



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Solución estructural para el paso sobre el río Yukaip

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL CON MENCIÓN EN GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

Autores:

Juan Fernando Sarmiento Fernández
Juan Sebastián Idrovo Valdiviezo

Director:

José Fernando Vázquez Calero

**Cuenca – Ecuador
2021**



DEDICATORIA

Este trabajo de titulación lo dedico a mis padres Patricio y Lucía; a mi hermano Paulo y mis abuelos Bradley y Cecilia, que, siempre me apoyaron para continuar mis estudios, y a crecer como persona, me enseñaron a ser perseverante en lo que me propongo, y gracias a ellos he logrado culminar con mis estudios y estoy por cumplir una de mis metas. (Juan Fernando Sarmiento)



DEDICATORIA

Esta tesis va dedicada a todas esas personas que formaron parte de mi desarrollo tanto académico como personal, sin duda alguna mis padres Jorge y Mariela, son la base de mi inspiración y de apoyo emocional para afrontar todo tipo de inconveniente sin importar la magnitud del mismo, acompañándome con una sonrisa y un fuerte abrazo sin importar los resultados, de igual forma mi hermana Rhanía, quien ha sabido acompañarme en cada momento difícil dentro de mi trayectoria académica, esperándome siempre con un gran abrazo y una bienvenida cálida en los días largos y pesados, cuando uno presiente que todo se te viene abajo, por este y por más motivos es que este proyecto de grado lleva sus nombres grabados. (Juan Sebastián Idrovo)



AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a nuestro tutor, José Vázquez, que ha sido un excelente amigo y profesor, acompañándome a lo largo de la carrera universitaria, guiando a sus estudiantes y compartiendo su experiencia como profesional. Gracias a su apoyo hemos conseguido culminar con éxito nuestro trabajo de titulación. (Juan Fernando Sarmiento)



AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer de la manera más sincera aquellos profesores que con entusiasmo y empeño apoyaron en el desarrollo de nuestra tesis de grado, primeramente, al ingeniero Xavier Fernández de Córdova quien con su ayuda fue posible desarrollar una alternativa viable para el desarrollo del proyecto de grado y a su vez al departamento de Suelos de la Universidad del Azuay, ya que en la mismo fue posible realizar los estudios requeridos para sentar las bases sobre la cual se desarrollaría nuestra tesis de grado (Juan Sebastián Idrovo)



SOLUCIÓN ESTRUCTURAL PARA EL PASO SOBRE EL RÍO YUKAIP

RESUMEN

Macuma al ser un pueblo en desarrollo, está en la necesidad de movilización y el río Yukaip, al pasar sobre la vía a esta comunidad presenta un problema constante por lo que se realizó el diseño de la solución estructural para el paso sobre el río Yukaip, en donde, debido al caudal máximo de crecida y al presupuesto de obra para las dos alternativas, se realizó el diseño de una alcantarilla cuadrada de 2.80 x 2.80 m incluyendo los espesores de hormigón, y un sistema de disipación de energía para el ingreso del río a la alcantarilla.

Palabras clave: río, alcantarilla, puente, estructural, caudal.

José Fernando Vázquez Calero
Director del trabajo de titulación

José Fernando Vázquez Calero
Director de Escuela

Juan Fernando Sarmiento Fernández
Autor

Juan Sebastián Idrovo Valdiviezo
Autor



STRUCTURE SOLUTION FOR THE PASSAGE OVER THE YUKAIP RIVER

ABSTRACT

Macuma, which is a developing town, needs mobilization. However, as the Yukaip River passes over the road to this community, represents a constant problem. Thus, a design of structure solution for the passage over the Yukaip River was carried out. Due to the maximum flood flow and the work budget for the two alternatives, a square culvert of 2.80 x 2.80 m was designed including the concrete thicknesses, and an energy dissipation system for the entrance of the river to the sewer.

Keywords: river, sewer, bridge, structural, flow.

José Fernando Vázquez Calero
Director del trabajo de titulación

José Fernando Vázquez Calero
Director de Escuela

Juan Fernando Sarmiento Fernández
Autor

Juan Sebastián Idrovo Valdiviezo
Autor

Translated by

Juan Fernando Sarmiento and Juan Sebastián Idrovo



Índice de contenido

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	iii
RESUMEN	v
ABSTRACT	vi
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Justificación.....	1
1.2. Antecedentes y problemática	1
1.3. Objetivos	2
1.3.1. Objetivo General	2
1.3.2. Objetivos Específicos	2
2. MARCO TEÓRICO	2
2.1. Geotecnia.....	2
2.1.1. Mecánica de Suelos	2
2.1.2. Gravedad Específica (G_e).....	2
2.1.3. Análisis mecánico o granulométrico de un suelo	2
2.1.4. Límites de Atterberg.....	3
2.1.5. Clasificación de Suelos	5
2.2. Hidrología	8
2.2.1. Escorrentía.....	9
2.2.2. Cálculo del caudal de una cuenca por el método racional.....	10
2.3. Hidráulica.....	11
2.4. Cálculo y diseño de estructuras	11
2.4.1. Cargas.....	12
2.4.2. Sobrecarga vehicular de diseño.....	12
2.4.3. Camión de diseño	13
2.4.4. Tándem de diseño.....	13
2.4.5. Carril de diseño	13
3. ESTUDIOS.....	14
3.1. Levantamiento topográfico	14
3.1.1. Generalidades	14
3.1.2. Personal y equipo	14
3.1.3. Equipo	14
3.1.4. Metodología	14
3.1.5. Toma de información	14
3.1.6. Procesamiento de información.....	15
3.1.7. Libreta topográfica de puntos.....	15



3.2.	Estudio Geotécnico	16
3.2.1.	Antecedentes	16
3.2.2.	Alcance.....	16
3.2.3.	Objetivo.....	16
3.2.4.	Ubicación del suelo de estudio	17
3.2.5.	Trabajos de campo	17
3.2.6.	Determinación de las propiedades físicas del suelo en laboratorio	18
3.2.7.	Determinación de las propiedades mecánicas	18
3.2.8.	Recomendación del suelo de cimentación.....	20
3.2.9.	Conclusiones del estudio geotécnico.....	22
3.3.	Estudio Hidrológico	22
3.3.1.	Antecedentes	22
3.3.2.	Objetivo del estudio hidrológico	22
3.3.3.	Delimitación de la cuenca hidrográfica.....	22
3.3.4.	Precipitaciones	23
3.3.5.	Tiempo de concentración	24
3.3.6.	Cálculo de caudal máximo	25
3.4.	Estudio Hidráulico.....	26
3.4.1.	Modelación hidráulica con HEC-RAS	27
3.4.2.	Conclusiones estudio hidráulico.....	29
4.	ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS	30
4.1.	Análisis del puente	30
4.1.1.	Presupuesto para el puente	31
4.2.	Análisis de la alcantarilla	32
4.2.1.	Presupuesto de la alcantarilla	33
4.3.	Análisis de valor de las alternativas	34
4.4.	Conclusiones	35
5.	DISEÑO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.....	35
5.1.	Diseño hidráulico de la alcantarilla	35
5.1.1.	Diseño hidráulico del canal de aproximación	36
5.1.	Diseño estructural de la alcantarilla	39
5.1.1.	Datos de la alcantarilla	39
5.1.2.	Definición de las cargas actuantes en la alcantarilla	40
5.1.3.	Definición de las combinaciones de carga para la alcantarilla.....	45
5.1.4.	Resultados del SAP 2000 para el diseño de la alcantarilla.....	46
5.1.5.	Parámetros para tomar en cuenta en el diseño estructural.....	48
5.1.6.	Diseño estructural de la alcantarilla	50



5.2.	Diseño estructural de los muros de entrada y salida de la alcantarilla	56
5.2.1.	Análisis de estabilidad de los muros	56
5.2.2.	Diseño estructural de los muros	60
5.3.	Resumen de aceros a usarse en la alcantarilla y los muros	65
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		66
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		67
ANEXOS		68
	Evidencias fotográficas	68
	Ensayos de suelo	73

Índice de Figuras

Figura 2.1:	Carta de Plasticidad	5
Figura 2.2:	Ciclo del agua	9
Figura 2.3:	Camión de diseño	13
Figura 3.1:	Sitios de toma de muestras de suelo	17
Figura 3.2:	Valores aproximados para las propiedades mecánicas del suelo.....	19
Figura 3.3:	Cuenca delimitada del río Yukaip	23
Figura 3.4:	Mapa de cobertura de suelo de la cuenca	25
Figura 3.5:	Secciones perpendiculares al cauce del río desde la topografía.....	26
Figura 3.6:	Secciones paralelas el eje de la vía, desde la topografía.....	27
Figura 3.7:	Secciones perpendiculares al cauce del río desde HEC RAS	28
Figura 3.8:	Secciones paralelas al eje de la vía desde HEC RAS	28
Figura 3.9:	Caudales de diseño para HEC RAS.....	28
Figura 3.10:	Nivel de crecida máximo para los caudales de diseño en la sección 20 perpendicular al eje del río.....	29
Figura 3.11:	Nivel de crecida máximo para los caudales de diseño en la sección 17.85 paralela al eje de la vía.....	29
Figura 5.1:	Diseño hidráulico de la alcantarilla mediante HCanales	35
Figura 5.2:	Modelo de rugosidad artificial tipo zigzag	37
Figura 5.3:	Modelo de cajón para control del resalto hidráulico.....	38
Figura 5.4:	Modelo de la alcantarilla	39
Figura 5.5:	Carga E_v actuando en la alcantarilla.....	41
Figura 5.6:	Carga E_h actuando en la alcantarilla.....	41
Figura 5.7:	Carga D_C actuando en la alcantarilla	42
Figura 5.8:	Sobrecarga por carga viva L_S actuando en la alcantarilla	43
Figura 5.9:	Carga de agua W_a actuando en la alcantarilla	43
Figura 5.10:	Sobrecarga vehicular ($LL+IM$) actuante sobre la alcantarilla	45
Figura 5.11:	Resultados de momentos máximos por la resistencia IIIa	47
Figura 5.12:	Resultados de cortantes máximos por la resistencia IIIa	47
Figura 5.13:	Resultados de carga axial máxima por la resistencia IIIa	47
Figura 5.14:	Esquema de armado losa superior	51
Figura 5.15:	Esquema armado losa inferior	53
Figura 5.16:	Esquema de armado de las paredes.....	55
Figura 5.17:	Esquema de anclaje en la alcantarilla	56
Figura 5.18:	Esquema de traslapes en las varillas a usar en la alcantarilla	56
Figura 5.19:	Esquema del muro de pantalla.....	57
Figura 5.20:	Esquema de doblado de varillas de acero	65



Índice de Ecuaciones

Ecuación 1: Índice de grupo clasificación AASHTO	7
Ecuación 2: Cálculo del caudal por el método racional	10
Ecuación 3: Cálculo del índice de poros	20
Ecuación 4: Capacidad de carga última para cimentaciones.....	20
Ecuación 5: Capacidad de carga última para cimentaciones continuas	21
Ecuación 6: Método de Kirpich para tiempo de concentración	24
Ecuación 7: Método de Tonini para cálculo de tiempo de concentración.....	24
Ecuación 8: Método de Rowe para el cálculo de tiempo de concentración	24
Ecuación 9: Ecuación del resalto hidráulico para canales rectangulares	38
Ecuación 10: Longitud de resalto por Smentena.....	38
Ecuación 11: Capacidad de cortante del hormigón.....	48
Ecuación 12: Cortante requerido por refuerzo de acero.....	48
Ecuación 13: Refuerzo de acero por cortante.....	48
Ecuación 14: Acero requerido por flexión para el momento último	49
Ecuación 15: Coeficiente para encontrar el acero a flexión	49
Ecuación 16: Acero mínimo para flexión, por la geometría del elemento estructural	49
Ecuación 17: Acero requerido por dilatación térmica.....	49
Ecuación 18: Capacidad de carga axial del elemento estructural a compresión	49

Índice de Tablas

Tabla 2.1: Tamaños estándar de tamices.....	3
Tabla 2.2: Clasificación AASHTO	6
Tabla 2.3: Clasificación SUCS.....	8
Tabla 2.4: Coeficientes de escorrentía según la cobertura de suelo.....	11
Tabla 3.1: Libreta topográfica	15
Tabla 3.2: Resumen de resultados de las propiedades físicas	18
Tabla 3.3: Resumen de resultados propiedades mecánicas.....	19
Tabla 3.4: Resultados de peso específico seco y saturado	20
Tabla 3.5: Factores de carga modificados para $\phi=30^\circ$	21
Tabla 3.6: Datos de la cuenca de estudio	23
Tabla 3.7: Ecuaciones de intensidad máxima para diferentes tiempos.	23
Tabla 3.8: Resultados de tiempos de concentración por los 3 métodos [min]	25
Tabla 3.9: Resultados para caudales de diseño según los períodos de retorno de 50 y 100 años	26
Tabla 4.1: Presupuesto general para la construcción de un puente de 20.00m de luz.....	31
Tabla 4.2: Presupuesto general para la construcción de una alcantarilla	33
Tabla 4.3: Análisis de valor de las alternativas.....	34
Tabla 5.1: Datos de entrada para calcular el canal de aproximación	36
Tabla 5.2: Resultados del cálculo del canal de aproximación.....	37
Tabla 5.3: Cálculo de resalto hidráulico.....	38
Tabla 5.4: Datos de la alcantarilla y del suelo.....	40
Tabla 5.5: Carga vertical de tierra E_v	40
Tabla 5.6: Empuje de tierra (Eh).....	41
Tabla 5.7: Carga muerta DC	42
Tabla 5.8: Sobrecarga por carga viva LS	42
Tabla 5.9: Carga de agua (W_a).....	43
Tabla 5.10: Sobrecarga Vehicular (LL+IM)	44
Tabla 5.11: Combinaciones de carga y factores de carga	45
Tabla 5.12: Factores de mayoración de carga para cargas permanentes.....	46
Tabla 5.13: Resultados de carga axial, momento y cortante máximos para cada elemento de la alcantarilla.....	48
Tabla 5.14: Datos de la losa superior	50
Tabla 5.15: Diseño a flexión de la losa superior	50
Tabla 5.16: Resultado del diseño a flexión losa superior.....	50



Tabla 5.17: Diseño a cortante de la losa superior.....	51
Tabla 5.18: Refuerzo por dilatación térmica en la losa superior.....	51
Tabla 5.19: Datos de la losa inferior.....	52
Tabla 5.20: Diseño a flexión de la losa inferior.....	52
Tabla 5.21: Resultado del diseño a flexión losa inferior.....	52
Tabla 5.22: Diseño a cortante de la losa inferior.....	53
Tabla 5.23: Refuerzo a cortante en la losa inferior.....	53
Tabla 5.24: Refuerzo por dilatación térmica en la losa inferior.....	53
Tabla 5.25: Datos de las paredes.....	54
Tabla 5.26: Comprobación de compresión en las paredes.....	54
Tabla 5.27: Diseño a flexión de las paredes.....	54
Tabla 5.28: Resultado del diseño a flexión de las paredes.....	54
Tabla 5.29: Diseño a cortante de las paredes.....	55
Tabla 5.30: Refuerzo por dilatación térmica para las paredes.....	55
Tabla 5.31: Longitud de anclaje para las varillas a usar en la alcantarilla.....	56
Tabla 5.32: Longitud de traslapes para las varillas a usar en la alcantarilla.....	56
Tabla 5.33: Datos para análisis de estabilidad de los muros.....	57
Tabla 5.34: Centro de gravedad muro (2.50m).....	58
Tabla 5.35: Centro de gravedad muro (3.00m).....	58
Tabla 5.36: Peso y momentos estabilizantes para el muro de 2.50m.....	58
Tabla 5.37: Peso y momentos estabilizantes para el muro de 2.50m.....	58
Tabla 5.38: Cálculo de empuje de tierra y momento de volcamiento para el muro de 2.50m....	59
Tabla 5.39: Cálculo de empuje de tierra y momento de volcamiento para el muro de 3.00m....	59
Tabla 5.40: Factores de estabilidad al volcamiento para los muros de 2.50m y 3.00m.....	59
Tabla 5.41: Factores de estabilidad al deslizamiento para los muros de 2.50m y 3.00m.....	59
Tabla 5.42: Análisis de estabilidad al hundimiento para los muros.....	59
Tabla 5.43: Datos de la pantalla de los muros.....	60
Tabla 5.44: Cálculo de cortante y momentos actuantes en la pantalla del muro.....	60
Tabla 5.45: Resultados para el acero de refuerzo a flexión en la pantalla.....	60
Tabla 5.46: Resultados para el acero de refuerzo por dilatación térmica.....	61
Tabla 5.47: Datos de la base del muro.....	61
Tabla 5.48: Datos para el diseño del talón.....	61
Tabla 5.49: Peso propio del talón, del relleno sobre el talón y la reacción del suelo.....	61
Tabla 5.50: Momentos producidos en el talón por, el peso propio, el relleno y la reacción del suelo.....	62
Tabla 5.51: Resultados del diseño a flexión del talón.....	62
Tabla 5.52: Diseño del refuerzo por dilatación térmica del talón.....	62
Tabla 5.53: Datos para el diseño de la punta.....	62
Tabla 5.54: Peso propio de la punta y la reacción del suelo.....	63
Tabla 5.55: Momentos producidos en la punta por el peso propio y la reacción del suelo.....	63
Tabla 5.56: Resultados del diseño a flexión de la punta.....	63
Tabla 5.57: Diseño del refuerzo por dilatación térmica de la punta.....	63
Tabla 5.58: Datos para el diseño del dentellón.....	64
Tabla 5.59: Diseño a flexión del dentellón.....	64
Tabla 5.60: Diseño del refuerzo por dilatación térmica para el dentellón.....	64
Tabla 5.61: Longitud de anclaje para las varillas a usarse en el muro.....	64
Tabla 5.62: Resumen de aceros alcantarilla.....	65
Tabla 5.63: Resumen de acero muros.....	65
Tabla 5.64: Resumen de aceros cabezales de entrada y salida alcantarilla.....	66



1. INTRODUCCIÓN

Proveer un sistema estructural para salvar dos puntos separados por un río es muy importante para la comunicación de comunidades, ciudades, etc., brindando la posibilidad de desarrollo económico para el pueblo, y la facilidad de cruzar este sector sin riesgo.

Los sistemas estructurales mencionados anteriormente pueden ser de diferente manera, siempre dependiendo de la topografía del sector, el caudal del río y el presupuesto que se pueda disponer para la implementación del proyecto.

Uno de los sistemas estructurales que se usa con frecuencia en estos casos es un puente, uno muy importante en la ciudad de Cuenca, es el construido en el sector de “Milchichig”, para el paso del tranvía por el sector (Cuenca, 2019).

Otro sistema estructural también utilizado con frecuencia para caudales pequeños es la de alcantarillas, que se encuentran enterradas y permiten el paso del agua por debajo de la vía; en la ciudad de Cuenca existen diversas alcantarillas, sobre todo en la autopista Cuenca – Azogues como la que se encuentra en la abscisa Km. 4+4667 (González, 2015).

1.1. Justificación

El río Yukaip, actualmente se encuentra sobre la vía que conecta la ciudad de Macas con la ciudad de Taisha, en forma de badén natural, sobre el cual circulan los vehículos, ya que, en épocas de verano, el caudal es bajo y permite la circulación sobre el mismo, pero en épocas de invierno, al aumentar el caudal del río, impide que se pueda cruzar sobre él y deja incomunicadas a las ciudades hasta que disminuya el caudal; esta es la razón por la que, como pre-gradistas de ingeniería civil, al realizar el diseño estructural de un sistema para salvar este paso, y evitar problemas o accidentes en el lugar, servirá como un gran apoyo para las comunidades aledañas, permitiendo a la población mejorar sus condiciones de movilización.

1.2. Antecedentes y problemática

La vía que conecta las ciudades de Taisha y Macas es de gran importancia para los habitantes de las comunidades aledañas en estas vías, ya que Macas es la capital de la provincia de Morona Santiago; es por esto que, en épocas de invierno, al interrumpir continuamente el paso por las crecidas del río Yukaip, presenta una molestia constante para quienes tienen la necesidad económica o social de cruzar por esta vía.



1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

- Realizar el diseño estructural de un sistema que permita el paso sobre el río Yukaip.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Realizar el levantamiento de información.
- Realizar los estudios geotécnicos
- Realizar los estudios hidrológicos e hidráulicos.
- Realizar la evaluación de prefactibilidad de dos alternativas de tecnología para el paso sobre el río Yukaip.
- Realizar el diseño estructural de la alternativa.
- Realizar el informe técnico con la información detallada.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Geotecnia

El término “geotecnia” hace alusión al conjunto de reconocimientos y ensayos o pruebas realizadas al terreno y a la interpretación de los datos obtenidos en los mismos, que permiten caracterizar los diversos suelos presentes en la zona de estudio y sus propiedades, en función de los objetivos y características del proyecto.

2.1.1. Mecánica de Suelos

“La mecánica de suelos es la aplicación de la ciencia física que se ocupa del estudio de las propiedades físicas del suelo y el comportamiento de las masas de suelos sometidos a diferentes tipos de fuerzas” (Das, 2015, p. 1).

2.1.2. Gravedad Específica (G_e)

La gravedad específica de los sólidos se utiliza en diversos cálculos en mecánica de suelos y se puede determinar con precisión en laboratorio, la mayoría de los minerales de la tierra tienen una gravedad específica entre 2.5 y 2.9 (Das, Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, 2015).

Uno de los cálculos en los que se utiliza la gravedad específica, es para determinar el peso específico saturado de un suelo, conociendo su índice de poros.

2.1.3. Análisis mecánico o granulométrico de un suelo

El análisis mecánico es la determinación de la gama de tamaños de partículas presentes en un suelo, expresados como porcentaje del peso total seco (o masa).



Generalmente en análisis mecánico que se utiliza es el de los tamices, ya que este considera partículas de suelo mayores a 0.075mm de diámetro.

El análisis de los tamices consiste en agitar la muestra de suelo a través de un conjunto de tamices que tienen aberturas más pequeñas progresivamente.

Para llevar a cabo un análisis granulométrico, uno debe primero secar al horno el suelo y luego romper todos los grumos en pequeñas partículas, posteriormente se agita el suelo a través de una pila de tamices con aberturas de tamaño decreciente de arriba hacia abajo. Luego se debe pesar el material retenido en cada tamiz y comparar en porcentaje con el peso total de la muestra seca de suelo, y crear la curva logarítmica de distribución del tamaño de las partículas (Das, Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, 2015).

Tabla 2.1: Tamaños estándar de tamices

Tamiz núm.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Fuente: (Das, 2015, p. 34)

2.1.4. Límites de Atterberg

- **Límite Líquido (LL)**

El dispositivo para determinar el límite líquido consiste en una copa de bronce y una base de hule duro. La copa de bronce se deja caer sobre la base por una leva operada por una manivela. Para la prueba de límite líquido se coloca una pasta en la copa. Se corta una ranura en el centro de la pasta de suelo, usando la herramienta de corte estándar. Luego, con la leva operada por la manivela, se levanta la copa y se deja caer desde una altura de 10mm. El contenido de agua, en porcentaje, requerido para cerrar una distancia de 12.7mm a lo largo del fondo de la ranura a los 25 golpes, se define como el límite líquido. El procedimiento para la prueba del límite líquido está dado en la Prueba D – 4318 de la ASTM.



Casagrande (1932) concluyó que cada golpe es un dispositivo estándar para el límite líquido corresponde a una resistencia cortante del suelo de aproximadamente 1gr/cm^2 ($\approx 0.1\text{KN/m}^2$). Por consiguiente, el límite líquido de un suelo de grano fino da el contenido de agua para el cual la resistencia cortante del suelo es aproximadamente de 25gr/cm^2 ($\approx 2.5\text{KN/m}^2$) (Das, Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, 2015).

- **Límite Plástico (LP)**

El límite plástico se define como el contenido de agua, en porcentaje, con el cual el suelo al ser enrollado en rollitos de 3.2 mm de diámetro se desmorona. El límite plástico es el límite inferior de la etapa plástica del suelo. La prueba es simple y se lleva a cabo enrollando repetidamente a mano sobre una placa de vidrio una masa de suelo de forma elipsoidal (Das, Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, 2015).

- **Índice de Plasticidad (IP)**

Es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo, o:

$$IP = LL - LP \text{ (Das, Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, 2015).}$$

- **Carta de Plasticidad**

Los límites líquido y plástico se determinan por pruebas de laboratorio relativamente sencillas que proporcionan información sobre la naturaleza de los suelos cohesivos. Las pruebas han sido utilizadas ampliamente por los ingenieros para correlacionar varios parámetros físicos del suelo, así como para la identificación de este. Casagrande (1932) estudió la razón del índice de plasticidad con el límite líquido de una amplia variedad de suelos naturales. Sobre la base de los resultados de la prueba, se propuso una carta de plasticidad como la que se muestra en la ilustración 1. La característica importante de este cuadro es la **línea A** empírica que está dada por la ecuación **PI (Índice de Plasticidad) = 0.73(LL - 20)**. La línea A separa las arcillas inorgánicas de los limos inorgánicos. Las gráficas de los índices de plasticidad contra límites líquidos de arcillas inorgánicas se encuentran por encima de la línea A, y las de limos inorgánicos se encuentran por debajo de esta línea. Los limos orgánicos se grafican en la misma región (por debajo de la línea A y con LL que va de 30 a 50), como los limos inorgánicos de compresibilidad media. Las arcillas orgánicas se grafican en la misma región que los limos inorgánicos de alta compresibilidad (por debajo de la línea A y LL mayor de 50). La información proporcionada en la carta de plasticidad es de gran valor y es la base para la clasificación de los suelos de grano fino en el Sistema de Clasificación Unificado de Suelos.

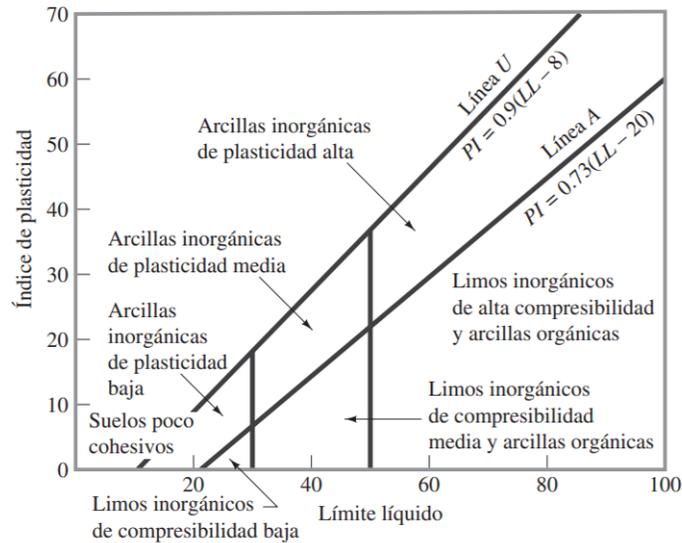


Figura 2.1: Carta de Plasticidad
Fuente: (Das, 2015, p. 74)

2.1.5. Clasificación de Suelos

Los suelos con propiedades similares pueden ser clasificados en grupos y subgrupos en función de sus características mecánicas y su comportamiento en la ingeniería.

En la actualidad dos sistemas de clasificación que utilizan la distribución granulométrica y la plasticidad son comúnmente utilizados para aplicaciones en la ingeniería. Se trata del American Association of State Highway Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (Das, Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, 2015).

- **Sistema de clasificación AASHTO**

El sistema de clasificación AASHTO utilizado actualmente se muestra en la Tabla II. De acuerdo con este sistema el suelo se clasifica en siete grupos principales: A-1 a A-7. Los suelos que clasifican en los grupos A-1, A-2 y A-3 son materiales granulares, donde el 35% o menos de las partículas pasan a través del tamiz núm. 200. Los suelos donde más de 35% pasa a través del tamiz núm. 200 se clasifican en los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7. Éstos son principalmente limo y materiales del tipo de arcilla.

El sistema de clasificación se basa en los siguientes criterios:

1. Tamaño de grano grava: fracción que pasa el tamiz de 75 mm y es retenida en el tamiz núm. 10 (2 mm). Arena: fracción que pasa el tamiz núm. 10 (2 mm) y es retenida en el tamiz núm. 200 (0.075 mm). Limo y arcilla: fracción que pasa el tamiz núm. 200.



2. Plasticidad: el término limoso se aplica cuando las fracciones finas del suelo tienen un índice de plasticidad de 10 o menos. El término arcilloso se aplica cuando las fracciones finas tienen un índice de plasticidad de 11 o más.

3. Si se encuentran cantos y guijarros (tamaño mayor a 75 mm), se excluyen de la porción de la muestra de suelo en el que se hizo la clasificación. Sin embargo, se registra el porcentaje de este tipo de materia (Das, Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, 2015).

Tabla 2.2: Clasificación AASHTO

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)						
	A-1			A-2			
Grupo de clasificación	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)							
Núm. 10	50 máx.						
Núm. 40	30 máx.	50 máx.	51 mín.				
Núm. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.
Características de la fracción de paso núm. 40							
Límite líquido				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes							
	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena			
Clasificación general de la subrasante			Excelente a bueno				

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7
Grupo de clasificación				A-7 A-7-5* A-7-6†
Análisis de tamiz (porcentaje de paso)				
Núm. 10				
Núm. 40				
Núm. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción de paso núm. 40				
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes				
	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Clasificación general de la subrasante			Regular a malo	

*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$

†Para A-7-6, $PI > LL - 30$

Fuente: (Das, 2015, p. 79)



Para la evaluación de la calidad de un suelo como un material de subrasante de carretera, también se incorpora un número llamado índice de grupo (IG) a los grupos y subgrupos del suelo. Este número se escribe en un paréntesis después de la designación de un grupo o un subgrupo y viene dada por la siguiente ecuación:

Ecuación 1: Índice de grupo clasificación AASHTO

$$IG = (F - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F - 15)(IP - 10)$$

Fuente: (Das, 2015, p. 81)

Donde:

F = porcentaje pasado por el tamiz número 200.

LL = Límite líquido.

IP = Índice de plasticidad.

- **Clasificación SUCS**

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos es ampliamente utilizado actualmente por ingenieros (Norma ASTM D-2487), este sistema clasifica a los suelos en dos grandes categorías:

- 1) Suelos de grano grueso que son de grava y arena en estado natural con menos de 50% que pasa a través del tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de G o S. G es para el suelo de grava o grava, y S para la arena o suelo arenoso.
- 2) Suelos de grano fino con 50% o más que pasa por el tamiz núm. 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo de M, que es sinónimo de limo inorgánico, C para la arcilla inorgánica y O para limos orgánicos y arcillas. El símbolo Pt se utiliza para la turba, lodo y otros suelos altamente orgánicos.

Otros símbolos que también se utilizan para la clasificación son:

- W: bien clasificado
- P: mal clasificado
- L: baja plasticidad (límite líquido menor de 50)
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor de 50)



Tabla 2.3: Clasificación SUCS

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo	
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW	
		Menos de 5% finos ^a	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP	
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Gravas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM	
		Más de 12% finos ^{a,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC	
		Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW	
		Menos de 5% finos ^b	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^c$	SP	
	Arenas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	SM		
	Más de 12% finos ^{b,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	SC		
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) ^e	CL	
		Orgánico	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) ^e	ML	
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	Límite líquido: secado	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OL	OL
			Límite líquido: no secado	Gráficos PI en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH
		Orgánico	Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)	Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH
			Límite líquido: secado	$\frac{\text{Límite líquido: secado}}{\text{Límite líquido: no secado}} < 0.75$; vea la figura 4.2; zona OH	OH
Suelos altamente orgánicos Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico				Pt	

^aGravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

^bArenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

$$^c C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

^dSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

^eSi $4 \leq PI \leq 7$ y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

Fuente: (Das, 2015, p. 83)

Donde:

C_u = Coeficiente de Uniformidad

C_c = Coeficiente de gradación

PI = Índice de plasticidad

La "figura 4.2" mostrada en la Tabla 2.3 hace referencia a la carta de plasticidad, indicada en la ilustración 1.

2.2. Hidrología

La hidrología es una rama de las ciencias de la tierra que estudia las propiedades físicas, químicas y mecánicas del agua continental y marítima, su distribución y circulación en la superficie de la tierra, en la corteza terrestre y en la atmósfera. Esto incluye las precipitaciones, la escorrentía, la humedad del suelo, la evapotranspiración y el equilibrio de las masas glaciares.

El estudio hidrológico, inicia con el análisis morfométrico de la cuenca, que incluye: la delimitación de la cuenca, la medición del área y la longitud, altura máxima y mínima, índice de compacidad, pendiente media, caracterización de la red de drenaje y el perfil altimétrico del cauce principal, entre otros.



En la actualidad la hidrología tiene un papel muy importante en el planeamiento del uso de los Recursos Hidrológicos, y ha llegado a convertirse en parte fundamental de los proyectos de ingeniería que tienen que ver con suministro de agua, disposición de aguas servidas, drenaje, protección contra la acción de ríos y recreación.

2.2.1. Escorrentía

La escorrentía es un término geológico de la hidrología, que hace referencia a la lámina de agua que circula sobre la superficie en una cuenca de drenaje, es decir, la altura en milímetros del agua de lluvia escurrida y extendida.

Según la teoría de Horton, se forma cuando las precipitaciones superan la capacidad de infiltración del suelo. Esto sólo es aplicable en suelos de zonas áridas y de precipitaciones torrenciales. Esta deficiencia se corrige con la teoría de la saturación, aplicable a suelos de zonas de pluviosidad elevada y constante. Según dicha teoría, la escorrentía se formará cuando los compartimentos del suelo estén saturados de agua.

Los principales parámetros que afectan la escorrentía son:

- La intensidad de precipitación
- La capacidad de infiltración del suelo
- La cobertura vegetal
- La pendiente media de la cuenca.

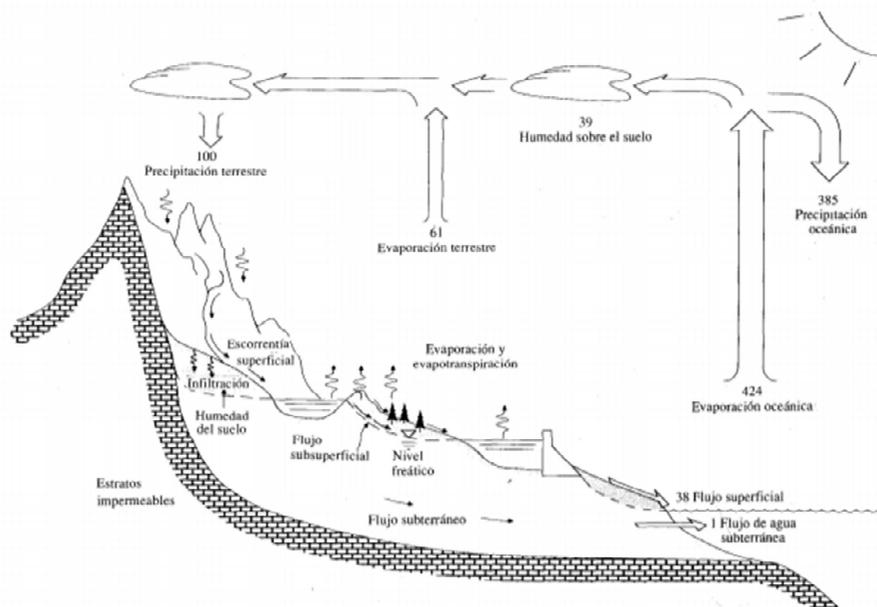


Figura 2.2: Ciclo del agua
Fuente: (Chown, Maidment, & Mays, 1994)



Parte del agua precipitada sobre el continente se infiltra en el suelo, desde donde puede volver a evapotranspirar o, por el contrario, percolar en el subsuelo. La otra parte se escurre superficialmente por la red de drenaje hasta alcanzar la red fluvial. Por tanto, la escorrentía es debida a la incapacidad de los horizontes superficiales del suelo para transmitir el agua de la lluvia con la misma intensidad que cae (escorrentía superficial).

2.2.2. Cálculo del caudal de una cuenca por el método racional

El método racional es comúnmente utilizado para cuencas con un área de aporte menor a 1.6 km², que permite determinar el caudal en función de los datos de precipitación pluvial en lugar, del área de la cuenca, la topografía y del tipo del suelo.

El método se expresa con la siguiente ecuación:

Ecuación 2: Cálculo del caudal por el método racional

$$Q = \frac{c * i * A}{360}$$

Fuente: (Chown, Maidment, & Mays, 1994)

Donde:

Q = El caudal máximo probable. [m^3/s]

c = Coeficiente de escorrentía.

i = Intensidad máxima de lluvia para el período de retorno en un tiempo de concentración determinado. [mm]

A = Área de la cuenca. [Ha]

El método considera que, la intensidad de la lluvia permanece constante durante todo el tiempo de concentración y es uniforme en toda la cuenca.

- **Tiempo de concentración (tc)**

Tiempo que demora en llegar una gota de agua desde el punto más remoto de la cuenca de aporte al punto de estudio. t_c es la medida del tiempo que le toma a la cuenca contribuir para el escurrimiento.

- **Coeficiente de Escorrentía (c)**

Corresponde a la relación entre la lámina de agua precipitada sobre una superficie y la lámina de agua que escurre superficialmente (escorrentía efectiva). Depende en gran medida de las características del suelo. Se utilizan tablas y gráficos para su estimación.



Tabla 2.4: Coeficientes de escorrentía según la cobertura de suelo

COBERTURA DEL SUELO	TIPO DE SUELO	PENDIENTE (%)				
		> 50	20-50	5-20	1-5	0-1
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	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosque, vegetación densa	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: (Benítez, Arias, & Quiroz, 1980)

- **Intensidad de lluvia (i)**

Ligada a la duración del evento. Es necesario obtener las características de una tormenta y las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF), únicas para cada lugar.

Estos datos son proporcionados por el INHAMI para cada sitio del Ecuador.

2.3. Hidráulica

Los criterios para definir la capacidad hidráulica de una obra de drenaje lateral son: la vida útil de la obra, el tipo de estructura, la facilidad de reparación y ampliación, y el peligro de pérdida de vidas humanas. Según estos criterios, en la práctica mundial, las alcantarillas para carreteras, fuera de áreas urbanas, se dimensionan para un caudal con un periodo de retorno considerable.

La hidráulica es una rama de la mecánica de fluidos y ampliamente presente en la ingeniería, que se encarga del estudio de las propiedades mecánicas de los líquidos. Todo esto depende de las fuerzas que se interponen con la masa y a las condiciones a que esté sometido el fluido, relacionadas con la viscosidad de este.

2.4. Cálculo y diseño de estructuras

El cálculo de una estructura comprende las siguientes etapas:

Primeramente, es necesario elegir el esquema estructural que refleje lo más fielmente posible el comportamiento real de la estructura, adoptando luces de cálculo, forma de trabajo, dimensiones generales y relativas de las piezas, condiciones de apoyo, etc.



Luego se deben precisar las cargas permanentes y accidentales que actúan sobre la estructura, y las combinaciones de cargas que provoquen los efectos más desfavorables sobre la misma.

El cálculo de solicitaciones se efectúa suponiendo un comportamiento elástico lineal de la estructura con proporcionalidad entre solicitaciones y deformaciones. Para la comprobación o dimensionamiento de secciones se distinguen dos métodos de cálculo bien diferenciados:

- a) Método clásico (tensiones admisibles).
- b) Método de cálculo en estados límites (carga última).

2.4.1. Cargas

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres grandes categorías: cargas muertas, cargas vivas y cargas ambientales.

Las cargas muertas son aquellas que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición durante la vida de la estructura. Generalmente la mayor parte de la carga muerta es el peso propio de la estructura. Ésta puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material.

Las cargas vivas consisten principalmente en cargas de ocupación en edificios y cargas de tráfico en puentes y alcantarillas. Éstas pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes, y pueden cambiar de ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en un momento dado, y sus máximas intensidades a lo largo de la vida de la estructura no se conocen con precisión.

Las cargas ambientales consisten principalmente en cargas de nieve, presión y succión de viento, cargas sísmicas, presiones de suelos en las porciones subterráneas de estructuras, cargas de posibles empozamientos de aguas lluvias sobre superficies planas y fuerzas causadas por cambios de temperatura. Al igual que las cargas vivas, las cargas ambientales son inciertas tanto en magnitud como en distribución.

2.4.2. Sobrecarga vehicular de diseño

La sobrecarga vehicular sobre calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93 (AASHTO, 2017), deberá consistir en la combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

Para cada sitio específico se debería pensar en modificar el camión de diseño, el tándem de diseño y/o la carga del carril de diseño si se dan las siguientes condiciones:

- La carga legal de una jurisdicción dada es significativamente mayor que el valor típico;
- Se anticipa que la calzada soportará porcentajes de tráfico de camiones inusualmente elevados;
- Un elemento de control de flujo, como por ejemplo una señal de pare, semáforo o casilla de peaje, provoca la acumulación de camiones en ciertas áreas de un puente o que el flujo de camiones no sea interrumpido por tráfico liviano.

2.4.3. Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Ilustración 3. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica. La separación entre los dos ejes de 145000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas (AASHTO, 2017).

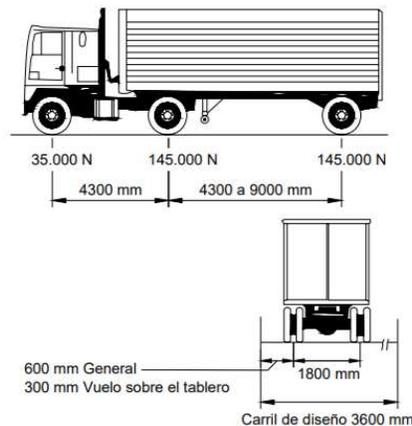


Figura 2.3: Camión de diseño
Fuente: (AASHTO, 2017)

2.4.4. Tándem de diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110000N con una separación de 1200mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica (AASHTO, 2017).

2.4.5. Carril de diseño

La carga de carril de diseño consistirá en una carga de 9.3N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000mm (AASHTO, 2017).



3. ESTUDIOS

3.1. Levantamiento topográfico

3.1.1. Generalidades

La topografía del terreno en estudio es uno de los pasos principales para el desarrollo de un proyecto que conlleva el levantamiento topográfico del terreno existente en condiciones actuales, con el propósito de obtener la mayor cantidad de datos que permitan una completa y buena concepción y/o descripción para posteriormente realizar el respectivo diseño.

Dentro del siguiente informe técnico se dan a conocer las actividades realizadas, que hacen parte de la unidad de topografía, para obtener de forma clara y concisa la información y los datos necesarios para la elaboración del levantamiento del terreno para el diseño de un sistema estructural sobre el río Yukaip.

3.1.2. Personal y equipo

Para el desarrollo de las actividades de campo, el grupo de topografía estaba compuesto por: Juan Sarmiento, tesista de la Universidad del Azuay, a cargo del teodolito electrónico; Juan Idrovo, tesista de la Universidad del Azuay, como cadenero.

3.1.3. Equipo

- Un teodolito electrónico
- GPS Garmin Oregon 550
- Herramienta menor

3.1.4. Metodología

En primer lugar, se realizó una visita y reconocimiento del terreno. Después se procedió a realizar el levantamiento de una poligonal abierta, con dos estaciones, desde las cuales se determinaron puntos para su posterior determinación de las curvas de nivel.

3.1.5. Toma de información

La toma de información se realizó siguiendo la metodología para los levantamientos topográficos donde se necesita la parte planimétrica y altimétrica del terreno.

Para este trabajo se hizo un recorrido del terreno, para tener conocimiento más real del alcance del levantamiento.

La poligonal se trazó utilizando el método de ceros atrás. Los vértices de las poligonales se observaron mediante lecturas directas del aparato, para así evitar posibles errores en la medición de esta. Al mismo tiempo se fue avanzando con el levantamiento planimétrico, se realizó la toma de puntos de nivel mediante cuadrícula a lo largo y ancho del terreno.



3.1.6. Procesamiento de información

Para la elaboración de los planos se generaron nubes de puntos, que es la posición verdadera que tienen todos y cada uno de los puntos tomados en campo, a partir del archivo de texto obtenido en el procesamiento de coordenadas. Estos datos se clasifican de acuerdo con la descripción de los puntos en un procesador de texto o una hoja de cálculo y se cargan en un programa de dibujo, en este caso AutoCAD Civil 3D 2019.

Ya en AutoCAD Civil 3D, se procede a la interpretación de la libreta de campo, uniendo mediante líneas y/o convenciones los puntos de acuerdo con los esquemas dibujados en las libretas topográficas.

Este procedimiento se realiza hasta unir de forma consistente todos los puntos.

3.1.7. Libreta topográfica de puntos

Tabla 3.1: Libreta topográfica

Punto	Coordenadas UTM		Cota	Descripción
	Este	Norte		
1	191152.0000m	9765404.0000m	634.000m	ESTACION A
2	191134.4546m	9765413.3967m	635.388m	ARBOL
3	191136.4964m	9765400.2272m	633.162m	VIA
4	191150.3623m	9765394.8490m	634.183m	VIA
5	191157.1645m	9765391.0137m	634.584m	VIA
6	191164.9543m	9765386.2034m	634.876m	VIA
7	191167.8242m	9765388.7750m	634.946m	VIA
8	191170.3492m	9765392.2688m	634.680m	VIA
9	191163.2867m	9765397.5786m	634.434m	VIA
10	191131.0354m	9765410.2274m	632.313m	VIA
11	191126.2686m	9765402.5048m	631.591m	VIA
12	191120.5127m	9765411.7010m	630.962m	VIA
13	191112.4698m	9765405.4979m	629.821m	VIA
14	191106.5616m	9765413.7656m	629.065m	VIA
15	191097.4581m	9765404.6603m	628.023m	VIA
16	191090.7834m	9765409.0135m	628.039m	RIO
17	191089.9831m	9765411.3170m	628.124m	RIO
18	191089.1249m	9765406.8756m	628.068m	RIO
19	191075.1155m	9765415.1747m	629.111m	VIA
20	191079.4338m	9765406.1509m	628.598m	VIA
21	191069.2320m	9765416.7158m	629.326m	VIA
22	191066.4995m	9765410.3417m	629.237m	VIA
23	191059.3829m	9765418.5798m	629.234m	VIA
24	191056.5963m	9765412.2186m	629.177m	VIA
25	191050.4462m	9765419.5792m	628.850m	VIA
26	191046.6792m	9765412.9536m	628.375m	VIA
27	191090.0000m	9765410.0000m	628.150m	EST B



28	191095.4450m	9765389.8914m	629.102m	RIO
29	191097.7715m	9765388.0309m	629.051m	RIO
30	191097.6702m	9765392.9040m	628.875m	RIO
31	191094.7465m	9765397.0481m	628.608m	RIO
32	191099.3753m	9765398.3892m	628.644m	RIO
33	191093.4086m	9765399.7461m	628.492m	RIO
34	191095.4488m	9765405.4250m	628.194m	RIO
35	191089.8222m	9765403.9378m	628.389m	RIO
36	191093.1282m	9765403.9602m	628.335m	RIO
37	191085.8143m	9765400.7657m	630.353m	VIA
38	191101.6025m	9765403.6549m	630.709m	VIA
39	191087.7679m	9765418.0114m	629.054m	VIA
40	191084.1851m	9765416.1004m	627.765m	RIO
41	191084.8730m	9765417.9167m	627.426m	RIO
42	191079.1370m	9765419.3169m	627.101m	RIO
43	191078.9042m	9765425.4687m	627.026m	RIO

Fuente: Tesistas

Los planos topográficos se detallarán al final del documento, con el diseño del sistema estructural.

3.2. Estudio geotécnico

3.2.1. Antecedentes

El estudio geotécnico se realiza como parte de la tesis de grado: “Solución estructural para el paso sobre el río Yukaip, provincia de Morona Santiago”; en la zona de diseño del sistema estructural actualmente los vehículos transitan sobre una franja de agua, que en tiempos de crecida presenta dificultades de cruce, razón por la cual se ve la necesidad de una solución óptima.

3.2.2. Alcance

El presente estudio geotécnico del suelo se realizó mediante investigaciones de campo y laboratorio, estas últimas realizadas en los laboratorios de la Universidad del Azuay.

3.2.3. Objetivo

Proporcionar, junto con el estudio hidrológico, las capacidades del suelo, sus propiedades físicas y mecánicas para el sistema estructural que se vaya a diseñar.

3.2.4. Ubicación del suelo de estudio



Figura 3.1: Sitios de toma de muestras de suelo
Fuente: Tesistas

Se realizaron sondeos en las orillas del río Yukaip, en época de verano, en sitios donde si se diseña un puente se pudieran emplazar sus estribos.

3.2.5. Trabajos de campo

Para los trabajos de campo, se realizaron las perforaciones en los puntos ubicados en la Figura 3.1 con ayuda de trabajadores del GAD de Macuma, y, debido a la imposibilidad de obtener ayuda de gallinetas, fue solamente trabajo manual, cavando pozos de 2m de profundidad en ambos puntos. Las muestras de suelo obtenidas se consideran “alteradas” y fueron utilizadas para realizar los siguientes ensayos de laboratorio, según las normas vigentes:

- Granulometría.
- Contenido de Humedad Natural.
- Plasticidad: Se obtiene mediante los ensayos denominados de “Límites de Atterberg”, siendo estas el límite líquido, límite plástico y con estos datos obtener el índice de plasticidad.
- Clasificación de los suelos mediante SUCS y AASHTO.
- Determinación de la gravedad específica G_s .

Las cotas para los estribos supuestos este y oeste son de 629.00 y 629.50 m.s.n.m., respectivamente; datos obtenidos de la topografía realizada en el sector.

Al momento del trabajo de campo, se presentó un clima soleado, durante todo el proceso de excavación de los pozos.



El estudio se realizó en el mes de octubre de 2020, no se determinó la presencia de nivel freático hasta la profundidad alcanzada; sin embargo, coincidirá con el espejo de agua del río.

El suelo del proyecto en el área estudiada está constituido por un estrato de suelos granulares, con boleos mayores a 15cm y presencia de arcilla, suelo de color rojizo.

3.2.6. Determinación de las propiedades físicas del suelo en laboratorio

A las muestras “alteradas” obtenidas en el trabajo de campo se les realizaron los ensayos de laboratorio indicados anteriormente, obteniendo el siguiente resumen de resultados:

Tabla 3.2: Resumen de resultados de las propiedades físicas

Resumen de resultados								
Gradación			Límites de Atterberg				Clasificación AASHTO	
% Grava	% Arena	% Finos	Humedad natural	Límite líquido	Límite Plástico	Índice de plasticidad	índice de grupo	Grupo
65%	20%	15%	13.13 %	34.74 %	20.25 %	14.49 %	0	A-2-6
Clasificación por SUCS								
Símbolo de grupo	Nombre de grupo							
GC	Grava arcillosa con arena							

Fuente: Tesistas

Los modelos de los ensayos de las propiedades físicas y sus resultados se presentarán en los anexos.

3.2.7. Determinación de las propiedades mecánicas

No fue posible obtener las propiedades mecánicas del suelo mediante laboratorio, debido a que el suelo del estudio es muy granular, y no es posible usar la máquina de corte directo del laboratorio, y si se realizaba el estudio solamente contando los finos y las arenas, el resultado no iba a ser exacto, es por esta razón que para determinar la cohesión del suelo y el ángulo de fricción interna del suelo se utilizó una tabla de valores aproximados de las propiedades mecánicas del suelo a partir de su clasificación, y es la siguiente:



Grupo	Ensayo Proctor estandar		Porosidad n	Permeabilidad K cm/s	$\varepsilon = \Delta H/H_i$		Resistencia al corte (tensiones efectivas)		Compactacion Proctor Modificado	
	d _{max} t/m ³	W _{opt}			por la presión		C' kg/cm ² despues de saturacion	tan ϕ'	CBR	Modulo de reaccion kg/cm ³
					1,4 kg/cm ²	3,5 kg/cm ²				
GW	>1.91	<13.3	<28	1.4*10 ⁻² - 4.0*10 ⁻²	<1.4	+	-	>0.79	60-80	>8
GP	>1.76	<12.4	<33	3.0*10 ⁻² - 9.8*10 ⁻²	<0.3	+	-	>0.74	35-60	>8
GM	>1.80	<14.5	<32	>0.3*10 ⁻⁶	<1.2	<3.0	0.05	>0.67	40-80	>8
GC	>1.84	<14.7	<31	>0.3*10 ⁻⁶	<1.2	<2.4	0.05	>0.60	20-40	5-8
SW	1.83-1.99	10.8-15.8	30-24	+	1.4	+	-	0.77-0.81	15-25	5-8
SP	1.73-1.82	10.0-13.0	34.5-31	>1.5*10 ⁻⁵	0.5-1.1	+	-	0.72-0.76	20-45	5-8
SM-	1.81-1.85	14.1-14.9	32.7-31.2	2.7*10 ⁻⁵ - 1.2*10 ⁻⁵	1.1-1.3	2.6-3.4	0.13-0.27	0.65-0.69		5-8
SC	1.85-1.91	12.3-14.0	31.3-29	2*10 ⁻⁷ - 1.4*10 ⁻⁶	1.1-1.7	1.9-3.9	0.09-0.21	0.59-0.73	+	+
SC	1.82-1.86	13-15.1	32.6-31.1	1*10 ⁻⁷ - 5*10 ⁻⁷	1.0-1.4	1.9-2.9	0.05-0.17	0.53-0.67	10 20	5-8
ML	1.63-1.75	16-19.9	39.4-35	3.6*10 ⁻⁷ - 8.2*10 ⁻⁷	1.3-1.7	2.3-2.9	0.09	0.58-0.66	5 15	3-5
ML-										
CL	1.72-1.78	16.1-17.5	36.3-34	0.6*10 ⁻⁷ - 2*10 ⁻⁷	0.8-1.2	2.2	0.22	0.56-0.68	+	+
CL	1.65-1.75	17-19.5	38.8-35.2	5*10 ⁻⁸ - 2*10 ⁻⁷	1.2-1.6	2.2-3	0.1-0.15	0.50-0.58	5 15	3-5
MH	1.25-1.38	33.1-39.5	50.7-55.9	5.8*10 ⁻⁸ - 2.6*10 ⁻⁷	0.8-3.2	3.0-4.6	0.11-0.29	0.42-0.52	+	+

Figura 3.2: Valores aproximados para las propiedades mecánicas del suelo
Fuente: Laboratorio de suelos UDA

Con los datos de la Tabla 3.2, y la clasificación del suelo de estudio, mostrada en la Figura 3.2, para el suelo se tiene el valor de $\tan \phi = 0.60$; para la cual podemos determinar:

$$\phi = 30.96^\circ$$

Pero para ser más conservadores, debido a que se está usando una tabla de valores aproximados, se utilizará:

$$\phi = 30^\circ$$

También podemos encontrar el valor de la cohesión del suelo de:

$$c = 0.05 \text{ Kg/cm}^2$$

Expresado de otra manera:

$$c = 5 \text{ KN/m}^2$$

Entonces podemos presentar la siguiente tabla como resumen de resultados de las propiedades mecánicas del suelo:

Tabla 3.3: Resumen de resultados propiedades mecánicas

Resumen de resultados	
c (cohesión)	ϕ (ángulo de fricción interna)
Kg/cm ²	Grados
0.05	30

Fuente: Tesistas

Otro dato que se obtuvo de la Figura 3.2, es la porosidad (n), la cual para tipos de suelo GC son menores al 31%, entonces se consideró una porosidad del 25%; con el valor de la porosidad, se obtuvo el índice de poros, o relación de vacíos con la ecuación:



Ecuación 3: Cálculo del índice de poros

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

Fuente: (Das, Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, 2015)

De esta ecuación obtenemos un índice de poros de 0.33; una vez calculado el índice de poros, y con la gravedad específica G_s , obtenida mediante prueba de laboratorio, se puede determinar los valores de peso específico seco y saturado, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 3.4: Resultados de peso específico seco y saturado

Porosidad n (%)	25
Índice de poros e	0.33
Peso específico seco	19.59 KN/m ³
Peso específico saturado	22.17 KN/m ³

Fuente: Testistas

La evaluación y resultados de la gravedad específica se presentarán como anexo 3 al final del documento.

3.2.8. Recomendación del suelo de cimentación

La profundidad para el diseño es de 2m, ya que esa fue la profundidad de toma de las muestras de suelo, que, en caso de ser el diseño de un puente, se recomendaría a esa profundidad cimentar los estribos.

Se debe considerar también las dimensiones de la base de cimentación para realizar los cálculos, entonces se supondrá las siguientes dimensiones:

$L=2m$

$B=1m$

$D_f=2m$ (Profundidad de cimentación)

Otros datos para tener en cuenta serán las propiedades mecánicas del suelo, indicadas en la Tabla VII y en la Tabla VIII.

Para todos los cálculos realizados para obtener la capacidad admisible del suelo, se refiere al libro “Fundamentos de la Ingeniería de cimentaciones” séptima edición, del autor Braja M. Das, en el capítulo 3: Cimentaciones superficiales; apartado 11.2: Capacidad de carga última.

Entonces, la ecuación para la capacidad última del suelo es:

Ecuación 4: Capacidad de carga última para cimentaciones

$$q_{ult} = c * N_c * F_{cs} * F_{cd} * F_{ci} + q' * N_q * F_{qs} * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_{\gamma} * F_{\gamma s} * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

Fuente: (Das, Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, 2015)

Donde:



c = Cohesión del suelo por debajo del nivel de solera.

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga según el ángulo de fricción del suelo por debajo del nivel de solera, obtenidos de la tabla 11.1 del libro: “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica” de Braja M. Das, tercera edición.

$F_{qs}, F_{qd}, F_{qi}, F_{cs}, F_{cd}, F_{ci}, F_{\gamma s}, F_{\gamma d}, F_{\gamma i}$ = Factores de forma, profundidad e inclinación obtenidos de la tabla 11.2 del libro “Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica” de Braja M. Das, tercera edición.

γ = Peso específico húmedo del suelo.

B = Ancho de la cimentación corrida.

q' = Sobrecarga circundante.

Pero, debido al tipo de cimentación, (Das, 2012, p.140) nos dice que para cimentaciones continuas tenemos la siguiente ecuación:

Ecuación 5: Capacidad de carga última para cimentaciones continuas

$$q_{ult} = \frac{2}{3} * c * N'_c + q' * N'_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N'_\gamma$$

Fuente: (Das, Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 2012)

Donde:

N'_c, N'_q, N'_γ = Factores de capacidad de carga modificados según el ángulo de fricción del suelo por debajo del nivel de solera, obtenidos de la tabla 3.2 del libro: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones” de Braja M. Das, séptima edición.

Entonces, para $\phi=30^\circ$ tenemos:

Tabla 3.5: Factores de carga modificados para $\phi=30^\circ$

Factores de carga	
N_c	18.99
N_q	8.31
N_γ	4.39

Fuente: (Das, Fundamentos de ingeniería geotécnica, 2015, pág. 140)

Considerando la profundidad de cimentación de 2 metros, tenemos como sobrecarga circundante:

$$q' = \gamma * D_f = 22.17 * 2 = 44.34 \text{ KN/m}^2$$

Para un ancho de cimentación de 1 metro, la capacidad última de carga vendría dada por:

$$q_{ult} = 480.43 \text{ KN/m}^2$$

Considerando un factor de seguridad de 3, tenemos que la capacidad portante o capacidad admisible del suelo es:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult} - q'}{3} = 145.63 \text{ KN/m}^2$$



O también:

$$q_{adm} = 1.456 \text{ Kg/cm}^2$$

3.2.9. Conclusiones del estudio geotécnico

- Es recomendado cimentar a una profundidad de 2 metros, si es que se garantiza que se encuentra por debajo del nivel de socavación del suelo, en caso de ser el diseño de un puente.
- A dicha profundidad y considerando un ancho de cimentación de un metro, se garantiza valores de capacidad portante de: $q_{adm} = 1.456 \text{ Kg/cm}^2$

Todos los resultados de los ensayos se presentarán al final del documento en forma de anexos.

3.3. Estudio hidrológico

3.3.1. Antecedentes

El sitio en el que se realiza los estudios hidrológicos e hidráulicos se encuentra ubicado en la parroquia de Macuma, del cantón Taisha, provincia de Morona Santiago. Por medio de estos estudios se pretende analizar los caudales máximos y el comportamiento hidráulico del río para realizar los diseños de un puente, o de alguna solución pertinente para la población teniendo en cuenta la ingeniería de costos.

3.3.2. Objetivo del estudio hidrológico

El objetivo principal del estudio hidrológico es la estimación del caudal máximo para los periodos de retorno de diseño, que será de 100 años, en el punto en donde se pretende realizar el diseño del sistema estructural.

Para encontrar el caudal máximo para el diseño, primero se revisa la información disponible en el sector, como son: las precipitaciones, la cartografía para trabajar en el GIS.

3.3.3. Delimitación de la cuenca hidrográfica

Como primer paso, se debe delimitar la cuenca de aporte para el río, en el punto en el que se realiza el estudio, y para esto se utiliza la cartografía del Ecuador disponible en el geo portal del Instituto Geográfico Militar del Ecuador, en donde, la cartografía del sector requerida es la de Chigüaza, a una escala 1:50000.

Para delimitar la cuenca, se utilizaron los puntos georreferenciados obtenidos en la topografía para localizar el río en la cartografía base, y luego en el programa ArcGis, se delimitó la cuenca obteniendo el resultado presentado en la siguiente imagen.

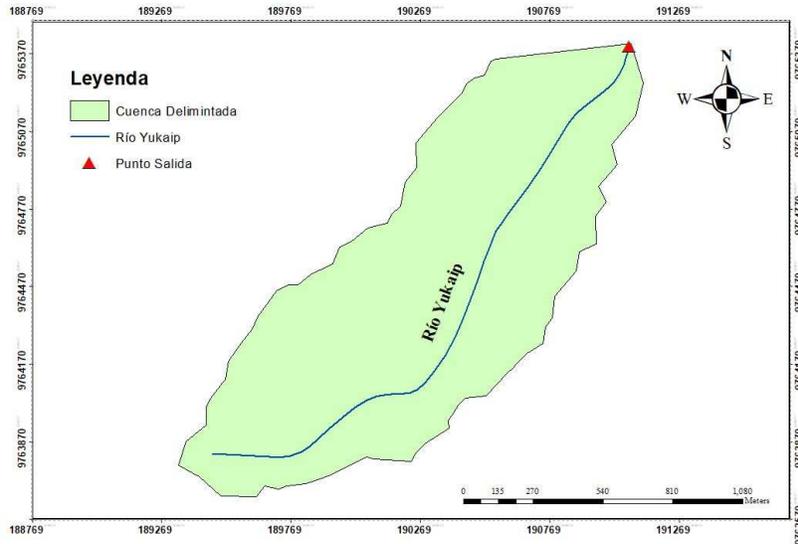


Figura 3.3: Cuenca delimitada del río Yukaip
Fuente: Tesistas

De la cuenca presentada en la ilustración anterior, se obtuvieron los siguientes datos representativos de la misma:

Tabla 3.6: Datos de la cuenca de estudio

Area	Desnivel	Longitud río	Pendiente media cuenca
Ha	m	m	%
148.35	689.55	2464.60434	60.17065

Fuente: Tesistas

3.3.4. Precipitaciones

La información de las precipitaciones se dispone por parte del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología del Ecuador (INAMHI), en donde se obtuvo las ecuaciones de intensidades máximas para los distintos tiempos de concentración de la estación pluviográfica de Macas, que es la más cercana del sitio de estudio (INAMHI, 2019, pág. 59).

Tabla 3.7: Ecuaciones de intensidad máxima para diferentes tiempos.

ESTACIÓN		INTERVALOS DE TIEMPO (minutos)	ECUACIONES	R	R ²
CÓDIGO	NOMBRE				
M0062	MACAS AEROPUERTO	5 < 30	$i = 125.5996 * T^{0.2276} * t^{-0.2881}$	0.9831	0.9666
		30 < 120	$i = 513.621 * T^{0.2112} * t^{-0.6962}$	0.9940	0.9880
		120 < 1440	$i = 1116.631 * T^{0.1747} * t^{-0.8301}$	0.9965	0.9931

Fuente: (INAMHI, 2019)

Donde:

i = Intensidad máxima [mm/h]

T = Período de retorno [años]



t = Tiempo de concentración [min]

3.3.5. Tiempo de concentración

Para el cálculo del tiempo de concentración se utilizaron tres fórmulas, de las cuales se obtuvieron resultados y se tomó el mayor como el tiempo de concentración para la cuenca.

- **Método de Kirpich**

Ecuación 6: Método de Kirpich para tiempo de concentración

$$tc = 0.87 * \left(\frac{Lr}{H}\right)^{0.385}$$

Donde:

tc = Tiempo de concentración [horas]

Lr = Longitud del cauce principal [Km]

H = Desnivel del cauce principal [m]

- **Método de Tonini**

Ecuación 7: Método de Tonini para cálculo de tiempo de concentración

$$tc = \frac{4 * \sqrt{A} + 1.5 * L}{0.825 * \sqrt{H}}$$

Donde:

tc = Tiempo de concentración [horas]

Lr = Longitud del cauce principal [Km]

H = Desnivel del cauce principal [m]

A = Área de aporte [Km^2]

- **Método de Rowe**

Ecuación 8: Método de Rowe para el cálculo de tiempo de concentración

$$tc = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

Donde:

tc = Tiempo de concentración [min]

Lr = Longitud del cauce principal [m]

H = Desnivel del cauce principal [m]

De estas tres ecuaciones se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 3.8: Resultados de tiempos de concentración por los 3 métodos [min]

Método		
Kirpich	Tonini	Rowe
min	min	min
6.33	25.65	13.82

Fuente: Tesistas

De esto, se tomó el mayor y se redondeó al múltiplo de 5 mayor, más cercano; con esto tenemos que el tiempo de concentración de diseño es:

$$tc = 30min$$

3.3.6. Cálculo de caudal máximo

Para calcular el caudal máximo de crecida de la cuenca, se utilizó el método racional para el mismo, debido a que la cuenca es de un área muy pequeña, se puede utilizar el método mencionado para los cálculos, Ecuación 2.

La cuenca hidrográfica tiene el siguiente mapa de cobertura de uso de suelo:

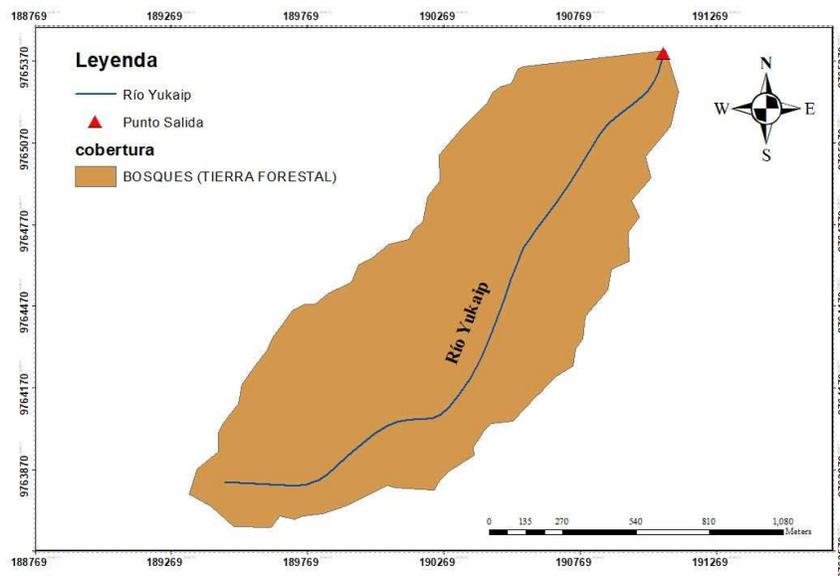


Figura 3.4: Mapa de cobertura de suelo de la cuenca

Fuente: Tesistas

Ya que la cobertura de la cuenca en su totalidad es de bosque, en la Tabla XI se presentó que la pendiente promedio de la cuenca es del 60.17%; y en el estudio de suelos se determinó que el tipo de suelo es GC, grava arcillosa con arena, se considera semipermeable; entonces, el valor del coeficiente de escorrentía, según la Tabla IV es:

$$c = 0.45$$

Con todos estos datos se puede obtener los siguientes resultados:

Tabla 3.9: Resultados para caudales de diseño según los períodos de retorno de 50 y 100 años

T	tc	c	i	A	Q
años	min		mm	Ha	m3/s
50	30	0.45	117.21	148.35	21.73
100	30	0.45	127.25		23.60

Fuente: Tesistas

3.4. Estudio hidráulico

La infraestructura que se pretende construir se ubica sobre el río Yukaip, y sus características dependerán de los estudios hidrológicos e hidráulicos. El objetivo del estudio hidráulico consiste en determinar el nivel máximo de crecida que tiene el río en el sitio de estudio para encontrar una solución a qué tipo de infraestructura emplazar en el lugar.

Para realizar el estudio hidráulico se utilizó el programa HEC-RAS en donde se ingresa secciones geométricas exportadas de la topografía realizada por los tesistas. Se ingresaron dos modelos de secciones, el primero con las secciones perpendiculares al eje del cauce y la segunda con las secciones paralelas al eje de la vía.

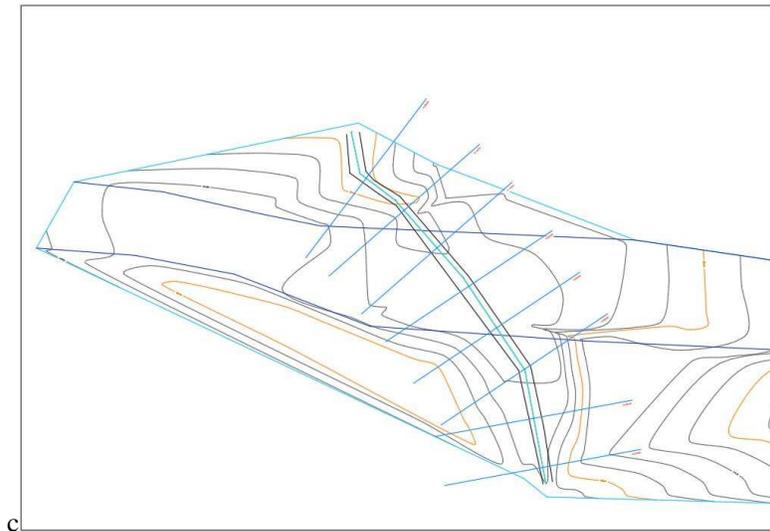


Figura 3.5: Secciones perpendiculares al cauce del río desde la topografía.
 Fuente: Tesistas

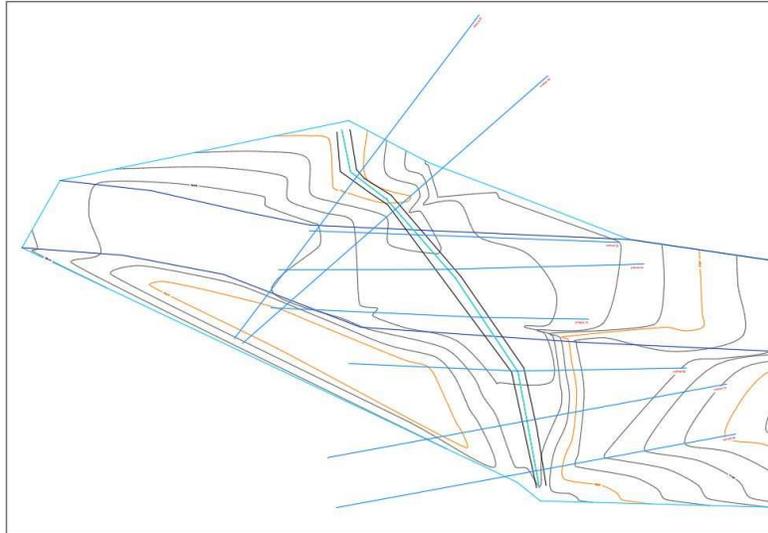


Figura 3.6: Secciones paralelas el eje de la vía, desde la topografía
Fuente: Tesistas

3.4.1. Modelación hidráulica con HEC-RAS

El sistema de modelación hidráulica HEC RAS (Hydrologic Engineering Center) es un sistema dinámico para la modelación unidimensional de flujo rápidamente variado, analizando regímenes subcrítico, supercrítico y mixto por lo que brinda la flexibilidad necesaria para modelar las condiciones presentes en un evento de crecida histórica en el río de interés del proyecto.

- **Número de Manning o coeficiente de rugosidad**

La rugosidad es el parámetro para calibrar en el modelo matemático, el valor inicial debe tomarse del análisis granulométrico del lecho del río y determinar el tamaño característico de las partículas del material de lecho (d_{50}), con este dato el d_{50} del lecho es de 15.21mm, con esto, y basándose en las recomendaciones de la USGS, 2006, se estimó que la rugosidad característica para el río Yukaip es de $n=0.033$; valor con el que se realizaron las simulaciones.

- **Tipo de régimen**

Para realizar los cálculos se ha supuesto un régimen subcrítico, de forma que los niveles obtenidos en dicha zona se encuentran del lado de la seguridad.

Se realizó la modelación para los dos tipos de secciones considerando los caudales obtenidos anteriormente para un período de retorno de 50 y 100 años.

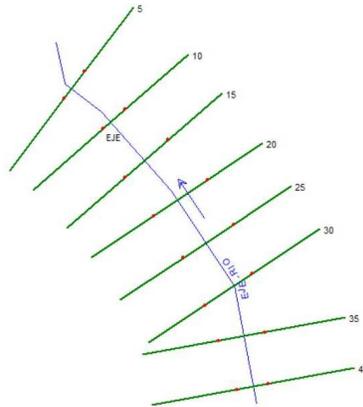


Figura 3.7: Secciones perpendiculares al cauce del río desde HEC RAS
 Fuente: Tesistas

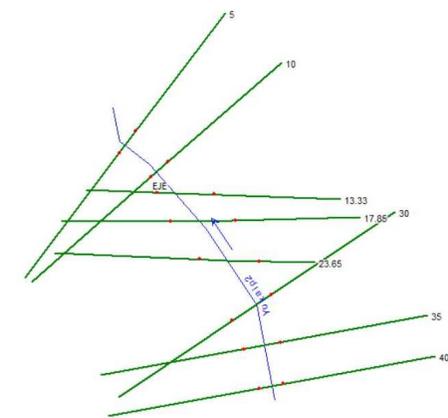


Figura 3.8: Secciones paralelas al eje de la vía desde HEC RAS
 Fuente: Tesistas

Con estos datos de geometría, se ingresaron también los siguientes datos de caudales:

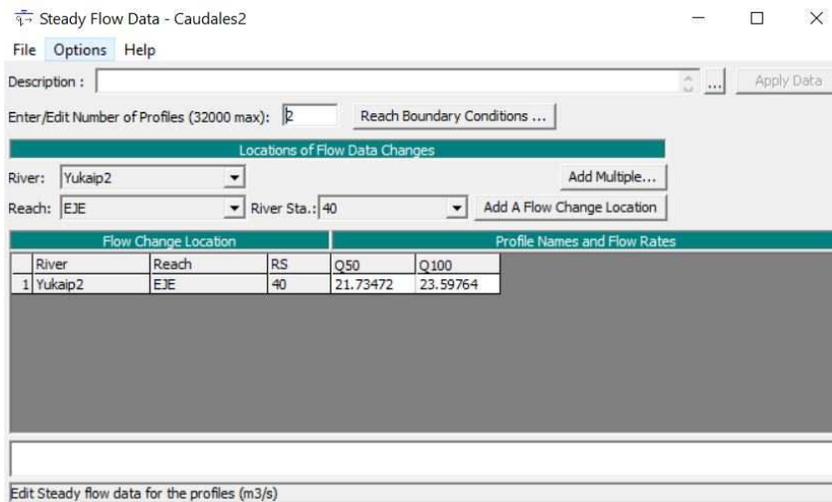


Figura 3.9: Caudales de diseño para HEC RAS
 Fuente: Tesistas

Con estos datos se obtuvieron los siguientes resultados, primero para las secciones perpendiculares al eje del río, y se muestra la sección número 20:

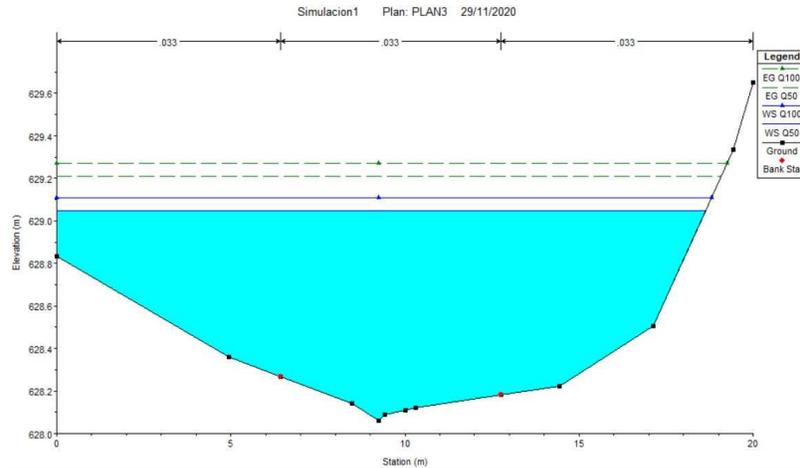


Figura 3.10: Nivel de crecida máximo para los caudales de diseño en la sección 20 perpendicular al eje del río
 Fuente: Tesistas

Ahora se presentará el nivel máximo de crecida para la sección número 17.85 de las secciones paralelas al eje de la vía.

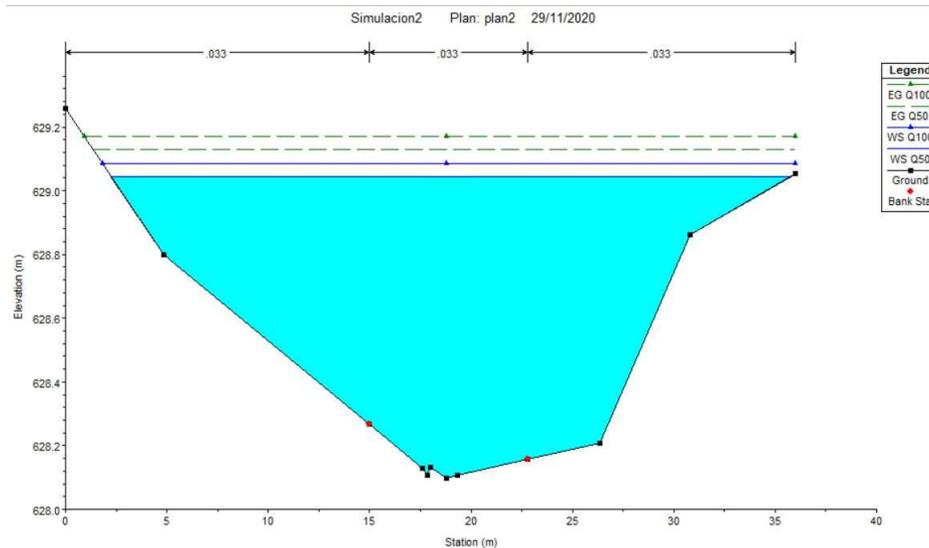


Figura 3.11: Nivel de crecida máximo para los caudales de diseño en la sección 17.85 paralela al eje de la vía
 Fuente: Tesistas

3.4.2. Conclusiones estudio hidráulico

- El nivel máximo de crecida alcanzado con caudal para un período de retorno de 100 años llega a la cota 629.10 del proyecto, siendo de 0.90m desde el fondo del río en el sitio de estudio.
- El espejo de agua en el sitio del estudio es de 34.17m, debido a la topografía del lugar, por lo que antes de encontrar el perfil de socavación se debe encontrar una solución para disminuir el espejo de agua y generar una obra civil en función a la ingeniería de valor.



4. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

En cuanto al análisis de alternativas se tomaron dos opciones como solución estructural para permitir el paso sobre el río Yukaip, y estos son:

- La primera alternativa consiste en la construcción de un puente sobre el río, tomando en cuenta el caudal máximo de diseño y el nivel de crecida obtenidos en el estudio hidráulico e hidrológico, el puente que se pretende diseñar tiene 20.00m de luz y sus estribos se encuentran a 6.00m desde la cota de cimentación de estos, también tienen muros de ala que protegen a los estribos del puente.
- La segunda alternativa consiste en la construcción de una alcantarilla, la cual irá a 2.50m por debajo de la cota actual de la vía, y que permitirá el paso del caudal máximo de diseño, y para poder llegar hasta la alcantarilla también se debe tener en cuenta el canal de aproximación a la alcantarilla, para evitar problemas con las velocidades de la rápida de aproximación o con los resaltos hidráulicos que se formen.

4.1. Análisis del puente

El sistema estructural supuesto para el análisis consiste en un puente de viga y losa, con dos estribos de hormigón armado y cuatro muros de ala de hormigón armado. La superestructura del puente es de 20.00m de luz y 8.00m de ancho, tiene tres vigas de hormigón armado de 1.40m de peralte y 0.60m de ancho; la losa tiene 0.20m de espesor. También se consideró en el presupuesto, dos veredas a los extremos de la vía con sus respectivos barandales y todo el sistema de drenaje tanto para la superestructura como para la subestructura, además de esto, se consideró el sistema de estabilidad de los taludes. Para los elementos de hormigón armado se consideró una cuantía del 2% para la obtención del peso de acero de refuerzo.



4.1.1. Presupuesto para el puente

Tabla 4.1: Presupuesto general para la construcción de un puente de 20.00m de luz

PRESUPUESTO

NOMBRE DEL OFERENTE: Juan Fernando Sarmiento, Juan Sebastián Idrovo
NOMBRE DEL PROCESO: Construcción de un puente sobre el río Yukaip L=20.00m



TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS

RUBRO No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES					
1	Limpieza del cauce principal y reacondo de accesos	m3	550.00	2.71	1,490.50
2	REPLANTEO Y NIVELACION	ML	200.00	1.55	310.00
3	DESBROCE, DESBOSQUE Y LIMPIEZA MTOP	ha.	0.36	329.57	118.65
4	EXCAVACIÓN Y RELLENO PARA PUENTES MTOP	m3	500.00	8.57	4,285.00
5	RELLENO CON MATERIAL DE MEJORAMIENTO (COMPACTADOR)	M3	200.00	13.91	2,782.00
6	DESALOJO DE MATERIAL VOLQUETA DISTANCIA=5KM CARGADO MECANICO	m3	260.00	1.70	442.00
SUBESTRUCTURA					
7	REPLANTILLO H.S. 180 KG/CM2	M3	61.45	140.35	8,624.51
8	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE B f'c=240 kg/cm2	m3	353.57	235.28	83,187.95
9	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 Kg/cm2	KG	55,510.50	2.03	112,686.51
10	DRENES CON TUBERIA PVC 75MM	m	36.00	7.76	279.36
11	MATERIAL FILTRANTE MTOP	m3	100.00	11.68	1,168.00
12	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO METALICO RECTO	m2	300.00	1.70	510.00
SUPERESTRUCTURA					
13	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE B f'c=240 kg/cm2	m3	90.40	235.28	21,269.51
14	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 Kg/cm2	KG	21,289.20	2.03	43,217.08
15	JUNTAS DE DILATACION TIPO III MOP MTOP	ML	14.40	102.82	1,480.61
16	TUBERÍA DE PVC D= 75 MM (PARA DRENAJE) MTOP	m	3.00	7.01	21.03
17	BLOQUES DE PIEDRA POMEZ MTOP	U	132.00	0.82	108.24
18	ENLUCIDO VERTICAL CON IMPERMEABILIZANTE	m2	32.00	12.05	385.60
VEREDAS					
19	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE B f'c=240 kg/cm2	m3	9.00	235.28	2,117.52
20	ACERO DE REFUERZO Fy = 4200 Kg/cm2	KG	1,413.00	2.03	2,868.39
21	ENLUCIDO VERTICAL CON IMPERMEABILIZANTE	m2	8.00	12.05	96.40
22	BARANDALES DE ACERO PARA PUENTES MTOP	m.	80.00	11.35	908.00
ACABADOS Y SEÑALIZACIÓN					
23	PÓRTICOS PARA SEÑALIZACIÓN DE CARRETERAS (*) MTOP	U	4.00	2,730.00	10,920.00
24	MARCAS DE PAVIMENTO (PINTURA) MTOP	m.	20.00	0.84	16.80
25	GEOTEXTIL PARA SUBDRÉN 2000 NT MTOP	m2	500.00	1.52	760.00
26	ACABADO DE LA OBRA BÁSICA EXISTENTE MTOP	m2	200.00	0.31	62.00
TOTAL					300,115.26

NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

PRECIO TOTAL DE LA OFERTA (DE LOS RUBROS OFERTADOS)
SON: TRESIENTOS MIL CIENTO QUINCE dolares VEINTE Y SEIS centavos

Fuente: Tesistas



4.2. Análisis de la alcantarilla

El sistema estructural supuesto para el paso del agua del río Yukaip consiste en una alcantarilla cuadrada de 2.80m x 2.80m, considerando los espesores de hormigón, la alcantarilla tiene una longitud de 15.50m de largo y pasa por debajo de la vía, en la cota actual de vía existente. Para la alcantarilla se consideraron dos muros de ala para dirigir el ingreso y salida del agua, también se consideró dos cabezales al inicio y al fin de la alcantarilla.

Para dirigir el agua hacia la alcantarilla desde la cota actual del río a la cota de diseño, se consideró un canal de aproximación, el cual consiste en una rápida con rugosidad artificial para controlar la velocidad a la cual llega el agua; y un cajón de llegada para controlar el resalto hidráulico formado por el cambio de tipo de flujo del agua. Todo el canal de aproximación tiene 18.00m de largo.

Todos los elementos presentes en la alcantarilla y en el canal de aproximación son de hormigón armado, para los cuales se consideró una cuantía de 2%.

Los muros de ala para la alcantarilla y para el canal de aproximación consisten en muros de contención de tipo pantalla con un espesor de pantalla de 0.30m y un espesor de la zapata de cimentación de 0.35m; los muros tienen un dentellón de 0.60m x 0.30m.

Todos los espesores de hormigón del canal y de la alcantarilla se consideraron de 0.30m. En el presupuesto se consideraron todos los rubros de drenaje para la alcantarilla y de estabilidad de taludes.

4.2.1. Presupuesto de la alcantarilla

Tabla 4.2: Presupuesto general para la construcción de una alcantarilla

PRESUPUESTO

NOMBRE DEL OFERENTE: Juan Fernando Sarmiento, Juan Sebastián Idrovo
NOMBRE DEL PROCESO: Construcción de una alcantarilla para el paso del río Yukaip



TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS

RUBRO No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES					
1	REPLANTEO Y NIVELACION	ML	50.00	1.55	77.50
2	DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	55.00	2.64	145.20
3	EXCAVACION A CIELO ABIERTO A MAQUINA EN CONGLOMERADO	m3	400.00	5.48	2,192.00
4	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE PRESTAMO	m3	50.00	9.77	488.50
5	DESALOJO DE MATERIAL VOLQUETA DISTANCIA=5KM CARGADO MECANICO	m3	260.00	1.70	442.00
6	RELLENO COMPACTADO CON MAT. DE EXCAVACION	m3	150.00	4.03	604.50
ALCANTARILLA Y CABEZALES					
7	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE B f _c =240 kg/cm ²	m ³	49.00	235.28	11,528.72
8	ACERO DE REFUERZO F _y = 4200 Kg/cm ²	KG	3,465.18	2.03	7,034.32
9	REPLANTILLO H.S. 180 KG/C	M3	6.98	145.39	1,014.10
10	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO METALICO RECTO	m ²	175.00	1.70	297.50
MUROS DE INGRESO Y SALIDA					
11	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE B f _c =240 kg/cm ²	m ³	20.00	235.28	4,705.60
12	ACERO DE REFUERZO F _y = 4200 Kg/cm ²	KG	971.80	2.03	1,972.75
13	REPLANTILLO H.S. 180 KG/C	M3	1.20	145.39	174.47
14	RELLENO CON PIEDRA	m ³	1.40	22.52	31.53
15	DRENES CON TUBERIA PVC 75MM	m	20.00	7.76	155.20
16	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO METALICO RECTO	m ²	50.00	1.70	85.00
CANAL DE APROXIMACIÓN					
17	HORMIGÓN ESTRUCTURAL CLASE B f _c =240 kg/cm ²	m ³	40.00	235.28	9,411.20
18	ACERO DE REFUERZO F _y = 4200 Kg/cm ²	KG	6,280.00	2.03	12,748.40
19	REPLANTILLO H.S. 180 KG/C	M3	8.00	145.39	1,163.12
20	HORMIGON SIMPLE RUGOSIDAD ARTIFICIAL	m ³	3.15	123.37	388.62
21	EXCAVACION A CIELO ABIERTO A MAQUINA EN CONGLOMERADO	m ³	55.00	5.48	301.40
22	GEOTEXTIL PARA SUBDRÉN 1600 NT MTOP	m ²	400.00	1.39	556.00
23	TUBERÍA DE PVC D= 75 MM (PARA DRENAJE) MTOP	m	20.00	7.01	140.20
24	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO METALICO RECTO	m ²	250.00	1.70	425.00
ACABADOS Y SEÑALIZACIÓN					
25	PÓRTICOS PARA SEÑALIZACIÓN DE CARRETERAS (*) MTOP	U	4.00	2,730.00	10,920.00
26	GEOTEXTIL PARA SUBDRÉN 2000 NT MTOP	m ²	100.00	1.52	152.00
27	ACABADO DE LA OBRA BÁSICA EXISTENTE MTOP	m ²	50.00	0.31	15.50
28	JUNTA NEOPRENO TUBO 250MM	u	10.00	1.87	18.70
29	BATERÍA SANITARIA (MÓVILES) MTOP	U	2.00	1,458.24	2,916.48
				TOTAL	70,105.51

NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.

PRECIO TOTAL DE LA OFERTA (DE LOS RUBROS OFERTADOS)
SON: SETENTA MIL CIENTO CINCO dolares CINCUENTA Y UN centavos

Fuente: Tesistas



4.3. Análisis de valor de las alternativas

Para conocer la factibilidad de realizar el diseño de cualquiera de las dos alternativas se debe realizar un análisis de valor en donde se calificará con un peso a cada variable para conocer cuál alternativa conviene más diseñar.

Las variables para tomar en cuenta para el análisis de valor serán: presupuesto, modificación de geometría vial, mano de obra calificada, tiempo de construcción, durabilidad estructural.

Presupuesto: hace referencia a aquella alternativa que presente el costo de construcción más económico.

Modificación de la geometría vial: consiste en aquella alternativa que al construirse altere en menor medida las condiciones viales por donde se transita actualmente, evitando un rediseño vial.

Mano de obra calificada: es toda aquella en el sector que cumpla con los requerimientos necesarios para la realización de los proyectos de obra civil planteados.

Tiempo de construcción: hace referencia a la alternativa que se pueda construir según la tecnología disponible, en el menor tiempo posible.

Durabilidad estructural: es la capacidad de una obra civil para funcionar correctamente a lo largo del tiempo.

Para la calificación de las alternativas, se le dio un peso a cada variable y a este se le multiplicó por un factor que sigue el siguiente esquema:

1	Deficiente
2	Regular
3	Bueno
4	Muy Bueno
5	Excelente

Presentando el siguiente resultado:

Tabla 4.3: Análisis de valor de las alternativas

Variable	Peso	Alternativa			
		Alcantarilla		Puente	
		Calificación	Peso	Calificación	Peso
Mano de obra calificada	0.10	4	0.4	4	0.4
Presupuesto	0.25	5	1.25	1.17	0.2925
Modificación geometría	0.20	4	0.8	1	0.2
Tiempo de construcción	0.25	3	0.75	3	0.75
Durabilidad estructural	0.20	3	0.6	5	1
Total	1.00	19	3.8	14.17	2.6425

Fuente: Tesistas

4.4. Conclusiones

Al realizar un análisis de valor de las alternativas planteadas, se puede concluir que, en función de las variables presentadas, es más favorable, el diseño de una alcantarilla para el paso sobre el río Yukaip, que la de un puente, teniendo en cuenta que las variables con mayor peso en el análisis son el presupuesto y el tiempo de construcción, haciendo que este proyecto sea la alternativa más conveniente de ejecutar.

5. DISEÑO DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA

5.1. Diseño hidráulico de la alcantarilla

Para el diseño hidráulico de la alcantarilla se utilizó el programa HCanales, con el caudal máximo para un período de retorno de 100 años, considerando una pendiente del 1% y a una profundidad desde la cota actual de la vía de 2.41m al inicio de la alcantarilla y de 2.00m al final, ya que la pendiente transversal de la vía es mayor a la pendiente de diseño de la alcantarilla.

También para poder realizar el ingreso del agua a la alcantarilla se diseñará el modelo hidráulico del canal de aproximación, considerando el ingreso mediante una rápida con rugosidad artificial; pero como no es parte del tema propuesto de la tesis no se realizará el diseño estructural del canal de aproximación a la alcantarilla.

Cálculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: Proyecto:
Tramo: Revestimiento:

Datos:

Caudal (Q):	<input type="text" value="23.6"/>	m ³ /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="2.2"/>	m
Talud (Z):	<input type="text"/>	
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.013"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.01"/>	m/m

Resultados:

Tirante normal (y):	<input type="text" value="1.7988"/>	m	Perímetro (p):	<input type="text" value="5.7977"/>	m
Area hidráulica (A):	<input type="text" value="3.9574"/>	m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.6826"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="2.2000"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="5.9634"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.4196"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="3.6114"/>	m·Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Supercrítico"/>				

Calcular Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Ingresar el valor del talud, para taludes diferentes ingresar su promedio 12:59 28/12/2020

Figura 5.1: Diseño hidráulico de la alcantarilla mediante HCanales
Fuente: Tesistas



Como se puede observar, el tirante para una sección rectangular con base de 2.20m, se obtiene de 1.80m; entonces considerando la seguridad, se diseñará una alcantarilla cuadrada de 2.20m x 2.20m como área hidráulica.

5.1.1. Diseño hidráulico del canal de aproximación

Para el diseño hidráulico de la rápida que se forma en el canal de aproximación se utilizó el libro de Diseño Hidráulico de Sviatoslav Krochin.

La cota de inicio para el canal de aproximación es la 629.11, cota natural del terreno obtenida desde la topografía, y la cota final de proyecto es la 623.51, en una longitud de 10.00m, es decir la rápida tiene una pendiente del 56% y una longitud de canal de 11.46m. El tipo de rugosidad que se utilizó es el de zigzag en todo el largo del canal (Krochin, 1968), obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 5.1: Datos de entrada para calcular el canal de aproximación

DISEÑO DE RUGOSIDAD ARTIFICIAL EN CANAL (TIPO A)				
Concepto	Símbolo / fórmula	Unidad	Valor	Observaciones
Caudal de diseño	Qd	m ³ /s	23.60	84,960 m ³ /h
Cota de salida	Y ₁	msnm	629.11	
Cota de llegada	Y ₂	msnm	623.51	
Longitud del tramo	L	m	10.00	
Coefficiente de rugosidad	n	-	0.013	Hormigón
Calado inicial	do	m	0.300	Para iteraciones
Talud de pared	m	-	0.00	
Velocidad máxima	V max	m/s	6.00	
Tipo de rugosidad	Tipo	-	1	Tipo W (Zig-Zag)
Coefficiente de rugosidad 1	k ₁	-	116.10	
Coefficiente de rugosidad 2	k ₂	-	-6.10	
Coefficiente de rugosidad 3	k ₃	-	-1.20	
Límite inferior de "C"	C minimo		11.85	
Límite superior de "C"	C maximo		35.09	
Aceleración de gravedad	g	m/s ²	9.81	

Fuente: (Krochin, 1968)

Tabla 5.2: Resultados del cálculo del canal de aproximación

Concepto	Símbolo / fórmula	Unidad	Valor	Observaciones
Angulo de inclinación	$\theta = \text{arc tg } (\Delta y/L)$	Grados	29.25	1V : 1.79H
Pendiente hidráulica	$J = \Delta y/L$	m/m	0.56	J =56.0%
Ancho adoptado en rapida	$b = 0.765 \cdot Q^{2/5}$	m	2.80	b= 2.71 (Calc.)
Caudal unitario	$q = Qd / B$	m ³ /s-m	8.43	
Calado crítico	$hc = (q^2 / g)^{1/3}$	m	1.93	
Relación do/b	$R = do/b$	-	0.107	
Constante K	$K = [1/R + m]^{5/3} / [1/R + 2 * (1 + m^2)^{1/2}]^{2/3}$	-	8.200	
Constante K ₁	$K_1 = [R + m * R^2]^{5/3} / [1 + 2 * R * (1 + m^2)^{1/2}]^{2/3}$	-	0.021	
Ancho del canal	$B = [Q * n / (J^{1/2} * K_1)]^{3/8}$	m	3.03	
Iteración de calados	$d - do = [Q * n / (J^{1/2} * K)]^{3/8} - do = 0$	m	0.03	
Calado crítico	$hc = (q^2 / g)^{1/3}$	m	1.93	
Perímetro mojado	$P = b + 2 d (1+m^2)^{1/2}$	m	3.40	
Área mojada	$A = bd + md^2$	m ²	0.84	
Radio hidráulico	$Rh = A / P$	m	0.25	
Velocidad inicial	$Vo = Q / A$	m/s	28.10	
Coefficiente de Chezy	$C = V / (Rh * J)^{1/2}$	-	16.13	Seleccionar Tipo
Lámina sobre rugosidad (Mostkov)	$h = 8 d / 9$	m	0.27	
Altura de rugosidad (Mostkov)	$s = h / 8$	m	0.04	s = 0.04 (Calc.)
Relación h/s	$h / s = (d - s) / s$	-	6.50	O.K
Relación b/h	$b / h = b / (d - s)$	-	10.77	
Coefficiente "C" (Corregido)	$C = 1000 / (k_1 + k_2 * h/s + k_3 * b/h)$	-	15.74	
Velocidad corregida	$Vc = C * (Rh * J)^{1/2}$	m/s	5.86	
Área mojada corregida	$Ac = Q / Vc$	m ²	4.03	
Calado normal corregido	$dm = A / b$	m	1.44	
Lámina corregida sobre rugosidad	$h = 8 d / 9$	m	1.28	Valor Superior
Carga mínima sobre rugosidad	$h_{min} = 3 s$	m	0.12	Valor Inferior
Distancia entre obstáculos	$L = (7s + 8s) / 2$	m	0.30	Adoptado

Fuente: Tesistas

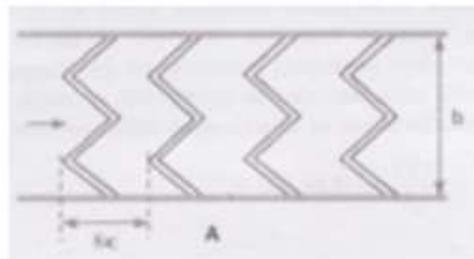


Figura 5.2: Modelo de rugosidad artificial tipo zigzag

Fuente: (Krochin, 1968)

Todas las fórmulas presentadas en las Tablas XV y XVI, se encuentran en la página 244 del libro de “Diseño Hidráulico” de Krochin, en el capítulo de Rugosidad Artificial.

Entonces como resultado se tiene que el canal de aproximación es de 2.80m, con dos muros de pantalla como alas al inicio del canal para conducir el agua del cauce al canal; también, se conoce que el tirante del canal de aproximación es de 1.44m, por lo que al cambiar a la pendiente de la alcantarilla se formará un resalto hidráulico, entonces se debe diseñar el cajón de ingreso a la alcantarilla, considerando el resalto hidráulico.

Tabla 5.3: Cálculo de resalto hidráulico

Cálculo de Resalto Hidráulico			
Concepto	Símbolo/fórmula	Unidad	Valor
Caudal de diseño	Qd	m ³ /s	23.60
Base del canal	b	m	2.80
Caudal unitario	q	m ² /s	8.43
Calado inicial	y ₁	m	1.44
Calado por resalto	y ₂	m	2.53
Calado de alcantarilla	y ₃	m	1.80
Diferencia de alturas	dz	m	0.73
Diferencia constructiva	dz	m	0.75
Longitud de resalto	L _r	m	6.56
Longitud constructiva	L _{rconst}	m	6.60

Fuente: Tesistas

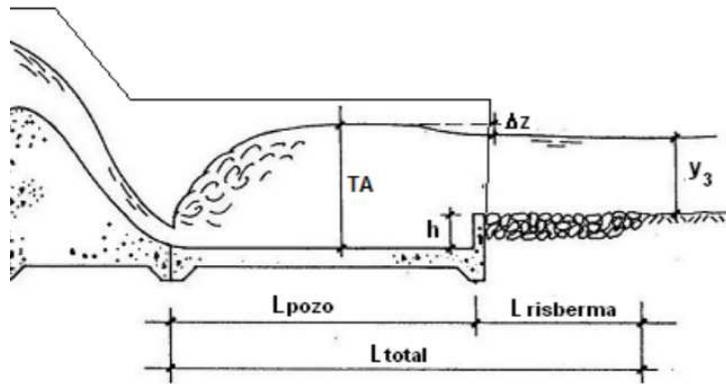


Figura 5.3: Modelo de cajón para control del resalto hidráulico

Fuente: (Krochin, 1968)

De la Figura 5.3, L_{total} representa la longitud constructiva del cajón, y TA es y₂ o calado por el resalto hidráulico, las fórmulas para el cálculo son:

Ecuación 9: Ecuación del resalto hidráulico para canales rectangulares

$$\frac{2q^2}{9.81} = (y_2 * y_1)(y_1 + y_2)$$

Ecuación 10: Longitud de resalto por Smentena

$$Lr = 6 * (y_2 - y_1)$$

Fuente: Hidrosanitaria 2 UDA

Entonces con estos datos se puede concluir que, la longitud en abscisa total del canal de aproximación, incluyendo la rápida y la longitud de resalto es de 16.60m.

Todo el modelo hidráulico del canal de aproximación y la alcantarilla, diseñados anteriormente, se presentarán en los planos al final del documento.

5.1. Diseño estructural de la alcantarilla

Para el diseño estructural de la alcantarilla se utilizaron los programas Excel y Sap 2000; y se utilizó el manual de la AASHTO para el diseño por el método LRFD.

5.1.1. Datos de la alcantarilla

Como ya se determinó en el diseño hidráulico, la alcantarilla debe tener una sección hidráulica de 2.20m x 2.20m, pero, para los espesores de hormigón, se consideró 0.30m para espesores de paredes, losa de techo y losa inferior.

Entonces como datos de la alcantarilla se tiene:

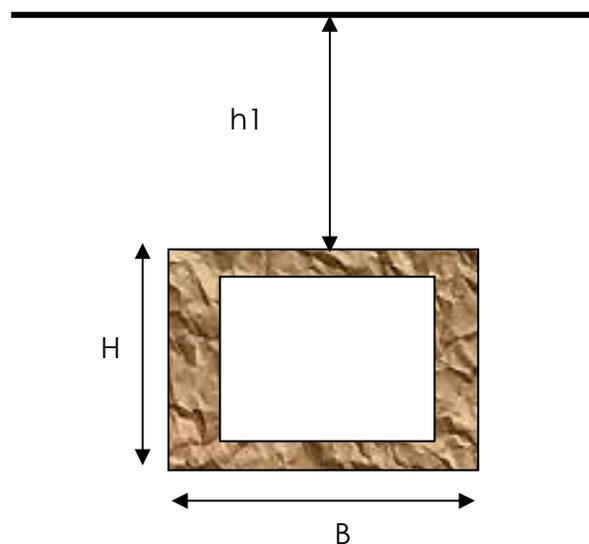


Figura 5.4: Modelo de la alcantarilla
 Fuente: Tesistas

De esto, tenemos también, las siguientes consideraciones de datos para las capacidades mecánicas del suelo, entonces tenemos los siguientes datos:

h1	Altura de relleno hasta la clave de alcant.	m.
B	Ancho alcant.	m.
H	Altura de alcant.	m.
γ	Peso esp. del suelo saturado	Kg/m ³
Φ	Angulo de fricción interna	Grados
c	Cohesión del suelo	Kg/m ²
Ko	Coefficiente del suelo en reposo	A dim.



Tabla 5.4: Datos de la alcantarilla y del suelo

h_l	2.41	m.
B	2.80	m.
H	2.80	m.
γ	2245.67	Kg/m ³
Φ	30.00	Grados
c	509.68	Kg/m ²
K_o	0.333	Adim.

Fuente: Tesistas

5.1.2. Definición de las cargas actuantes en la alcantarilla

- **Carga vertical de la tierra (E_v)**

Para la carga vertical E_v, se considera la altura total de relleno y el peso actuante de suelo sobre la losa superior de la alcantarilla, para esto se tomó los valores brindados por la AASHTO para propiedades de suelos de relleno, de base y de subbase en un sistema estructural de una vía de pavimento flexible.

Y se tiene:

Tabla 5.5: Carga vertical de tierra E_v

Carga vertical tierra (E_v)				
Elemento	Peso Esp	Espesor	Peso/m	Unidad
	Kg/m ³	m		
Capa rodadura	2400.00	0.20	480.00	Kg/m
Base	2200.00	0.30	660.00	Kg/m
Subbase	2200.00	0.30	660.00	Kg/m
Relleno	2200.00	1.61	3542.00	Kg/m
Total			5342.00	Kg/m

Fuente: Tesistas

Y en la alcantarilla se representa de la siguiente manera:

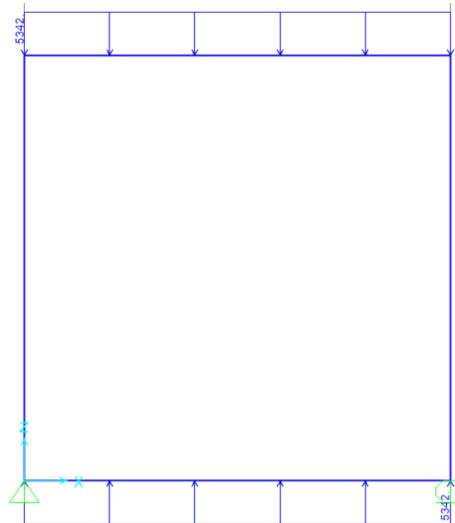


Figura 5.5: Carga E_v actuando en la alcantarilla
 Fuente: Tesistas

- **Empuje lateral de tierra (Eh)**

Para el suelo de empuje lateral en las paredes de la alcantarilla se consideró el suelo calculado en los estudios geotécnicos, presentados en el capítulo 3, y se tiene los siguientes datos:

Tabla 5.6: Empuje de tierra (Eh)

Empuje de tierra (EH)						
Φ	γ	K_0	c	Empuje	Ph1	Ph2
30	2245.67	0.333	509.684	3899.976	1804.020	3899.976

Fuente: Tesistas

Donde Ph1 y Ph2 son los valores del empuje en la parte superior en inferior de la alcantarilla respectivamente; las unidades están en Kg/m; y se definen de la siguiente manera:

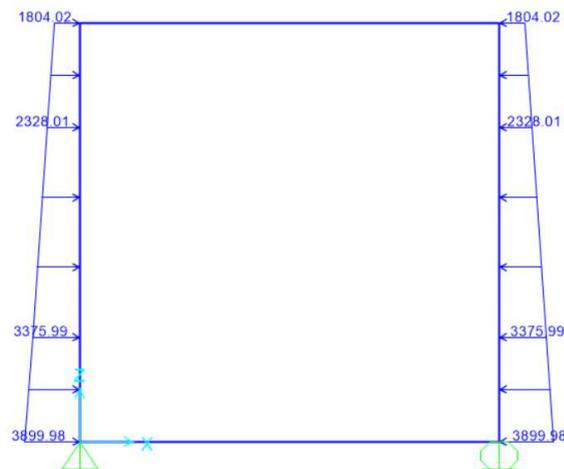


Figura 5.6: Carga E_h actuando en la alcantarilla
 Fuente: Tesistas



- **Carga muerta (DC)**

La carga muerta actuante en la alcantarilla se considera por el hormigón armado de la losa superior y de las paredes de esta, y la reacción que el suelo transmite sobre la losa inferior, pero la carga muerta de la losa inferior se desprecia por estar en contacto con el suelo, y se tiene:

Tabla 5.7: Carga muerta DC

Carga muerta (DC)						
Concepto	Largo	Ancho	Espesor	Peso Esp.	Cant	Total [Kg/m]
Tapa	1.00	2.80	0.30	2500.00	1.00	750.00
Paredes	1.00	2.80	0.30	2500.00	2.00	2100.00
Fondo	1.00	2.80	0.30	2500.00	1.00	0.00
Total						2250.00

Fuente: Tesistas

Y en la alcantarilla se representa de la siguiente manera:

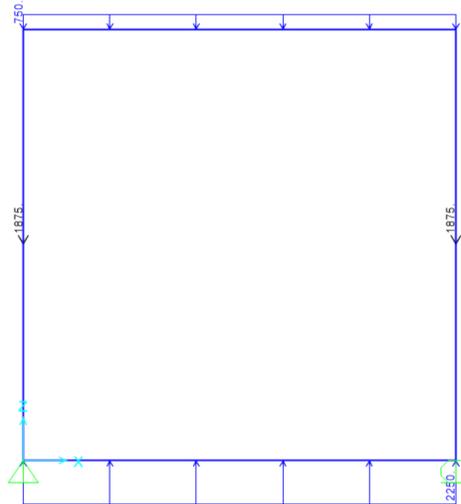


Figura 5.7: Carga DC actuando en la alcantarilla
 Fuente: Tesistas

- **Sobrecarga por carga viva (LS)**

La sobrecarga por carga viva LS, consiste en un valor adicional de empuje de suelo, dependiendo de una altura equivalente de suelo, provocado por parte de la carga vehicular que transita sobre la alcantarilla, y se tiene:

Tabla 5.8: Sobrecarga por carga viva LS

Sobrecarga (LS)					
Concepto	Heq	Ka	Peso esp.	Total	Unidad
Superior	1.10	0.333	2245.67	823.41	Kg/m
Fondo	0.75			561.42	Kg/m

Fuente: Tesistas



Donde la altura equivalente se encuentra para la parte superior de la alcantarilla y para la parte inferior de la misma, actuando en la alcantarilla de la siguiente manera:

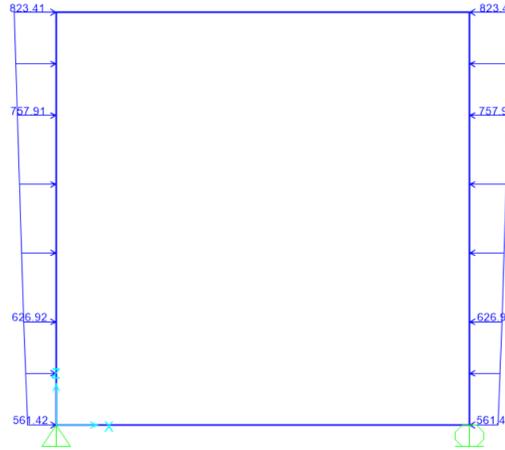


Figura 5.8: Sobrecarga por carga viva LS actuando en la alcantarilla
 Fuente: Tesistas

- **Carga del agua (Wa)**

La carga del agua consiste en los efectos de la presión del agua que actúan sobre las paredes de la alcantarilla, en caso de que esté completamente llena de agua:

Tabla 5.9: Carga de agua (Wa)

Carga de agua (Wa)				
Concepto	H	Peso esp.	Total	Unidad
Superior	0.00	1000.00	0.00	Kg/m
Fondo	2.20		2200.00	Kg/m

Fuente: Tesistas

Y se encuentra actuando en la alcantarilla de la siguiente manera:

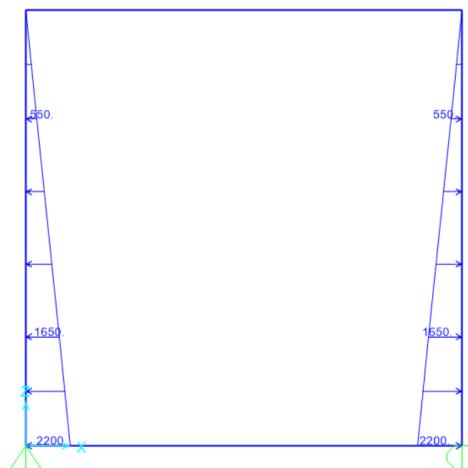


Figura 5.9: Carga de agua Wa actuando en la alcantarilla
 Fuente: Tesistas



- **Sobrecarga vehicular + factor de carga dinámica (LL+IM)**

El Art. 3.6.1.2.6 AASHTO-LRFD indica que si la profundidad del relleno es menor que 0.60m, la sobrecarga se analiza con anchos de franja equivalente. El Art. 3.6.1.2.5 AASHTO-LRFD establece que si la profundidad del relleno es mayor que 0.60m, se puede considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, más 1.15 veces la profundidad del relleno en el caso de rellenos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás casos. El área de contacto de una rueda se asume como un rectángulo simple de ancho 0.51m y longitud 0.25m. Si las áreas de varias ruedas se superponen, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área. Para las alcantarillas de un solo tramo los efectos de la sobrecarga se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que 2.4m y mayor que la longitud del tramo; para las alcantarillas de múltiples tramos estos efectos se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros extremos (AASHTO, 2017).

Entonces conociendo esto, la sobrecarga vehicular se encuentra por:

Tabla 5.10: Sobrecarga Vehicular (LL+IM)

Carga Viva (LL+IM)								
Concepto	IM	m	Separacion ruedas	Area de Influencia	P(eje)	W _L	W	Unidad
HL-93	5.94%	1.20	1.80 m	15.35 m ²	14780.84 Kg	1155.22	1223.84	Kg/m
Tándem			1.80 m	21.45 m ²	22426.10 Kg	1254.52	1329.03	Kg/m

Fuente: Tesistas

Como se puede observar, el Tándem de diseño produce mayores cargas sobre la alcantarilla, debido a que este puede colocar sus dos ejes sobre la alcantarilla al mismo tiempo, en cambio el camión de diseño no puede hacer esto, ya que la separación entre sus ejes no le permite tener ambos ejes al mismo tiempo sobre la alcantarilla; entonces, se puede definir la carga viva actuante sobre la alcantarilla de la siguiente manera:

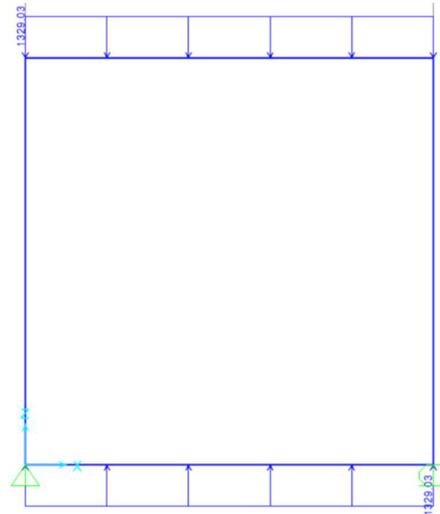


Figura 5.10: Sobrecarga vehicular (LL+IM) actuante sobre la alcantarilla
 Fuente: Tesistas

5.1.3. Definición de las combinaciones de carga para la alcantarilla

Para la definición de las combinaciones de carga actuantes en la alcantarilla se debe remitir al artículo 3.4 del manual de la AASHTO (AASHTO, 2017), en donde se muestra las siguientes tablas:

Tabla 5.11: Combinaciones de carga y factores de carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: (AASHTO, 2017)



Tabla 5.12: Factores de mayoración de carga para cargas permanentes

Tipo de carga	Factor de Carga		
	Máximo	Mínimo	
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90	
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45	
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65	
EH: Empuje horizontal del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Activo • En reposo 	1,50	0,90	
		1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00	
EV: Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles 	1,00	N/A	
		1,35	1,00
		1,30	0,90
		1,35	0,90
		1,95	0,90
		1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75	

Fuente: (AASHTO, 2017)

Con estos datos brindados por (AASHTO, 2017), las combinaciones de carga que se utilizarán para el diseño de la alcantarilla son:

- **Resistencia I:** $1.25DC + 1.3Ev + 1.35Eh + 1.75(LL+IM) + 1.75LS$
- **Resistencia II:** $0.90DC + 0.90Ev + 1.35Eh + 1.75LS$
- **Resistencia IIIa:** $1.25DC + 1.3Ev + 1.35Eh + 1.75(LL+IM) + 1.00Wa + 1.75LS$
- **Resistencia IIIb:** $1.25DC + 1.3Ev + 1.35Eh + 1.75(LL+IM) + 1.75LS$
- **Servicio I:** $DC + Eh + Ev + (LL+IM) + LS + Wa$
- **Servicio II:** $DC + Eh + Ev + (LL+IM) + LS$

5.1.4. Resultados del SAP 2000 para el diseño de la alcantarilla

Una vez ingresados en el programa SAP 2000 todos los datos de las cargas y combinaciones de carga de la alcantarilla, se determinaron los siguientes resultados para la combinación de carga de Resistencia IIIa, que en este caso es la más desfavorable para el sistema:

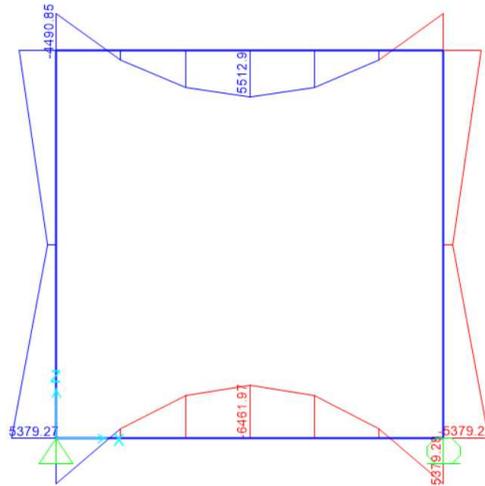


Figura 5.11: Resultados de momentos máximos por la resistencia IIIa
Fuente: Tesistas

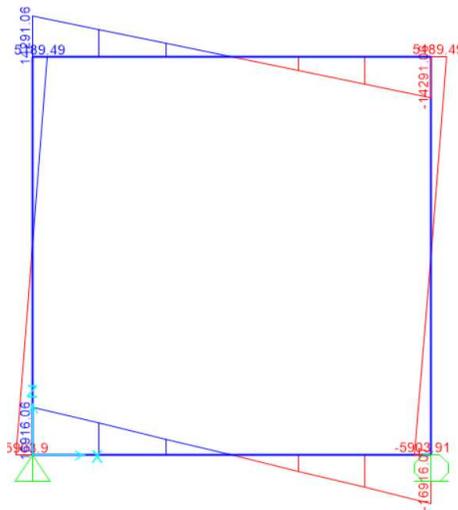


Figura 5.12: Resultados de cortantes máximos por la resistencia IIIa
Fuente: Tesistas

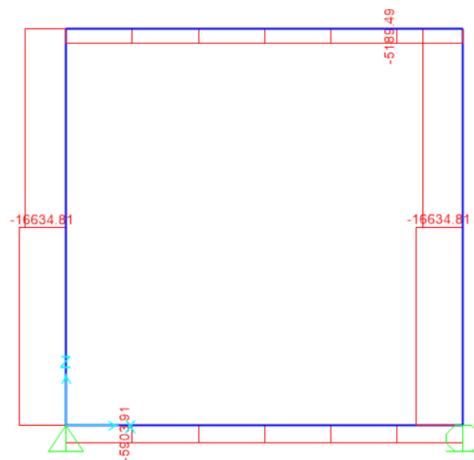


Figura 5.13: Resultados de carga axial máxima por la resistencia IIIa
Fuente: Tesistas



El resumen de resultados de momentos, cortantes y cargas axiales máximas son:

Tabla 5.13: Resultados de carga axial, momento y cortante máximos para cada elemento de la alcantarilla

Elemento	Caso	P max	V2 max	M3 max
		Kg	Kg	Kg-m
Pared izquierda	Resistencia 3a	-16634.81	-5903.9	1052.37
Losa Inferior	Resistencia 3a	-5903.91	16916.06	-6461.97
Pared derecha	Resistencia 3a	-16634.81	-5903.91	-1052.37
Losa superior	Resistencia 3a	-5189.49	14291.06	5512.9

Fuente: Tesistas

5.1.5. Parámetros para tomar en cuenta en el diseño estructural

Para el diseño de refuerzos del hormigón armado se utilizó la normativa vigente presentes en la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-HM, 2015) y la última versión del American Concrete Institute (ACI, 2019).

Las fórmulas para los cálculos son:

- **Cortante**

Primero el valor del cortante que puede soportar el hormigón por su geometría.

Ecuación 11: Capacidad de cortante del hormigón

$$V_c = \phi_c * 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d$$

Ahora, en caso de que el cortante último sea mayor al permisible por las capacidades del hormigón, tenemos el refuerzo de acero por cortante con la siguiente fórmula:

Ecuación 12: Cortante requerido por refuerzo de acero

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_c} - V_c$$

Ecuación 13: Refuerzo de acero por cortante

$$A_v = \frac{V_s * S}{f_y * d}$$

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015)

Donde:

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero [Kg/cm²]

f'_c = Esfuerzo máximo a compresión del hormigón [Kg/cm²]

b = Base del elemento estructural [cm]

d = Peralte efectivo de la sección [cm]

A_v = Acero de refuerzo a cortante [cm²]



S = Separación del refuerzo por cortante [cm]

- **Flexión**

Los refuerzos a flexión deben seguir la siguiente ecuación:

Ecuación 14: Acero requerido por flexión para el momento último

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * a}{f_y}$$

Ecuación 15: Coeficiente para encontrar el acero a flexión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{0.85 * \phi * f'c * b}}$$

Ecuación 16: Acero mínimo para flexión, por la geometría del elemento estructural

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

Ecuación 17: Acero requerido por dilatación térmica

$$A_t = 0.0018 * b * t$$

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015)

Donde:

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero [Kg/cm²]

$f'c$ = Esfuerzo máximo a compresión del hormigón [Kg/cm²]

b = Base del elemento estructural [cm]

d = Peralte efectivo de la sección [cm]

A_s = Acero de refuerzo a flexión [cm²]

t = Espesor del elemento estructural [cm]

M_u = Momento último actuante en el elemento estructural [Kg-cm]

- **Carga Axial**

Para las paredes de la alcantarilla se tiene la siguiente fórmula para comprobar si se debe considerar o no la carga axial:

Ecuación 18: Capacidad de carga axial del elemento estructural a compresión

$$0.07 * A_g * f'c$$

Donde:

A_g = Área del hormigón [cm²]

$f'c$ = Esfuerzo máximo a compresión del hormigón [Kg/cm²]



5.1.6. Diseño estructural de la alcantarilla

Se debe considerar que el diseño de la alcantarilla se realizará para un metro lineal de alcantarilla, la longitud total de la alcantarilla es de 15.60m, al final se establecerá la planilla de aceros para la longitud total de la alcantarilla.

- **Losa superior**

Tabla 5.14: Datos de la losa superior

Datos		
f'c	240	Kg/cm ²
Espesor	30	cm
Recubrimiento	5	cm
fy	4200	Kg/cm ²
b	100	cm
d	25	cm
MU _{inf}	551290	Kg-cm
MU _{sup}	449085	Kg-cm
Vu	14291.1	Kg
φ	0.9	Flexión

Fuente: Tesistas

Ahora se realiza el diseño a flexión:

Tabla 5.15: Diseño a flexión de la losa superior

Diseño a flexión		
Cuántía min	0.00333	
As min	8.33333	cm ²
α _{inf}	1.23139	
α _{sup}	0.99833	
AS _{inf}	5.98106	cm ²
AS _{sup}	4.84904	cm ²

Fuente: Tesistas

Y se tiene los siguientes resultados

Tabla 5.16: Resultado del diseño a flexión losa superior

Resultados		
As a utilizar	8.33333	cm ²
φ varilla	1.4	cm
Nº Varillas	6	
Separación	17	cm

Fuente: Tesistas



Entonces tanto para la parte superior como para la inferior de la losa superior se utilizará el acero mínimo, ya que este es mayor al acero requerido, y se obtiene como resultado que se necesita:

$$1 \quad \phi \quad 14 \quad @ \quad 17 \quad \text{cm}$$

Ahora se procede a realizar la comprobación por cortante:

Tabla 5.17: Diseño a cortante de la losa superior

Diseño a cortante		
ϕ cortante	0.75	
V_c	15395.1	Kg
V_c	>	V_u

Fuente: Tesistas

Como V_c es mayor a V_u , no se requiere refuerzo por cortante en la losa superior.

Se deber realizar también el diseño del refuerzo por dilatación térmica y se tiene:

Tabla 5.18: Refuerzo por dilatación térmica en la losa superior

Acero por dilatación térmica		
A_t	5.4	cm^2
ϕ varilla	1	cm
N° Varillas	7	
Separación	40	cm

Fuente: Tesistas

$$\text{Usar} \quad 1 \quad \phi \quad 10 \quad @ \quad 40 \quad \text{cm}$$

Entonces el esquema de armado para la losa superior es:

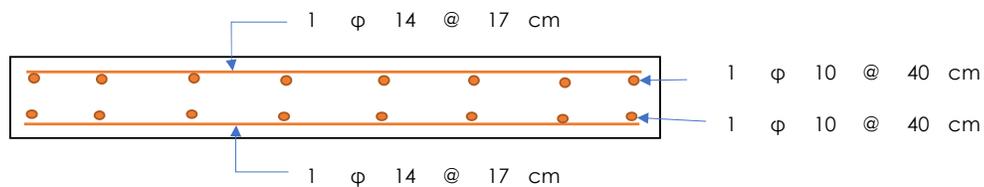


Figura 5.14: Esquema de armado losa superior

Fuente: Tesistas



• **Losa Inferior**

Tabla 5.19: Datos de la losa inferior

Datos		
f'c	240	Kg/cm ²
Espesor	30	cm
Recubrimiento	5	cm
fy	4200	Kg/cm ²
b	100	cm
d	25	cm
MU _{inf}	537928	Kg-cm
MU _{sup}	646197	Kg-cm
Vu	16916.1	Kg
φ	0.9	Flexión

Fuente: Tesistas

Ahora se realiza el diseño a flexión:

Tabla 5.20: Diseño a flexión de la losa inferior

Diseño a flexión		
Cuantía min	0.00333	
As min	8.33333	cm ²
α _{inf}	1.20079	
α _{sup}	1.44988	
AS _{inf}	5.83243	cm ²
AS _{sup}	7.04227	cm ²

Fuente: Tesistas

Y se tiene los siguientes resultados:

Tabla 5.21: Resultado del diseño a flexión losa inferior

Resultados		
As a utilizar	8.33333	cm ²
φ varilla	1.4	cm
Nº Varillas	6	
Separación	17	cm

Fuente: Tesistas

Entonces tanto para la parte superior como para la inferior de la losa inferior se utilizará el acero mínimo, ya que este es mayor al acero requerido, y se obtiene como resultado que se necesita:

$$1 \quad \phi \quad 14 \quad @ \quad 17 \quad \text{cm}$$

Ahora se procede a realizar la comprobación por cortante:

Tabla 5.22: Diseño a cortante de la losa inferior

Diseño a cortante		
ϕ cortante	0.75	
V_c	15395.1	Kg
V_c	<	V_u

Fuente: Tesistas

Como V_c es menor a V_u , se requiere acero de refuerzo por cortante, y se encuentra el siguiente resultado:

Tabla 5.23: Refuerzo a cortante en la losa inferior

Refuerzo a cortante		
V_s	7159.65	Kg
$V_{s_{max}}$	85205.6	Kg
Separación	20	cm
A_v	1.36374	cm ²
ϕ gancho	1	cm
Nº Ganchos	2	

Fuente: Tesistas

Usar 2 ϕ 10 @ 20 cm

Se deben usar dos ganchos de varilla N°10 cada 20 cm, pero solo en las zonas más críticas a cortante, que son los 50cm hacia adentro desde cada esquina de la losa.

Se deber realizar también el diseño del refuerzo por dilatación térmica y se tiene:

Tabla 5.24: Refuerzo por dilatación térmica en la losa inferior

Acero por dilatación térmica		
A_t	5.4	cm ²
ϕ varilla	1	cm
Nº Varillas	7	
Separación	40	cm

Fuente: Tesistas

Usar 1 ϕ 10 @ 40 cm

Entonces el esquema de armado para la losa superior es:

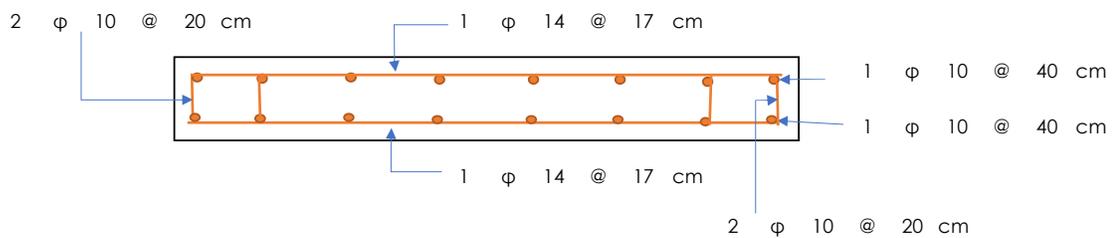


Figura 5.15: Esquema armado losa inferior

Fuente: Tesista



- **Paredes:**

Tabla 5.25: Datos de las paredes

Datos		
f'c	240	Kg/cm ²
Espesor	30	cm
Recubrimiento	5	cm
fy	4200	Kg/cm ²
b	100	cm
d	25	cm
Altura	280	cm
Mu	537928	Kg-cm
Vu	5903.9	Kg
Pu	16634.8	Kg
φ	0.9	Flexión
φ	0.75	Cortante
Ag	3000	cm ²

Fuente: Tesistas

Comprobación si se debe considerar la carga axial en las paredes:

Tabla 5.26: Comprobación de compresión en las paredes

Comprobación de compresión		
Compro.	50400	
Pu	<	Comprobación

Fuente: Tesistas

Como Pu es menor al valor de la comprobación, se puede ignorar los efectos de carga axial en las paredes de la alcantarilla.

Ahora se realiza el diseño a flexión:

Tabla 5.27: Diseño a flexión de las paredes

Diseño a flexión		
Cuantía min	0.00333	
As min	8.33333	cm ²
a	1.20079	
As	5.83243	cm ²

Fuente: Tesistas

Y se tiene los siguientes resultados:

Tabla 5.28: Resultado del diseño a flexión de las paredes

Resultados		
As a utilizar	8.33333	cm ²
φ varilla	1.4	cm
Nº Varillas	6	
Separación	17	cm

Fuente: Tesistas



Entonces tanto para el acero positivo como el negativo de las paredes se utilizará el acero mínimo, ya que este es mayor al acero requerido, y se obtiene como resultado que se necesita:

$$1 \ \phi \ 14 \ @ \ 17 \ \text{cm}$$

Ahora se procede a realizar la comprobación por cortante:

Tabla 5.29: Diseño a cortante de las paredes

Diseño a cortante		
V_c	15395.1	Kg
V_c	>	V_u

Fuente: Tesistas

Como V_c es mayor a V_u , no se requiere refuerzo por cortante en las paredes.

Se deber realizar también el diseño del refuerzo por dilatación térmica y se tiene:

Tabla 5.30: Refuerzo por dilatación térmica para las paredes

Acero por dilatación térmica		
A_t	5.4	cm^2
ϕ varilla	1	cm
N° Varillas	7	
Separación	40	cm

Fuente: Tesistas

$$\text{Usar } 1 \ \phi \ 10 \ @ \ 40 \ \text{cm}$$

Entonces el esquema de armado para las paredes es:

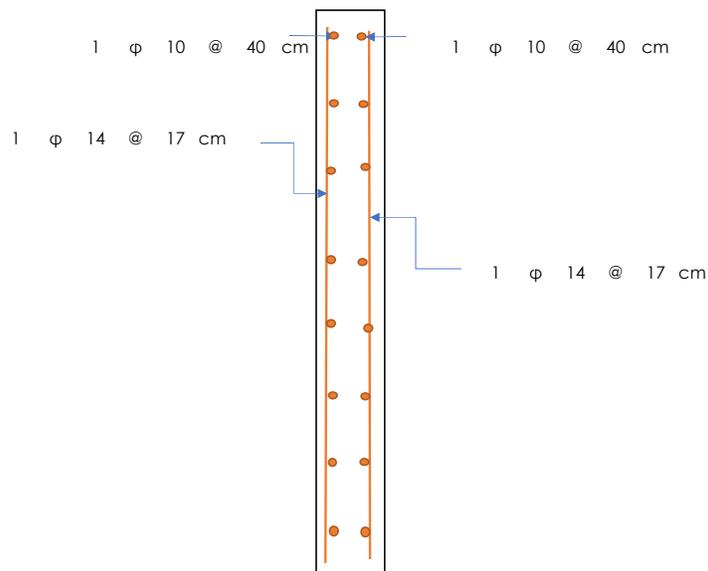


Figura 5.16: Esquema de armado de las paredes
 Fuente: Tesistas

- **Longitud de anclaje y de traslape**

Tabla 5.31: Longitud de anclaje para las varillas a usar en la alcantarilla

ϕ	Longitud anclaje	
14	17	cm
10	12	cm

Fuente: Tesistas

Tabla 5.32: Longitud de traslapes para las varillas a usar en la alcantarilla

ϕ	Longitud traslape	
14	42	cm
10	30	cm

Fuente: Tesistas

Ahora se muestran los esquemas de anclaje y traslape a usar en la alcantarilla:



Figura 5.17: Esquema de anclaje en la alcantarilla

Fuente: Tesistas



Figura 5.18: Esquema de traslapes en las varillas a usar en la alcantarilla

Fuente: Tesistas

5.2. Diseño estructural de los muros de entrada y salida de la alcantarilla

Para el caso del diseño de los muros, primero se diseña la estabilidad del muro y luego los armados. Los muros de entrada y salida de la alcantarilla consisten en unos muros de pantalla de hormigón armado y en el ingreso, una losa de hormigón simple con un replantillo de piedra. Todo el esquema del ingreso y salida de la alcantarilla se mostrará detalladamente en los planos.

Para el diseño estructural de los muros se utilizó el programa Excel, y se consideró los factores de estabilidad al volcamiento, deslizamiento y hundimiento dispuestos por la NEC.

5.2.1. Análisis de estabilidad de los muros

Para iniciar el análisis de estabilidad de los muros, se consideró un muro con una pantalla de 3.00m de alto y una de 2.50m de alto, puesto que en ese rango varía la altura de la pantalla.



Tabla 5.33: Datos para análisis de estabilidad de los muros

Datos		
f'c	240.00	Kg/cm ²
fy	4200.00	Kg/cm ²
Peso esp. H°A°	2400.00	Kg/m ³
e base	35.00	cm
e paredes	30.00	cm
e dentellón	30.00	cm
h pared 1	250.00	cm
h pared 2	300.00	cm
Base	200.00	cm
Punta	70.00	cm
Talon	100.00	cm
γ	2245.67	Kg/m ³
Φ	30.00	Grados
Ka	0.33	adim
qadm	1.46	Kg/cm ²
FS volcamiento	1.50	adim
FS deslizamiento	1.50	adim

Fuente: Tesistas

Los datos como el peso específico del suelo, el ángulo de fricción o la capacidad admisible del suelo, son datos obtenidos del estudio geotécnico, obtenidos en el capítulo 3.

El esquema del muro de pantalla es:

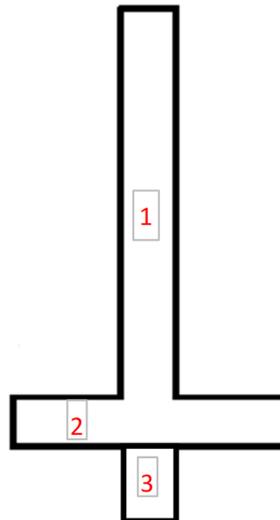


Figura 5.19: Esquema del muro de pantalla
 Fuente: Tesistas



- **Cálculo del centroide y del peso propio para los muros**

Tabla 5.34: Centro de gravedad muro (2.50m)

Centro de gravedad del muro (2.5m)							
Figura	Area (m ²)	Vol (m ³)	Peso (Kg)	xi (m)	yi(m)	P*xi (Kg-m)	P*yi (Kg-m)
1	0.75	0.75	1800.00	0.85	1.60	1530.00	2880.00
2	0.70	0.70	1680.00	1.00	0.18	1680.00	294.00
3	0.18	0.18	432.00	0.85	-0.30	367.20	-129.60
Total			3912.00		Total	3577.20	3044.40

xmedia	0.914	m
ymedia	0.778	m

Fuente: Tesistas

Tabla 5.35: Centro de gravedad muro (3.00m)

Centro de gravedad del muro (3m)							
Figura	Area (m ²)	Vol (m ³)	Peso (Kg)	xi (m)	yi(m)	P*xi (Kg-m)	P*yi (Kg-m)
1	0.90	0.90	2160.00	0.85	1.85	1836.00	3996.00
2	0.70	0.70	1680.00	1.00	0.18	1680.00	294.00
3	0.18	0.18	432.00	0.85	-0.30	367.20	-129.60
Total			4272.00		Total	3883.20	4160.40

xmedia	0.909	m
ymedia	0.974	m

Fuente: Tesistas

- **Cálculo del peso del relleno sobre los muros y los momentos estabilizantes a causa del relleno y del peso propio**

Tabla 5.36: Peso y momentos estabilizantes para el muro de 2.50m

Peso relleno muro (2.5m)		
V relleno	2.50	m ³
Peso relleno	5614.17	Kg
xmedia	1.50	m
M relleno	8421.25	Kg-m/m
Me	11998.45	Kg-m
Peso total	9526.17	Kg

Fuente: Tesistas

Tabla 5.37: Peso y momentos estabilizantes para el muro de 2.50m

Peso relleno muro (3m)		
V relleno	3.00	m ³
Peso relleno	6737.00	Kg
xmedia	1.50	m
M relleno	10105.50	Kg-m/m
Me	13988.70	Kg-m
Peso total	11009.00	Kg

Fuente: Tesistas



- **Cálculo del empuje de tierra y momentos de volcamiento**

Tabla 5.38: Cálculo de empuje de tierra y momento de volcamiento para el muro de 2.50m

Ea (2.5m)	3037.03	Kg/m
Mv (2.5m)	2885.18	Kg-m

Fuente: Tesistas

Tabla 5.39: Cálculo de empuje de tierra y momento de volcamiento para el muro de 3.00m

Ea (3m)	4196.13	Kg/m
Mv (3m)	4685.68	Kg-m

Fuente: Tesistas

- **Análisis de Estabilidad al volcamiento**

Tabla 5.40: Factores de estabilidad al volcamiento para los muros de 2.50m y 3.00m

Fsv (2.5m)	4.159	Cumple
Fsv (3m)	2.985	Cumple

Fuente: Tesistas

Como ambos factores de estabilidad al volcamiento son mayores a los establecidos como dato, los dos tipos de muros cumplen la estabilidad por volcamiento.

- **Análisis de estabilidad al deslizamiento**

Tabla 5.41: Factores de estabilidad al deslizamiento para los muros de 2.50m y 3.00m

Fsd (2.5m)	1.811	Cumple
Fsd (3m)	1.515	Cumple

Fuente: Tesistas

Como ambos factores de estabilidad al deslizamiento son mayores a los establecidos como dato, los dos tipos de muros cumplen la estabilidad por deslizamiento.

- **Análisis de estabilidad al hundimiento**

Tabla 5.42: Análisis de estabilidad al hundimiento para los muros

exmax	0.333	
x1 (2.5m)	0.957	
x1 (3m)	0.845	
ex (2.5m)	0.043	
ex (3m)	0.155	
qmax (2.5m)	0.538	Cumple
qmax (3m)	0.806	Cumple

Fuente: Tesistas

En este punto se obtienen los esfuerzos máximos del muro sobre el suelo de cimentación, y se compara con el esfuerzo admisible establecido como dato, y como para ambos casos, los esfuerzos son menores, el muro cumple la estabilidad al hundimiento con el suelo que se estableció para el estudio geotécnico.



5.2.2. Diseño estructural de los muros

- **Diseño de la pantalla**

Tabla 5.43: Datos de la pantalla de los muros

Datos		
Recubrimiento	5.00	cm
d	25.00	cm
Cuantía mínima	0.00	
Acero mínimo	8.33	cm ²
Vc	20526.81	Kg
a	121.43	

Fuente: Tesistas

Dentro de los datos para la pantalla de los muros se tiene, el recubrimiento, el peralte efectivo, el acero mínimo requerido a flexión y el cortante máximo capaz de soportar por la geometría de la sección de hormigón.

Como primer paso tenemos el diseño a flexión del muro, para esto se dividirá a la pantalla en secciones de 0.50m, desde 0 hasta los 3.00m del alto más alto de la pantalla:

Tabla 5.44: Cálculo de cortante y momentos actuantes en la pantalla del muro

y (m)	Vu (Kg)	Mu (Kg-m)	As (cm ²)	As a utilizar	At (cm ²)
0.50	149.56	24.93	0.03	8.333	5.4
1.00	598.25	199.42	0.21	8.333	5.4
1.50	1346.05	673.03	0.71	8.333	5.4
2.00	2392.98	1595.32	1.70	8.333	5.4
2.50	3739.04	3115.86	3.34	8.333	5.4
3.00	5384.21	5384.21	5.84	8.333	5.4

Fuente: Tesistas

En donde:

As es el acero requerido por el momento actuante.

As para utilizar en todos los casos es el acero mínimo, ya que es mayor a todos los requeridos.

At es el acero requerido por dilatación térmica.

En todo el alto de la pantalla, Vc es mayor a Vu, es decir no se requiere refuerzo por cortante.

Entonces se tiene los siguientes resultados:

Tabla 5.45: Resultados para el acero de refuerzo a flexión en la pantalla

Resultados		
φ varilla	1.4	cm
N° Varillas	6	
Separación	17	cm

Fuente: Tesistas



1 ϕ 14 @ 17 cm

Tabla 5.46: Resultados para el acero de refuerzo por dilatación térmica

Refuerzo por temperatura		
ϕ varilla	1.2	cm
N° Varillas	5	
ϕ varilla	1	cm
N° Varillas	7	
Separación1	20	cm
Separación2	43	cm

Fuente: Tesistas

1 ϕ 12 @ 20 cm Longitudinal
 1 ϕ 10 @ 43 cm Transversal

• **Diseño de la base**

Tabla 5.47: Datos de la base del muro

Datos		
Recubrimiento	7.5	cm
d	27.50	cm

Fuente: Tesistas

Los datos anteriores son los datos iniciales para el diseño de la base del muro, pero se diseñará por partes, primero el talón de la base y luego la punta.

Diseño del talón:

Tabla 5.48: Datos para el diseño del talón

Datos		
b	100.00	cm
e	35.00	cm
q_{min}	0.29	Kg/cm ²
q_1	0.55	Kg/cm ²

Fuente: Tesistas

Donde q_{min} y q_1 son los valores de los esfuerzos que ejerce el talón sobre el suelo en sus dos esquinas.

Tabla 5.49: Peso propio del talón, del relleno sobre el talón y la reacción del suelo

Peso talón	840.00	Kg
Peso relleno	6737.00	Kg
Reacción	4225.02	Kg
V_u	5363.18	Kg

Fuente: Tesistas

V_u es el valor del cortante actuante sobre el talón de la base del muro.



Tabla 5.50: Momentos producidos en el talón por, el peso propio, el relleno y la reacción del suelo

Momento peso propio	42000.00	Kg-cm
Momento Relleno	336850.15	Kg-cm
Momento Reacción	189926.01	Kg-cm
Mu	302278.63	Kg-cm

Fuente: Tesistas

Mu es el valor del momento actuante sobre el talón de la base del muro.

Ahora con estos datos se puede realizar el diseño, primero se realizará el diseño a cortante:

Vc	22579.49	Kg
----	----------	----

Como Vc es mayor a Vu, el talón no requiere refuerzo por cortante.

Después se realiza el diseño a flexión:

Tabla 5.51: Resultados del diseño a flexión del talón

a	133.57	
As	2.94	cm ²
As min	9.17	cm ²
φ varilla	1.4	cm
Nº Varillas	6	
Separación	17	cm

Fuente: Tesistas

1	φ	14	@	17	cm
---	---	----	---	----	----

Y también, el diseño por refuerzo debido a la dilatación térmica:

Tabla 5.52: Diseño del refuerzo por dilatación térmica del talón

At	6.3	cm ²
φ varilla	1.2	cm
Nº Varillas	6	
Separación	17	cm

Fuente: Tesistas

1	φ	12	@	17	cm
---	---	----	---	----	----

Diseño de la punta:

Tabla 5.53: Datos para el diseño de la punta

Datos		
b	70.00	cm
e	35.00	cm
qmax	0.81	Kg/cm ²
q2	0.63	Kg/cm ²

Fuente: Tesistas



Donde q_{max} y q_2 son los valores de los esfuerzos que ejerce la punta sobre el suelo en sus dos esquinas.

Tabla 5.54: Peso propio de la punta y la reacción del suelo

Peso punta	588.00	Kg
Reacción	5017.48	Kg
V_u	4429.48	Kg

Fuente: Tesistas

V_u es el valor del cortante actuante sobre la punta de la base del muro.

Tabla 5.55: Momentos producidos en la punta por el peso propio y la reacción del suelo

Momento peso propio	-20580.00	Kg-cm
Momento Reacción	182926.31	Kg-cm
M_u	162346.31	Kg-cm

Fuente: Tesistas

M_u es el valor del momento actuante sobre la punta de la base del muro.

Ahora con estos datos se puede realizar el diseño, primero se realizará el diseño a cortante:

V_c	22579.49	Kg
-------	----------	----

Como V_c es mayor a V_u , el talón no requiere refuerzo por cortante.

Después se realiza el diseño a flexión:

Tabla 5.56: Resultados del diseño a flexión de la punta

a	133.57	
A_s	1.57	cm^2
A_s min	9.17	cm^2
ϕ varilla	1.4	cm
N° Varillas	6	
Separación	17	cm

Fuente: Tesistas

1 ϕ 14 @ 17 cm

Y también, el diseño por refuerzo debido a la dilatación térmica:

Tabla 5.57: Diseño del refuerzo por dilatación térmica de la punta

A_t	6.3	cm^2
ϕ varilla	1.2	cm
N° Varillas	6	
Separación	17	cm

Fuente: Tesistas

1 ϕ 12 @ 17 cm



- **Diseño del dentellón**

Tabla 5.58: Datos para el diseño del dentellón

Datos		
h	0.60	m
b	0.30	m
Kp	3.00	
Ep	4042.20	Kg/m
Vu	1212.66	Kg

Fuente: Tesistas

Primero el diseño a cortante:

Vc	43106.305	Kg
----	-----------	----

No requiere refuerzo por cortante.

Ahora el diseño a flexión:

Tabla 5.59: Diseño a flexión del dentellón

Mu	258700.92	Kg-cm
a	255.00	
As	1.31	cm ²
Asmin	7.50	cm ²
φ varilla	1.40	cm
N° Varillas	5.00	
Separación	12.00	cm

Fuente: Tesistas

1 φ 14 @ 12 cm

También se debe realizar el diseño del refuerzo por dilatación térmica

Tabla 5.60: Diseño del refuerzo por dilatación térmica para el dentellón

At	5.4	cm ²
φ varilla	1.6	cm
N° Varillas	3	
Separación	10	cm

Fuente: Tesistas

1 φ 16 @ 10 cm

- **Longitud de anclaje**

Tabla 5.61: Longitud de anclaje para las varillas a usarse en el muro

φ	Longitud anclaje	
14	17	cm
10	12	cm
16	19	cm

Fuente: Tesistas



Tabla 5.64: Resumen de aceros cabezales de entrada y salida alcantarilla

PLANILLA DE ACEROS CABEZAL																			
Marca	Diámetro mm	Tipo	Número	Dimensiones (m)										Longitud (m)		Pesos (kg)			
				a	b		c		d	e	f	g		Traslape	Parcial	Total	Peso/m	Peso total	
115	12	C	56	0.60	2	x	0.15									0.90	50.40	0.888	44.76
116	10	I	8	2.10												2.10	16.80	0.617	10.37
																	Total		55.12

Fuente: Tesistas

Tanto para los cabezales, como para los dentellones que son los aceros de las marcas desde la 112 hasta la 116, se utilizó el acero mínimo requerido por norma.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- La capacidad portante del suelo de cimentación para la alcantarilla, obtenido en el capítulo 3, en el apartado del estudio geotécnico es de $q_{adm} = 1.456 \text{ Kg/cm}^2$; de esta manera concluimos que es posible cimentar la estructura sobre el material de sitio.
- Realizados el estudio hidrológico, se pudo concluir que el caudal máximo de crecida utilizado para los diseños, en la cuenca del río es de $23.60 \text{ m}^3/\text{s}$; con un período de retorno de 100 años.
- En base al estudio hidráulico se concluye que, el espejo de agua para el caudal de diseño es de 34.17m con un nivel máximo de crecido de 0.95m debido a la topografía del lugar, de tal forma que los resultados obtenidos y apoyados por la ingeniería de valor, la alternativa más factible es el diseño de una alcantarilla.
- Una vez realizado el análisis de la ingeniería de valor, se diseñó una alcantarilla, en lugar de un puente, debido a que, en función de los parámetros establecidos en el capítulo 4, es la solución más conveniente.
- Hemos concluido que se requiere el diseño de una estructura tipo cajón para que funcione como alcantarilla, con dimensiones externas de 2.70m x 2.70m; y espesores de 30 cm. Debido a las solicitudes de diseño, se utilizó en su mayoría el acero de refuerzo mínimo impuesto por la normativa vigente.

Recomendaciones

- Para un correcto diseño de una obra de ingeniería, se debería considerar un análisis de ingeniería de valor de al menos dos alternativas, con la finalidad de brindar al cliente la solución óptima.



- Para el correcto funcionamiento de la alcantarilla, es requerido realizar un mantenimiento periódico de la misma y del canal de aproximación, con el fin de evitar la obstrucción del paso de agua.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 8th Ed.* Washington, DC: American Association of State Highway.
- ACI. (2019). *ACI 318-19.* Washington, DC: American Concrete Institute.
- Benítez, C., Arias, W., & Quiroz, J. (1980). *Manual de Conservación de Suelos y Aguas.* Lima: Ministerio de Agricultura y Alimentación.
- Chown, V., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada.* Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.
- Cuenca, M. d. (12 de Abril de 2019). *Tranvía Cuenca.* Obtenido de <http://tranvia.cuenca.gob.ec/content/avanzan-los-trabajos-en-milchichig>
- Das, B. M. (2012). En *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (pág. 140). California: Cengage Learning.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica.* California: CENGAGE Learning.
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica.* Santa Fe: Cengage Learning.
- González, L. A. (2015). *SOLUCIÓN GEOLÓGICA, GEOTÉCNICA, HIDROLÓGICA, HIDRÁULICA Y ESTRUCTURAL DE LA ALCANTARILLA QUE SIRVE A LA AUTOPISTA CUENCA - AZOGUES, ABSCISA KM. 4+667.* Cuenca: Universidad de Cuenca.
- INAMHI. (2019). *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación.* Quito: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.
- Krochin, S. (1968). *Diseño Hidráulico.* Quito: Editorial Universitaria.
- NEC-SE-HM. (2015). *NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado.* Quito: MIDUVI.

ANEXOS

Evidencias fotográficas



Ilustración 1: Toma de puntos



Ilustración 2: Teodolito electrónico



Ilustración 3: Sitio de levantamiento topográfico



Ilustración 4: Trabajo de cadeneros



Ilustración 5: Plantación del equipo topográfico en campo



Ilustración 6: Trabajo de cadeneros, toma de puntos



Ilustración 7: Levantamiento topográfico



Ilustración 8: Toma de muestras de suelo



Ilustración 9: Trabajadores realizando el pozo



Ilustración 10: Pozo de muestra de suelo



Ilustración 11: Lavado de material



Ilustración 12: Toma de material para ensayos



Ilustración 13: Material en el horno antes de lavar



Ilustración 14: Material en la tamizadora



Ilustración 15: Peso de material retenido en cada tamiz



Ensayos de suelo

Anexo 1: Análisis Granulométrico



**UNIVERSIDAD
DEL AZUAY**

Realizado por: Juan Fernando Sarmiento Fernández **Hoja:** 1/2
Juan Sebastián Idrovo Valdiviezo

Fecha: 21 de octubre de 2020

Proyecto: Tesis de grado: "Solución estructural para el paso sobre el río Yukaip"

Procedencia: Orilla del río Yukaip, comunidad Macuma, cantón Taisha, provincia de Morona Santiago

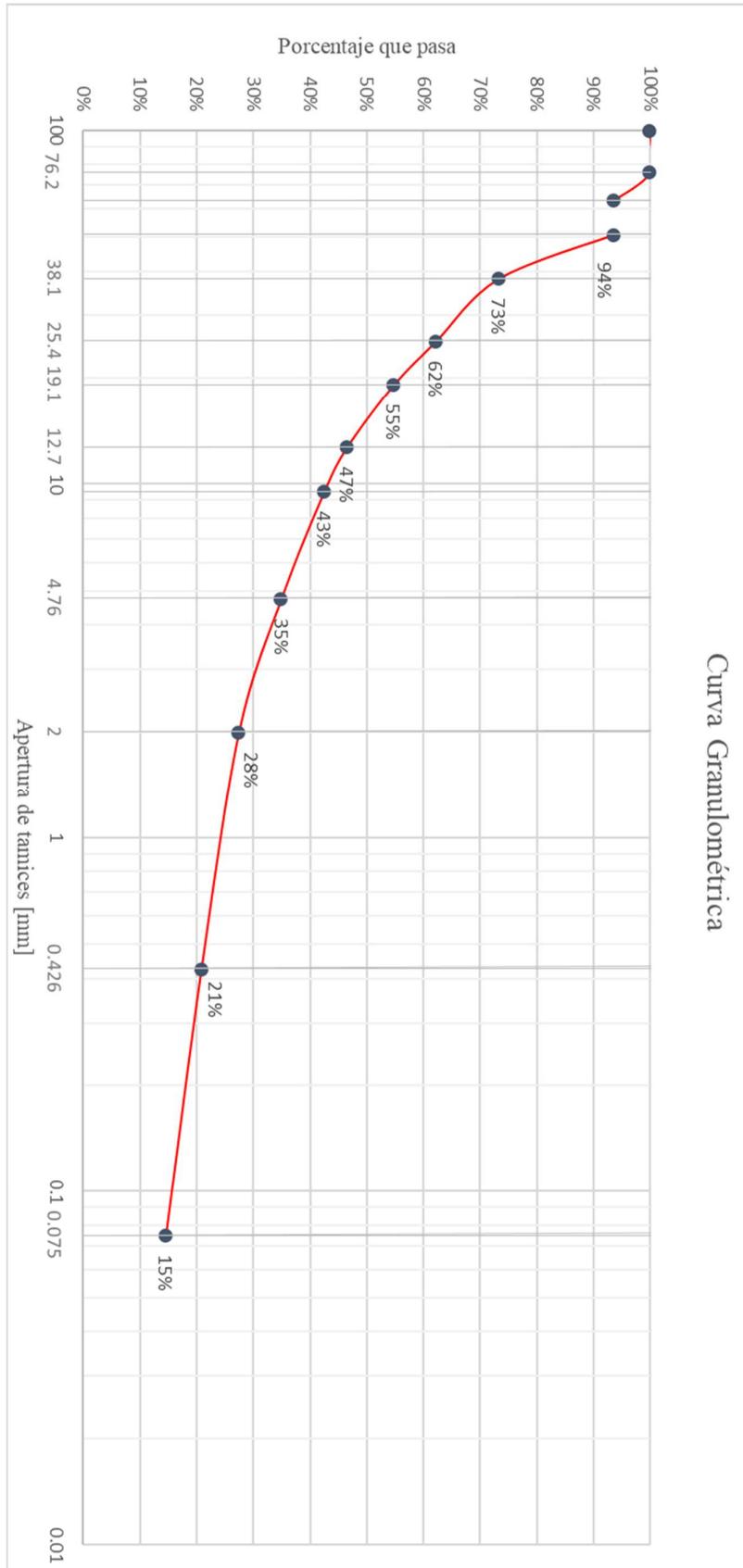
Descripción del material: Grava con arcilla color rojo.

Tutor: Ing. José Vázquez Calero

Análisis Granulométrico

Tamiz		Masa retenida [g]		Porcentaje retenido		Porcentaje que pasa
in	mm	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	
3"	76.200	0.00	0.00	0%	0%	100%
2 1/2"	63.500	325.00	325.00	6%	6%	94%
2"	50.800	0.00	325.00	0%	6%	94%
1 1/2"	38.100	1038.00	1363.00	20%	27%	73%
1"	25.400	562.00	1925.00	11%	38%	62%
3/4"	19.100	380.00	2305.00	7%	45%	55%
1/2"	12.700	420.00	2725.00	8%	53%	47%
3/8"	9.520	205.00	2930.00	4%	57%	43%
N°4	4.760	385.00	3315.00	8%	65%	35%
N°10	2.000	382.00	3697.00	7%	72%	28%
N°40	0.426	339.00	4036.00	7%	79%	21%
N°200	0.075	320.00	4356.00	6%	85%	15%

Masa de suelo seco antes de lavado	5100 g
Masa de suelo seco después de lavado	4356 g
Porcentaje de gravas	65%
Porcentaje de finos	15%
Porcentaje de arenas	20%





Anexo 2: Determinación del Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad



UNIVERSIDAD
 DEL AZUAY

Realizado por: Juan Fernando Sarmiento Fernández
 Juan Sebastián Idrovo Valdiviezo

Hoja: 1/2

Fecha: 21 de octubre de 2020

Proyecto: Tesis de grado: "Solución estructural para el paso sobre el río Yukaip"

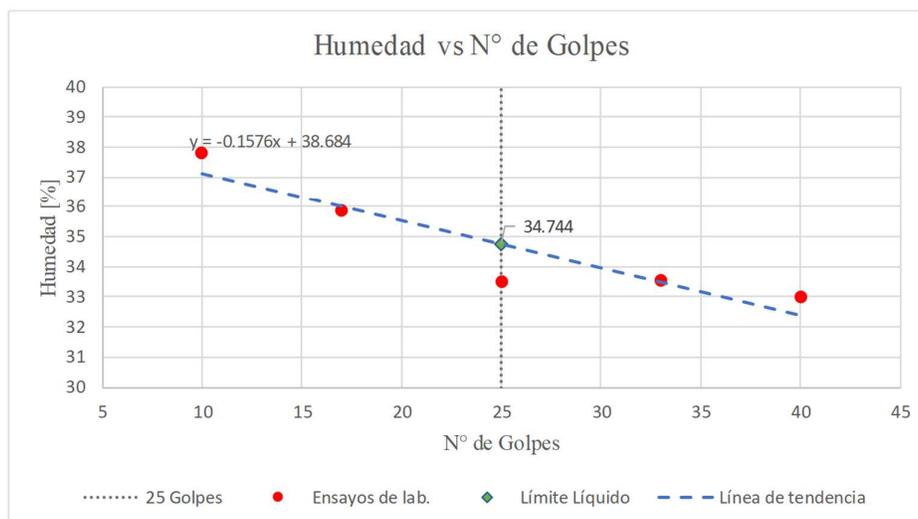
Procedencia: Orilla del río Yukaip, comunidad Macuma, cantón Taisha, provincia de Morona Santiago

Descripción del material: Grava con arcilla color rojo.

Tutor: Ing. José Vázquez Calero

Determinación del Límite Líquido

Punto	1	2	3	4	5
Nº de Golpes	40	33	25	17	10
Recipiente Nº	A	22	32	37	25
Masa Recipiente	7.04	6.27	6.29	6.84	6.74
Masa Recipiente + Suelo húmedo (g)	13.73	13.04	14.66	14.87	15.74
Masa Recipiente + Suelo seco (g)	12.07	11.34	12.56	12.75	13.27
Masa del agua (g)	1.66	1.7	2.1	2.12	2.47
Masa del suelo seco (g)	5.03	5.07	6.27	5.91	6.53
Contenido de agua [w(%)]	33.00	33.53	33.49	35.87	37.83





Hoja: 2/2

Contenido de agua

Recipiente N°	K2	A10
Masa recipiente (g)	30.54	30.79
Masa recipiente + suelo húmedo (g)	155.43	166.57
Masa recipiente + suelo seco (g)	141.88	149.81
Masa del agua (g)	13.55	16.76
Masa de suelo seco (g)	111.34	119.02
Contenido de agua [w(%)]	12.17	14.08
Promedio (%)	13.13	

Determinación del Límite Plástico

Recipiente N°	23.00	21.00
Masa recipiente (g)	6.26	6.18
Masa recipiente + suelo húmedo (g)	9.34	10.05
Masa recipiente + suelo seco (g)	8.82	9.40
Masa del agua (g)	0.52	0.65
Masa de suelo seco (g)	2.56	3.22
Contenido de agua [w(%)]	20.31	20.19
Límite plástico	20.25	

Resultados

Límite Líquido (%)	34.744
Límite Plástico (%)	20.25
Índice de Plasticidad (%)	14.49

Clasificación de suelo por AASHTO

Índice de grupo	0
Grupo	A-2-6

Clasificación de suelo por SUCS

Símbolo de grupo	GC
Nombre de grupo	Grava arcillosa con arena



Anexo 3: Determinación de la gravedad específica



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

Realizado por: Juan Fernando Sarmiento Fernández
Juan Sebastián Idrovo Valdiviezo **Hoja:** 1/1

Fecha: 21 de octubre de 2020

Proyecto: Tesis de grado: "Solución estructural para el paso sobre el río Yukaip"

Procedencia: Orilla del río Yukaip, comunidad Macuma, cantón Taisha, provincia de Morona Santiago

Descripción del material: Grava con arcilla color rojo.

Tutor: Ing. José Vázquez Calero

Volumen matraz: 250ml

Determinación de la gravedad específica

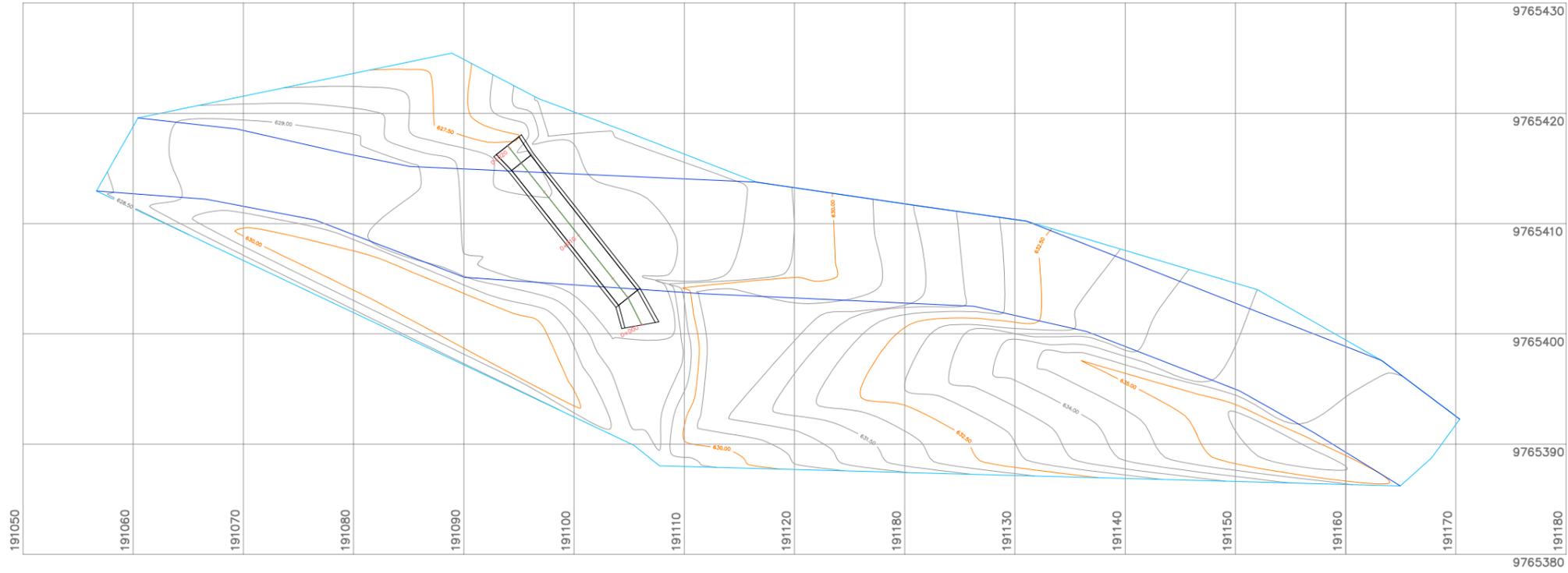
Matraz N°	1	2
Temperatura ensayo (°C)	21.00	21.00
Masa de matraz + agua (g)	345.71	341.23
Masa de matraz + agua + suelo (g)	373.02	368.65
Masa de sólidos de suelo seco (g)	43.76	44.00
Gravedad específica a T° de ensayo	2.66	2.65
Coefficiente de temperatura	0.99979	0.99979
Gravedad específica a 20°C	2.66	2.65
Gravedad Específica G_s	2.66	

Porosidad n (%)	25
Indice de poros e	0.33
Peso específico seco	19.59 KN/m ³
Peso específico Saturado	22.03 KN/m ³



PLANOS

PLANTA PROYECTO



ESCALA: 1:500

Simbología de planta	
Símbolo	Descripción
	Curvas de nivel principales (cada 2.5m)
	Curvas de nivel secundarias (cada 0.5m)
	Eje de Proyecto
	Borde de vía
	Borde de planta topográfica

PERFIL ALCANTARILLA



ABSCISA	0+000.00	0+002.76	0+010.00	0+018.37	0+020.00	0+020.00
COTA TERRENO	628.4	628.25	628.07	627.64	627.56	627.58
COTA PROYECTO	623.07	623.04	622.96	622.84	622.82	622.82

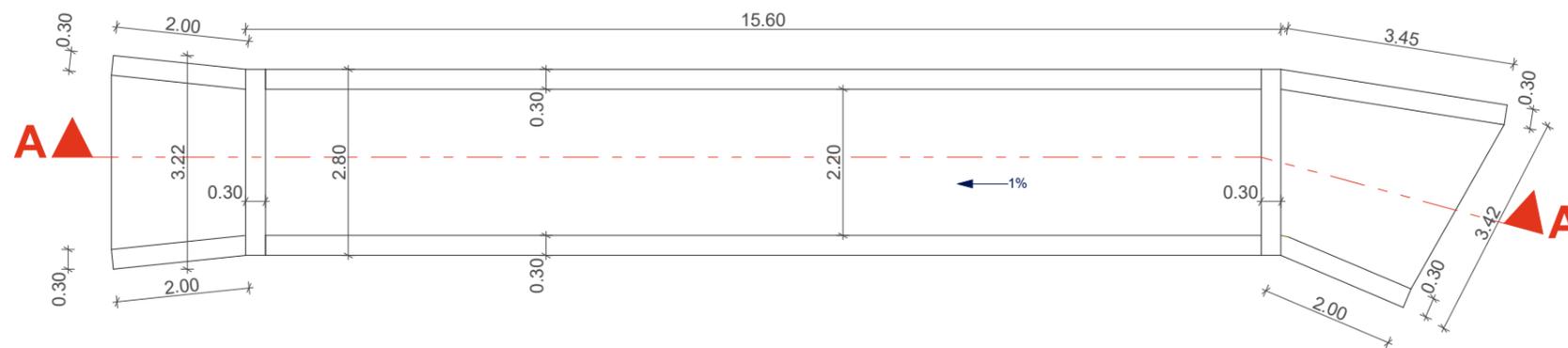
ESCALA: 1:100



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

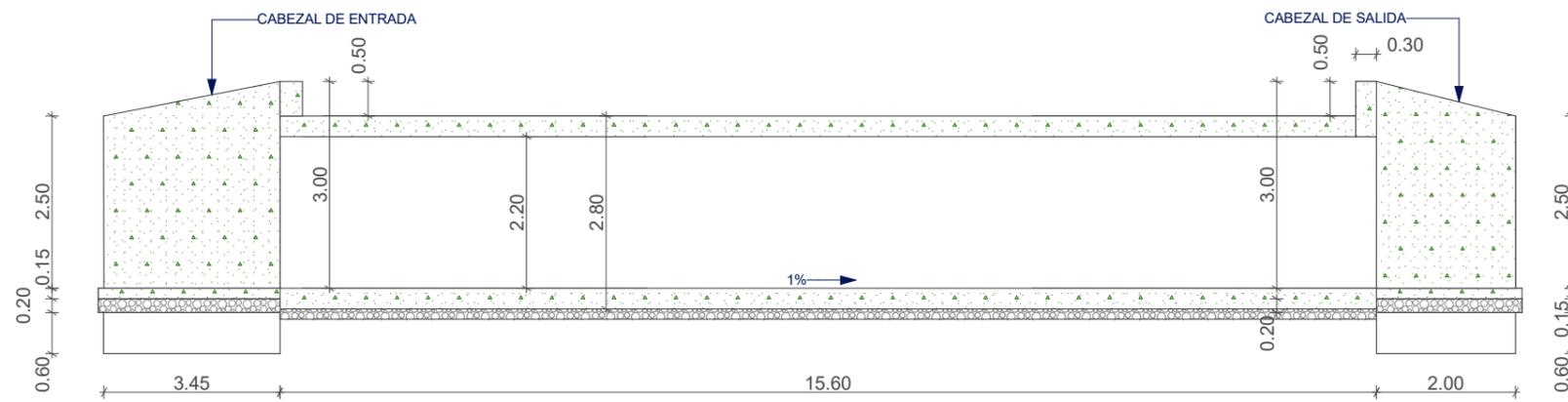
SOLUCIÓN ESTRUCTURAL PARA EL PASO SOBRE EL RÍO YUKAP

<p>ESCALA: INDICADAS</p>	<p>FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES</p>
<p>OBSERVACIONES:</p>	<p>Tutor: Ing. José Vázquez Realizado por: Juan Fernando Sarmiento Fernández Juan Sebastián Idrovo Valdiviezo</p>
<p>Contiene: PLANTA ALCANTARILLA PERFIL ALCANTARILLA</p>	<p>Cuenca: 04/FEBRERO/2021</p>
<p>Hoja</p>	<p>1/4</p>



Vista en Planta

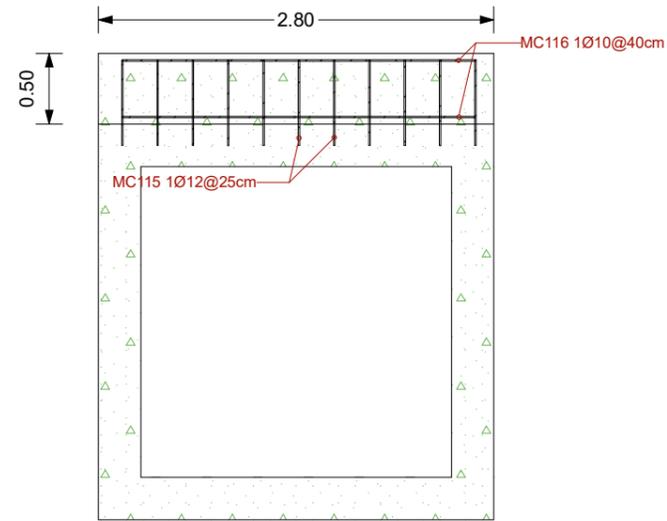
1:100



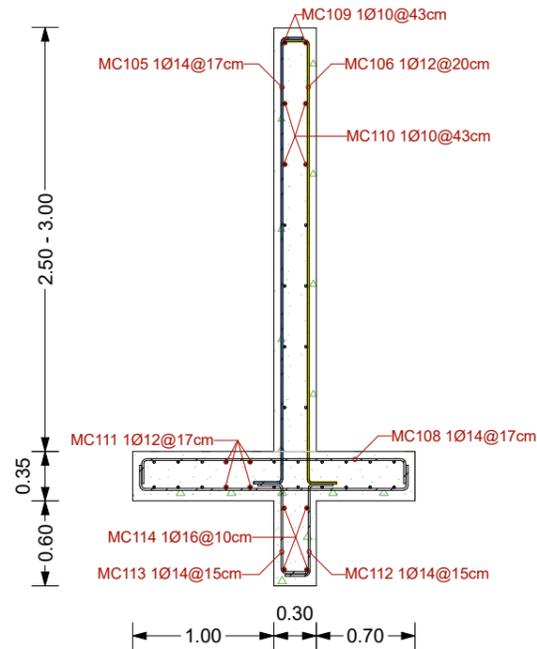
Corte A-A

1:100

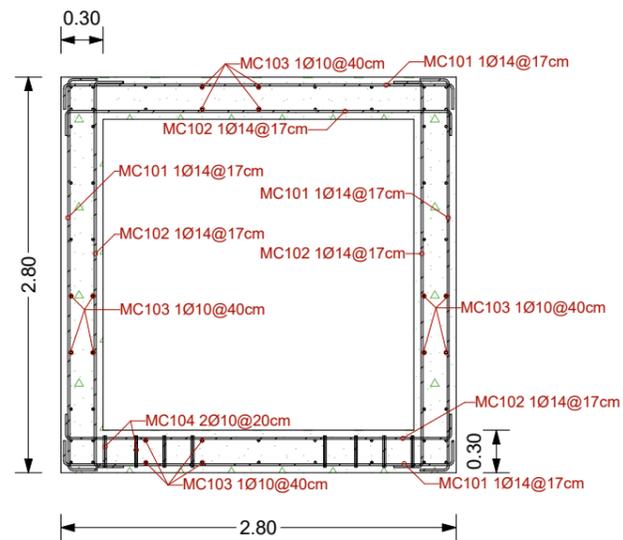
 UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
Trabajo de titulación: SOLUCION ESTRUCTURAL PARA EL PASO SOBRE EL RIO YUKAIP	
Escala:	Indicadas
Facultad de Ciencia y Tecnología Ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones	
Tutor: Ing. José Vázquez	
Realizado por: Juan Sebastián Idrovo Juan Fernando Sarmiento	
Observaciones:	
Cuenca, 04 de febrero de 2021	
Hoja:	2/4



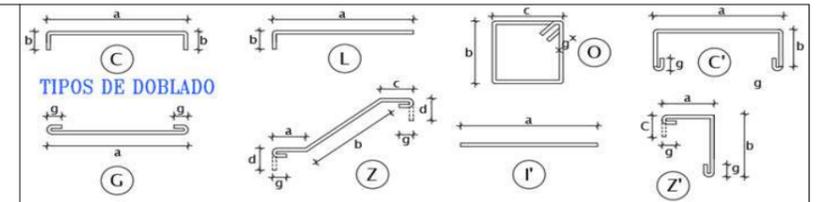
Detalle cabezales de entrada y salida 1:50



Detalle muros de ala 1:50



Detalle alcantarilla 1:50



PLANILLA DE ACEROS ALCANTARILLA

Marca	Diámetro mm	Tipo	Número	Dimensiones (m)							Traslape	Longitud (m)		Pesos (kg)		Observaciones	
				a	b	c	d	e	f	g		Parcial	Total	Peso/m	Peso total		
101	14	C	374	2.70	2 x 0.17								3.04	1136.96	1.208	1373.45	
102	14	C	374	2.65	2 x 0.17								2.99	1118.26	1.208	1350.86	
103	10	I	112	9.00							0.12		9.12	1021.44	0.617	630.23	
104	10	G	250	0.22							2 x 0.07		0.36	90.00	0.617	55.53	Ganchos de refuerzo a cortante
													Total	3410.06			

PLANILLA DE ACEROS MUROS

Marca	Diámetro mm	Tipo	Número	Dimensiones (m)							Traslape	Longitud (m)		Pesos (kg)		Observaciones	
				a	b	c	d	e	f	g		Parcial	Total	Peso/m	Peso total		
105	14	C	57	2.95	2 x 0.17								3.29	187.53	1.208	226.54	
106	12	C	48	2.85	2 x 0.15								3.15	151.20	0.888	134.27	
107	14	C	57	1.90	2 x 0.17						0.12		2.36	134.52	1.208	162.50	
108	14	C	57	1.85	2 x 0.17								2.19	124.83	1.208	150.79	
109	10	I	8	0.70									0.70	5.60	0.617	3.46	
110	10	I	56	2.40									2.40	134.40	0.617	82.92	
111	12	C	96	2.40	2 x 0.15								2.70	259.20	0.888	230.17	
112	14	C	47	0.62	2 x 0.17								0.96	45.12	1.208	54.50	
113	14	C	47	0.55	2 x 0.17								0.89	41.83	1.208	50.53	Acero mínimo requerido en el dentellón
114	16	I	16	2.40									2.40	38.40	1.578	60.60	
													Total	1156.28			

PLANILLA DE ACEROS CABEZAL

Marca	Diámetro mm	Tipo	Número	Dimensiones (m)							Traslape	Longitud (m)		Pesos (kg)		Observaciones	
				a	b	c	d	e	f	g		Parcial	Total	Peso/m	Peso total		
115	12	C	56	0.60	2 x 0.15								0.90	50.40	0.888	44.76	Acero mínimo requerido en los cabezales al ingreso y salida de la alcantarilla.
116	10	I	8	2.10									2.10	16.80	0.617	10.37	
													Total	55.12			

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

El esfuerzo de compresión del concreto es de 240 Kg/cm².
 El esfuerzo de fluencia para el acero longitudinal y transversal es de 4200 Kg/cm².
 El peso volumétrico del hormigón y acero utilizados son de 2400Kg/m³ y 7800 Kg/m³.
 NOTA: Todas las unidades de acotación están en metros.



Trabajo de titulación:
SOLUCION ESTRUCTURAL PARA EL PASO SOBRE EL RIO YUKAIP

Escala: **Indicadas**

Facultad de Ciencia y Tecnología
 Ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones

Contiene:
 Detalle alcantarilla armados
 Detalle muros de ala armados
 Detalle cabezales de entrada y salida

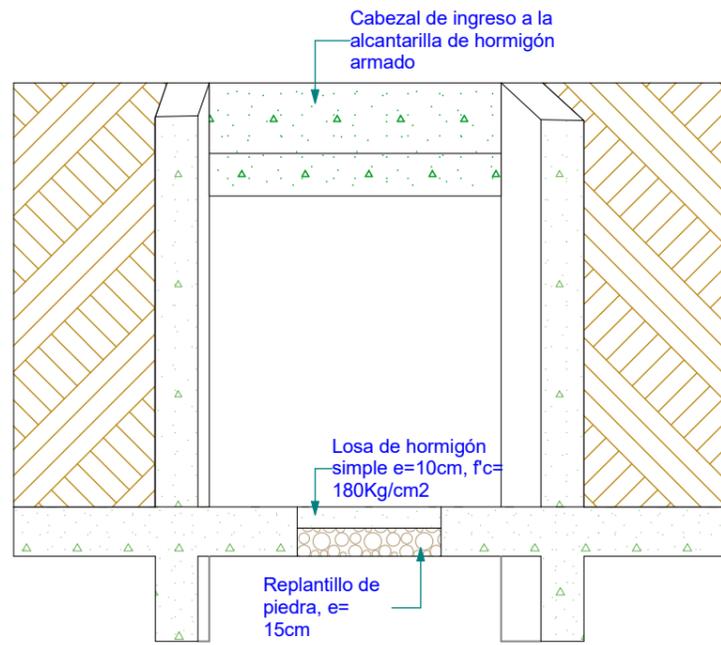
Tutor: Ing. José Vázquez

Realizado por:
 Juan Sebastián Idrovo
 Juan Fernando Sarmiento

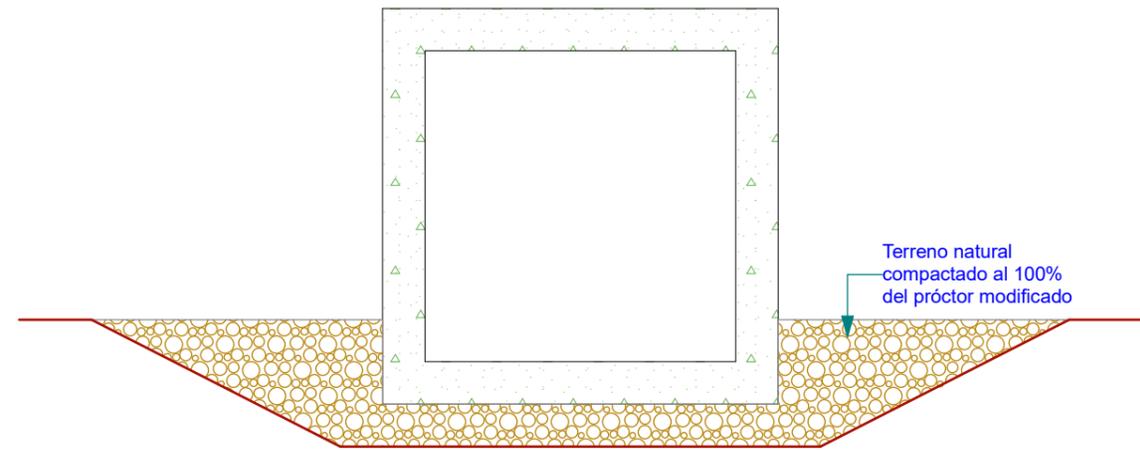
Observaciones:

Cuenca, 04 de febrero de 2021

Hoja: **3/4**



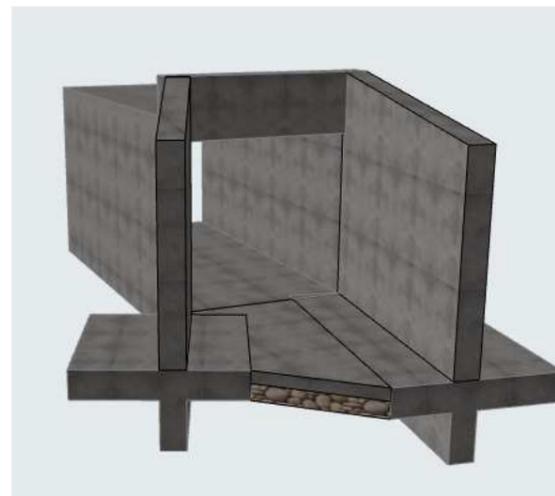
Detalle ingreso/salida de la alcantarilla 1:50



Alcantarilla tipo cajón 1:50



Perspectiva alcantarilla salida



Perspectiva entrada alcantarilla

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
Trabajo de titulación: SOLUCION ESTRUCTURAL PARA EL PASO SOBRE EL RIO YUKAIP	
Escala:	Indicadas
Facultad de Ciencia y Tecnología Ingeniería Civil y Gerencia de Construcciones	
Tutor: Ing. José Vázquez	
Realizado por: Juan Sebastián Idrovo Juan Fernando Sarmiento	
Observaciones:	
Cuenca, 04 de febrero de 2021	
Hoja:	4/4