

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
ESCUELA DE POSGRADO

**MAESTRÍA DE INGENIERÍA VIAL CON MENCIÓN EN CARRETERAS, PUENTES
Y TÚNELES.**



**Tesis para optar el Grado Académico de Maestro en Ingeniería Vial con
Mención en Carreteras, Puentes y Túneles**

Flujos hiperconcentrados para la funcionalidad de drenajes transversales en
carreteras

Autor: Bach. Diego Alberto Ramírez La Rosa

Asesor: Dr. Carlos Magno Chávarry Vallejos

Lima - Perú

2022

JURADO ASIGNADO:

Mediante Resolución Directoral N° 272-2021-EPG-D, de fecha 28 setiembre 2021, fue autorizada la revisión del Proyecto de Tesis “FLUJOS HIPERCONCENTRADOS PARA LA FUNCIONABILIDAD DE DRENAJES TRANSVERSALES EN CARRETERAS”, para optar el Grado Académico de Maestro en Ingeniería Vial con mención en Carreteras, Puentes y Túneles.

Asimismo, se designó al Jurado Revisor, el cual estará integrado por:

Presidente: Dr. Valencia Gutiérrez, Andrés Avelino

Miembro: Dr. Tamara Rodríguez, Joaquín Samuel

Miembro: Dr. Altamirano Herrera, Aníbal

Asesor: Dr. Chávarry Vallejos, Carlos Magno.

DEDICATORIA

La presente tesis va dedicada a Dios, en firme agradecimiento por la fortaleza y fe que me dio para lograr concluirla y de este modo continuar coadyuvando en la formación de mi persona como un ser humano para una cultura de paz.

A mi amada madre María Elena y abuelita Inés, quienes están en el cielo y que, con su amor infinito, inculcaron valores importantes en mi formación personal y profesional.

A mi querido padre Felisandro, tía Pocha y a mi familia en general, por su permanente apoyo y valiosos

consejos para la consolidación de mis objetivos.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por darme amor, sabiduría y esperanza, aspectos que vienen redundando en mi formación como persona y que permitirán consolidar metas y objetivos en mi vida.

A mi familia, por su constante ánimo y motivación, cuyo resultado es haber fortalecido mi carácter y responsabilidad en los diversos quehaceres de mi vida.

A mi Alma Mater, la Universidad Ricardo Palma, por concederme la formación académica y nutrirme de conocimientos y experiencias a lo largo de mis estudios profesionales; así como imprimirme valores y principios, los cuales seguirán contribuyendo en mi desarrollo personal y ponerlos al servicio de mi querida patria para su engrandecimiento y bienestar.

A los profesores de la Escuela de Posgrado de la Universidad Ricardo Palma, por permitir ampliar mis conocimientos en cada curso asistido. A mi asesor de tesis, Dr. Carlos Magno Chávarry Vallejos, a quien le debo gran parte de la experiencia adquirida hasta ahora, mediante su importante apoyo y orientación durante el desarrollo de este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCIÓN

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	18
1.1. Descripción del problema	18
1.2. Formulación del problema:	19
1.2.1. Problema general	19
1.2.2. Problemas específicos	19
1.3. Importancia del estudio	19
1.3.1. Nuevos conocimientos	19
1.3.2. Aporte.....	20
1.4. Justificación del estudio	20
1.5. Delimitación del estudio.....	21
1.6. Objetivos de la investigación	22
1.6.1. Objetivo general	22
1.6.2. Objetivos específicos.....	22
1.7. Limitaciones del estudio.....	23
1.7.1. Obstáculos de la investigación	23
1.7.2. Metodológicos y prácticos	23
1.7.3. Falta de estudios previos de la investigación	23
1.8. Alcances.....	23
1.9. Viabilidad de la investigación.....	24
2. MARCO TEÓRICO	25
2.1. Marco histórico.....	25
2.2. Investigaciones relacionadas con el tema	25
2.2.1. Investigaciones internacionales	25
2.2.2. Investigaciones nacionales	31
2.3. Estructura teórica y científica que sustenta el estudio.....	33
2.3.1. Ubicación del proyecto.....	33
2.3.2. Cuenca.....	33
2.3.3. Cuenca hidrológica.....	33

2.3.4.	Clasificación de cuencas	34
2.3.5.	División de cuencas.....	36
2.3.6.	Datos geomorfológicos de la cuenca.....	38
2.3.7.	Escorrentía.....	41
2.3.8.	Proceso para conversión de lluvia a escurrimiento	42
2.3.9.	Elección del periodo de retorno.....	42
2.3.10.	Modelos de distribución estadística – Datos hidrológicos	43
2.3.11.	Pruebas de bondad de ajuste.....	48
2.3.12.	Determinación de tormenta de diseño	50
2.3.13.	Cálculo de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF).....	51
2.3.14.	Determinación del tiempo de concentración	53
2.3.15.	Hietograma de diseño	54
2.3.16.	Precipitación total y efectiva	55
2.3.17.	Método SCS para abstracciones	56
2.3.18.	Métodos para estimación de caudal de Diseño.....	59
2.3.19.	Hidráulica fluvial.....	63
2.3.20.	Drenaje transversal en carreteras.....	63
2.3.21.	Concepto de alcantarillas	64
2.3.22.	Tipos de alcantarillas.....	65
2.3.23.	Alcantarilla de gran tamaño	66
2.3.24.	Diseño hidráulico de alcantarillas	67
2.3.25.	Consideraciones para el diseño de alcantarillas	67
2.3.26.	Materiales sólidos de arrastre	68
2.3.27.	Debris Flow.....	69
2.3.28.	Flujo de detritos.....	70
2.3.29.	Composición de flujo lodo y escombros.....	72
2.3.30.	Modelos hidráulicos para flujos de escombros	74
2.3.31.	Modelo ARCGIS-ARC MAP.....	75
2.3.32.	Diseño de página del ARCGIS-ARC MAP	76
2.3.33.	Concentración volumétrica de sedimentos Cv	76
2.4.	Definición de términos básicos	78
2.5.	Fundamentos teóricos que sustentan hipótesis (figuras o mapas conceptuales).....	80
3.	SISTEMA DE HIPÓTESIS.....	81
3.1.	Hipótesis.....	81
3.1.1.	Hipótesis general	81
3.1.2.	Hipótesis específicas	81
3.2.	Sistema de variables	81

3.2.1.	Definición conceptual y operacionalización	81
3.2.2.	Cuadro de operacionalización	82
4.	METODOLOGÍA	83
4.1.	Enfoque y método de investigación.....	83
4.2.	Diseño de la investigación	83
4.3.	Población de estudio.....	83
4.4.	Muestra de estudio	84
4.5.	Técnicas de recolección de datos.....	85
4.6.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos (validez y confiabilidad).....	85
4.6.1.	Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos.....	86
4.6.2.	Técnica del procesamiento y análisis de datos	86
5.	ÁREA DE ESTUDIO	87
5.1.	Metodología del trabajo.....	87
5.1.1.	Fase de preparación	87
5.1.2.	Fase de campo	87
5.1.3.	Fase de gabinete	88
5.2.	Ubicación y límites	90
5.3.	Geología y geodinámica	92
5.3.1.	Estratigrafía	92
5.3.2.	Geología regional	92
5.3.3.	Distribución geológica	93
5.4.	Características hidrológicas e hidráulicas	94
5.4.1.	Generalidades	94
5.4.2.	Clima	95
5.4.3.	Parámetros geomorfológicos.....	95
5.4.4.	Mecanismos de desestabilización de movimiento de ladera en las diferentes quebradas del estudio	96
5.4.5.	Datos pluviométricos (hidrológicos).....	96
5.4.6.	Precipitaciones máximas en 24 horas (todas las estaciones).....	96
5.4.7.	Análisis de consistencia para prueba de datos dudosos de las estaciones del estudio... 98	
5.4.8.	Análisis de bondad – Pruebas de ajuste del Chi Cuadrado y Kolmogorov – Smirnov para el estudio.....	98
5.4.9.	Curvas IDF por estación de estudio	100
5.4.10.	Determinación de caudales (pontones Huaros 01 y Cushpa)	103
5.4.11.	Determinación de caudales (ALC-125, ALC. ESP 10 y BADEN 1)	113
5.4.12.	Resumen de máximas descargas (caudal de diseño)	117
5.4.13.	Valores de caudales totales.....	117
5.5.	Imágenes satelitales EARTH DATA.....	119

5.6. Características geotécnicas.....	121
5.6.1. Análisis granulométrico (mecánica de suelos).....	121
5.7. Características hidráulicas.....	122
5.7.1. Consideraciones hidráulicas.....	122
5.7.2. Consideración del material de cauce.....	123
5.7.3. Datos de entradas, análisis e interpretación de resultados.....	124
6. MODELAMIENTO Y SIMULACIÓN.....	127
6.1 Simulación con el modelo ARCGIS – ARC MAP – HEC GEO RAS.....	127
6.1.1 Preparación.....	127
6.1.2 Descripción de la simulación ARC MAP.....	127
7. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.....	132
7.1 Introducción a los resultados obtenidos.....	132
7.2 Resultados de % de sedimentación con flujo hiperconcentrado.....	132
7.3 Resultados de variación de tirante máximo con flujos hiperconcentrados.....	133
7.4 Resultados de velocidades máximas con flujos hiperconcentrados.....	138
7.5 Interpretación de datos obtenidos.....	139
DISCUSIÓN.....	143
CONCLUSIONES.....	145
RECOMENDACIONES.....	146
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	147
ANEXOS.....	150

ÍNDICE DE TABLAS:

Tabla 1:	Ubicación del proyecto.
Tabla 2:	Clasificación de cuencas: grandes y pequeñas.
Tabla 3:	División por tipo de cuenca hidrográfica
Tabla 4:	Tamaño de las cuencas Chillón y Mantaro
Tabla 5:	Valores críticos “d” para la prueba Kolmogorov – Smirnov.
Tabla 6:	Formulaciones para curvas IDF.
Tabla 7:	Clasificación de números adimensionales para tormentas.
Tabla 8:	Grupos de suelos para determinación de hietogramas.
Tabla 9:	Número de curva de escorrentía para usos selectos de tipos de suelo.
Tabla 10:	Coefficientes de escorrentía para el método racional.
Tabla 11:	Fórmulas que definen el método racional modificado. (pág. 51 y 52).
Tabla 12:	Factor a considerar en el tipo de alcantarillas
Tabla 13:	Modelos de mecánica para flujos de escombros.
Tabla 14:	Propiedades de los flujos de escombros.
Tabla 15:	Modelos reconocidos de 1D, 2D y 3D.
Tabla 16:	Comportamiento del flujo de lodo como una función de Cv.
Tabla 17:	Cuadro de operacionalización de variables.
Tabla 18:	Población de sistemas de drenaje transversal.
Tabla 19:	Tamaño de muestra seleccionada.
Tabla 20:	Listado de datos para la muestra seleccionada
Tabla 21:	Datos geomorfológicos de las cuencas principales
Tabla 22:	Listado de los 5 puntos críticos del estudio
Tabla 23:	Condiciones climáticas del área de estudio
Tabla 24:	Datos geomorfológicos del estudio
Tabla 25:	Datos pluviométricos pertenecientes a las estaciones del estudio
Tabla 26:	Precipitaciones máximas del estudio
Tabla 27:	Análisis de consistencia para el estudio de las estaciones
Tabla 28:	Análisis estadístico del estudio - Prueba Chi

Tabla 29:	Análisis estadístico del estudio - Prueba Kolmogorov – Smirnov
Tabla 30:	Precipitaciones corregidas de las estaciones del estudio
Tabla 31:	Tabla de número de curva seleccionado para pontones
Tabla 32:	Tiempo de concentración en el estudio
Tabla 33:	Caudales para distintos periodos de retorno
Tabla 34:	Estimación del caudal total máximo – Pontón Huaros 01
Tabla 35:	Estimación del caudal total máximo – Pontón Cushpa
Tabla 36:	Estimación del caudal total máximo – ALC.ESP.10
Tabla 37:	Estimación del caudal total máximo – ALC-125
Tabla 38:	Estimación del caudal total máximo – BADEN 1
Tabla 39:	Caudales totales máximos finales para distintos períodos de retorno
Tabla 40:	Resultado de la clasificación de suelos
Tabla 41:	Cuadro de valores de micro rugosidad:
Tabla 42:	Cuadro de valores de macro rugosidad
Tabla 43:	Componentes hidráulicas para pontones
Tabla 44:	Componentes hidráulicas para badenes y alcantarillas
Tabla 45:	Dimensiones finales del BADEN 01
Tabla 46:	Parámetros necesarios para simulación
Tabla 47:	Vol. sedimentos VS Sedimentos con flujos hiperconcentrados (BADEN Y ALCANTARILLAS).
Tabla 48:	Vol. sedimentos VS Sedimentos con flujos hiperconcentrados (Pontones)
Tabla 49:	Tirante normal VS Tirante máximo con flujos Hiperconcentrados (BADEN 1)
Tabla 50:	Tirante normal VS Tirante máximo flujos Hiperconcentrados (ALCANTAR.)
Tabla 51:	Tirante normal VS Tirante máximo flujos Hiperconcentrados (PONTONES)
Tabla 52:	Velocidades máximas con flujos hiperconcentrados
Tabla 53:	Interpretación de datos – Pontón HUAROS 01
Tabla 54:	Interpretación de datos – Pontón CUSHPA
Tabla 55:	Interpretación de datos – BADEN 1
Tabla 56:	Interpretación de datos – ALCANTARILLA 125
Tabla 57:	Interpretación de datos – ALCANTARILLA ESPECIAL 10.

ÍNDICE DE FIGURAS:

- Figura 1: Ubicación general del proyecto.
- Figura 2: Cuenca hidrológica
- Figura 3: Cuencas endorreicas y exorreicas
- Figura 4: Componentes de cuenca hidrográfica.
- Figura 5: División de una cuenca hidrográfica.
- Figura 6: Cuenca del río Chillón
- Figura 7: Cuenca del río Mantaro
- Figura 8: Ciclo hidrológico a nivel de cuenca - escorrentía
- Figura 9: Riesgo de excedencia del evento de diseño durante vida útil.
- Figura 10: Representación esquemática de las características de una tormenta.
- Figura 11: Ejemplo de curvas intensidad – duración – frecuencia para lluvias máximas.
- Figura 12: Hietograma de diseño propuesto por Sifalda - 1973.
- Figura 13: Ejemplo de hietograma tipo doble triángulo Hydratec 2007.
- Figura 14: Tormenta de diseño doble triángulo – periodo de retorno 5 años, duración 4 h.
- Figura 15: Variables en el método SCS.
- Figura 16: Ejemplo de hietograma de precipitación efectiva.
- Figura 17: Vista frontal de un tipo de alcantarilla.
- Figura 18: Esquema de un flujo de detritos (Debris Flow)
- Figura 19: Parte frontal de un flujo de escombros.
- Figura 20: Vista de flujo de detritos.
- Figura 21: Pernos para sostener grupo de rocas.
- Figura 22: Detalles de malla anclada
- Figura 23: Barrera dinámica – Chosica, Perú.
- Figura 24: Clasificación del tamaño de los granos.
- Figura 25: Diseño de página ARCGIS – ARC MAP
- Figura 26: Mapa conceptual de la investigación
- Figura 27: Mapa de la provincia de Canta
- Figura 28: Mapa de la provincia de Pasco

- Figura 29: Leyenda geológica del cuadrángulo de Canta
- Figura 30: Leyenda geológica del cuadrángulo de Ondores (23-K)
- Figura 31: Curva IDF – estación Canta
- Figura 32: Curva IDF – estación Huaros
- Figura 33: Curva IDF – estación Pariacancha
- Figura 34: Curva IDF – estación Yantac
- Figura 35: Curva IDF – estación Cerro de Pasco
- Figura 36: Descarga máxima estimada para 140 años - Pontón Huaros 01
- Figura 37: Resumen de resultados para la subcuenca 01 para 140 años – Pontón Huaros 01
- Figura 38: Hidrograma de la subcuenca 01 para 140 años – Pontón Huaros 01
- Figura 39: Descarga máxima estimada para 500 años - Pontón Huaros 01
- Figura 40: Resumen de resultados para la subcuenca 01 para 500 años – Pontón Huaros 01
- Figura 41: Hidrograma de la subcuenca 01 para 500 años – Pontón Huaros 01
- Figura 42: Descarga máxima estimada para 1000 años - Pontón Huaros 01
- Figura 43: Resumen resultados para la subcuenca 01 para 1000 años – Pontón Huaros 01
- Figura 44: Hidrograma de la subcuenca 01 para 1000 años – Pontón Huaros 01
- Figura 45: Descarga máxima estimada para 140 años – Pontón Cushpa
- Figura 46: Resumen resultados para la subcuenca 01 para 140 años – Pontón Cushpa
- Figura 47: Hidrograma de la subcuenca 01 para 140 años – Pontón Cushpa
- Figura 48: Descarga máxima estimada para 500 años – Pontón Cushpa
- Figura 49: Resumen resultados para la subcuenca 01 para 500 años – Pontón Cushpa
- Figura 50: Hidrograma de la subcuenca 01 para 500 años – Pontón Cushpa
- Figura 51: Descarga máxima estimada para 1000 años – Pontón Cushpa
- Figura 52: Resumen resultados para la subcuenca 01 para 1000 años – Pontón Cushpa
- Figura 53: Hidrograma de la subcuenca 01 para 1000 años – Pontón Cushpa
- Figura 54: Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal – 100 años (ALC ESP.10)
- Figura 55: Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal – 100 años (ALC 125)
- Figura 56: Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal – 100 años (BADEN 1)
- Figura 57: Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal – 500 años (ALC ESP.10)
- Figura 58: Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal – 500 años (ALC 125)
- Figura 59: Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal – 500 años (BADEN 1)
- Figura 60: Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal – 1000 años (ALC ESP.10)
- Figura 61: Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal – 1000 años (ALC 125)
- Figura 62: Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal – 1000 años (BADEN 1)

- Figura 63: Imagen satelital EARTHDATA – Pontón Huaros 01
- Figura 64: Imagen satelital EARTHDATA – Pontón Cushpa
- Figura 65: Imagen satelital EARTHDATA – Alcantarilla 125
- Figura 66: Imagen Satelital EARTHDATA– Alcantarilla Especial 10
- Figura 67: Imagen Satelital EARTHDATA– Baden 1.
- Figura 68: Imagen del cauce en la quebrada Escalón (Alcantarilla 125)
- Figura 69: Vista Isométrica – Ejemplo de modelo hidráulico Pontón Huaros 01
- Figura 70: Vista en campo de la ubicación – BADEN 01
- Figura 71: Análisis del terreno (Creación del TIN Y DEM)
- Figura 72: Análisis del terreno (Creación del TIN EN 3D)
- Figura 73: Creación de “ALL CROSS – SECTION TOOLS” del modelo
- Figura 74: Exportación de datos – ARC MAP – HEC RAS
- Figura 75: Secciones geométricas de la exportación
- Figura 76: Simulación computacional final de la geometría y caudales
- Figura 77: Exportación mediante “Layer Setup for HEC RAS Post Processing”
- Figura 78: Resultados finales de la inundación–ALC. ESPECIAL 10–Caudal 100 años
- Figura 79: Gráfico Vol. Sed. VS Sed. con flujos hiperconcentrados (Baden y Alcantarillas)
- Figura 80: Gráfico - Vol. sedimentos VS sedimentos con flujos hiperconcentrados (Pontones).
- Figura 81: Gráfico - Tirante normal VS Tirante máximo flujos Hiperconcentrados (BADEN 1).
- Figura 82: Plano del BADEN 1, comparación tirante máximo con flujo hiperconcentrado
- Figura 83: Gráfico - Tirante normal VS Tirante máximo flujos Hiperconcentrados (ALCANT).
- Figura 84: Plano del ALC. ESP. 10, comparación tirante máximo con flujo hiperconcentrado.
- Figura 85: Gráfico - Tirante normal VS Tirante máx. flujos Hiperconcentrados (PONTONES).
- Figura 86: Plano del P. CUSHPA, comparación tirante máximo con flujo hiperconcentrado
- Figura 87: Gráfico – velocidades máx. (con y sin flujos hiperconcentrados).
- Figura 88: Comparación de resultados con otros estudios - Altura por % de sedimentación.
- Figura 89: Comparación de resultados con otros estudios – Velocidad máxima.

RESUMEN

El presente estudio tiene como objetivo determinar el control de las zonas de riesgo frente a flujos hiperconcentrados para la mejor funcionabilidad de las estructuras de drenaje transversal, en la carretera Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170); considerando de suma importancia que en el futuro se mejore y optimice estos sistemas de drenaje y se cuente con información valiosa para diseñar las estrategias más convenientes. El estudio que se ha desarrollado se ha tipificado como una investigación a nivel transversal descriptiva, con diseño no experimental, siendo la población del estudio las alcantarillas en los tramos de dicha carretera. Como técnica principal se utilizó el sistema computacional ARCGIS-ARC MAP, el cual nos muestra los distintos parámetros hidráulicos comparativos entre un sistema normal y uno con la presencia de flujos hiperconcentrados. Se concluye que el modelo computacional ARCGIS – ARC MAP, es una alternativa eficiente para la modelación y simulación de flujos hiperconcentrados, porque nos permite obtener datos reales de los niveles de tirantes máximos, porcentaje de sedimentos *in situ* y velocidades máximas del cauce del río, siendo importante su empleo en estudios sobre cuencas, análisis en temas de mitigación y seguimiento en zonas de peligros; lo cual, es de sumo interés para la conservación de vías e infraestructuras de drenaje.

Palabras Clave: Flujos hiperconcentrados, drenajes transversales, sedimentación, velocidad máxima y tirante máximo.

ABSTRACT

The present study aims to determine the control of risk areas against hyperconcentrated flows for the better functionality of the transversal drainage structures, on the Canta (km 100+970) - Huayllay (km 196+170) road; considering of utmost importance that in the future these drainage systems are improved and optimized, and valuable information is available to design the most convenient strategies. The study that has been developed has been typified as descriptive cross-sectional research, with a non-experimental design, being the study population the culverts in the sections of this road. The main technique used was the ARCGIS-ARC MAP computational system, which shows the different comparative hydraulic parameters between a normal system and one with the presence of hyperconcentrated flows. It is concluded that the ARCGIS - ARC MAP computational model is an efficient alternative for the modeling and simulation of hyperconcentrated flows, because it allows us to obtain real data on the maximum flow levels, percentage of sediments in situ and maximum velocities of the riverbed, being important its use in studies on basins, analysis on mitigation issues and monitoring in hazard areas, which is of great interest for the conservation of roads and drainage infrastructure.

Key words: Hyperconcentrated flows, transverse drainage, sedimentation, maximum velocity and maximum discharge.

INTRODUCCIÓN

La presente tesis evalúa la influencia de los flujos hiperconcentrados en los diversos sistemas de drenaje, los cuales forman parte de nuestra geografía regional. Estos flujos generan daños en todo su recorrido, desde el punto más alto hasta el cono de deyección dejándose notar su fuerza permanente, que a la postre genera la destrucción de dichas estructuras.

En el presente trabajo de investigación, se evalúa un modelo computacional caracterizando las distintas cuencas e ingresando datos geomorfológicos e hidrológicos, siguiendo una línea de investigación de flujo de detritos con fines de mitigar los posibles daños que ocurren ante la presencia de flujos hiperconcentrados.

El desarrollo de la tesis se estructura de la siguiente manera; en un primer aspecto, se desarrolla el planteamiento del problema, los objetivos, justificación e importancia de la investigación, así como la limitación de la misma. En un segundo aspecto, se enuncia el fundamento teórico, investigaciones relacionadas a estudios de fenómenos de flujos de escombros y sedimentos en el ámbito nacional e internacional.

Del mismo modo, se desarrolla los aspectos del diseño metodológico enfocando el presente estudio, al tipo, método, diseño, población, muestra y técnicas de instrumentación, a fin de determinar los puntos críticos para la evaluación de la carretera Canta – Huayllay, en los tramos 100+970 al 196+170.

El desarrollo de la aplicación metodológica se realiza en el área de estudio correspondiente. La ubicación de la zona a evaluar, la topografía, la geología, las características geotécnicas, hidrológicas e hidráulicas determinan los resultados de los caudales totales a partir de los hidrogramas líquidos para cada tiempo de retorno en los distintos tipos de sistemas de drenaje transversal de la carretera Canta – Huayllay, en los tramos 100+970 al 196+170.

Seguidamente, se desarrolla el modelamiento y simulación, mediante la utilización del sistema computacional ARCGIS-ARC MAP y se recopila la información sobre las características de las subcuencas, fotografías satelitales y los hidrogramas de caudales totales, con el fin de realizar comparaciones para finalmente encontrar alternativas de solución para

mitigar y evitar daños mayores a las estructuras de drenaje transversal de la carretera Canta – Huayllay, en los tramos 100+970 al 196+170.

Finalmente, se desarrolla la presentación de resultados obtenidos de los gráficos del software ARCGIS-ARC MAP, mostrando alturas máximas de sedimentación y velocidades máximas; estableciéndose seguidamente las conclusiones y recomendaciones.

Culminando el presente trabajo, se muestra la bibliografía consultada y se acompaña los anexos referidos a los cálculos obtenidos en todo el proceso de desarrollo del estudio.

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

El entorno de una geografía escabrosa y compleja, añadido a factores externos como los históricos fenómenos ocurridos en nuestro país; nos permite analizar los riesgos que pueden presentar todas las infraestructuras creadas por el ser humano.

Las quebradas que se forman en las localidades del tramo seleccionado para el estudio son las formas más comunes y dificultosas que debemos analizar en estas zonas; Los flujos hiperconcentrados, son los tipos de flujo característicos que causan daños y problemas en todo su camino. En las zonas bajas de las quebradas, dichos flujos demuestran su dominio destructivo sepultando estructuras, cubriendo carreteras, sistemas de drenaje, campos de agricultura y zonas de valles, con una gran cantidad de lodo y piedras de diversas dimensiones.

Los habitantes, que con el pasar del tiempo han presenciado los flujos hiperconcentrados en distintas zonas de su medio de vida, lo describen como: “una pared de rocas y piedras de diferentes tamaños envueltas en una mezcla de barro, que aparece repentinamente a la salida de las quebradas, precedidos por un ruido estrepitoso; el cauce permanece lleno de torrente de escombros cargado de barro y cantos rodados rechinando y triturándose conjuntamente”.

Estos sucesos y hechos descritos son flujos hiperconcentrados, y la forma de deposición y características de la tendencia del movimiento, han sido recopiladas y analizadas a través del tiempo por los especialistas en geología e ingeniería; y a su vez, han animado el interés de autoridades relacionadas a la tarea de mitigación de desastres.

La presente tesis trata sobre el conocimiento de los flujos hiperconcentrados y la influencia de ellos en los distintos sistemas de drenaje transversal que presenta la carretera Canta – Huayllay, en los tramos 100+970 al 196+170; con el fin de realizar una investigación con simulaciones de modelamientos numéricos, que ayuden a impulsar el análisis a temas de mitigación y seguimiento en zonas de peligros, que son muy importantes para la conservación de vías e infraestructuras de drenaje.

Para el desarrollo y análisis del presente tema, aplicaremos el modelo computacional denominado ARCGIS-ARC MAP en las cuencas y subcuencas a estudiar del tramo Canta – Huayllay, ubicado en las regiones de Junín, Pasco y Lima.

1.2. Formulación del problema:

1.2.1. Problema general

¿De qué manera se controlan las zonas de riesgo por flujos hiperconcentrados para la mejor funcionabilidad de las estructuras de drenaje transversal, utilizando un modelamiento computacional en la carretera Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170)?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuáles son las propiedades geotécnicas y geológicas del material de arrastre de la cuenca para determinar la magnitud de los flujos hiperconcentrados?
- ¿Cuál es el máximo caudal de diseño apropiado para determinar la magnitud de los flujos hiperconcentrados?
- ¿Cuáles son las magnitudes hidráulicas de los distintos sistemas de drenaje transversal para la funcionabilidad de los flujos hiperconcentrados?
- ¿Cómo se determina que la utilización de sistemas de modelamiento computacional mejora el diseño y la funcionabilidad de las estructuras de drenaje transversal, frente a las zonas de riesgo de flujos hiperconcentrados?

1.3. Importancia del estudio

1.3.1. Nuevos conocimientos

Los flujos hiperconcentrados se pueden localizar en diferentes zonas críticas, gracias a la topografía accidentada de las regiones naturales y las diversas áreas vulnerables que se presentan en nuestro país. Los nuevos conocimientos que se muestran en el presente proyecto son:

- Zonas vulnerables en puntos críticos de la vía Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170).
- Mapas de riesgos para prevención y control de sistemas de drenajes transversales.

- Riesgos de colapso y priorización de estudios para mantenimiento de obras hidráulicas y obras menores.
- Nuevos proyectos deberán incluir en sus estudios previos un análisis de riesgo como contenido para evaluación.
- Tipos de flujos de escombros.

1.3.2. Aporte

La investigación se justifica mediante el análisis de los resultados obtenidos del software ARCGIS-ARC MAP, aportando medidas de control y monitoreo de los diversos flujos hiperconcentrados en puntos críticos de la carretera Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170) para los periodos de retorno en un tiempo determinado.

1.4. Justificación del estudio

- **Conveniencia**

El proyecto de investigación evitará el colapso de los sistemas de drenaje transversal, debido a la acumulación y taponamiento de material de arrastre que se alojan en dichos sistemas existentes; ya que, en dichos diseños, no se ha considerado para sedimentos y transporte de materiales (Flujos hiperconcentrados).

- **Relevancia social**

Este proyecto evaluará y revisará las metodologías del diseño de alcantarillas y otros sistemas de drenaje, con la finalidad de determinar los factores que más influyen en el mal funcionamiento de estas estructuras y poder sugerir un mejor procedimiento de diseño frente a los flujos hiperconcentrados; el cual beneficiaría a transportistas y poblaciones aledañas a zonas afectadas.

- **Aplicaciones prácticas**

El proyecto de investigación ayudará a determinar los puntos críticos y con riesgo al colapso de los sistemas de drenaje transversal en tramos específicos de la carretera Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170).

- **Utilidad metodológica**

Con esta investigación, se podrá recolectar información sobre las ubicaciones con mayor incidencia de ocurrencia de flujos hiperconcentrados en las carreteras a nivel nacional, y aportará un mejor control para el diseño de sistemas de drenajes transversales en un futuro.

- **Valor teórico**

Con el estudio de este proyecto, se podría realizar mejoras en los manuales de Hidrología, Hidráulica y Drenaje en carreteras, y procedimientos de control y monitoreo de sistemas de drenaje transversal.

1.5. Delimitación del estudio

- **Geográfica o espacial**

El presente proyecto se desarrolla en el tramo de la carretera Canta – Huayllay (Lima – Junín – Pasco): km 100+970 (Canta) al km 196+170 (Huayllay).

Figura 1: Ubicación general del proyecto.



Fuente: CESEL INGENIEROS, 2018.

- **Temporal**

El proyecto de investigación se desarrollará durante los meses de octubre del 2021 a febrero de 2022.

- **Temática (contenido)**

El proyecto presenta el siguiente contenido:

Campo: Obras viales.

Área Académica: Hidrología e Hidráulica en Carreteras.

Línea de Investigación: Sistemas de drenaje transversal en carreteras.

Sub línea de investigación: Flujos hiperconcentrados.

- **Muestral**

Para el proyecto, se tendrá como muestra los sistemas de drenaje transversal y sistema de alcantarillado de las zonas más críticas de la carretera Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170).

1.6. Objetivos de la investigación

1.6.1. Objetivo general

Determinar el control de las zonas de riesgo frente a flujos hiperconcentrados para la mejor funcionabilidad de las estructuras de drenaje transversal, utilizando un modelamiento computacional, en la carretera Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170), Año 2021.

1.6.2. Objetivos específicos

- Evaluar las propiedades geotécnicas y geológicas del material de arrastre para la determinación de la magnitud de los flujos hiperconcentrados.
- Evaluar el caudal máximo de diseño apropiado para determinar la magnitud de los flujos hiperconcentrados.

- Determinar las magnitudes hidráulicas de los distintos sistemas de drenaje transversal para la funcionalidad de los flujos hiperconcentrados.
- Demostrar que el análisis y la determinación del modelamiento computacional mejora el diseño y la funcionalidad de las estructuras de drenaje transversal.

1.7. Limitaciones del estudio

1.7.1. Obstáculos de la investigación

Se cuenta con una relación de datos y parámetros hidráulicos de las diferentes alcantarillas; sin embargo, no se conoce el estado actual de dichas alcantarillas, ya que no se mencionan en los documentos revisados; por lo cual, los datos descritos llevarán un margen de error, que pueden limitar el alcance, el tamaño de la muestra; o puede ser un obstáculo para encontrar una mejor tendencia o una relación significativa.

1.7.2. Metodológicos y prácticos

Debido a las diferentes normas de las bibliografías consultadas que no están estandarizadas, permite que exista un sesgo en los resultados, que podrían obtener efectos adversos, por la composición física de los materiales de arrastre.

1.7.3. Falta de estudios previos de la investigación

Por ser una investigación que no se prioriza en los sistemas de drenaje de nuestro país, se ha tenido que tomar muchas investigaciones internacionales, expuestas a diferentes métodos numéricos y diseños de sistemas de drenaje transversal.

1.8. Alcances

En el presente trabajo se analizará:

- La geología (potencialidad de deslizamientos).
- Resultados de las evaluaciones de campo (comportamiento de las estructuras).

- Características de los cauces.
- Características del material del cauce.
- Cobertura de la cuenca.
- Características de la precipitación.
- Ocupación de la cuenca.
- Marcas de agua de sólidos.
- Depósitos.

1.9. Viabilidad de la investigación

Este proyecto es viable por lo siguiente:

- Tiempo: Se uniformizarán diseños para optimizar la trabajabilidad de los sistemas de drenaje transversal, lo que acortará el tiempo de análisis.
- Espacio: Se estudiarán los puntos más críticos de la zona de investigación, con el fin de tener los mayores valores y poder en un futuro uniformizar en su totalidad los sistemas de drenaje transversal.
- Condiciones Económicas: Al invertir en la optimización de la funcionabilidad del sistema de drenaje transversal, se podrán reducir costos en mantenimientos a corto plazo.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Marco histórico

El proyecto “Mejoramiento, Rehabilitación y Conservación por Niveles de Servicio del Corredor Vial Lima – Canta – Huayllay – Dv. Cochamarca – Empalme PE-3N”, forma parte de los proyectos de IIRSA. Se contempla mejorar la transitabilidad y seguridad vial en dicha carretera; permitiendo articular zonas de gran potencial agropecuario y turístico de las zonas de algunas provincias de Lima y Pasco; brindando una alternativa a la carretera central, especialmente a los flujos de transporte desde / hacia la selva central del país.

Dentro del estudio para el expediente técnico, se contempla el pavimentado del tramo Canta – Huayllay (total de 95.2 km) a nivel de carpeta asfáltica; así como, el mejoramiento de los sistemas de drenaje transversal, estabilización de taludes y otros trabajos.

En el período de los meses de noviembre a abril, de años pasados; las regiones de Pasco y Lima (Lima provincia) se han visto afectados por intensas precipitaciones, producidas por eventos climatológicos con un incremento anual de intensidad, duración y frecuencia, los cuales han generado lluvias intensas y tormentas. Ante esta realidad, se debe tomar prevención antes, durante y después de un desastre.

La obra “Mejoramiento, Rehabilitación y Conservación por Niveles de Servicio del Corredor Vial Lima – Canta – Huayllay – Dv. Cochamarca – Empalme PE-3N”, actualmente se encuentra en ejecución; por ello, la necesidad de proporcionar un sistema de drenaje óptimo y funcional que incluya un modelo bidimensional que ayude a controlar y mitigar la influencia de los flujos hiperconcentrados en las zonas más riesgosas de todo el tramo.

2.2. Investigaciones relacionadas con el tema

2.2.1. Investigaciones internacionales

Castro Aguirre (2016), identificó las causas principales que provocó el colapso, de la alcantarilla transversal ubicada en la estación 90+222 de la carretera Interamericana de Occidente (Guatemala), con mayor recurrencia a diferencia de años anteriores, y propone una alternativa técnica en diseño que reduzca la obstrucción del drenaje que evitará daños a la estructura del pavimento de dicha carretera.

La investigación evaluó la cuenca base de la alcantarilla, la vegetación, los tipos de materiales alrededor de la cuenca y otros factores que ayudan a ocasionar los flujos hiperconcentrados que pasan por la alcantarilla. Concluyó que el problema de la alcantarilla fue causado por el mal manejo de conservación, por el tiempo de servicio concluido y porque cuando se diseñó la alcantarilla no se tomaron en cuenta los flujos hiperconcentrados causados por el cambio climático.

Heping et al. (2018), analiza el flujo de escombros en la cuenca Zuizi, evaluando diferentes períodos de retorno en base al análisis de datos meteorológicos locales y estudios de riesgo aplicados a la cuenca del Río Beiyu (China); basándose en procesos de riesgos, son seleccionados en la investigación centrándose en parámetros para determinar la energía de flujos de escombros y de peligros por medio del uso del modelo de simulación FLO-2D, determinación de parámetros mediante modelamiento numérico y obtención del riesgo por medio de acoplamiento de las zonas de riesgo y zonas de vulnerabilidad.

Daming et al. (2019), menciona en su investigación la representación de estudio de campo de 35 ciudades y condados de Guangxi (China), caracterizado por las montañas, ríos y grandes precipitaciones. La precipitación, la geología, la población, el terreno y la vegetación son seleccionados como las causas de impacto, que al ser digitalizadas se sintetiza para evaluar el peligro de flujo de escombros, asignando un grado de riesgo. La evaluación del peligro de flujo de escombros está determinada por el mecanismo de la hidrodinámica y la aplicación de un modelo matemático apoyado por la herramienta espacial software ArcGis, para el procesamiento del terreno y la generación de cuadrículas no estructuradas (generación de rejillas). El método basado en la hidrodinámica es útil en la evaluación de impactos de peligros de flujos de escombros. Los resultados han sido validados por estadísticas de riesgo geológico del condado de Quanzhou (China) demostrando su validez para la evaluación de peligrosidad del condado en estudio.

López López (2018), tuvo como objetivo analizar la interacción entre un flujo de inundación ocasionado por el desbordamiento del río Tonalá en Tabasco –México y el terraplén de la carretera federal 180 y su sistema de drenaje. El trabajo consideró un modelo hidrológico de amenaza para condiciones extremas, con el fin de estimar la

avenida de diseño asociada a un período de retorno de 100 años. También se utilizó un modelo hidrodinámico bidimensional que permitió establecer niveles y áreas de afectación bajo el forzamiento del fenómeno en diferentes escenarios de construcción de la carretera. La metodología usada incorporó un modelo digital de elevaciones de alta calidad y precisión, generado a partir de una nube de puntos LIDAR, así como datos de diferentes estaciones climáticas en la región. Los escenarios fueron seleccionados con el fin de evaluar las variaciones en los niveles de inundación y áreas de inundación en la llanura, de tal manera que sea posible modelar alteraciones del drenaje natural por la presencia de la carretera. Concluyó que la deficiencia de drenaje en la carretera ocasionó el aumento de velocidad del flujo del río Tonalá, generando socavación en estructuras como el Puente Tonalá I. Dentro de los resultados se observó que la velocidad del flujo dentro de las alcantarillas se incrementa debido a la estrangulación que estas representan.

Bateman, et al (2016), estudió la caracterización de los flujos hiperconcentrados de tipo granular mediante la realización de experimentos en un canal de alta pendiente. En el trabajo realizado se utilizó una cámara digital, la cual sirvió para la medición de los niveles y velocidades del flujo de detritos. La evaluación de los niveles del agua y la distribución de velocidades es imprescindible para conocer las características del flujo, suponiendo un flujo en condiciones típicas de flujo unidimensional. Para la medida del nivel de agua desarrollaron un software denominado Técnica de Detección de Superficie, este software actúa como un suavizador de imagen para después de aplicarle un filtro que facilite de la obtención de resultados. Luego de aplicar el filtro se procede a escoger partes de la fotografía para caracterizar el fluido. Los puntos que detectaron fueron la transición de agua –aire. La distribución de velocidades se aplicaron varios métodos para encontrar el más adecuado, siempre respaldado por antecedentes de resultados obtenidos. Para obtener la distribución de velocidades a diferentes alturas se usó el programa GITS. La investigación concluye que el tratamiento de imagen se presenta como una técnica muy interesante y precisa; sin embargo, se deberá mejorar mucho las técnicas experimentales para evitar problemas durante los experimentos.

Brea, et al (2015), presentaron una simulación de flujo de barro en el río Iruya. En la investigación implementan el modelo FLO-2D con el que analizarán los flujos

hiperconcentrados con material de arrastre (sedimentos). Dicho modelo simula flujos no newtonianos en lugares donde la topografía es accidentada. La implementación del modelo es capaz de representar el tránsito continuo con este tipo de flujos y permite identificar las superficies afectadas y el nivel de severidad del evento. Este modelo FLO-2D muestra los flujos de material y sedimento, pronosticando el movimiento del flujo viscoso como función de la concentración de sedimentos (modelo cuadrático reológico para predecir tensiones de corte viscosas que describe el continuo régimen del flujo), desde el flujo viscoso al turbulento. Se concluye que el modelo propuesto constituye una herramienta eficaz para representar numéricamente los procesos hidrodinámicos y sedimentológicos en ríos que son alimentados por grandes cantidades de material de arrastre bajo forma de deslizamientos y flujos de detritos. La implementación del modelo simula la categorización de los eventos, a nivel de magnitud y puede ser útil para pronosticar el impacto de eventos futuros en diferentes zonas.

Valencia, et al (2005), tuvo como objetivo estudiar las avenidas del río Ebro para establecer líneas de actuación que reduzcan riesgos y peligros de inundación existentes en zonas aledañas al río Ebro. El estudio de los eventos extremos tuvo como primer paso un modelamiento unidimensional con el programa HEC-RAS, donde se describe que las menores avenidas a 10 años en referencia al periodo de retorno no superan las motas construidas a lo largo del tramo de estudio. Otro modelo fluvial computacional realizado ha simulado avenidas extraordinarias del río Ebro, permitiendo conocer los detalles y los puntos débiles de la mota de defensa donde se producen las inundaciones. El efecto de las estructuras en la dinámica hidráulica de las llanuras inundables provocó la crecida del nivel de inundación en aguas arriba. La investigación concluye en determinar los niveles de defensa y protección existentes actuales frente a inundaciones y sobre la premisa deducida del funcionamiento hidráulico del río Ebro.

Suárez, et al (2006), trabajaron en la investigación de un modelamiento de flujos, cuyo objetivo fue analizar el fenómeno suscitado en la quebrada Angulito (febrero de 2005). En la cuenca de estudio se activaron la mayor cantidad de deslizamientos debido a precipitaciones extremas, y se generaron flujos hiperconcentrados y de detritos que causaron muchos destrozos en zonas aledañas. Este trabajo contiene información sobre los diferentes tipos de suelos, métodos de detección y al efecto que esta tiene en las propiedades geotécnicas y reológicas del material y de la solución del suelo. En el

trabajo se hicieron 3 tipos de modelamiento con el fin de analizar los fenómenos. El primer modelo de deslizamientos se basa en representaciones teóricas e información contenida en sistema ráster. El segundo modelo basado en el análisis de precipitación—
escorrentía desarrollada en NAM y el tercer modelo que se basa en la estimación de caudales presentados. Se realizaron caracterizaciones geotécnicas de los materiales. La cuenca estudiada muestra pérdidas a gran velocidad de resistencia y aguante al interactuar con el agua. El estudio plantea posibles estrategias de mitigación y mejoramiento en las consideraciones del diseño de flujos hiperconcentrados, tales como adición de enmiendas de yeso y otras sales liberadoras de calcio. La investigación concluye en la caracterización de las propiedades hidrológicas, hidráulicas y geotécnicas del fenómeno que se presentó en febrero del 2005 en la cuenca de la quebrada Angulito. En los aspectos geotécnicos las características que afectan la susceptibilidad de las laderas de la cuenca estudiada son las siguientes: Permeabilidad alta del suelo, pendiente de alta, bajo contenido de arcillas, características dispersivas del suelo, falta de cobertura vegetal y el clima árido característico de la región. En aspectos hidrológicos e hidráulicos mediante el modelamiento se pudo analizar eventos particulares y próximos de alta intensidad y poca duración del evento ocurrido en febrero del 2005. Mediante los modelamientos se obtuvo un valor máximo de caudal de diseño de agua y sedimento de 5.9 m³/s.

Comentado [DARLR1]:

Villanueva, et al (2009), tuvo como objetivo caracterizar el evento torrencial del arroyo Cabrera, estudiando y analizando el cálculo de la máxima precipitación. La delimitación de la cuenca hidrográfica del arroyo Cabrera se simuló mediante el programa computacional Hec-Geo HMS utilizando el modelo digital de elevaciones, la cual ayudo en calcular el área contribuyente al punto de inicio a la avenida de flujos hiperconcentrados. Se estimaron los parámetros geomorfológicos de la cuenca, como la altitud aproximada, pendientes, orientaciones y curvaturas, utilizando el programa ArcGis. Para la caracterización de las zonas saturadas del suelo se hicieron perfiles mediante ensayos de Refracción Sísmica. Dicho ensayo caracteriza el suelo mediante velocidades de ondas P, las cuales marcan la diferencia de estratos de los suelos en términos de velocidades. Se definió la cuenca de drenaje y se determinó el valor de la pendiente (26.56°) en el punto inicial de la avenida de derrubios, y el área contribuyente a este punto (143 m²). El trabajo concluye en que es necesario hacer las caracterizaciones de las zonas no saturadas del suelo, para poder encontrar el

desencadenamiento de los flujos hiperconcentrados y una relación con los deslizamientos superficiales en esta zona no saturada.

Arvelo y Díaz (2009), presentaron en su trabajo de grado un análisis experimental del comportamiento reológico de lavas torrenciales viscosas, mediante un modelo físico reducido para calibrar un modelo numérico de simulación de simulación de flujo unidimensional hiperconcentrado. El trabajo tuvo como objetivo analizar de manera experimental el comportamiento reológico de lavas torrenciales viscosas mediante la aplicación de un modelo físico reducido que permita calibrar un modelo numérico de simulación unidimensional para flujo hiperconcentrado. La investigación consta en 3 etapas, la primera en la cual se obtuvieron ecuaciones consecutivas que rigen el comportamiento no newtoniano de las lavas torrenciales, la experimental en donde se determinan las propiedades reológicas por medios empíricos del ensayo del penetrómetro, la prueba de Phasias y reómetro en bola. Además, se utilizó viscosímetro rotativo Fann 35° y el Antón Para, cuyos resultados validaron los métodos empíricos. Paralelamente se realizaron rompimientos de compuerta en un modelo físico reducido y por último la etapa numérica donde se realizó el modelo numérico de simulación unidimensional de rompimientos de compuerta de flujos hiperconcentrados Waraira Flow V1.0. Las soluciones numéricas se compararon satisfactoriamente con los resultados del ensayo realizado en el modelo físico del canal reducido. Concluyó en que las soluciones numéricas del modelo ya calibrado tienen similares resultados al modelo reducido. Las discrepancias se dan en que el modelo numérico mantiene viscosidades constantes y el modelo físico reducido las viscosidades no son constantes.

Alonso (2005), presenta en su estudio el análisis hidráulico fundamental involucrado en el diseño de alcantarillas, cuyo procedimiento debe basarse en las exigencias del proyecto. Propone que “el diseño de alcantarilla consiste en determinar el tipo de sección, material y embocadura de alcantarilla que, para longitud y pendiente que posee, sea capaz de evacuar el caudal de diseño, provocando un nivel de agua en la entrada que no provoque peligro, tanto de índole estructural como funcional, a la estructura que desea atravesar optimizando los recursos disponibles. Es decir, buscar la solución técnico-económica más conveniente”.

Cataño Álvarez (2015), tuvo como objetivo plantear un modelo teórico verificando escalas de cuencas para verificar tasas medias anuales de producción de sedimento ubicadas en las montañas de Antioquia (Colombia), basándose en información básica, con base en hipótesis y variables físicas simples que determinan en mayor medida el proceso propio de la región. Se proponen dos enfoques complementarios: (1) tipo de modelo - cauce aluvial, según caudal, pendiente y geometría hidráulica y (2) tipo de modelo - ladera, según caudal menos flujo base, pendiente, densidad de drenaje y grado de convergencia del flujo. Ambos modelos cierran con una regresión para el parámetro Shields, en función del rendimiento del sólido ($t/km^2/año$) y un factor geológico, que se considera robusta por la diversidad de escala, morfología y clima de las 23 cuencas analizadas. Dichos enfoques, predicen dentro de un margen de error de $\pm 50\%$ al rendimiento sólido del 70% de las cuencas, las de menos particularidades. Se concluye que este modelo estima una producción del sedimento en las cuencas tropicales a escala media, a partir de poca información hidrológica y del terreno, que está disponible para el estudio de ingeniería práctica de la región.

Marín y Castillo (2019), en su investigación tuvieron como objetivo una metodología realizada por Castillo et al (2000) y Castillo (2004 y 2007) para calcular de transporte de sedimentos y materiales de arrastre en el barranco de las Angustias, generalizándola para la aplicación de este método en zonas semiáridas. Concluye que en análisis que presentó, para el caso del barranco de las Angustias, y partiendo de la gran similitud con las cuencas de nuestro estudio, su aplicación puede ajustar al rango de validez que tienden expresiones.

2.2.2. Investigaciones nacionales

Escobar, P. & Poma, V. (2018), Describen la Quebrada Tantará (Huancavelica, Perú) como término de la captación de flujo de escombros, donde la actividad y concentración de masas de deslizamientos, rocas, erosión de sus laderas; son características de su región, que se ven expuestos a fenómenos del medio ambiente, sumada a su geografía y geología. Su base metodológica se centra en la investigación y compilación de información, trabajos realizados en la ubicación del proyecto y el análisis de datos. La propuesta es determinar el rango de amenaza que tendría la

quebrada de Tantará bajo influencia por el flujo de escombros, modelando con el programa FLO 2D, la circulación de los flujos. Los resultados permitieron conocer áreas virtualmente amenazadas, clasificándolas de acuerdo con el grado de peligrosidad.

Escusa, F. (2016), menciona en su investigación, que el estudio se sitúa en la quebrada Maranura (Cusco). Analiza la conducta de los flujos de escombros mediante distintos modelos de simulación (Modelo Kanako 2D y Modelo Titan 2D), estimando la predicción y precisión de cada programa para diversos periodos de retorno, estableciendo mapas de peligros en la zona. Se apoya en casos de estudios de quebradas anexas a la zona, para poder emplear registros históricos que especifiquen la particularidad del flujo de escombros. Evalúa la peligrosidad de los eventos con tres parámetros: la altura máxima, la velocidad máxima y la cantidad de depósitos del flujo de escombros. La metodología que adopta es la recopilación de datos, inspección de campos y ensayos *in situ*. Los resultados se basaron en la diferencia de la aplicación de modelos y la manera adecuada de presentar los flujos hiperconcentrados en la zona, encontrando la herramienta válida y proponiendo alternativas en relación con gestión de riesgos.

Celi, J. & Tanta, F. (2019), propone la utilización de un modelo bidimensional de diferencias finitas FLO-2D (O' Brien). Para la evaluación del estudio, flujo de detritos y la simulación en el programa FLO-2D, es necesario contar con la información documentada y digital de los componentes topográficos, hidrológicos, geológicos y la reproducción digital del terreno. La metodología del estudio es analítica y deductiva, evaluando la simulación entregada por el software FLO-2D, analizando los resultados obtenidos como: La altura de sedimentación, la velocidad de flujo de escombros y mapas de riesgo enmarcadas con niveles de peligrosidad para cada tiempo de retorno establecido. Con el objetivo de evaluar zonas vulnerables al transporte de flujo de escombros ante avenidas máximas planteando medidas de mitigación, a través de las mallas dinámicas en puntos críticos, que tiene un impacto directo sobre el corredor vial interoceánico sur tramo 4, Azángaro – Puente Inambari.

2.3. Estructura teórica y científica que sustenta el estudio

Para el desarrollo de la investigación, se determinarán los conceptos, fórmulas y aplicaciones basadas en los flujos hiperconcentrados, en el ámbito nacional e internacional.

2.3.1. Ubicación del proyecto

El tramo Canta – Huayllay, se ubica en la zona centro del país, en distintos puntos pertenecientes a las regiones de Lima, Junín y Pasco; correspondiendo a la Ruta N° 018 de la Red Vial Nacional y extendiéndose sobre las provincias de Canta, Yauli y Pasco, entre los 2,800.00 msnm y 4,680.00 msnm.

Tabla 1: Ubicación del proyecto

DEPARTAMENTO	PROVINCIA	DISTRITO	DESCRIPCIÓN
LIMA	CANTA	CANTA	0+000
		HUAROS	LÍMITE EN PROG. 18+700
JUNÍN	YAULI	MARCOPOMACOCHA	LÍMITE EN PROG. 41+370
		STA. BÁRBARA DE CARHUACAYÁN	LÍMITE EN PROG. 44+520
PASCO	PASCO	HUAYLLAY	LÍMITE EN PROG. 85+740

Fuente: Expediente Técnico – Saldo de Obra (Consorcio CESEL – Cal y Mayor)

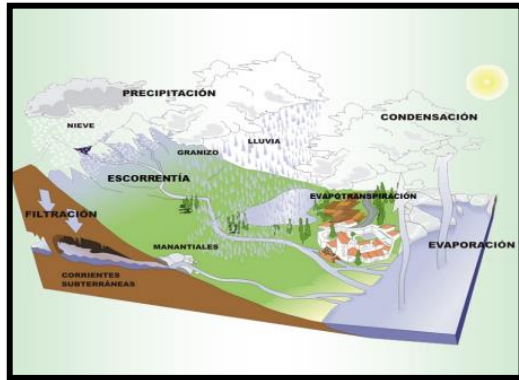
2.3.2. Cuenca

Según Bateman (2007), la cuenca, como unidad hidrológica superficial es la más utilizada, difiriendo con las unidades hidrológicas subterráneas. Se especifica que consiste en una porción o área superficial de territorio que se sitúa de una forma que si esta fuese impermeable toda el agua que escurriría por ella, confluiría en un mismo punto de drenaje (pág. 04).

2.3.3. Cuenca hidrológica

Villón (2011), describe como la cuenca de drenaje natural de una corriente propia, muestra el territorio superficial donde las aguas caídas por precipitación convergen y se organizan en un solo curso. Estos cursos, tienen una cuenca bien definida, para los puntos de su recorrido. (pág. 21).

Figura 2: Cuenca hidrológica



Fuente: Ordoñez, 2011.

2.3.4. Clasificación de cuencas

Las cuencas según el autor Villón, 2011, (páginas 22-23), menciona que son de dos tipos:

Tabla 2: Clasificación de cuencas: grandes y pequeñas.

CLASIFICACIÓN DE CUENCAS	
C. GRANDES	C. PEQUEÑAS
Predominancia de características fisiográficas como rango de pendiente, altura u elevación, área de cuenca y tipo de cauce	Cuenca de fuerte intensidad y pequeña duración, predominando las características físicas como el tipo de suelo y la vegetación.
CUENCA > a 250 km ² .	CUENCA < a 250 km ² .

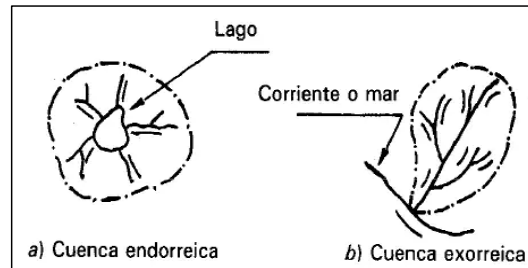
Fuente: Villón (2011).

En función de la salida se clasifica en dos grupos cuenca endorreica y exorreica.

Cuenca Endorreica: El punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago. (Aparicio, 1992, pág. 19).

Cuenca Exorreica: El aforo o salida limita con las cuencas y se localizan en una diferente corriente o en el mismo mar: (Aparicio, 1992, pág. 19).

Figura 3: Cuencas endorreicas y exorreicas



Fuente: Aparicio (1992, pág. 20).

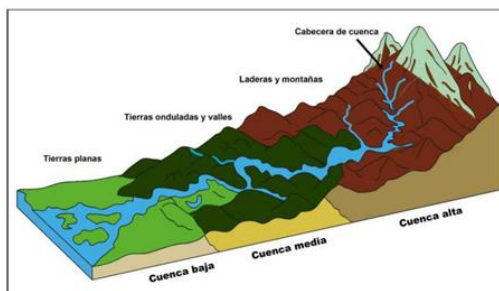
Según la tipología de las cuencas, estas se pueden clasificar también en:

Partes altas: En las partes altas se encuentran áreas donde hay volúmenes de agua, en elevaciones por encima de los 3,000 msnm alcanzando hasta los 6,500 msnm en forma de nevados de lluvia, dado que allí la precipitación de lluvias es fuerte y excesivo. El tipo de terreno en estas zonas es sumamente montañosas y escarpada. Vásquez et al. (2016).

Partes medias: Las precipitaciones en estas zonas varían en promedio de 100 a 800 mm por año y son comprendidas de los 800 a los 3000 msnm. La función de estas partes de la cuenca está relacionada fundamentalmente con el escurrimiento del agua. Vásquez et al. (2016).

Partes bajas: La precipitación en esta zona es muy limitada en promedio menores a 100 mm/año, comprende desde la cota nivel del mar hasta los 800 metros sobre nivel del mar. En estas zonas se emplazan grandes proyectos de irrigación con considerables sistemas. Ver figura 4. Vásquez et al. (2016).

Figura 4: Componentes de cuenca hidrográfica.



Fuente: Vásquez et al. (2016 pág. 21).

2.3.5. División de cuencas

De acuerdo con Vásquez et al. (2016) expone que “la cuenca y su división está en constante discusión, dirigido a los conceptos de cuenca, subcuenca y microcuenca. La manera de empezar el análisis de la cuenca es el grado, en este caso de ramificaciones de las diferentes trayectorias de agua que en ella existan; luego de esto se pueden clasificar las trayectorias de agua en primer, segundo y tercer orden como microcuencas; las trayectorias de agua de cuarto y quinto orden a las subcuencas y las trayectorias de agua de sexto orden y más a cuencas.” (pág. 32).

Por ello, observando la figura 5 se puede considerar como áreas de referencia para diferentes unidades hidrográficas a las siguientes:

Tabla 3: División por tipo de cuenca hidrográfica

DIVISIÓN DE CUENCA HIDROGRÁFICA	
UNIDAD HIDROGRÁFICA	ÁREA (ha)
Cuenca	>50
Subcuenca	5-50
Microcuenca	<50

Fuente: Vásquez et al. (2016)

Figura 5: División de una cuenca hidrográfica.



Fuente: Vásquez et al. (2016 pág. 23).

La Carretera motivo del presente proyecto, se viene ejecutando en distintas ubicaciones pertenecientes a las regiones de centro (Lima Provincia, Pasco y Junín), perteneciendo a las cuencas del Río Chillón y del Río Mantaro (ambas en la vertiente del pacífico).

La cuenca del río Chillón se localiza en la zona central de la región costa del Perú, entre las coordenadas geográficas 11°20' y 12°15', latitud sur y 76°24' y 77°10' longitud oeste, limitando en la zona norte con la cuenca perteneciente al río Chancay, por la zona sur con la cuenca perteneciente al río Rímac, por la zona este con la cuenca perteneciente al río Mantaro y por la zona oeste con el mar peruano, constituyéndose en la región Lima, como se muestra en la figura 6 (Winrod Contratistas SAC, 2018).

La cuenca del río Mantaro se localiza en la zona central del Perú, entre las coordenadas geográficas 12°10'00" y 13°32'26", latitud Sur y 74°45'00" y 74°55'05", longitud oeste. Este se encuentra dentro de la cordillera de los andes, perteneciendo a la vertiente oriental o del Atlántico, como se muestra en la figura 7 (Winrod Contratistas SAC, 2018).

Tabla 4: Tamaño de las cuencas Chillón y Mantaro

ÁREA DE CUENCAS		
CUENCA	ÁREA (km ²)	ÁREA (ha)
Chillón	2.444.00 km ²	244,400 ha
Mantaro	34,550.08 km ²	3,455,080.00 ha

Fuente: Google Earth – Geogps.

Asimismo, se muestran las figuras 6 y 7 con delimitaciones de las cuencas pertenecientes a la carretera Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170).

Figura 6: Cuenca del río Chillón



Fuente: Google Earth - Geogps

Figura 7: Cuenca del río Mantaro



Fuente: Google Earth - Geogps

2.3.6. Datos geomorfológicos de la cuenca

a) Curva hipsométrica

“Es la curva que, siendo colocada en un sistema de coordenadas rectangulares, simboliza la relación entre la superficie y la altitud de la cuenca en estudio, que queda sobre esa altitud. Para fabricar la curva hipsométrica se emplea un mapa con curvas de nivel” (Villón, 2011, pág. 43).

b) Curva de frecuencias de altitudes

“Es la imagen gráfica del porcentaje de la distribución, de las áreas ocupadas por diferentes altitudes. Es un complemento de la curva hipsométrica” (Villón, 2011, pág. 37).

c) Índice o factor de forma (F)

“Expresa el cociente, entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud al cuadrado” (Villón, 2011, pág. 39).

$$F = \frac{ANCHO}{LONGITUD} = \frac{A}{L^2} \dots \dots \dots (1)$$

Donde:

A: Área, L: Longitud.

d) Índice de compacidad

“El índice de compacidad de una cuenca, determinado por Gravelious, muestra la relación entre el perímetro de un círculo de igual área y el perímetro de la cuenca, que contiene la misma área de la cuenca” (Villón, 2011, pág. 41) es decir:

$$Kc = \frac{\text{perímetro de la cuenca}}{\text{perímetro de un círculo de igual área}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \dots \dots \dots (2)$$

Villón, M. (2011) menciona que dicho índice, muestra como el área y las características perimétricas influyen en la escorrentía de la cuenca en los resultados de los hidrogramas. Si $K=1$, dicha cuenca tendrá una forma circular o similar. Para cuencas alargadas, por lo general se espera un valor de $K>1$. Finalmente, las cuencas de forma delgada reducen las posibilidades de que sean cubiertas por una tormenta en su totalidad, afectando el tipo de respuesta que presente el cauce de río”. (pág. 42).

e) Rectángulo equivalente

Villón, M. (2011) define que el rectángulo equivalente es una modificación geométrica, que permite mostrar la forma perimétrica del cauce o cuenca, de su estructura original, con la estructura de un rectángulo, que poseen el mismo perímetro, la misma área y el mismo índice de compacidad o de Gravelious; de igual forma, las elevaciones se distribuyen en la misma situación que la curva hipsométrica, en cuanto a sus condiciones de cobertura, similar distribución de área”. (pág. 42).

f) Índice de pendiente

Es el estudio o parámetro que se muestra entre la distancia recorrida por el río y las pendientes, este valor permite verificar los valores granulométricos que se localizan en los distintos cauces de ríos. Además, refleja la forma y el perfil de la cuenca. (Villón, 2011, pág. 49) Se utiliza la siguiente expresión:

$$I_p = \sum_{i=2}^n \sqrt{\beta_i(a_i - a_{i-1})} \cdot \frac{1}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (3)$$

Donde:

I_p = parámetro de índice de pendiente.

n = curvas de nivel existentes en el rectángulo equivalente (se incluyen extremos).

a_1, \dots, a_n = elevaciones (cotas) de las curvas de nivel, expresadas en km.

β_i = parte del total de la cuenca comprendida entre las elevaciones o cotas: $a_i - a_{i-1}$.

$$\beta_i = \frac{A_i}{A_T} \dots \dots \dots (4)$$

L = Lado de mayor longitud del rectángulo equivalente, expresado en km.

g) Pendiente de la cuenca

Villón, M (2011) menciona que, en el estudio de toda la zona de la cuenca, es el perímetro el que tiene una semejanza compleja y significativa con la escorrentía superficial, la filtración, la contribución de aguas subterránea a la escorrentía y la humedad del suelo. Factores que controlan la concentración de lluvia y el tiempo de escurrimiento en los canales de drenaje, y tienen una relación directa en magnitud de las crecidas (pág.56). Algunos criterios para evaluar la pendiente de una cuenca:

- Criterio de Alvord.
- Criterio de Nash
- Criterio de Horton
- Criterio del rectángulo equivalente

Para este proyecto relacionaremos el criterio de evaluación de pendiente de la cuenca por el método del rectángulo equivalente.

Dicho criterio, ayudará a calcular el valor de la pendiente de la cuenca, tomando la pendiente media del rectángulo equivalente, es decir:

$$S = \frac{H}{L} \dots \dots \dots (5)$$

Donde:

H = desnivel total (cota en la parte más alta – cota en la cuenca estación de aforo), en km.

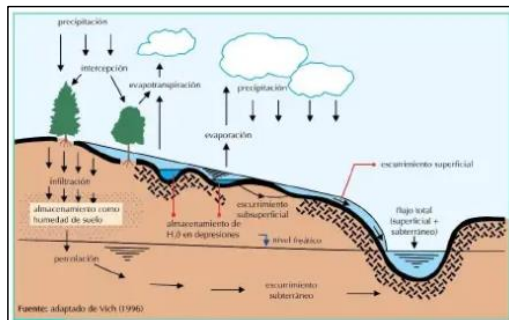
S = pendiente de la cuenca.

L = Lado de mayor longitud de rectángulo equivalente, expresado en km (pág. 16).

2.3.7. Escorrentía

La escorrentía es un proceso físico que consiste en el escurrimiento del agua de lluvia por la red de drenaje hasta alcanzar la red fluvial.

Figura 8: Ciclo hidrológico a nivel de cuenca - escorrentía



Fuente: Vich (1996).

Villón, M. (2011) nos especifica que el agua procedente de la precipitación se define como escurrimiento, que se puede desplazar sobre o por debajo de la superficie o área terrestre, llegando a un curso para ser desaguado hasta el punto de salida de la cuenca (ver figura 8).

Evaluando un corte simplificado de la superficie terrestre, tenemos que la precipitación al alcanzar la superficie presenta el siguiente comportamiento:

- Parte de la lluvia será infiltrada.
- Otra distinta sección de lluvia permite saturar la humedad del suelo de las capas convergiendo sobre el nivel freático.
- Cuando el estrato del suelo se ha saturado, se recarga el agua subterránea, por la parte sobrante del agua que se infiltró inicialmente.
- La lluvia, tiende a deslizarse sobre la extensión de la superficie terrestre; denominándosele precipitación en exceso, a la precipitación que es ocasionada por este escurrimiento.

El escurrimiento se puede clasificar en:

- Escurrimiento Superficial (Q).
- Escurrimiento Subsuperficial (Q_s).

➤ Esguerrimiento Subsuperficial (Q_g).

2.3.8. Proceso para conversi3n de lluvia a esguerrimiento

En dicho proceso de transformaci3n, la influencia del esguerrimiento o escorrenta son:

- Tama1o de la cuenca (1rea).
- Altura m1xima de precipitaci3n.
- Geomorfolog1a de la cuenca.
- Distribuci3n de precipitaci3n en el espacio y tiempo.

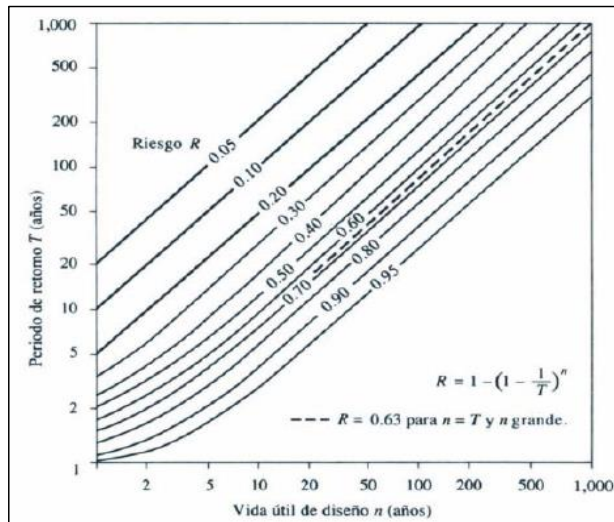
2.3.9. Elecci3n del periodo de retorno

Segu1n el Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2011), indica que el tiempo medio, en a1os, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada mayor o igual una vez cada "T" a1os, se le denomina Per1odo de Retorno "T". Si se presume que los diferentes eventos suscitados en un a1o son independientes, cabe la posibilidad de calcular la probabilidad de falla para una vida 1til en "n" a1os. Si adoptamos el per1odo de retorno para utilizarlo en un dise1o de una obra, es necesario considerar la relaci3n existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida 1til de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este 1ltimo, de factores econ3micos, sociales, t1cnicos y otros. El valor del riesgo de falla admisible (R) en funci3n del per1odo de retorno y vida 1til de la obra se relaci3n con la siguiente f3rmula: (P1g.24).

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots \dots \dots (6)$$

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2011), indica que si el proyecto o trabajo a realizar tiene una vida 1til de "n" a1os, la f3rmula descrita con anterioridad permite calcular dicho periodo de retorno, determinando un porcentaje aproximado de riesgo de falla admisible "R", el cual es la probabilidad, en la vida 1til de la obra, de la ocurrencia pico de una corriente por estudiar, ver figura 9 (P1g.24).

Figura 9: Excedencia de riesgo en un evento de diseño durante vida útil.



Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2011).

2.3.10. Modelos de distribución estadística – Datos hidrológicos

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), nos menciona que el análisis de frecuencias tiene el objetivo de evaluar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, para distintos puntos en el tiempo (períodos de retorno), ayudados por aplicaciones en modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos (pág. 26). En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidades teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones:

- Distribución Normal.
- Distribución Log Normal 2 parámetros.
- Distribución Log Normal 3 parámetros.
- Distribución Gamma 2 parámetros.
- Distribución Gamma 3 parámetros.
- Distribución Log Pearson tipo III.
- Distribución Gumbel.
- Distribución Log Gumbel.

2.3.10.1. Distribución Normal

De acuerdo con el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), este modelo de Distribución Normal se aplica bajo el siguiente cálculo: (pág. 26)

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \dots \dots \dots (7)$$

Donde:

$f(x)$ = función de densidad normal en una variable simple (x).

X = valor independiente.

μ = parámetro de localización, media aritmética de x .

S = parámetro de escala, desviación estándar de x .

2.3.10.2. Distribución Log Normal 2 Parámetros

De acuerdo con el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), esta función de distribución de probabilidad se calcula bajo la siguiente fórmula: (pág. 26)

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(\frac{-(x-X)^2}{2S^2}\right)} dx \dots \dots \dots (8)$$

Donde X y S son los parámetros de la distribución:

Si la variable x de una cuenca se sustituye en una función $y = f(x)$, tal que $y = \log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log-normal, $N(Y, S_y)$. Los valores aleatorios de x , deben ser transformados a $y = \log x$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n \dots \dots \dots (9)$$

Donde Y es el promedio de los datos de la muestra convertida:

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n-1}} \dots \dots \dots (10)$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo, se calculan bajo las siguientes relaciones:

$$Cs = a / S^3 y \dots \dots \dots (11)$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \dots \dots \dots (12)$$

Donde Cs es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada. (Monsalve, 1999).

2.3.10.3. Distribución Log Normal 3 Parámetros

De acuerdo con el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), esta función de densidad de x se calcula bajo la siguiente fórmula: (pag. 27)

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0) \sqrt{(2\pi) S_y}} e^{-1/2 \left(\frac{\ln(x-x_0) - u_y}{S_y} \right)^2} \dots \dots \dots (13)$$

Para $x > x_0$

Donde:

x_0 : parámetro de posición.

U_y : parámetro de escala o media.

S_y^2 : parámetro de forma o varianza.

2.3.10.4. Distribución Gamma 2 parámetros

De acuerdo con el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), esta función de densidad se calcula bajo la siguiente fórmula: (pag. 28)

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \dots \dots \dots (14)$$

Determinado para los siguientes valores:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < y < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

γ : parámetro de forma.

β : parámetro de escala.

2.3.10.5. Distribución Gamma 3 parámetros

De acuerdo con el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), esta función de densidad se calcula bajo la siguiente fórmula: (pag. 28)

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \dots \dots \dots (15)$$

Validado para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

X_0 : origen de la variable x , parámetro de posición.

γ : parámetro de forma.

β : parámetro de escala.

2.3.10.6. Distribución Log Pearson III

De acuerdo con el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), la función de densidad es calculada bajo la siguiente fórmula: (pág. 29)

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x \beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \dots \dots \dots (16)$$

Validado para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

X_0 : origen de la variable x , parámetro de posición.

γ : parámetro de forma.

β : parámetro de escala.

2.3.10.7. Distribución Gumbel

De acuerdo con el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), esta distribución de valores Tipo I conocida como Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión: (pág. 29).

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \dots \dots \dots (17)$$

Con la utilización del método de momentos, obtenemos las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \quad ; \quad \beta = \mu - 0.45\sigma$$

Donde:

$A\alpha$: Valor del parámetro concentración.

$A\beta$: Valor del parámetro localización.

2.3.10.8. Distribución Log Gumbel:

De acuerdo con el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), dicha variable aleatoria

reducida Log Gumbel, se puede calcular bajo la premisa de la siguiente fórmula: (pág. 30).

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha} \dots \dots \dots (18)$$

Con lo cual, la función acumulada reducida Log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (19)$$

2.3.11. Pruebas de bondad de ajuste

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), indica que dichas pruebas son aplicaciones de hipótesis que se usan para analizar un grupo de datos e información y un modelo independiente de la distribución elegida. En la teoría estadística, existen dos tipos de pruebas de bondad de ajuste: la primera es la de *Chi cuadrado* (X^2) y la segunda es la de *Kolmogorov – Smirnov*.

2.3.11.1. Prueba Chi Cuadrado (X^2)

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), indica que esta prueba se aplica para verificar bondad de las distribuciones normales y log normales. Para la aplicación de esta prueba en primer lugar, se debe dividir todos los valores en un número k de intervalos. Luego, mediante la fórmula se calcula el parámetro estadístico: (pág. 31).

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i \dots \dots \dots (20)$$

Donde:

θ_i = número de eventos observados en un intervalo i .

ε_i = número de eventos esperados en el mismo intervalo.

ε_i = se calcula como:

$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)]$; donde $i = 1, 2, \dots, k$.

Asimismo; el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), indica que $F(Si)$ es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo i , $F(Ii)$ es la misma función en el límite inferior y n es el número de eventos. Una vez calculado el parámetro D para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución χ^2 para $v = k-1-m$ grados de libertad y un nivel de significancia α , donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$D \leq X^2_{1-\alpha, k-1-m}$$

El valor de $X^2_{1-\alpha, k-1-m}$ se obtiene de tablas de la función de distribución X^2 .

2.3.11.2. Prueba Kolmogorov – Smirnov

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), no indica que es un método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste. Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(xm)$ y la estimada $F(xm)$: (pág. 32).

$$D = \text{máx} / F_o(xm) - F(xm)/$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (Tabla 5). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(xm) = 1 - m / (n+1) \quad (13) \dots\dots\dots (21)$$

Donde:

m: número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos.

Tabla 5: Valores críticos “d” para la prueba Kolmogorov – Smirnov.

TAMAÑO DE MUESTRA	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

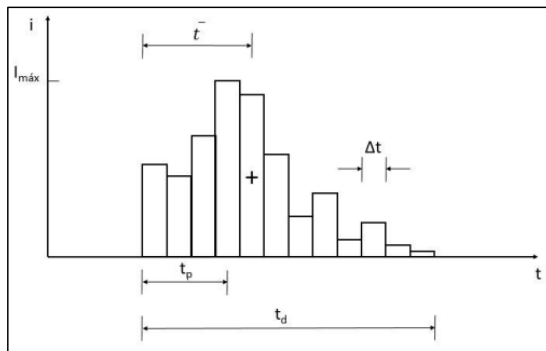
Fuente: Manual Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2011).

2.3.12. Determinación de tormenta de diseño

Balbastre, R. (2018), menciona en su trabajo de maestría que las tormentas de diseño constituyen habitualmente la entrada a los modelos de simulación hidrológica ya que su transformación mediante procedimientos lluvia - escorrentía permiten conocer los caudales resultantes, por lo que son muy empleadas en el diseño de infraestructuras hidráulicas. Se pueden definir de varias formas, no obstante, el modo más empleado es mediante hietogramas de diseño que representan la intensidad de precipitación en función del tiempo. De esta forma es posible orientar acerca de la fuerza de la lluvia (y de los posibles daños que pueda provocar) a diferencia de representar el volumen acumulado en un punto. La obtención del hietograma de diseño se basa en el análisis estadístico de varios elementos (altura, duración, forma) de eventos lluviosos. Una vez obtenido, se transforma mediante un modelo lluvia-escorrentía en parámetros de escorrentía cuya probabilidad de ocurrencia se asocia a la de la tormenta de diseño. No obstante, una tormenta de diseño tiene tantas frecuencias posibles como características la definen. Por tanto, hay que resaltar que es posible definir una tormenta de diseño de X años de período de retorno, solo respecto a una de sus características. En algunos casos, puede ser razonable asumir que hay una relación directa entre una característica del hietograma y una característica del hidrograma, pero se debe tener en cuenta que no es siempre una buena suposición ya que son muchos los elementos que componen tanto las tormentas como los hidrogramas.” (pág. 20).

Las características que definen una tormenta se representan en la Figura 10 (Watt, et al., 1986). Se han adaptado las abreviaturas empleadas por los autores para homogeneizar criterios y así emplear la misma notación en el desarrollo del trabajo.

Figura 10: Representación esquemática de las características de una tormenta.



Fuente: Watt, et al., (1986).

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), menciona que las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitaciones de una zona o puedan construirse utilizando las características generales de las precipitaciones en regiones adyacentes. (pág. 33).

2.3.13. Cálculo de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), se precisa que a la tasa temporal de las precipitaciones se le denomina intensidad (mm/h) o intensidad promedio en la continuidad de la lluvia y se expresa como:

$$i = \frac{P}{Td} \dots \dots \dots (22)$$

Donde:

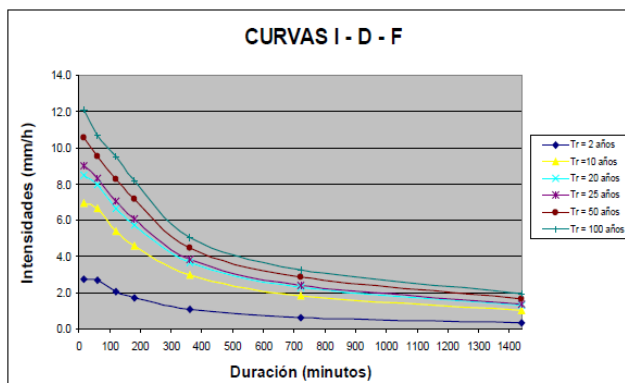
P: parámetro de profundidad de lluvia, expresado en mm.

Td: parámetro de duración, expresado en horas.

T: intervalo de tiempo promedio entre eventos de precipitación.

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), describe que para el análisis de las curvas IDF se necesita tener registros de intensidad de lluvias picos (precipitaciones grandes), con el fin de realizar un estudio de frecuencia con cada una de las series así formadas. Es decir, se deben examinar los hietogramas de cada una de las tormentas ocurridas en un año y de estos hietogramas elegir la lluvia correspondiente a la hora más lluviosa, a las dos horas más lluviosas, a las tres y así sucesivamente. Cabe indicar que formar las series anuales es un proceso largo y laborioso, que involucra el examen cuidadoso de los rollos pluviográficos, la lectura de los valores, la digitación de la información, la contrastación y verificación de los valores leídos con los registros pluviométricos cercanos y el análisis de las tormentas registradas para encontrar los máximos valores registrados para cada una de las duraciones seleccionadas, ver figura 11. (pág. 34).

Figura 11: Ejemplo de curvas de intensidad – duración – frecuencia para lluvias máximas.



Fuente: Manual Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2011).

Balbastre (2018), muestra en su trabajo de maestría, el resumen de formulaciones desarrolladas por otros autores para la obtención de curvas de nivel, las cuales se detallan en la tabla 6". (pág. 24).

Tabla 6: Formulaciones para curvas IDF.

ECUACIÓN	AUTOR	COMENTARIO
$i(t) = \frac{KT^m}{(t_d + b)^n}$	Sherman (1931)	
$i(t) = \frac{KT^m}{t_d^n}$	Bernard (1932)	
$i(t) = \frac{a}{t_d + b}$	Linsley, et al., (1949)	Duraciones entre 5 y 20 min.
$i(t) = \frac{c}{t_d^n}$	Linsley, et al., (1949)	Duraciones superiores a 60 min.
$i(t) = \frac{K}{t_d^n + b}$	Wenzel (1982)	
$i(t) = i_1^T * \frac{a}{(t_d + b)^c}$	Chen (1983)	
$i(t) = \frac{KT^m}{t_d^n + b}$	Chow, et al., (1994)	
$i(t) = K * \left\{ \frac{m - \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]}{(t_d + b)^n} \right\}$	Koutsoyiannis, et al., (1998)	
$i(t) = \frac{KT^m}{t_d^n + b}$	Montana	

Fuente: UNESCO (2007).

Donde a, b, c, K, m y n son parámetros adimensionales i_1^T es la intensidad media de precipitación de una hora y periodo de retorno de T años, t_d es la duración e $i(t)$ es la intensidad máxima de precipitación para la duración t_d .

2.3.14. Determinación del tiempo de concentración

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), precisa que es el tiempo solicitado por una gota de agua para recorrer desde un punto alejado (hidráulicamente), hasta el punto de salida de la cuenca. Pasado este tiempo se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Para la determinación del cálculo, todas las fórmulas solo incluyen la pendiente, la magnitud del cauce mayor (divisoria) y el área. El tiempo de concentración es un sistema de drenaje, con la siguiente expresión: (pág. 38).

$$tc = to + tf \dots \dots \dots (23)$$

Donde:

to = valor del tiempo de entrada hasta una determinada alcantarilla.

tf = valor del tiempo de flujo en los alcantarillados hasta el punto de interés = $\sum LI / VI$.

Para el cálculo del tiempo de concentración las fórmulas a aplicar son considerables; sin embargo, para el presente trabajo de tesis se utilizará únicamente con la fórmula “*KIRPICH*”, debido a los datos y parámetros geomorfológicos obtenidos del estudio (HidroCALC).

$$tc = 0.066 \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right) \dots \dots \dots (24)$$

Donde:

L = longitud del curso de agua más largo, m.

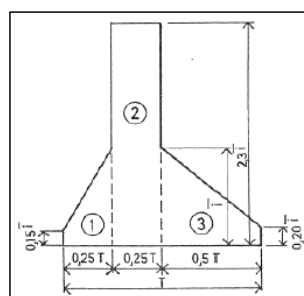
S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.

2.3.15. Hietograma de diseño

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), especifica que no es suficiente el dato de que la precipitación máxima para las 5 horas más lluviosas es de 100 mm. Es posible que se necesite analizar dicha evolución de esos 100 mm en las 5 horas mencionadas. Los métodos hidrológicos más actualizados demandan, no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método evalúa esta distribución en el tiempo, de las tormentas observadas. Una de las formas de cálculo es a partir del desarrollo de las curvas IDF, dentro de ellas el método del Bloque Alterno, es una buena alternativa.” (pág. 40).

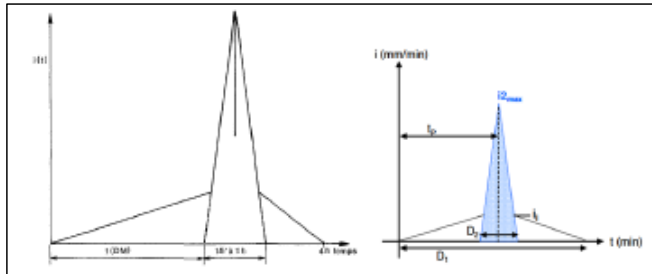
En las figuras 12, 13 y 14 se pueden mostrar los diferentes tipos de hietogramas que se pueden utilizar:

Figura 12: Hietograma de diseño propuesto por Sifalda - 1973.



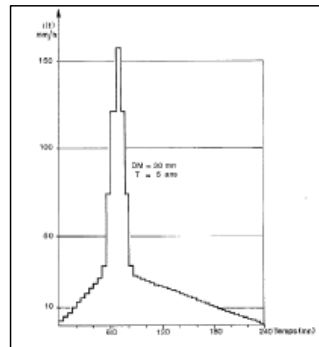
Fuente: Balbastre, (2018).

Figura 13: Ejemplo de hietograma tipo doble triángulo Hydratec 2007.



Fuente: Balbastre, (2018).

Figura 14: Tormenta de diseño doble triángulo – periodo de retorno 5 años y duración 4 h.



Fuente: Balbastre, (2018).

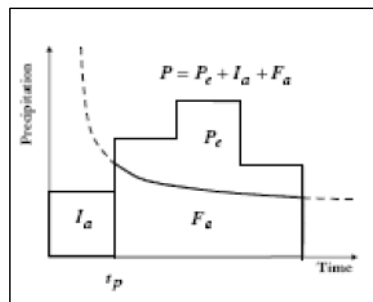
2.3.16. Precipitación total y efectiva

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), define este concepto como el exceso de precipitación o precipitación efectiva (P_e), que no se retiene en la superficie de la ubicación del estudio y tampoco se infiltra en el suelo. La diferencia entre el hietograma de lluvia total y el hietograma de exceso de precipitación se conoce como abstracciones o pérdidas. Este hietograma de exceso de precipitación se calcula a partir del hietograma de precipitación en una o dos formas, dependiendo de si existe o no información de caudales disponibles para la tormenta.” (pág. 42).

2.3.17. Método SCS para abstracciones

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), menciona que el Soil Conservation Service (1972) desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta. Para la tormenta como un todo, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S . Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para lo cual no ocurrirá escorrentía, luego la escorrentía potencial es $P - I_a$.” (pág.43).

Figura 15: variables en el método SCS.



Fuente: Balbastre, (2018).

Donde:

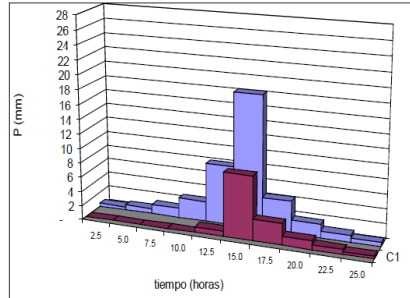
I_a = Abstracción Inicial; P_e = Exceso de precipitación; F_a = Abstracción continuada.

Combinando las ecuaciones de la relación entre las cantidades reales y potenciales se encuentra:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \dots \dots \dots (25)$$

Ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta, utilizando el método SCS (Ver figura 16).

Figura 16: Ejemplo de hietograma de precipitación efectiva.



Fuente: Manual Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2011).

Asimismo, el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), nos menciona que el uso de esta metodología exige la determinación del valor respectivo de CN (número adimensional de curva o curva número); el cual se analiza con la condicionante de que el valor debe estar dentro de la expresión $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua $CN = 100$; para superficies naturales $CN < 100$. El número de curva y S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \dots \dots \dots (26)$$

Donde S está en pulgadas.

Asimismo, el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), detalla que cantidad de curvas se aplican en condiciones de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes pueden calcularse mediante las fórmulas de la tabla 7:

Tabla 7: Clasificación de números adimensionales para tormentas.

GRUPO AMC	LLUVIA ANTECEDENTE TOTAL DE 5 DIAS (PULG).		
	ESTACIÓN INACTIVA	ESTACIÓN ACTIVA	FÓRMULA
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4	$CN(I) = \frac{4.2 * CN(II)}{10 - 0.058 * CN(II)}$
II	De 0.5 a 1.1	1.4 a 2.1	
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1	$CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + 0.13 * CN(II)}$

Fuente: Manual Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2011).

Se definen cuatro grupos de suelos, los que se describen en la tabla 8:

Tabla 8: Grupos de suelos para determinación de hietogramas.

GRUPO	DESCRIPCIÓN DEL TIPO DE SUELO
Tipo A	Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
Tipo B	Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.
Tipo C	Margas arcillosas, margas arenosas de baja profundidad, suelos orgánicos (bajo contenido) y suelos altamente arcillosos.
Tipo D	Suelos expansivos (cuando se mojan), arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Fuente: Manual Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2011).

Para las cuencas utilizadas en el proyecto; el cual, tiene diversos tipos de suelos y usos; puede calcularse un CN compuesto, tal y como se explica a continuación: (pág. 47).

Tabla 9: Número de curva de escorrentía para usos selectos de tipos de suelo.

DESCRIPCIÓN: USOS DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	G. A	G. B	G. C	G. D
Tierra de cultivo:				
- Sin proceso de conservación.	72	81	88	91
- Con proceso de conservación.	62	71	78	81
Pastizales:				
- Condiciones bajas (pobres).	68	79	86	89
- Condiciones altas (óptimas).	39	61	74	80
Vegetación en ríos: condiciones óptimas.	30	58	71	78
Bosques:				
- Troncos delgados, cubierta pobre.	45	66	77	83
- Cubierta con buena cantidad de hierba.	25	55	70	77
Áreas abiertas, parques, campos de golf, etc.				
- Óptimas condiciones 75% a más.	39	61	74	80
- Condiciones aceptables 50% a 75%.	49	69	79	84
Áreas de negocios y comercio (85% impermeables)	89	92	94	95
Zonas Industriales /72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial:				
Tamaño prom. % prom. Perm.				
1/8 acre o menos 65	77	85	90	92
1/4 acre 38	61	75	83	87
1/3 acre 30	57	72	81	86
1/2 acre 25	54	70	80	85
1 acre 20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc.	98	98	98	98
Calles y Carreteras:				
- Pavimento con cuneta y alcantarilla.	98	98	98	98
- Grava.	76	85	89	91
- Tierra.	72	82	87	89

Fuente: Manual Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2011).

2.3.18. Métodos para estimación de caudal de Diseño

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), nos indica que cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los períodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son valores estándar) usando la distribución log normal, log Pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel), etc. Cuando no existen datos de aforo, se utilizan

los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q . (pág.48).

Para nuestro proyecto seleccionaremos los métodos de utilización más acorde a nuestros datos obtenidos en gabinete y campo, los cuales son:

- Método Racional.
- Método Racional Modificado.
- Hidrograma Unitario.
- HEC HMS.

2.3.18.1. Método racional

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011): Estima caudales máximos a partir de las precipitaciones, abarcando todas las abstracciones en un solo coeficiente C (coeficiente de escorrentía) estimado sobre la base de las características de la cuenca. Utilizado mayormente para áreas de menores a 10 km². Considerar que la duración de P es igual a t_c . La descarga máxima de diseño, según esta metodología, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$Q = 0.278 * CIA \dots \dots \dots (27)$$

Donde:

Q = Descarga máxima (m³/seg).

C = Coeficiente de escorrentía (tabla 10).

I = Intensidad de precipitación máxima (mm/h).

A = Área de la cuenca (km²).

Tabla 10: Coeficientes de escorrentía para el método racional.

COBERTURA PRINCIPAL	CONFIGURACIÓN DE SUELO	PENDIENTE				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 50%	> 1%	< 1%
SIN VEGETACIÓN	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
CULTIVOS	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
PASTOS, VEGETACIÓN LIGERA	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
HIERBA, GRAMA	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.5	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
BOSQUES, DENSA VEGETACIÓN	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Fuente: Manual Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2011).

2.3.18.2. Método racional modificado

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), nos indica que es el mismo método racional según lo especificado por Témez (1987) adaptada para las condiciones climáticas permitiendo estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de drenaje naturales con áreas menores de 770 km² y con tiempos de concentración (Tc) de entre 0.25 y 24 horas, la fórmula es la siguiente: (pág. 51).

$$Q = 0.278 * CIAK \dots \dots \dots (28)$$

Donde:

Q = Caudal de diseño (descarga en m³/seg).

C = Parámetro de escorrentía para el intervalo en el que se produce I.

I = Intensidad de precipitación máxima (mm/h).

A = Área de la cuenca (km²).

K = Coeficiente de Uniformidad.

Tabla 11: Fórmulas que definen el método racional modificado. (pág. 51 y 52).

DEFINICIÓN	ECUACIÓN	COMENTARIO
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (T _c)	$T_c = 0.3(L/S^{0.25})^{0.76}$	Donde: L = Longitud de cauce mayor (km) S = Pendiente promedio del cauce mayor (m/m)
COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD	$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$	Donde: T _c = Tiempo de Concentración (horas)
COEFICIENTE DE SIMULTANEIDAD (FACTOR REDUCTOR) (K _A)	$K_A = 1 - (\log_{10} A/15)$	Donde: A = Área de la cuenca (km ²)
PRECIPITACIÓN MÁXIMA CORREG. SOBRE LA CUENCA (P)	$P = k_A P_d$	Donde: K _A = Factor reductor P _d = Precipitación máxima diaria (mm)
INTENSIDAD (I)	$I = \left(\frac{P}{24}\right)^* \left(11\right)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{28^{0.1} - 1}}$	Donde: P = Precipitación máxima corregida (mm) T _c = Tiempo de concentración (horas)
COEFICIENTE ESCORRENTÍA (C)	$C = \frac{(P_d - P_o)^*(P_d + 23*P_o)}{(P_d + 11*P_o)^2}$	Donde: P _d = Precipitación máxima diaria (mm) P _o = Umbral de escorrentía = (5000/CN) - 50 CN = Número de Curva

Fuente: Manual Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2011).

2.3.18.3. Hidrograma unitario

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), menciona que los hidrogramas unitarios parten de valores registrados (naturales); donde, un hidrograma unitario deseable, es el que se consigue a partir de una tormenta de intensidad razonablemente uniforme, un tiempo deseado y un volumen de escorrentía cercano o mayor a 1 cm o (1”). (pág. 54).

2.3.18.4. HEC-HMS

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), aclara que el sistema de modelado hidrológico es una aplicación desarrollada por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos. Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o embalse. La representación de un componente requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso del modelaje es el cálculo de los hidrógrafos del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río.

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), aclara que el programa HEC-HMS, representa la versión para Windows de la versión HEC-1, desarrollada para D.O.S, en la cual se han mejorado todos los parámetros hidrológicos e hidráulicos para las aplicaciones en estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, predicción del flujo, reducción de los daños de las avenidas, etc.” (pág. 59).

2.3.19. Hidráulica fluvial

Gamion, F. (2014) menciona que la hidráulica fluvial es la participación humana en los ríos para su acondicionamiento a la explotación de los recursos o a la disminución de los riesgos de daño. El río no es un objeto de la ingeniería civil como una carretera o un ferrocarril, el río es un componente natural que junta las aguas de una cuenca y las traslada en cualquier régimen hasta su salida o desagüe. El precedente o el punto de referencia más directo en los estudios de la ingeniería civil para comprender un río son las obras hidráulicas y la hidráulica del régimen laminar, para transporte en el mismo régimen, en otras palabras, se trata de los canales, la hidráulica proporciona una base de análisis de ciertos problemas fluviales.” (pág. 43).

2.3.20. Drenaje transversal en carreteras

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), nos menciona como aspectos generales que: El Estudio de Hidráulica y Drenaje se debe iniciar una vez aprobado el diseño geométrico de la vía, y es de actividad obligatoria la inspección *in-situ* del drenaje natural. El drenaje transversal de la carretera tiene

como objetivo evacuar adecuadamente el agua superficial que intercepta su infraestructura, la cual discurre por cauces naturales o artificiales, en forma permanente o transitoria, a fin de garantizar su estabilidad y permanencia. El elemento principal de los drenajes en las vías del Perú son las alcantarillas. El objetivo principal en el diseño hidráulico de una obra de drenaje transversal es determinar la sección hidráulica más adecuada que permita el paso libre del flujo líquido y flujo sólido que eventualmente transportan los cursos naturales y conducirlos adecuadamente, sin causar daño a la carretera y a la propiedad adyacente.” (pág. 68).

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), nos indica las premisas específicas para el estudio de drenajes transversales, los cuales son: las características topográficas, el estudio de cuencas hidrográficas, características del cauce y evaluación de obras existentes.” (pág. 69).

2.3.21. Concepto de alcantarillas

Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), define como alcantarilla a la estructura cuya luz sea menor a 6.0 m y su función es evacuar el flujo superficial proveniente de cursos naturales o artificiales que interceptan la carretera. La densidad de alcantarillas en un proyecto vial influye directamente en los costos de construcción y de mantenimiento, por ello, es muy importante tener en cuenta la adecuada elección de su ubicación, alineamiento y pendiente, a fin de garantizar el paso libre del flujo que intercepta la carretera, sin que afecte su estabilidad.

Figura 17: Vista frontal de un tipo de alcantarilla.



Fuente: Catálogo FORMET, 2014.

Carciente (1985), en Caracas, Venezuela, realizó una investigación sobre carreteras, en la cual analizó todos los elementos que constituyen la misma; dicha investigación lleva por nombre “*Carreteras: estudios y proyecto*”. En la misma incluye el tema sobre alcantarillas transversales y el diseño correcto de acuerdo con la topografía del lugar.

Ceballos (2004), efectuó un estudio comparativo entre la utilización de alcantarilla de metal corrugado y alcantarilla de material plástico en drenajes menores de carreteras de Guatemala. En su investigación, define los diversos tipos de alcantarilla y los elementos que la conforman.”

2.3.22. Tipos de alcantarillas

La revista de Construcción y Tecnología en Concreto (2016), publicó que los principales atributos del tubo de concreto aplican a alcantarillados sanitarios y pluviales. Muchos de estos también podrían aplicarse a secciones en la caja utilizadas para el drenaje pluvial, alcantarillas en caminos, túneles, puentes, y sistemas de detención subterránea. Como ya se sabe, el tubo de concreto es un tubo rígido que ofrece tanto una estructura, como un conducto al colocarse en el sitio. Actualmente, el tubo de concreto es consecuencia del diseño asistido por computadora, del diseño avanzado de las mezclas de concreto, de los lotes automatizados y controlados por computadora; del refuerzo de varilla fabricada con precisión; de las técnicas de manufactura con calidad, de las uniones herméticas mejoradas, así como de las nuevas normas de instalación (pág. 15).

Investigaciones llevadas a cabo en la Universidad del Estado de Utah (1996), demuestran que los sistemas de tubería de alcantarillado pluvial ULTRA FLO son mejores que la tubería de concreto reforzado en cuanto a sus características hidráulicas. El Centro de Investigación del Agua de esta misma universidad, efectuó las pruebas hidráulicas de los tubos ULTRA FLO con corrugada espiral continua de $\frac{3}{4}$ " x $\frac{3}{4}$ " x 7-1/2", con flujo máximo, el coeficiente de Manning fue de 0.012. Se considera la idea que la vida útil de una alcantarilla es cuando presta el servicio sin ningún contratiempo o deterioro en su estructura. En las especificaciones técnicas generales para el diseño de puentes y drenajes se establece que la vida útil de las alcantarillas se clasifica de acuerdo con el tipo de servicio y lugar en que serán colocadas, por ejemplo:

- Autopistas y rutas primarias > 50 años.
- Colectores y locales > 30 años

- Desarrollo > 10 años

La revista de Construcción y Tecnología en Concreto (2016), menciona que cuando se trate de carreteras pavimentadas, la alcantarilla incluso debe recubrirse con un material bituminoso a modo de lograr su impermeabilización, para que evite la saturación de los terraplenes vecinos y de la estructura del pavimento. Cuando las alcantarillas se colocan arriba de los cinco metros de profundidad se recomienda que sean de concreto armado por la dificultad que presenta reemplazarlas. El costo de las alcantarillas está altamente influenciado por la selección del material, forma y sección de ellas. En la elección del tipo de alcantarillas se considerarán los siguientes factores: (pág. 16).

Tabla 12: Factor a considerar en el tipo de alcantarillas

FACTORES FÍSICOS Y ESTRUCTURALES	FACTORES HIDRÁULICOS, TALES COMO:
- Durabilidad.	- Caudal de diseño.
- Altura disponible para la alcantarilla.	- Forma, pendiente y área del cauce.
- Carga de tierra sobre ella.	- Velocidad de aproximación.
- Condiciones de apoyo.	- Carga hidráulica total admisible.
- Rigidez de la alcantarilla.	- Arrastre de sedimentos y otros materiales (basura, rocas, árboles, etc.)
- Resistencia al impacto.	- Condiciones de entrada y salida.
- Tipo de terreno existente.	- Pendiente de la alcantarilla.
	- Rugosidad del conducto.
	- Longitud y tamaño de la alcantarilla.
	- Sección transversal

Fuente: Manual Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2011).

2.3.23. Alcantarilla de gran tamaño

Baudillo (2014), afirma que históricamente, se han utilizado las alcantarillas de gran tamaño para la conducción de desechos sólidos o para el paso de afluentes conocidos de líquido, como ríos, desfogue de presas etc. Comúnmente las redes de alcantarillado de las ciudades son de gran tamaño, ya que deben recaudar y conducir los desechos sólidos para llevarlos a una planta de tratamiento, en donde se separan los líquidos de los sólidos, y así por diferentes métodos se purifica el agua para poderla utilizar en actividades que signifiquen beneficio para el ser humano. La consideración que se ha tomado en cuenta para hablar de alcantarillas de gran tamaño tiene como base la alcantarilla de diámetro mínimo, aceptada por la Dirección General de Caminos, la cual debe ser de 30"; claro está que tampoco se especifica el diámetro máximo

y pueden ser diseñadas de diversos diámetros, hasta alcanzar un tamaño que hoy en día se conoce como bóvedas.” (pág. 34).

2.3.24. Diseño hidráulico de alcantarillas

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), muestra que el cálculo hidráulico considerado para establecer las dimensiones mínimas de la sección para las alcantarillas a proyectarse, es lo establecido por la fórmula de Robert Manning para canales abiertos y tuberías, por ser el procedimiento más utilizado y de fácil aplicación, lo cual permite obtener la velocidad del flujo y caudal para una condición de régimen uniforme mediante la siguiente relación.” (pág. 74)

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n} \dots \dots \dots (29)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad ; \quad Q = V * A$$

Donde:

Q = Caudal (m³/seg).

V = Velocidad media de flujo (m/seg).

A = Área de la sección hidráulica (m²)

H= diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m

2.3.25. Consideraciones para el diseño de alcantarillas

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), muestra las palizadas, los materiales sólidos y hasta desperdicios arrojados a los cauces naturales y que son arrastrados por la corriente, son elementos muy perjudiciales si se acumulan en la alcantarilla e inciden en su comportamiento hidráulico. No solamente afecta a la alcantarilla, también afecta las zonas aledañas de la carretera. Consecuentemente, es importante que las carreteras cuenten con un programa de mantenimiento rutinario, a fin de identificar los sectores vulnerables, propensos de ser afectados por este fenómeno.” (pág.78).

En nuestro proyecto se identifican varios tipos de zonas, las cuales llevan distintos tipos de materiales de arrastres y diversos flujos hiperconcentrados, por lo cual se enmarcarán los siguientes:

- Materiales sólidos de arrastre.
- Debris Flow.
- Flujo de detritos.
- Flujo de escombros de tipo pedregoso.
- Flujo de escombros de tipo lodoso.
- Flujo de escombros de tipo viscoso.

2.3.26. Materiales sólidos de arrastre

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), menciona que las palizadas, los materiales sólidos y hasta desperdicios arrojados a los cauces naturales y que son arrastrados por la corriente, son elementos muy perjudiciales si se acumulan en la alcantarilla e inciden en su comportamiento hidráulico. No solamente afecta a la alcantarilla, también afecta las zonas aledañas de la carretera. Consecuentemente, es importante que las carreteras cuenten con un programa de mantenimiento rutinario, a fin de identificar los sectores vulnerables, propensos de ser afectados por este fenómeno.

En zonas de selva alta en donde las características físicas y geomorfológicas (típicas) sean:

- Cauces encajonados, en V, inactivos o con flujo permanente de agua.
- Pendientes entre 5% y 60%, es decir de medianas a fuertes.
- Tipo de suelo: taludes y lecho de material granular, aluviales, coluviales, con matriz fina de arena y limos, gravas y gravillas; es decir vulnerables a erosión pluvial.
- Tipo de vegetación, arbustos en taludes.

Prochaska, S. (2008), indica que estas características en los cauces son flujos de barros, con posibles huaicos menores; debido a que el agua de la lluvia satura el material de los taludes incrementando la masa y reduciendo la cohesión de las partículas, y que son arrastrados con el agua. Asimismo, el caudal sólido es por lo menos 2 veces mayor que el caudal líquido, la velocidad, varía entre 2 y 10 m/s. Por ende, se recomienda utilizar, en zonas de selva alta, con

las características físicas y geomorfológicas indicadas en el párrafo anterior, como diámetro mínimo alcantarillas TMC Φ 48". Se puede considerar en forma práctica, para calcular el orden de magnitud de este caudal sólido, la siguiente fórmula: (pág. 79).

$$Q_s = \rho AV \dots \dots \dots (30)$$

Donde:

Q_s = Caudal sólido (m^3/seg).

ρ = 2,650 kg/m^3 (densidad promedio del material sólido)

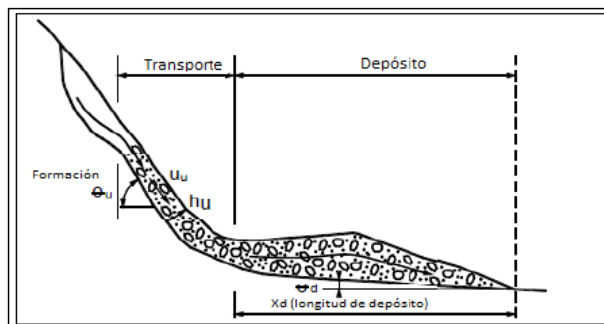
A = Área transversal del material sólido retenido.

V = Velocidad aproximada de flujo sólido (Estimación de acuerdo con zona de trabajo).

2.3.27. Debris Flow

Según Takahashi, (2014) menciona que el Debris Flow es un flujo de sedimentos con mezcla de agua de una manera como si fuera un flujo de fluido continuo impulsado por la gravedad, y alcanza una gran movilidad desde el espacio vacío saturado con agua o suspensión, ver figura 18.

Figura 18: Esquema de un flujo de detritos (Debris Flow)



Fuente: Takahashi, 2014.

Takahashi, (2014) muestra en la figura 19, la parte frontal del flujo de escombros en la cuenca Jiangjia Gully, Yunnan, China. Está fluyendo desde el tramo superior derecho al tramo inferior izquierdo. Este flujo contiene sólidos, Fracción más del 60% en volumen. A pesar de tal alta concentración de sólidos, Fluye rápido en pendientes tan suaves como de 3 grados.

Figura 19: Parte frontal de un flujo de escombro.

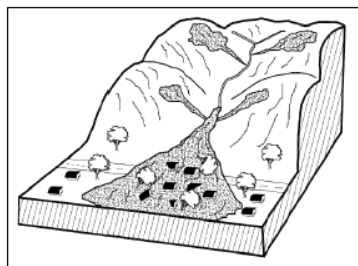


Fuente: Takahashi, 2014.

2.3.28. Flujo de detritos

Celi y tanta (2019), en su proyecto de investigación para la obtención del título profesional, nos mencionan que cuando se produce un evento anómalo como lluvias extraordinarias, sismos fuertes o deshielos rápidos pueden ocasionarse deslizamientos o erosión, los cuales originan una acumulación de sedimentos o partículas encima de las laderas o cauces. De acuerdo al proceso activador las masas que se sueltan pueden estar saturadas o puede haber aporte adicional de agua. La acumulación de sedimentos dispersos sobre una pendiente fuerte favorece su movimiento” (pág. 181).

Figura 20: Vista de flujo de detritos.

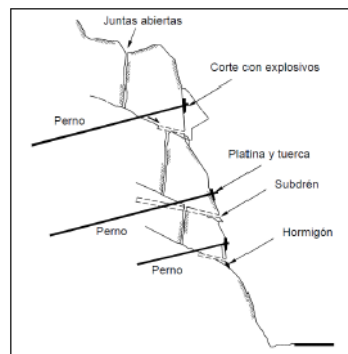


Fuente: Suárez, (2004).

Suárez, J (2004), en su libro de deslizamiento: Técnicas de Remedación, Indica el procedimiento para estabilización y refuerzo a través de: Pernos. - Los pernos comúnmente

varillas de acero (figura 15), son barras de refuerzo colocadas en huecos pre perforados que se cementan formando una dovela de concreto reforzada, inyectando una resina epóxica o lechada de cemento. Se utiliza acero de alta resistencia en diámetro de 1/2" a 1.5". El objetivo es generar resistencia a la tensión dentro del macizo, impidiendo el deslizamiento de rocas. (pág. 339).

Figura 21: Pernos para sostener grupo de rocas.



Fuente: Suárez, (2004).

TDM Ingeniería (2016) Barreras Dinámicas contra Flujo de Detritos caso Chosica, Perú; propuso como alternativa frente a vulnerabilidad del talud, el sistema de componentes que tiene la capacidad de retener una cantidad de materiales, originados por efectos dinámicos de flujos de detritos granulares, mixtos o de lodo se le denomina barrera dinámica. Las barreras dinámicas frente a los flujos de huaycos son sistemas flexibles conformados por anillos circulares que absorben la energía del impacto, la cual es transmitida a los anclajes perimetrales del cauce.” (Figuras 17-18-19-20).

Figura 22: Detalles de malla anclada



Fuente: TDM Ingeniería, (2016).

Figura 23: Barrera dinámica – Chosica, Perú.



Fuente: TDM Ingeniería, (2016).

Takahashi, (2014) menciona que los modelos continuos de una sola fase para el flujo de los escombros, la mezcla de partículas y el líquido se considera como un tipo de fluido continuo que se comporta como flujo de escombros en varias situaciones. Las características del fluido aparente se determinan por la relación entre la tensión de corte operativo y la tasa de deformación que se llama la ley constitutiva o la consistencia. Las ecuaciones constitutivas de las respectivas curvas son como sigue:

Tabla 13: Modelos de mecánica para flujos de escombros.

MODELO	FÓRMULA	CONSIDERACIONES GENERALES
Fluido Newtoniano	$\tau = \mu (du/dz)$	Donde: μ = Coeficiente de Viscosidad.
Fluido Bingham	$\tau = \tau_y + \eta (du/dz)$	Donde: τ = Resistencia al cortante en la base del flujo. η = Coeficiente de viscosidad.
Fluido Herschel – Bulkley	$\tau = \tau_y + K1 (du/dz)^n, n \leq 1$	Donde: τ = Resistencia al cortante en la base del flujo.
Fluido Dilatante	$\tau = K2 (du/dz)^n, n > 1$	Donde: τ = Resistencia al cortante en la base del flujo. $K2$ = Coeficiente de viscosidad.

Fuente: Takahashi, 2014

2.3.29. Composición de flujo lodo y escombros

Según Banda, (2015), dicha composición de lujos de escombros varía enormemente debido a la dimensión de sus partículas que, cambian desde materiales finos hasta cantos

rodados suspendidos en una matriz viscosa. Asimismo, de ser un flujo de múltiples fases de granos desordenados con agua y aire mezclados entre sí. Por consiguiente, entre los principales elementos tenemos: la matriz fina (partículas de arcilla) y los granos gruesos y el agua (pág. 13).

Estas se componen por:

- Agua.
- Partículas.
- Granos:

Figura 24: Clasificación del tamaño de los granos.



Fuente: International Society of Soil Science.

Castillo, (2006) nos menciona algunas propiedades de los flujos de escombros, las cuales se describen en la siguiente tabla

Tabla 14: Propiedades de los flujos de escombros.

Ubicación	Velocidad (m/s)	Pendiente (%)	Densidad (gr/cm ³)	Viscosidad dinámica	%arcilla	Profundidad (m)	Sólidos (% en peso)	Nº Reynolds
Rio Reventado, Costa Rica	2.9 - 10	4.6 - 17.4	1.13 - 1.98	-	1 - 10	8 - 12	20 - 79	-
Hunshui Gully, China	10 - 13	-	2 - 2.3	15 - 20	3.6 (<0.005mm)	3 - 5	80 - 85	40 000
Bullock Creek, Newzealand	2.5 - 5.0	10.5	1.95 - 2.13	2100 - 8 100	4	1.0	77 - 84	28.57
Pine Creek, Mt. St. Helens	10 - 31.1	7 - 32	1.97 - 2.03	200 - 3 200	-	0.13 - 1.5	-	200
Wrightwood Canyon Ca. (1941)	1.2 - 4.4	9 - 31	2.4	2 100 - 6 000	<5	1.2	79 - 85	23.8
Wrightwood Canyon Ca. (1969)	0.6 - 3.8	9 - 31	1.62 - 2.13	100 - 60 000	-	1.0	59 - 86	1.33
Mayflower Gulch, Colorado	2.5	27	2.53	30 000	1.1 (<0.004 mm)	1.5	91	3.2
Dragon Creek, Arizona	7.0	5.9	2.0	27 800	-	5.8	80	29.2
Jian-jia Ravine, China	8.0	0.06	2.3	15.5 - 1 736	-	1.4	89	148-11 561

Fuente: Castillo (2006).

2.3.30. Modelos hidráulicos para flujos de escombros

Gamion, F. (2014) clasifica a los modelos hidráulicos dependiendo: De la variación del caudal y del traslado de sedimentos en función del tiempo. En el caso de la hidráulica fluvial existen varios tipos de modelos matemáticos y se clasifican en:

2.3.30.1. Modelos de lecho fijo o agua clara

Los modelos de lecho fijo proponen un cauce de sección transversal establecida. Por lo cual se solicitan información topográfica, hidráulica, sedimentológica y de calibración. En este tipo de modelos el sedimento se utiliza para evaluar las condiciones de rugosidad del cauce, pero no para calcular el arrastre. Gamion, F. (2014) – (pág. 60).

2.3.30.2. Modelos de lecho móvil

Los modelos de lecho móvil empiezan una modelación anticipada de las características hidráulicas. Una vez calibrado el comportamiento hidráulico se inicia a incluir los datos complementarios que afectan a los sedimentos: zonas erosionable y no erosionable, profundidad de la zona erosionable, granulometrías. Los modelos de lecho móvil arrojan información importante una vez calibrados para el análisis del comportamiento hidráulico-morfológico de la corriente y su cauce. Gamion, F. (2014) – (pág. 61).

2.3.30.3. Modelos de régimen no permanente

Los modelos de régimen no permanente solicitan características, hidráulicas, topográficas, condiciones de caudal en función del tiempo y sedimentología de calibración. A lo expresado, se añade la complejidad de sus ecuaciones que se interpretan en problemas adicionales de convergencia y estabilidad numérica. Por cual, se debe realizar como primero paso un procedimiento de calibración en condiciones de régimen permanente y finalizando con un análisis de sensibilidad del modelo para los parámetros que se consideren inciertos. Gamion, F. (2014) – (pág. 61).

2.3.30.4. Modelos de matemáticos fluviales o de flujo libre

Este tipo de modelos son los que se aplican en la modelación de ríos y canales abiertos, con las herramientas informáticas existentes, la simulación o

modelación del comportamiento hidráulico y morfológico de cauces aluviales es un recurso de fácil utilización que proporciona buenos resultados para el análisis de complejos problemas que se presentan en el área de la ingeniería fluvial. Gamion, F. (2014) – (pág. 62).

Asimismo, en la tabla 14, se muestra algunos modelos reconocidos de 1D, 2D y 3D dimensiones para flujos hiperconcentrados y de escombros.

Tabla 15: Modelos reconocidos de 1D, 2D y 3D.

M. UNIDIMENSIONAL	M. BIDIMENSIONALES	M. TRIDIMENSIONALES
HEC 2	FLATIMODEL	SSIIM – CFD
HEC – RAS	RIVER 2D	FLO 3D
RIVERDCAD ISIS	FLO 2D	DELFT 3D
WSPRO	TITAN 2D	CH3D – SED
HEC – 6	FLDWAY	TRISULA
SEDIMOD	G – STARS	ARCGIS
FLUVIAL – 11	HYDRO 2 DE	ARCSCENE
DBF – 1D	RAM – 2	
NWS – FLDWAY	DELFT 2D	

Fuente: Universidad del Cauca – CRC – INGEOMINAS, (2005).

Para el presente estudio de tesis, se trabajará con el sistema computacional ARCGIS-ARC MAP (Versión 10.5), con el fin de reconocer los posibles flujos de escombros que se presentan en la carretera Canta (km 100+970) – Huallay (km 196+170).

2.3.31. Modelo ARCGIS-ARC MAP

Environmental Systems Research Institute – ESRI (1969), nos indica que el sistema ARCGIS (versión actual 10.5), permite recopilar, organizar, administrar, analizar, compartir y distribuir información geográfica y es concebida como una plataforma completa en la que cualquier persona puede trabajar con datos e información geográfica y aplicarla.

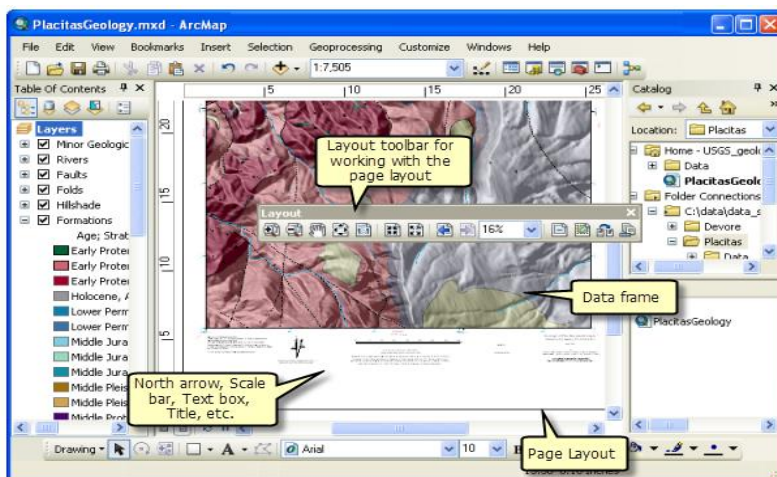
Environmental Systems Research Institute – ESRI, nos refiere que este sistema utiliza la herramienta ARC MAP, que una de sus aplicaciones principales, el cual permite visualizar y explorar los dataset SIG (Sistemas de Información Geográfica) de su área de estudio, donde asigna símbolos y donde crea los diseños de mapas para imprimir o publicar; siendo importante

su aplicación para crear y editar datasets. También se indica que ARC MAP, representa la información geográfica como una colección de capas y otros elementos en un mapa. Los elementos de mapa comunes son el marco de datos, que contiene las capas de mapa para una extensión determinada, más la barra de escala, la flecha de norte, el título, texto descriptivo, una leyenda de símbolos, etc.

2.3.32. Diseño de página del ARCGIS-ARC MAP

El modelo ARCGIS (versión 10.5) según Environmental Systems Research Institute – ESRI, cuenta con diseños de páginas básicamente para crear mapas para ser impresos, exportados y compartidos, utilizando formatos PDF, tal como se muestra a continuación:

Figura 25: Diseño de página – ARCGIS – ARC MAP.



Fuente: Google.com (www.esri.com/es-es/arcgis)

2.3.33. Concentración volumétrica de sedimentos C_v

Según el Manual USER FLO-2D (2000). Para cada evento de flujo de escombros, se debe estimar un valor de C_v en el tiempo partiendo de valores cercano a 0.2 y aumentando progresivamente de 0.35 a 0.45, dependiendo del tipo de sedimento encontrado en la cuenca. Valores cercanos a 0.45 se utilizan si la cuenca produce flujo de lodos y escombros. La ubicación del pico de C_v es minutos antes del pico del hidrograma líquido.

Una clasificación propuesta en el manual de FLO-2D se observa en la tabla 15.

Tabla 16: Comportamiento del flujo de lodo como una función de Cv.

DESCRIPCIÓN DEL TIPO DE FLUJO	CONCENTRACIÓN DE SEDIMENTOS		CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO
	EN VOLUMEN	EN PESO	
Deslizamientos	0.65 – 0.80	0.80 – 0.91	No hay flujo; falla por deslizamiento de bloques.
	0.55 – 0.65	0.76 – 0.83	Derrumbe de bloques con deformación interna durante el deslizamiento, movimiento paulatino del terreno antes de fallar
Flujos de lodo (Mudflow)	0.48 – 0.55	0.72 – 0.76	Flujo evidente, deslizamiento lento sostenido por el flujo de lodo; deformación plástica bajo su propio peso; cohesivo, no se expande en la superficie.
	0.45 – 0.48	0.69 – 0.72	Flujo se extiende sobre la superficie; flujo cohesivo; algo de mezcla.
	0.40 – 0.45	0.65 – 0.69	El flujo se mezcla fácilmente; muestra las propiedades fluidas en la deformación; distribuido en la superficie horizontal, pero mantiene una superficie fluida inclinada; partículas grandes se depositan (peñones); aparecen ondas, pero se disipan rápidamente.
Avenida de lodo (Mud Flood)	0.35 – 0.40	0.59 – 0.65	Deposición marcada de gravas y cantos rodados; se expande casi completamente sobre la superficie horizontal; aparece la superficie líquida con dos fases del fluido; las olas viajan en la superficie.
	0.30 – 0.35	0.54 – 0.59	Separación del agua en la superficie; las olas viajan fácilmente; la mayoría de las arenas y gravas se han sedimentado y se mueven como arrastre de fondo.
Inundación de agua	0.20 – 0.30	0.41 – 0.54	Se distinguen claramente las olas y ondas; todas las partículas descansando en el fondo en condición inmóvil.
	< 0.20	< 0.41	Inundación de agua con carga suspendida convencional y arrastre de fondo.

Fuente: Manual USER FLO-2D (2000).

El modelo FLO – 2D conserva la continuidad para el agua y sedimento, en cada grilla, el transcurso de tiempo, el volumen de agua y sedimento y los cambios que correspondan a la concentración de sedimentos serán calculados. La simulación completa reporta la cantidad de agua y sedimento (flujo de salida y flujo almacenado).

Algunas fórmulas que ayudan a relacionar los flujos de lodo y escombros se describen a continuación:

$$Cv = \frac{\text{Volumen de sedimento}}{\text{Volumen de agua} + \text{volumen de sedimento}} \dots \dots \dots (34)$$

Donde:

Cv = Concentración de sedimentos por peso.

$$Cv = \frac{C_w * \gamma}{\gamma_s * C_w (\gamma_s - \gamma)} \dots \dots \dots (35)$$

Donde:

γ = Peso específico del agua.

γ_s = Peso específico del sedimento.

El peso específico de la mezcla de flujo de lodo γ_m es una función de la concentración de sedimentos por volumen.

$$\gamma_m = \gamma + Cv (\gamma_s - \gamma) \dots \dots \dots (36)$$

La densidad de la mezcla del flujo de lodo ρ_m está dado por:

$$\rho_m = \rho + Cv (\rho_s - \rho) \dots \dots \dots (37)$$

$$\rho_m = \frac{\gamma_m}{g} \dots \dots \dots (38)$$

2.4. Definición de términos básicos

Cambio climático: Cambio de clima atribuido directa o indirectamente a la actividad humana, que altera la composición de la atmósfera mundial y que se suma a la variabilidad natural del clima observada durante períodos de tiempo comparables. (pág. web [http: www.responsabilidadsocial.net](http://www.responsabilidadsocial.net)).

Cuenca hidrográfica: Es el ámbito lógico para planificar el uso y manejo de los recursos naturales, buscando la sustentabilidad de los sistemas de producción; contribuyendo así a la seguridad alimentaria y nutricional. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2011 – MTC).

Cuneta: Zanja de cada uno de los lados de la carretera, que sirve para recoger el agua de lluvia. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2011 – MTC).

Drenaje transversal: Son los elementos que transportan agua cruzando el eje de la carretera. Por lo general el cruce se realiza de manera perpendicular al eje, transportando

el aporte de la cuenca que se localiza aguas arriba. (Manual para la Inspección Visual de Estructuras de Drenaje, INVIAS, Colombia - 2020).

Estación pluviométrica: Es la estación principal encargada de medir la lluvia, muchas veces dentro de una estación meteorológica mayor. Básicamente se utiliza el medidor de lluvia conocido como pluviómetro, un tipo de instrumento utilizado por los meteorólogos e hidrólogos para recoger y medir la cantidad de precipitación líquida durante un período determinado de tiempo. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2011 – MTC).

Flujo de agua: Corriente de agua que atraviesa una alcantarilla. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2011).

Flujo Hiperconcentrado: Es una mezcla de agua y sedimentos, con propiedades intermedias entre el transporte fluvial y flujo de detritos. Los flujos hiperconcentrados contienen entre un 40 y 60% en volumen de sedimentos (SERNAGEOMIN, Chile – 2021).

Mapa geográfico: Representación de diferentes puntos de la geografía de la tierra, como, por ejemplo: ríos, océanos, montañas, desiertos entre otros aspectos del lugar que se desea estudiar, como la latitud, la longitud y la ubicación de cada continente (como África o América), así como sus divisiones regionales internas. (pág. web <http://euroinnova.edu.pe>).

Material deletéreo: Material no recomendable para usarse como relleno, ya que es dañino para la alcantarilla. (pág. web <http://www.definicion.de>).

Microcuenca: Se refiere a una pequeña cuenca de primer o segundo orden, en donde vive un cierto número de familias (comunidad) utilizando y manejando los recursos del área, principalmente el suelo, agua, vegetación, incluyendo cultivos, vegetación nativa, fauna. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2011 – MTC).

Sedimentos: Material que se posa en el piso o fondo de la alcantarilla y/o cauces naturales. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2011 – MTC).

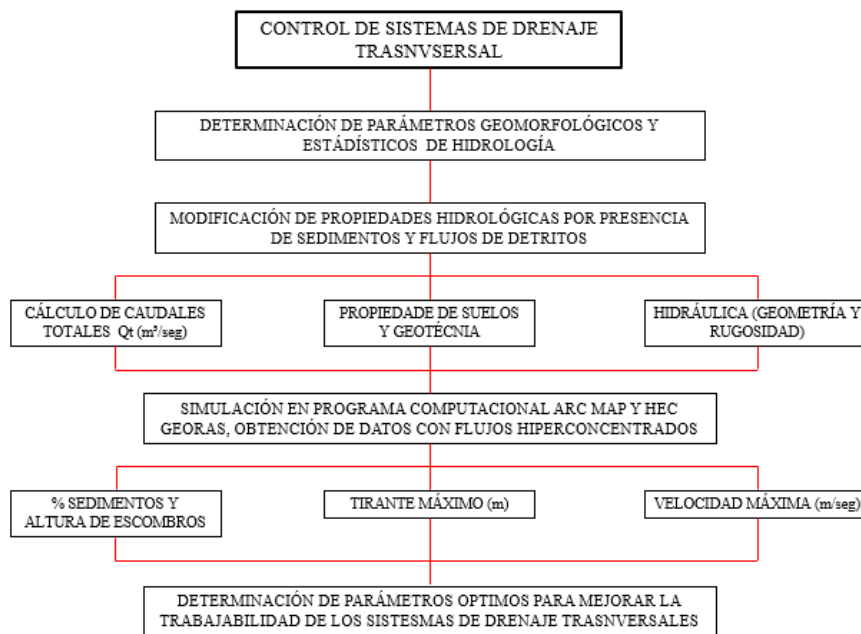
Tirante máximo: Profundidad máxima que se obtiene al aplicar la ecuación de Manning, en la solución de canales hidráulicos. (Universidad Nacional Agraria, Facultad de Agronomía - 2019).

Velocidad máxima: Es la relación entre la distancia de entrada en el cauce del canal y el tiempo transcurrido hasta la salida del canal o cauce. (Universidad Nacional Agraria, Facultad de Agronomía - 2019).

2.5. Fundamentos teóricos que sustentan hipótesis (figuras o mapas conceptuales)

Empleando el sistema computacional ARCGIS - ARC MAP, se podrán obtener parámetros hidrológicos e hidráulicos reales, con presencia de sedimentos y flujos de escombros; con la finalidad de mejorar los diseños hidráulicos y la trabajabilidad de los sistemas de drenaje frente a flujos hiperconcentrados. Para el caso del presente estudio se muestra en la figura 26 el siguiente fundamento teórico:

Figura 26: Mapa conceptual de la investigación:



Fuente: Propia.

3. SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1. Hipótesis

3.1.1. Hipótesis general

La determinación del control de riesgos frente a flujos hiperconcentrados con modelamiento computacional, permite mejorar la funcionalidad de los sistemas de drenaje transversal en la carretera Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170).

3.1.2. Hipótesis específicas

- La evaluación de las propiedades geológicas y geotécnicas de la cuenca que determinan la magnitud de los flujos hiperconcentrados, mejora el diseño funcional de las estructuras de drenaje transversal.
- La evaluación del caudal máximo de diseño que se determina con la magnitud de los flujos hiperconcentrados, permite que los nuevos parámetros hidráulicos de diseño mejoren la funcionabilidad de las estructuras de drenaje transversal.
- La determinación de las características hidráulicas para los sistemas de drenaje transversal que se relacionan con el paso de los flujos hiperconcentrados, permite diseñar y elegir el tipo de sistema de drenaje transversal que evite el colapso.
- Se demuestra que el análisis y la determinación del modelamiento computacional utilizado ante la presencia de flujos hiperconcentrados, mejora el diseño y la funcionabilidad de las estructuras de drenaje transversal frente al colapso.

3.2. Sistema de variables

3.2.1. Definición conceptual y operacionalización

Variable independiente: Flujo Hiperconcentrado.

Variable dependiente: Estructura de drenaje transversal

3.2.2. Cuadro de operacionalización

Tabla 17: Cuadro de operacionalización de variables.

VARIABLES	TIPOS DE VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTO
FLUJOS HIPERCONCENTRADOS	Independiente	Los flujos hiperconcentrados se pueden definir como inundaciones de barro, flujos de barro y flujo de escombros, los cuales se diferencian por la reología de la mezcla agua-sedimento. Estas concentraciones de sedimentos oscilan entre el 30 a 40% en volumen.	Deslizamiento y fallas en bloque.	Inundaciones de Lodo	<ul style="list-style-type: none"> - Formato de comportamiento de flujo en función de la concentración de sedimentos. - Formato de tensión de fluencia y viscosidad de sedimentos - Formato de análisis Granulométrico.
			Flujo Evidente: retación sostenida de barro, deformación plástica bajo su propio peso	Flujos de barro.	
ESTRUCTURAS DE DRENAJE TRANSVERSAL	Dependiente	Las obras de drenaje transversal, que son las pequeñas estructuras de desagüe de las corrientes de agua interrumpidas por la infraestructura, son críticas para conseguir una correcta vida y comportamiento de la infraestructura. En su diseño influyen otros factores además de los hidráulicos que principalmente determinarán sus dimensiones. Estos factores se derivan de las características de la carretera, de la morfología de los cauces, de la evaluación de los daños que puede ocasionar la concentración del flujo, fundamentalmente económicas, relativas a los costos y vida de la carretera.	Flujo con esparcimiento sobre superficies planas: Flujos cohesivos.		<ul style="list-style-type: none"> - Formato de comportamiento de flujo en función de la concentración de sedimentos. - Formato de tensión de fluencia y viscosidad de sedimentos - Formato de análisis Granulométrico.
			Flujo de igual mezcla.		
			Deposiciones marcadas con gravas y cantos rodados.	Inundaciones o crecidas de barro.	
			Separación de agua en superficies		
			Ondas que dominan el movimiento superficial		
			Inundación de agua con posibilidad de sedimentos en suspensión o carga de fondo.	Inundaciones o crecidas de agua.	
		HEC – HMS	Programa de procesamiento de datos numéricos computacional	<ul style="list-style-type: none"> - Manual de Hidrología, Hidráulica y Sistemas de drenaje transversal del MTC. - Formato de inventario de Alcantarillas. - Formato de Análisis de intensidad – duración – Frecuencia. 	
	ARCGIS – ARC MAP				
	Modelo de Fluido Dilatante				
	Estudio de Cuencas				
	Parámetros Geomorfológicos	Estudio Hidrológico para hallar caudales y niveles de aguas máximas.			
	Distribución Y análisis de frecuencia				
	Métodos para Estimar caudal máximo.				
	Niveles de aguas máximas extraordinaria.	Parámetros hidráulicos, de topografía y geología.			
	Estudio de Socavación.				
	Análisis de Velocidad de Sedimento.	Estudio de Sedimentos			
	Estructuras de drenaje transversal.	Tipos de drenaje			

4. METODOLOGÍA

4.1. Enfoque y método de investigación

El enfoque de la investigación se define bajo los conceptos del autor Hernández Sampieri (7ma. Edición – Metodología de la Investigación, 2018), el cual es aplicada mediante la elaboración de un sistema de modelamiento computacional que permite observar los comportamientos de los flujos hiperconcentrados para su respectivo control y monitoreo.

De acuerdo con lo descrito por Hernández Sampieri (7ma. Edición – Metodología de la Investigación, 2018); el método de investigación es **analítico** y **deductivo** considerando que se realizará un modelamiento y simulación.

4.2. Diseño de la investigación

Diseño es de tipo **no experimental**, debido a que se utilizará modelo computacional existente en todas las áreas de esta investigación. Hernández Sampieri (7ma. Edición – Metodología de la Investigación, 2018).

Es **transversal descriptivo** porque se recogerán datos de la geología, hidrología, hidráulica y geotécnica en un único momento y se describirá las características del flujo hiperconcentrado. Hernández Sampieri (7ma. Edición – Metodología de la Investigación, 2018).

4.3. Población de estudio

La población de estudio son las alcantarillas de la carretera Canta carretera Canta (km 100+970) – Huallay (km 196+170). Para el diseño muestral, se pretende determinar la magnitud y características físicas del flujo hiperconcentrado y su relación con la funcionalidad de los sistemas de drenaje transversales de la carretera Canta-Huallay.

Para la determinación de la muestra se toman los parámetros correspondientes a la siguiente fórmula:

$$n = \frac{N}{1 + \frac{e^2(N-1)}{z^2pq}}$$

Fórmula aplicada para el tamaño de muestras (menores a 30,000.00).

Donde:

N: Tamaño conocido de la Población.

n: tamaño de la muestra q deseamos.

e: error (3%)

z: nivel de confianza (1.96)

pq: 0.25

4.4. Muestra de estudio

Para determinar la muestra a trabajar, se debe analizar la información propuesta en la tabla 18 “Población de Sistemas de Drenaje Transversal”.

Tabla 18: Población de sistemas de drenaje transversal.

OBRA DE ARTE / SIST. DRENAJE	CANTIDAD INICIAL	CANT. (PROYECTADOS / MODIFICADOS)	DESCRIPCIÓN DE ELECCIÓN	DETERMINACIÓN DE LA POB.	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
Pontones	6	5	Modificación	5	Se verifica los 5 puentes ya que las ubicaciones contienen un mayor riesgo crítico.
Alcantarillas	125	194	Modificación	20	Se tomaron los puntos más críticos de todo el tramo de la vía.
Alcantarillas Especiales	0	10	Proyección	10	Se proyectaron debido a la necesidad por situación de colapso crítico.
Pase de Riego	1	1	Existente	1	Se verifica por la ubicación georreferenciada crítica.
Baden	1	1	Existente	1	Se verifica por la ubicación georreferenciada crítica.
Total =	133	211		37	

Aplicando la fórmula para la determinación de la muestra, esta nos indica que vamos a trabajar con un total de 35 tipos de sistema de drenaje transversal. Por lo tanto, las obras de arte o sistemas de drenaje a analizar son los siguientes:

Tabla 19: Tamaño de muestra seleccionada.

OBRA DE ARTE / SIST. DRENAJE	CANTIDAD
Pontones	5
Alcantarillas	18
Alcantarillas Especiales	10
Pase de Riego	1
Baden	1
Total =	35

4.5. Técnicas de recolección de datos

A continuación, se describirá las técnicas e instrumentos de recolección de datos.

A través de la metodología de estudio para la recolección de datos, se desarrollará la búsqueda de información en distintas bibliografías referentes al tema, trabajo de campo y concluirá con el procesamiento de la información.

Observando las características del tipo de depósito, se procederá a tomar muestras de cada depósito geológico para su respectiva clasificación. La técnica a utilizar es de observación con fichas aplicadas e imágenes satelitales del Google Earth pro, CONIDA (pace Agency of Perú) y EARTHDATA (ASF Data Search Vertex – NASA).

Se recolectarán parámetros característicos de las cuencas correspondientes (cuenca Chillón y Mantaro), apoyados con información cartográfica y computacional de los programas QGIS y SAGAGIS. Asimismo, se trabajará con datos de precipitaciones máximas en 24 horas para la realización de la hidrología estadística y caudales máximos, este tipo de técnica es de observación y recojo de fuentes escritas. Finalmente, los datos se procesarán en tiempos de retorno con ayuda las herramientas HEC HMS y CALDREM.

Se recolectarán datos del estado actual de las alcantarillas, con el fin de evaluar la forma, el tipo de alcantarilla, tipo de superficie, diseño hidráulico, etc. La técnica que utilizará es la de observación.

4.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos (validez y confiabilidad)

Para proceder a recolectar los datos de geología, se procederá a obtener las cartas geológicas correspondientes al INGEMET e información de INDECI.

Las imágenes satelitales (Google Earth Pro, CONIDA y EARTH DATA), nos mostrarán un modelo digital de elevaciones con el fin de describir los relieves superficiales de las quebradas presentes en las dos cuencas (ríos Chillón y Mantaro).

Los datos estadísticos se recopilarán a través de las precipitaciones máximas de 24h de las estaciones involucradas en el análisis de las cuencas Chillón y Mantaro; las cuales son proporcionadas por la entidad SENAMHI.

Se recopilará la información de los parámetros geotécnicos del suelo y se realizará a través de ensayos de laboratorio, teniendo conocimiento de la zona de estudio.

Los parámetros característicos de cada tipo de sistema de drenaje transversal se evaluarán bajo un formato de inventario de alcantarillas y sistemas de drenaje; esto se realizará en campo.

En la parte computacional, se utilizará el instrumento SOFTWARE ARCGIS-ARC MAP, el cual, determinará los eventos extraordinarios en un tiempo definido para plantear medidas de mitigación y control.

4.6.1. Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

Las herramientas utilizadas para el desarrollo de la presente investigación han sido seleccionadas de fuentes de internet, libros de autores nacionales e internacionales, tesis de pregrado, tesis de maestrías y artículos científicos nacionales como internacionales.

4.6.2. Técnica del procesamiento y análisis de datos

Con el apoyo de la herramienta computacional ARCGIS-ARC MAP, se modelará las diferentes quebradas pertenecientes a las cuencas Chillón y Mantaro, simulando los flujos hiperconcentrados para periodos de retorno de 100, 140, 500 y 1,000 años. Se analiza los resultados para planteamientos de medidas de control y mitigación.

Las técnicas definidas para el procedimiento y análisis son: Office 2016 (Excel, Word), SAGA GIS, QGIS, HydroCALC, modelamiento HEC-HMS, modelamiento PCALDREM Modelo digital de Elevaciones QGIS, HYDROGNOMON 4, Google Earth pro, Earthdata, Programa ARCGIS-ARC MAP y formatos de procesamiento de datos (alcantarillas y sistemas de drenaje).

5. ÁREA DE ESTUDIO

5.1. Metodología del trabajo

5.1.1. Fase de preparación

Se realiza una visita de campo para el estudio completo a la zona de donde se extraerá la información, con la finalidad de evaluar las condiciones naturales y parámetros de descargas de flujo de escombros. También se evaluarán los factores y propiedades de suelos, la geomorfología de la cuenca y parámetros hidráulicos que representen un riesgo de gran envergadura para el control y mitigación de los flujos hiperconcentrados.

5.1.2. Fase de campo

El estudio de cuencas fue orientado por los sistemas de Google Earth e imágenes espaciales EARTHDATA, sobre las quebradas pertenecientes a las cuencas del Río Chillón y Mantaro. Cabe resaltar que el estudio se realizará en microcuencas que descarguen en los puntos obtenidos en la muestra (cantidad 35).

Las muestras obtenidas en el capítulo 4 de la presente tesis, se identifican como los puntos de drenaje transversal más representativos en todo el tramo de la carretera Canta (punto inicial, progresiva 00+000 km) – Huayllay (punto final, progresiva 92+500 km). Estos puntos se encuentran identificados de la siguiente manera:

Tabla 20: Listado de datos para la muestra seleccionada.

TIPO DE OBRA O SISTEMA DE DRENAJE	NOMBRE	UBICACIÓN (PROG.)	LONG. (ML)	ESTADO
PONTONES	HUAROS 01	18+388.30	9.80	Construido con material rustico
	HUAROS 02	18+877.27	9.80	Construido con material rustico
	CULLHUAY 01	20+510.30	9.80	Construido con material rustico
	CULLHUAY 02	22+946.00	4.30	Construido con material rustico
	CUSHPA	24+355.00	6.20	Construido con material rustico
ALCANTARILLA	ALC-07	23+180.00	13.77	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CR y s-CB
	ALC-18	37+977.00	11.34	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CR y s-MCC-2.5
	ALC-25	39+650.00	12.15	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CR y s-CB
	ALC-34	42+550.00	22.68	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CB y s-CB
	ALC-42	45+120.00	12.15	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CR y s-CB
	ALC-62	53+202.00	19.44	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CB y s-CB
	ALC-80	60+475.00	19.44	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CB y s-CB
	ALC-92	63+840.00	12.96	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CR y s-CB
	ALC-101	67+200.00	13.77	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CR y s-CB
	ALC-113	70+180.00	11.34	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CR y s-MC-3.5
	ALC-120	72+840.00	11.34	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CR y s-CB
	ALC-125	74+138.00	34.02	Tipo TMC ϕ 48, Cabezal: i-CB y s-CB

	ALC-143	84+820.00	29.16	Tipo TMC ϕ 48, Cabezal: i-CB y s-CB
	ALC-150	86+940.00	23.49	Tipo TMC ϕ 48, Cabezal: i-CB y s-MCAB-4.5
	ALC-164	89+675.00	13.77	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CB y s-MCAB-4.5
	ALC-176	92+340.00	24.30	Tipo TMC ϕ 48, Cabezal: i-CB y s-CB
	ALC-180	93+320.00	12.50	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CR y s-CB
	ALC-187	94+840.00	12.50	Tipo TMC ϕ 36, Cabezal: i-CR y s-CB
ALC. ESPECIAL	ALC.ESP-01	16+220.00	12.20	Alcantarilla ϕ 48 por reemplazar.
	ALC.ESP-02	17+475.00	14.00	Alcantarilla ϕ 36 por reemplazar.
	ALC.ESP-03	17+650.00	13.00	Atención de la bifurcación de una quebrada.
	ALC.ESP-04	37+425.00	14.00	Se redimensionó la estructura inicial.
	ALC.ESP-05	50+920.00	17.15	Se redimensionó la estructura inicial.
	ALC.ESP-06	52+020.00	13.50	Se redimensionó la estructura inicial.
	ALC.ESP-07	55+555.00	21.60	Se redimensionó la estructura inicial.
	ALC.ESP-08	56+385.00	39.25	Se redimensionó la estructura inicial.
	ALC.ESP-09	58+265.00	36.50	Se redimensionó la estructura inicial.
		ALC.ESP-10	69+995.00	13.60
BADEN	BADEN 1	27+890.00	8.50	Se encuentra en mal estado, por reemplazar.
PASE DE RIEGO	P.R-01	36+197.40	13.30	Se recalcula la longitud.

El reconocimiento y definición de las microcuencas estudiadas en esta tesis permiten realizar un análisis más exhaustivo de los eventos de flujos de escombros, que adicionalmente sirven para evaluar una mejor metodología con la aplicación del modelo ARCGIS-ARC MAP en estimar una representación volumétrica de escombros depositados por los distintos materiales de arrastre en el cono de deyección.

El análisis de suelos y comportamiento mecánico geotécnico, tales como la granulometría y el contenido de humedad, serán sustentado a través de los estudios realizados y entregados por el Proyecto: “Mejoramiento, Rehabilitación y Conservación por Niveles de Servicio del Corredor Vial Lima – Canta – Huayllay – Dv. Cochamarca – Empalme PE-3N” (IIRSA) realizados por la empresa CESEL INGENIEROS S.A, definiendo estos parámetros como datos reológicos de la zona de estudio.

5.1.3. Fase de gabinete

Para el reconocimiento de la utilización hidrológica de parámetros geomorfológicos de las microcuencas pertenecientes a las cuencas de los ríos Chillón y Mantaro, se obtuvieron los siguientes datos morfológicos:

Tabla 21 Datos geomorfológicos de las cuencas principales.

CUENCA PRINCIPAL	ÁREA DE DRENAJE	LONGITUD	NACIENTE	ELEVACIÓN DE LA NACIENTE
RIO CHILLÓN	2,444.00 km ²	126.0 km	LAGUNA DE CHONTA	4,850 msnm

RIO MANTARO	34,550.08 km ²	739.0 km	LAGO JUNÍN O CHINCHAYCOCHA	4,090 msnm
-------------	---------------------------	----------	-------------------------------	------------

Fuente: Google Earth – Geogps.

De las 35 muestras identificadas en la tabla 20; se analizarán 5 puntos críticos, los cuales proyectan una mayor incidencia de peligro con respecto a la presencia de flujos hiperconcentrados, flujos de detritos o deslizamiento de materiales. Los 5 puntos críticos son:

Tabla 22: Listado de los 5 puntos críticos del estudio.

TIPO DE OBRA O SISTEMA DE DRENAJE	NOMBRE	UBICACIÓN (PROG.)	LONG. (ML)
PONTONES	HUARIOS 01	18+388.30	9.80
	CUSHPA	24+355.00	6.20
ALCANTARILLA	ALC-125	74+138.00	34.02
ALC. ESPECIAL	ALC.ESP-10	69+995.00	13.60
BADEN	BADEN 1	27+890.00	60.00

Los datos referentes a los planos RASTER DEM, se han investigado y recopilado de los servidores y páginas web como EARTHDATA SEARCH (NASA: National Aeronautics and Space Administration) y Google Earth.

Los datos topográficos empleados en la zona del estudio pertenecen a los programas del IGN e INGEMMET, las cuales están a una escala de 1/100 000 y 1/25 000, con sistemas de coordenadas UTM referidas en los sistemas:

DATUM WGS 84 son:

- Cuadrángulo de Canta (Hoja 23 J).
- Cuadrángulo de Ondores (Hoja 23 K).

DATUM PSAD 56 son:

- Cuadrángulo de Canta (Hoja 23 J-II-SE).
- Cuadrángulo San Buenaventura (Hoja 23 J-II-SO).
- Cuadrángulo de Racray (Hoja 23 K-III-SO).
- Cuadrángulo de Pachas (Hoja 23 K-III-NO).
- Cuadrángulo de Huarimarcán (Hoja 23 K-IV-NE).

- Cuadrángulo río Pallanga (Hoja 23 K-IV-SO).
- Cuadrángulo de Huarón (Hoja 23K-IV-NO).

Imágenes satelitales del servidor EARTHDATA SEARCH (NASA: National Aeronautics and Space Administration), utilizados para los parámetros geomorfológicos apoyados con los softwares SAGAGIS 3.2.3, QGIS 3.16 e HIDROCALC V 1.0.

Para el estudio de la estadística hidrológica se ha utilizado información de estaciones pluviométricas (Precipitaciones máximas de 24 horas) del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI).

Con el apoyo del sistema digital HEC HMS se estimó las tablas de los hidrogramas líquidos, utilizando la metodología del Soil conservation Service (SCS), para una tormenta de 24 horas de duración y un tiempo de retorno específico.

Para los diseños hidráulicos tipo, se utiliza el sistema digital HEC HMS, en conjunto con la topografía y tipología de la zona de estudio.

Del proyecto Mejoramiento, Rehabilitación y Conservación por Niveles de Servicio del Corredor Vial Lima – Canta – Huayllay – Dv. Cochamarca – Empalme PE-3N” (IIRSA) realizados por la empresa CESEL INGENIEROS S.A; se toman las consideraciones iniciales de los sistemas de drenaje transversal y las obras de arte (puentes) para realizar la evaluación.

Para la estimación del valor de número de curva (CN) y escorrentía, tomamos como referencia la bibliografía de “Hidrología Aplicada”, autor: Ven Te Chow.

Para la determinación de los caudales máximos en flujos hiperconcentrados o de detritos, aplicamos la metodología de JICA (Japan International Cooperation Agency), donde se estiman los flujos de detritos a partir del hidrograma de flujo de agua multiplicado por un factor (BF); con apoyo del modelo computacional ARCGIS-ARC MAP, el cual es un modelo de enrutamiento de inundaciones que simula las probables inundaciones en el tramo de la carretera Canta – Huayllay.

5.2. Ubicación y límites

El proyecto se ubica geográficamente en los límites de tres regiones colindantes: Lima Junín y Pasco. La vía de intervención pertenece a la red vial nacional: Lima – Canta – Huayllay – Dv. Cochamarca – Empalme PE-3N, tramo: Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170).

Desde el punto de vista hidrográfico, el proyecto en tesis se encuentra conformado por dos cuencas principales. La primera es la cuenca del río Chillón, la cual tiene sus nacientes en el flanco occidental de la cordillera la Viuda siendo parte de la vertiente del pacífico en la cota 4600 msnm y discurre con dirección NE-SO. La segunda cuenca es del río Mantaro que se encuentra emplazado en la cordillera de los Andes perteneciente a la vertiente del Atlántico.

El punto inicial del tramo de estudio (Canta) se ubica en la provincia de Canta y limita por el norte con la provincia de Huaral; por el este con la provincia de Yauli, departamento de Junín; por el sur con la provincia de Huarocharí y por el Oeste con la provincia de Lima (ver figura 27).

El punto final del tramo de estudio (Huayllay), se ubica en el distrito de Huayllay (Pasco), el cual limita por el norte con los distritos de Simón Bolívar y Tinyahuarco; por el sur con las provincias de Junín y Yauli; por el este con la provincia de Junín y por el oeste con las provincias des Huaura y Huaral (ver figura 28).

Figura 27. Mapa de la provincia de Canta



Fuente: Google.com

Figura 28. Mapa de la provincia de Pasco



Fuente: Google.com

5.3. Geología y geodinámica

Según el análisis de datos geológicos, los estudios corresponden a los mapas geológicos de los cuadrángulos de Canta (23-j) y Ondores (23-k). Cartas Geológicas del Perú del Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (INGEMMET).

5.3.1. Estratigrafía

Cobbing (1973) Boletín N° 26: Geología de los Cuadrángulos de Barranca, Ambar, Oyón, Huacho, Huaral y Canta, describe los siguientes conceptos:

a) Estratigrafía – Mapa Canta:

Esta superficie se divide en cuatro zonas estratigráficas principales, la cuales corren en fajas paralelas a la costa, ligadas a zonas estructurales controlados por la historia estratigráfica. Estas zonas se encuentran de oeste a este y son: zona Costanera, zona Volcánica de la Sierra, Zona de la Cuenca Cretácea y la zona de Bloque Cretáceo (pag. 13).

Cobbing et al. (1996) Boletín N° 77: Serie A: Carta Geología Nacional – Geología de los cuadrángulos de Ambo, Cerro de Pasco Ondores, describe los siguientes conceptos:

b) Estratigrafía – Mapa Ondores:

La estratigrafía en esta zona se muestra desde el neoproterozoico hasta el cuaternario reciente, diferenciada por rocas metamórficas, sedimentarias, volcánicas e ígneas (pág. 23).

5.3.2. Geología regional

Cobbing (1973) Boletín N° 26: Geología de los Cuadrángulos de Barranca, Ambar, Oyón, Huacho, Huaral y Canta.

a) Geología regional – Mapa Canta:

Los espesores de los distintos materiales en las zonas conocidas varían entre los 3,000 y 4,000 msnm. Se considera generalmente que de este a oeste hay una transición de una cuenca miogesinclinal a un volcánico eugeosinclinal. De esta manera las secuencias sedimentarias de la sierra equivalen a las volcánicas de la costa (pág. 15).

Otro grupo de rocas metamórficas puede observarse en la zona sur, donde forman la cordillera de la costa del Perú meridional. Direcciones de paleo corrientes en areniscas cretáceas

del Perú central, indican que durante el cretáceo existía un macizo al oeste de la Costa actual, el cual sería la prolongación septentrional de dicha cordillera (pag.15).

Cobbing et al. (1996) Boletín N° 77: Serie A: Carta Geología Nacional – Geología de los cuadrángulos de Ambo, Cerro de Pasco Ondores.

b) Geología regional – Mapa Ondores:

El grupo Goyllarisquiza, se depositó sobre un alto estructural denominado Geoanticlinal del Marañón, debido a su textura delgada, mientras que en la cuenca del Miogiosinclinal (Lado sur oeste de Ondores) se acumularon las formaciones Chimú, Santa, Carhuaz y Farrat. En concordancia sobryace la secuencia netamente carbonatada del cretáceo inferior a superior denominada como formaciones Pariahuanca, Chúlec, Pariatambo, Jumasha y Celendín expuestas mayormente al Suroeste de Ondores. Cubriendo en ligera discordancia al Cretáceo; se presentan capas rojas de a formación Casapalca de edad Cretáceo- Paleógeno, ocupando áreas extensas de las hojas de Cerro de Pasco y Ondores (pág.22).

5.3.3. Distribución geológica

- a) El mapa geológico de la cartografía de Canta tiene como código 23-j, y muestra los siguientes materiales.

Figura 29. Leyenda geológica del cuadrángulo de Canta (23-j)

SISTEMA	SERIE	FORMACIÓN o GRUPO	SEDIMENTARIOS Y VOLCÁNICOS
CUATERNARIO		Dep. Aluviales	Q-al
		Dep. morrénicos	Q-mo
TERCIARIO	INFERIOR	Volc. Galpuy	KI-vc
		Volc. Yantac	KI-y
		Volc. Casapalca	KI-ca
		Celendín	Ks-c
		Jumasha	Ks-j
	SUPERIOR	Pariatambo	Ki-pt
		Chúlec	Ki-ch
		Pariahuanca	Ki-ph
		Farrat	Ki-f
		Carhuaz	Ki-ca
INFERIOR	Santa	Ki-sa	
	Chimú	Ki-chm	
	Oyón	Ki-o	
			Ki-c

ROCAS INTRUSIVAS DEL CRETACEO SUPERIOR TERCIARIO INFERIOR EN ORDEN APROXIMADO DE INTRUSIÓN	
	Intrusivos hipoabetales
	Granodiorita de Chungar
	Adamelita de Vilca
	Adamelita de Huantataya
	Tonalita de Acos
	Tonalita (Complejo de Cayán)
	Tonalita (Complejo de Santa Rosa)
	Adamelita de Lumbre
	Tonalita-Diorita (Complejo de Paccho)
	Tonalita-Diorita (Complejo de Pacaybamba)
	Tonalita-Diorita (Complejo de Paraiso)
	Meladiorita
	Grabo

Fuente: INGEMMET, Servicio de Geología y Minería, MINEN.

- b) El mapa geológico de la cartografía de Canta tiene como código 23-j, y muestra los siguientes materiales.

Figura 30. Leyenda geológica del cuadrángulo de Ondores (23-k)

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOSTRATIGRAFICAS	ROCAS INTRUSIVAS		
				PLUTONICAS	HIPABISALES	
GENOZOICO	CUATERNARIO	Holoceno	Dep. Aluviales	Q-aj		
			Dep. en laderas	Q-bo		
			Dep. Fluvio-glaciares	Q-fg		
			Dep. Montañas	Q-mo		
	NEOGENO	Plioceno	Fm. Huayllay	Np-h		
			Mts. Pascocha	Np-p		
	PALEOGENO	Mioceno	Volc. Mikotango	Nm-m	Monogranito	Andesita
			Grupo Colqui	Np-cq		Troctolita
		Oligoceno	Volc. Carica Francisco	Nm-cf	Diorita	Porfido Diorico
			Fm. Yantac	Pe-y		
MESOZOICO	CRETACEO	Paleoceno	Fm. Casapala	Kp-ca		
			Superior	Fm. Colandín	Ks-ce	
		Fm. Jumbilla	Ks-j			
		Fm. Paristambo	Ki-pt			
		Fm. Chulez	Ki-ch			
		Fm. Parihuanca	Ki-ph			
		Inferior	Fm. Fariat	Ki-f		
			Fm. Carhuat	Ki-c		
			Fm. Santa	Ki-s		
			Fm. Chino	Ki-chi		
JURASICO	Inferior	Fm. Ceñobrenca	Jl-c			
	Superior	Fm. Azamochay	Jl-a			
PERMICO	Superior	Grupo Milla	Ps-m			
		Grupo Oxobasi	SD-e			
PALEOZOICO	DEVONICO					

Fuente: INGEMMET, Servicio de Geología y Minería, MINEN.

5.4. Características hidrológicas e hidráulicas

5.4.1. Generalidades

Hidrográficamente, el área de estudio se encuentra conformada por dos cuencas principales que son la cuenca del río Chillón y a cuenca del río Mantaro. El tramo km 00+000 al km 95+200 muestra la identificación de los puntos de intercepción de los cursos de agua con la vía del proyecto en la cartografía. Esto se complementará con la información recopilada en la visita de campo y de los datos obtenidos del Estudio Definitivo del Tramo Canta Huayllay, elaborado por el proyectista WINROD Contratistas Generales S.A.C.

5.4.2. Clima

En el área de estudio, el clima es variable dado que se encuentra en diversos pisos altitudinales con rangos de elevación desde los 2,800 hasta los 4,800 msnm; identificándose diversas condiciones climatológicas tal como se muestra en la tabla 23.

Tabla 23: Condiciones climáticas del área de estudio:

CLIMA	ALTITUD (msnm)	PRECIPITACIÓN (mm)	TEMPERATURA (°C)
CLIMA SECO Y SEMIÁRIDO	2,500 – 3,000	300 – 450	12 – 15
CLIMA SEMI-SECO Y SEMI-FRÍO	3,000 – 3,200	450 – 500	1 – 12
CLIMA SEMI-HÚMEDO Y SEMI-FRÍO	3,200 – 3,600	500 – 600	9 – 11
CLIMA LIGERAMENTE HÚM. Y SEMI-FRÍO	3,600 – 3,900	600 – 700	7 – 9
CLIMA MODERADAMENTE HÚM. Y FRÍO	3,900 – 4,300	700 – 900	5 – 7
CLIMA HÚMEDO Y FRÍO	4,300 – 4,800	900 – 1000	3 – 5

Fuente: CESEL INGENIEROS, 2018.

5.4.3. Parámetros geomorfológicos

La identificación de los parámetros geomorfológicos nos informa sobre las características fisiográfica de las cuencas drenantes, índice de compacidad (forma de la cuenca) por la que se determina si habrá mayores posibilidades de producirse eventos de avenidas y grandes desbordes. Estos datos se han desarrollado con el sistema computacional HidroCALC.

Para la presente tesis se han considerado 5 subcuencas en referencia a los 5 puntos críticos identificados líneas arriba. Asimismo, la morfología de las subcuencas se muestra en cada uno de los elementos descritos en la tabla 24 (Ver los mapas de cuencas en el anexo de Hidrología).

Tabla 24: Datos geomorfológicos del estudio:

PUNTO CRÍTICO	NOMBRE DE SUBCUENCA	ÁREA (KM2)	PERÍMETRO (KM)	GRAVELIUS (Kc)	LONGITUD (KM)	COTA MAX. (msnm)	COTA MIN. (msnm)	PENDIENTE (%)
HUAROS 01	SUBCUENCA 1	207.121	95.048	1.849	32.323	5,284	3,503	0.3704
CUSHPA	SUBCUENCA 2	153.512	83.468	1.886	26.611	4,900	3,800	0.3522
ALC-125	SUBCUENCA 3	63.503	50.644	1.779	13.489	5,281	4,402	0.2560
ALC.ESP-10	SUBCUENCA 4	43.8399	41.163	1.741	12.286	5,281	4,460	0.2607
BADEN 1	SUBCUENCA 5	131.279	77.648	1.898	23.283	5,200	3,966	0.3408

5.4.4. Mecanismos de desestabilización de movimiento de ladera en las diferentes quebradas del estudio

La desestabilización en una ladera o en las superficies morfométricas, siempre generan controversia, ya que los atributos aceptados para su iniciación son la tracción, el pandeo, la flexión y el corte. En el caso de las quebradas respectivas a los puntos críticos seleccionados (tomados en campo), pueden asumirse que los mecanismos de iniciación de movimiento se dan por corte.

La saturación y la infiltración de líquidos y sólidos mínimos suman al efecto consecuencia en la desestabilización de la microcuenca.

5.4.5. Datos pluviométricos (hidrológicos)

Para el presente estudio se obtuvieron datos de 5 estaciones correspondientes a las zonas de más precipitación y de ubicación cercana, las cuales se describen a continuación.

Tabla 25: Datos pluviométricos pertenecientes a las estaciones del estudio:

ESTACIÓN	ENTIDAD OPERADORA	UBICACIÓN (LATITUD)	UBICACIÓN (LONGITUD)	ALTITUD (MSNM)	PROVINCIA	REGIÓN	PERIODO REGISTRO
CANTA	SENAMHI	11° 28' 16.37" S	76° 37' 32.50" W	2,818	CANTA	LIMA	1993-2018
HUAROS	SENAMHI	11° 24' 26.78" S	76° 34' 33.02" W	3,580	CANTA	LIMA	1993-2018
PARIACANCHA	SENAMHI	11° 23' 37.10" S	76° 30' 10.60" W	3,854	CANTA	LIMA	1993-2018
YANTAC	SENAMHI	11° 20' 44.97" S	76° 24' 16.31" W	4,617	YAULI	JUNÍN	1993-2018
CERRO DE PASCO	SENAMHI	10° 41' 36.15" S	76° 15' 51.10" W	4,357	PASCO	PASCO	1992-2018

En las estaciones: CANTA, HUAROS, PARIACANCHA, YANTAC Y CERRO DE PASCO, se trabajarán con una cantidad de años de 26 años, seleccionados y validados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – SENAMHI (ver anexo- Hidrología).

5.4.6. Precipitaciones máximas en 24 horas (todas las estaciones)

La tabla 26, nos muestra por periodos, las precipitaciones máximas en 24 horas por año. Para el desarrollo del estudio se tomarán los 26 datos registrados y validados por SENAMHI, y se completarán con los datos recogidos de la data general de la página de SENAMHI (www.senamhi.gob.pe).

Tabla 26: Precipitaciones máximas del estudio:

ESTACIONES – PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS									
EST. CANTA		EST. HUAROS		EST. PARIACANCHA		EST. YANTAC		EST. CERRO DE PASCO	
AÑO	P24H	AÑO	P24H	AÑO	P24H	AÑO	P24H	AÑO	P24H
1978	12.4	1980	16.0	1980	20.0	1980	15.7	1980	30.0
1979	14.8	1981	21.1	1981	30.0	1981	19.9	1981	28.0
1980	10.6	1982	11.1	1982	17.2	1982	9.0	1982	22.0
1981	11.7	1983	15.0	1983	22.0	1983	11.9	1983	24.0
1985	7.5	1984	18.0	1984	15.9	1984	10.9	1984	24.0
1986	14.0	1985	16.3	1985	20.0	1985	5.6	1985	20.0
1987	6.5	1986	12.0	1986	25.0	1986	6.8	1986	24.0
1988	7.8	1987	14.3	1987	18.5	1987	6.7	1987	20.0
1989	7.0	1988	12.0	1988	18.5	1988	7.1	1988	28.0
1990	2.0	1989	13.0	1989	20.0	1989	8.2	1989	30.0
1991	1.2	1990	12.1	1990	20.0	1990	15.2	1990	40.0
1992	0.7	1991	15.3	1991	19.5	1991	9.4	1991	21.5
1993	8.1	1992	11.3	1992	25.7	1992	6.4	1992	15.0
1994	14.8	1993	18.0	1993	24.8	1993	9.8	1993	19.0
1995	10.2	1994	21.5	1994	19.9	1994	12.5	1994	18.5
1996	10.5	1995	21.2	1995	20.0	1995	12.6	1995	20.8
1997	20.0	1996	15.5	1996	16.3	1996	10.5	1997	22.6
1998	20.5	1997	11.6	1997	14.2	1997	17.3	1998	21.3
1999	18.0	1998	16.5	1998	28.0	1998	20.4	1999	28.0
2000	18.2	1999	14.4	1999	16.0	1999	18.4	2000	17.5
2001	23.0	2000	16.1	2000	20.0	2000	20.3	2001	20.2
2002	18.0	2001	23.5	2001	21.8	2001	18.9	2002	24.0
2003	27.3	2002	12.7	2002	18.4	2002	18.0	2003	20.0
2004	18.4	2003	19.1	2003	20.9	2003	20.7	2004	26.8
2005	12.7	2004	12.3	2004	15.0	2004	13.8	2005	38.5
2006	16.8	2005	16.3	2005	17.5	2005	9.4	2006	27.3
2007	18.4	2006	17.5	2006	19.3	2006	18.3	2007	19.7
2008	28.2	2007	13.9	2007	20.0	2007	9.7	2008	29.4
2009	18.7	2008	13.3	2008	16.2	2008	12.1	2009	31.4
2010	12.9	2009	22.4	2009	20.8	2009	16.7	2010	27.8
2011	13.2	2010	15.4	2010	23.7	2010	11.4	2011	24.0
2012	14.8	2011	13.0	2011	17.2	2011	11.3	2012	24.0
2013	18.0	2012	16.2	2012	20.0	2012	6.2	2013	19.3
2014	15.9	2013	18.6	2013	25.5	2013	5.9	2014	22.5
2015	18.2	2014	16.1	2014	17.6	2014	8.8	2015	25.1
2016	16.2	2015	28.0	2015	22.0	2015	9.9	2016	18.0
2017	19.1	2016	16.9	2016	19.9	2016	8.8	2017	25.0
2018	19.4	2017	19.1	2017	23.3	2017	9.9	2018	17.0
		2018	14.6	2018	14.0	2018	8.7		

5.4.7. Análisis de consistencia para prueba de datos dudosos de las estaciones del estudio

La tabla 27, muestra los parámetros de consistencia que necesitan nuestros datos para la correcta iteración entre valores máximos y mínimos, siguiendo el procedimiento de cálculo del método de la U.S. Water Resources Council, 1981.

Tabla 27: Análisis de consistencia para el estudio de las estaciones:

PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	EST. CANTA		EST. HUAROS		EST. PARIACANCHA		EST. YANTAC		EST. CERRO DE PASCO	
	P24hr	Log(P24hr)	P24hr	Log(P24hr)	P24hr	Log(P24hr)	P24hr	Log(P24hr)	P24hr	Log(P24hr)
Número de datos (N)	35	35	39	39	39	39	39	39	38	38
Sumatoria	541.8	40.7	631.2	46.7	784.6	50.6	473.1	41.0	914.2	52.1
Valor Máximo	28.2	1.5	28.0	1.4	30.0	1.5	20.7	1.3	40.0	1.6
Valor Mínimo	6.5	0.8	11.1	1.0	14.0	1.1	5.6	0.7	15.0	1.2
Media:	15.5	1.2	16.2	1.2	20.1	1.3	12.1	1.1	24.1	1.4
Varianza:	27.911	0.026	14.136	0.009	13.226	0.006	21.922	0.029	29.836	0.009
Desviación Estándar:	5.283	0.161	3.760	0.096	3.637	0.077	4.682	0.169	5.462	0.094
Coefficiente Variación:	0.341	0.138	0.232	0.080	0.181	0.059	0.386	0.161	0.227	0.068
Coefficiente de Sesgo:	0.299	-0.567	1.030	0.453	0.676	0.188	0.502	0.005	1.031	0.386
Valor del Kn:		35		39		39		39		38
Umbral Alto (mm)		38.54		28.44		31.78		31.94		41.78
Umbral Bajo (mm)		5.49		8.77		12.35		3.98		13.22
Registro Final	No existen datos dudosos		No existen datos dudosos		No existen datos dudosos		No existen datos dudosos		No existen datos dudosos	

5.4.8. Análisis de bondad – Pruebas de ajuste del Chi Cuadrado y Kolmogorov – Smirnov para el estudio

Las pruebas de bondad de ajuste aplicadas en el estudio son la del Chi Cuadrado y la de Kolmogorov – Smirnov. El desarrollo muestra las distribuciones estadísticas propias del sistema computacional HYDROGNOMON 4, sistema que fue utilizado para el cálculo de la mejor distribución y el menor valor del “D crítico. El programa HYDRONOGMON 4 se realiza para las 5 estaciones del estudio y trabaja con las distribuciones: Normal, Log Normal, Log Pearson III, Gumbel, Log Gumbel, etc.

En la tabla 28, se muestran los valores que mejores se ajustan a la prueba del Chi Cuadrado y la tabla 29, muestra los valores que mejor se ajustan a la prueba Kolmogorov – Smirnov.

Tabla 28: Análisis estadístico del estudio – Prueba Chi Cuadrado:

DISTRIBUCIÓN ESTADÍSTICA	EST. CANTA	EST. HUAROS	EST. PARIACANCHA	EST. YANTAC	EST. CERRO DE PASCO
Número de Clase	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
Distribución Seleccionada	GUMBEL	LOG NORMAL	LOG NORMAL	LOG NORMAL	LOG GUMBEL
V. a = 1%	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO
V. a = 5%	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO
V. a = 10%	ACEPTADO	ACEPTADO	RECHAZADO	ACEPTADO	ACEPTADO
Valor alcanzado	67.90%	83.84%	7.19%	23.76%	83.94%
Parámetro Pearson	1.511429	0.84615	7.00000	4.23077	0.84211

Tabla 29: Análisis estadístico del estudio – Prueba Kolmogorov – Smirnov:

DISTRIBUCIÓN ESTADÍSTICA	EST. CANTA	EST. HUAROS	EST. PARIACANCHA	EST. YANTAC	EST. CERRO DE PASCO
Distribución Seleccionada	NORMAL	LOG PEARSON III	LOG PEARSON III	LOG PEARSON III	LOG NORMAL
V. a = 1%	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO
V. a = 5%	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO
V. a = 10%	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO	ACEPTADO
Valor alcanzado	83.46%	99.79%	63.22%	85.94%	97.20%
D máx.	0.09998	0.05919	0.11610	0.09314	0.07502

Analizando los datos de las pruebas de ajuste, se generan las precipitaciones máximas para los distintos tiempos de retorno ($t_r = 2, 5, 10, 25, 50, 100, 140, 200, 500, 1000$ y 10000 años) y se corrigen según lo especificado por la Organización Meteorológica Mundial, la cual en su guía de prácticas especifica que estudios de datos pluviométricos indican que al multiplicar las cantidades máximas anuales de lluvia diaria u horaria, para un solo intervalo fijo de observaciones de una a 24 horas por el factor 1.13, producen valores que se aproximan mucho a los que se obtienen de un análisis de máximos reales. Se requieren ajustes menores cuando las cantidades máximas observadas se determinan a partir de dos o más intervalos de observación fijos.

En la tabla 30 se mostrarán las precipitaciones corregidas con el factor de 1.13.

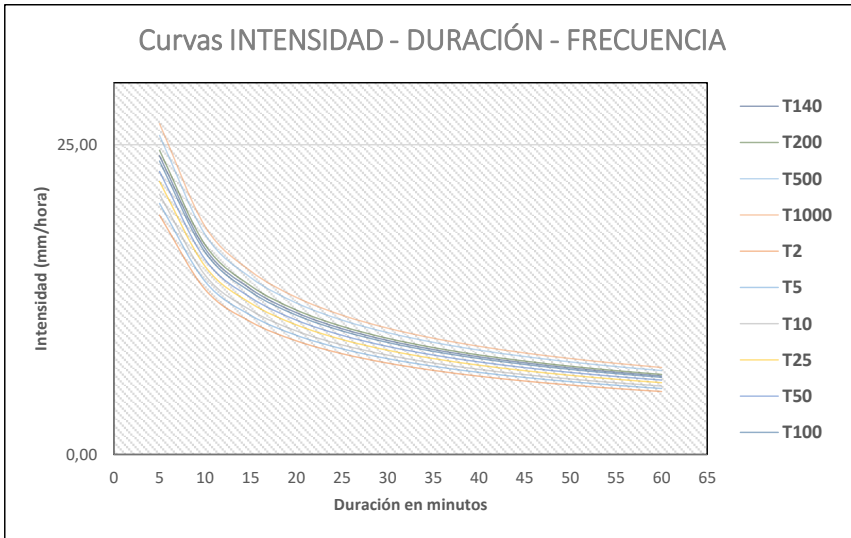
Tabla 30: Precipitaciones corregidas de las estaciones del estudio:

Periodo de Retorno T (años)	EST. CANTA	EST. HUAROS	EST. PARIACANCHA	EST. YANTAC	EST. CERRO DE PASCO
Distribución Seleccionada	GUMBEL	LOG PEARSON III	LOG NORMAL	LOG PEARSON III	LOG NORMAL
Factor 1.13	Pmax Corregida (mm)	Pmax Corregida (mm)	Pmax Corregida (mm)	Pmax Corregida (mm)	Pmax Corregida (mm)
2	18.473	17.556	22.371	12.741	26.511
5	22.396	21.344	26.015	17.689	32.016
10	24.064	23.870	28.150	20.999	35.335
25	25.624	27.098	30.621	25.214	39.254
50	26.532	29.536	32.331	28.377	42.014
100	27.292	32.008	33.951	31.559	44.661
140	27.620	33.227	34.712	33.117	45.917
200	27.944	34.535	35.504	34.783	47.231
500	28.687	37.984	37.482	39.134	50.543
1,000	29.180	40.691	38.935	42.507	53.004
10,000	30.519	50.411	43.582	54.316	61.029

5.4.9. Curvas IDF por estación de estudio

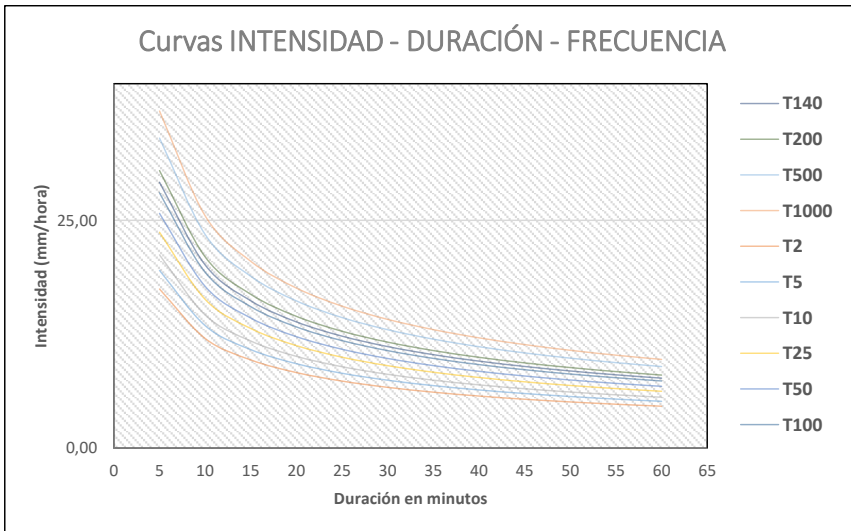
Para cada una de las estaciones se han obtenido las precipitaciones para cada periodo de retorno T (años) y de acuerdo con lo explicado en el apartado 2.4.3. del presente estudio, se elabora la curva de intensidad – duración – frecuencia para cada periodo de retorno (de la figura 31 al 35).

Figura 31. Curva IDF – Estación Canta.



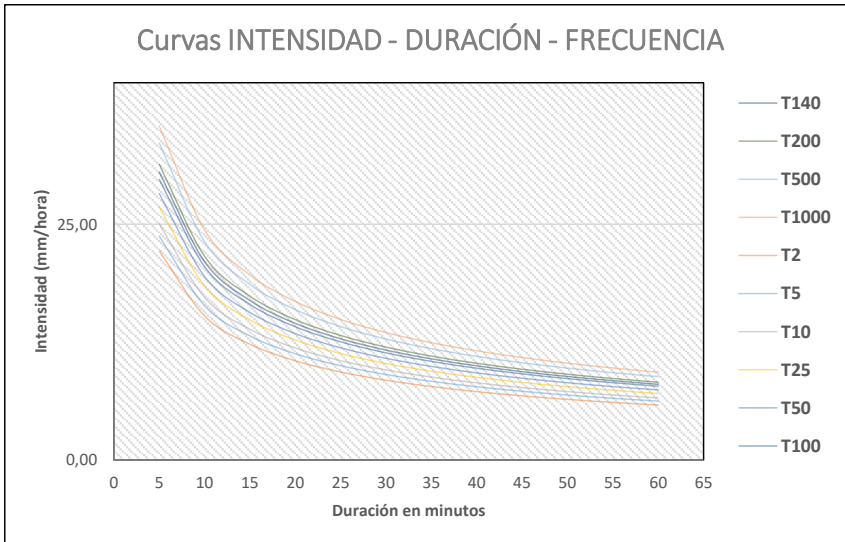
Fuente: Elaboración Propia

Figura 32. Curva IDF – Estación Huaros.



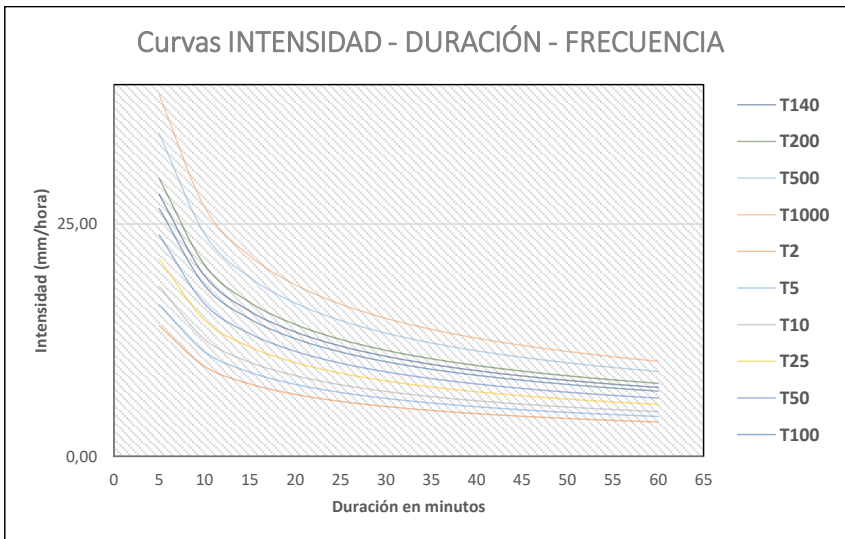
Fuente: Elaboración Propia

Figura 33. Curva IDF – Estación Pariacancha.



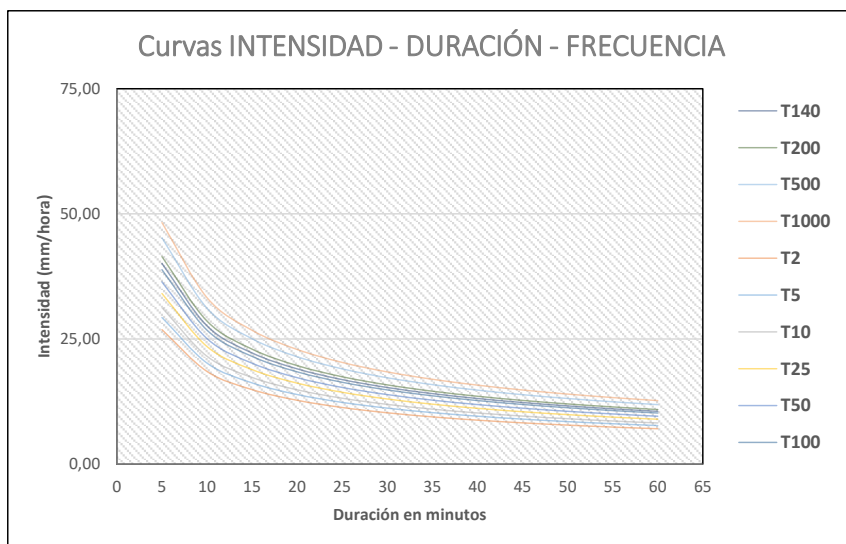
Fuente: Elaboración Propia

Figura 34. Curva IDF – Estación Yantac.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 35. Curva IDF – Estación Cerro de Pasco.



Fuente: Elaboración Propia

5.4.10. Determinación de caudales (pontones Huaros 01 y Cushpa)

Según el apartado 2.4.8.4 Método HEC-HMS, se selecciona el número de curva respecto a las características de la superficie, la cual corresponde a áreas pertenecientes a zonas de alto contenido de gravas y arenas limosas, subgrupo A y B, de la tabla 9.

Tabla 31: Tabla de número de curva seleccionado para pontones:

TIPO DE ESTRUCTURA	PUNTO CRÍTICO	GRUPO HIDROLOGICO DE SUELO	ÁREA (KM2)	VALOR DEL CN
PONTÓN	HUARIOS 01	GRUPO B	SUELOS POCOS PROFUNDOS DEPOSITADOS POR EL VIENTO, MARGA ARENOSA (VER ANEXO SUELOS – PONTÓN HUARIOS).	0.82
PONTÓN	CUSHPA	GRUPO A	GRAVAS Y SUELOS PROFUNDOS DEPOSITADOS POR EL VIENTO, LIMOS AGREGADOS (VER ANEXO SUELOS – PONTÓN CUSHPA).	0.76

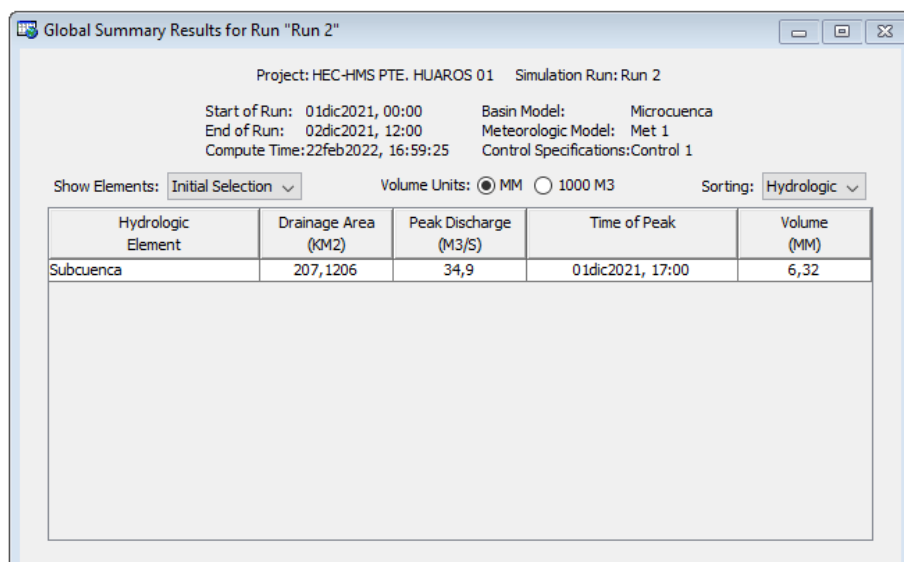
En el sistema computacional HydroCALC, se halla el valor del tiempo de concentración, utilizando la fórmula de Kirpich. Por ende, para cada uno de los puntos críticos se muestran los valores en minutos:

Tabla 32: Tiempo de concentración en el estudio:

TIPO DE ESTRUCTURA	PUNTO CRÍTICO	LONGITUD DE CURSO DE AGUA (km)	PENDIENTE PROMEDIO DE LA CUENCA (m/m)	EC. KIRPICH (h)	EC. KIRPICH (min)
PONTÓN	HUARIOS 01	32.32	0.3704	3.08	184.80
PONTÓN	CUSHPA	26.61	0.3522	2.96	177.70

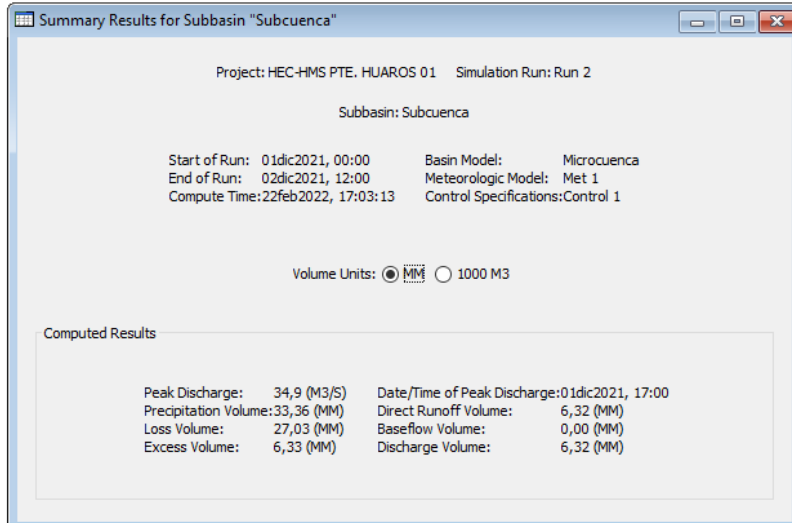
El modelo Hidrológico HEC-HMS es utilizado para estimar el hidrograma de avenida y tormentas de 24 horas. En el presente proyecto se deben calcular, por el método del bloque alterno, los hietogramas para pontones ($tr = 140$ años), alcantarillas y badenes ($tr = 100$ años), de acuerdo con lo propuesto por el modelo de Dick – Peschke. Los cálculos de los hietogramas se encuentran en el anexo de hidrología.

Figura 36. Descarga máxima estimada para 140 años – Pontón Huaros 01.



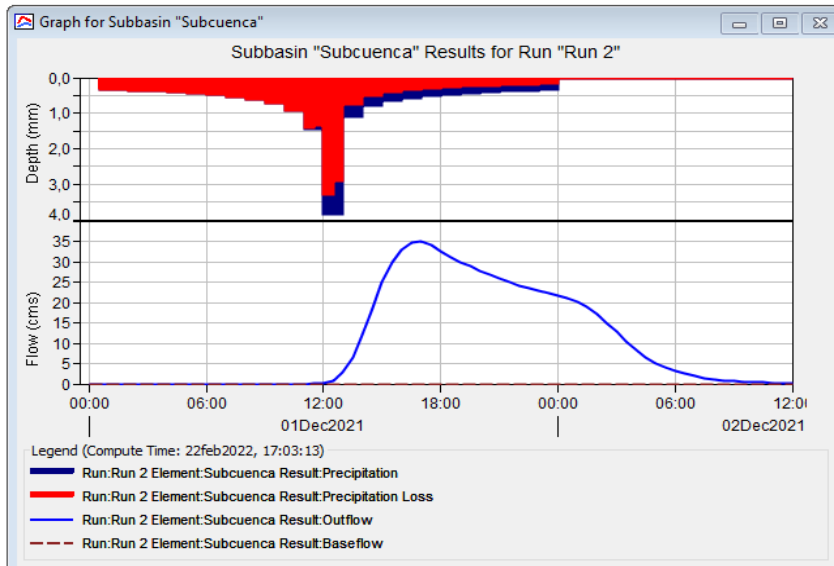
Fuente: Elaboración Propia

Figura 37. Resumen de resultados para la subcuenca 01 para 140 años – Pontón Huaros 01.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 38. Hidrograma de la subcuenca 01 para 140 años – Pontón Huaros 01.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 39. Descarga máxima estimada para 500 años – Pontón Huaros 01.

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subcuenca	207,1206	53,4	01dic2021, 16:30	9,22

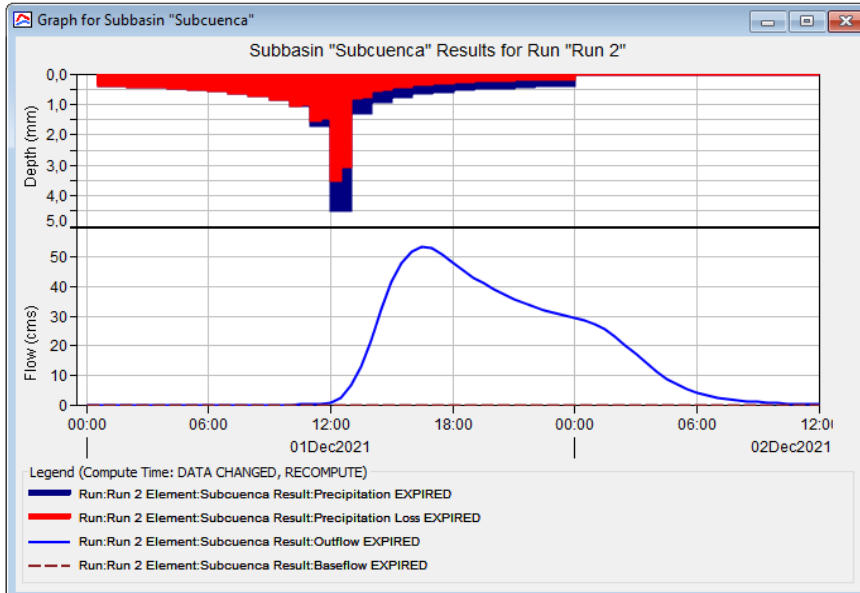
Fuente: Elaboración Propia

Figura 40. Resumen de resultados para la subcuenca 01 para 500 años – Pontón Huaros 01.

Computed Results	
Peak Discharge:	53,4 (M3/S)
Precipitation Volume:	38,91 (MM)
Loss Volume:	29,68 (MM)
Excess Volume:	9,23 (MM)
Date/Time of Peak Discharge:	01dic2021, 16:30
Direct Runoff Volume:	9,22 (MM)
Baseflow Volume:	0,00 (MM)
Discharge Volume:	9,22 (MM)

Fuente: Elaboración Propia

Figura 41. Hidrograma de la subcuenca 01 para 500 años – Pontón Huaros 01.



Fuente: Elaboración Propia

Figura 42. Descarga máxima estimada para 1,000 años – Pontón Huaros 01.

Global Summary Results for Run "Run 2"

Project: HEC-HMS PTE. HUAROS 01 Simulation Run: Run 2

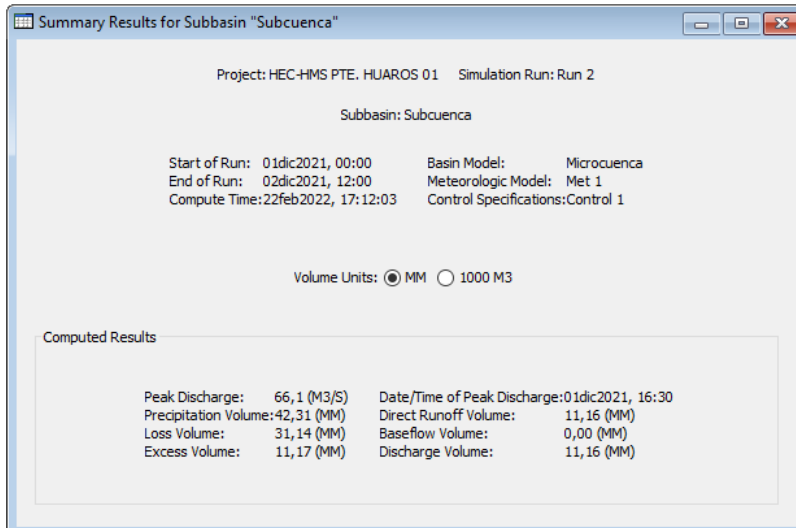
Start of Run: 01dic2021, 00:00 Basin Model: Microcuenca
 End of Run: 02dic2021, 12:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 22feb2022, 17:12:03 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Initial Selection Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subcuenca	207,1206	66,1	01dic2021, 16:30	11,16

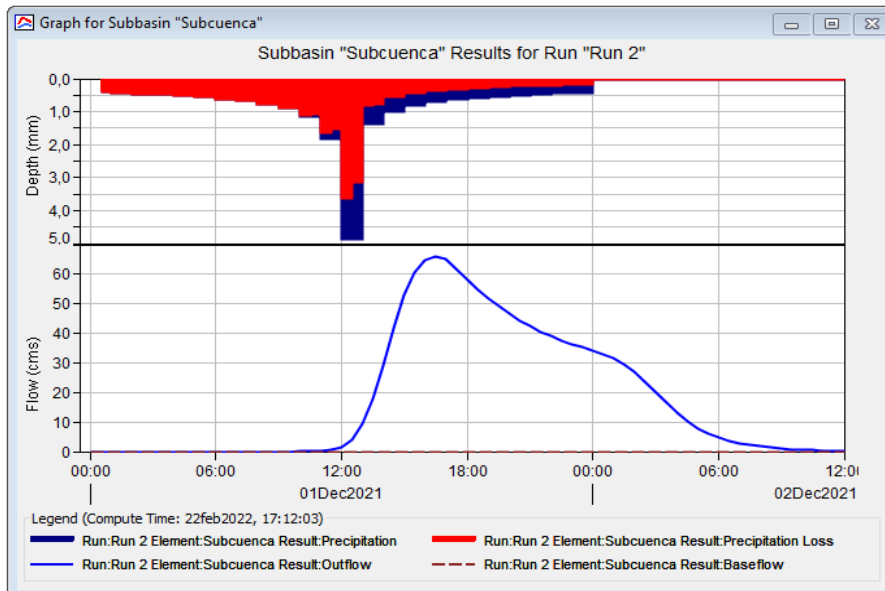
Fuente: Elaboración Propia

Figura 43. Resumen de resultados para la subcuenca 01 para 1,000 años – Pontón Huaros 01.



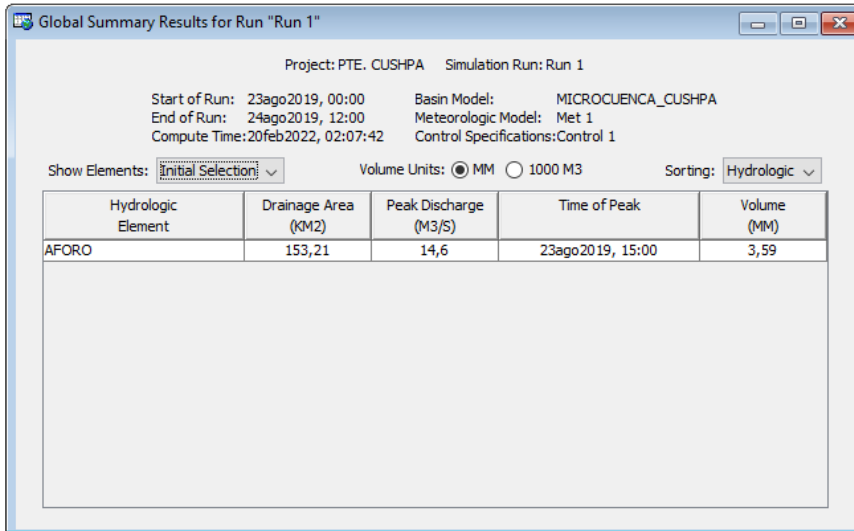
Fuente: Elaboración Propia

Figura 44. Hidrograma de la subcuenca 01 para 1,000 años – Pontón Huaros 01.



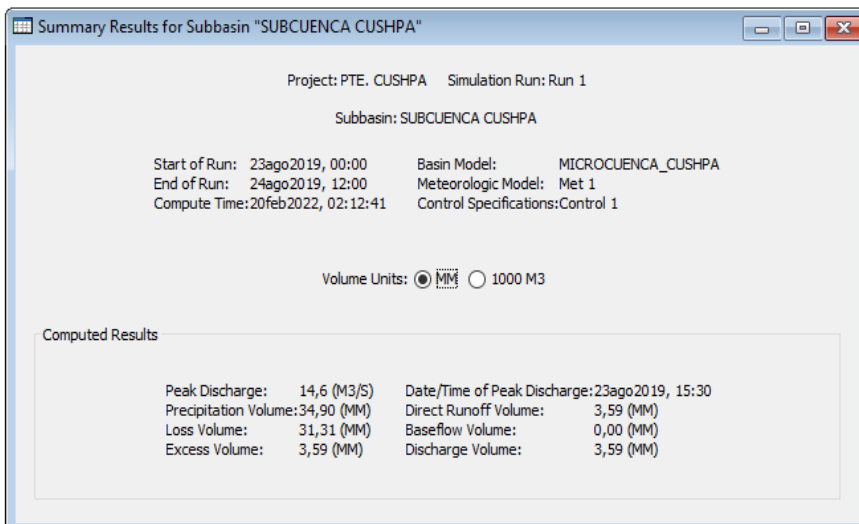
Fuente: Elaboración Propia

Figura 45. Descarga máxima estimada para 140 años – Pontón Cushpa.



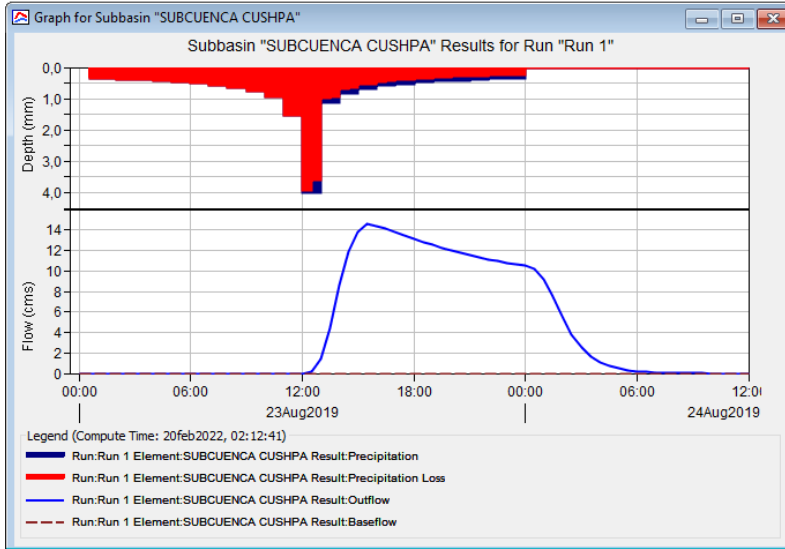
Fuente: Elaboración Propia

Figura 46. Resumen de resultados para la subcuenca 01 para 140 años – Pontón Cushpa.



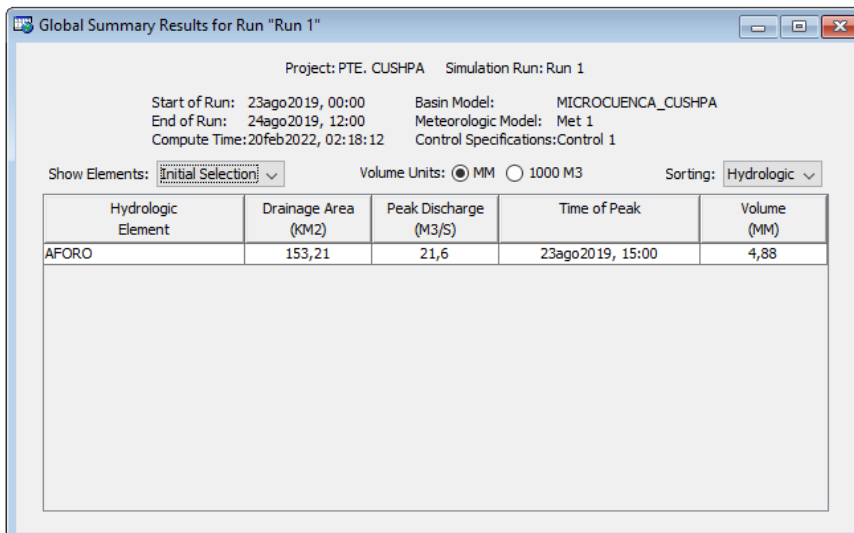
Fuente: Elaboración Propia

Figura 47. Hidrograma de la subcuenca 01 para 140 años – Pontón Cushpa.



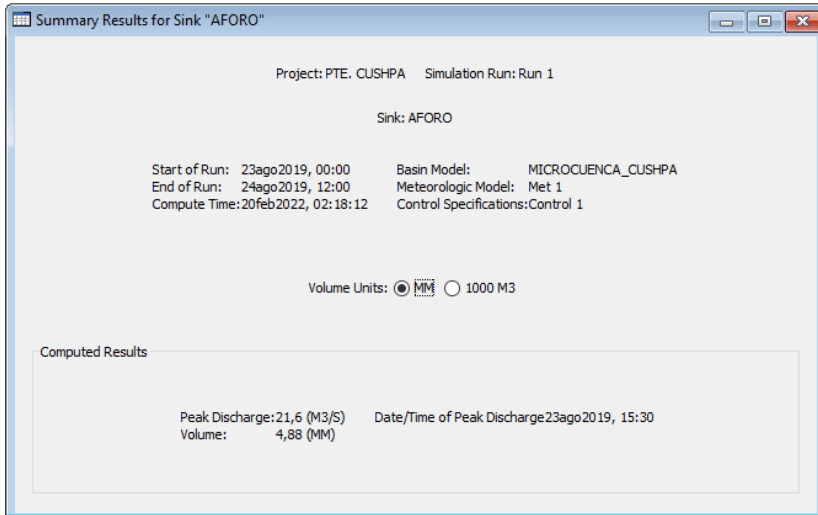
Fuente: Elaboración Propia

Figura 48. Descarga máxima estimada para 500 años – Pontón Cushpa.



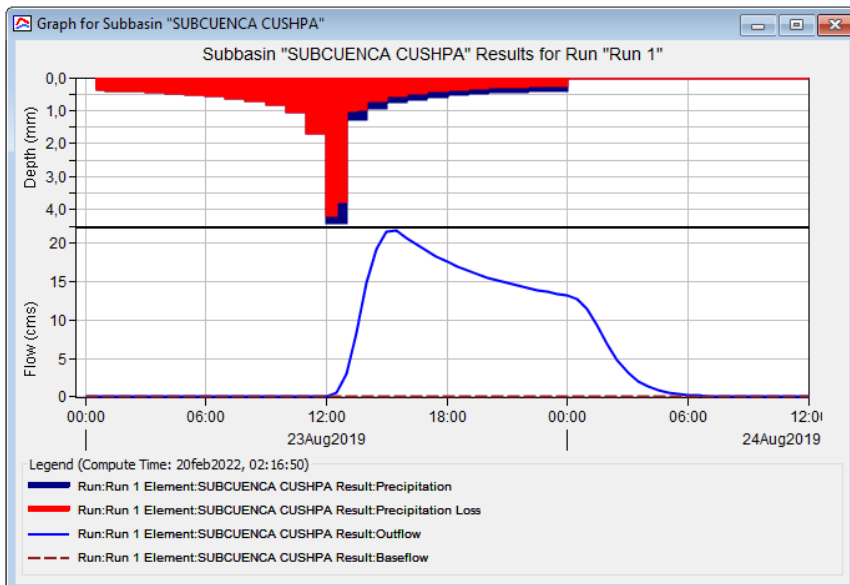
Fuente: Elaboración Propia

Figura 49. Resumen de resultados para la subcuenca 01 para 500 años – Pontón Cushpa.



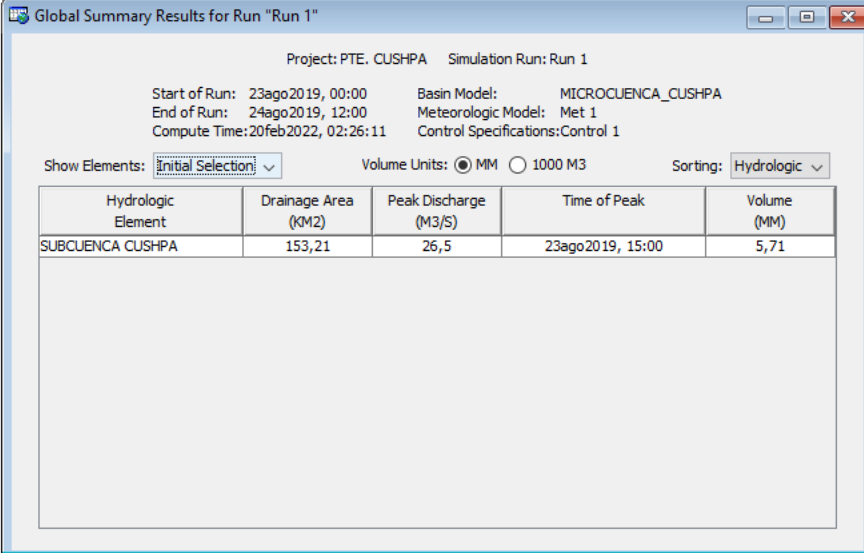
Fuente: Elaboración Propia

Figura 50. Hidrograma de la subcuenca 01 para 500 años – Pontón Cushpa



Fuente: Elaboración Propia

Figura 51. Descarga máxima estimada para 1,000 años – Pontón Cushpa.



Project: PTE. CUSHPA Simulation Run: Run 1

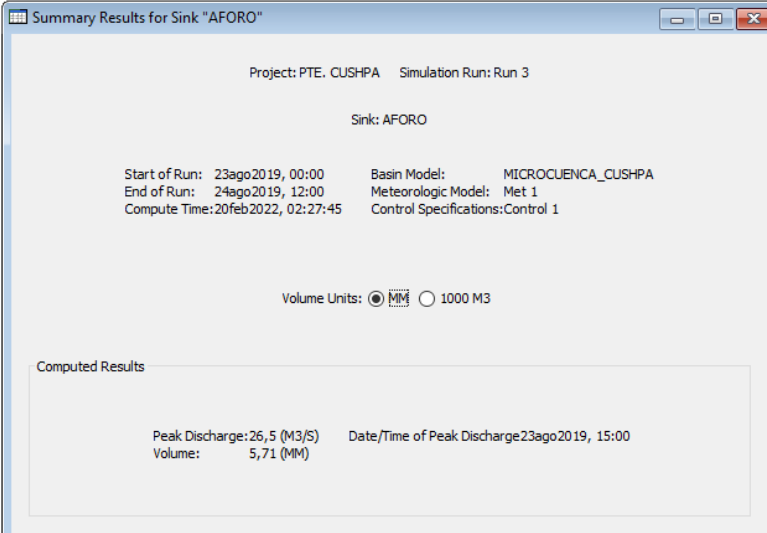
Start of Run: 23ago2019, 00:00 Basin Model: MICROCUENCA_CUSHPA
 End of Run: 24ago2019, 12:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 20feb2022, 02:26:11 Control Specifications: Control 1

Show Elements: Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SUBCUENCA CUSHPA	153,21	26,5	23ago2019, 15:00	5,71

Fuente: Elaboración Propia

Figura 52. Resumen de resultados para la subcuenca 01 para 1,000 años – Pontón Cushpa.



Project: PTE. CUSHPA Simulation Run: Run 3

Sink: AFORO

Start of Run: 23ago2019, 00:00 Basin Model: MICROCUENCA_CUSHPA
 End of Run: 24ago2019, 12:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 20feb2022, 02:27:45 Control Specifications: Control 1

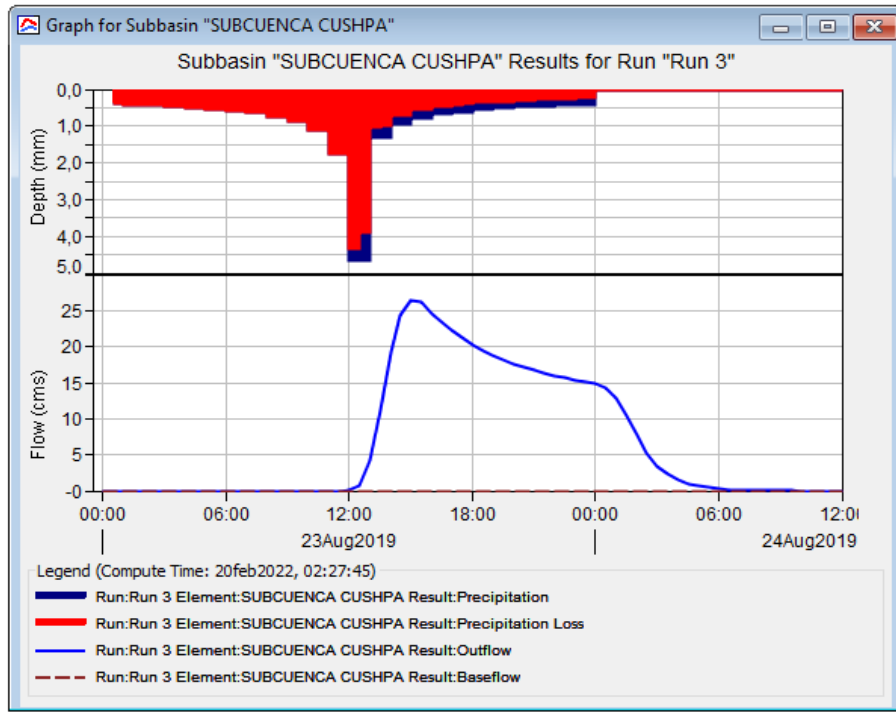
Volume Units: MM 1000 M3

Computed Results

Peak Discharge: 26,5 (M3/S) Date/Time of Peak Discharge: 23ago2019, 15:00
 Volume: 5,71 (MM)

Fuente: Elaboración Propia

Figura 53. Hidrograma de la subcuenca 01 para 1,000 años – Pontón Cushpa.



Fuente: Elaboración Propia

5.4.11. Determinación de caudales (ALC-125, ALC. ESP 10 y BADEN 1)

Para realizar el cálculo del caudal de diseño para los sistemas de drenaje como alcantarillas y Badenes, aplicaremos el Software (sistema computacional) CALDREM, el cual nos mostrará los valores hidrológicos con respecto a la pluviometría de las precipitaciones máximas de 24 horas y datos geotécnicos presentes en cada uno de estos sistemas.

El sistema computacional CALDREM, muestra en sus resultados los distintos métodos que se utilizan para la determinación del valor del caudal de diseño. Sin embargo, para nuestro estudio utilizaremos el método SCS en un tiempo de retorno de 100 años.

Figura 54. Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal - 100 años (ALC ESP. 10).

Datos pluviométricos:		Datos físicos de la cuenca:		Coefficientes:								
Tiempo de concentración "tc" = 1.6691 [Horas]		Área de la cuenca = 43.8399 [Km ²]		Coeficiente de escorrentía "C" = 0.31								
Precipitación de diseño "P" = 31.5585 [mm]		Longitud del cauce principal = 12.2855 [Km]		Número de curva "CN" = 76								
Intensidad de diseño "I" = 18.907 [mm/hora]		Pendiente media = 26.07 [%]		Factor de escorrentía "c" = 0.31								
Precipitación efectiva "Pe" = 2.515 [mm]												
Cálculo de las variables de los diferentes métodos												
Nº	Metodo	CU	C	I	A	tc(hra)	CN	tp(hra)	k	n	r(n)	f(n,tp)
1	Racional	1	0.31	18.907	43.8399	1.6691	-	-	-	-	-	-
2	Racional modificado	1.12	0.31	18.907	43.8399	1.6691	-	-	-	-	-	-
3	Mac Math	-	0.31	18.907	43.8399	1.6691	-	-	-	-	-	-
4	SCS	-	-	1.51	43.8399	1.6691	76	1.118	-	-	-	-
5	I-PAI-WU	-	-	1.51	43.8399	1.6691	76	0.29	0.22	5.23	34.12	0.8
6	Hidrograma Triangular Unitario	-	-	1.51	43.8399	1.6691	76	0.29	-	-	-	-
7	Creager	-	-	-	43.8399	-	-	-	-	-	-	-
8	Lowry	-	-	-	43.8399	-	-	-	-	-	-	-

Caudales calculados	
Metodo Racional	Q = 71.43 [m ³ /s]
Metodo Racional Modificado	Q = 79.96 [m ³ /s]
Metodo de Mac Math	Q = 22.31 [m ³ /s]
Metodo de la SCS	Q = 20.51 [m³/s]
Metodo de I-Pai-Wu	Q = 85.05 [m ³ /s]
Metodo del Hidrograma Triangular Unitario	Q = 79.08 [m ³ /s]
Metodo de Creager	Q = 1185.66 [m ³ /s]
Metodo de Lowry	Q = 1193.72 [m ³ /s]

Fuente: Elaboración Propia

Figura 55. Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal - 100 años (ALC-125).

Datos pluviométricos:		Datos físicos de la cuenca:		Coefficientes:								
Tiempo de concentración "tc" = 1.9315 [Horas]		Área de la cuenca = 63.5031 [Km ²]		Coeficiente de escorrentía "C" = 0.31								
Precipitación de diseño "P" = 31.5585 [mm]		Longitud del cauce principal = 13.4889 [Km]		Número de curva "CN" = 71								
Intensidad de diseño "I" = 16.339 [mm/hora]		Pendiente media = 25.60 [%]		Factor de escorrentía "c" = 0.31								
Precipitación efectiva "Pe" = 1.02 [mm]												
Cálculo de las variables de los diferentes métodos												
Nº	Metodo	CU	C	I	A	tc(hra)	CN	tp(hra)	k	n	r(n)	f(n,tp)
1	Racional	1	0.31	16.339	63.5031	1.9315	-	-	-	-	-	-
2	Racional modificado	1.14	0.31	16.339	63.5031	1.9315	-	-	-	-	-	-
3	Mac Math	-	0.31	16.339	63.5031	1.9315	-	-	-	-	-	-
4	SCS	-	-	0.53	63.5031	1.9315	71	1.294	-	-	-	-
5	I-PAI-WU	-	-	0.53	63.5031	1.9315	71	0.39	0.29	5.35	41.19	0.82
6	Hidrograma Triangular Unitario	-	-	0.53	63.5031	1.9315	71	0.39	-	-	-	-
7	Creager	-	-	-	63.5031	-	-	-	-	-	-	-
8	Lowry	-	-	-	63.5031	-	-	-	-	-	-	-

Caudales calculados	
Metodo Racional	Q = 89.42 [m ³ /s]
Metodo Racional Modificado	Q = 101.93 [m ³ /s]
Metodo de Mac Math	Q = 25.7 [m ³ /s]
Metodo de la SCS	Q = 10.41 [m³/s]
Metodo de I-Pai-Wu	Q = 37.69 [m ³ /s]
Metodo del Hidrograma Triangular Unitario	Q = 34.54 [m ³ /s]
Metodo de Creager	Q = 1515.2 [m ³ /s]
Metodo de Lowry	Q = 1639.11 [m ³ /s]

Fuente: Elaboración Propia

Figura 56. Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal - 100 años (BADEN 1).

Datos pluviométricos:		Datos físicos de la cuenca:		Coefficientes:								
Tiempo de concentración "tc" = 1.9315 [Horas]		Área de la cuenca = 131.2794 [Km ²]		Coeficiente de escorrentía "C" = 0.31								
Precipitación de diseño "P" = 31.5585 [mm]		Longitud del cauce principal = 23.2827 [Km]		Número de curva "CN" = 71								
Intensidad de diseño "I" = 16.339 [mm/hora]		Pendiente media = 34.08 [%]		Factor de escorrentía "c" = 0.31								
Precipitación efectiva "Pe" = 1.02 [mm]												
Cálculo de las variables de los diferentes métodos												
Nº	Metodo	CU	C	I	A	tc(hra)	CN	tp(hra)	k	n	r(n)	f(n,tp)
1	Racional	1	0.31	16.339	131.2794	1.9315	-	-	-	-	-	-
2	Racional modificado	1.14	0.31	16.339	131.2794	1.9315	-	-	-	-	-	-
3	Mac Math	-	0.31	16.339	131.2794	1.9315	-	-	-	-	-	-
4	SCS	-	-	0.53	131.2794	1.9315	71	1.294	-	-	-	-
5	I-PAI-WU	-	-	0.53	131.2794	1.9315	71	0.36	0.21	6.85	544.6	0.95
6	Hidrograma Triangular Unitario	-	-	0.53	131.2794	1.9315	71	0.36	-	-	-	-
7	Creager	-	-	-	131.2794	-	-	-	-	-	-	-
8	Lowry	-	-	-	131.2794	-	-	-	-	-	-	-

Caudales calculados	
Metodo Racional	Q = 184.85 [m ³ /s]
Metodo Racional Modificado	Q = 210.71 [m ³ /s]
Metodo de Mac Math	Q = 53.02 [m ³ /s]
Metodo de la SCS	Q = 21.52 [m³/s]
Metodo de I-Pai-Wu	Q = 98.36 [m ³ /s]
Metodo del Hidrograma Triangular Unitario	Q = 77.36 [m ³ /s]
Metodo de Creager	Q = 2385.4 [m ³ /s]
Metodo de Lowry	Q = 2881.34 [m ³ /s]

Fuente: Elaboración Propia

Figura 57. Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal - 500 años (ALC ESP. 10).

Datos pluviométricos:		Datos físicos de la cuenca:		Coefficientes:								
Tiempo de concentración "tc" = 1.8087 [Horas]		Área de la cuenca = 43.8399 [Km2]		Coeficiente de escorrentía "C" = 0.31								
Precipitación de diseño "P" = 39.134 [mm]		Longitud del cauce principal = 12.2855 [Km]		Número de curva "CN" = 76								
Intensidad de diseño "I" = 21.637 [mm/hora]		Pendiente media = 26.07 [%]		Factor de escorrentía "c" = 0.31								
Precipitación efectiva "Pe" = 5.162 [mm]												
Calculo de las variables de los diferentes metodos												
Nº	Metodo	CU	C	I	A	tc(hora)	CN	tp(hora)	k	n	r(n)	f(n,tp)
1	Racional	1	0.31	21.637	43.8399	1.8087	-	-	-	-	-	-
2	Racional modificado	1.13	0.31	21.637	43.8399	1.8087	-	-	-	-	-	-
3	Mac Math	-	0.31	21.637	43.8399	1.8087	-	-	-	-	-	-
4	SCS	-	-	2.85	43.8399	1.8087	76	1.212	-	-	-	-
5	I-PAL-WU	-	-	2.85	43.8399	1.8087	76	0.29	0.22	5.23	34.12	0.8
6	Hidrograma Triangular Unitario	-	-	2.85	43.8399	1.8087	76	0.29	-	-	-	-
7	Creager	-	-	-	43.8399	-	-	-	-	-	-	-
8	Lowry	-	-	-	43.8399	-	-	-	-	-	-	-

Caudales calculados	
☐ Metodo Racional	Q = 81.75 [m3/s]
☐ Metodo Racional Modificado	Q = 92.4 [m3/s]
☐ Metodo de Mac Math	Q = 25.54 [m3/s]
☐ Metodo de la SCS	Q = 38.84 [m3/s]
☐ Metodo de I-Pai-Wu	Q = 174.56 [m3/s]
☐ Metodo del Hidrograma Triangular Unitario	Q = 162.31 [m3/s]
☐ Metodo de Creager	Q = 1185.6 [m3/s]
☐ Metodo de Lowry	Q = 1193.7 [m3/s]

Fuente: Elaboración Propia

Figura 58. Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal - 500 años (ALC-125).

Datos pluviométricos:		Datos físicos de la cuenca:		Coefficientes:								
Tiempo de concentración "tc" = 1.9315 [Horas]		Área de la cuenca = 63.5031 [Km2]		Coeficiente de escorrentía "C" = 0.31								
Precipitación de diseño "P" = 39.134 [mm]		Longitud del cauce principal = 13.4889 [Km]		Número de curva "CN" = 71								
Intensidad de diseño "I" = 20.261 [mm/hora]		Pendiente media = 25.60 [%]		Factor de escorrentía "c" = 0.31								
Precipitación efectiva "Pe" = 2.767 [mm]												
Calculo de las variables de los diferentes metodos												
Nº	Metodo	CU	C	I	A	tc(hora)	CN	tp(hora)	k	n	r(n)	f(n,tp)
1	Racional	1	0.31	20.261	63.5031	1.9315	-	-	-	-	-	-
2	Racional modificado	1.14	0.31	20.261	63.5031	1.9315	-	-	-	-	-	-
3	Mac Math	-	0.31	20.261	63.5031	1.9315	-	-	-	-	-	-
4	SCS	-	-	1.43	63.5031	1.9315	71	1.294	-	-	-	-
5	I-PAL-WU	-	-	1.43	63.5031	1.9315	71	0.39	0.29	5.35	11.19	0.82
6	Hidrograma Triangular Unitario	-	-	1.43	63.5031	1.9315	71	0.39	-	-	-	-
7	Creager	-	-	-	63.5031	-	-	-	-	-	-	-
8	Lowry	-	-	-	63.5031	-	-	-	-	-	-	-

Caudales calculados	
☐ Metodo Racional	Q = 110.88 [m3/s]
☐ Metodo Racional Modificado	Q = 126.39 [m3/s]
☐ Metodo de Mac Math	Q = 31.87 [m3/s]
☐ Metodo de la SCS	Q = 28.25 [m3/s]
☐ Metodo de I-Pai-Wu	Q = 102.27 [m3/s]
☐ Metodo del Hidrograma Triangular Unitario	Q = 93.73 [m3/s]
☐ Metodo de Creager	Q = 1515.2 [m3/s]
☐ Metodo de Lowry	Q = 1639.11 [m3/s]

Fuente: Elaboración Propia

Figura 59. Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal - 500 años (BADEN 1).

Datos pluviométricos:		Datos físicos de la cuenca:		Coefficientes:								
Tiempo de concentración "tc" = 2.6844 [Horas]		Área de la cuenca = 131.2794 [Km2]		Coeficiente de escorrentía "C" = 0.31								
Precipitación de diseño "P" = 37.482 [mm]		Longitud del cauce principal = 23.2827 [Km]		Número de curva "CN" = 71								
Intensidad de diseño "I" = 13.963 [mm/hora]		Pendiente media = 34.08 [%]		Factor de escorrentía "c" = 0.31								
Precipitación efectiva "Pe" = 2.324 [mm]												
Calculo de las variables de los diferentes metodos												
Nº	Metodo	CU	C	I	A	tc(hora)	CN	tp(hora)	k	n	r(n)	f(n,tp)
1	Racional	1	0.31	13.963	131.2794	2.6844	-	-	-	-	-	-
2	Racional modificado	1.2	0.31	13.963	131.2794	2.6844	-	-	-	-	-	-
3	Mac Math	-	0.31	13.963	131.2794	2.6844	-	-	-	-	-	-
4	SCS	-	-	0.87	131.2794	2.6844	71	1.799	-	-	-	-
5	I-PAL-WU	-	-	0.87	131.2794	2.6844	71	0.36	0.21	6.85	544.6	0.95
6	Hidrograma Triangular Unitario	-	-	0.87	131.2794	2.6844	71	0.36	-	-	-	-
7	Creager	-	-	-	131.2794	-	-	-	-	-	-	-
8	Lowry	-	-	-	131.2794	-	-	-	-	-	-	-

Caudales calculados	
☐ Metodo Racional	Q = 157.97 [m3/s]
☐ Metodo Racional Modificado	Q = 189.1 [m3/s]
☐ Metodo de Mac Math	Q = 45.31 [m3/s]
☐ Metodo de la SCS	Q = 35.27 [m3/s]
☐ Metodo de I-Pai-Wu	Q = 224.12 [m3/s]
☐ Metodo del Hidrograma Triangular Unitario	Q = 176.27 [m3/s]
☐ Metodo de Creager	Q = 2385.4 [m3/s]
☐ Metodo de Lowry	Q = 2881.34 [m3/s]

Fuente: Elaboración Propia

Figura 60. Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal - 1000 años (ALC ESP. 10).

Datos pluviométricos:		Datos físicos de la cuenca:		Coefficientes:								
Tiempo de concentración "tc" = 1.8087 [Horas]		Área de la cuenca = 43.8399 [Km2]		Coeficiente de escorrentía "C" = 0.31								
Precipitación de diseño "P" = 42.507 [mm]		Longitud del cauce principal = 12.2855 [Km]		Número de curva "CN" = 76								
Intensidad de diseño "I" = 23.501 [mm/hora]		Pendiente media = 26.07 [%]		Factor de escorrentía "c" = 0.31								
Precipitación efectiva "Pe" = 6.566 [mm]												
Calculo de las variables de los diferentes metodos												
Nº	Metodo	CU	C	I	A	tc(hra)	CN	tp(hra)	k	n	f(n)	f(n,tp)
1	Racional	1	0.31	23.501	43.8399	1.8087	-	-	-	-	-	-
2	Racional modificado	1.13	0.31	23.501	43.8399	1.8087	-	-	-	-	-	-
3	Mac Math	-	0.31	23.501	43.8399	1.8087	-	-	-	-	-	-
4	SCS	-	-	3.63	43.8399	1.8087	76	1.212	-	-	-	-
5	I-PAL-WU	-	-	3.63	43.8399	1.8087	76	0.29	0.22	5.23	34.12	0.8
6	Hidrograma Triangular Unitario	-	-	3.63	43.8399	1.8087	76	0.29	-	-	-	-
7	Creager	-	-	-	43.8399	-	-	-	-	-	-	-
8	Lowry	-	-	-	43.8399	-	-	-	-	-	-	-

Caudales calculados	
☐ Metodo Racional	Q = 88.79 [m3/s]
☐ Metodo Racional Modificado	Q = 100.36 [m3/s]
☐ Metodo de Mac Math	Q = 27.74 [m3/s]
☐ Metodo de la SCS	Q = 49.4 [m3/s]
☐ Metodo de I-Pai-Wu	Q = 222.03 [m3/s]
☐ Metodo del Hidrograma Triangular Unitario	Q = 206.45 [m3/s]
☐ Metodo de Creager	Q = 1185.66 [m3/s]
☐ Metodo de Lowry	Q = 1193.72 [m3/s]

Fuente: Elaboración Propia

Figura 61. Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal - 1000 años (ALC-125).

Datos pluviométricos:		Datos físicos de la cuenca:		Coefficientes:								
Tiempo de concentración "tc" = 1.9315 [Horas]		Área de la cuenca = 63.5031 [Km2]		Coeficiente de escorrentía "C" = 0.31								
Precipitación de diseño "P" = 42.507 [mm]		Longitud del cauce principal = 13.4889 [Km]		Número de curva "CN" = 71								
Intensidad de diseño "I" = 22.007 [mm/hora]		Pendiente media = 25.60 [%]		Factor de escorrentía "c" = 0.31								
Precipitación efectiva "Pe" = 3.772 [mm]												
Calculo de las variables de los diferentes metodos												
Nº	Metodo	CU	C	I	A	tc(hra)	CN	tp(hra)	k	n	f(n)	f(n,tp)
1	Racional	1	0.31	22.007	63.5031	1.9315	-	-	-	-	-	-
2	Racional modificado	1.14	0.31	22.007	63.5031	1.9315	-	-	-	-	-	-
3	Mac Math	-	0.31	22.007	63.5031	1.9315	-	-	-	-	-	-
4	SCS	-	-	1.95	63.5031	1.9315	71	1.294	-	-	-	-
5	I-PAL-WU	-	-	1.95	63.5031	1.9315	71	0.39	0.29	5.35	11.19	0.82
6	Hidrograma Triangular Unitario	-	-	1.95	63.5031	1.9315	71	0.39	-	-	-	-
7	Creager	-	-	-	63.5031	-	-	-	-	-	-	-
8	Lowry	-	-	-	63.5031	-	-	-	-	-	-	-

Caudales calculados	
☐ Metodo Racional	Q = 120.44 [m3/s]
☐ Metodo Racional Modificado	Q = 137.29 [m3/s]
☐ Metodo de Mac Math	Q = 34.62 [m3/s]
☐ Metodo de la SCS	Q = 38.5 [m3/s]
☐ Metodo de I-Pai-Wu	Q = 139.4 [m3/s]
☐ Metodo del Hidrograma Triangular Unitario	Q = 127.75 [m3/s]
☐ Metodo de Creager	Q = 1515.2 [m3/s]
☐ Metodo de Lowry	Q = 1639.11 [m3/s]

Fuente: Elaboración Propia

Figura 62. Datos pluviométricos y fisiográficos: Caudal - 1000 años (BADEN 1).

Datos pluviométricos:		Datos físicos de la cuenca:		Coefficientes:								
Tiempo de concentración "tc" = 2.6844 [Horas]		Área de la cuenca = 131.2794 [Km2]		Coeficiente de escorrentía "C" = 0.31								
Precipitación de diseño "P" = 38.935 [mm]		Longitud del cauce principal = 23.2827 [Km]		Número de curva "CN" = 71								
Intensidad de diseño "I" = 14.504 [mm/hora]		Pendiente media = 34.08 [%]		Factor de escorrentía "c" = 0.31								
Precipitación efectiva "Pe" = 2.712 [mm]												
Calculo de las variables de los diferentes metodos												
Nº	Metodo	CU	C	I	A	tc(hra)	CN	tp(hra)	k	n	f(n)	f(n,tp)
1	Racional	1	0.31	14.504	131.2794	2.6844	-	-	-	-	-	-
2	Racional modificado	1.2	0.31	14.504	131.2794	2.6844	-	-	-	-	-	-
3	Mac Math	-	0.31	14.504	131.2794	2.6844	-	-	-	-	-	-
4	SCS	-	-	1.01	131.2794	2.6844	71	1.799	-	-	-	-
5	I-PAL-WU	-	-	1.01	131.2794	2.6844	71	0.36	0.21	6.85	544.6	0.95
6	Hidrograma Triangular Unitario	-	-	1.01	131.2794	2.6844	71	0.36	-	-	-	-
7	Creager	-	-	-	131.2794	-	-	-	-	-	-	-
8	Lowry	-	-	-	131.2794	-	-	-	-	-	-	-

Caudales calculados	
☐ Metodo Racional	Q = 164.09 [m3/s]
☐ Metodo Racional Modificado	Q = 196.43 [m3/s]
☐ Metodo de Mac Math	Q = 47.06 [m3/s]
☐ Metodo de la SCS	Q = 41.17 [m3/s]
☐ Metodo de I-Pai-Wu	Q = 261.58 [m3/s]
☐ Metodo del Hidrograma Triangular Unitario	Q = 205.73 [m3/s]
☐ Metodo de Creager	Q = 2385.4 [m3/s]
☐ Metodo de Lowry	Q = 2881.35 [m3/s]

Fuente: Elaboración Propia

5.4.12. Resumen de máximas descargas (caudal de diseño)

La tabla 33 nos indica el resumen de las máximas descargas en m³/seg para cada periodo de tiempo analizado, y se indican por tipo de drenaje vial.

Tabla 33: Caudales para distintos periodos de retorno:

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	PONTÓN HUAROS 01 (Q = m ³ /seg)	PONTÓN CUSHPA (Q = m ³ /seg)	ALC. ESP. 10 (Q = m ³ /seg)	ALC-125 (Q = m ³ /seg)	BADEN 1 (Q = m ³ /seg)
100	-	-	20.51	10.41	21.52
140	34.90	14.60	-	-	-
500	53.40	21.60	38.84	28.25	35.27
1,000	66.10	26.50	49.40	38.50	41.17

5.4.13. Valores de caudales totales

Para la estimación de los caudales totales máximos, se utiliza la metodología de JICA (Japan International Cooperation Agency). Se reparte de los valores encontrados en los hidrogramas de flujo de agua con la multiplicación de un factor (Bulking Factor), para estimar el valor del flujo de detritos (ver las tablas del 34 al 38).

Tabla 34: Estimación del caudal total máximo – Pontón Huaros 01.

Descripción	km ²	Ha	m ²
Área	207.12	20,712.10	207,121,000.00
Bulking Factor (BF)			
Años	140	500	1000
Profundidad de Calado (m)	0.001	0.0012	0.0015
Volumen de Sedimentos (m ³)	207,121.00	248,545.20	310,681.50
Tc (min)	184.8	184.8	184.8
Caudal (m ³ /seg)	34.90	53.40	66.10
Volumen de agua (m ³)	386,971.20	592,099.20	732,916.80
Cv	0.349	0.296	0.298
Bulking Factor (BF)	1.535	1.420	1.424
Q total máximo (m³/seg)	53.58	75.82	94.12

Tabla 35: Estimación del caudal total máximo – Pontón Cushpa.

Descripción	km2	Ha	m2
Área	153.51	15,351.20	153,512,000.00
Bulking Factor (BF)			
Años	140	500	1000
Profundidad de Calado (m)	0.0012	0.0015	0.002
Volumen de Sedimentos (m3)	153,512.00	230,268.00	307,024.00
Tc (min)	177.7	177.7	177.7
Caudal (m3/seg)	14.60	21.60	26.50
Volumen de agua (m3)	155,665.20	230,299.20	282,543.00
Cv	0.542	0.500	0.521
Bulking Factor (BF)	2.183	2.000	2.087
Q total máximo (m3/seg)	31.88	43.20	55.30

Tabla 36: Estimación del caudal total máximo – ALC. ESP. 10.

Descripción	km2	Ha	m2
Área	43.84	4,383.90	43,839,000.00
Bulking Factor (BF)			
Años	100	500	1000
Profundidad de Calado (m)	0.001	0.0012	0.0015
Volumen de Sedimentos (m3)	43,839.00	52,606.80	65,758.50
Tc (min)	107.9	107.9	107.9
Caudal (m3/seg)	20.51	38.84	49.40
Volumen de agua (m3)	132,781.74	251,450.16	319,815.60
Cv	0.248	0.173	0.171
Bulking Factor (BF)	1.330	1.209	1.206
Q total máximo (m3/seg)	27.28	46.97	59.56

Tabla 37: Estimación del caudal total máximo – ALC. 125.

Descripción	km2	Ha	m2
Área	63.50	6,350.31	63,503,100.00
Bulking Factor (BF)			
Años	100	500	1000
Profundidad de Calado (m)	0.001	0.0012	0.0015
Volumen de Sedimentos (m3)	63,503.10	76,203.72	95,254.65
Tc (min)	112.8	112.8	112.8
Caudal (m3/seg)	10.41	28.25	38.50
Volumen de agua (m3)	70,454.88	191,196.00	260,568.00
Cv	0.474	0.285	0.268
Bulking Factor (BF)	1.901	1.399	1.366
Q total máximo (m3/seg)	19.79	39.51	52.57

Tabla 38: Estimación del caudal total máximo – BADEN 1.

Descripción	km2	Ha	m2
Área	131.28	13,127.94	131,279,400.00
Bulking Factor (BF)			
Años	100	500	1000
Profundidad de Calado (m)	0.001	0.0012	0.0015
Volumen de Sedimentos (m3)	131,279.40	157,535.28	196,919.10
Tc (min)	163	163	163
Caudal (m3/seg)	21.52	35.27	41.17
Volumen de agua (m3)	210,465.60	344,940.60	402,642.60
Cv	0.384	0.314	0.328
Bulking Factor (BF)	1.624	1.457	1.489
Q total máximo (m3/seg)	34.94	51.38	61.30

Teniendo en cuenta los valores obtenidos en las tablas anteriores, se muestra el resumen final de los caudales totales máximos de los cinco (5) estudios:

Tabla 39: Caudales totales máximos finales para distintos periodos de retorno:

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	PONTÓN HUAROS 01 (Q = m3/seg)	PONTÓN CUSHPA (Q = m3/seg)	ALC. ESP. 10 (Q = m3/seg)	ALC-125 (Q = m3/seg)	BADEN 1 (Q = m3/seg)
100	-	-	27.28	19.79	34.94
140	53.58	31.88	-	-	-
500	75.82	43.20	46.97	39.51	51.38
1,000	94.12	55.30	59.56	52.57	61.30

5.5. Imágenes satelitales EARTH DATA

Para la delimitación de las quebradas perteneciente a las subcuencas del proyecto de tesis, se ha utilizado las imágenes satelitales del sistema EARTHDATA (ASF DATA SEARCH VERTEX – NASA). Con una precisión al 0.70 m (figuras 63 al 67). Asimismo, para el cálculo de los valores de curvas de nivel se procesó los archivos RASTER DEM obtenidos del mismo sistema EARTHDATA utilizando el programa QGIS (versión 3.16.16) y SAGAGIS (versión 2.3.2).

Figura 63: Imagen Satelital EARTHDATA– Pontón Huaros 01.



Fuente: Earthdata – ASF Data Search Vertex (Nasa).

Figura 64: Imagen Satelital EARTHDATA– Pontón Cushpa.



Fuente: Earthdata – ASF Data Search Vertex (NASA).

Figura 65: Imagen Satelital EARTHDATA– Alcantarilla 125.



Fuente: Earthdata – ASF Data Search Vertex (Nasa).

Figura 66: Imagen Satelital EARTHDATA– Alcantarilla Especial 10.



Fuente: Earthdata – ASF Data Search Vertex (NASA).

Figura 67: Imagen Satelital EARTHDATA– Baden 1.



Fuente: Earthdata – ASF Data Search Vertex (NASA).

5.6. Características geotécnicas

5.6.1. Análisis granulométrico (mecánica de suelos)

Del proyecto “Mejoramiento, Rehabilitación y Conservación por Niveles de Servicio del Corredor Vial Lima – Canta – Huayllay – Dv. Cochamarca – Empalme PE-3N”, se han tomado las muestras a las progresivas 18+388, 24+355, 27+890, 69+995 y 74+138, en referencia a su clasificación de suelos (granulometría, límites de consistencia y determinación del contenido de humedad respectivo).

Los resultados de la clasificación y determinación del tipo de material se describirán en la tabla 40.

Tabla 40: Resultado de la clasificación de suelos:

GRANULOMETRÍA							
SISTEMA DE DRENAJE	MUESTRA	DÍAMETRO (d)		LÍMITE CONSISTENCIA			TIPO DE CLASIF. (SUCS)
		3" < d < N°200	D < N° 200	% LL	% LP	% IP	
PONTÓN HUAROS 01	SI-4, C-1 (prof. 0.7 – 2.5 m)	47.7	52.3	35.0	23.0	12.0	CL (Arcilla Arenosa de baja plasticidad con grava)
PONTÓN CUSHPA	SI-8, C-1 (prof. 0.1 – 1.4 m)	64.7	35.3	46.0	20.0	26.0	GC (Grava arcillosa con arena)
ALC. ESP. 10	SI-14, C-1 (prof. 0.0 – 1.5 m)	50.1	49.9	26.0	19.0	7.0	GM-GC (Grava limosa-arcillosa)
ALC-125	SI-15, C-3 (prof. 0.1 – 2.0 m)	46.1	53.1	25.0	19.0	6.0	ML-CL (Arcilla limo Gravosa)
BADEN 1	SI-10, C-1 (prof. 0.7 – 2.5 m)	87.0	13.0	25.0	17.0	8.0	GC (Grava arcillosa con arena)

CONTENIDO DE HUMEDAD							
SIST. DRENAJE	MUESTRA	P. Rec. + S. Hum. (g)	P. Rec. +S. Sec. (g)	Agua (g)	Recip. (g)	P. S. Sec. (g)	CONTENIDO DE HUMEDAD
PONTÓN HUAROS 01	SI-4, C-1	2,221.0	1,830.7	390.3	278.0	1,552.7	25.1 %
PONTÓN CUSHPA	SI-8, C-1	2,901.6	2,616.3	285.3	323.6	2,292.7	12.4 %
ALC. ESP. 10	SI-14, C-1	6,364.4	5,844.8	519.6	370.8	5,474.0	9.5%
ALC-125	SI-15, C-3	7,524.8	6,967.2	557.6	378.0	6,589.2	8.5 %
BADEN 1	SI-10, C-1	2,048.4	1,932.0	116.4	344.8	1,587.2	7.3 %

Fuente: CESEL INGENIEROS, 2018.

El detallado del análisis de clasificación de suelos en lo que respecta a curva granulométrica y Diagrama de fluidez (número de golpes para evaluar el contenido de humedad) se detallan en los Anexos de Geología y Geotecnia).

5.7. Características hidráulicas

5.7.1. Consideraciones hidráulicas iniciales

Considerando las características de los cauces del río Chillón en toda la longitud del tramo Canta – Huayllay y que pertenece en gran magnitud a los ríos de la costa, este presenta una pendiente promedio la cual genera áreas con potencial de inundación durante épocas de avenidas.

5.7.2. Consideración del material de cauce

Tomando los datos de las muestras obtenidas de los estudios de suelos y geotécnica, se identifica lechos de materiales coluviales.

Figura 68: Imagen del cauce en la quebrada Escalón (Alcantarilla 125).



Fuente: Propia.

Para los cálculos de los tirantes de flujo y las velocidades medias, se determina la rugosidad del cauce, considerando la micro y macro rugosidad, tal y como se muestra en la tabla 41.

Tabla 41: Cuadro de valores de micro rugosidad:

TRAMO SISTEMA DE DRANJE TRANSVERSAL	MICRO - RUGOSIDAD (no)
PONTÓN HUAROS 01	0.023
PONTÓN CUSHPA	0.024
ALCANTARILLA 125	0.019
ALC. ESPECIAL 10	0.019
BADEN 01	0.014

Para determinar el valor de la macro rugosidad del cauce se aplica la fórmula de Cowan (1956). Plantea para el cálculo el coeficiente “n”, la aplicación de cinco correcciones sobre el valor básico, n0. Dicho valor se muestra en la tabla 42.

Tabla 42: Cuadro de valores de macro rugosidad:

RUGOSIDAD (ECUACIÓN DE COWAN)							
TRAMO DE SISTEMA	n0	n1	n2	n3	n4	m5	n
PONTÓN HUAROS 01	0.023	0.010	0.005	0.030	0.005	1.000	0.096
PONTÓN CUSHPA	0.024	0.010	0.005	0.030	0.005	1.000	0.097
ALCANTARILLA 125	0.019	0.010	0.005	0.030	0.005	1.000	0.092
ALC. ESPECIAL 10	0.019	0.010	0.005	0.030	0.005	1.000	0.092
BADEN 01	0.014	0.010	0.005	0.030	0.005	1.000	0.087

Fuente: CESEL INGENIEROS, 2018.

5.7.3. Datos de entradas, análisis e interpretación de resultados

Los datos de entrada corresponden a las condiciones geométricas obtenidas de la topografía, así como la geometría del puente y la rugosidad del cauce. Para ello se utilizarán los softwares de apoyo HEC RAS y HCANALES. En la tabla 43 se muestran los parámetros empleados para el modelamiento del pontón y sus coeficientes respectivos, y en la tabla 44 se muestran las consideraciones hidráulicas para sistemas de drenaje transversal con caudales de aportantes empleados.

Tabla 43: Componentes hidráulicas para Pontones:

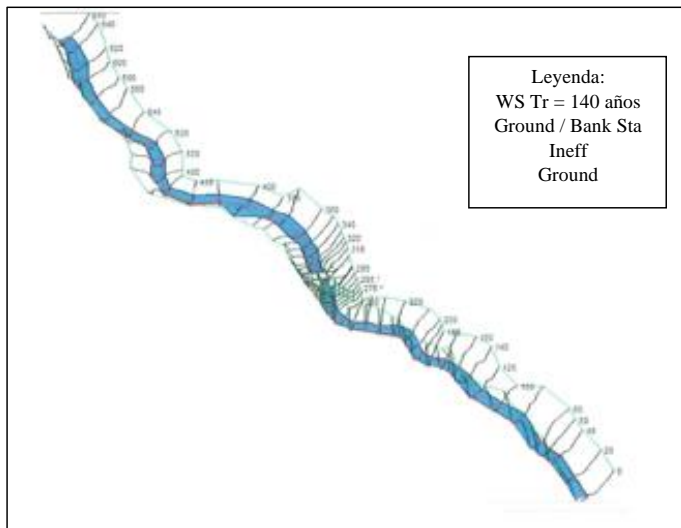
Ítem	Progresiva (km)	CFP (msnm)	CNW (m)	Ymax (m)	B. L (m)	V max (m/s)
1	HUAROS 01	3,486.64	3,489.16	2.52	2.44	3.54
		3486.21	3,488.29	2.08	3.31	4.43
2	CUSHPA	3,774.23	3,772.15	2.24	2.08	2.50
		3,774.23	3,771.27	1.73	2.96	3.17

Tabla 44: Componentes hidráulicas para Badenes y Alcantarillas:

Ítem	SISTEMA	Progresiva (km)	Rugosidad (n)	Pend. Trans. (m/m)	Pend. Carret. (%)	Tirante máximo (m)	Ancho (m)	V max (m/s)
1	BADEN 01	27+890	0.014	1V:4H	20.00	0.035	20.25	2.10
Ítem	SISTEMA	Progresiva	CE	CSA	Long.	Pendiente (%)	Tirante máximo (m)	V max (m/s)
2	ALC. 125	69+995	4,533.06	4,530.34	34.02 (TMC)	8%	0.62	1.56
3	ALC. ESP. 10	74+138	4,4447.94	4,441.30	8.31 (CONC)	4.24%	1.56	1.91

Gráficamente, se observa los resultados obtenidos bajos los sistemas computacionales descritos anteriormente y realizamos los cálculos para tiempos de retorno de 140 años (pontones) y 100 años (badenes y alcantarillas normales y de gran tamaño).

Figura 69: Vista Isométrica – Ejemplo de modelo hidráulico Pontón Huaros 01



Fuente: Propia (Sistema computacional HEC RAS)

Las dimensiones adoptadas para el BADEN 01, se han calculado tomando en cuenta dos aspectos importantes, el primero sobre la base de los cálculos hidrológicos e hidráulicos y el segundo principalmente sobre la base de lo observado durante la etapa en campo, habiéndose

identificado la gran capacidad de arrastre de material sólido donde se ha proyectado este tipo de estructuras.

Tabla 45: Dimensiones finales del BADEN 01:

Ítem	SISTEMA	Progresiva (km)	Ancho (m)	Espesor (m)	Longitud (m/s)	Observaciones
1	BADEN 01	27+890	12.00	0.35	60.00	El talud aledaño produce flujo de escombros

La visita a la ubicación del BADEN 01, muestra el cauce, la pendiente y la forma de la escorrentía (en épocas de estiaje), donde se verifica un caudal mínimo. Sin embargo, en épocas de lluvias el caudal puede llegar hasta valores que movilizan sedimentos, los cuales se pueden verificar en la imagen 70.

Figura 70: Vista en campo de la ubicación – BADEN 01



Fuente: Propia (Sistema computacional HEC RAS)

6. MODELAMIENTO Y SIMULACIÓN

6.1 Simulación con el modelo ARCGIS – ARC MAP – HEC GEO RAS

6.1.1 Preparación

Para la simulación del proyecto tomaremos, como datos principales a las características de la geomorfología de las cuencas y quebradas, fotografías satelitales (georreferenciación propia del sistema computacional ARCGIS – ARC MAP), los caudales totales resultantes del apartado 5.4.13, topografía digital representada por un DEM (modelo de elevación) y los parámetros hidráulicos para la comparación y el correcto procesamiento del estudio. La tabla 46 nos muestra por especialidad los parámetros necesarios:

Tabla 46: Parámetros necesarios para simulación:

ESPECIALIDAD	DESCRIPCIÓN DE NECESIDAD	SOFTWARE UTILIZADO
FOTOGRAFÍAS SATELITALES	Imágenes con precisión 0.7 m sobre las quebradas y cuencas de los 5 sistemas de drenaje	EARTHDATA (ASF Data Search Vertex – NASA)
PLANOS TOPOGRÁFICOS	Se obtienen los planos de estudios de la data del IGN (INGEMET), cuadrángulos 23j (Canta) y 23k (Ondores) y sobre ella se delimitarán las cuencas resultantes del estudio ayudados por el sistema RASTER y ARCGIS.	ARCGIS – ARC MAP
HIDROLOGÍA	Los datos hidrológicos referentes al caudal total se estimaron bajo la ayuda de los hidrogramas líquidos.	HEC-HMS - CALDREM
HIDRÁULICA	Los datos hidráulicos que ayuden a la simulación se realizarán utilizando la hidráulica conocida y los datos obtenidos del resultado de la simulación	HEC RAS Y HEC GEORAS

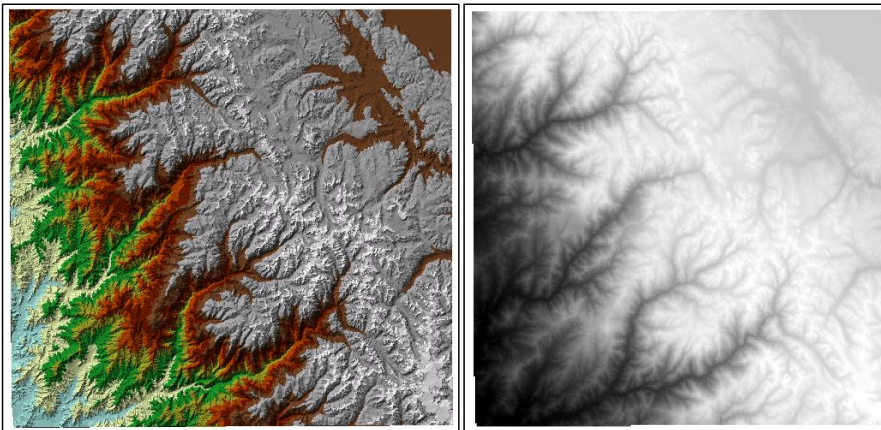
6.1.2 Descripción de la simulación ARC MAP

Para la simulación del proyecto de estudio tomaremos las imágenes de los procedimientos referentes al modelamiento del sistema de drenaje “ALCANTARILLA ESPECIAL 10”.

Como primer paso de la simulación es procesar los parámetros topográficos existentes a través de un modelo de elevación de terreno (DEM), en el sistema ARCGIS (ARC MAP) y una imagen tipo RGB caracterizada con las funciones de capa en elevación (satelital), que nos ayuda a definir con mayor precisión la georreferenciación exacta del sistema de drenaje.

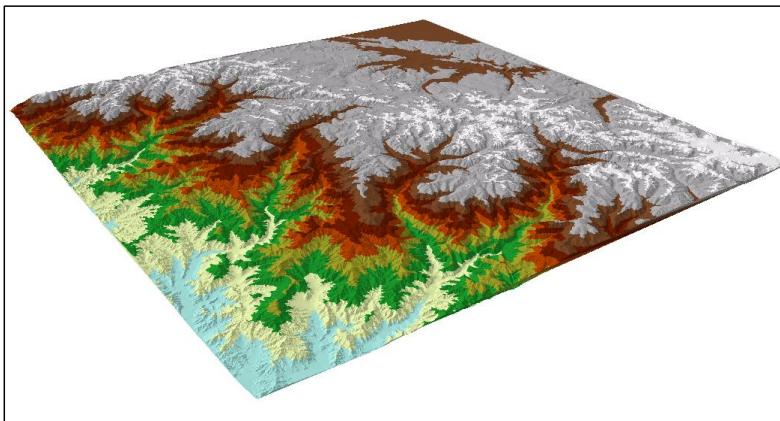
Dentro del paquete del ARCGIS existe la aplicación ARC SCENE que nos permite proyectar nuestro DEM e imagen en formato 3D, el cual nos ayudará a verificar una mejor captación de los puntos críticos de la simulación.

Figura 71: Análisis del terreno (creación del TIN Y DEM)



Fuente: Propia (sistema computacional ARC MAP).

Figura 72: Análisis del terreno (creación del TIN EN 3D)



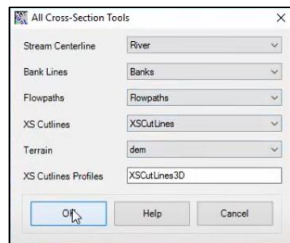
Fuente: Propia (sistema computacional ARC SCENE).

Se recorta el DEM con el fin de ubicar la zona de estudio y focalizar los datos topográficos más exactos en el sistema de drenaje “ALCANTARILLA ESPECIAL 10”.

Con la ayuda del aplicativo HEC GEORAS, el cual se puede instalar dentro del sistema ARC MAPS; se analizan los distintos parámetros geométricos hidráulicos propios de este sistema computacional.

- STREAM CENTERLINE (Línea central del río o corriente).
- BANK LINE (Bancas lineales).
- FLOWPATHS (Trayectoria de flujos).
- XS CUTLINE (Líneas de corte por tramos).

Figura 73: Creación de “ALL CROSS – SECTION TOOLS” del modelo.

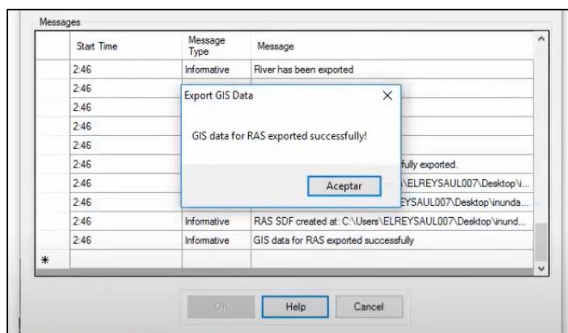


Fuente: Propia (sistema computacional ARC MAP).

Una vez realizado el análisis de los parámetros geométricos, se crean las capas en 3D del alineamiento del río y las líneas de corte por tramos, con el fin de exportar el diseño final al sistema computacional HEC-RAS.

Los datos se exportan con el comando EXPORT RAS DATA, resultando una sección geométrica didáctica, el cual nos ayudará a incorporar los datos hidráulicos.

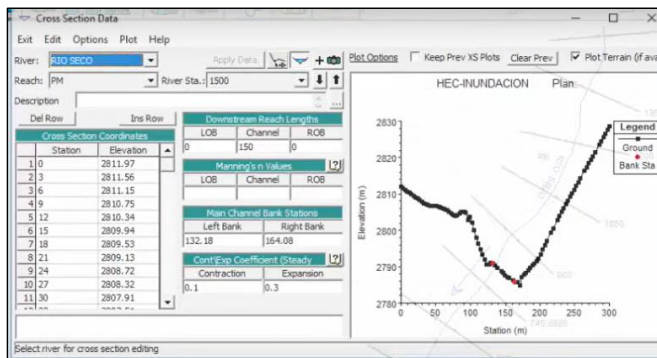
Figura 74: Exportación de datos – ARC MAP – HEC RAS



Fuente: Propia (sistema computacional ARC MAP).

Una vez importado los datos al sistema HEC RAS, ubicamos en esta plataforma nuestra geometría y se selecciona la herramienta CROSS SECTION DATA para verificación de secciones y añadir el coeficiente de rugosidad “n” (Manning).

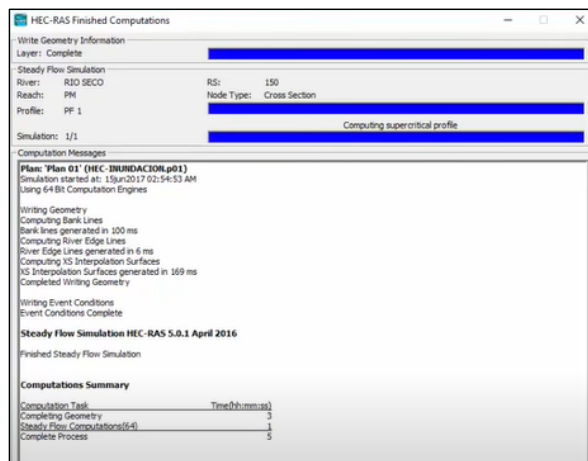
Figura 75: Secciones geométricas de la exportación



Fuente: Propia (sistema computacional HEC RAS).

Se realiza la creación de los cálculos para los flujos constantes a través de la herramienta “STEADY FLOW ANALYSIS”, para luego simular la corrida final y ver en un perfil supercrítico las secciones reales mediante un caudal de 140 (para pontones) y 100 (para alcantarillas).

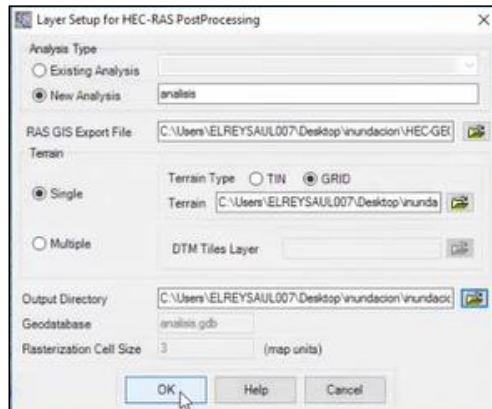
Figura 76: Simulación computacional final de la geometría y caudales



Fuente: Propia (sistema computacional HEC RAS).

Según los parámetros obtenidos en el cálculo de la simulación del sistema computacional HEC RAS, se vuelven a exportar los datos al sistema ARC MAP. Para simular los datos se deben de guardar en un formato XML, para que se puedan crearse los GRID mediante el comando “LAYER SETUP FOR HEC-RAS POST PROCESSING”.

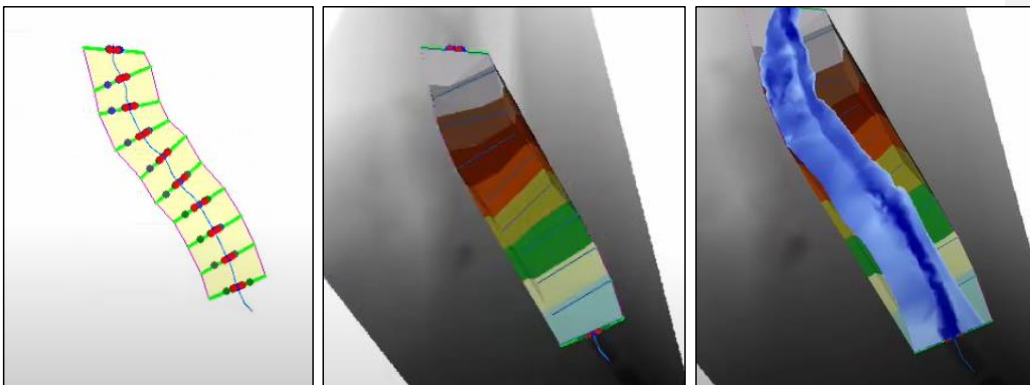
Figura 77: Exportación mediante “Layer Setup for HEC RAS Post Processing”:



Fuente: Propia (sistema computacional ARC MAP).

La simulación de la inundación finaliza con la creación de los archivos DEM como se muestra en la imagen 78.

Figura 78: Resultados finales de la inundación – ALC. ESPECIAL 10 – Caudal 100 años



Fuente: Propia (sistema computacional ARC MAP).

7. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

7.1 Introducción a los resultados obtenidos

En el presente capítulo se presentan los resultados de los valores por inundación obtenidos mediante la simulación con el sistema computacional del ARCGIS – ARC MAP, para los tiempos de retorno de 100, 500 y 1000 años en el caso de baden y alcantarillas, y en los tiempos de retorno de 140, 500 y 1000 en pontones. Estos resultados nos muestran los valores de elevaciones, velocidades y porcentaje de sedimentos que determinan la verdadera condición hidráulica de los sistemas de drenaje transversal.

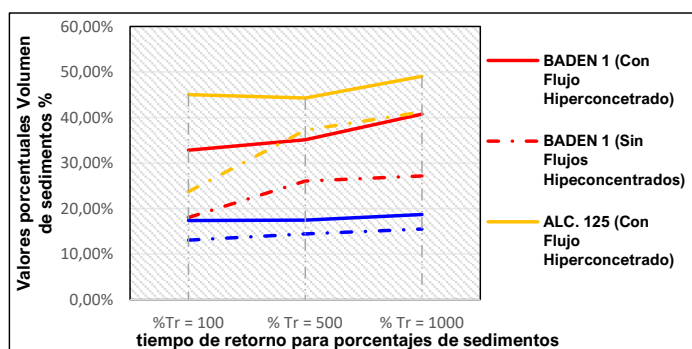
7.2 Resultados de % de sedimentación con flujo hiperconcentrado

En la tabla 47 y figura 79 se muestran los datos obtenidos de la simulación mediante ARC MAP, representando el volumen inicial de sedimentos VS el volumen de sedimentos con flujos hiperconcentrados para las alcantarillas y el baden:

Tabla 47: Vol. sedimentos VS sedimentos con flujos hiperconcentrados (Baden y Alcantarillas).

VOL. SEDIMENTACIÓN TOTAL	Volumen de Sedimentación con Flujo de detritos			Volumen de Sedimentación Inicial		
	%Tr = 100	% Tr = 500	% Tr = 1000	%Tr = 100	% Tr = 500	% Tr = 1000
BADEN 1	32.82%	35.14%	40.75%	18.03%	26.03%	27.16%
ALCANTARILLA 125	45.05%	44.29%	49.05%	23.71%	37.22%	41.22%
ALC. ESPECIAL 10	17.37%	17.44%	18.70%	13.06%	14.43%	15.50%

Figura 79: Gráfico - Vol. Sed. VS Sed. con flujos hiperconcentrados (Baden y Alcantarillas).



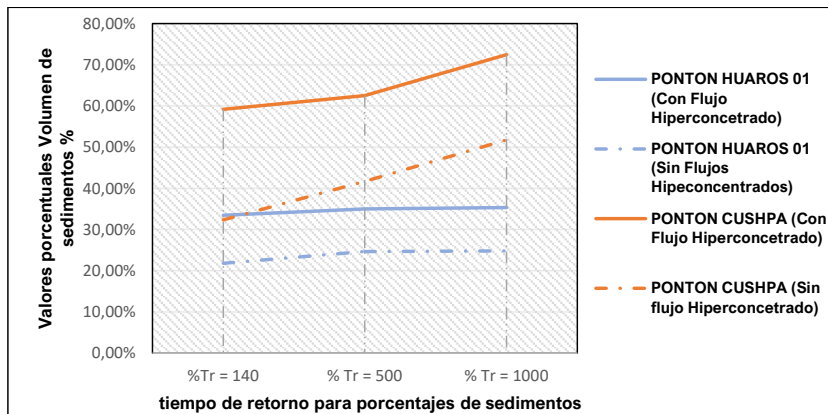
Fuente: Propia.

En la tabla 48 y figura 80 se muestran los datos obtenidos de la simulación mediante ARC MAP, representando el volumen inicial de sedimentos vs el volumen de sedimentos con flujos hiperconcentrados para pontones:

Tabla 48: Vol. sedimentos VS Sedimentos con flujos hiperconcentrados (Pontones).

VOL. SEDIMENTACIÓN TOTAL	Volumen de Sedimentación con Flujo de detritos			Volumen de Sedimentación Inicial		
	% Tr = 140	% Tr = 500	% Tr = 1000	% Tr = 140	% Tr = 500	% Tr = 1000
PONTON CUSHPA	59.18%	62.50%	72.45%	32.34%	41.67%	51.75%
PONTON HUAROS 01	33.45%	34.99%	35.33%	21.79%	24.64%	24.81%

Figura 80: Gráfico - Vol. sedimentos VS sedimentos con flujos hiperconcentrados (Pontones).



Fuente: Propia.

7.3 Resultados de variación de tirante máximo con flujos hiperconcentrados

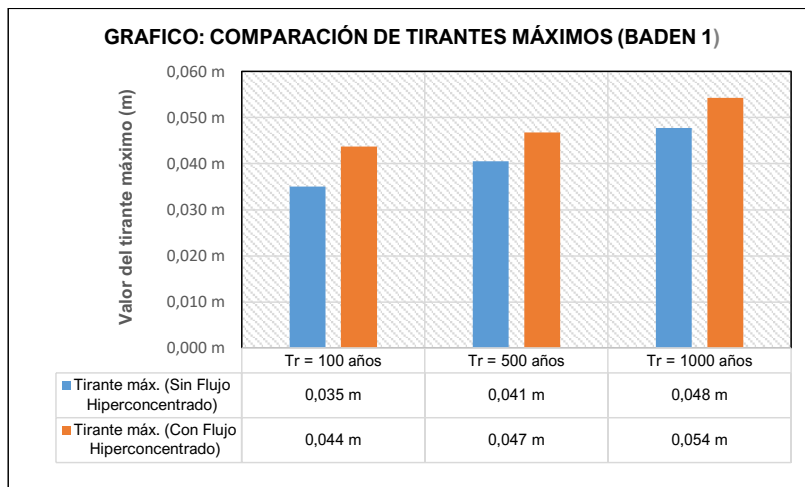
De la tabla 43 y 44 del apartado 5.10.3, se obtienen los valores de los tirantes hidráulicos ante un nivel de aguas máximas extraordinarias normales. Por ello, se realiza la comparación gráfica y tabular de los tirantes máximos, incluyendo flujos hiperconcentrados.

En la tabla 49 y figuras 81 y 82, se muestran los datos obtenidos de la simulación mediante ARC MAP, representando la magnitud del tirante normal frente al tirante máximo como flujos hiperconcentrados para el BADEN 1:

Tabla 49: Tirante normal VS Tirante máximo con flujos Hiperconcentrados (BADEN 1).

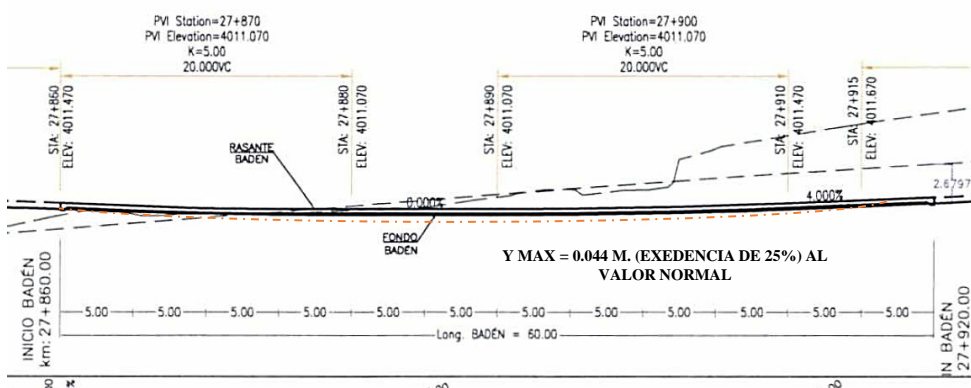
TIRANTE MÁXIMO	Tirante normal calculado con el caudal de diseño			Tirante calculado con caudales totales (F.H.)		
	Tr = 100 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años	Tr = 100 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
BADEN 1	0.044 m	0.047 m	0.054 m	0.035 m	0.041 m	0.048 m

Figura 81: Gráfico - Tirante normal VS Tirante máximo flujos hiperconcentrados (BADEN 1).



Fuente: Propia.

Figura 82: Plano del BADEN 1, comparación tirante máximo con flujo hiperconcentrado.



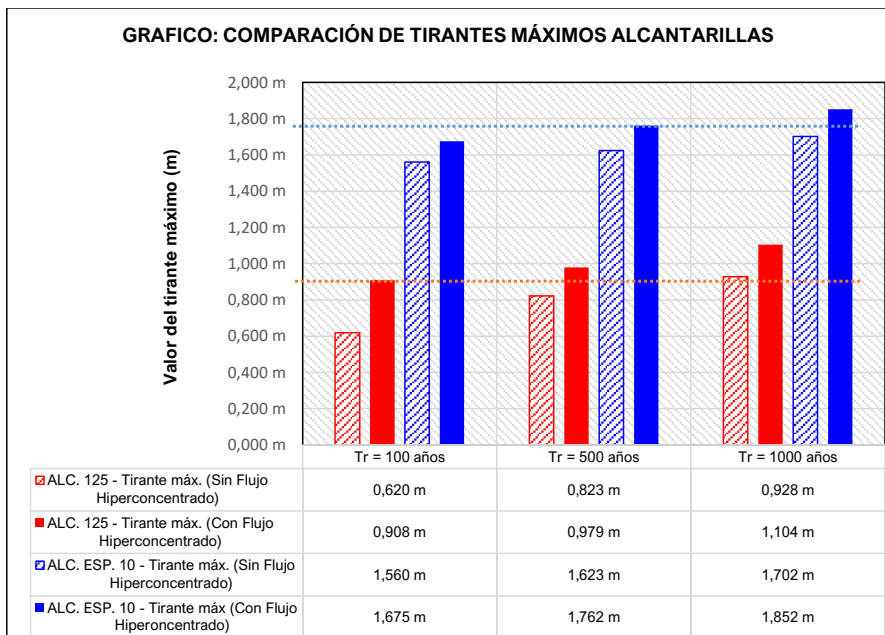
Fuente: Propia (Apoyo visual con planos CESEL INGENIEROS 2018)

En la tabla 50 y figuras 83 y 84, se muestran los datos obtenidos de la simulación mediante ARC MAP, representando la magnitud del tirante normal frente al tirante máximo como flujos hiperconcentrados para la ALCANTARILLA 125 y la ALCANTARILLA ESPECIAL 10.

Tabla 50: Tirante normal VS Tirante máximo flujos hiperconcentrados (ALCANTARILLAS).

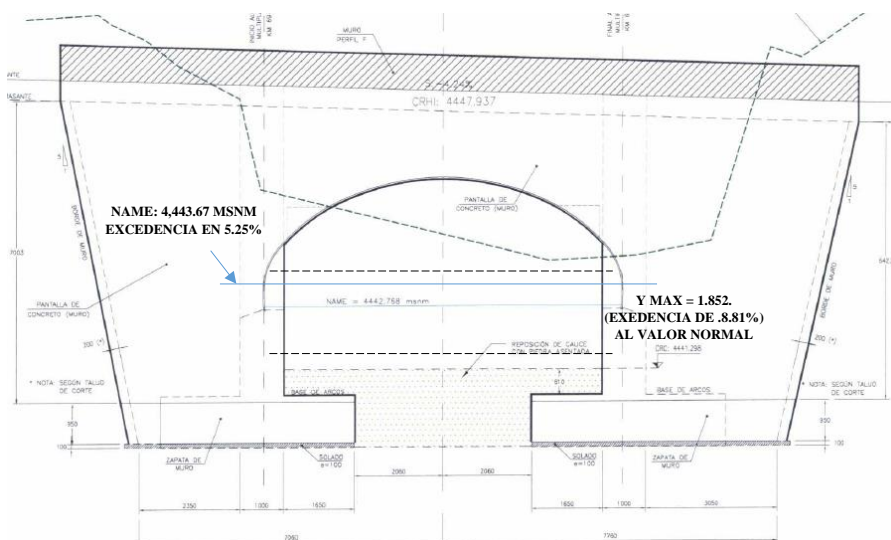
Tirante máximo	Tirante normal calculado con el caudal de diseño			Tirante calculado con caudales totales (F.H.)		
	Tr = 100 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años	Tr = 100 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
ALCANTARILLA 125	0.828 m	0.870 m	0.885 m	0.620 m	0.773 m	0.828 m
ALC. ESPECIAL 10	1.675 m	1.762 m	1.852 m	1.560 m	1.623 m	1.702 m

Figura 83: Gráfico - Tirante normal VS Tirante máximo flujos Hiperconcentrados (ALCANT).



Fuente: Propia.

Figura 84: Plano del ALC. ESP. 10, comparación tirante máximo con flujo hiperconcentrado.



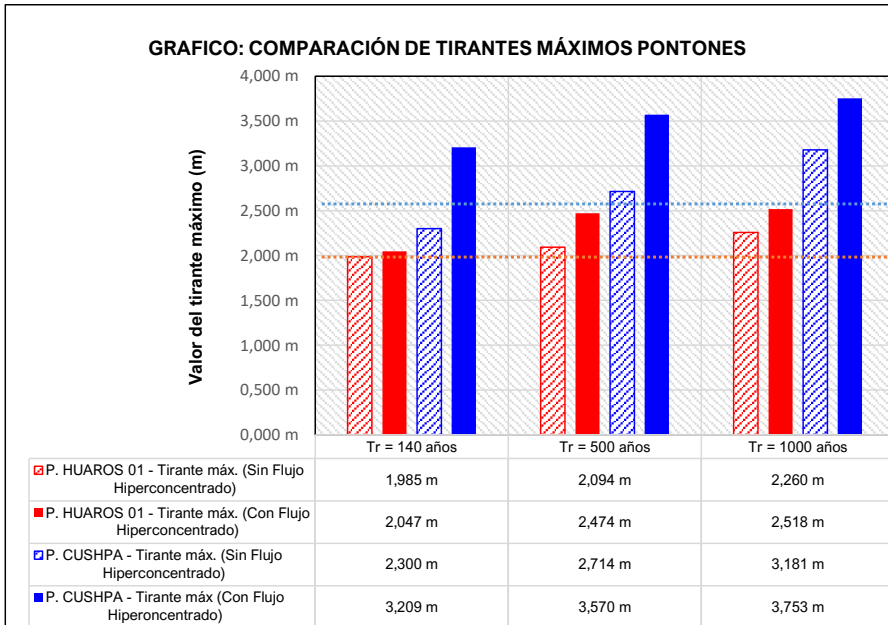
Fuente: Propia (Apoyo visual con Planos CESEL INGENIEROS 2018)

En la tabla 51 y figuras 85 y 86, se muestran los datos obtenidos de la simulación mediante ARC MAP, representando la magnitud del tirante normal frente al tirante máximo como flujos hiperconcentrados para los pontones HUAROS 1 y CUSHPA.

Tabla 51: Tirante normal VS Tirante máximo flujos hiperconcentrados (PONTONES).

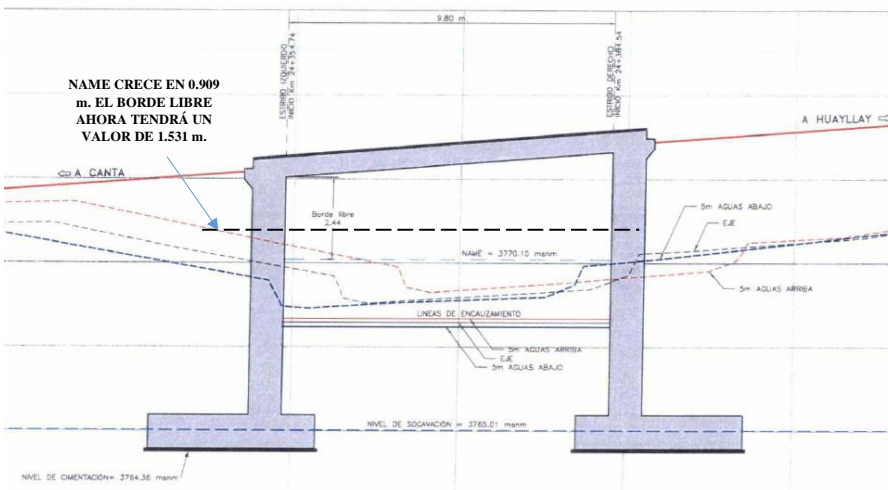
Tirante máximo	Tirante normal calculado con el caudal de diseño			Tirante calculado con caudales totales (F.H.)		
	Tr = 140 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años	Tr = 140 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años
PONTON CUSHPA	3.209 m	3.570 m	3.753 m	2.300 m	2.714 m	3.181 m
PONTON HUAROS 01	2.047 m	2.474 m	2.518 m	1.985 m	2.094 m	2.260 m

Figura 85: Gráfico - Tirante normal VS Tirante máx. flujos hiperconcentrados (PONTONES).



Fuente: Propia.

Figura 86: Plano del P. CUSHPA, comparación tirante máximo con flujo hiperconcentrado.



Fuente: Propia (Apoyo visual con Planos CESEL INGENIEROS 2018)

7.4 Resultados de velocidades máximas con flujos hiperconcentrados

Considerando las secciones transversales analizadas geométrica e hidráulicamente, tomamos los valores de las velocidades máximas como se muestra en la tabla 52.

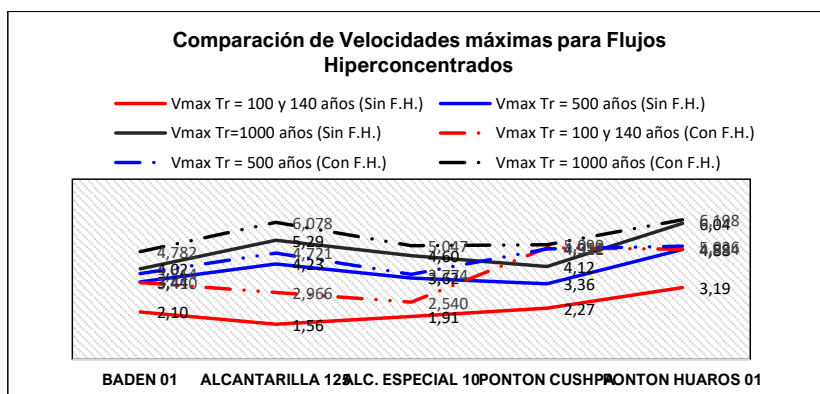
Tabla 52: Velocidades máximas con flujos hiperconcentrados.

Sistema de Drenaje	Área (m2)	Tr = 100 y 140 años			
		Q dis. (m3/s)	Vmax (m/s)	Q tot. (m3/s)	Vmax F.H. (m/s)
BADEN 01	10.248	21.52	2.10	34.94	3.410
ALCANTARILLA 125	6.673	10.41	1.56	19.79	2.966
ALC. ESPECIAL 10	10.738	20.51	1.91	27.28	2.540
PONTON CUSHPA	6.437	14.6	2.27	31.88	4.952
PONTON HUAROS 01	10.947	34.9	3.19	53.58	4.894

Sistema de Drenaje	Área (m2)	Tr = 500 años			
		Q dis. (m3/s)	Vmax (m/s)	Q tot. (m3/s)	Vmax F.H. (m/s)
BADEN 01	10.248	35.27	3.44	51.38	3.814
ALCANTARILLA 125	6.673	28.25	4.23	39.51	4.721
ALC. ESPECIAL 10	10.738	38.84	3.17	46.97	3.62
PONTON CUSHPA	6.437	21.6	3.36	43.2	5.511
PONTON HUAROS 01	10.947	53.4	4.88	75.82	5.726

Sistema de Drenaje	Área (m2)	Tr = 1000 años			
		Q dis. (m3/s)	Vmax (m/s)	Q tot. (m3/s)	Vmax F.H. (m/s)
BADEN 01	10.248	41.17	4.02	61.3	3.882
ALCANTARILLA 125	6.673	35.27	5.29	52.57	5.778
ALC. ESPECIAL 10	10.738	49.4	3.447	59.56	4.60
PONTON CUSHPA	6.437	26.5	4.12	55.3	6.190
PONTON HUAROS 01	10.947	66.1	6.04	94.12	6.198

Figura 87: Gráfico – Velocidades máx. (con y sin flujos hiperconcentrados).



Fuente: Propia.

7.5 Interpretación de datos obtenidos

Según los datos obtenidos en el análisis de flujos hiperconcentrados, se tienen los siguientes datos por sistema de drenaje:

Tabla 53: Interpretación de datos – Pontón HUAROS 01.

SISTEMA DE DRENAJE	INTERPRETACIÓN DE DATOS ANALIZADOS					
	Tabla	Página	Tr = 140 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años	Valor / Unidad
PONTON HUAROS 01	48		El porcentaje de Sedimentos excede en un 11.66%	El porcentaje de Sedimentos excede en un 8.35%	El porcentaje de Sedimentos excede en un 10.52%	Profundidad varía desde 0.4 a 0.8 m (%)
	51		EL tirante se eleva 6.2 cm, por lo que no afecta al diseño hidráulico.	EL tirante se eleva 38 cm, por lo que afecta al diseño hidráulico, borde libre no cumple con el parámetro mínimo (2.00 m).	EL tirante se eleva 21.4 cm, por lo que afecta al diseño hidráulico, borde libre no cumple con el parámetro mínimo (2.00 m).	6.2 – 38.0 (cm)
	52		La velocidad excede en 1.7 m/s. Se necesita un sistema de protección para evitar socavaciones y erosiones en el aforo.	La velocidad excede en 0.84 m/s. Se necesita un sistema de protección para evitar socavaciones y erosiones en el aforo.	La velocidad excede en 0.16 m/s. Se necesita un sistema de protección para evitar socavaciones y erosiones en el aforo.	0.16 – 1.7 (m/seg)

De acuerdo con la interpretación de resultados de la tabla 53, se determina que el Pontón HUAROS 01 contiene un porcentaje de sedimentación que conlleva a que la altura del flujo hiperconcentrado se eleve a un valor de 0.8 m y que el tirante máximo obtenga un valor máximo de 38 cm por encima del diseño hidráulico existente, el cual posee un borde libre de 2.75 m. El valor de la velocidad máxima difiere 1.7 m/seg, lo que indica que podría generarse socavaciones en la subestructura del pontón.

Tabla 54: Interpretación de datos – Pontón CUSHPA.

SISTEMA DE DRENAJE	INTERPRETACIÓN DE DATOS ANALIZADOS					
	Tabla	Página	Tr = 140 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años	Valor / Unidad
PONTON CUSHPA	48		El porcentaje de Sedimentos excede en un 26.84%	El porcentaje de Sedimentos excede en un 20.83%	El porcentaje de Sedimentos excede en un 20.70%	Profundidad varía desde 0.5 a 0.9 m (%)
	51		EL tirante se eleva 91 cm, por lo que afecta al diseño hidráulico, borde libre no cumple con el parámetro mínimo (2.00 m).	EL tirante se eleva 86 cm, por lo que afecta al diseño hidráulico, borde libre no cumple con el parámetro mínimo (2.00 m).	EL tirante se eleva 57 cm, por lo que afecta al diseño hidráulico, borde libre no cumple con el parámetro mínimo (2.00 m).	57.0 -91.0 (cm)
	52		La velocidad excede en 2.2 m/s. Se necesita un sistema de protección para evitar socavaciones y erosiones en el aforo.	La velocidad excede en 2.15 m/s. Se necesita un sistema de protección para evitar socavaciones y erosiones en el aforo.	La velocidad excede en 2.07 m/s. Se necesita un sistema de protección para evitar socavaciones y erosiones en el aforo.	0.16 – 1.7 (m/seg)

De acuerdo con la interpretación de resultados de la tabla 54, se determina que el Pontón CUSHPA contiene un porcentaje de sedimentación que conlleva a que la altura del flujo hiperconcentrado se eleve a un valor de 0.9 m y que el tirante máximo obtenga un valor máximo de 91 cm por encima del diseño hidráulico existente, el cual posee un borde libre de 2.44 m. El valor de la velocidad máxima difiere 2.2 m/seg, lo que indica que podría generarse socavaciones en la subestructura del pontón.

Tabla 55: Interpretación de datos – BADEN 1.

SISTEMA DE DRENAJE	INTERPRETACIÓN DE DATOS ANALIZADOS					
	Tabla	Página	Tr = 100 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años	Valor / Unidad
BADEN 1	47		El porcentaje de Sedimentos excede en un 14.79%	El porcentaje de Sedimentos excede en un 9.11%	El porcentaje de Sedimentos excede en un 13.59%	-
	49		EL tirante se eleva 0.9 cm, por lo que no afecta al diseño hidráulico.	EL tirante se eleva 0.6 cm, por lo que no afecta al diseño hidráulico.	EL tirante se eleva 0.6 cm, por lo que no afecta al diseño hidráulico.	0.6 - 0.9 (cm)
	52		La velocidad excede en 0.51 m/s.	La velocidad excede en 0.37 m/s.	La velocidad excede en 0.14 m/s.	0.14 – 0.51 (m/seg)

Según la interpretación de resultados de la tabla 55, se determina que el BADEN 1 contiene un porcentaje mínimo de sedimentación que no genera que el flujo hiperconcentrado se eleve en su totalidad, ni que el tirante obtenga un valor máximo de 0.9 cm por encima del diseño hidráulico existente. El valor de la velocidad máxima difiere 0.51 m/seg.

Tabla 56: Interpretación de datos – ALCANTARILLA 125.

SISTEMA DE DRENAJE	INTERPRETACIÓN DE DATOS ANALIZADOS					
	Tabla	Página	Tr = 100 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años	Valor / Unidad
ALCANTARILLA 125	47		El porcentaje de Sedimentos excede en un 21.34%	El porcentaje de Sedimentos excede en un 7.07%	El porcentaje de Sedimentos excede en un 7.83%	Profundidad varía desde 0.1 a 0.15 m (%)
	50		EL tirante se eleva 21 cm, por lo que no afecta al diseño hidráulico,	EL tirante se eleva 10 cm, por lo que afecta al diseño hidráulico borde libre debe ser el 25% del diámetro	EL tirante se eleva 6 cm, por lo que afecta al diseño hidráulico borde libre debe ser el 25% del diámetro	6.0 a 21.0 (cm)
	52		La velocidad excede en 0.49 m/s.	La velocidad excede en 0.99 m/s. Se necesita que se modifique la sección de la alcantarilla por una de mayor capacidad	La velocidad excede en 1.41 m/s. Se necesita que se modifique la sección de la alcantarilla por una de mayor capacidad	0.49 – 1.41 (m/seg)

La interpretación de resultados de la tabla 56, determina que la ALCANTARILLA 125 contiene un porcentaje de sedimentación que eleva el flujo a un valor de 0.10 m y que el tirante máximo obtenga un valor máximo de 21 cm por encima del diseño hidráulico existente, el cual posee un borde libre interno de 0.30 m. El valor de la velocidad máxima difiere 1.41 m/seg, lo que indica que podría generarse socavaciones en los puntos de entrada y salida de la alcantarilla.

Tabla 57: Interpretación de datos – ALCANTARILLA ESPECIAL 10.

SISTEMA DE DRENAJE	INTERPRETACIÓN DE DATOS ANALIZADOS					
	Tabla	Página	Tr = 100 años	Tr = 500 años	Tr = 1000 años	Valor / Unidad
ALCANTARILLA ESPECIAL 10	47		El porcentaje de Sedimentos excede en un 4.31%	El porcentaje de Sedimentos excede en un 3.10%	El porcentaje de Sedimentos excede en un 3.20%	Profundidad varía desde 0.05 a 0.1 m (%)
	50		EL tirante se eleva 11 cm, por lo que no afecta al diseño hidráulico,	EL tirante se eleva 14 cm, por lo que no afecta al diseño hidráulico borde libre debe ser el 25% del diámetro	EL tirante se eleva 15 cm, por lo que no afecta al diseño hidráulico borde libre debe ser el 25% del diámetro	11.0 a 15.0 (cm)
	52		La velocidad excede en 0.63 m/s.	La velocidad excede en 0.45 m/s. Se necesita que se modifique la sección de la alcantarilla por una de mayor capacidad	La velocidad excede en 1.15 m/s. Se necesita que se modifique la sección de la alcantarilla por una de mayor capacidad	0.45 – 1.15 (m/seg)

Finalmente, la interpretación de resultados de la tabla 57, determina que la ALCANTARILLA ESPECIAL 10, contiene un porcentaje mínimo de sedimentación que eleva su flujo a un valor de 0.10 m y que el tirante máximo obtiene un valor máximo de 15 cm por encima del diseño hidráulico existente, el cual posee un borde libre interno de 0.30 m. El valor de la velocidad máxima difiere 1.15 m/seg.

DISCUSIÓN

Luego de haber descrito los resultados obtenidos de la investigación, bajo la simulación del sistema computacional ARCGIS – ARC MAP, respecto a las zonas de riesgo que presentan flujos hiperconcentrados en sus sistemas de drenaje transversal; se determina que la utilización de los datos topográficos, los datos geomorfológicos de las cuencas, los valores de los caudales totales y la aplicación de los parámetros hidráulicos, muestran el comportamiento real que enfrentan las estructuras de drenaje transversal existentes frente a los flujos hiperconcentrados.

Del análisis de los resultados, se puede afirmar que la determinación de flujos hiperconcentrados en los pontones HUAROS 01 Y CUSHPA contienen un porcentaje de sedimentación considerable que eleva su tirante máximo hasta los valores de 38 cm y 91 cm respectivamente, por encima de los niveles de aguas máximas extraordinarios; con velocidades máximas de 1.7 m/seg y 2.2 m/seg.

Los resultados presentados en la ALCANTARILLA 125 y la ALCANTRILLA ESPECIAL 10, muestran un comportamiento variable, ya que el porcentaje de sedimentación eleva el tirante máximo a 0.30 m y a 0.15 m respectivamente; valores que sobrepasan el parámetro permitido (borde libre) en el diseño hidráulico de las alcantarillas. Las velocidades máximas varían entre 1.41 m/seg y 1.15 m/seg.

Asimismo, los resultados obtenidos del BADEN 1, muestran un comportamiento menos crítico ya que el porcentaje de sedimentación eleva el tirante máximo en dimensiones despreciables (0.9 cm) valor que no altera significativamente su diseño hidráulico. La velocidad máxima se incrementa en un valor de 0.51 m/seg.

Si realizamos la comparación de los resultados encontrados con otros estudios similares al objeto de la investigación, podemos ver que los parámetros obtenidos, en su gran mayoría, permiten verificar que la influencia de los flujos hiperconcentrados, afectan de manera significativa el comportamiento hidrológico e hidráulico en las distintas infraestructuras. En este sentido, se han elegido las siguientes investigaciones que guardan relación al presente estudio, estas son:

Celi, J. & Tanta, F. (2019): “*Modelamiento y Simulación de la Quebrada Llocllamayo para el Control de Flujo de Escombros – Región Puno*”.

Suarez, N. & Suarez, J. (2006): “*Caracterización, Análisis y Diagnóstico de los flujos de lodos y Detritos en la Cuenca de la Quebrada Angulito en Girón, Santander – España*”.

La comparación de los resultados obtenidos con los modelamientos computacionales, indican que el presente estudio sí cumple con las hipótesis planteadas; es decir, el porcentaje de sedimentación, los tirantes y las velocidades máximas analizadas, ayudan a determinar si los parámetros geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos son los requeridos para influir en los nuevos diseños de drenaje transversal. Igualmente observar que ellos han obtenido resultados, tal como lo manifiestan en sus conclusiones: **Celi, J. & Tanta, F. (2019)**, como conclusión de su trabajo indica que la aplicación del sistema computacional empleado para los distintos tiempos de retorno (100, 500 y 1000 años), determina que el porcentaje de sedimentación hace variar su altura correspondiente desde 1.30 hasta 5.20 m, y las velocidades alcanzan valores desde 0.6 hasta 3.2 m/seg, siendo una herramienta útil que aporta a la investigación de flujo de detritos. **Suarez, N. & Suarez, J. (2006)**, menciona en sus conclusiones que la determinación de un caudal máximo para flujos de escombros se genera a partir de concentración de sedimentos y fuerza de impacto del cauce de la quebrada Angulito, siendo los valores finales para concentración el 25.64% de aumento y 3.45 m/seg.

Finalmente, a modo de realizar una comparación entre los parámetros encontrados (datos presentados con el nombre de **Ramírez, D.**) y los seleccionados de las dos investigaciones descritas, se muestra a continuación el siguiente gráfico:

Figura 88: Comparación de resultados con otros estudios - Altura por % de sedimentación.

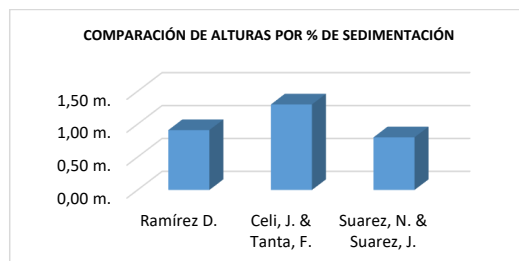
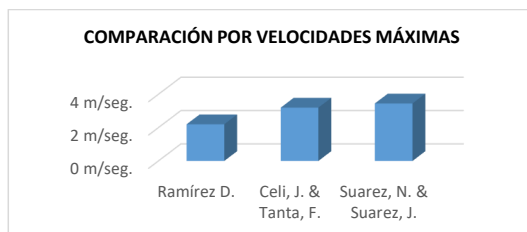


Figura 89: Comparación de resultados con otros estudios – Velocidad máxima.



CONCLUSIONES

1. La determinación del control de riesgos frente a flujos hiperconcentrados con modelamiento computacional, mejora la funcionalidad del diseño de los sistemas de drenaje transversal; porque muestra los parámetros necesarios para establecer diseños hidráulicos óptimos que contrarresten un colapso o inundación, en tiempos de retorno 100, 140, 500 y 1,000 años.
2. La evaluación de las propiedades geológicas y geotécnicas de la cuenca que determinan la magnitud de los flujos hiperconcentrados, permite mejorar el diseño funcional de las estructuras de drenaje transversal, debido a que se establecen los tipos de sedimentos y sus características geológicas presentes en la zona de estudio tal como se detalla en: para el pontón HUAROS 01 (tablas 40 y 53), para el pontón CUSHPA (tabla 40 y 54), para el BADEN 1 (tablas 40 y 55) y para las ALCANTARILLAS 125 y 10 (tablas 40, 56 y 57).
3. La evaluación del caudal máximo de diseño que se determina con la magnitud de los flujos hiperconcentrados, determina los nuevos parámetros hidráulicos de diseño para la funcionabilidad de las estructuras de drenaje transversal, porque permite conocer el caudal total máximo, el cual contiene volumen de sedimentos de arrastre y proporciona datos reales que se aplicarán en el sistema computacional ARGGIS – ARC MAP, cuyos valores de caudal total máximo de los sistemas: HUAROS 01, CUSHPA, ALCANTARILLA 125, ALC. ESPECIAL 10 y BADEN1, se muestran resumidos en la tabla 39.
4. La determinación de las características hidráulicas para los sistemas de drenaje transversal que se relacionan con el paso de los flujos hiperconcentrados, permiten diseñar y elegir el tipo de sistema de drenaje transversal que evite el colapso, porque los nuevos tirantes máximos elevan el nivel de aguas máximas extraordinarias y las velocidades se incrementan por la presencia del caudal total, como se indican en las tablas del 53 al 57.
5. Se demuestra que el análisis y la determinación del modelamiento computacional ARCGIS – ARC MAP, ayuda a mejorar el diseño y funcionabilidad de las estructuras de drenaje transversal frente al colapso, porque permite conocer, con el apoyo de herramientas incorporadas en su sistema (HEC GEO RAS y HEC RAS); datos topográficos digitales, elevaciones y depresiones presentes en el área de estudio y la geometría hidráulica del cauce, para localizar puntos críticos o inundables y mitigar el posible colapso de la infraestructura en general. Estos se detallan en el apartado 6.1 del estudio, y entre las figuras 70 y 77.

RECOMENDACIONES

1. De acuerdo con los resultados obtenidos con la simulación del sistema computacional ARCGIS – ARC MAP, se recomienda realizar un rediseño en el alineamiento y trazo de la carretera Canta – Huayllay, en los tramos 100+970 al 196+170, que pertenece a las cuencas del río Chillón y Mantaro; la evaluación técnica y económica de la alternativa propuesta es causal de otro estudio.
2. Se recomienda que los estudios de las cuencas deben tener como fin el planteamiento integral del desarrollo de esta unidad, como el control de deslizamientos; este planteamiento se realizará de acuerdo con las necesidades del lugar de estudio, con el objetivo del desarrollo de la región.
3. Se debe tener un registro histórico de las estaciones pluviométricas (precipitaciones máximas diarias) y datos de descargas (caudales totales) pertenecientes a las cuencas de la región; ello con el propósito de efectuar un mejor estudio y a la vez, contar con mayores datos para la calibración de los modelos de flujos hiperconcentrados.
4. Se ha demostrado que el modelo computacional ARCGIS – ARC MAP, es una alternativa muy eficiente para la modelación y simulación de flujos hiperconcentrados, obteniendo resultados satisfactorios; razón por la cual, es recomendable para el estudio de cuencas.
5. Es recomendable que las autoridades locales de la región a las que pertenece la carretera Canta – Huayllay (tramos 100+970 al 196+170), en coordinación con el órgano de competencia del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, coordine de manera permanente aspectos de mantenimiento preventivo, a fin de mitigar y minimizar riesgos de inundación en las alcantarillas y badenes.
6. Con la implementación de este estudio, apoyado con el sistema computacional del ARGIS – ARC MAP y sus herramientas para la determinación de zonas de inundación, se tendría un impacto económico positivo en los presupuestos de futuros proyectos a realizarse en el tramo Canta Huayllay, ya que los parámetros encontrados permitirían realizar los diseños óptimos y duraderos, reduciendo costos de mantenimientos rutinarios y periódicos; sin embargo, este estudio de impacto económico es materia de otra investigación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aparicio, F. (2012). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*, Grupo Noriega Editores. Distrito Federal de México, México.
- Balbastre, R. (2018). *Análisis Comparativo de Metodologías de Cálculo de Tormentas de Diseño para su aplicación en Hidrología Urbana* (Trabajo Final de Master en Hidráulica y Medio Ambiente), Universidad Politécnica de Valencia, Valencia - España.
- Bateman, A., Medina, M., Steiner, F. & Velasco, D. (octubre de 2007). Estudio Experimental sobre Flujos Granulares Hiperconcentrados. *Nuevas tecnologías en la Hidráulica Latinoamericana*. XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Guayana, Venezuela.
- Brea, J., Spalleti, L., Hopwood y Spalleti, P. (2015). Conceptos y Aplicaciones sobre Flujos Densos en la Hidráulica de Ríos. *Ingeniería del Agua*, 12(3).
- Castro Aguirre, Pedro Baudillo (2014). *Diseño De Alcantarillas Transversales En Vías Terrestres Para Soportar El Arrastre De Materiales Por Fenómenos Naturales En El Estacionamiento 90+222, Tecpán, Chimaltenango, Para Cuencas Con Área Ideal, Utilizando El Método Racional* (Tesis de maestría). Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.
- Cataño, S. (2015). *Modelo conceptual agregado de transporte de sedimentos para cuencas de montaña en Antioquia* (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Colombia, Medellín, Colombia.
- Celi, J. & Tanta, F. (2019). *Modelamiento y Simulación de la Quebrada Llocllamayo para el Control de Flujo de Escombros – Región Puno* (Tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma, Lima – Lima - Perú.
- Díaz, R. (2009). *Análisis Experimental Del Comportamiento Reológico De Lavas Torrenciales Viscosas Mediante Un Modelo Físico Reducido Para Calibrar Un Modelo Numérico De*

- Simulación De Flujo Unidimensional Hiperconcentrado* (Tesis de pregrado). Universidad Central de Venezuela, Caracas, Venezuela.
- Escusa, F. (2016). *Análisis y Modelamiento de Flujos de Escombros en la Zona de Maramura, La Convención - Cusco* (Tesis de pregrado), Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima – Lima – Perú.
- Gamión, F. (2014). *Modelo de Flujos de Escombros y Lodo Aplicando Flo – 2D, Caso Subcuenca del Río Shullcas* (Tesis de pregrado), Universidad Nacional del Centro del Perú, Huancayo – Junín – Perú.
- López, M. (2014). *Interacción de la infraestructura carretera con flujos de inundación* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Manual ARCGIS-ARC MAP – ESRI (Environmental Systems Research Institute), Jack y Laura Dangermond (1969). Sistema ARCGIS (1999). California – Estados Unidos de Norteamérica. <https://www.esri.com/en-us/home>
- Manual USER FLO-2D (2000). Página web: <https://www.flo-sd.com>.
- Marín, M., & Castillo, L. (2009). *Coefficientes de resistencia y transporte de sedimentos en zonas semiáridas*. Universidad Politécnica de Cartagena, España.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011). *Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje en Carreteras*. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Edición 2011. Lima – Lima – Perú. Página: 221.
- O'Brien, J. Julien, P. (1988): "Laboratory Analysis of Mudflow properties". *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE 114, 8, 877-887.
- O'Brien J.S. and Julien, P (1985): "Physical properties and mechanics of hyperconcentrated sediment flows". *Proc. of the ASCE Specialty Conf. On the Delineation of Landslides, Floods, and Debris Flow Hazards in Utah*, Utah Water Research Laboratory, Series UWRL/g-85/03, 260-279.

- Suarez, N. & Suarez, J. (2006). *Caracterización, Análisis y Diagnóstico de los flujos de lodos y Detritos en la Cuenca de la Quebrada Angulito en Girón, Santander* (Tesis de pregrado). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Takahashi, T. (2014). *Debris Flow. Mechanics, Prediction and Countermeasures*. (Trabajo Práctico - artículo), CRC PRESS / BALKEMA. Londres – Reino Unido.
- Vásquez, et al (2016). *Manejo y Gestión de Cuencas Hidrográficas*, Universidad Nacional Agraria La Molina. Lima – Lima – Perú.
- Valencia, M., Gonzáles, J. & Codes S. (2005). *Análisis de las inundaciones provocadas por las avenidas extraordinarias del río Ebro en Buñuel*. Dinámica Fluvial, Navarra, España.
- Villanueva, V., Bodoque, J., Díez, H., Fernández, P. y Calvo, C. (2009). Importancia de la caracterización de la zona no saturada del suelo para el análisis del desencadenamiento de corriente hiperconcentradas: Venero Claro (Sierra de Gredos). *Estudios en la Zona no Saturada del suelo*, 9.
- Villón, B. (2011). *Hidrología, serie en Ingeniería Agrícola – Ciencia de la Tierra: Hidrología – Ciclo Hidrológico*, Lima: Villón (tercera edición). Cartago, Costa Rica.

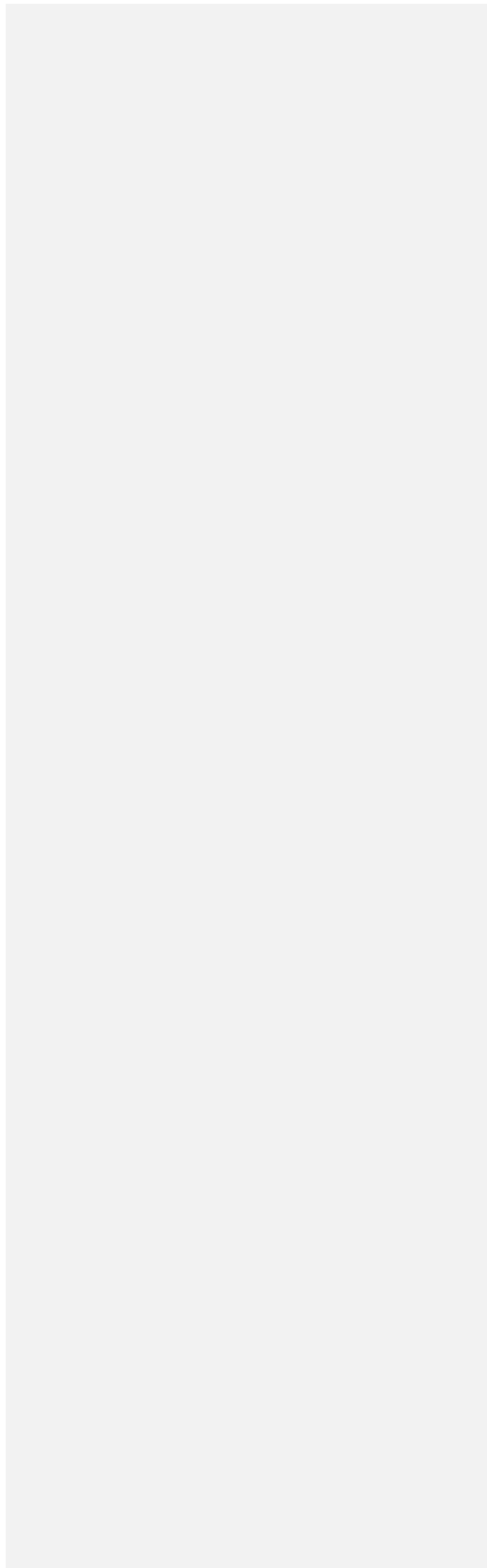
ANEXOS

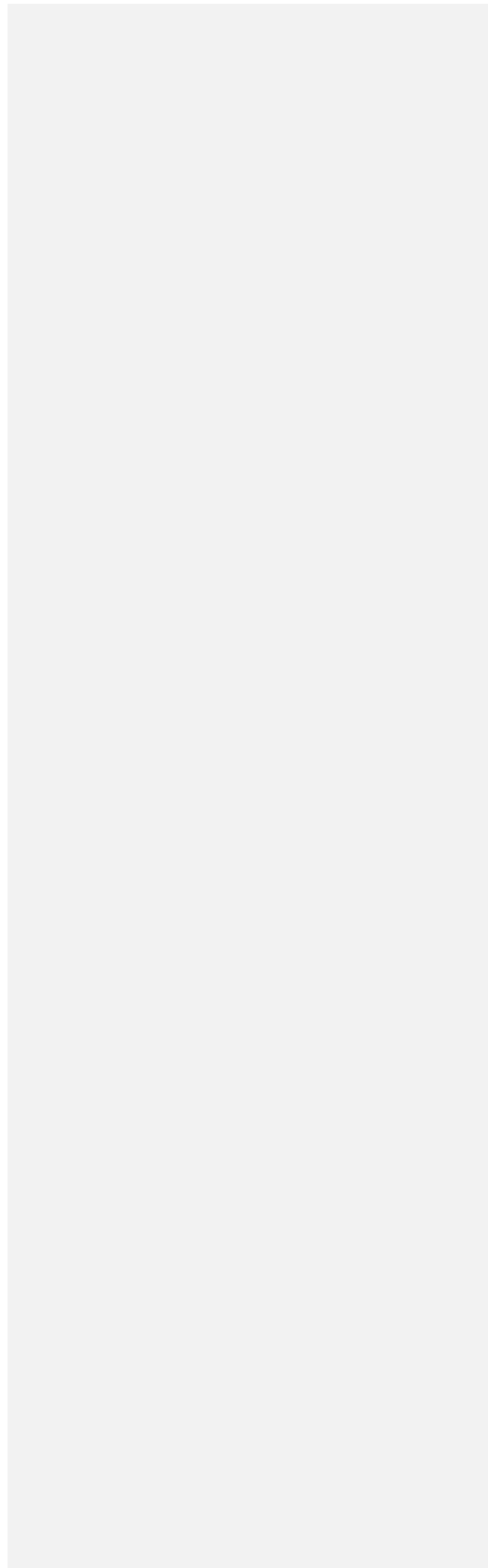
Anexo 1: Declaración de autenticidad.

Anexo 2: Autorización para realizar la investigación.

Anexo 3: Matriz de consistencia

Anexo 4: Protocolos o instrumentos utilizados.





Anexo 03: Matriz de consistencia

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES E INDICADORES	METODOLOGÍA	POBLACIÓN Y MUESTRA														
<p>PROBLEMA GENERAL ¿De que manera se controlan las zonas de riesgo por flujos hiperconcentrados para la mejor funcionalidad de las estructuras de drenaje transversal, utilizando un modelamiento computacional en la carretera Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170)?</p> <p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS</p> <ul style="list-style-type: none"> ¿Cuáles son las propiedades geotécnicas y geológicas del material de arrastre de la cuenca para determinar la magnitud de los flujos hiperconcentrados? ¿Cuál es el máximo caudal de diseño apropiado para determinar la magnitud de los flujos hiperconcentrados? ¿Cuáles son las magnitudes hidráulicas de los distintos sistemas de drenaje transversal para la funcionalidad de los flujos hiperconcentrados? ¿Cómo se determina la utilización del sistema de modelamiento computacional mejora el diseño y funcionalidad de las estructuras de drenaje transversal, frente a las zonas de riesgo de flujos hiperconcentrados? 	<p>OBJETIVO GENERAL Determinar el control de las zonas de riesgo frente a flujos hiperconcentrados para la mejor funcionalidad de las estructuras de drenaje transversal, utilizando un modelamiento computacional, en la carretera Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170), Año 2021.</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</p> <ul style="list-style-type: none"> Evaluar las propiedades geotécnicas y geológicas del material de arrastre para la determinación de la magnitud de los flujos hiperconcentrados. Evaluar el caudal máximo de diseño apropiado para determinar la magnitud de los flujos hiperconcentrados. Determinar las magnitudes hidráulicas de los distintos sistemas de drenaje transversal para la funcionalidad de los flujos hiperconcentrados. Demostrar que el análisis y la determinación del modelamiento computacional mejora el diseño y la funcionalidad de las estructuras de drenaje transversal. 	<p>HIPÓTESIS GENERAL La determinación del control de riesgo frente a flujos hiperconcentrados con modelamiento computacional, permite mejorar la funcionalidad de los sistemas de drenaje transversal en la carretera Canta (km 100+970) – Huayllay (km 196+170), Año 2021.</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</p> <ul style="list-style-type: none"> La evaluación de propiedades geológicas y geotécnicas de la cuenca que determinan la magnitud de los flujos hiperconcentrados, mejora el diseño funcional de las estructuras de drenaje transversal. La evaluación del caudal máximo de diseño que se determina con la magnitud de los flujos hiperconcentrados, permite que los nuevos parámetros hidráulicos de diseño mejoren la funcionalidad de las estructuras de drenaje transversal. Determinar las magnitudes hidráulicas de los distintos sistemas de drenaje transversal para la funcionalidad de los flujos hiperconcentrados. Se demuestra que el análisis y la determinación del modelamiento computacional utilizado ante la presencia de flujos hiperconcentrados, mejora el diseño y la funcionalidad de las estructuras de drenaje transversal frente al colapso. 	<p>VARIABLE INDEPENDIENTE</p> <ul style="list-style-type: none"> Flujos Hiperconcentrados <p>INDICADORES</p> <ul style="list-style-type: none"> Inundaciones. Flujos de barro. Tipo de Sedimento y material de arrastre. Caudales totales máximos. <p>VARIABLES PENDIENTE</p> <ul style="list-style-type: none"> Estructuras de drenaje transversal. <p>INDICADORES:</p> <ul style="list-style-type: none"> Programas para modelamientos alternativos. Estudio de suelos para recopilar información geotécnica y de sedimentación. Estudio Hidrológico para hallar caudales máximos y niveles de aguas máximas extraordinarias. Parámetros hidráulicos para determinar los tirantes y velocidades máximas. Tipos de drenaje. 	<p>TIPO DE INVESTIGACIÓN</p> <p>El tipo de investigación es aplicada, el nivel es analítico y deductivo.</p> <p>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN</p> <p>El diseño es de tipo no experimental, debido a que se utiliza modelos matemáticos existentes en todas las áreas de investigación.</p> <p>Es transversal descriptiva porque se recogen datos de la geología, mecánica de suelos, hidrología e hidráulica en un único momento, y se describe las características del flujo hiperconcentrado.</p>	<p>POBLACIÓN:</p> <ul style="list-style-type: none"> 211 (Inicial). 37 (Para estudio). <p>MUESTRA</p> <ul style="list-style-type: none"> Para la determinación de la muestra se utiliza la siguiente fórmula: $n = \frac{N}{1 + \frac{e^2(N-1)}{z^2pq}}$ <p>n = 35 (en los diferentes tipos de sistema de drenaje)</p> <p>El tamaño de la muestra corregida es 35.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>OBRA DE ARTE / SIST. DRENAJE</th> <th>CANTIDAD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Puentes</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>Alcantarillas</td> <td>18</td> </tr> <tr> <td>Alcantarillas Especiales</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>Pase de Riego</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Baden</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Total =</td> <td>35</td> </tr> </tbody> </table> <p>INSTRUMENTO:</p> <p>Se recolectará datos de la geotecnia y geología local que corresponde a cada sistema de drenaje transversal a analizar.</p>	OBRA DE ARTE / SIST. DRENAJE	CANTIDAD	Puentes	5	Alcantarillas	18	Alcantarillas Especiales	10	Pase de Riego	1	Baden	1	Total =	35
OBRA DE ARTE / SIST. DRENAJE	CANTIDAD																		
Puentes	5																		
Alcantarillas	18																		
Alcantarillas Especiales	10																		
Pase de Riego	1																		
Baden	1																		
Total =	35																		

$$n = \frac{N}{1 + \frac{e^2(N-1)}{z^2pq}}$$

Obra de Arte / Sist. Drenaje	Cantidad
Puentes	5
Alcantarillas	18
Alcantarillas Esp.	10
Pase de Riego	1
Baden	1
Total =	35