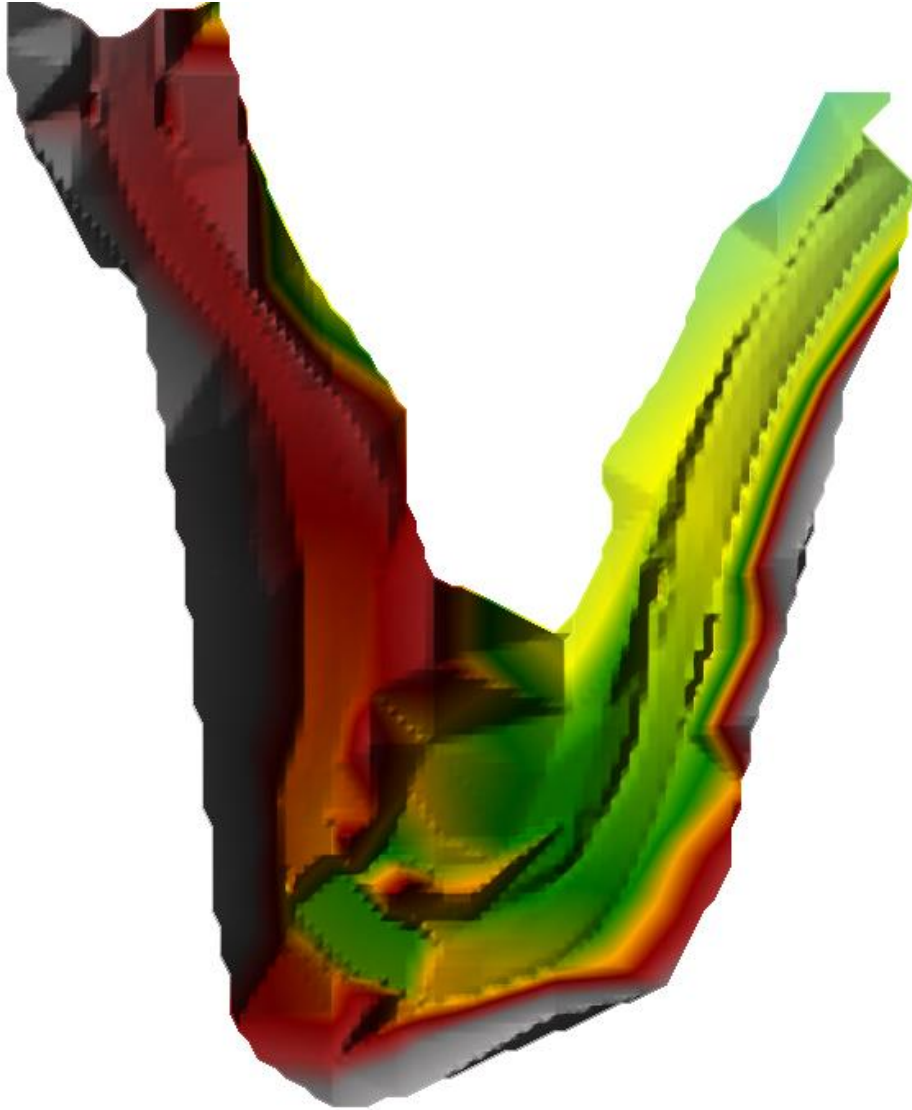


Figura 17. Topografía para la modelación.

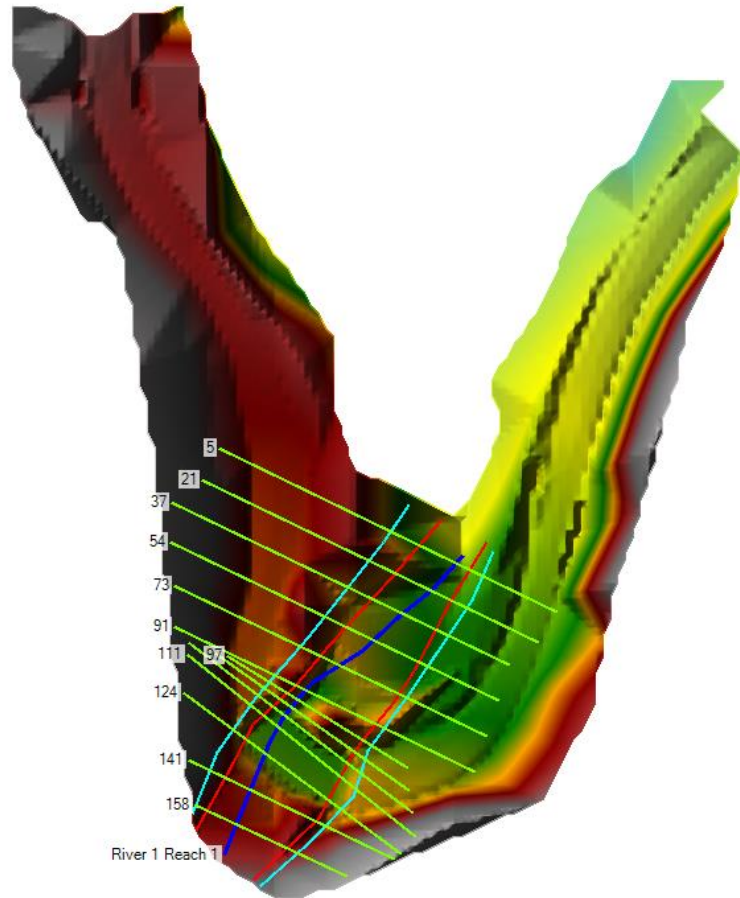


Figura 18. Configuración del a modelación.

5.2.1. Coeficiente n de Manning

El concepto de rugosidad o coeficiente de Manning se refiere a las irregularidades o textura de la superficie de un canal o ladera que determinan la resistencia al flujo que se propaga por la misma. Para estimar este efecto a lo largo del tramo, fue necesario definir el valor del coeficiente “ n ” de Manning para el lecho de la quebrada, para las laderas de la fuente hídrica y para las estructuras en condiciones futuras a lo largo de la quebrada El Indio.

El coeficiente para el lecho de la quebrada se calculó según la metodología propuesta por Cowan, en la cual el valor “ n ” de Manning se obtiene aplicando la siguiente ecuación:

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

Donde:

n_0 : Es el valor básico de n para un canal recto y uniforme de un material dado.

n_1 : Es el efecto por irregularidades de la superficie.

n_2 : Considera las variaciones en la forma y tamaño de la sección transversal del canal.

n_3 : Considera el efecto de obstrucción u obstáculos al flujo.

n_4 : Considera el efecto de la vegetación.

m : Considera el efecto de la sinuosidad del canal. Es el resultado de la relación entre la longitud real del cauce, y la longitud de la línea recta que une el comienzo y el final de la corriente estudiada.

La magnitud para cada una de los parámetros enunciados, se encuentran propuestas a continuación.

Tabla 16. Coeficientes para n_b de Manning.

Fuente: Al final de tabla.

Tipo de canal	Valor inicial de n_b^1				
	Canal recto y uniforme				Canal suave ²
Material del lecho	D50 (mm)	Mínimo	Recomendado	Máximo	Recomendado
Arena ³	0.2	0.012	0.012	N/A	N/A
	0.3	0.017	0.017	N/A	N/A
	0.4	0.020	0.020	N/A	N/A
	0.5	0.022	0.022	N/A	N/A
	0.6	0.023	0.023	N/A	N/A
	0.8	0.025	0.025	N/A	N/A
	1	0.026	0.026	N/A	N/A
Canales estables y llanuras de inundación	D50 (mm)	Mínimo	Recomendado	Máximo	Recomendado
Concreto	N/A	0.012	0.015	0.018	0.011
Corte en roca	N/A	N/A	N/A	N/A	0.025
Suelo compacto	N/A	0.025	0.029	0.032	0.02
Arena gruesa	1-2	0.026	0.031	0.035	N/A
Gravas finas	N/A	N/A	N/A	N/A	0.024
Grava	2-64	0.028	0.032	0.035	N/A
Gravas gruesas	N/A	N/A	N/A	N/A	0.026
Guijarros	64-256	0.03	0.04	0.05	N/A
Cantos rodados	>256	0.04	0.055	0.07	N/A
A. Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos ⁴	Mínimo		Recomendado		Máximo
Latón	0.009		0.010		0.010
Acero estriado y soldado	0.010		0.012		0.014
Acero ribeteado y en espiral	0.013		0.016		0.017
Hierro fundido recubierto	0.010		0.014		0.013
Hierro fundido NO recubierto	0.011		0.014		0.016
Metal corrugado a lluvias	0.021		0.024		0.030
Lucita	0.008		0.009		0.010

Tipo de canal	Valor inicial de n_b^1		
	Canal recto y uniforme		Canal suave ²
Vidrio	0.009	0.010	0.013
Cemento, superficie pulida	0.010	0.011	0.013
Cemento, mortero	0.011	0.013	0.015
Concreto, recta y sin basura	0.010	0.011	0.013
Concreto, curvas, conexiones y algo de basura	0.011	0.013	0.014
Concreto bien terminado	0.011	0.012	0.014
Concreto a. residuales con pozos de inspección, etc.	0.013	0.015	0.017
Concreta formaleta metálica	0.012	0.013	0.014
Concreto formaleta madera lisa	0.012	0.014	0.016
Concreto formaleta madera rugosa	0.015	0.017	0.020
B. Canales recubiertos o prefabricados	Mínimo	Recomendado	Máximo
Metal liso sin pintar	0.011	0.012	0.014
Metal liso pintado	0.012	0.013	0.017
Metal corrugado	0.021	0.025	0.030
Cemento, superficie pulida	0.010	0.011	0.013
Cemento, mortero	0.011	0.013	0.015
Concreto, terminado llana metálica (palustre)	0.011	0.013	0.015
Concreto, terminado llana de madera	0.013	0.015	0.016
Concreto, pulido y gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
Concreto, sin pulir	0.014	0.017	0.020
Concreto, Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
Concreto, Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
Concreto, sobre roca, bien excavada	0.017	0.020	N/A
Concreto, sobre roca, irregularmente excavada	0.022	0.027	N/A
Fondo en concreto, lados en piedra pegada y mortero	0.015	0.017	0.020
Fondo en concreto, lados en piedra rugosa y mortero	0.017	0.020	0.024
Fondo en concreto, y mampostería piedra recubierta	0.016	0.020	0.024
Fondo en concreto, con lados enrocados (riprap)	0.020	0.030	0.035
Fondo en gravas, lados en concreto formaleteado	0.017	0.020	0.025
Fondo en gravas, lados en piedra sobre mortero	0.020	0.023	0.026
Fondo en gravas, lados enrocados (riprap)	0.023	0.033	0.036
Ladrillo y mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
Mampostería de piedra suelta	0.023	0.032	0.035

Tipo de canal	Valor inicial de n_b^1		
	Canal recto y uniforme		Canal suave ²
Asfalto liso	0.013	0.013	N/A
Asfalto rugoso	0.016	0.016	N/A
Revestimiento vegetal	0.030	N/A	0.500
C. Excavado o dragado	Mínimo	Recomendado	Máximo
Tierra, recto, unif. Limpio y en operación	0.018	0.022	0.025
Gravas, recto, unif. Limpio	0.022	0.025	0.030
Pastos cortos y algunas malezas	0.022	0.027	0.033
Tierra, meandrónico, lento, sin vegetación	0.023	0.025	0.030
Tierra, meandrónico, lento, pastos y algo de maleza	0.025	0.030	0.033
Tierra, meandrónico, lento, fondo tierra, lateral en piedra	0.028	0.030	0.035
Tierra, meandrónico, lento, fondo piedra, lateral maleza	0.025	0.035	0.040
Tierra, meandrónico, lento, fondo cantos rod. lateral limpio	0.030	0.040	0.050
Exc. Pala o dragado sin vegetación	0.025	0.028	0.033
Exc. Pala o dragado matorrales ligeros en bancas	0.035	0.050	0.060
Corte en roca, liso y uniforme	0.025	0.035	0.040
Corte en roca, afilado e irregular	0.035	0.040	0.05
Sin mantenimiento, maleza densa y alta como Y_o	0.050	0.080	0.12
Sin mantenimiento, fondo limpio, maleza en lados	0.040	0.050	0.080
Sin mantenimiento, maleza densa y alta como Y_{omax}	0.045	0.070	0.110
Sin mantenimiento, matorrales densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140
D. Corrientes naturales			
D.1. Menores (ancho superficial en creciente < 30m)	Mínimo	Recomendado	Máximo
Planicie, limpia, recta, max. Nivel, sin montículos o pozos	0.025	0.030	0.033
Anterior, pero más piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
Planicie, limpia, serpenteante, algunos pozos y arena	0.033	0.040	0.045
Anterior, pero más piedras y malezas	0.035	0.045	0.050
Anterior, pero con niveles bajos y secc. Ineficientes	0.040	0.048	0.055
Planicie, limpia, serpenteante, algunos pozos y piedras	0.045	0.050	0.060
Tramo lento, maleza y pozos profundos	0.050	0.070	0.080

Tipo de canal	Valor inicial de n_b^1		
	Canal recto y uniforme		Canal suave ²
Tramo con maleza, pozos prof. Canal mucho árbol o matorral	0.075	0.100	0.150
Bancas empinadas, veg. sumergida en Ymax cantos y rocas	0.030	0.040	0.050
Igual al anterior, pero con rocas más grandes	0.040	0.050	0.070
D.2. Llanuras de inundación	Mínimo	Recomendado	Máximo
Pastizales sin matorrales, pasto corto	0.025	0.030	0.035
Pastizales sin matorrales, pasto alto	0.030	0.035	0.050
Áreas sin cultivo	0.020	0.030	0.040
Áreas cultivo en línea, maduro	0.025	0.035	0.045
Campos de cultivo maduro	0.030	0.040	0.050
Matorral disperso, mucha maleza	0.035	0.050	0.070
Pocos matorrales y arboles (invierno)	0.035	0.050	0.060
Pocos matorrales y arboles (verano)	0.040	0.060	0.080
Matorral medio a denso (invierno)	0.045	0.070	0.110
Matorral medio a denso (verano)	0.070	0.100	0.160
Sauces densos, rectos (verano)	0.110	0.150	0.200
Terreno limpio, troncos sin retoños	0.030	0.040	0.050
Anterior, pero gran cantidad de retoños	0.050	0.060	0.080
Árboles, troncos caídos, pocos matorrales nivel no alcanza ramas	0.080	0.100	0.120
Anterior, pero creciente alcanza las ramas	0.100	0.120	0.160
D.3. Mayores (ancho superficial > 30m)	Mínimo	Recomendado	Máximo
Sección regular, sin cantos o matorrales	0.025	N/A	0.060
Sección irregular, y rugosa	0.035	N/A	0.100
1 Aldridge y Garret (1973)			
2 Chow (1959)			
3 solo régimen turbulento, cuando la rugosidad es predominante			
4 modificado por Chow (1994) de Horton (1934)			

Tabla 17. Coeficientes para corrección del n de Manning.

Fuente: Aldridge and Garret (1973)

Condiciones del canal	Factor	Grado de afectación	Inferior	Superior	Medio
Grado de irregularidad	n_1	Suave	0	N/A	N/A
		Menor	0.001	0.005	0.003
		Moderado	0.006	0.01	0.008
		Severo	0.011	0.02	0.016
Variación sección transversal	n_2	Gradual	0	0	0.0000
		Ocasionalmente alternante	0.001	0.005	0.0030
		Frecuentemente alternante	0.010	0.015	0.0125

Condiciones del canal	Factor	Grado de afectación	Inferior	Superior	Medio
Efecto relativo de las obstrucciones	n ₃	Insignificante	0	0.004	0.002
		Menor	0.005	0.015	0.010
		Apreciable	0.020	0.030	0.025
		Severo	0.040	0.060	0.050
Vegetación	n ₄	Baja	0.002	0.01	0.006
		Media	0.010	0.025	0.018
		Alta	0.025	0.050	0.038
		Muy alta	0.050	0.100	0.075
Efecto de los meandros del cauce	m ₅	Menor	1.0	N/A	N/A
		Apreciable	1.2	N/A	N/A
		Severo	1.3	N/A	N/A

Tabla 18. Coeficientes para corrección del n de Manning para llanuras de inundación.

Fuente: Aldridge and Garret (1973)

Condiciones de las llanuras de inundación	Factor	Grado de afectación	Inferior	Superior	Medio
Grado de irregularidad	n ₁	Suave	0	N/A	0
		Menor	0.001	0.005	0.003
		Moderado	0.005	0.01	0.0075
		Severo	0.011	0.02	0.0155
Variación sección transversal (No aplica)	n ₂	N/A	N/A	N/A	N/A
		N/A	N/A	N/A	N/A
Efecto relativo de las obstrucciones	n ₃	Insignificante	0.000	0.004	0.002
		Menor	0.005	0.015	0.010
		Apreciable	0.020	0.030	0.025
Vegetación	n ₄	Baja	0.002	0.01	0.006
		Media	0.010	0.025	0.018
		Alta	0.025	0.050	0.038
		Muy alta	0.050	0.100	0.075
Efecto de los meandros del cauce (No aplica)	m ₅	N/A	N/A	N/A	N/A
		N/A	N/A	N/A	N/A

Con base en los recorridos de campo y la literatura técnica existente de hidráulica de canales, se determinaron los coeficientes de rugosidad. Éstos se asignaron con base en el tipo de vegetación y material existente en el lecho y laderas del cauce.

En la tabla que se presenta a continuación, se entrega el valor del coeficiente de Manning para la zona de estudio.

Tabla 19. Cálculo del coeficiente n de Manning para la corriente.

	Factor	Lecho	Banca
Selección de la rugosidad del canal en	n_b	0.04	0.04
	n_1	0.003	0.001
	n_2	0.003	0.001
	n_3	0.01	0.01
	n_4	0.05	0.04
	m_5	1	1
n Manning	n_{ch}	0.106	0.092

5.3. RESULTADOS

A continuación, se muestran los resultados de la modelación del box Culvert, en donde se muestra el nivel del agua para un periodo de retorno de 25 y 100 años.

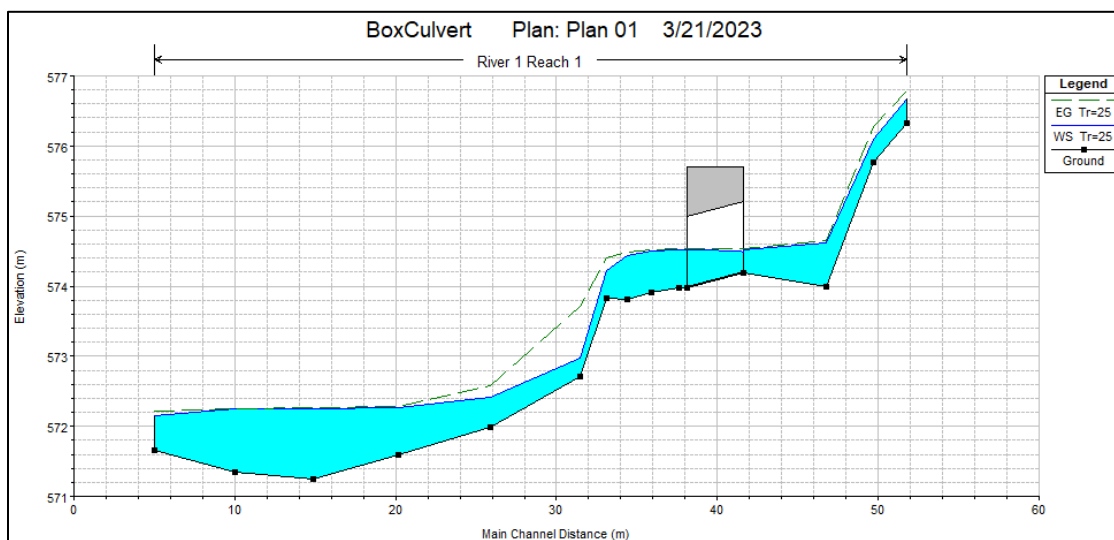
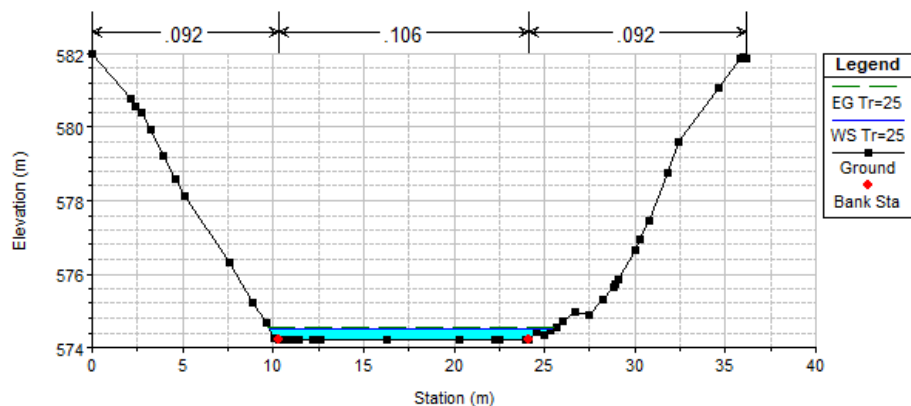
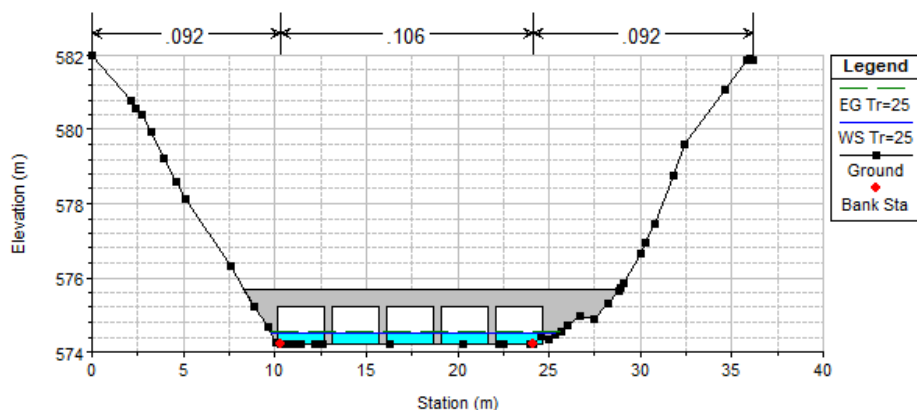


Figura 19. Perfil de flujo de la fuente hídrica del Box Culvert para un $Tr=25$ años.

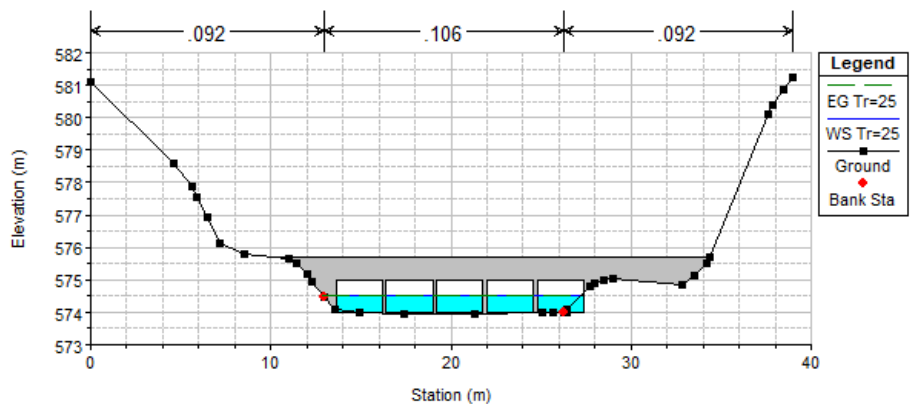
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



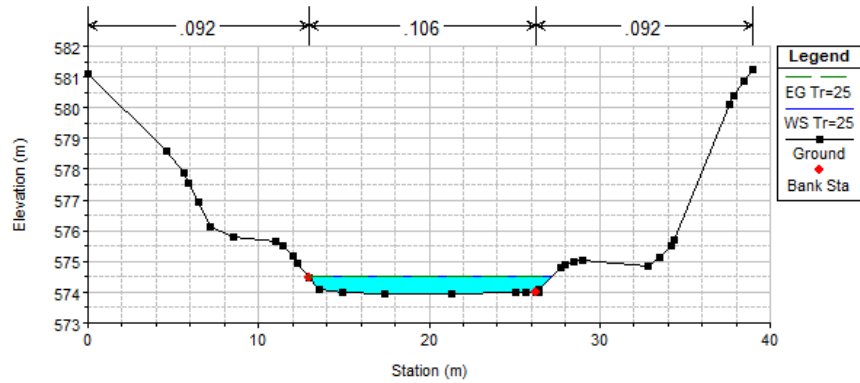
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



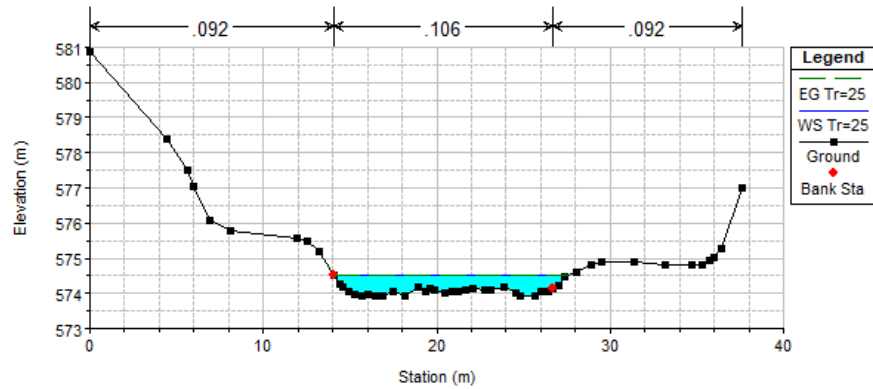
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



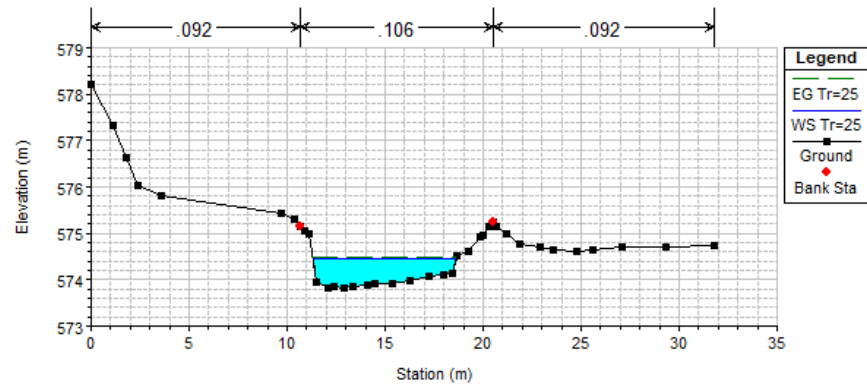
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



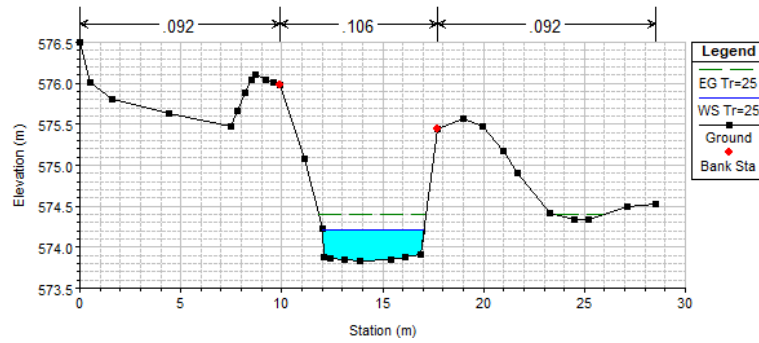
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



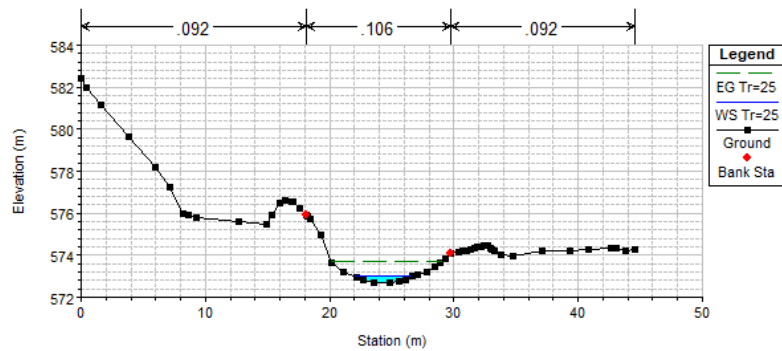
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



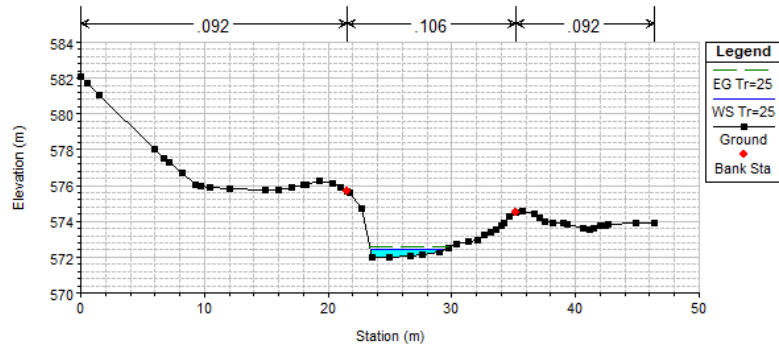
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



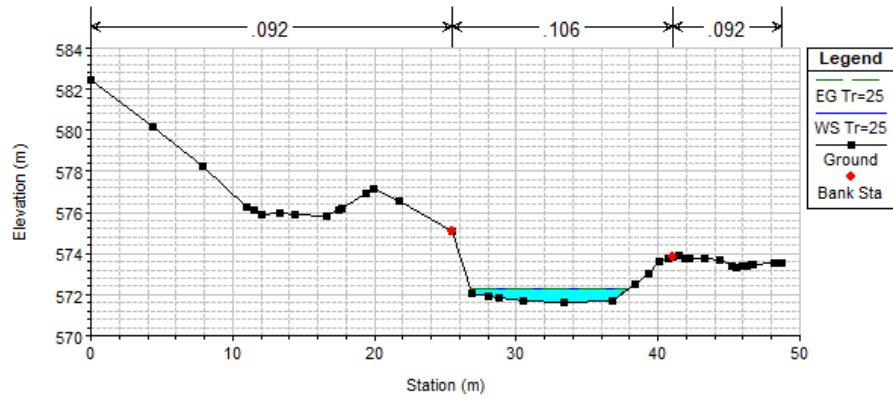
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



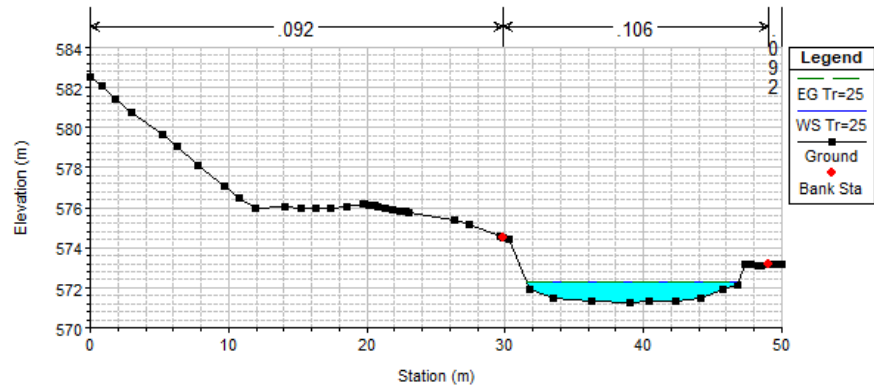
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



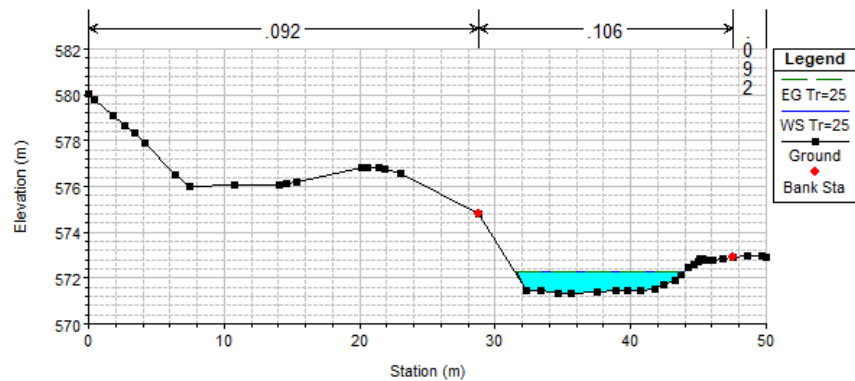
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023

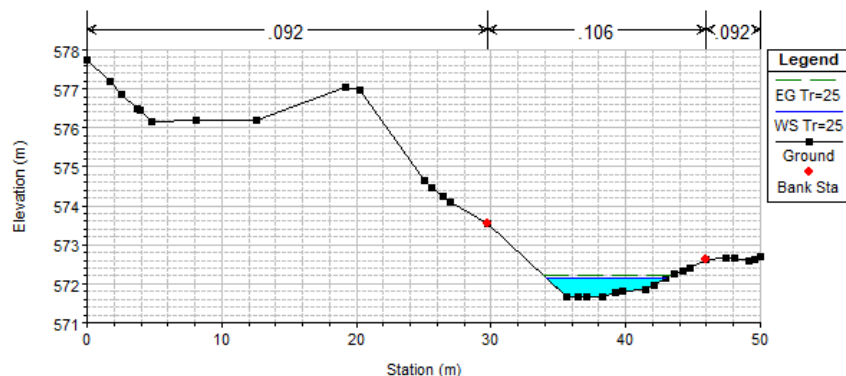


Figura 20. Secciones transversales para un período de retorno de 25 años.

Tabla 20. Resultados de la modelación par un periodo de retorno de 25 años.

Sección	Qtotol (m3/s)	Elevación canal (msnm)	Elevación línea de agua (m)	Vel (m/s)	Área (m2)	Número de Froude
158	3.36	576.33	576.66	1.51	2.24	1.01
151	3.36	575.77	576.09	1.92	1.75	1.3
141	3.36	574	574.62	0.72	4.69	0.32
124	3.36	574.19	574.51	0.78	4.42	0.45
123	Culvert					
111	3.36	573.97	574.52	0.48	7.14	0.21
106	3.36	573.91	574.5	0.58	5.85	0.28
101	3.36	573.81	574.44	0.95	3.53	0.44
97	3.36	573.83	574.22	1.88	1.79	1.01
91	3.36	572.71	572.98	3.81	0.88	2.75
73	3.36	571.98	572.41	1.78	1.88	1.01
54	3.36	571.59	572.26	0.58	5.8	0.26
37	3.36	571.24	572.26	0.29	11.67	0.11
21	3.36	571.34	572.24	0.37	9.09	0.14
5	3.36	571.66	572.15	1.11	3.03	0.61

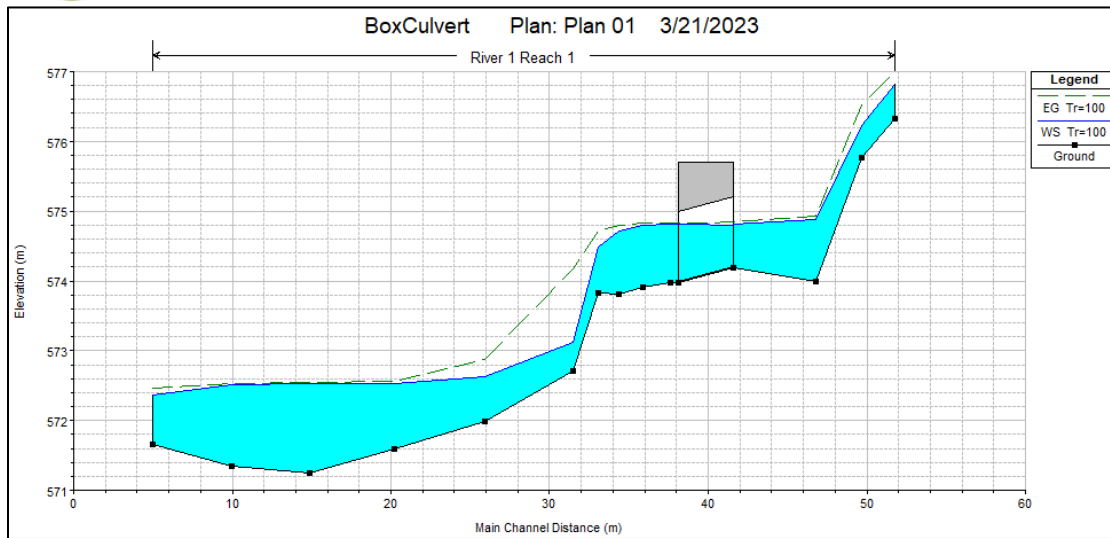
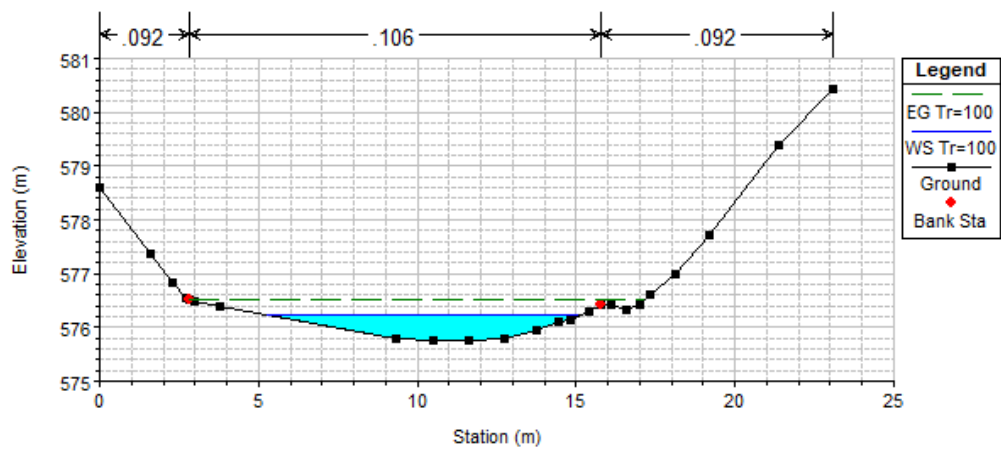
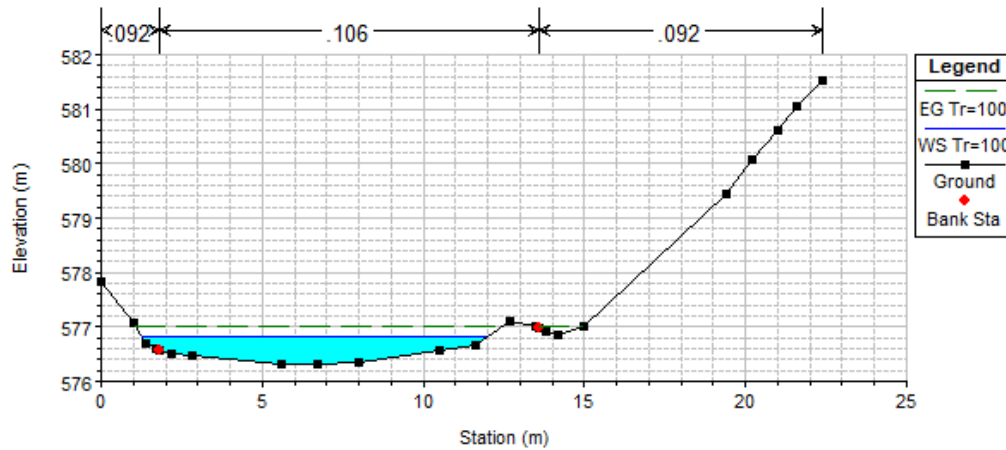
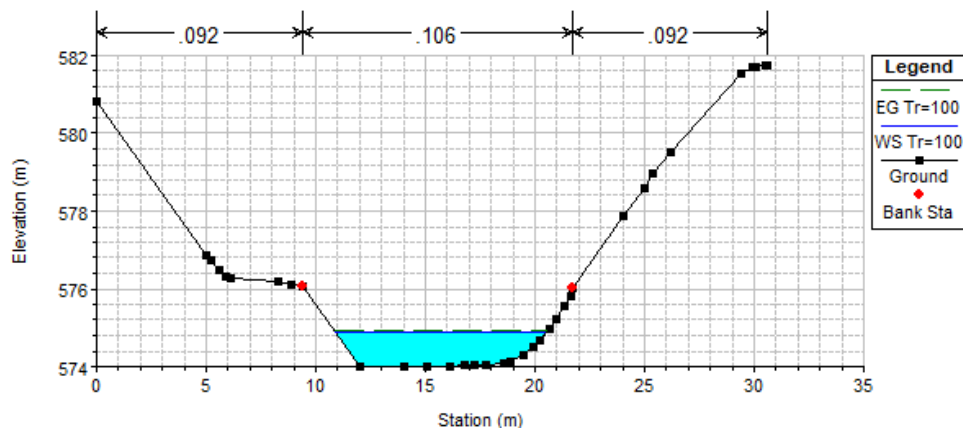


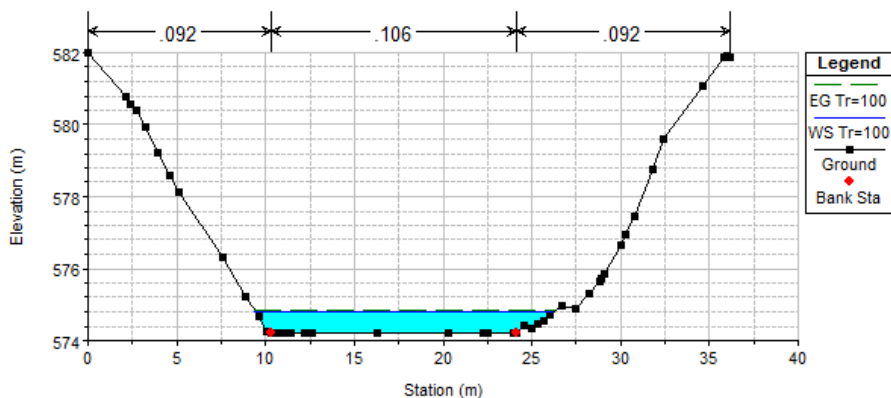
Figura 21. Perfil de flujo de la fuente hídrica del Box Culvert para un Tr=100 años.



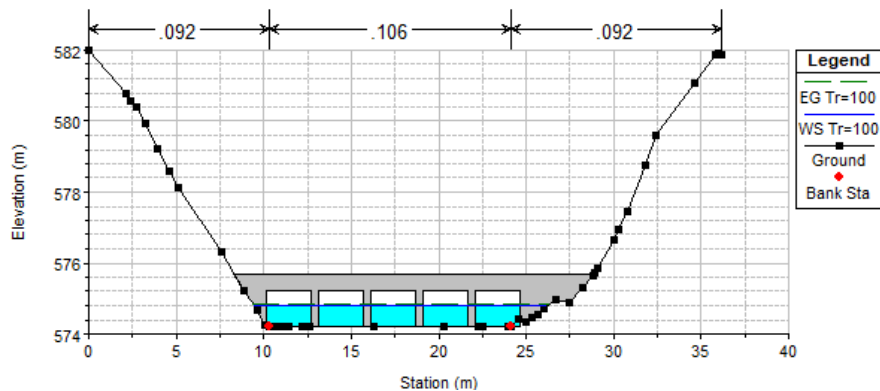
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



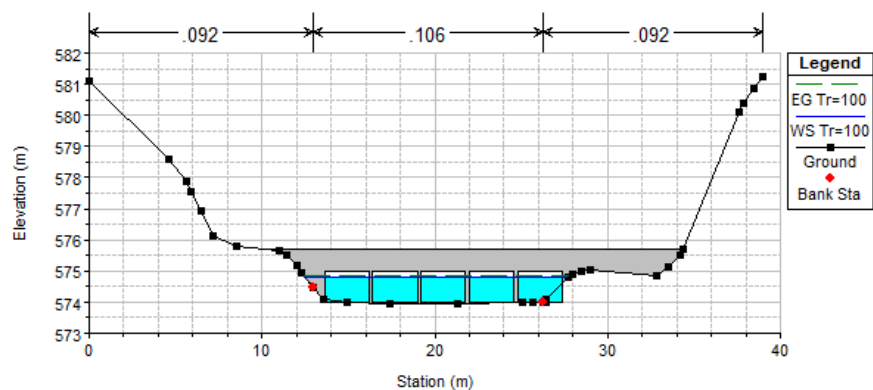
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



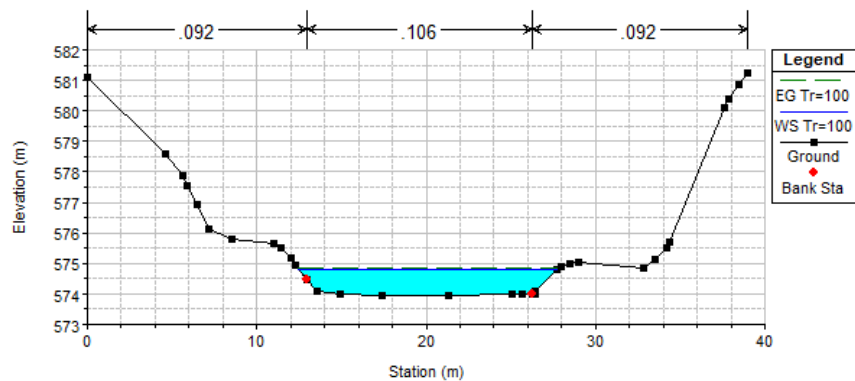
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



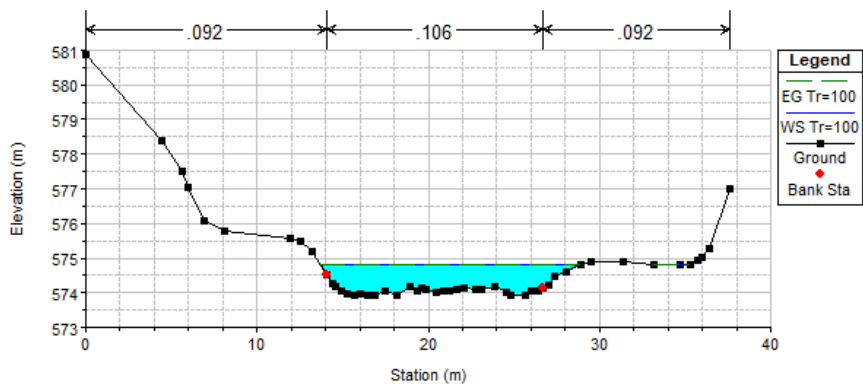
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



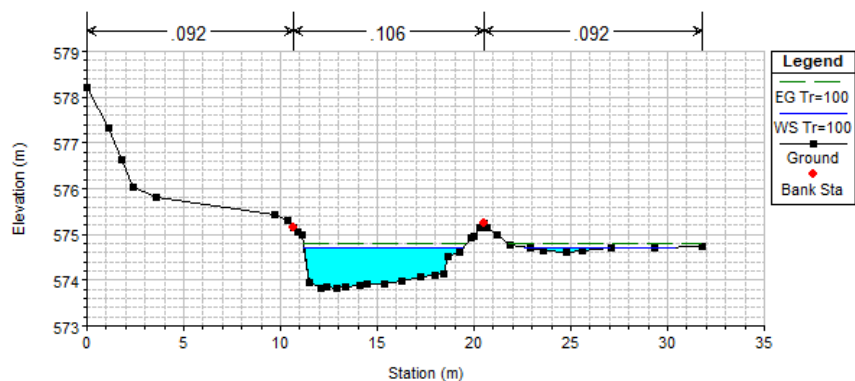
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



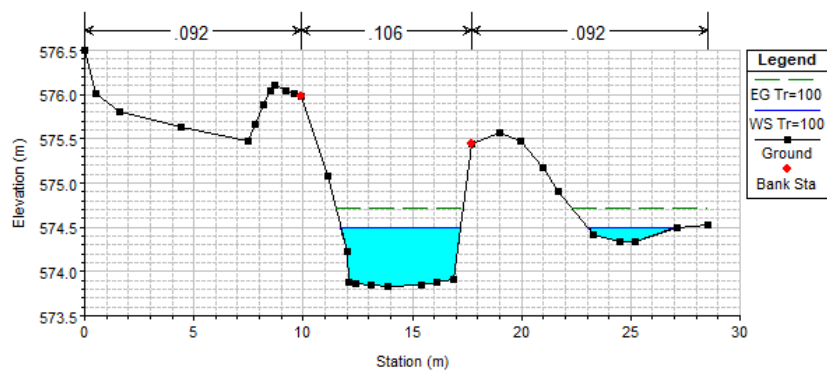
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



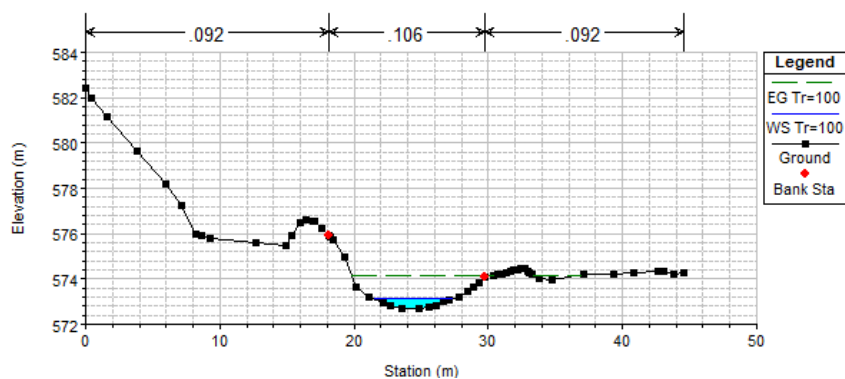
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



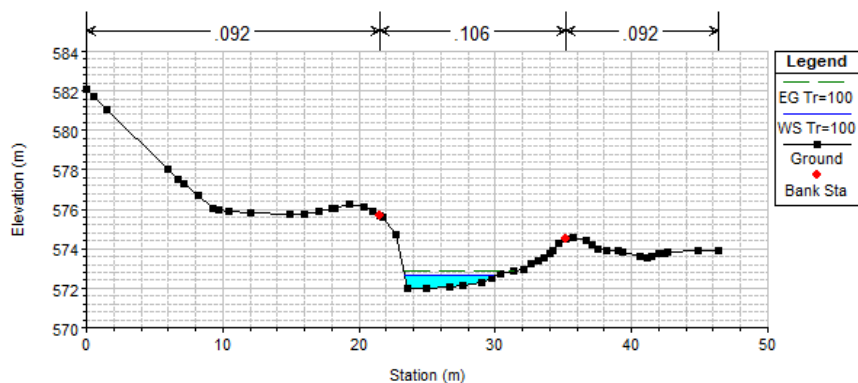
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



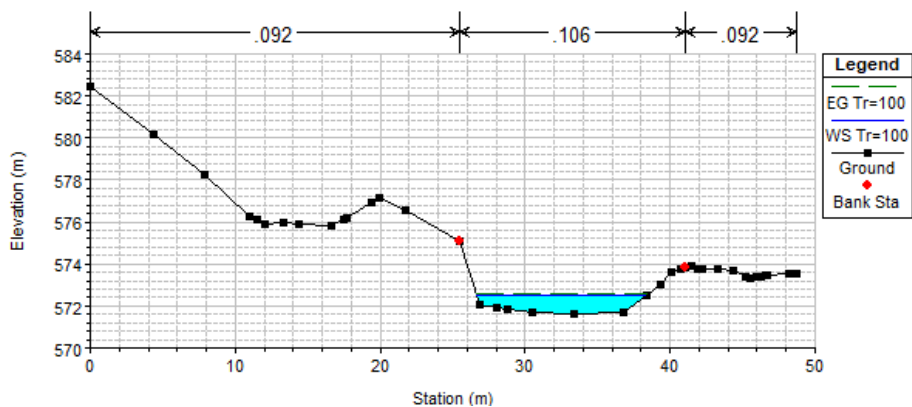
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



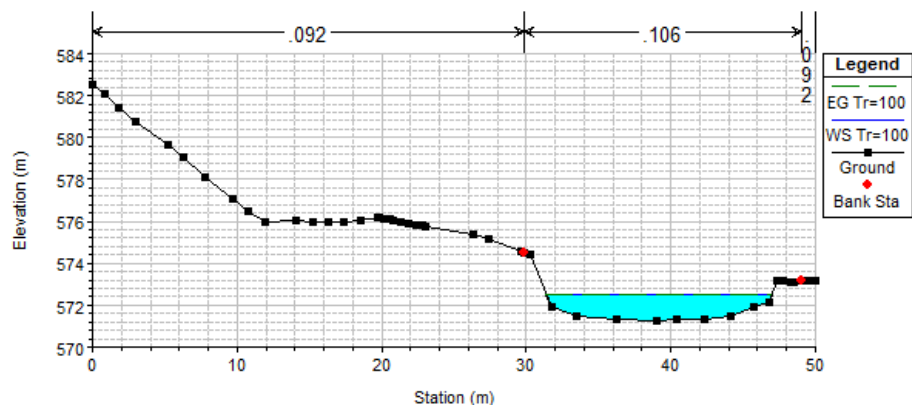
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



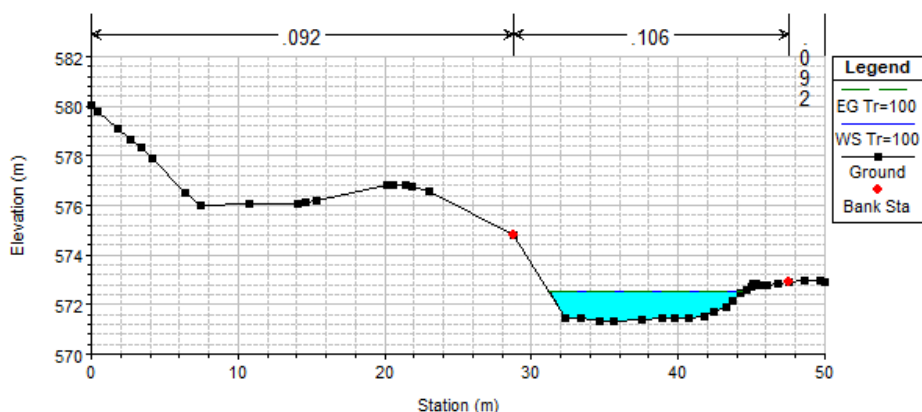
BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023



BoxCulvert Plan: Plan 01 3/21/2023

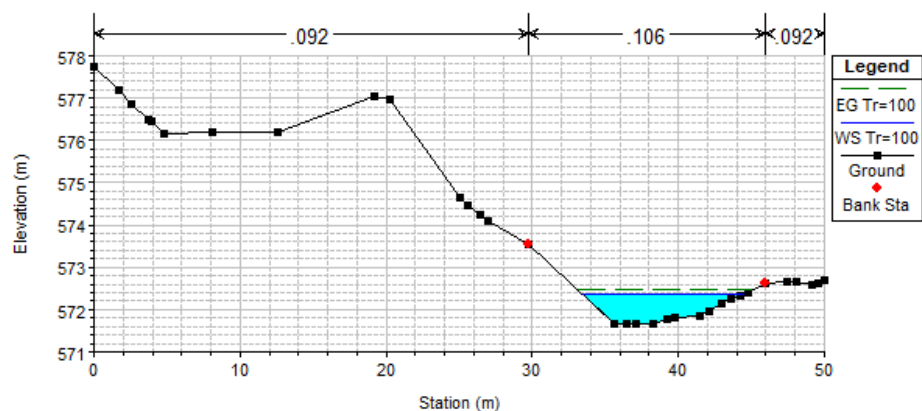


Figura 22. Secciones transversales para un período de retorno de 100 años.

Tabla 21. Resultados de la modelación para un período de retorno de 100 años.

Sección	Qtot (m ³ /s)	Elevación canal (msnm)	Elevación línea de agua (m)	Vel (m/s)	Área (m ²)	Número de Froude
158	7.14	576.33	576.81	1.89	3.8	1
151	7.14	575.77	576.23	2.42	2.95	1.41
141	7.14	574	574.88	1.01	7.08	0.38
124	7.14	574.19	574.82	0.78	9.44	0.32
123	Culvert					
111	7.14	573.97	574.82	0.63	11.53	0.22
106	7.14	573.91	574.8	0.73	10.11	0.27
101	7.14	573.81	574.72	1.24	5.99	0.48
97	7.14	573.83	574.49	2.11	3.64	0.88
91	7.14	572.71	573.11	4.55	1.57	2.8
73	7.14	571.98	572.63	2.2	3.24	1.01
54	7.14	571.59	572.54	0.8	8.93	0.29
37	7.14	571.24	572.53	0.45	15.88	0.14
21	7.14	571.34	572.51	0.57	12.42	0.19
5	7.14	571.66	572.36	1.38	5.18	0.64

Como puede observarse en los resultados presentados anteriormente, el Box Culvert presenta capacidad hidráulica suficiente tanto para el período de retorno de 25 años, que es el de diseño, como también para el de 100 años. Además, se observa que todas las celdas son funcionales en la estructura, no se percibe que el flujo se decante para un lado mas que otro, por lo que todas las celdas consideradas son necesarias para el drenaje total y correcto de la corriente. En ningún caso, el flujo sobrepasa la estructura, ni trabaja al 100% de su capacidad, por lo que puede asegurarse que en este punto la vía se conserva y no presenta riesgo ante una inundación por aumento del nivel de la quebrada.

6. DISEÑO ESTRUCTURAL

6.1. GENERALIDADES

6.1.1. Descripción

En el k1+450 de la vía La Usa Caicedo se proyecta la construcción de una obra hidráulica tipo Box Culvert de cinco (5) celdas, con longitud de 13.15 m medidos a eje, el espesor superior e inferior es igual a 0.30cm. El diseño se realiza a partir de los requerimientos técnicos de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes LRFD – CCP14.

En la siguiente figura se presenta la geometría en planta y en alzado del Box Culvert multicelda.

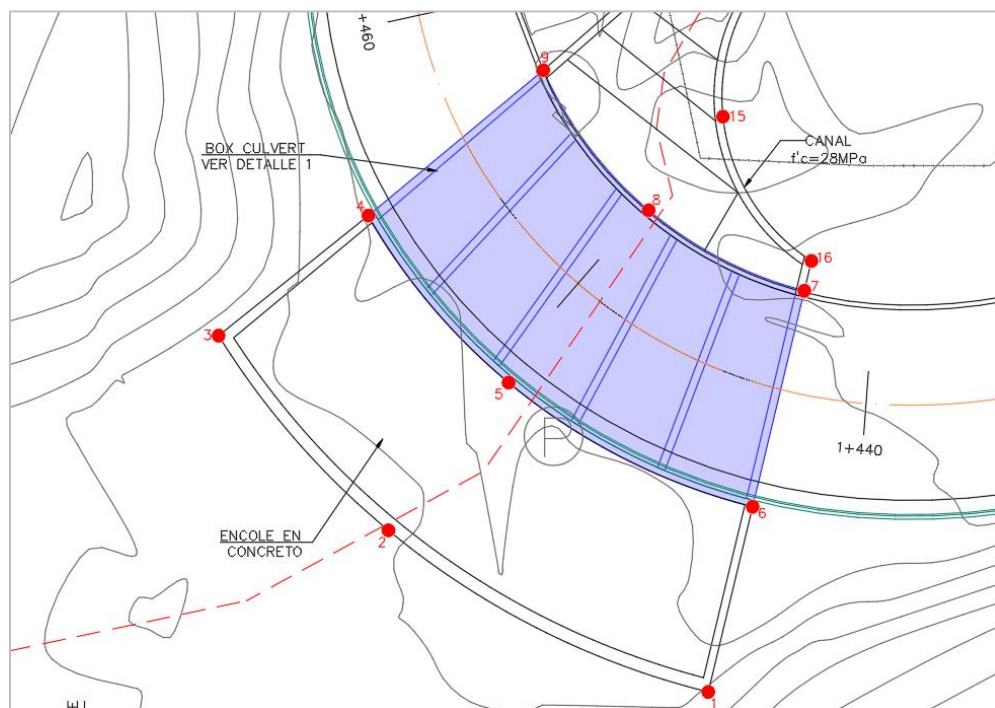


Figura 23. Planta general de Box Culvert k1+450.

6.1.1.1. Geometría

La geometría del Box Culvert en planta y en sección transversal se presenta en las siguientes figuras.

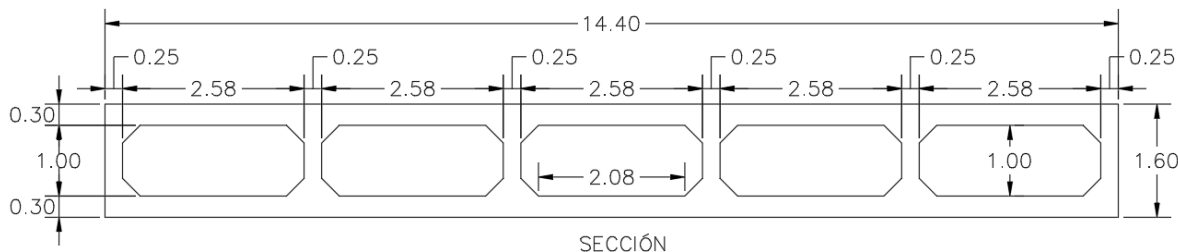


Figura 24. Sección transversal Box Culvert k1+450.

6.1.2. Normas de diseño

El diseño estructural presentado se realiza de acuerdo con los requerimientos y especificaciones de la siguiente normativa.

- Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14.
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, sexta edición (2012).

6.1.3. Estudio geotécnico

Las características de los geo-materiales tanto para el lleno como para la cimentación de la estructura fueron tomadas del estudio geotécnico del proyecto. A continuación, se describen los parámetros geotécnicos empleados en el diseño estructural.

Suelo de Lleno.

- Peso específico del suelo: 19 kN/m³.
- Ángulo de fricción interna: 30°
- Cohesión: 0.0.

Suelo de cimentación:

- Peso específico del suelo: 16 kN/m³.
- Ángulo de fricción interna: 30°
- Cohesión: 8.0 kPa.
- Capacidad de carga: 68 kPa.

6.2. ASPECTOS DE RESISTENCIA

En los aspectos de resistencia se consideran los factores de modificación de carga empleados en la metodología de diseño LRFD.

6.2.1. Factores de modificación de carga

De acuerdo con el numeral 12.5.4 las estructuras enterradas deberán ser consideradas como no redundantes bajo cargas del suelo de relleno y redundantes bajo cargas dinámicas.

6.2.1.1. Redundancia

De acuerdo con el numeral 1.3.4 del CCP-14 para cada estado límite se aplica el siguiente factor de redundancia:

Estado límite de resistencia:

- $\eta_R=1.0$ para niveles convencionales de redundancia.
- $\eta_R \geq 1.05$ para miembros no redundantes.

En los demás estados límites:

- $\eta_R=1.0$.

6.2.1.2. Ductilidad

De acuerdo con el numeral 1.3.3 del CCP-14 para cada estado límite se aplica el siguiente factor de ductilidad:

Estado límite de resistencia:

- $\eta_D=1.0$ para diseños convencionales.

En los demás estados límites:

- $\eta_D=1.0$.

6.2.1.3. Importancia operacional

De acuerdo con el numeral 1.3.5 del CCP-14 para cada estado límite se aplica el siguiente factor de importancia.

Estado límite de resistencia:

- $\eta_I=1.0$ para diseños convencionales

En los demás estados límites:

- $\eta_I=1.0$

6.2.1.4. Factor de modificación.

De acuerdo con los numerales anteriores los factores de modificación de carga para los estados límites aplicables corresponden a los indicados a continuación:

Tabla 22. Factores de modificación de carga.

Factor	Estado límite de resistencia	Demás estados límites
Ductilidad	$\eta_D = 1.00$	$\eta_D = 1.00$
Redundancia	$\eta_R = 1.05$	$\eta_R = 1.00$
Importancia operacional	$\eta_I = 1.00$	$\eta_I = 1.00$

Factor de modificación: Estado límite de resistencia.

Cargas máximas: $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1.00 * 1.05 * 1.0 = 1.05$

Cargas mínimas: $\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} = \frac{1}{1.00 * 1.05 * 1.0} = 0.95$

Factor de modificación: Todos los estados límites.

Cargas máximas: $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1.00 * 1.00 * 1.0 = 1.00$

Cargas mínimas: $\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} = \frac{1}{1.00 * 1.00 * 1.0} = 1.00$

6.2.2. Factor de resistencia

Los factores o coeficientes de resistencia empleados en el diseño de los componentes del Box Culvert se deben tomar como (Art 5.5.4.2.1 del CCP14):

Para cortante y torsión:

Concreto de densidad normal: $\phi = 0.90$

Para secciones en concreto reforzado controladas por tracción.

Factor de resistencia: $\phi = 0.90$

6.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Los materiales empleados en el diseño estructural, se describen a continuación:

6.3.1. Acero de refuerzo

El acero de refuerzo empleado en la construcción de la estructura deberá cumplir con la siguiente especificación:

- El acero de refuerzo corrugado ASTM A706 Grado 60 con resistencia a la fluencia de $f_y=420$ MPa y módulo de elasticidad igual a $E_a=200$ GPa.

6.3.2. Concretos

Las características del concreto para la estructura se describen a continuación:

- La resistencia a la compresión del concreto medida a los 28 días será como mínimo de $f'_c=28.0$ MPa, $E_c=4800\sqrt{f'_c}=25399.0$ MPa, densidad 24 kN/m³.

7. PARÁMETROS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO.

7.1. CARGAS DE DISEÑO

De acuerdo al CCP-14 en el numeral 3.3.2 se deben considerar las siguientes cargas permanentes y transitorias en el diseño estructural.

7.1.1. Cargas permanentes

- Peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales (DC)
- Peso propio de la carpeta de rodamiento (DW)
- Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV)
- Empuje horizontal del suelo (EH)

7.1.1.1. Peso propio

El peso propio de los componentes estructurales del Box Culvert, tales como muros y losas son considerados automáticamente por el software de diseño estructural empleado para la elaboración del modelo matemático (Midas Civil 2020).

7.1.1.2. Peso propio de la carpeta de rodamiento (DW).

Para el peso propio de la carpeta de rodamiento se considera un espesor de pavimento de 7.5 cm, por tanto, el peso por unidad de área es igual a:

$$DW = 0.08m * 22.5kN/m^3 = 1.8kN/m^2$$

Se considera como peso específico del pavimento $\gamma_{DW} = 22.5kN/m^3$.

7.1.1.3. Empuje horizontal del lleno (EH).

El suelo de lleno ejerce una presión sobre los muros del Box Culvert, la cual se determina mediante la ecuación 3.11.5 CCP-14.

$$EH = \frac{1}{2} \gamma k H^2$$

Donde:

γ : Peso unitario del suelo de lleno (19.0kN).

k_a : Coeficiente de presión lateral de suelo.

H : Altura total del lleno (1.80m).

Para el diseño se considera que se podría desarrollar tanto el empuje activo como el empuje en reposo, por tanto se calculan los coeficientes de empuje para ambas condiciones.

El coeficiente de presión lateral activa de suelo se calcula a partir de la siguiente ecuación (Art 3.11.5.3 CCP-14).

$$k_a = \frac{\text{seno}^2(\theta + \varphi'_f)}{\Gamma(\text{seno}^2\theta \text{seno}(\theta - \delta))}$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{seno}^2(\varphi'_f + \delta) \text{seno}(\varphi'_f - \beta)}{\text{seno}(\theta - \delta) \text{seno}(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Donde:

δ : Angulo de fricción entre el relleno y el muro.

β : Angulo del relleno con respecto a la horizontal (0.0°).

β : Angulo de la cara trasera del muro con respecto a la horizontal (90°).

φ'_f : Angulo de fricción interna del suelo del lleno de aproximación ($\phi=30^\circ$).

$$k_a = 0.30$$

$$p = \gamma k_a H$$

El coeficiente de presión lateral de suelo en reposo se calcula a partir de la siguiente ecuación (Art 3.11.5.2 CCP-14).

$$k_o = 1 - \text{seno}(\varphi'_f)$$

Donde:

k_o : Coeficiente de presión lateral del suelo en reposo.

φ'_f : Angulo de fricción efectiva del suelo ($\phi=30^\circ$).

$$k_o = 1 - \text{seno}(30) = 0.50$$

Empuje lateral del suelo: Condición en reposo

$$EH_o = \gamma k_o H = 19.0 \text{ kN/m}^3 * 0.5 * 1.80 \text{ m}$$

$$EH_o = 17.1 \text{ kPa}$$

Empuje lateral del suelo: Condición activa

$$EH_a = \gamma k_a H = 19.0 \text{ kN/m}^3 * 0.3 * 1.80 \text{ m}$$

$$EH_a = 10.3 \text{ kPa}$$

7.1.1.4. Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV)

Para el peso propio del suelo de relleno se considera un espesor de 50 cm sobre la losa superior del Box Culvert, por tanto, el peso por unidad de área es igual a:

$$EV = \gamma H$$

Donde:

γ : Peso unitario del suelo de lleno (19.0kN).

H : Altura total del sistema de los muros laterales del Box Culvert (1.30m).

$$EV = 0.50 \text{ m} * 19.0 \text{ kN/m}^3$$

$$EV = 9.5 \text{ KPa}$$

7.1.2. Cargas transitorias

En el diseño estructural se consideran las siguientes cargas transitorias actuando sobre el Box Culvert:

- Carga viva vehicular (LL).
- Sobrecarga de carga viva (LS)
- Carga de agua (WA)

7.1.2.1. Carga viva vehicular (LL).

Camión de diseño:

Las cargas aplicadas al modelo estructural del Box Culvert referente al camión diseño son asignadas según el artículo 3.6.1.2.2 del CCP-14, en el cual el camión de diseño está conformado por tres ejes de carga, donde el eje direccional tiene una carga de 40 kN y los ejes traseros tienen una carga de 160 kN. La figura que se muestra a continuación corresponde al camión de diseño tomado de la norma.

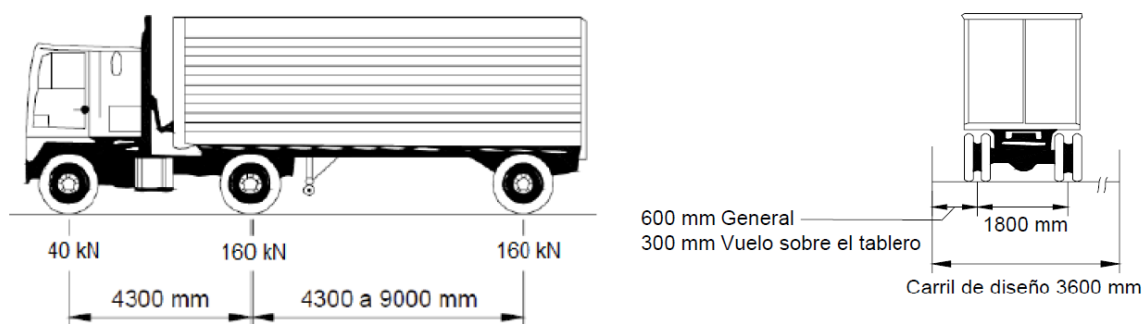


Figura 25. Cargas por eje del camión tipo CCP-14

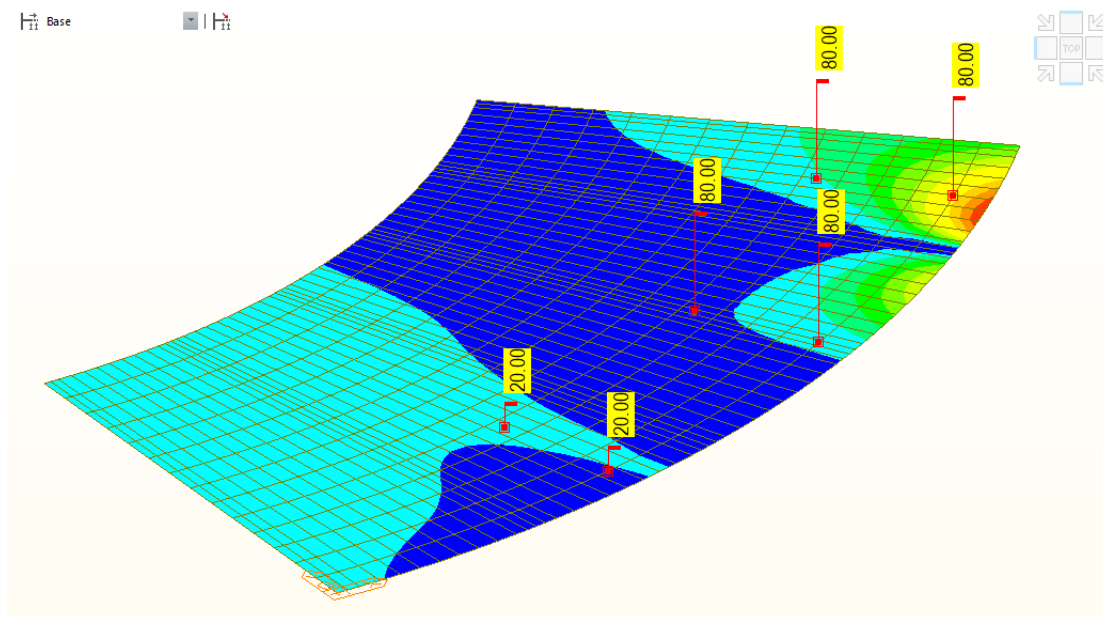


Figura 26. Carga de camión de diseño sobre losa superior.

Tándem de diseño:

El CCP-14 en el artículo 3.6.1.2.3 estipula que el tándem de diseño debe consistir en un par de eje de 125 kN separados 1.20 m entre sí. El espaciamiento transversal de las llantas debe tomarse como 1.8 m.

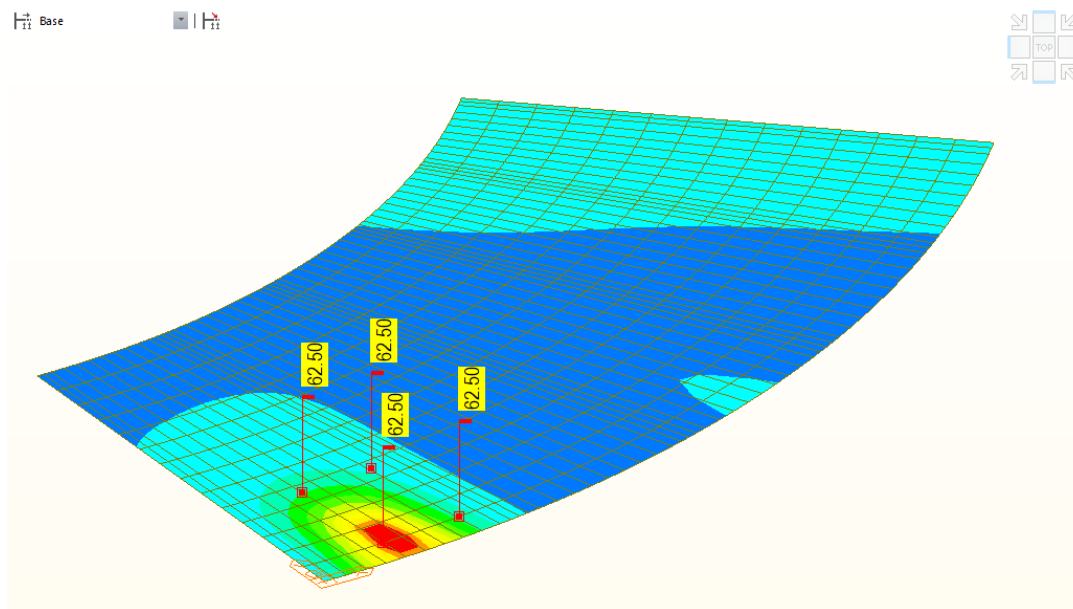


Figura 27. Carga de Tándem de diseño sobre losa superior.

7.1.2.2. Sobrecarga de carga viva (LS)

Se considera el efecto de la sobrecarga por carga viva sobre los muros laterales del Box Culvert mediante el incremento de la presión horizontal, la cual se determina con la siguiente ecuación 3.11.6.4-1 del CCP-14.

$$LS = k\gamma_s h_{eq}$$

Donde:

k : Coeficiente de empuje lateral de suelo.

γ_s : Peso específico del suelo de lleno.

h_{eq} : Altura equivalente de suelo para carga vehicular (600mm Tabla 3.11.6.4-1)

Tabla 23. Altura equivalente de suelo para carga vehicular (perpendicular al tráfico) – Tomado de CCP14.

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥6000	600

La altura a ejes de los muros laterales corresponde a 1.30 m, por tanto, la altura equivalente de suelo para carga vehicular se determina con interpolación lineal.

$$h_{eq} = 1.24 \text{ m}$$

De acuerdo con lo anterior, la sobrecarga de carga viva para la condición en reposo y activa se determina como:

Condición de empuje: Reposo.

$$LS_o = k_o \gamma_s h_{eq}$$

$$LS_o = 0.50 * 19 \text{ kN/m}^3 (1.24 \text{ m})$$

$$LS_o = 11.78 \text{ kN/m}^2$$

Condición de empuje: Activa.

$$LS_a = k_a \gamma_s h_{eq}$$

$$LS_a = 0.30 * 19 \text{ kN/m}^3 (1.24 \text{ m})$$

$$LS_a = 7.07 \text{ kN/m}^2$$

7.1.2.3. Carga de agua (WA)

La presión estática de agua que actúa perpendicularmente a la superficie de la losa inferior del Box Culvert se determina como el producto entre la altura de la lámina de agua y el peso específico del agua.

$$WA = \gamma_s h_w$$

Donde:

γ_w : Peso específico del agua (10 kN/m³).

h_{eq} : Altura de lámina de agua (0.80 m).

$$WA = 0.80 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^3$$

$$WA = 8.0 \text{ kPa}$$

8. COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga empleadas en el diseño estructural se tomaron de la tabla 3.4.1-1 y de la tabla 3.4.1-2 CCP-14. Para cada uno de los estados limites aplicables, a continuación, se describen los factores de carga empleados.

Tabla 24. Combinaciones de carga de diseño.

No	Tipo	Estado limite	Combinación	Descripción
1	RIa	Resistencia	1.25DC+1.30EV+1.50EHa+1.75LL+1.75LSa	Cargas verticales máximas y cargas horizontales máximas
2	RIb	Resistencia	1.25DC+1.30EV+1.35EHo+1.75LL+1.75LSo	Cargas verticales máximas y cargas horizontales máximas

No	Tipo	Estado limite	Combinación	Descripción
3	RIc	Resistencia	1.25DC+1.30EV+0.90EHa+1.75LL+1.75LSa	Cargas verticales máximas y cargas horizontales mínimas
4	RIId	Resistencia	1.25DC+1.30EV+0.90EHO+1.75LL+1.75LSO	Cargas verticales máximas y cargas horizontales mínimas
5	RIe	Resistencia	0.90DC+0.90EV+1.50EHa+1.75LL+1.75LSa	Cargas verticales mínimas y cargas horizontales máximas
6	RIIf	Resistencia	0.90DC+0.90EV+1.35EHO+1.75LL+1.75LSO	Cargas verticales mínimas y cargas horizontales máximas
7	SIa	Servicio	1.00DC+1.00EV+1.00EHa+1.00LL+1.00LSa	Carga vertical máxima y carga horizontal máxima
8	SIB	Servicio	1.00DC+1.00EV+1.00EHO+1.00LL+1.00LSO	Carga vertical máxima y carga horizontal máxima
9	SIC	Servicio	1.00DC+1.00EV+1.00EHO+1.00LL+1.00WA	Carga vertical máxima y carga horizontal mínima
10	SID	Servicio	1.00DC+1.00EV+1.00EHa+1.00LL+1.00WA	Carga vertical máxima y carga horizontal mínima
11	SIE	Servicio	1.00DC+1.00EV+1.00EHO+1.00LSO	Carga vertical mínima y carga horizontal máxima
12	SIF	Servicio	1.00DC+1.00EV+1.00EHa+1.00LSa	Carga vertical mínima y carga horizontal máxima
13	RIaa	Resistencia	1.31DC+1.37EV+1.58EHa+1.84LL+1.84LSa	Cargas verticales máximas y cargas horizontales máximas
14	RIbb	Resistencia	1.31DC+1.37EV+1.58EHO+1.84LL+1.84LSO	Cargas verticales máximas y cargas horizontales máximas
15	RIcc	Resistencia	1.31DC+1.37EV+0.86EHa+1.84LL+1.84LSa	Cargas verticales máximas y cargas horizontales mínimas
16	RIdd	Resistencia	1.31DC+1.37EV+0.86EHO+1.84LL+1.84LSO	Cargas verticales máximas y cargas horizontales mínimas
17	RIee	Resistencia	0.90DC+0.90EV+1.58EHa+1.84LL+1.84LSa	Cargas verticales mínimas y cargas horizontales máximas
18	RIff	Resistencia	0.86DC+0.86EV+1.42EHO+1.84LL+1.84LSO	Cargas verticales mínimas y cargas horizontales máximas

9. MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural del Box Culvert se realizó por medio del software Midas Civil 2020, para el modelo se consideraron las cargas y combinaciones de carga que se describieron en los numerales anteriores.

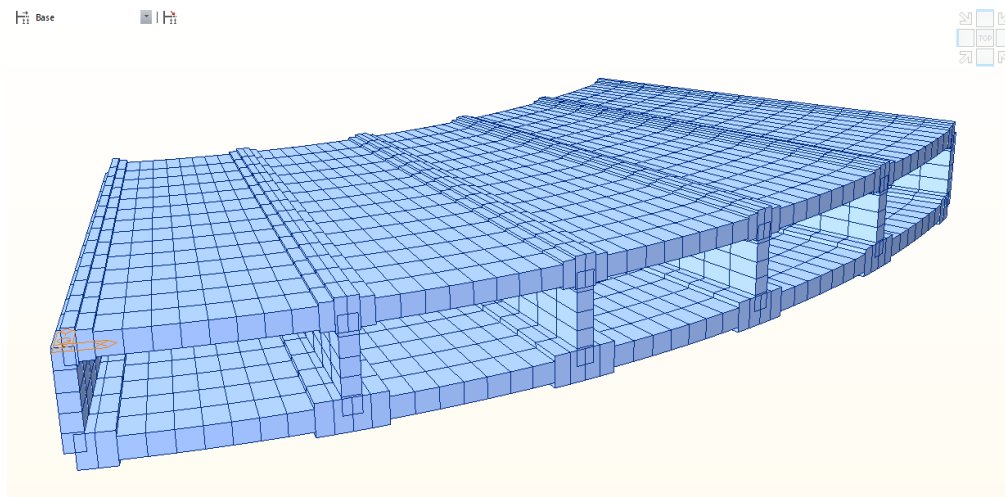


Figura 28. Modelo estructural del Box Culvert

9.1.1. Asignación de cargas.

Las cargas definidas en el numeral 7.1 se asignan como cargas externas al modelo estructural del Box Culvert. En las siguientes figuras se presenta el esquema del modelo estructural con las cargas de diseño asignadas como cargas externas.

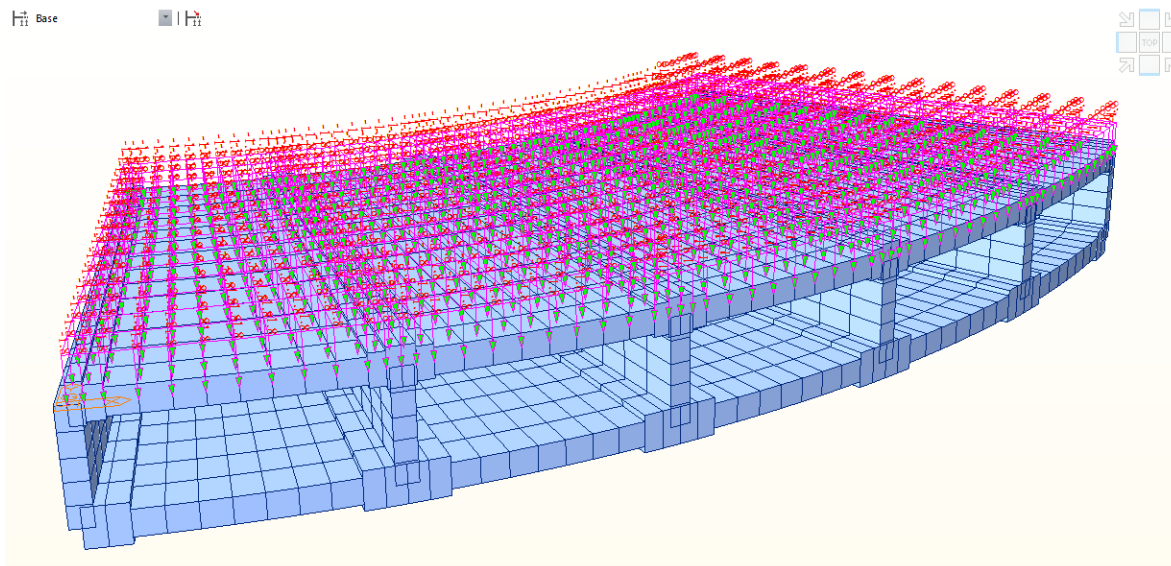


Figura 29. Esquema de carga por peso propio de carpeta asfáltica (DW=1.8kPa).

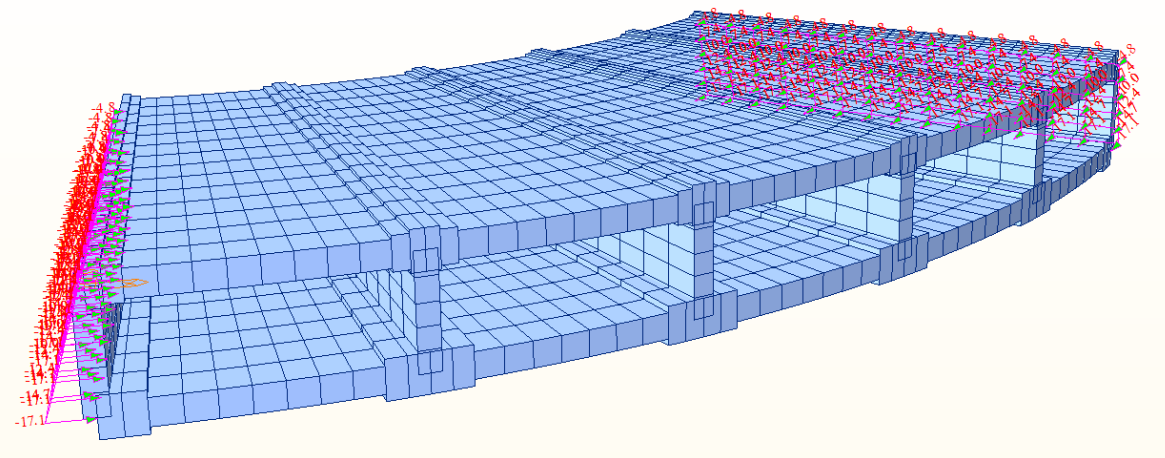


Figura 30. Esquema de carga por empuje horizontal de suelo - reposo ($E_{Ho}=17.1\text{kPa}$).

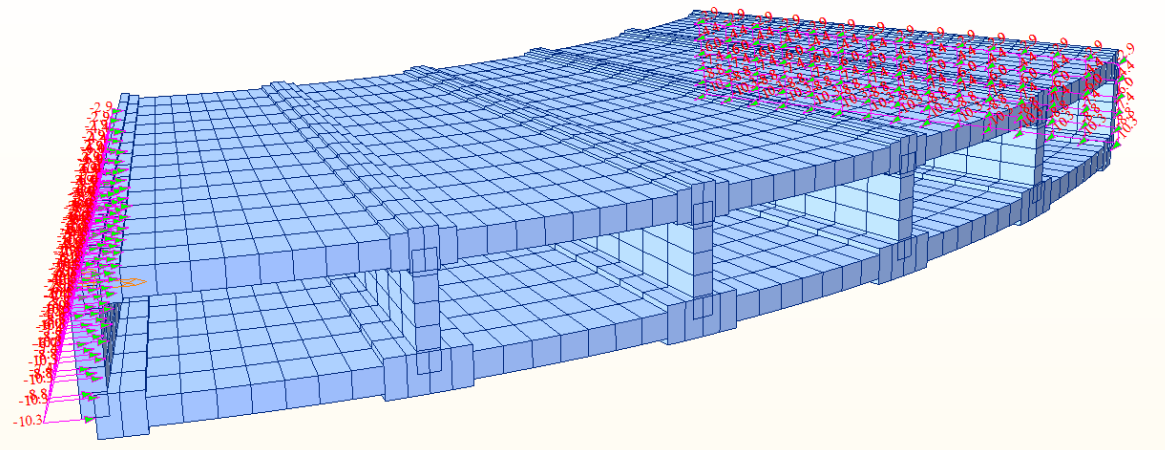


Figura 31. Esquema de carga por empuje horizontal de suelo - activa ($E_{Ha}=10.3\text{kPa}$).

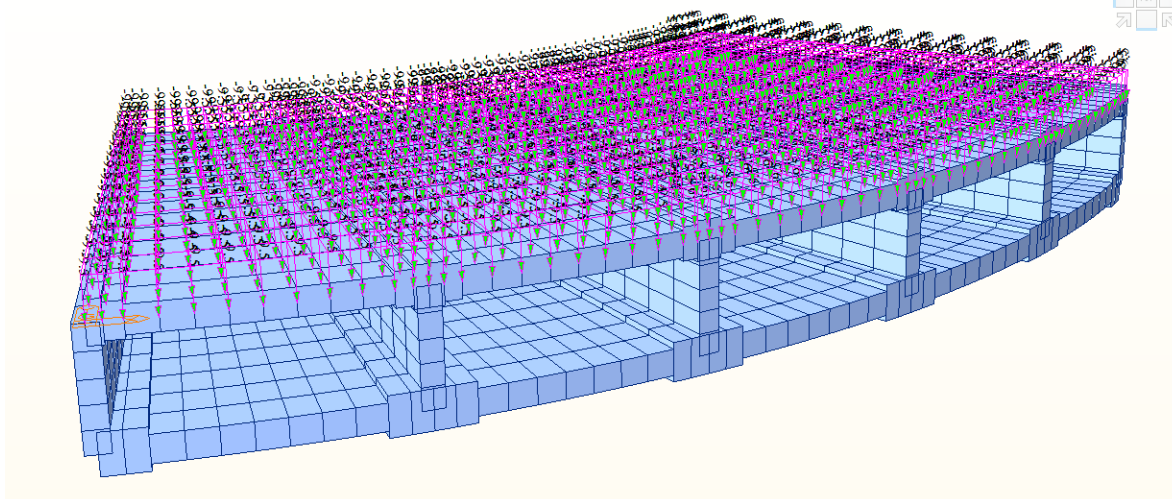


Figura 32. Esquema de carga por presión vertical del peso propio del lleno (EV=9.5kPa)

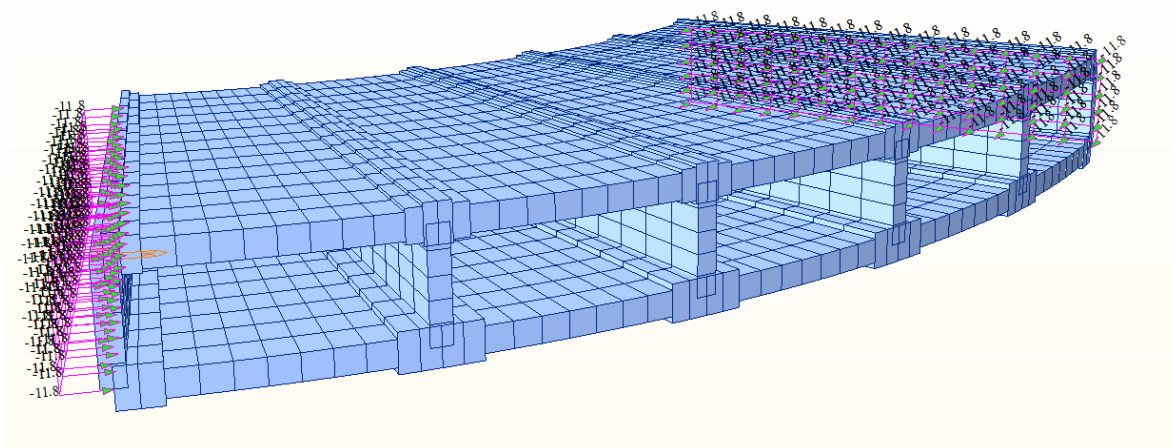


Figura 33. Esquema de carga por sobrecarga de carga viva – Reposo (LSo=11.78kPa)

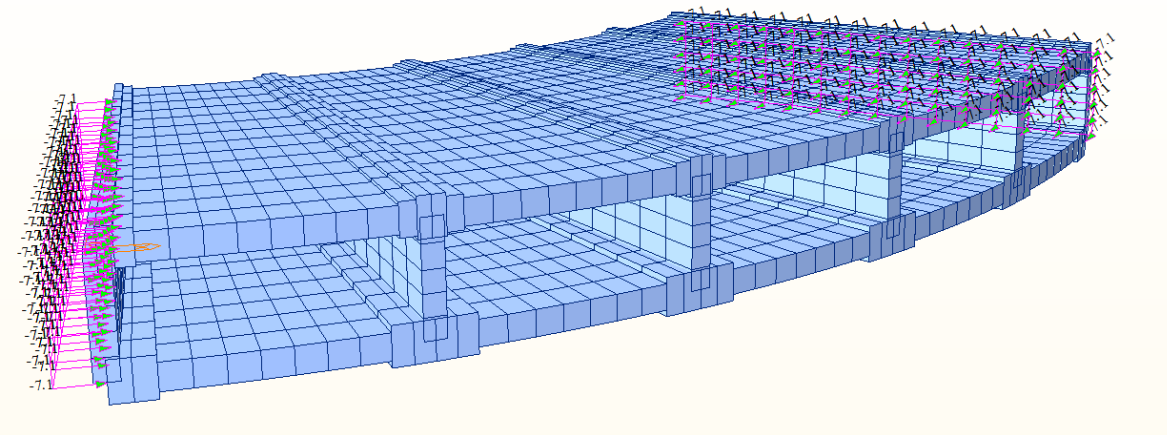


Figura 34. Esquema de carga por sobrecarga de carga viva – Activa ($LSa=7.07kPa$).

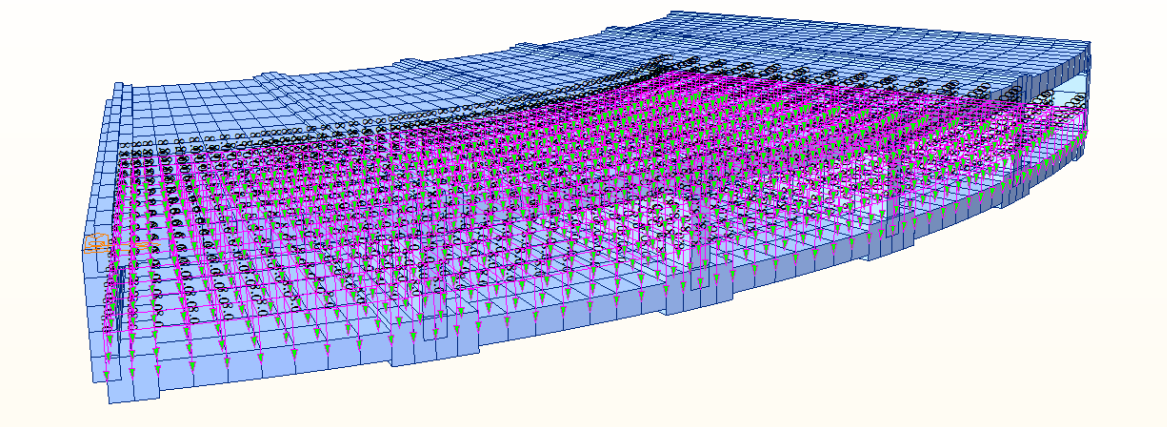


Figura 35. Esquema de carga de agua ($WA=8.0kPa$).

10. DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural de los elementos del Box Culvert (Losas y muros) se realiza para las cargas y combinaciones de carga definidas en los capítulos anteriores, bajo los requerimientos de diseño de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes LRFD CCP-14.

10.1. SOLICITACIONES DE DISEÑO

Las solicitaciones de diseño que se generan en el Box Culvert producto de las cargas de diseño se obtienen del modelo matemático, el cual además de las cargas tiene en cuenta la geometría, las características de los materiales para el cálculo de los esfuerzos de flexión y cortante.

En las siguientes figuras se presenta el esquema con las solicitaciones de diseño a flexión y a cortante generadas en los elementos del Box Culvert.

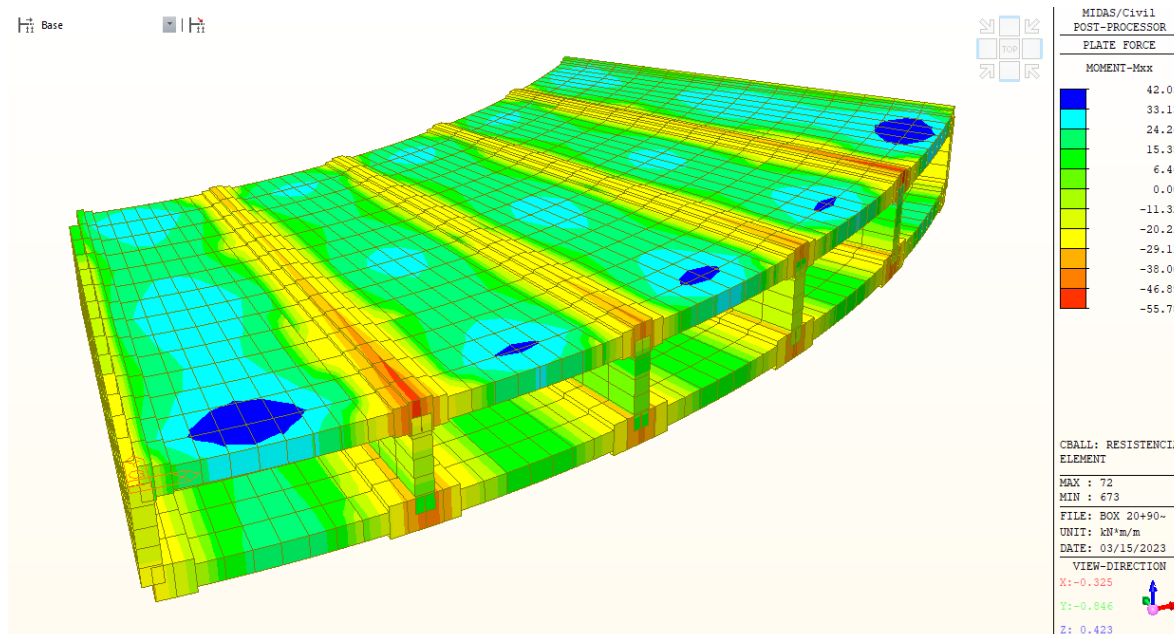


Figura 36. Diagrama de momentos sobre el Box Culvert.

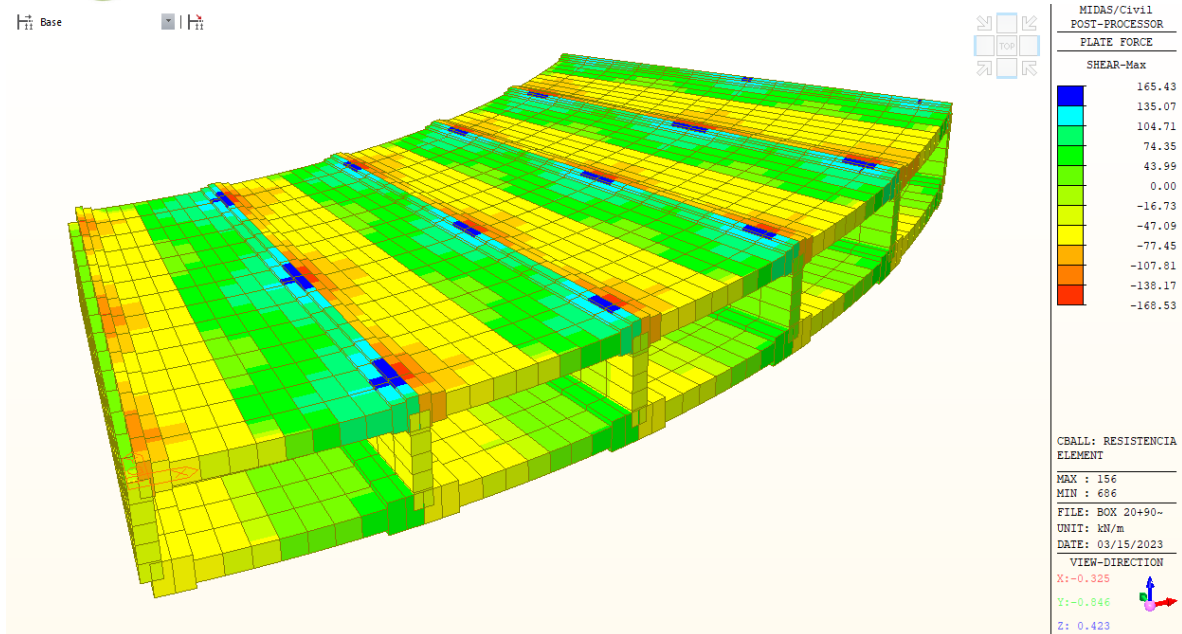


Figura 37. Diagrama de cortante sobre el Box Culvert.

10.2. DISEÑO A FLEXIÓN

El acero de refuerzo a flexión se determina a partir de las solicitaciones de diseño, considerando que el área de refuerzo mínimo para el elemento debe ser por lo menos igual al menor del valor obtenido de las siguientes expresiones (Numeral 5.7.3.3.2 CCP-14).

$$M_d \geq 1.33M_u$$

$$M_{cr} = \gamma_3[(\gamma_1 f_r) S_c]$$

Donde:

f_r : Módulo de rotura del concreto Art 5.4.2.6 CCP14 ($f_r = 0.62\sqrt{f'_c}$)

S_c : Modulo de sección.

γ_1 : Factor de figuración por flexión (1.60)

γ_3 : Relación entre la resistencia especificada y la resistencia última a tracción del refuerzo (0.75 – ASTM A706 Gr60).

El módulo de sección para secciones rectangulares se determina como:

$$S_c = \frac{bH^2}{6}$$

Donde:

H : Espesor del elemento de análisis

b : Ancho unitario de análisis (1.0m)

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r) \frac{bH^2}{6} \right]$$

10.2.1. Cálculo de refuerzo principal

El momento

Mediante de la siguiente ecuación se calcula la cuantía de acero requerida:

$$Mu = \phi b d^2 f_y \rho \left(1 - \frac{0,59 \rho f_y}{f_c} \right)$$

Donde:

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto

f_y : Resistencia a la fluencia del acero

Mu: Momento último

Con base en la ecuación anterior y con las solicitaciones de diseño, se determina el área de acero de refuerzo requerida en cada dirección.

10.3. DISEÑO DE MUROS

10.3.1. Pared derecha

DISEÑO ESTRUCTURAL

Longitud de diseño	b=	1.00	m	
Espesor superior	Tt=	0.25	m	
Espesor en borde extremo	dvc=	0.35	m	
Concreto:				
Resistencia a la compresión	f _c =	28.00	MPa	
Peso unitario del concreto	γ _c =	24.00	kN/m ³	Tabla 3.5.1-1
Densidad del concreto	w _c =	2400.00	kg/m ³	
Factor de corrección para el agregado	K ₁ =	1.00		CCP14 Art 5.4.2.4
Módulo elástico del concreto	E _c = 4800√f' _c	=	25399	MPa CCP14 Ec.5.4.2.4-1
Acero:				
Resistencia a la fluencia	f _y =	420.00	MPa	
Es	E _s =	200000.00	MPa	CCP14 Art 5.4.3.2
Factores				
Relación de los Módulos elásticos	n=	7.87		
Factor de resistencia para Flexión	φ=	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2
Factor de resistencia para Cortante	φ=	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2

Diseño a Flexión

Momento último	M _u =	30.72	kN-m
Recubrimiento	r=	75.00	mm
Barra	Bar=	5/8"	
Dímetro barra	d _b =	15.88	mm
Área barra	A _b =	197.93	mm ²
Altura efectiva	d _e =	167.06	mm
Espaciamiento	s=	250.00	mm

Acero principal **5/8" @0.25**

Área de acero de diseño	A _s =A _b b/s=	791.73	mm ² /m
Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro	$C_b = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0.85 f'_c b} =$	16.44	mm
Bloque de esfuerzos equivalentes	a=β ₁ C _b =	13.97	mm
Resistencia nominal a flexión	M _n = A _s f _y (d _e - a/2) =	53.23	kN-m
Momento resistente factorado	M _r =φ _r M _n =	47.91	kN-m

$$M_R = \phi M_n = M_R > M_u \quad \text{Cumple} \quad \checkmark$$

Refuerzo mínimo

La cantidad de refuerzo de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión M_r, la cual no debe ser menor a 1.33 veces el requerido por la combinación de carga aplicable ó M_{cr}. CCP14 Art 5.7.3.3.2

Profundidad del elemento	d=T _{bot} =	0.25	m	
Distancia al eje neutro	y _t =T _{bot} / 2=	0.13	m	
Momento de inercia del vástago	I _g =b d ³ / 12=	0.001	m ⁴	
Módulo de rotura del concreto	f _r =0.62√f _c =	3.28	MPa	CCP14 Art.5.4.2.6
Módulo de sección de la sección compuesta	S _c =I _g / y _t =	0.010	m ³	
Factor de variación de la fisuración	γ ₁ =	1.60		CCP14 Art.5.7.3.3.2
Relación entre f _y /f _u	γ ₃ =	0.75		CCP14 Art.5.7.3.3.2

Momento aplicado factorado * 1.33	1.33M _u =	40.86	kN-m	
Momento de fisuración	M _{cr} =γ ₃ [(γ ₁ f _r) S _c]=	41.01	kN-m	CCP14 Art.5.7.3.3.2

$$M_R > \min(M_{cr}, 1.33M_u) = \text{Cumple} \quad \checkmark$$

Control de fisuración por medio de la distribución de la armadura

Condición de exposición	2.00	Usamos clase 2 para losas		
Factor de exposición		$\gamma_e =$	0.75	CCP14 Art.5.7.3.4
Espesor de recubrimiento de concreto		$d_c =$	75.00 mm	CCP14 Art.5.7.3.5
Esfuerzo axial en estado limite de servicio		$N_s =$	46.90 kN	
Momento de servicio		$M_{serv} =$	19.40 kN-m	
		$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(T_{bot} - d_c)} =$	1.61	
Esfuerzo admisible en el acero		$f_{ss} \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s(S_{max} + 2d_c)} \leq 0.6f_y =$	143.05 MPa	
		$e = (M_{serv}/N_s) + d - h/2 =$	0.46 m	CCP14 Art.C12.11.3
		$j = 0.74 + 0.1(e/d) =$	1.01	CCP14 Art.C12.11.3
		$i = 1/(1 - jd/e) =$	1.59	CCP14 Art.C12.11.3
		$f_s = \frac{M_{serv} + N_s(d - h/2)}{A_s j i d} =$	100.3 MPa	CCP14 Art.C12.11.3
		$f_s \leq f_{ss} =$	Cumple	✓

Acero por retracción y temperatura

Ancho efectivo		$h =$	1.00 m	
Area de acero por temperatura	$A_{st} = 750 T_{bot} h / 2 (T_{bot} + h) f_y =$		1.79 cm ²	CCP14 eq 5.10.8-1
Chequeo area	$2.34 \text{ cm}^2 \leq A_{st} \leq 12.78 \text{ cm}^2$		2.34 cm ²	CCP14 eq 5.10.8-2
Barra		$\text{Bar} =$	1/2"	
Diametro barra		$D =$	12.70 mm	
Area barra		$A_b =$	126.68 mm ²	
Espaciamento		$s =$	250.00 mm	
Cantidad de barras x metro		$N =$	4.00	
Acero de refuerzo	<u>1/2" @ 0.25</u>	$A_s =$	5.07 cm ²	
		$A_s > A_{st}$	Cumple	✓

Se dispone acero de refuerzo por retracción y temperatura para el refuerzo vertical secundario y el refuerzo horizontal

Diseño a Cortante

Cortante mayorado		$V_u =$	47.30 kN	
Altura efectiva	$d_v = \text{Max}(d - C_b/2, 0.9d_e)$		0.18 m	CCP14 Art.5.8.2.9
Momento factorado		$M_u =$	30.72 kN-m	
Fuerza axial mayorada		$N_u =$	0.00 kN	
Area de acero de refuerzo a flexion		$A_s =$	791.73 mm ²	
Deformación de tracción longitudinal en la sección	$\epsilon_s = \frac{ M_u }{d_v} + 0.5 N_u + V_u $		0.0014	CCP14 eq 5.8.3.4.2-4
Parametro de separacion		$S_x =$	250.00 mm	CCP14 Art.5.8.3.4.2
Tamaño maximo del agegado		$a_g =$	19.05 mm	
Valor equivalente de s	$S_{xe} = S_x(1.38/a_g + 0.63)$		300.00 mm	CCP14 eq 5.8.3.4.2-5
Chequeo	$300 \text{ mm} \leq S_{xe} \leq 2000 \text{ mm}$		Cumple	✓
		$d_{vc} =$	0.28 m	
Factor β	$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})} =$		2.37	CCP14 eq 5.8.3.4.2-2
Calculo de V_c	$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v =$		286.31 kN	CCP14 eq 5.8.3.3-3
Cortante resistido por el concreto		$\phi V_c =$	257.68 kN	
		$V_u < \phi V_c$	Cumple	✓

10.3.2. Pared Izquierda

DISEÑO ESTRUCTURAL

Longitud de diseño	b=	1.00	m	
Espesor superior	Tt=	0.25	m	
Espesor en borde extremo	dvc=	0.35	m	
Concreto:				
Resistencia a la compresión	f'c=	28.00	MPa	
Peso unitario del concreto	γc=	24.00	kN/m3	Tabla 3.5.1-1
Densidad del concreto	wc=	2400.00	kg/m3	
Factor de corrección para el agregado	K1=	1.00		CCP14 Art 5.4.2.4
Módulo elástico del concreto	$E_c = 4800\sqrt{f'_c}$	=	25399	MPa CCP14 Ec.5.4.2.4-1
Acero:				
Resistencia a la fluencia	f'y=	420.00	MPa	
Es	Es=	200000.00	MPa	CCP14 Art 5.4.3.2
Factores				
Relación de los Módulos elásticos	n=	7.87		
Factor de resistencia para Flexión	φ=	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2
Factor de resistencia para Cortante	φ=	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2

Diseño a Flexión

Momento ultimo	Mu=	24.28	kN-m
Recubrimiento	r=	75.00	mm
Barra	Bar=	5/8"	
Diametro barra	db=	15.88	mm
Area barra	Ab=	197.93	mm2
Altura efectiva	de=	167.06	mm
Espaciamiento	s=	250.00	mm

Acero principal **5/8" @0.25**

Area de acero de diseño	$A_s = A_b b/s =$	791.73	mm ² /m
Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro	$C_b = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0.85 f'_c b} =$	16.44	mm
Bloque de esfuerzos equivalentes	$a = \beta_1 C_b =$	13.97	mm
Resistencia nominal a flexión	$M_n = A_s f_y (de - \frac{a}{2}) =$	53.23	kN-m
Momento resistente factorado	$M_R = \phi M_n =$	47.91	kN-m

$$M_R = \phi M_n = M_R > M_u \quad \text{Cumple}$$

Refuerzo mínimo

La cantidad de refuerzo de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión M_r , la cual no debe ser menor a 1.33 veces el requerido por la combinación de carga aplicable ó M_{cr} . CCP14 Art 5.7.3.3.2

Profundidad del elemento	d=Tbot=	0.25	m	
Distancia al eje neutro	y _t =Tbot / 2=	0.13	m	
Momento de inercia del vástago	I _g =b d ³ / 12=	0.001	m ⁴	
Módulo de rotura del concreto	f _r =0.62√f'c=	3.28	MPa	CCP14 Art.5.4.2.6
Módulo de sección de la sección compuesta	Sc=I _g / y _t =	0.010	m ³	
Factor de variación de la fisuración	γ ₁ =	1.60		CCP14 Art.5.7.3.3.2
Relación entre f _y /f _u	γ ₃ =	0.75		CCP14 Art.5.7.3.3.2
Momento aplicado factorado * 1.33	1.33Mu=	32.29	kN-m	
Momento de fisuración	M _{cr} =γ ₃ [(γ ₁ f _r) Sc]=	41.01	kN-m	CCP14 Art.5.7.3.3.2

$$M_R > \min(M_{cr}, 1.33M_u) = \text{Cumple}$$

Control de fisuración por medio de la distribución de la armadura

Condición de exposición	2.00	Usamos clase 2 para losas		
Factor de exposición	$\gamma_e =$	0.75		CCP14 Art.5.7.3.4
Espesor de recubrimiento de concreto	$d_c =$	75.00	mm	CCP14 Art.5.7.3.5
Esfuerzo axial en estado limite de servicio	$N_s =$	46.90	kN	
Momento de servicio	$M_{serv} =$	19.40	kN-m	
	$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(T_{bot} - d_c)} =$	1.61		
Esfuerzo admisible en el acero	$f_{ss} \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s(S_{max} + 2d_c)} \leq 0.6f_y =$	143.05	MPa	
	$e = (M_{serv}/N_s) + d - h/2 =$	0.46	m	CCP14 Art.C12.11.3
	$j = 0.74 + 0.1(e/d) =$	1.01		CCP14 Art.C12.11.3
	$i = 1/(1 - jd/e) =$	1.59		CCP14 Art.C12.11.3
	$f_s = \frac{M_{serv} + N_s(d - h/2)}{A_s j i d} =$	100.3	MPa	CCP14 Art.C12.11.3
	$f_s \leq f_{ss} =$	Cumple		✓

Acero por retracción y temperatura

Ancho efectivo	$h =$	1.00	m	
Area de acero por temperatura	$A_{st} = 750 T_{bot} h / 2 (T_{bot} + h) f_y =$	1.79	cm ²	CCP14 eq 5.10.8-1
Chequeo area	$2.34 \text{ cm}^2 \leq A_{st} \leq 12.78 \text{ cm}^2$	2.34	cm ²	CCP14 eq 5.10.8-2
Barra	$\text{Bar} =$	1/2"		
Diametro barra	$D =$	12.70	mm	
Area barra	$A_b =$	126.68	mm ²	
Espaciamiento	$s =$	250.00	mm	
Cantidad de barras x metro	$N =$	4.00		
Acero de refuerzo	<u>1/2" @ 0.25</u>	$A_s =$	5.07	cm ²
		$A_s > A_{st}$	Cumple	✓

Se dispone acero de refuerzo por retraccion y temperatura para el refuerzo vertical secundario y el refuerzo horizontal

Diseño a Cortante

Cortante mayorado	$V_u =$	47.30	kN	
Altura efectiva	$d_v = \text{Max}(d_e - C_b/2, 0.9d_e)$	0.18	m	CCP14 Art.5.8.2.9
Momento factorado	$M_u =$	24.28	kN-m	
Fuerza axial mayorada	$N_u =$	0.00	kN	
Area de acero de refuerzo a flexion	$A_s =$	791.73	mm ²	
Deformación de tracción longitudinal en la sección	$\epsilon_s = \frac{\frac{ M_u }{d_v} + 0.5N_u + V_u }{E_s A_s} =$	0.0012		CCP14 eq 5.8.3.4.2-4
Parametro de separacion	$S_x =$	250.00	mm	CCP14 Art.5.8.3.4.2
Tamaño maximo del apegado	$a_g =$	19.05	mm	
Valor equivalente de s	$S_{xe} = S_x(1.38/a_g + 0.63)$	300.00	mm	CCP14 eq 5.8.3.4.2-5
Chequeo	$300 \text{ mm} \leq S_{xe} \leq 2000 \text{ mm}$	Cumple		✓
	$d_{vc} =$	0.28	m	
Factor β	$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)(39 + S_{xe})} =$	2.59		CCP14 eq 5.8.3.4.2-2
Calculo de V_c	$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v =$	312.35	kN	CCP14 eq 5.8.3.3-3
Cortante resistido por el concreto	$\phi V_c =$	281.12	kN	
	$V_u < \phi V_c$	Cumple		✓

10.4. DISEÑO DE LOSA SUPERIOR

10.4.1. Refuerzo superior (Momento negativo)

DISEÑO ESTRUCTURAL

Longitud de diseño	b=	1.00	m	
Espesor superior	Tt=	0.30	m	
Espesor en borde extremo	dvc=	0.40	m	
Concreto:				
Resistencia a la compresión	f'c=	28.00	MPa	
Peso unitario del concreto	γ_c =	24.00	kN/m ³	Tabla 3.5.1-1
Densidad del concreto	w _c =	2400.00	kg/m ³	
Factor de corrección para el agregado	K ₁ =	1.00		CCP14 Art 5.4.2.4
Módulo elástico del concreto	$E_c = 4800\sqrt{f'_c}$	=	25399	MPa CCP14 Ec.5.4.2.4-1
Acero:				
Resistencia a la fluencia	f _y =	420.00	MPa	
Es	Es=	200000.00	MPa	CCP14 Art 5.4.3.2
Factores				
Relación de los Módulos elásticos	n=	7.87		
Factor de resistencia para Flexión	ϕ =	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2
Factor de resistencia para Cortante	ϕ =	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2

Diseño a Flexión

Momento último	M _u =	55.78	kN-m
Recubrimiento	r=	75.00	mm
Barra	Bar=	5/8"	
Díametro barra	d _b =	15.88	mm
Área barra	A _b =	197.93	mm ²
Altura efectiva	d _e =	217.06	mm
Espaciamiento	s=	250.00	mm

Acero principal **5/8" @0.25**

Área de acero de diseño	A _s =A _b b/s=	791.73	mm ² /m
Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro	$C_b = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0.85 f'_c b} =$	16.44	mm
Bloque de esfuerzos equivalentes	a=β ₁ C _b =	13.97	mm
Resistencia nominal a flexión	$M_n = A_s f_y (d_e - \frac{a}{2}) =$	69.86	kN-m
Momento resistente factorado	M _R =φM _n =	62.87	kN-m

$$M_R = \phi M_n = M_R > M_u \quad \text{Cumple} \quad \checkmark$$

Refuerzo mínimo

La cantidad de refuerzo de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión M_R, la cual no debe ser menor a 1.33 veces el requerido por la combinación de carga aplicable ó M_{cr}. CCP14 Art 5.7.3.3.2

Profundidad del elemento	d=T _{bot} =	0.30	m
Distancia al eje neutro	y _t =T _{bot} / 2=	0.15	m
Momento de inercia del vástago	I _g =b d ³ / 12=	0.002	m ⁴
Módulo de rotura del concreto	f _r =0.62√f'c=	3.28	MPa CCP14 Art.5.4.2.6
Módulo de sección de la sección compuesta	S _c =I _g / y _t =	0.015	m ³
Factor de variación de la fisuración	γ ₁ =	1.60	CCP14 Art.5.7.3.3.2
Relación entre f _y /f _u	γ ₃ =	0.75	CCP14 Art.5.7.3.3.2
Momento aplicado factorado * 1.33	1.33M _u =	74.19	kN-m
Momento de fisuración	M _{cr} =γ ₃ [(γ ₁ f _r) S _c]=	59.05	kN-m CCP14 Art.5.7.3.3.2

$$M_R > \min(M_{cr}, 1.33M_u) = \text{Cumple} \quad \checkmark$$

Control de fisuración por medio de la distribución de la armadura

Condición de exposición	2.00	Usamos clase 2 para losas		
Factor de exposición		$\gamma_e =$	0.75	CCP14 Art.5.7.3.4
Espesor de recubrimiento de concreto		$d_c =$	75.00 mm	CCP14 Art.5.7.3.5
Esfuerzo axial en estado limite de servicio		$N_s =$	27.40 kN	
Momento de servicio		$M_{serv} =$	35.70 kN-m	
		$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(T_{bot} - d_c)} =$	1.48	
Esfuerzo admisible en el acero		$f_{ss} \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s(S_{max} + 2d_c)} \leq 0.6f_y =$	156.23 MPa	
		$e = (M_{serv}/N_s) + d - h/2 =$	1.37 m	CCP14 Art.C12.11.3
		$j = 0.74 + 0.1(e/d) =$	1.37	CCP14 Art.C12.11.3
		$i = 1/(1-jd/e) =$	1.28	CCP14 Art.C12.11.3
		$f_s = \frac{M_{serv} + N_s(d - h/2)}{A_s j i d} =$	124.7 MPa	CCP14 Art.C12.11.3
		$f_s \leq f_{ss} =$	Cumple	✓

Acero por retracción y temperatura

Ancho efectivo		$h =$	1.00 m	
Area de acero por temperatura	$A_{st} = 750 T_{bot} h / 2 (T_{bot} + h) f_y =$	2.06	cm ²	CCP14 eq 5.10.8-1
Chequeo area	$2.34 \text{ cm}^2 \leq A_{st} \leq 12.78 \text{ cm}^2$	2.34		CCP14 eq 5.10.8-2
Barra		$\text{Bar} =$	1/2"	
Diametro barra		$D =$	12.70 mm	
Area barra		$A_b =$	126.68 mm ²	
Espaciamento		$s =$	250.00 mm	
Cantidad de barras x metro		$N =$	4.00	
Acero de refuerzo	<u>1/2" @ 0.25</u>	$A_s =$	5.07 cm ²	
		$A_s > A_{st}$	Cumple	✓

Se dispone acero de refuerzo por retraccion y temperatura para el refuerzo vertical secundario y el refuerzo horizontal

Diseño a Cortante

Cortante mayorado		$V_u =$	168.53 kN	
Altura efectiva	$d_v = \text{Max}(d_e - C_b/2, 0.9d_e)$	0.22	m	CCP14 Art.5.8.2.9
Momento factorado		$M_u =$	55.78 kN-m	
Fuerza axial mayorada		$N_u =$	0.00 kN	
Area de acero de refuerzo a flexion		$A_s =$	791.73 mm ²	
Deformación de tracción longitudinal en la sección	$\epsilon_s = \frac{\frac{ M_u }{d_v} + 0.5N_u + V_u }{E_s A_s} =$	0.0027		CCP14 eq 5.8.3.4.2-4
Parametro de separacion		$S_x =$	250.00 mm	CCP14 Art.5.8.3.4.2
Tamaño maximo del adegado		$a_g =$	19.05 mm	
Valor equivalente de s	$S_{xe} = S_x(1.38/a_g + 0.63)$	300.00	mm	CCP14 eq 5.8.3.4.2-5
Chequeo	$300 \text{ mm} \leq S_{xe} \leq 2000 \text{ mm}$		Cumple	✓
		$d_{vc} =$	0.33 m	
Factor β	$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)(39 + S_{xe})} =$	1.59		CCP14 eq 5.8.3.4.2-2
Calculo de V_c	$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v =$	227.61	kN	CCP14 eq 5.8.3.3-3
Cortante resistido por el concreto	$\phi V_c =$	204.85	kN	
	$V_u < \phi V_c$		Cumple	✓

10.4.2. Refuerzo inferior (Momento positivo)

DISEÑO ESTRUCTURAL

Longitud de diseño	b=	1.00	m	
Espesor superior	Tt=	0.30	m	
Espesor en borde extremo	dvc=	0.40	m	
Concreto:				
Resistencia a la compresión	f _c =	28.00	MPa	
Peso unitario del concreto	γ _c =	24.00	kN/m ³	Tabla 3.5.1-1
Densidad del concreto	w _c =	2400.00	kg/m ³	
Factor de corrección para el agregado	K ₁ =	1.00		CCP14 Art 5.4.2.4
Módulo elástico del concreto	$E_c = 4800\sqrt{f'_c}$	=	25399	MPa CCP14 Ec.5.4.2.4-1
Acero:				
Resistencia a la fluencia	f _y =	420.00	MPa	
Es	E _s =	200000.00	MPa	CCP14 Art 5.4.3.2
Factores				
Relación de los Módulos elásticos	n=	7.87		
Factor de resistencia para Flexión	φ=	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2
Factor de resistencia para Cortante	φ=	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2

Diseño a Flexión

Momento último	M _u =	42.03	kN-m
Recubrimiento	r=	75.00	mm
Barra	Bar=	5/8"	
Diámetro barra	d _b =	15.88	mm
Área barra	A _b =	197.93	mm ²
Altura efectiva	d _e =	217.06	mm
Espaciamiento	s=	250.00	mm

Acero principal **5/8" @0.25**

Área de acero de diseño	A _s =A _b b/s=	791.73	mm ² /m
Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro	$C_b = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0.85 f'_c b} =$	16.44	mm
Bloque de esfuerzos equivalentes	a=β ₁ C _b =	13.97	mm
Resistencia nominal a flexión	M _n = A _s f _y (d _e - a/2)=	69.86	kN-m
Momento resistente factorado	M _R =φM _n =	62.87	kN-m

$$M_R = \phi M_n = M_R > M_u \quad \text{Cumple}$$

Refuerzo mínimo

La cantidad de refuerzo de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión M_r, la cual no debe ser menor a 1.33 veces el requerido por la combinación de carga aplicable ó M_{cr}. CCP14 Art 5.7.3.3.2

Profundidad del elemento	d=T _{bot} =	0.30	m
Distancia al eje neutro	y _t =T _{bot} / 2=	0.15	m
Momento de inercia del vástago	I _g =b d ³ / 12=	0.002	m ⁴
Módulo de rotura del concreto	f _r =0.62√f' _c =	3.28	MPa CCP14 Art.5.4.2.6
Módulo de sección de la sección compuesta	S _c =I _g / y _t =	0.015	m ³
Factor de variación de la fisuración	γ ₁ =	1.60	CCP14 Art.5.7.3.3.2
Relación entre f _y /f _u	γ ₃ =	0.75	CCP14 Art.5.7.3.3.2
Momento aplicado factorado * 1.33	1.33M _u =	55.90	kN-m
Momento de fisuración	M _{cr} =γ ₃ [(γ ₁ f _r) S _c]=	59.05	kN-m CCP14 Art.5.7.3.3.2

$$M_R > \min(M_{cr}, 1.33M_u) = \text{Cumple}$$

Control de fisuración por medio de la distribución de la armadura

Condición de exposición	2.00	Usamos clase 2 para losas		
Factor de exposición	$\gamma_e =$	0.75		CCP14 Art.5.7.3.4
Espesor de recubrimiento de concreto	$d_c =$	75.00	mm	CCP14 Art.5.7.3.5
Esfuerzo axial en estado limite de servicio	$N_s =$	20.00	kN	
Momento de servicio	$M_{serv} =$	25.29	kN-m	
	$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(T_{bot} - d_c)} =$	1.48		
Esfuerzo admisible en el acero	$f_{ss} \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s(S_{max} + 2d_c)} \leq 0.6f_y =$	156.23	MPa	
	$e = (M_{serv}/N_s) + d - h/2 =$	1.33	m	CCP14 Art.C12.11.3
	$j = 0.74 + 0.1(e/d) =$	1.35		CCP14 Art.C12.11.3
	$i = 1/(1-jd/e) =$	1.28		CCP14 Art.C12.11.3
	$f_s = \frac{M_{serv} + N_s(d - h/2)}{A_s j i d} =$	89.2	MPa	CCP14 Art.C12.11.3
	$f_s \leq f_{ss} =$	Cumple		✓

Acero por retracción y temperatura

Ancho efectivo	$h =$	1.00	m	
Area de acero por temperatura	$A_{st} = 750 T_{bot} h / 2 (T_{bot} + h) f_y =$	2.06	cm ²	CCP14 eq 5.10.8-1
Chequeo area	$2.34 \text{ cm}^2 \leq A_{st} \leq 12.78 \text{ cm}^2$	2.34		CCP14 eq 5.10.8-2
Barra	$\text{Bar} =$	1/2"		
Diametro barra	$D =$	12.70	mm	
Area barra	$A_b =$	126.68	mm ²	
Espaciamiento	$s =$	250.00	mm	
Cantidad de barras x metro	$N =$	4.00		
Acero de refuerzo	<u>1/2" @ 0.25</u>	$A_s =$	5.07	cm ²
		$A_s > A_{st}$	Cumple	✓

Se dispone acero de refuerzo por retraccion y temperatura para el refuerzo vertical secundario y el refuerzo horizontal

Diseño a Cortante

Cortante mayorado	$V_u =$	62.00	kN	
Altura efectiva	$d_v = \text{Max}(d - C_b/2, 0.9d) =$	0.22	m	CCP14 Art.5.8.2.9
Momento factorado	$M_u =$	42.03	kN-m	
Fuerza axial mayorada	$N_u =$	0.00	kN	
Area de acero de refuerzo a flexion	$A_s =$	791.73	mm ²	
Deformación de tracción longitudinal en la sección	$\epsilon_s = \frac{\frac{ M_u }{d_v} + 0.5N_u + V_u }{E_s A_s} =$	0.0016		CCP14 eq 5.8.3.4.2-4
Parametro de separacion	$S_x =$	250.00	mm	CCP14 Art.5.8.3.4.2
Tamaño maximo del aggado	$a_g =$	19.05	mm	
Valor equivalente de s	$S_{xe} = S_x(1.38/a_g + 0.63) =$	300.00	mm	CCP14 eq 5.8.3.4.2-5
Chequeo	$300 \text{ mm} \leq S_{xe} \leq 2000 \text{ mm}$	Cumple		✓
	$d_{vc} =$	0.33	m	
Factor β	$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)(39 + S_{xe})} =$	2.17		CCP14 eq 5.8.3.4.2-2
Calculo de V_c	$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v =$	310.43	kN	CCP14 eq 5.8.3.3-3
Cortante resistido por el concreto	$\phi V_c =$	279.39	kN	
	$V_u < \phi V_c$	Cumple		✓

10.5. DISEÑO LOSA INFERIOR

10.5.1. Refuerzo superior (Momento positivo)

DISEÑO ESTRUCTURAL

Longitud de diseño	b=	1.00	m	
Espesor superior	Tt=	0.30	m	
Espesor en borde extremo	dvc=	0.40	m	
Concreto:				
Resistencia a la compresión	f _c =	28.00	MPa	
Peso unitario del concreto	γ _c =	24.00	kN/m ³	Tabla 3.5.1-1
Densidad del concreto	w _c =	2400.00	kg/m ³	
Factor de corrección para el agregado	K ₁ =	1.00		CCP14 Art 5.4.2.4
Módulo elástico del concreto	E _c = 4800√f' _c	=	25399	MPa CCP14 Ec.5.4.2.4-1
Acero:				
Resistencia a la fluencia	f _y =	420.00	MPa	
Es	Es=	200000.00	MPa	CCP14 Art 5.4.3.2
Factores				
Relación de los Módulos elásticos	n=	7.87		
Factor de resistencia para Flexión	φ=	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2
Factor de resistencia para Cortante	φ=	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2

Diseño a Flexión

Momento ultimo	M _u =	13.46	kN-m
Recubrimiento	r=	75.00	mm
Barra	Bar=	5/8"	
Diametro barra	d _b =	15.88	mm
Area barra	A _b =	197.93	mm ²
Altura efectiva	d _e =	217.06	mm
Espaciamento	s=	250.00	mm

Acero principal **5/8" @0.25**

Area de acero de diseño	A _s =A _b b/s=	791.73	mm ² /m
Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro	C _b = $\frac{A_s f_y}{\beta_1 0.85 f'_c b}$	16.44	mm
Bloque de esfuerzos equivalentes	a=β ₁ C _b =	13.97	mm
Resistencia nominal a flexión	M _n = A _s f _y (d _e - a/2)=	69.86	kN-m
Momento resistente factorado	M _r =φM _n =	62.87	kN-m

$$M_R = \phi M_n = M_R > M_u \quad \text{Cumple} \quad \checkmark$$

Refuerzo mínimo

La cantidad de refuerzo de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión M_r, la cual no debe ser menor a 1,33 veces el requerido por la combinación de carga aplicable ó M_{cr}. CCP14 Art 5.7.3.3.2

Profundidad del elemento	d=T _{bot} =	0.30	m
Distancia al eje neutro	y _t =T _{bot} / 2=	0.15	m
Momento de inercia del vástago	I _g =b d ³ / 12=	0.002	m ⁴
Módulo de rotura del concreto	f _r =0.62√f _c =	3.28	MPa
Módulo de sección de la sección compuesta	S _c =I _g / y _t =	0.015	m ³
Factor de variación de la fisuración	γ ₁ =	1.60	
Relación entre f _y /f _u	γ ₃ =	0.75	
Momento aplicado factorado * 1.33	1.33M _u =	17.90	kN-m
Momento de fisuración	M _{cr} =γ ₃ [(γ ₁ f _r) S _c]=	59.05	kN-m

$$M_R > \min(M_{cr}, 1.33M_u) = \text{Cumple} \quad \checkmark$$

Control de fisuración por medio de la distribución de la armadura

Condición de exposición	2.00	Usamos clase 2 para losas		
Factor de exposición	$\gamma_e =$	0.75		CCP14 Art.5.7.3.4
Espesor de recubrimiento de concreto	$d_c =$	75.00	mm	CCP14 Art.5.7.3.5
Esfuerzo axial en estado limite de servicio	$N_s =$	24.00	kN	
Momento de servicio	$M_{serv} =$	13.46	kN-m	
	$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(T_{bot} - d_c)} =$	1.48		
Esfuerzo admisible en el acero	$f_{ss} \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s(S_{max} + 2d_c)} \leq 0.6f_y =$	156.23	MPa	
	$e = (M_{serv}/N_s) + d - h/2 =$	0.63	m	CCP14 Art.C12.11.3
	$j = 0.74 + 0.1(e/d) =$	1.03		CCP14 Art.C12.11.3
	$i = 1/(1 - jd/e) =$	1.55		CCP14 Art.C12.11.3
	$f_s = \frac{M_{serv} + N_s(d - h/2)}{A_s j i d} =$	54.9	MPa	CCP14 Art.C12.11.3
	$f_s \leq f_{ss} =$	Cumple		✓

Acero por retracción y temperatura

Ancho efectivo	$h =$	1.00	m	
Area de acero por temperatura	$A_{st} = 750 T_{bot} h / 2 (T_{bot} + h) f_y =$	2.06	cm ²	CCP14 eq 5.10.8-1
Chequeo area	$2.34 \text{ cm}^2 \leq A_{st} \leq 12.78 \text{ cm}^2$	2.34	cm ²	CCP14 eq 5.10.8-2
Barra	$\text{Bar} =$	1/2"		
Diametro barra	$D =$	12.70	mm	
Area barra	$A_b =$	126.68	mm ²	
Espaciamiento	$s =$	250.00	mm	
Cantidad de barras x metro	$N =$	4.00		
Acero de refuerzo	<u>1/2" @ 0.25</u>	$A_s =$	5.07	cm ²
		$A_s > A_{st}$	Cumple	✓

Se dispone acero de refuerzo por retracción y temperatura para el refuerzo vertical secundario y el refuerzo horizontal

Diseño a Cortante

Cortante mayorado	$V_u =$	18.50	kN	
Altura efectiva	$d_v = \text{Max}(d - c_b/2, 0.9d_e) =$	0.22	m	CCP14 Art.5.8.2.9
Momento factorado	$M_u =$	13.46	kN-m	
Fuerza axial mayorada	$N_u =$	0.00	kN	
Area de acero de refuerzo a flexion	$A_s =$	791.73	mm ²	
Deformación de tracción longitudinal en la sección	$\epsilon_s = \frac{ M_u }{E_s A_s} + 0.5 N_u + V_u $	0.0005		CCP14 eq 5.8.3.4.2-4
Parametro de separacion	$S_x =$	250.00	mm	CCP14 Art.5.8.3.4.2
Tamaño maximo del agegado	$a_g =$	19.05	mm	
Valor equivalente de s	$S_{xe} = S_x(1.38/a_g + 0.63) =$	300.00	mm	CCP14 eq 5.8.3.4.2-5
Chequeo	$300 \text{ mm} \leq S_{xe} \leq 2000 \text{ mm}$	Cumple		✓
	$d_{vc} =$	0.33	m	
Factor β	$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})} =$	3.48		CCP14 eq 5.8.3.4.2-2
Calculo de V_c	$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v =$	497.33	kN	CCP14 eq 5.8.3.3-3
Cortante resistido por el concreto	$\phi V_c =$	447.59	kN	
	$V_u < \phi V_c$	Cumple		✓

10.5.2. Refuerzo inferior (Momento negativo)

DISEÑO ESTRUCTURAL

Longitud de diseño	b=	1.00	m	
Espesor superior	Tt=	0.30	m	
Espesor en borde extremo	dvc=	0.40	m	
Concreto:				
Resistencia a la compresión	f _c =	28.00	MPa	
Peso unitario del concreto	γ _c =	24.00	kN/m ³	Tabla 3.5.1-1
Densidad del concreto	w _c =	2400.00	kg/m ³	
Factor de corrección para el agregado	K ₁ =	1.00		CCP14 Art 5.4.2.4
Módulo elástico del concreto	$E_c = 4800\sqrt{f'_c}$	=	25399	MPa CCP14 Ec.5.4.2.4-1
Acero:				
Resistencia a la fluencia	f _y =	420.00	MPa	
Es	E _s =	200000.00	MPa	CCP14 Art 5.4.3.2
Factores				
Relación de los Módulos elásticos	n=	7.87		
Factor de resistencia para Flexión	φ=	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2
Factor de resistencia para Cortante	φ=	0.90		CCP14 Art 5.5.4.2

Diseño a Flexión

Momento último	M _u =	48.48	kN-m
Recubrimiento	r=	75.00	mm
Barra	Bar=	5/8"	
Dímetro barra	d _b =	15.88	mm
Área barra	A _b =	197.93	mm ²
Altura efectiva	d _e =	217.06	mm
Espaciamiento	s=	250.00	mm

Acero principal **5/8" @0.25**

Área de acero de diseño	A _s =A _b b/s=	791.73	mm ² /m
Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro	$C_b = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0.85 f'_c b} =$	16.44	mm
Bloque de esfuerzos equivalentes	a=β ₁ C _b =	13.97	mm
Resistencia nominal a flexión	$M_n = A_s f_y (d_e - \frac{a}{2}) =$	69.86	kN-m
Momento resistente factorado	M _r =φM _n =	62.87	kN-m

$$M_R = \phi M_n = M_R > M_u \quad \text{Cumple}$$

Refuerzo mínimo

La cantidad de refuerzo de tracción deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión M_r, la cual no debe ser menor a 1.33 veces el requerido por la combinación de carga aplicable ó M_{cr}. CCP14 Art 5.7.3.3.2

Profundidad del elemento	d=T _{bot} =	0.30	m
Distancia al eje neutro	y _t =T _{bot} / 2=	0.15	m
Momento de inercia del vástago	I _g =b d ³ / 12=	0.002	m ⁴
Módulo de rotura del concreto	f _r =0.62√f _c =	3.28	MPa CCP14 Art.5.4.2.6
Módulo de sección de la sección compuesta	S _c =I _g / y _t =	0.015	m ³
Factor de variación de la fisuración	γ ₁ =	1.60	CCP14 Art.5.7.3.3.2
Relación entre f _y /f _u	γ ₃ =	0.75	CCP14 Art.5.7.3.3.2
Momento aplicado factorado * 1.33	1.33M _u =	64.48	kN-m
Momento de fisuración	M _{cr} =γ ₃ [(γ ₁ f _r) S _c]=	59.05	kN-m CCP14 Art.5.7.3.3.2

$$M_R > \min(M_{cr}, 1.33M_u) = \text{Cumple}$$

Control de fisuración por medio de la distribución de la armadura

Condición de exposición	2.00	Usamos clase 2 para losas		
Factor de exposición		$\gamma_e =$	0.75	CCP14 Art.5.7.3.4
Espesor de recubrimiento de concreto		$d_c =$	75.00 mm	CCP14 Art.5.7.3.5
Esfuerzo axial en estado limite de servicio		$N_s =$	35.00 kN	
Momento de servicio		$M_{serv} =$	29.90 kN-m	
		$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(T_{bot} - d_c)} =$	1.48	
Esfuerzo admisible en el acero		$f_{ss} \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s(S_{max} + 2d_c)} \leq 0.6f_y =$	156.23 MPa	
		$e = (M_{serv}/N_s) + d - h/2 =$	0.92 m	CCP14 Art.C12.11.3
		$j = 0.74 + 0.1(e/d) =$	1.16	CCP14 Art.C12.11.3
		$i = 1/(1 - jd/e) =$	1.38	CCP14 Art.C12.11.3
		$f_s = \frac{M_{serv} + N_s(d - h/2)}{A_s j i d} =$	116.9 MPa	CCP14 Art.C12.11.3
		$f_s \leq f_{ss} =$	Cumple	✓

Acero por retracción y temperatura

Ancho efectivo		$h =$	1.00 m	
Area de acero por temperatura	$A_{st} = 750 T_{bot} h / 2 (T_{bot} + h) f_y =$		2.06 cm ²	CCP14 eq 5.10.8-1
Chequeo area	$2.34 \text{ cm}^2 \leq A_{st} \leq 12.78 \text{ cm}^2$		2.34 cm ²	CCP14 eq 5.10.8-2
Barra		$\text{Bar} =$	1/2"	
Diametro barra		$D =$	12.70 mm	
Area barra		$A_b =$	126.68 mm ²	
Espaciamento		$s =$	250.00 mm	
Cantidad de barras x metro		$N =$	4.00	
Acero de refuerzo	<u>1/2" @ 0.25</u>	$A_s =$	5.07 cm ²	
		$A_s > A_{st}$	Cumple	✓

Se dispone acero de refuerzo por retraccion y temperatura para el refuerzo vertical secundario y el refuerzo horizontal

Diseño a Cortante

Cortante mayorado		$V_u =$	66.25 kN	
Altura efectiva	$d_v = \text{Max}(d_e - C_b/2, 0.9d_e)$		0.22 m	CCP14 Art.5.8.2.9
Momento factorado		$M_u =$	48.48 kN-m	
Fuerza axial mayorada		$N_u =$	0.00 kN	
Area de acero de refuerzo a flexion		$A_s =$	791.73 mm ²	
Deformación de tracción longitudinal en la sección	$\epsilon_s = \frac{ M_u }{E_s A_s d_v} + 0.5 N_u + V_u $		0.0018	CCP14 eq 5.8.3.4.2-4
Parametro de separacion		$S_x =$	250.00 mm	CCP14 Art.5.8.3.4.2
Tamaño maximo del agregado		$a_g =$	19.05 mm	
Valor equivalente de s	$S_{xe} = S_x(1.38/a_g + 0.63)$		300.00 mm	CCP14 eq 5.8.3.4.2-5
Chequeo	$300 \text{ mm} \leq S_{xe} \leq 2000 \text{ mm}$		Cumple	✓
		$d_{vc} =$	0.33 m	
Factor β	$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \frac{51}{(39 + S_{xe})} =$		2.03	CCP14 eq 5.8.3.4.2-2
Calculo de V_c	$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v =$		289.33 kN	CCP14 eq 5.8.3.3-3
Cortante resistido por el concreto		$\phi V_c =$	260.39 kN	
		$V_u < \phi V_c$	Cumple	✓

11. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 3 – Cargas y factores de carga, Bogotá D.C., Colombia.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 4 – Análisis y evaluación estructural, Bogotá D.C., Colombia.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 5 – Estructuras de concreto, Bogotá D.C., Colombia.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 10 – Cimentaciones, Bogotá D.C., Colombia.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 Sección 11 – Muros de contención, Bogotá D.C., Colombia.