



DISEÑOS ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS REQUERIDAS PARA EL K20+700 DE LA VÍA LA USA CAICEDO.

INFORME TÉCNICO INFORME HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO Y MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

**DEACIVIL S.A.S
MEDELLÍN, ENERO DE 2022**

Elaborado por:	Revisado y aprobado por	Fecha de revisión	Custodia documento original
Nombre: Daniel Eduardo Arias	Nombre: Daniel Arias	16/03/2023	Oficinas de DEACIVIL SAS.
Firma:	Firma:		



ÍNDICE DE MODIFICACIONES

Índice de Revisión	Responsable	Fecha de Modificación	Observaciones
REV01	Daniel Eduardo Arias	23/01/2023	Elaboración de informe
REV02	Daniel Eduardo Arias	14/03/2023	Elaboración de informe hidrológico
REV03	Daniel Eduardo Arias	16/03/2023	Complementación informe

REVISIÓN Y APROBACIÓN

Contrato No.:

Fecha:

16/03/2023

Documento No.:



TABLA DE CONTENIDOS

1. OBJETIVO Y ALCANCES	5
1.1. INTRODUCCIÓN.....	5
1.2. OBJETIVO GENERAL.....	5
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
2. LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	6
3. DIAGNÓSTICO DE LA OBRA	7
4. ESTUDIO HIDROLÓGICO	9
4.1. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN EXISTENTE.....	9
4.2. METODOLOGÍA.....	10
4.2.1. Localización de la cuenca.....	10
4.2.2. Parámetros morfométricos.....	11
4.2.3. Curva hipsométrica.....	12
4.2.4. Pendiente de la cuenca	14
4.2.5. Tiempos de concentración.....	15
4.2.6. Intensidad de diseño y magnitud de la precipitación para diferentes periodos de retorno	20
4.2.7. Número de curva	23
4.2.8. Caudales de diseño	26
4.2.8.1. Hidrogramas sintéticos	26
4.2.8.1.1. Modelo de Clark	27
4.2.8.1.2. Modelo SCS	28
4.2.8.1.3. Modelo de Snyder	29
4.2.8.2. Método racional.....	31
5. DISEÑO HIDRÁULICO.....	33
5.1. CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO.....	33
5.1.1. Alcantarillas	34
5.1.2. Caudal de diseño.....	36
6. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	38
6.1. GENERALIDADES	38



6.1.1.	Normas de diseño	38
6.1.2.	Aspectos de resistencia.....	38
6.1.2.1.	Factores de modificación de carga	38
6.1.2.2.	Factor de resistencia	38
6.2.	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	39
6.2.1.	Propiedades de los materiales.....	39
6.2.1.1.	Acero de refuerzo	39
6.2.1.2.	Concretos	39
6.3.	PARÁMETROS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO.	39
6.3.1.	Cargas de diseño	39
6.3.1.1.	Cargas permanentes	39
6.3.1.2.	Peso propio	40
6.3.1.3.	Peso propio de la carpeta de rodamiento (DW).....	40
6.3.1.4.	Empuje horizontal del lleno (EH).....	40
6.3.2.	Cargas transitorias.....	41
6.3.2.1.	Carga viva vehicular (LL).....	41
6.4.	COMBINACIONES DE CARGA.....	43
6.5.	MODELO ESTRUCTURAL	44
6.5.1.	Asignación de cargas.	44
6.6.	DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES.....	47
6.7.	SOLICITACIONES DE DISEÑO	47
6.8.	DISEÑO A FLEXIÓN	47
6.8.1.	Cálculo de refuerzo principal	48
6.9.	DISEÑO DE MUROS.....	49
6.10.	DISEÑO DE LOSA SUPERIOR	51
6.11.	DISEÑO DE LOSA INFERIOR	53
7.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	55

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización de la zona de estudio.	6
Figura 1. Localización de la cuenca en estudio.....	11
Figura 2. Curvas hipsométricas teóricas.	13
Figura 3. Curva hipsométrica de la Cuenca.	14
Figura 4. Histograma de pendientes de la Cuenca.	15
Figura 5. Regiones para definición de parámetros a, b, c y d.....	20
Figura 6. Curva IDF estación Caicedo.	22
Figura 7. Polígonos de Thiessen.....	22
Figura 8. Mapa de coberturas de la cuenca.	26
Figura 9. Hidrograma unitario adimensional del S.C.S.....	28
Figura 10. Caudales de la cuenca.....	33
Figura 11. Geometría del Box Culvert.....	36
Figura 12. Sección transversal de diseño.	36
Figura 13. Modelación del Box Culvert 20+700 en HY-8.....	37
Figura 14. Geometría de box culvert.....	39
Figura 15. Cargas por eje del camión tipo CCP-14.....	41
Figura 16. Factores de presencia múltiple y por carga de impacta, carga viva.....	42
Figura 17. Modelo estructural del Box Culvert.....	44
Figura 18. Esquema de carga por presión de fluidos (t/m ²).....	45
Figura 19. Esquema de carga por empuje de suelo (t/m ²).....	45
Figura 20. Esquema de carga por sobrecarga viva (t/m ²).....	46
Figura 21. Diagrama de momentos sobre el Box Culvert.	47



1. OBJETIVO 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 20+700 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.

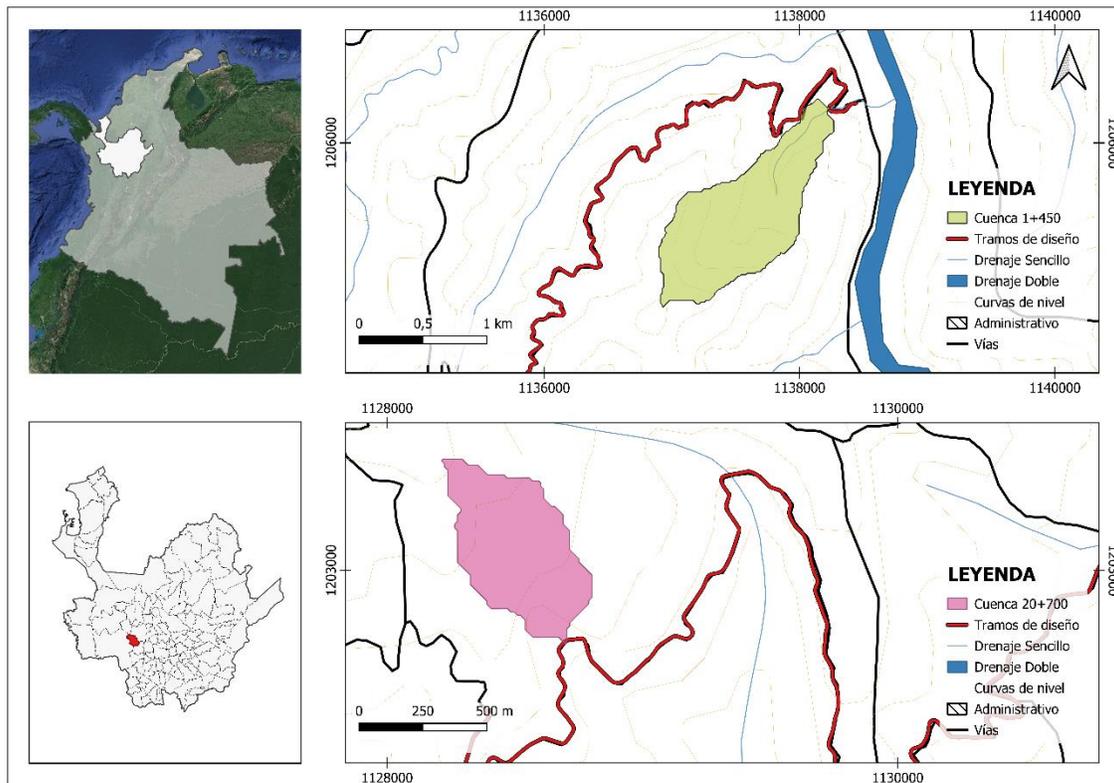


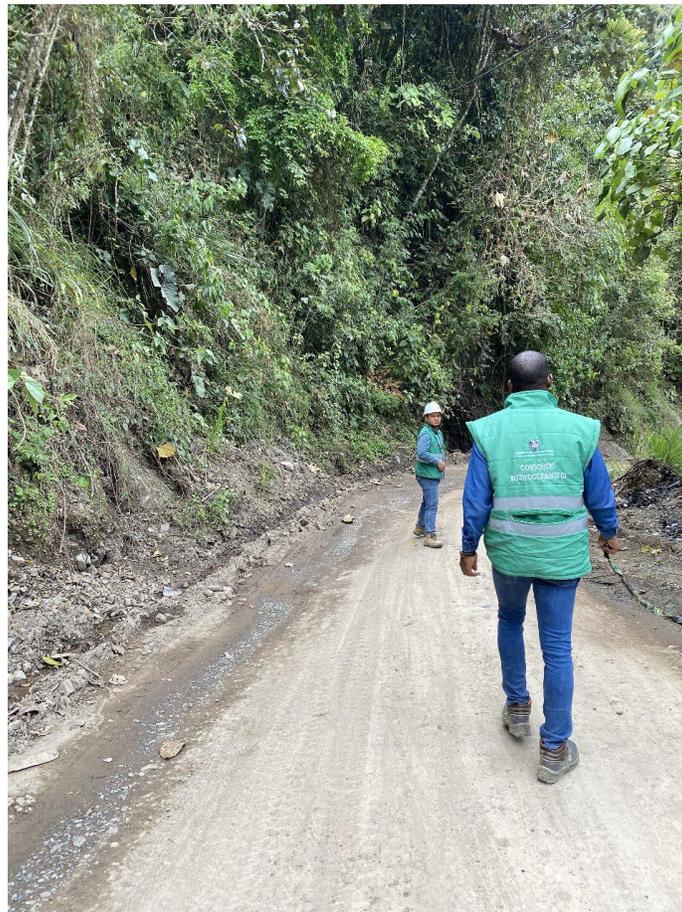
Figura 1. Localización de la zona de estudio.

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 el paso transversal de la obra actualmente es una batea que permite el paso de la corriente sobre la vía, lo cual representa un riesgo desde diferentes puntos de vista, por lo que se consideró necesario el reemplazar dicha batea con una alcantarilla. Sin embargo, dada la naturaleza del agua de escorrentía, que pertenece a una cuenca cuyo cauce discurre en este punto, se debió proyectar un box Culvert con geometría suficiente para permitir el paso de la corriente de acuerdo a los parámetros de diseño que más adelante se especificaron.



Fotografía 1. Condición actual de la zona donde se ubica la batea.



Fotografía 2. Condición actual de la zona donde se ubica la batea.



Fotografía 3. Condición actual de la zona donde se ubica la batea.



En las fotografías anteriores se muestra la condición actual de la vía en la zona de se localiza la batea, así como de la zona por donde discurre la corriente, en donde se identifica el afloramiento de rocas, situación que se tuvo en cuenta para el diseño de la obra de drenaje transversal propuesta en este diseño.

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 Caicedo; 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 periodos 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.

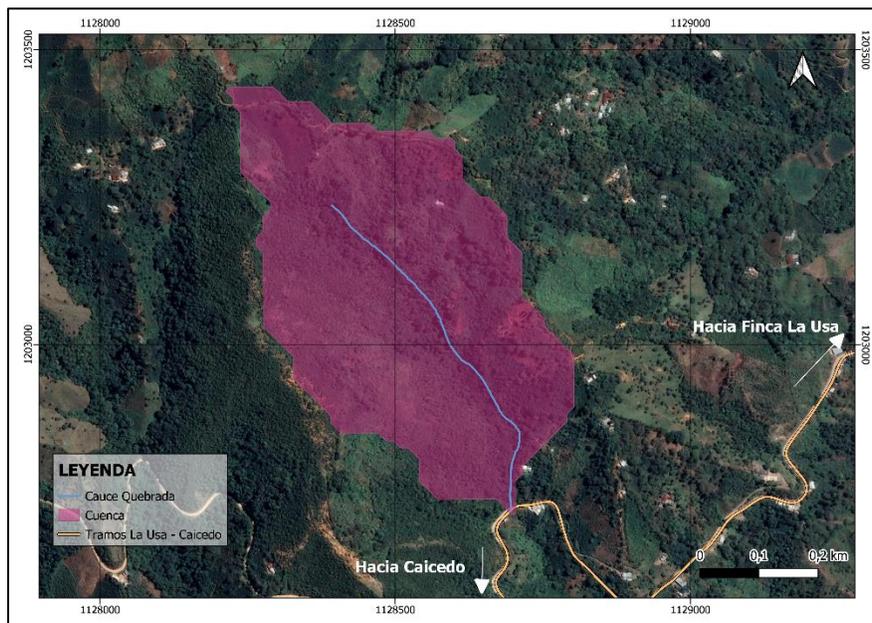


Figura 2. Localización de la cuenca en estudio.

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 1. Parámetros morfométricos de la cuenca.

Parámetro	Unidad	Valor
Área de la cuenca	Km ²	0.25
Longitud de la cuenca	Km	0.88
Longitud axial	Km	0.86
Ancho medio de la cuenca	Km	0.29
Pendiente de la cuenca	%	70.22

Parámetro	Unidad	Valor
Altura media de la cuenca	msnm	1916.03
Perímetro de la cuenca	Km	2.25
Longitud del cauce principal	Km	0.55
Pendiente del cauce principal	%	41.30
Pendiente promedio de la red hídrica	%	42.47
Cota de nacimiento del cauce principal	msnm	1940.00
Cota sito de interés o de estudio	msnm	1712.00
Cota más alta sobre la divisoria	msnm	2076.00
Longitud del sitio de interés al centro de gravedad	Km	0.41
Longitud desde la divisoria hasta el nacimiento	Km	0.33
Diámetro de una cuenca circular con área en millas	millas	0.35
Orden de la cuenca	-	1.00
Cota máxima en la cuenca	msnm	2076.00
Cota mínima en la cuenca	msnm	1712.00
Coordenada E centroide	m	796595.08
Coordenada N centroide	m	1203304.24
Cota del centroide	msnm	1881.00
Índice de compacidad	-	1.12
Factor de forma	-	0.34

La cuenca presenta un índice de compacidad de 1.12, por lo tanto, su forma es casi redonda a oval – redonda, y su factor de forma es 0.34 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 3) poseen un gran potencial erosivo, mientras que aquellas cuya curva tiene más pronunciada la zona cóncava (ríos viejos de la Figura 3) poseen un gran potencial de sedimentación (Vélez, 2000).

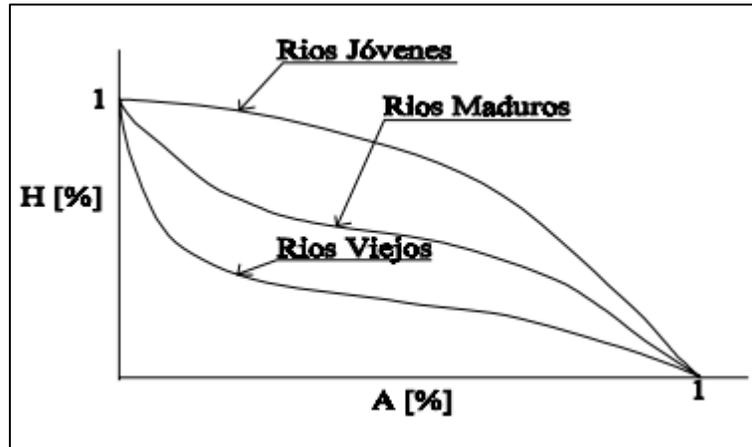


Figura 3. Curvas hipsométricas teóricas.

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 2 se presentan las propiedades de la cuenca utilizadas para obtener la curva hipsométrica. El área de drenaje se divide en los doce (12) 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 4. Al comparar la curva hipsométrica teórica de la Figura 3 con la Figura 4 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 2. 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	1749	0.83	0.01	0.25	3.70	100.00
2	1781	0.85	0.02	0.24	7.85	96.30
3	1813	0.86	0.02	0.22	8.91	88.45
4	1845	0.88	0.02	0.20	7.91	79.54
5	1877	0.89	0.02	0.18	9.86	71.63
6	1909	0.91	0.03	0.15	12.81	61.77
7	1941	0.92	0.03	0.12	13.37	48.96
8	1973	0.94	0.03	0.09	10.99	35.59
9	2005	0.95	0.03	0.06	13.43	24.61
10	2037	0.97	0.02	0.03	7.47	11.17
11	2069	0.98	0.01	0.01	3.45	3.70
12	2101	1.00	0.00	0.00	0.25	0.25

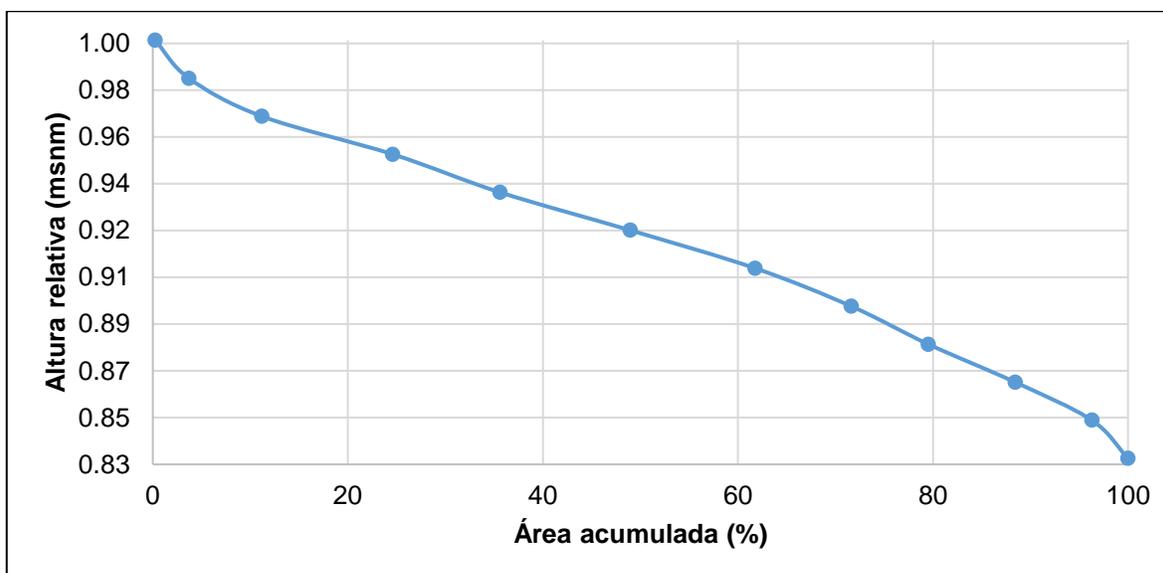


Figura 4. Curva hipsométrica de la Cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

4.2.4. Pendiente de la cuenca

En la Figura 5 se presenta el histograma de frecuencias relativas de las pendientes de la Cuenca. La pendiente con una frecuencia relativa mayor es la del 76.41%. La pendiente promedio es de 70.22% por lo que se concluye que es una cuenca con topografía fuertemente accidentada, la pendiente mínima es del 7.21% y la pendiente máxima es del 238.31%.

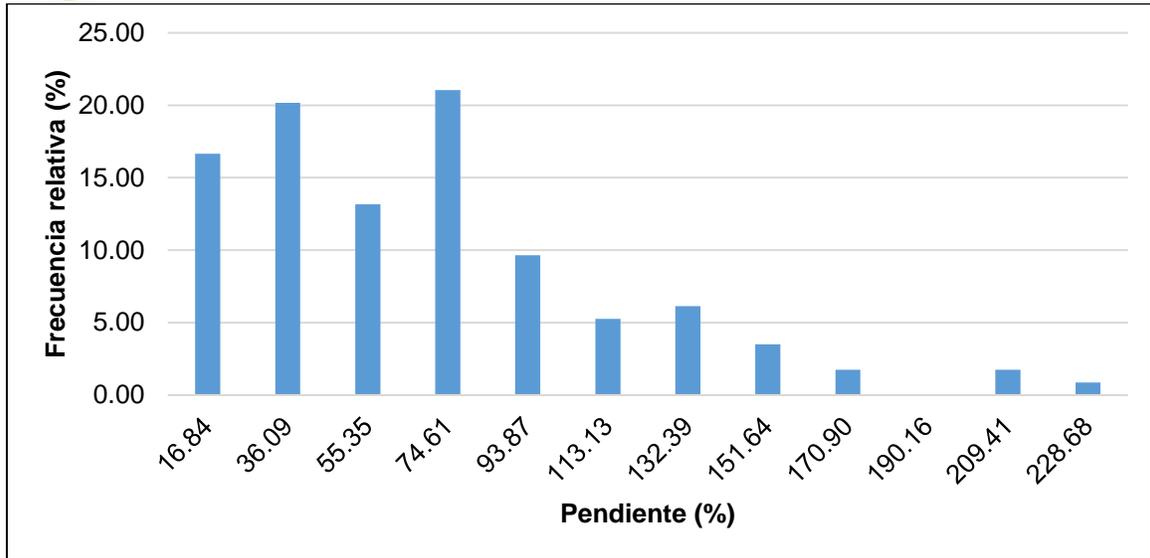


Figura 5. Histograma de pendientes de la Cuenca.

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 3).

Tabla 3. 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
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 4 muestra los tiempos de concentración obtenidos para la Cuenca 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 4. Tiempos de concentración de la Cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

Método	T_c [h]	T_c [min]	T_c escogido [min]
Kirpich	0.06	3.54	N/A
Témez	0.09	5.65	5.65
Williams	0.15	9.09	9.09
Johnstone y Cross	0.10	5.70	5.70
Giandiotti	0.23	14.03	14.03
S.C.S - Ranser	0.05	2.95	N/A
Ventura-Heras	0.10	5.74	5.74
V.T. Chow	0.25	14.86	14.86
Cuerpo de ingenieros del ejército de Estados Unidos	0.21	12.65	12.65
Hathaway	0.27	15.98	N/A
Linsey	0.31	18.80	N/A

Método	Tc [h]	Tc [min]	Tc escogido [min]
California Culverts Practice	0.05	2.96	N/A
Media	0.16	9.33	9.67
Desviación estándar	0.09	5.66	-
$\mu + \sigma$	0.25	14.99	-
$\mu - \sigma$	0.06	3.67	-
Tiempo de concentración Cuenca (min)	9.67		

4.2.6. Intensidad de diseño y magnitud de la precipitación para diferentes periodos 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 periodos 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.

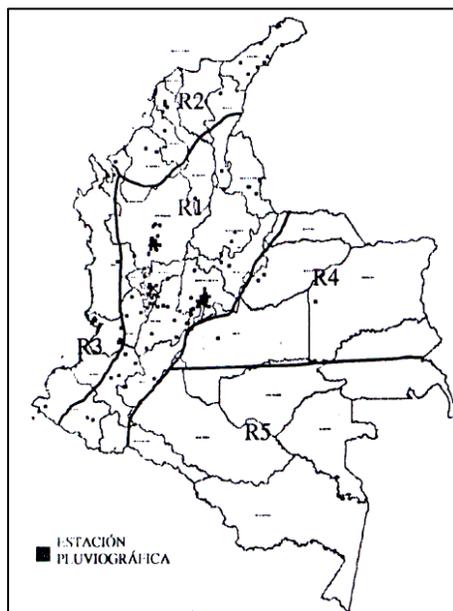


Figura 6. Regiones para definición de parámetros a, b, c y d.

Fuente: (Instituto Nacional de Vías, 2009).

Tabla 5. 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 6, 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 5.

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 7 se presenta la curva IDF para la estación Caicedo.

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.

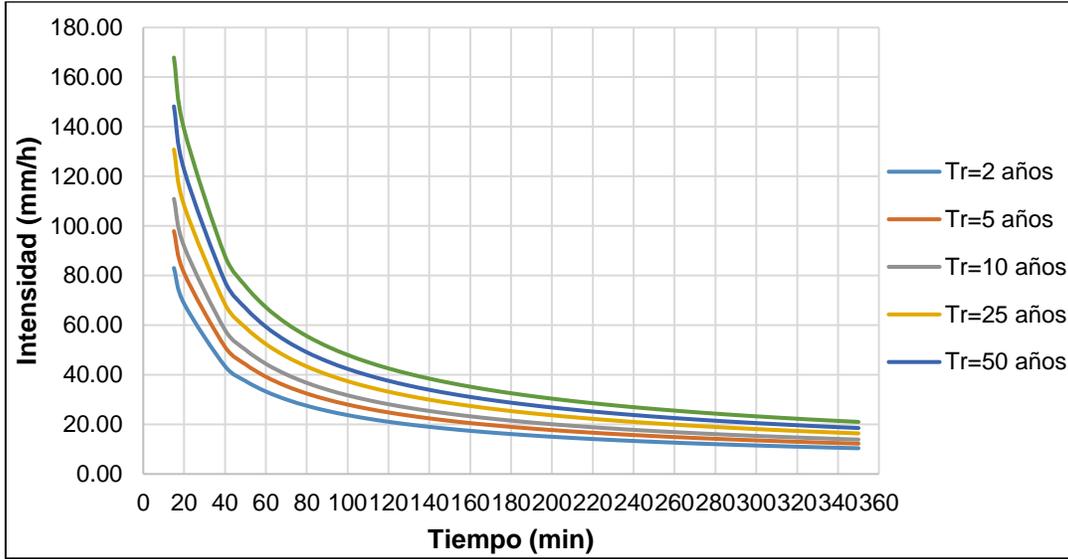


Figura 7. Curva IDF estación Caicedo.

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 Tabla 6, 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.

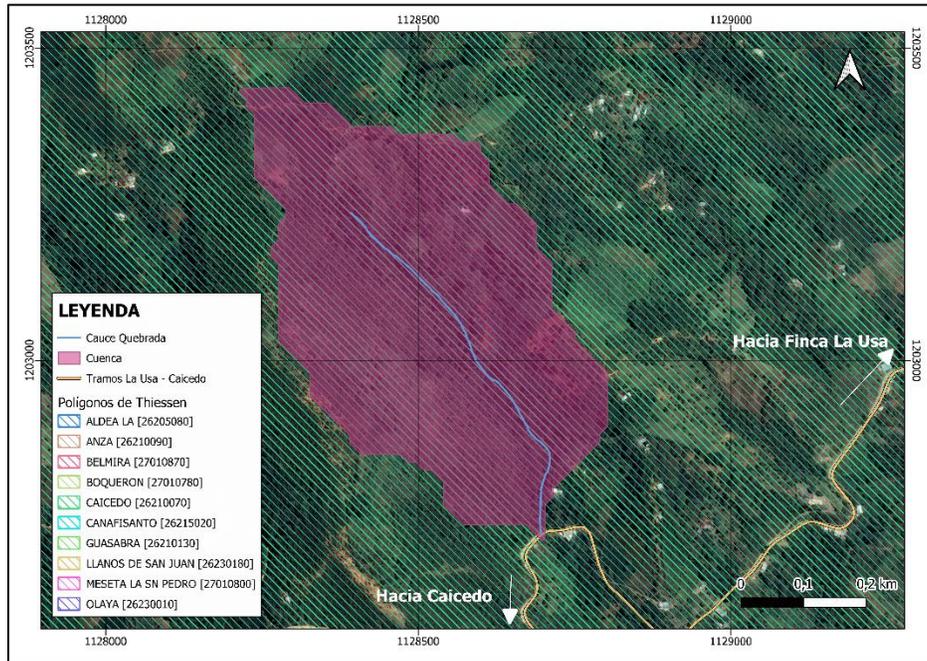


Figura 8. Polígonos de Thiessen.

Finalmente, en la Tabla 6 se presentan los cálculos de las intensidades para diferentes periodos de retorno con un tiempo de concentración de 15 minutos.

Tabla 6. Intensidad y precipitación para la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

Tr	I (mm/h)	P (mm)
2	83.02	20.76
5	97.91	24.48
10	110.92	27.73
25	130.81	32.70
50	148.19	37.05
100	167.88	41.97

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 a 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 filtra 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 7.

Tabla 7. 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
		Mala	61	72	79	82

DESCRIPCIÓN Y TIPO DE COBERTURA		CONDICIÓN HIDROLÓGICA	NUMERO DE CURVA			
USO DE LA TIERRA	TRATAMIENTO O PRACTICA		A	B	C	D
	Curvas de nivel y terrazas	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 (huertas o granjas con árboles)	-----	Mala	57	73	82	86
		Regular	43	65	76	82
		Buena	32	58	72	79
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

En la Tabla 8 se presenta el procedimiento para el cálculo del número de curva CN en condición de humedad antecedente AMC II, teniendo en cuenta la cobertura vegetal presentada en la Figura 9.

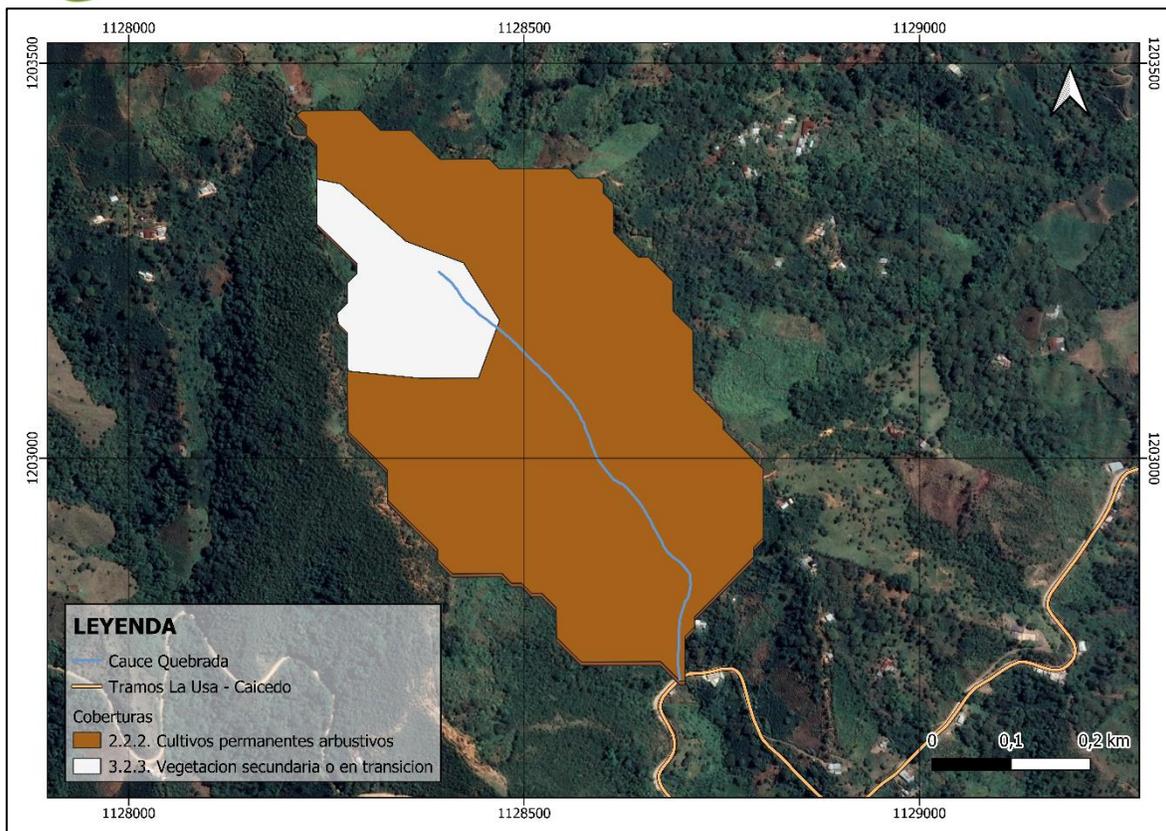


Figura 9. Mapa de coberturas de la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 8. Estimación de CN para la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

Tipo de suelo	% Área	Grupo de suelo	CN AMC II
Pastos enmalezados	86.69	C	77.67
Vegetación secundaria o en transición	13.31	C	

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 (T_c) 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 T_c 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 10.

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 :

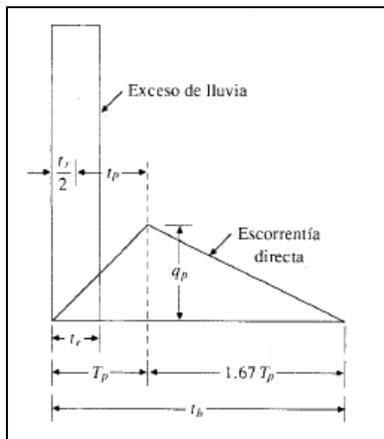


Figura 10. Hidrograma unitario adimensional del S.C.S

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 [$\text{pie}^3/\text{s}.\text{mi}^2$]

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 [$\text{pie}^3/\text{s}/\text{pulg}$].

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 9 ya que la zona donde se encuentra ubicada la vía es rural.

Tabla 9. 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			
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 10 se presentan los parámetros necesarios para la modelación de las hidrógrafas unitarias de Clark, SCS y Snyder en la cuenca, en el software HEC-HMS.

Tabla 10. Parámetros necesarios para la modelación hidrológica en el HEC-HMS para la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

Método	Parámetro	Símbolo	Unidad	Punto inicial
Clark	Tiempo de concentración	Tc	h	0.16
	Número de curva	CN	adimensional	77.67
	Coefficiente de almacenamiento	R	h	0.03
Snyder	Tiempo de rezago	TL	h	0.10
	Coefficiente al pico	Cp	adimensional	0.80
SCS	Tiempo de rezago	Tp	min	9.00

Un resumen gráfico de los resultados de los caudales se presenta en la Figura 11. Adicionalmente en la Tabla 11 se puede observar que las metodologías Clark y Snyder arrojaron resultados muy similares. Realizando un análisis del caudal de diseño, correspondiente a la creciente con $T_r=100$ años, se encuentra que la media es $\mu = 2.4$, y la desviación estándar muestral es $\sigma = 0.436$. A partir de estos valores se construye una franja de confianza o de aceptación comprendida entre un límite inferior de $\mu - \sigma = 1.96$, hasta un límite superior de $\mu + \sigma = 2.84$. De esta manera se descarta el resultado obtenido con la metodología de SCS y Racional ($Q = 2.93m^3/s$ y $1.90m^3/s$) respectivamente, por encontrarse por fuera del rango calculado.

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 11 se presentan los caudales de diseño.

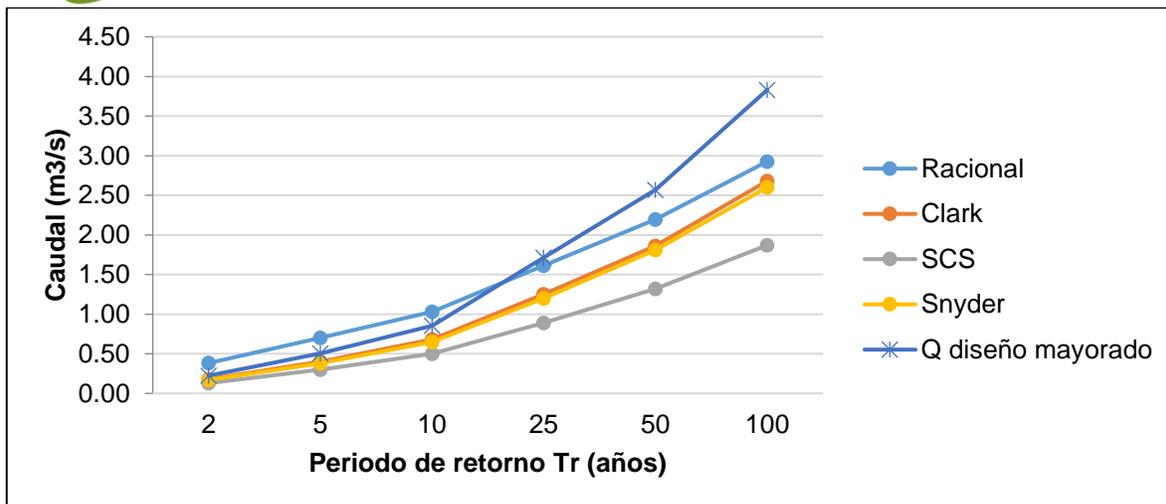


Figura 11. Caudales de la cuenca.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11. 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	0.38	0.18	0.13	0.17	0.22	0.16	0.22
5	0.70	0.40	0.30	0.38	0.45	0.36	0.50
10	1.03	0.68	0.50	0.65	0.72	0.61	0.85
25	1.61	1.25	0.89	1.20	1.24	1.23	1.72
50	2.20	1.86	1.32	1.81	1.80	1.84	2.57
100	2.93	2.68	1.87	2.60	2.52	2.74	3.83

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 12.

Tabla 12. 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:

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

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:

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

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

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

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.

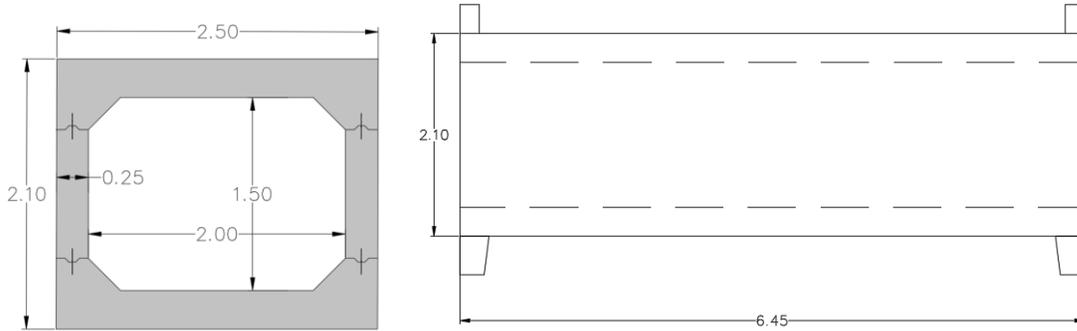


Figura 12. Geometría del Box Culvert.

5.1.2. Caudal de diseño

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

Tabla 13. Caudales de diseño para el Box Culvert.

Tr [años]	Caudal [m ³ /s]				Q Promedio [m ³ /s]	Q Diseño [m ³ /s]	Q Diseño Mayorado [m ³ /s]
	Racional	Clark	SCS	Snyder			
2	0.38	0.18	0.13	0.17	0.22	0.16	0.22
5	0.70	0.40	0.30	0.38	0.45	0.36	0.50
10	1.03	0.68	0.50	0.65	0.72	0.61	0.85
25	1.61	1.25	0.89	1.20	1.24	1.23	1.72
50	2.20	1.86	1.32	1.81	1.80	1.84	2.57
100	2.93	2.68	1.87	2.60	2.52	2.74	3.83

Como se mencionó, el período de retorno de diseño de este tipo de estructuras equivale a 25 años, por lo que el caudal de diseño tiene un valor de 1.72 m³/s.

La sección de diseño de la estructura se muestra a continuación. Esto, puesto que es importante para la modelación de la misma en el software HY-8 en donde se verifica el correcto funcionamiento de la estructura y su capacidad hidráulica.

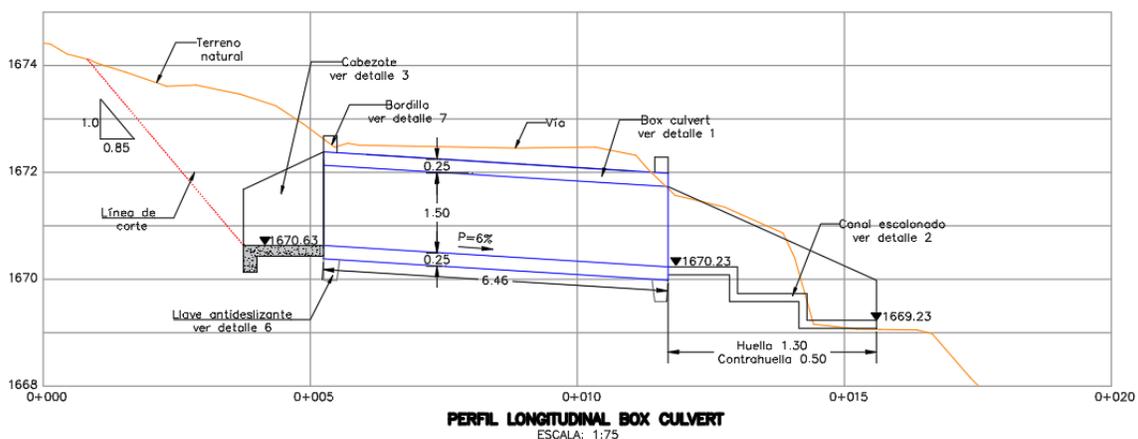


Figura 13. Sección transversal de diseño.

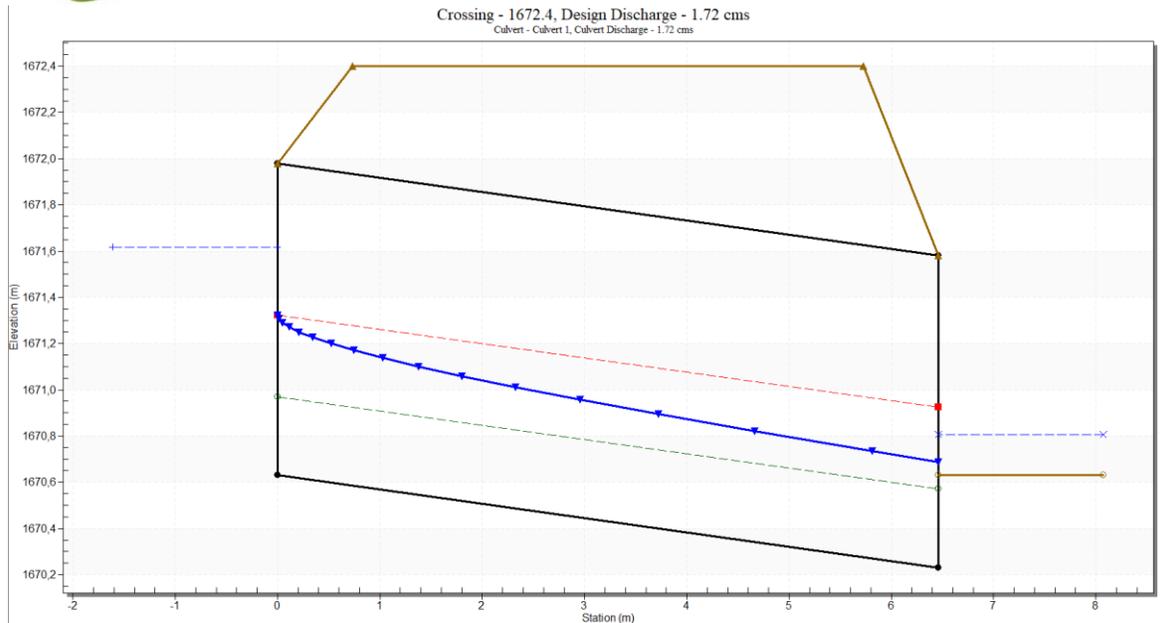


Figura 14. Modelación del Box Culvert 20+700 en HY-8.

Tabla 14. Resultados obtenidos con el modelo del Box Culvert 20+700 en HY-8.

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
1.70	1.70	1671.61	0.98	0.40	1-S2n	0.34	0.69	0.45	0.17	4.01	4.90
1.70	1.70	1671.61	0.98	0.41	1-S2n	0.34	0.69	0.46	0.17	4.01	4.90
1.71	1.71	1671.61	0.98	0.41	1-S2n	0.34	0.69	0.46	0.17	4.01	4.90
1.71	1.71	1671.61	0.98	0.41	1-S2n	0.34	0.69	0.46	0.17	4.01	4.90
1.71	1.71	1671.61	0.98	0.41	1-S2n	0.34	0.69	0.46	0.17	4.01	4.91
1.72	1.72	1671.61	0.98	0.41	1-S2n	0.34	0.69	0.46	0.17	4.01	4.91
1.72	1.72	1671.62	0.99	0.41	1-S2n	0.34	0.69	0.46	0.17	4.02	4.91
1.72	1.72	1671.62	0.99	0.41	1-S2n	0.34	0.69	0.46	0.17	4.02	4.92
1.72	1.72	1671.62	0.99	0.41	1-S2n	0.34	0.69	0.46	0.18	4.02	4.92
1.73	1.73	1671.62	0.99	0.41	1-S2n	0.34	0.70	0.46	0.18	4.02	4.92
1.73	1.73	1671.62	0.99	0.42	1-S2n	0.34	0.70	0.46	0.18	4.02	4.93

En la tabla anterior, se puede observar que para el caudal correspondiente a 1.72 m³/s, la altura H_w es de 0.98m, es decir que H_w/D=0.725, un valor menor a 1.20. Por lo tanto, el Box Culvert se encuentra dentro de las recomendaciones de diseño. La velocidad de salida es de 4.01 m/s, lo cual es un valor apropiado para concretos convencionales, acercándose al límite superior de los valores aconsejados.

6. DISEÑO ESTRUCTURAL

6.1. GENERALIDADES

6.1.1. 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).

6.1.2. Aspectos de resistencia

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

6.1.2.1. Factores de modificación de carga

- Ductilidad

De acuerdo con el numeral 1.3.3 del CCP-14 para el estado límite de resistencia se toma un factor de ductilidad $\eta_D=1.0$ para diseños convencionales.

- Redundancia

De acuerdo con el numeral 1.3.4 del CCP-14 para el estado límite de resistencia se toma un factor de redundancia $\eta_R=1.0$ para niveles convencionales.

- Importancia operacional

De acuerdo con el numeral 1.3.5 del CCP-14 para el estado límite de resistencia se toma un factor de importancia $\eta_I=1.0$.

6.1.2.2. Factor de resistencia

Los factores o coeficientes de resistencia empleados en el diseño de los componentes del Box Culvert proyectado corresponden a los descritos en el numeral 5.5.4.2.1 del CCP14, los cuales se presentan a continuación.

Coeficientes para cortante y torsión

- Concreto de densidad normal (0.9)

Para secciones en concreto reforzado controladas por tracción.

- Concreto de densidad normal (0.9)

Para secciones en concreto postensado controladas por tracción.

- Controladas por tracción (1.0)

Para secciones controladas por compresión con espirales o estribos

- Para zona sísmica 2, 3 y 4 en estado límite de evento extremo (0.75)

6.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

En el k20+700 de la vía la usa Caicedo se requiere la construcción de una obra hidráulica tipo Box Culvert, con las siguientes dimensiones.

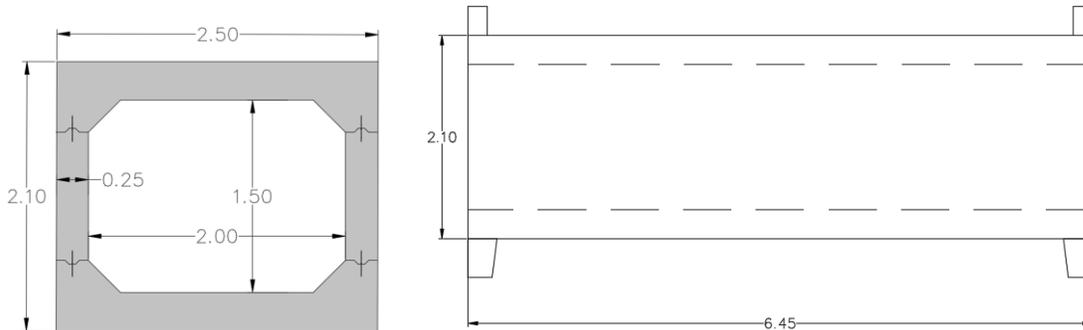


Figura 15. Geometría de box culvert.

6.2.1. Propiedades de los materiales

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

6.2.1.1. Acero de refuerzo

La resistencia a la fluencia del acero de refuerzo para la estructura es de:

- El acero de refuerzo deberá tener una resistencia a la fluencia de 420 MPa.

6.2.1.2. Concretos

La resistencia a la compresión del concreto medida a los 28 días será de:

- La resistencia a la compresión para el Box Culvert será de 28.0 MPa, $E_c=25399.0\text{MPa}$.

6.3. PARÁMETROS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO.

6.3.1. Cargas de diseño

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

6.3.1.1. Cargas permanentes

- Peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales (DC).
- Peso propio de la carpeta de rodamiento (DW).
- Empuje horizontal del suelo (EH).
- Sobrecarga de suelo (LS).

6.3.1.2. Peso propio

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

6.3.1.3. 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:

$$DW = 0.07m * 22.5kN/m^3 = 1.58kN/m^2$$

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

6.3.1.4. Empuje horizontal del lleno (EH).

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

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

Donde:

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

k_a : Coeficiente de presión lateral activa de suelo.

H : Altura total del sistema de contención.

El coeficiente de presión lateral activa de suelo se calcula con base en el numeral 3.11.5.3 del 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 ($\phi=30^\circ$).

$$k_a = 0.333$$

$$p = \gamma k_a H$$

De acuerdo con lo anterior la presión de suelo sobre la pantalla es de:

$$p = \gamma k_a H = 19.0kN/m^3 * 0.333 * H$$

$$p = 6.33H$$

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

6.3.2. Cargas transitorias

- Carga viva vehicular (LL).

6.3.2.1. 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.

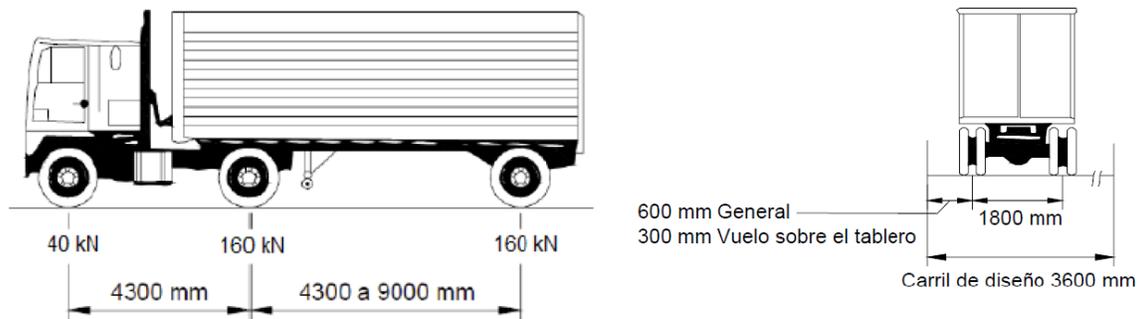


Figura 16. Cargas por eje del camión tipo CCP-14

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.

Carga de carril de diseño:

La carga de carril de diseño debe consistir en una carga de 10.3 kN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente, la carga se debe suponer uniformemente distribuida sobre un ancho de 3.0 m como lo estipula la norma del CCP-14 en el artículo 3.6.1.2.4.

Define Moving Load Case

Load Case Name :

Description :

Load Case for Permit Vehicle

Moving Load Optimization

Multiple Presence Factor

Num of Loaded Lanes	Scale Factor
1	1.2
2	1
3	0.85
> 3	0.65

Sub-Load Cases

Loading Effect

Combined Independent

Vehicle class	Scale	Lane 1
VL:CCP14	1.33	Lane1

< >

Add Modify Delete

OK Cancel Apply

Sub - Load Case

Load Case Data

Vehicle Class :

Scale Factor :

Min. Number of Loaded Lanes :

Max. Number of Loaded Lanes :

Assignment Lanes

List of Lanes

Selected Lanes

Lane1
Lane2

-> <-

OK Cancel

Figura 17. Factores de presencia múltiple y por carga de impacta, carga viva.

6.4. 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.

Estado Limite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40 0	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

6.5. 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.

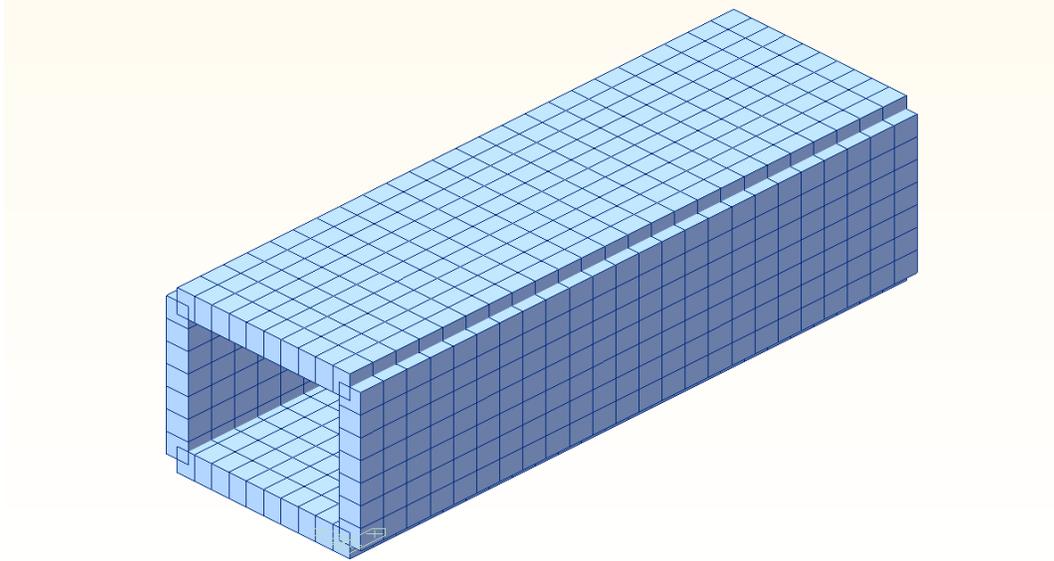


Figura 18. Modelo estructural del Box Culvert

6.5.1. Asignación de cargas.

En las siguientes figuras se presentan los esquemas con las cargas asignadas al modelo estructural.

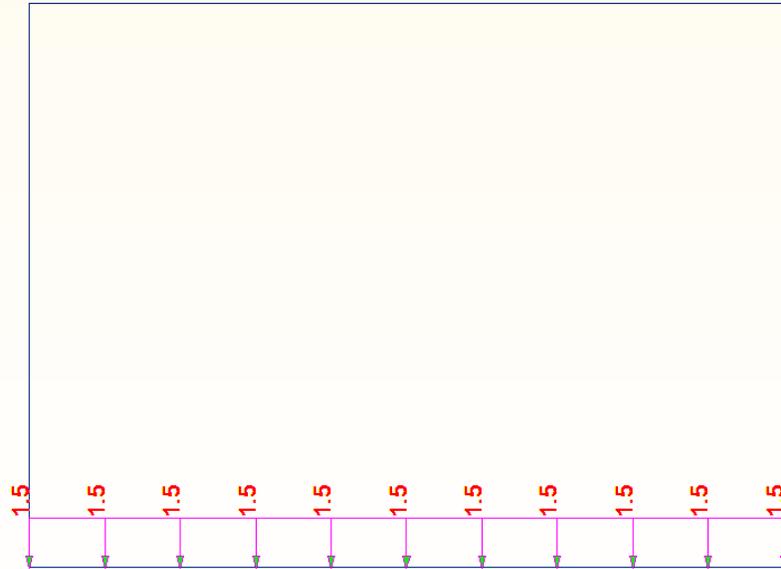


Figura 19. Esquema de carga por presión de fluidos (t/m²).

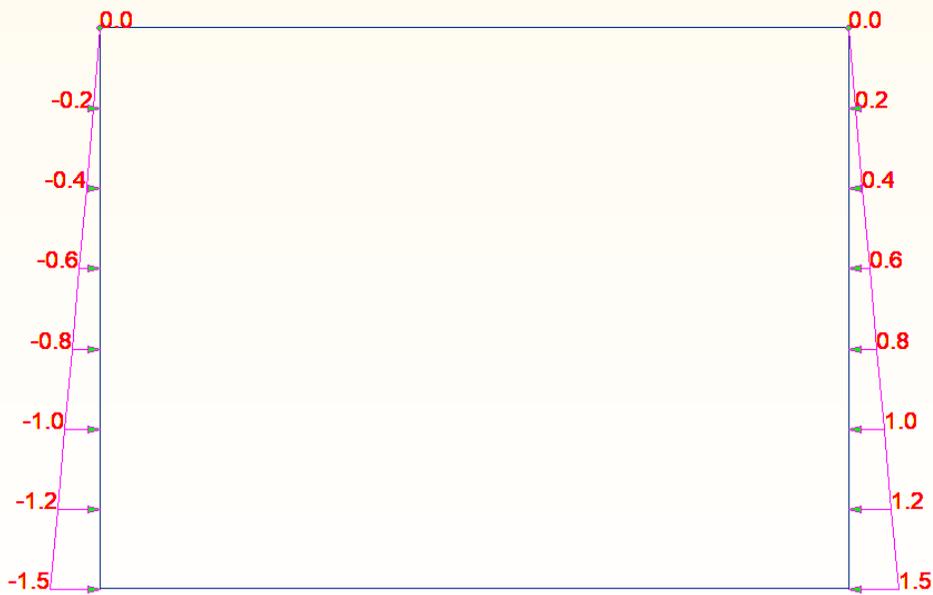


Figura 20. Esquema de carga por empuje de suelo (t/m²).

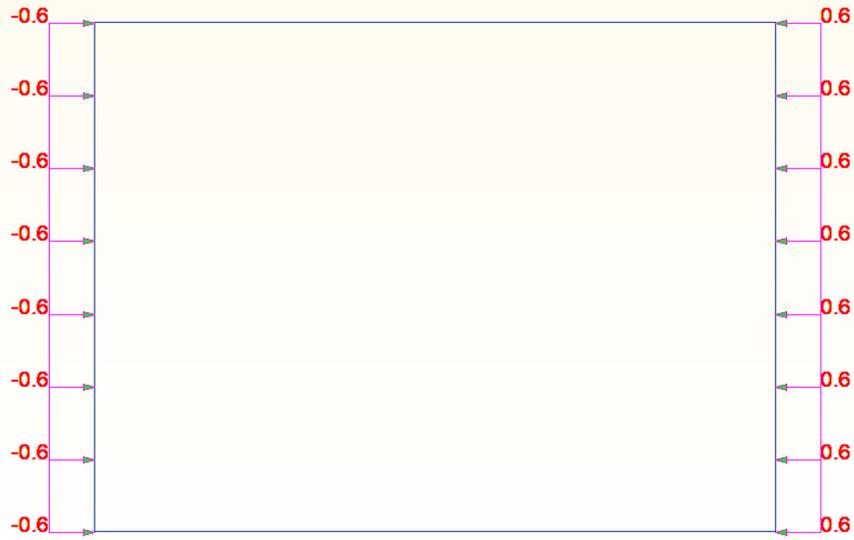


Figura 21. Esquema de carga por sobrecarga viva (t/m²).

6.6. DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES

El diseño de las vigas principales se realiza para las cargas, combinaciones de carga y geometría definida anteriormente para la superestructura, por tanto, se presenta a continuación el diseño estructural de las vigas principales.

6.7. SOLICITACIONES DE DISEÑO

Las solicitaciones de diseño que se generan en el Box Culvert se obtienen del modelo matemático el cual considera la geometría, los materiales, las cargas y combinaciones de cargas antes mencionadas.

A continuación, se presentan los diagramas de flexión y cortante

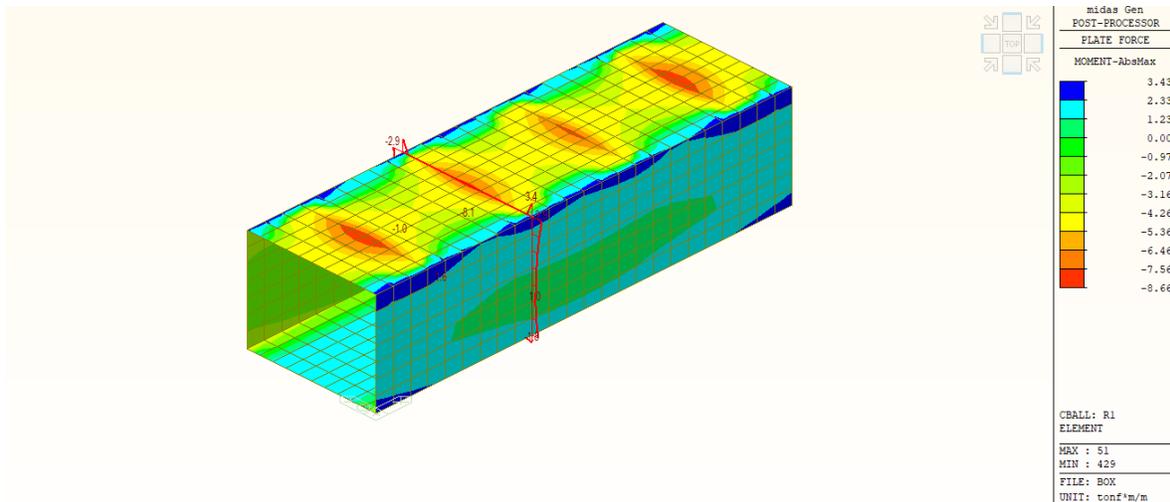


Figura 22. Diagrama de momentos sobre el Box Culvert.

6.8. DISEÑO A FLEXIÓN

El acero refuerzo se calcula de acuerdo con las solicitaciones de diseño, el área de refuerzo mínimo para el muro debe ser por lo menos igual al menor de las siguientes expresiones (Numeral 5.7.3.3.2 CCP-14).

$$1,33Mu \rightarrow 1,33(M_{xx})$$

$$M_{cr} = \gamma_1^2 * \gamma_3 * 0,62\sqrt{f'c} * \frac{b * H^2}{6}$$

Donde:

fr: Módulo de ruptura del concreto (Numeral 5.4.2.6 CCP – 14).

Sc: Modulo de sección

γ_1 : Factor de fisuración por flexión (1,6)

γ_3 : Relación entre la resistencia especificada y la resistencia última a tracción del refuerzo (0.75)

6.8.1. Cálculo de refuerzo principal

El área de refuerzo para atender los esfuerzos de flexión se estima a partir del momento último, sin embargo, se verifica el área de acero mínima.

$$1,33Mu = 1,33 * 5115kN.m = 6803kN.m$$

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[\gamma_1^2 f_r S_c - M_{dcn} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

γ_1 : Para todas las estructuras de concreto (1.60)

γ_3 : Para acero de refuerzo que cumple la norma ASMT A706 (0.75)

S_{nc} : Módulo de la sección simple (0.15m³)

S_c : Módulo de la sección compuesta (0.264m³)

f_r : Módulo de ruptura (0.62√28MPa)

M_{dcn} : Momento total no mayorado que actúa sobre la sección no compuesta (1728kN.m)

Por tanto, el momento de diseño corresponde al momento último:

$$Mu = 5115kN.m$$

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

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

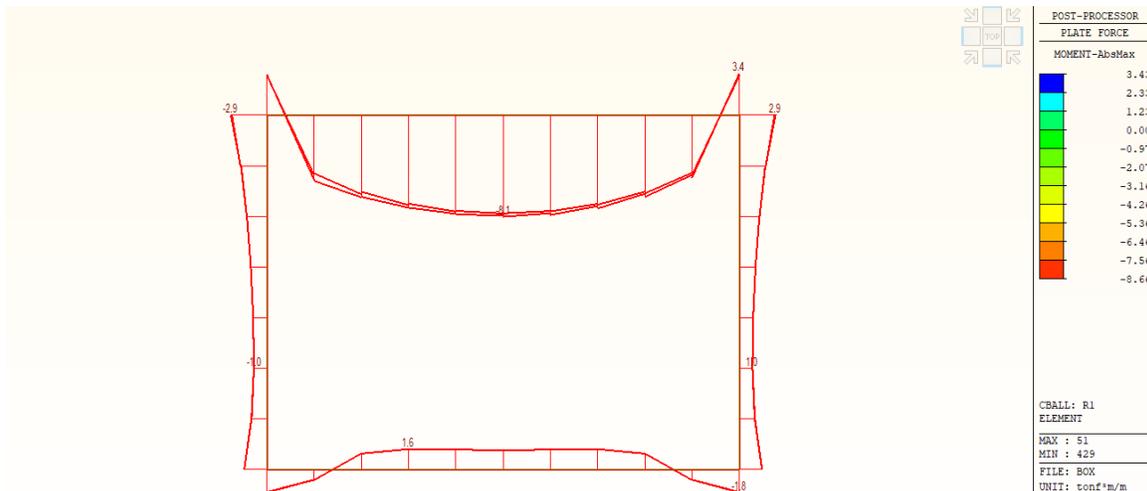
Donde:

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto

f_y : Resistencia a la fluencia del acero

M_u : Momento último

Con base en la ecuación anterior y con las solicitaciones de diseño, se procede a calcular el área de acero de refuerzo requerida por solicitaciones.



6.9. DISEÑO DE MUROS

DISEÑO ESTRUCTURAL			
Longitud de diseño	b=	1.00	m
Concreto:			
Resistencia a la compresión	f'c=	28.00	MPa
Peso unitario del concreto	γ_c =	24.00	kN/m ³
Densidad del concreto	w_c =	2400.00	kg/m ³
Factor de corrección para el agregado	K1=	1.00	
Módulo elástico del concreto	$E_c = 0.043 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	26752.50	MPa
			Tabla 3.5.1-1 CCP14 Art 5.4.2.4 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=	7.48	
Factor de resistencia para Flexión	ϕ =	0.90	
Factor de resistencia para Cortante	ϕ =	0.90	
			CCP14 Art 5.5.4.2 CCP14 Art 5.5.4.2
Vástago			
Diseño a Flexión			
Momento último	Mu=	33.64	kN-m
Recubrimiento	r=	75.00	mm
Barra	Bar=	5/8"	
Díámetro barra	db=	15.88	mm
Área barra	Ab=	197.93	mm ²
Altura efectiva	de=	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	$a = \beta_1 C_b$	13.97	mm
Resistencia nominal a flexión	$M_n = A_s f_y (de - a/2)$	53.23	kN-m
Momento resistente factorado	$M_R = \phi M_n$	47.91	kN-m
	$M_R = \phi M_n =$	$M_R > M_u$	Cumple 

Control de fisuración por medio de la distribución de la armadura

Condición de exposición	2.00	Usamos clase 2 para el vástago y clase 1 para la zapata	
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
Cuántía de acero de refuerzo	$\rho = A_s / b d_e =$	0.0047	
Relación de los Módulos elásticos	$n =$	7.48	
	$k = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho =$	0.23	
	$j = 1 - k/3 =$	0.92	
Momento de servicio	$M_{serv} =$	15.00 kN-m	
Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo	$f_{ss} = M_{serv} / A_s j d_e =$	122.96 Mpa	
	$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(T_{bot} - d_c)} =$	1.61	
Separación máxima	$S_{max} \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c =$	315.34 mm	CCP14 Art.5.7.3.4
Separación provista	$S =$	250.00 mm	
	$S < S_{max}$	Cumple	

Acero por retracción y temperatura

Altura efectiva del vástago	$h =$	4.55 m	
Área de acero por temperatura	$A_{st} = 750 T_{bot} h / 2 (T_{bot} + h) f_y =$	2.12 cm ²	CCP14 eq 5.10.8-1
Chequeo área	$2.34 \text{ cm}^2 \leq A_{st} \leq 12.78 \text{ cm}^2$	No	CCP14 eq 5.10.8-2
Barra	$\text{Bar} =$	1/2"	
Dímetro barra	$D =$	12.70 mm	
Área 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

6.10. DISEÑO DE LOSA SUPERIOR

DISEÑO ESTRUCTURAL

Longitud de diseño	b=	1.00	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	$E_c = 0.043 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	26752.50	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				
Relacion de los Módulos elásticos	n=	7.48		
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

Vástago

Diseño a Flexión

Momento ultimo	Mu=	84.00	kN-m
Recubrimiento	r=	75.00	mm
Barra	Bar=	5/8"	
Diametro barra	db=	15.88	mm
Area barra	Ab=	197.93	mm ²
Altura efectiva	de=	217.06	mm
Espaciamiento	s=	150.00	mm

Acero principal Losa **5/8" @0.15**

Area de acero de diseño	$A_s = A_b b/s =$	1319.55	mm ² /m
Distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro	$C_b = \frac{A_s f_y}{\beta_1 0.85 f'_c b} =$	27.40	mm
Bloque de esfuerzos equivalentes	$a = \beta_1 C_b =$	23.29	mm
Resistencia nominal a flexión	$M_n = A_s f_y (d_e - a/2) =$	113.85	kN-m
Momento resistente factorado	$M_r = \phi M_n =$	102.46	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 _{bot} / 2=	0.15	m
Momento de inercia del vástago	I _g =b d ³ / 12=	0.00	m ⁴
Módulo de rotura del concreto	f _r =0.62√f'c=	3.28	MPa
Módulo de sección de la sección compuesta	Sc=I _g / y _t =	0.015	m ³
Factor de variación de la fisuración	$\gamma_1 =$	1.60	
Relación entre fy/fu	$\gamma_3 =$	0.75	
Momento aplicado factorado * 1.33	1.33Mu=	111.72	kN-m
Momento de fisuración	$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) Sc] =$	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 el vástago y clase 1 para la zapata	
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
Cuántía de acero de refuerzo	$\rho = A_s / b d_e =$	0.0061	
Relación de los Módulos elásticos	$n =$	7.48	
	$k = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho =$	0.26	
	$j = 1 - k/3 =$	0.91	
Momento de servicio	$M_{serv} =$	48.00 kN-m	
Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo	$f_{ss} = M_{serv} / A_s j d_e =$	183.45 Mpa	
	$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(T_{bot} - d_c)} =$	1.48	
Separación máxima	$S_{max} \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c =$	190.65 mm	CCP14 Art.5.7.3.4
Separación provista	$S =$	150.00 mm	
	$S < S_{max}$	Cumple	

Acero por retracción y temperatura

Altura efectiva del vástago	$h =$	4.55 m	
Área de acero por temperatura	$A_{st} = 750 T_{bot} h / 2 (T_{bot} + h) f_y =$	2.51 cm ²	CCP14 eq 5.10.8-1
Chequeo área	$2.34\text{cm}^2 \leq A_{st} \leq 12.78\text{cm}^2$	Cumple	 CCP14 eq 5.10.8-2
Barra	$\text{Bar} =$	1/2"	
Díametro barra	$D =$	12.70 mm	
Área 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

6.11. DISEÑO DE LOSA INFERIOR

DISEÑO ESTRUCTURAL

Longitud de diseño	b=	1.00	m	
Concreto:				
Resistencia a la compresión	f'c=	28.00	MPa	
Peso unitario del concreto	γc=	24.00	kN/m ³	Tabla 3.5.1-1
Densidad del concreto	wc=	2400.00	kg/m ³	
Factor de corrección para el agregado	K1=	1.00		CCP14 Art 5.4.2.4
Módulo elástico del concreto	$E_c = 0.043 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$	26752.50	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				
Relacion de los Módulos elásticos	n=	7.48		
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

Vástago

Diseño a Flexión

Momento ultimo	Mu=	30.00	kN-m
Recubrimiento	r=	75.00	mm
Barra	Bar=	5/8"	
Diametro barra	db=	15.88	mm
Area barra	Ab=	197.93	mm ²
Altura efectiva	de=	217.06	mm
Espaciamiento	s=	250.00	mm

Acero principal Vastago **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	$M_n = A_s f_y (d_e - \frac{a}{2}) =$	69.86	kN-m
Momento resistente factorado	$M_R = \phi M_n =$	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 Mcr. CCP14 Art 5.7.3.3.2

Profundidad del elemento	d=Tbot=	0.30	m
Distancia al eje neutro	y=Tbot / 2=	0.15	m
Momento de inercia del vástago	$I_g = b d^3 / 12 =$	0.00	m ⁴
Módulo de rotura del concreto	$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c} =$	3.28	MPa
Módulo de sección de la sección compuesta	$S_c = I_g / y =$	0.015	m ³
Factor de variación de la fisuración	γ1=	1.60	
Relación entre fy/fu	γ3=	0.75	
Momento aplicado factorado * 1.33	1.33Mu=	39.90	kN-m
Momento de fisuración	$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) S_c] =$	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 el vástago y clase 1 para la zapata	
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
Cuántía de acero de refuerzo	$\rho = A_s / b d_e =$	0.0036	
Relación de los Módulos elásticos	$n =$	7.48	
	$k = \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} - n\rho =$	0.21	
	$j = 1 - k/3 =$	0.93	
Momento de servicio	$M_{serv} =$	12.00 kN-m	
Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo	$f_{ss} = M_{serv} / A_s j d_e =$	75.02 Mpa	
	$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(T_{bot} - d_c)} =$	1.48	
Separación máxima	$S_{max} \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c =$	682.96 mm	CCP14 Art.5.7.3.4
Separación provista	$S =$	250.00 mm	
	$S < S_{max}$	Cumple	

Acero por retracción y temperatura

Altura efectiva del vástago	$h =$	4.55 m	
Área de acero por temperatura	$A_{st} = 750 T_{bot} h / 2 (T_{bot} + h) f_y =$	2.51 cm ²	CCP14 eq 5.10.8-1
Chequeo área	$2.34\text{cm}^2 \leq A_{st} \leq 12.78\text{cm}^2$	Cumple	 CCP14 eq 5.10.8-2
Barra	$\text{Bar} =$	1/2"	
Díametro barra	$D =$	12.70 mm	
Área 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



7. 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.