

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**Análisis comparativo del acueducto tipo cajón y tipo abovedado en
la quebrada Chaquihuaycco del distrito de San Juan Bautista –
Ayacucho - 2020**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

PRESENTADO POR:

Clever Huachaca Lagos

ASESOR:

Ing. Vance Giorgio Fernández Huamán

Ayacucho – Perú

2022

DEDICATORIA

A mis padres, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ustedes logré llegar hasta aquí y convertirme en lo que soy y les estaré eternamente agradecido por sus consejos y lecciones de vida.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, mi alma mater por haberme permitido formarme profesionalmente en sus aulas.

A la Facultad de Ciencias Agrarias y a mi querida Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola, por haberme acogido en el proceso de mi formación profesional.

A mi asesor de tesis el Ing. Vance Giorgio Fernández Huamán, por la orientación y apoyo académico, que me brindo para poder realizar el presente trabajo.

A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola, que contribuyeron en gran medida en mi formación profesional y personal, impulsándome a seguir adelante.

A mis padres Roberto y Celestina por brindarme su apoyo incondicional.

ÍNDICE

DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTO	II
ÍNDICE DE TABLAS	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VI
ÍNDICE DE ANEXOS	VIII
RESUMEN	1
INTRODUCCCIÓN	2
1. CAPÍTULO I MARCO TEORICO	4
1.1. ANTECEDENTES	4
1.2. ALCANTARILLAS	4
1.3. TIPOS DE ALCANTARILLAS	4
1.3.1. Alcantarillas en bóveda maciza o de concreto armado	4
1.3.2. Alcantarillas metálicas	5
1.3.3. Alcantarillas circulares o tubos de hormigón simple y armado	6
1.3.4. Alcantarillas cajón	8
1.4. DISEÑO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN.....	9
1.4.1. Hidrología e hidráulica del acueducto tipo cajón	9
1.4.2. Parámetros mecánicos y físicos del suelo	23
1.4.3. Parámetros mecánicos del hormigón y el acero.....	25
1.4.4. Parámetros geométricos del acueducto tipo cajón	28
1.4.5. Cargas	29
1.4.6. Estados límites y factores de resistencia	37
2. CAPÍTULO II METODOLOGÍA.....	40
2.1. UBICACIÓN DEL ESTUDIO	40
2.1.1. Ubicación geográfica	40

2.2.	MATERIALES Y EQUIPOS	41
2.3.	PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	41
2.3.1.	Análisis teórico del acueducto tipo cajón y tipo abovedado en la quebrada ChaquiHuaycco del distrito de San Juan Bautista – Ayacucho.	41
2.3.2.	Evaluación de las bondades del acueducto tipo cajón con respecto al acueducto tipo abovedado en la quebrada ChaquiHuaycco del distrito de San Juan Bautista – Ayacucho. .	87
3.	CAPÍTULO III RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	93
3.1.	Análisis teórico del acueducto tipo cajón y tipo abovedado.....	93
3.2.	Bondades del acueducto tipo cajón con respecto al acueducto tipo abovedado	95
	CONCLUSIONES	97
	RECOMENDACIONES.....	97
4.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	98
	ANEXOS	99

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Clasificación de la cuenca según el área.....	11
Tabla 1.2 Relación entre el índice de compacidad y la forma de la cuenca	12
Tabla 1.3 Relación entre pendiente y tipo de terreno	17
Tabla 1.4 Periodo de retorno de diseño recomendado para estructuras menores	22
Tabla 2.1 Parámetros mecánicos y físicos del suelo.....	46
Tabla 2.2 Parámetros mecánicos del hormigón y el acero.....	46
Tabla 2.3 Parámetros mecánicos del hormigón y el acero.....	69
Tabla 2.4 Resumen de metrados del canal embovedado	88
Tabla 2.5 Presupuesto del canal embovedado	90
Tabla 2.6 Resumen de metrado del acueducto tipo cajón.....	91
Tabla 2.7 Presupuesto del acueducto tipo cajón	92
Tabla 3.1 Evaluación de bondades del acueducto tipo cajón respecto al acueducto tipo abovedado	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Batería de alcantarillas abovedadas.....	5
Figura 1.2 alcantarillas Metálicas circulares.....	6
Figura 1.3 alcantarillas circulares de hormigón simple armado	7
Figura 1.4 Tubo en hormigón armado	7
Figura 1.5 Presiones comparativas vertical y horizontal en tubos.....	8
Figura 1.6 Alcantarillas Cajón de hormigón Armado.....	8
Figura 1.7 Alcantarillas Cajón bajo un fuerte relleno.....	9
Figura 1.8 Delimitación de una cuenca	10
Figura 1.9 Perímetro de la cuenca	11
Figura 1.10 Dimensiones de la cuenca	12
Figura 1.11 Factor de forma para dos cuencas	13
Figura 1.12 Transformación de una cuenca en un rectángulo	14
Figura 1.13 Curva hipsométrica.....	15
Figura 1.14 Altitud media de la cuenca	16
Figura 1.15 Orden de ríos	18
Figura 1.16 Pendiente uniforme.....	19
Figura 1.17 Pendiente del cauce por compensación de áreas	19
Figura 1.18 N tramos de la longitud de un cauce	20
Figura 1.19 tiempo de concentración.....	21
Figura 1.20 Características de las mezclas de concreto según su Clase	26
Figura 1.21 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad.....	28
Figura 1.22 Peso unitario (γ) según tipo de material de relleno	31
Figura 1.23 Simbología para el empuje activo de Coulomb.....	32
Figura 1.24 Aplicación de la teoría de Rankine para el diseño de muros de sostenimiento.....	33
Figura 1.25 Aplicación de la teoría de Coulomb para el diseño de muros de sostenimiento	33
Figura 1.26 Ángulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. Department of the Navy 1982a)	34
Figura 1.27 Camión de diseño HL-93	35
Figura 1.28 Camión de diseño HL-93	35

Figura 1.29 Incremento por carga dinámica	36
Figura 1.30 Empuje horizontal sobre un muro	36
Figura 2.1 Ubicación y localización del trabajo de investigación	40
Figura 2.2 Parámetros de forma cuenca Chaquihuaycco.....	41
Figura 2.3 Cotas para la curva hipsométrica cuenca Chaquihuaycco.....	42
Figura 2.4 Curva hipsométrica- cuenca de la quebrada Chaquihuaycco	42
Figura 2.5 Parámetros de relieve	43
Figura 2.6 Parámetros de la red hidrográfica.....	43
Figura 2.7 Periodo de retorno	44
Figura 2.8 Caudal máximo Chaquihuaycco.....	44
Figura 2.9 Modelación hidráulica bidimensional 2D en IBER	45
Figura 2.10 Acueducto tipo cajón.....	47
Figura 2.11 Carga muerta de acueducto tipo cajón	49
Figura 2.12 Presión horizontal del terreno sobre el acueducto tipo cajón.....	50
Figura 2.13 Presión de un eje del camión HL-93 fuera del acueducto tipo cajón	51
Figura 2.14 Cargas puntuales, lineales y faja (LS) sobre el acueducto tipo cajón	53
Figura 2.15 Cargas de agua sobre el acueducto tipo cajón.....	54
Figura 2.16 Carga del camión de diseño (LL+IM) sobre el acueducto tipo cajón	55
<i>Figura 2.17</i> <i>Envolvente de momentos flectores, estado Resistencia I</i>	56
Figura 2.18 Envolvente de cortante, estado Resistencia I	57
Figura 2.19 Envolvente de carga axial, estado Resistencia I.....	57
Figura 2.20 Envolvente de momento, estado Servicio I.....	58
Figura 2.21 Peralte efectivo para el acero positivo en la losa superior	58
Figura 2.22 Distancia efectiva para la revisión por fisuración	62
Figura 2.23 determinación de la posición del eje neutro	63
Figura 2.24 resultados de Vu y Mu en la posición calculada	66
Figura 2.25 Distribución de acero en el acueducto tipo cajón.....	68
Figura 2.26 Acueducto tipo abovedado	69
Figura 2.27 Presión vertical del relleno y reacción del terreno	71
Figura 2.28 Presión horizontal del terreno.....	72
Figura 2.29 Presión horizontal de terreno por carga (LS)	73

Figura 2.30 Carga de agua en la alcantarilla.....	74
Figura 2.31 Carga de camión de diseño.....	75
Figura 2.32 Carga de tandem de diseño.....	76
Figura 2.33 Envolvente de momentos flectores, Resistencia I (Alcantarilla tipo abovedado) ...	78
Figura 2.34 Envolvente de cortantes, Resistencia I (Alcantarilla tipo abovedado)	79
Figura 2.35 Envolvente de carga axial, Resistencia I (Alcantarilla tipo abovedado)	79
Figura 2.36 Envolvente de momentos flectores, Servicio I (Alcantarilla tipo abovedado)	80
Figura 2.37 Peralte efectivo para el acero positivo en la losa superior	80
Figura 2.38 Distancia efectiva para la revisión por fisuración	83
Figura 2.39 determinación de la posición del eje neutro	83
Figura 2.40 Acueducto tipo bóveda.....	87
Figura 2.41 Acueducto tipo cajón.....	90
Figura 3.1 Envolvente de momentos flectores, estado Resistencia I.....	93
Figura 3.2 Distribución de acero en el acueducto tipo cajón.....	94
Figura 3.3 Envolvente de momentos flectores, Resistencia I (Alcantarilla tipo abovedado)	95

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Plano estructural acueducto tipo bóveda
Anexo 2. Plano estructural acueducto tipo cajón
Anexo 3. Hoja de metrado acueducto tipo bóveda
Anexo 4. Hoja de metrado acueducto tipo cajón
Anexo 5. Presupuesto acueducto tipo bóveda
Anexo 6. Presupuesto acueducto tipo cajón

RESUMEN

El presente trabajo de investigación se realizó con el objetivo de determinar la manera en cómo el acueducto tipo cajón mejora la funcionalidad con respecto al acueducto abovedado, también demostrar las ventajas que tiene un acueducto tipo cajón con respecto al acueducto tipo abovedado, para lo cual se usó la norma (AASHTO LRFD, 2017), la cual nos da los parámetros de diseño, también los parámetros de evaluación y comprobación, los cuales fueron estudiadas, interpretadas para su correcto uso y se demostró que el diseño realizado aprueba las evaluaciones propuestas por la norma (AASHTO LRFD, 2017). También se evaluó las bondades que tiene el acueducto tipo cajón respecto al tipo abovedado, en la cual pudimos ver que se cuenta con una estructura que por la forma que tiene resulta favorable para el fin de uso de vía carrozable con un espacio de calzada de 4.10 m, la cual es apropiada para la circulación de vehículos de diferentes dimensiones, en el aspecto de construcción también resulta favorable ya que por su forma simple “cuadrada” resulta fácil el proceso constructivo, por último en el nivel económico también resulta favorable ya que nos genera una reducción en el costo directo de la estructura, dicho residuo presupuestal podría ser usada en otros proyectos que serían de gran ayuda para mejorar la calidad de vida de los ciudadanos que habitan las viviendas aledañas a la quebrada de Chaquihuaycco. Para la metodología usada en el diseño estructural se asumió la información brindada en el Expediente técnico (2018) “Instalación de los servicios de protección contra inundaciones y acondicionamiento de espacios de esparcimiento en la quebrada de Chaquihuaycco, distrito de San Juan Bautista - Huamnaga - Ayaucho”, de la cual se tomó la información correspondiente al informe del estudio hidrología e hidráulica, estudio de mecánica de suelo y el informe de diseño estructural de la alcantarilla tipo bóveda.

Palabras clave: AASHTO LRFD, Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, Diseño por factores de carga y resistencia.

INTRODUCCIÓN

La lluvia que cae sobre la superficie de la tierra, una parte escurre inmediatamente reuniéndose en corrientes de agua; la otra parte se evapora y el resto se infiltra en el terreno. Cuando el agua de escurrimiento se acumula, puede ocasionar la inundación de las zonas aledañas al cauce. Como consecuencia, el debilitamiento de las estructuras y la erosión o el derrumbe de los taludes, se convierten en inminente peligro, con graves perjuicios, para los habitantes de la zona.

Actualmente, la quebrada de Chaquihuaycco, se ha convertido en una zona crítica de riesgo de desastres para el Distrito de San Juan Bautista, porque las viviendas que se encuentran en ambas márgenes, han sido construidas sin respetar las normas de desarrollo urbano y mucho menos el reglamento nacional de edificaciones, por lo que, en temporada de lluvias, se observa el peligro de huaycos e inundaciones al desbordarse este cauce, perjudicando a las viviendas aledañas. Frente a esta realidad, se debe plantear una estructura óptima para reducir el nivel de riesgo en la zona, para la cual se optó por el diseño de un sistema de acueducto de sección abovedado en dicha quebrada, titulado “Análisis comparativo del acueducto tipo cajón y tipo abovedado Chaquihuaycco del distrito de San Juan Bautista – Ayacucho – 2020”.

En este estudio se pretende realizar un nuevo diseño de acueducto de sección rectangular “puente alcantarilla tipo cajón”, con lo cual se tiene como objetivo determinar el comportamiento estructural del nuevo acueducto Chaquihuaycco del distrito de San Juan Bautista – Ayacucho; además, optimizar la parte estructural, económico, arquitectónico del acueducto y reduciendo la complejidad de forma de la estructura inicial, tal como se plantea la hipótesis que el nuevo comportamiento estructural del acueducto presenta características aceptables en comparación a la planteada inicialmente.

Objetivo general

Determinar de qué manera el acueducto tipo cajón mejora la funcionalidad con respecto al acueducto abovedado en la quebrada Chaquihuaycco del distrito de San Juan Bautista – Ayacucho.

Objetivos específicos

1. Realizar el análisis teórico del acueducto tipo cajón y tipo abovedado en la quebrada Chaquihuaycco del distrito de San Juan Bautista – Ayacucho.
2. Evaluar las bondades del acueducto tipo cajón con respecto al acueducto tipo abovedado en la quebrada Chaquihuaycco del distrito de San Juan Bautista – Ayacucho.

CAPÍTULO I

MARCO TEORICO

1.1. ANTECEDENTES

En la investigación titulada “Diseño parametrizado de alcantarillas cuadradas”, hace referencia a la necesidad que hay por contar con parámetros de diseño de las alcantarillas cuadradas, haciendo énfasis en las cargas actuantes en este tipo de estructuras. (Peralta, 2010)

En lo que respecta al diseño estructural, en la investigación titulada “Diseño estructural de alcantarillas de grandes luces”, hace referencia a la ausencia de código y normas en el país que contengan la metodología y criterios de diseño de alcantarillas, por tal motivo se recurre al uso de normatividades extranjeras tal es el caso de la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. (Chahua, 2014)

1.2. ALCANTARILLAS

Según la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO, 1998), “las alcantarillas son estructuras de menor dimensión que sirven como estructuras de paso, que algunas veces se encuentran enterradas y que sus dimensiones dependen del caudal que pasara por dicha alcantarilla”.

1.3. TIPOS DE ALCANTARILLAS

La AASHTO (1998) indica que “de acuerdo con la altura del relleno y desde el punto de vista económico, para aberturas inferiores a los 8 metros, las mejores soluciones pueden ser de los siguientes cuatro tipos”:

1.3.1. Alcantarilla tipo bóveda maciza o de concreto armado

Según la AASHTO (1998), “son estructuras que resisten grandes rellenos encima de su techo. Casi siempre formadas por secciones de espesores variables y con geometría de arcos circulares o parabólicos, en la Figura 1.1 se puede observar este tipo de alcantarillas”. (cap. 5)



Figura 1.1 Batería de alcantarillas abovedadas

Fuente: (AASHTO, 1998)

1.3.2. Alcantarillas metálicas

Este tipo de alcantarillas dependen del terreno y de las alturas de relleno que estará por encima de las tuberías metálicas que serán instaladas en la zona de interés, en este sentido la AASHTO (1998) señala lo siguiente:

Especialmente utilizadas cuando el relleno es de mediana altura y de solución muy interesante cuando el terreno de fundación es malo, están formadas por tubos metálicos prefabricados o chapas acanaladas de acero galvanizado, premoldeadas para formar tubos de diámetros previsto.

Funcionan como estructuras elásticas o flexibles, por lo cual se adaptan a las presiones del relleno que soportan.

Se recomienda que el relleno mínimo sobre las alcantarillas metálicas sea de 60cm. y pueden soportar el paso de grandes cargas rodantes sobre la calzada. Este tipo se puede apreciar en la figura 1.2. (cap. 5)



Figura 1.2 alcantarillas Metálicas circulares

Fuente: (AASHTO, 1998)

1.3.3. Alcantarillas circulares o tubos de hormigón simple y armado

Este tipo de alcantarillas también dependen del terreno y de las alturas de relleno que estará por encima para optar ya sea por el hormigón simple o armado, en este sentido la AASHTO (1998) indica lo siguiente:

Generalmente cuando las corrientes de agua son reducidas, se les da paso mediante alcantarillas formadas por tubos. Para pequeños diámetros es suficiente fabricarlos con mezcla húmeda de cemento y arena, ver figura 1.3.

Son tubos enterrados, generalmente de diámetros no menores de 90 cm, para facilitar su limpieza y la economía, cuidando también que no sean tubos de diámetros grandes ya que son muy costosos.

Para terraplenes destinados a vías férreas se aceptan tubos en hormigón simple hasta 0.8 metros de diámetro, siempre que sobre el tubo el relleno sea superior a 3 m. y si el terreno es malo se debe colocar una capa de hormigón y a veces inclusive revestir el tubo con ella.



Figura 1.3 alcantarillas circulares de hormigón simple armado

Fuente: (AASHTO, 1998)

Pasados los 0.8 m. de diámetro se debe emplear tubos de hormigón armado, porque aparecen tensiones de tracción tanto en la fibra interior como en la exterior, por lo que se dispone armadura anular en ambas caras de la pared del tubo con armadura de distribución longitudinal, ver figura 1.4.

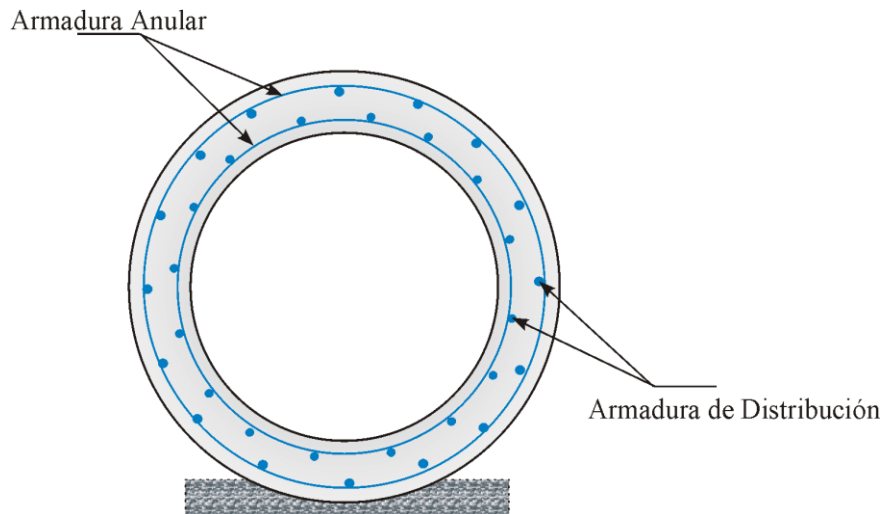


Figura 1.4 Tubo en hormigón armado

Fuente: (AASHTO, 1998)

Pruebas realizadas para las mismas condiciones de carga y diámetro de tubo sobre alcantarillas rígidas que corresponden al caso anterior y alcantarillas flexibles que son fabricadas con plancha metálica muestran las presiones de la figura 1.5; es decir, que al parecer las flexibles son las que mejor se acomodan al terraplén, sin embargo, para la elección final se debe relacionar costos. (cap. 5)

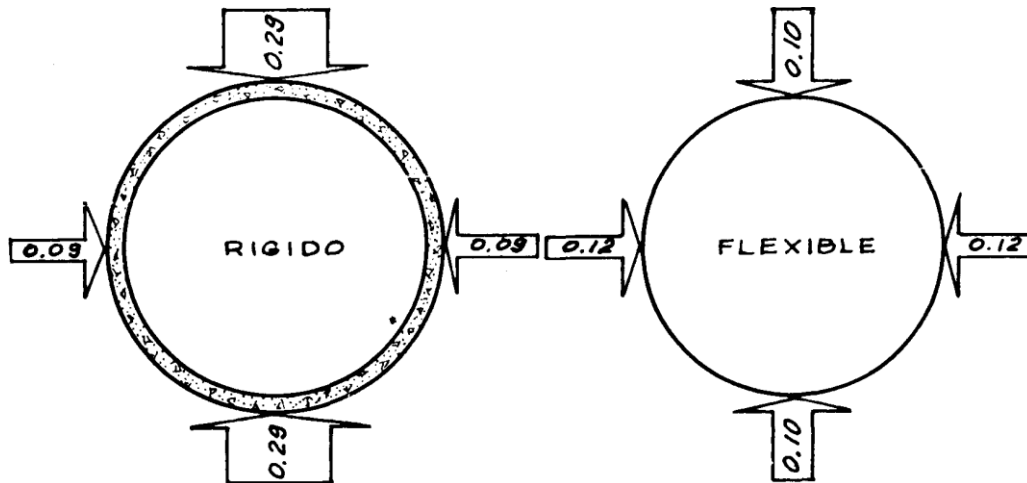


Figura 1.5 Presiones comparativas vertical y horizontal en tubos

Fuente: (Belmonte, 1990)

1.3.4. Alcantarillas cajón

Este tipo de alcantarillas no dependen de las alturas de relleno ya que pueden trabajar sin ella, normalmente son de hormigón armado y tienen luces de mediana longitud, en este sentido la AASHTO (1998) define lo siguiente:

Quando la altura del relleno es pequeña o nula la solución normal puede ser un sistema aporticado o el uso de secciones cajón, ver figura 1.6.



Figura 1.6 Alcantarillas Cajón de hormigón Armado

Fuente: (AASHTO, 1998)

Son empleadas frecuentemente para luces que no llegan a los 10 metros, pero si el terreno de fundación es de mala capacidad, puede alcanzar luces hasta de 12 metros. Están

formadas por dos paredes laterales: una tapa y fondo; generalmente de sección constante y, a veces, presentan unas cartelas en las esquinas.

Algunas veces, no tienen relleno encima. Por ello, las cargas rodantes estarán en contacto con la losa de tapa. Otras veces tienen relleno encima. (cap. 5)



Figura 1.7 Alcantarillas Cajón bajo un fuerte relleno

Fuente: (AASHTO, 1998)

1.4. DISEÑO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN

La norma AASHTO (1998) nos da lineamientos para poder desarrollar el tema del diseño, para ello nos dice lo siguiente:

El procedimiento de cálculo y el dimensionamiento de fierros se realizan con las especificaciones que se indica en el reglamento AASHTO para puentes de hormigón armado, realizando su análisis como un pórtico para facilitar su cálculo manual, también cabe recalcar que este análisis puede ser realizado en un simulador estructural. (cap. 5)

1.4.1. Hidrología e hidráulica del acueducto tipo cajón

1.4.1.1. Hidrología

1.4.1.1.1. Cuenca

Según Villon (2011) con respecto a la cuenca indica que “es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido”. (p. 21)

1.4.1.1.2. Delimitación

En lo que respecta a la delimitación de una cuenca y tomando un punto de interés, Villon (2011) dice lo siguiente:

La delimitación de una cuenca, se hace sobre un plano o mapa a curvas de nivel, siguiendo las líneas del divortium acuarum (parteaguas), la cual es una línea imaginaria, que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que, en cada sistema de corriente, fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamado estación de aforo.

En la figura 1.8 se muestra la delimitación de una cuenca. (p. 21-22)



Figura 1.8 Delimitación de una cuenca

Fuente: (Villón, 2011)

1.4.1.1.3. Parámetros de la cuenca

Parámetros de forma

a) Área de la cuenca (A)

Según Gámez (2010), el área de la cuenca se refiere a la superficie que esta por dentro del perímetro de la cuenca, esta se puede en km² o en hectáreas, dependiendo siempre de sus dimensiones, para su cálculo o estimación se hace uso de cartas nacionales, mapas, fotografías, planos topográficos o estimación directa en campo realizando un recorrido de la cuenca definiendo el parte aguas de dicha cuenca, el tamaño de la cuenca influye directamente con el escurrimiento superficial.

Por su tamaño, las cuencas se pueden clasificar como:

Tabla 1.1 Clasificación de la cuenca según el área

Carácter	Área (km ²)
Pequeñas	< de 50
Medianas	de 50 a 150
Grandes	> de 150

Fuente: (Gámez, 2010)

b) **Perímetro de la cuenca**

Respecto al perímetro Villon (2011) menciona que “se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal (figura 1.9), es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca”. (p. 32)



Figura 1.9 Perímetro de la cuenca

Fuente: (Villón, 2011)

c) **Coefficiente de compacidad o de Gravelious (Kc)**

Según Gámez (2010), el coeficiente de compacidad es de gran importancia en el volumen de escorrentía cuando tenemos una misma área e intensidad de lluvia, ya que en si la cuenca es pequeña y redondeada se concentrará con mayor rapidez el escurrimiento, lo cual suele ocasionar inundaciones, caso contrario ocurre en las cuencas alargadas en las cuales la concentración de escurrimiento es lenta.

El caudal de salida es directamente dependiente de la forma de la hoya, la cual es expresada por un factor “K” adimensional, denominado índice de compacidad o coeficiente de Gravelious y que se expresa como:

$$K = 0.28 * P/A^{0.5}$$

Donde:

K: coeficiente de compacidad o de Gravelious, adimensional

P: perímetro de la cuenca, en kilómetros

A: área de la cuenca, en kilómetros cuadrados

El coeficiente de Gravelious toma valores mayores o iguales a 1, mientras mas cerca a la unidad, la cuenca es más circular y mientras mas se aleja de la unidad tendremos cuencas alargadas, en gran medida las cuencas extensas tienen forma de pera y las pequeñas de abanico, en base a la cuantificación se tiene tres clases de formas según el índice de Gravelious.

Tabla 1.2 Relación entre el índice de compacidad y la forma de la cuenca

Valores de "K"	Tipos o clases de formas
de 1.00 a 1.25	de casi redonda a oval redonda
de 1.26 a 1.50	de oval redonda a oval oblonga
de 1.51 a 1.75	de oval oblonga a rectangular oblonga

Fuente: (Gámez, 2010)

d) Factor de forma

Según Villon (2011), es la relación entre el ancho promedio y la longitud de la cuenca, es decir:

$$F = \frac{\text{ancho}}{\text{longitud}} = \frac{B}{L}$$

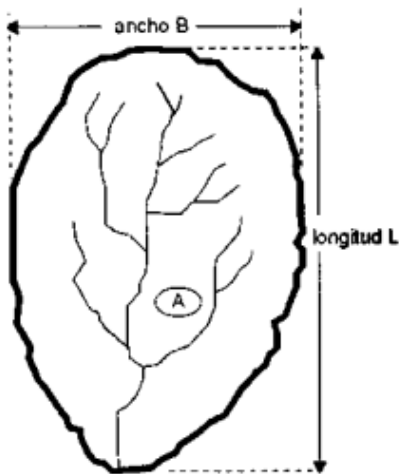


Figura 1.10 Dimensiones de la cuenca

Fuente: (Villón, 2011)

Suponiendo la cuenca de forma rectangular:

$$F = \frac{B * L}{L * L} = \frac{A}{L^2}$$

$$F = \frac{A}{L^2}$$

En el caso de tener dos cuencas del mismo tamaño o área, si una F es mayor que la otra como es en el caso de la figura 1.11 tenemos que F2 es mayor que F1, existe una probabilidad mayor de tener una tormenta simultánea, caso contrario ocurre en la cuenca que tiene una F menor.

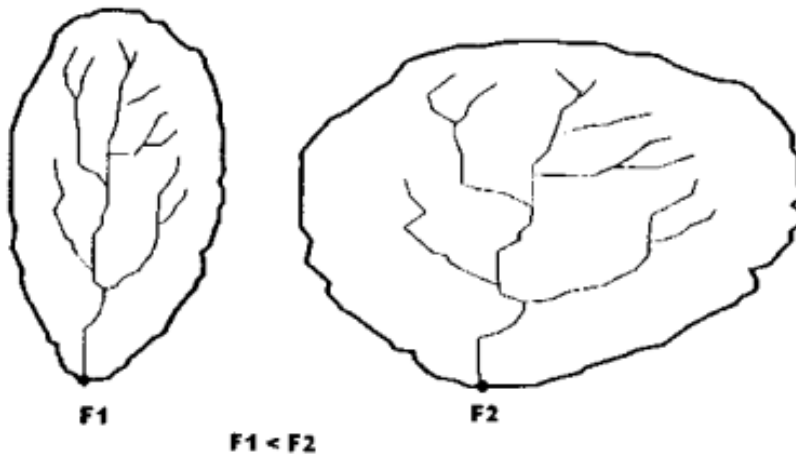


Figura 1.11 Factor de forma para dos cuencas

Fuente: (Villón, 2011)

e) **Rectángulo equivalente**

Villon (2011), respecto al rectángulo equivalente, de la del cambio geométrico de la cuenca que esta conlleva nos menciona que:

El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite representar la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro (y por lo tanto el mismo índice de compacidad o índice de Gravelious), igual distribución de alturas (y por lo tanto igual curva hipsométrica), e igual distribución de terreno, en cuanto a sus condiciones de cobertura. En este rectángulo, las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas al lado menor, siendo estos lados, la primera y última curvas de nivel (figura 1.12). (pp. 42-43)

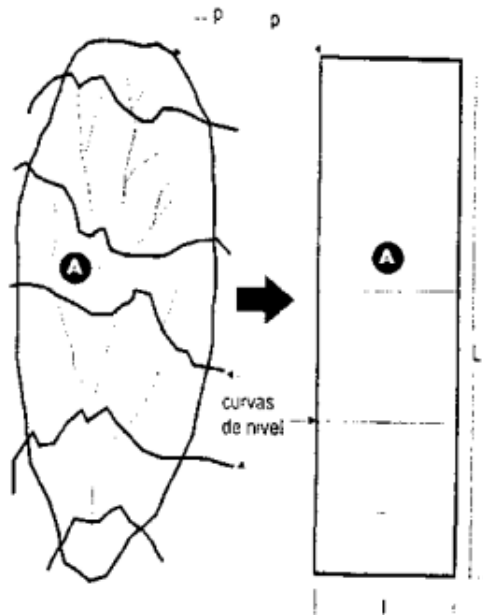


Figura 1.12 Transformación de una cuenca en un rectángulo

Fuente: (Villón, 2011)

Parámetros de relieve

a) Curva hipsométrica

De la curva hipsométrica, lo que esta simboliza y de la metodología de su construcción Villon (2011) indica que:

Es la curva que, puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud y la superficie de la cuenca que queda sobre esa altitud.

Para construir la curva hipsométrica se utiliza un mapa con curvas de nivel, el proceso es como sigue.

Se marcan subáreas de la cuenca siguiendo las curvas de nivel, por ejemplo, de 100 en 100 m.

Con el planímetro o balanza analítica, se determinan las áreas parciales de esos contornos.

Se determinan las áreas acumuladas, de las porciones de la cuenca.

Se determina el área acumulada que queda sobre cada altitud del contorno.

Se plotean las altitudes que quedan sobre esas altitudes. (pp. 34-35)



Figura 1.13 Curva hipsométrica

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

b) Altitud media de la cuenca

En lo que respecta a la altitud media de una cuenca y del método de cálculo Gámez (2010) menciona lo siguiente:

Esta es una característica que está relacionada con la temperatura y la precipitación, a su vez la variación de la temperatura influye en la variación de pérdidas de agua por evaporación, por esta razón en hidrología se utiliza como parámetro representativo. Para la obtención de la elevación media se utiliza un plano topográfico altimétrico, que permite obtener la curva área-elevación conocida como curva hipsométrica, en esta curva el área puede expresarse también en porcentaje, correspondiendo al 50% del área la elevación media de la cuenca como se observa en la siguiente figura. (pp. 38-39)

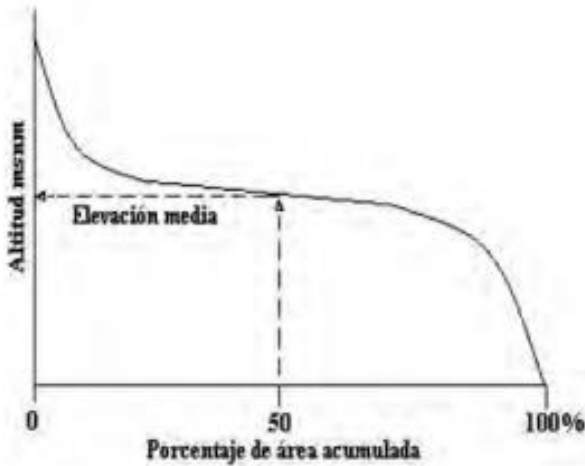


Figura 1.14 Altitud media de la cuenca

Fuente: (Gámez, 2010)

Numéricamente la elevación media se puede calcular de la siguiente forma:

$$Em = (ai * ei) / A$$

Donde:

Em: elevación media de la cuenca, en msnm.

ai: la iésima área entre dos curvas de nivel consecutivas.

ei: la iésima elevación media entre dos curvas de nivel consecutivas.

A: área de la cuenca, en kilómetros cuadrados

c) **Altitud más frecuente**

Villon (2011), menciona que “es el máximo valor en porcentaje de la curva hipsométrica”. (p. 37)

d) **Pendiente media de la cuenca**

Respecto a la pendiente media de la cuenca, de su importancia y de los métodos que existen para poderla determinar, Gámez (2010) indica lo siguiente:

La pendiente de una cuenca constituye una característica importante, puesto que condiciona la velocidad del escurrimiento superficial y subterráneo y en un momento dado, predice la erosión que éste produce en función del uso y manejo que se puede dar al suelo de sus vertientes.

Existen diferentes métodos para determinar la pendiente media de la cuenca, entre los que se mencionan los criterios de Nash, Alvord y Horton.

Método de Nash. Este método requiere trazar una malla de cuadros sobre el plano topográfico de la cuenca, de manera tal que, se obtengan aproximadamente 100 intersecciones, en cada una de las cuales se mide la distancia mínima entre las curvas de nivel, y la pendiente en ese punto se considera como la relación entre la diferencia de nivel entre curvas y la mínima distancia medida, la pendiente así obtenida es la correspondiente a cada intersección y la media aritmética de ellas se considera como la pendiente de la cuenca.

Método de Alvord. Este método se basa en la pendiente existente entre las líneas intermedias entre las curvas de nivel, que es equivalente al desnivel entre dichas curvas, obteniendo la pendiente de la cuenca al sacar el promedio pesado de la pendiente de cada faja en relación con su área de influencia.

Método de Horton. Este método requiere trazar una malla de cuadros sobre el plano topográfico que comprende el área de la cuenca en estudio, la cual se orienta en el sentido de la corriente principal. (pp. 39-40)

Tabla 1.3 Relación entre pendiente y tipo de terreno

Pendiente media, %	Tipo de terreno
(0-2]	Plano
(2-5]	Suave
(5-10]	Accidentado medio
(10-15]	Accidentado
(15-25]	Fuertemente accidentado
(25-50]	Escarpado
>50	Muy escarpado

Fuente: (Gámez, 2010)

Parámetros de una red hidrográfica

a) Número de orden de los ríos

Según Gámez (2010), la corriente principal de una cuenca esta formada por un conjunto de afluentes y para ordenar estos tributarios se efectúa una clasificación, en la cual a las corrientes que no tienen tributarios se les denomina de primer orden, aquellas con mas de dos tributarios se le denomina de segundo orden, aquellas que tienen de tributario a dos o mas corrientes de segundo orden se denominan corrientes de tercer orden, y así sucesivamente. Cuando se unen

una corriente de primer orden y una de segundo orden formaran una de segundo orden, si es el caso de una corriente de segundo orden y otra de tercer orden estas formaran una corriente de tercer orden, el orden de la cuenca se toma de la corriente principal en el punto de aforo, para la clasificación se consideran las corrientes perennes e intermitentes.

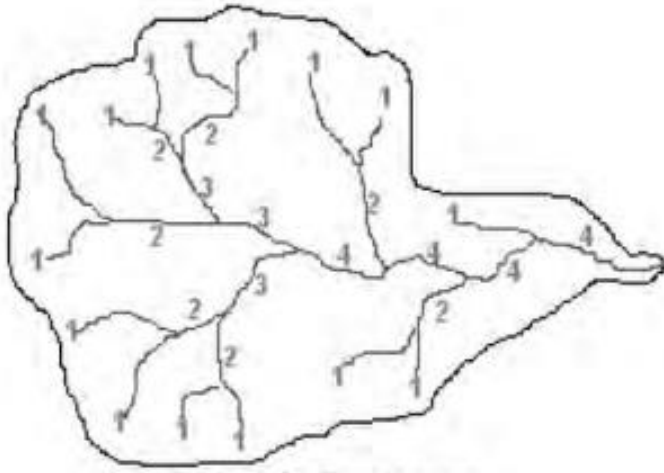


Figura 1.15 Orden de ríos

Fuente: (Gómez, 2010)

b) Pendiente media del río principal

Respecto a la pendiente media del río principal de una cuenca y de los métodos que nos ayudan a calcularlo, Villon (2011) nos indica que:

El conocimiento de la pendiente del cauce principal de una cuenca, es un parámetro importante, en el estudio del comportamiento del recurso hídrico, como, por ejemplo, para la determinación de las características óptimas de su aprovechamiento hidroeléctrico, o en la solución de problemas de inundaciones. En general, la pendiente de un tramo de un cauce de un río, se puede considerar como el cociente, que resulta de dividir, el desnivel de los extremos del tramo, entre la longitud horizontal de dicho tramo. Existen varios métodos para obtener la pendiente de un cauce, entre los que se pueden mencionar:

Método I. Pendiente uniforme

Este método considera la pendiente del cauce, como la relación entre el desnivel que hay entre los extremos del cauce y la proyección horizontal de su longitud, es decir:

$$S = \frac{H}{L} \dots (1)$$

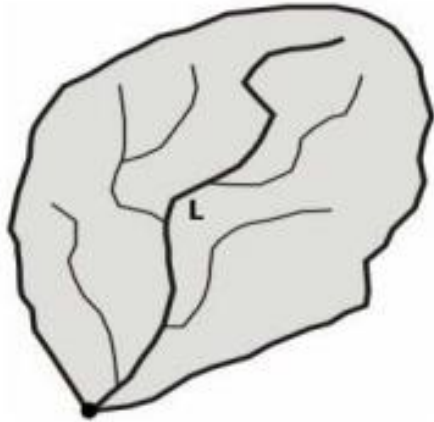


Figura 1.16 Pendiente uniforme

Fuente: (Villón, 2011)

Donde:

S = pendiente

H = diferencia de cotas entre los extremos del cauce, en Km

L = longitud del cauce, en Km

Este método se puede utilizar en tramos cortos.

Método II. Compensación de áreas

Otra manera de evaluar la pendiente es compensando las áreas que están por encima y por debajo de una línea que se traza de entre los extremos de la como se puede observar en la (figura 1.17).

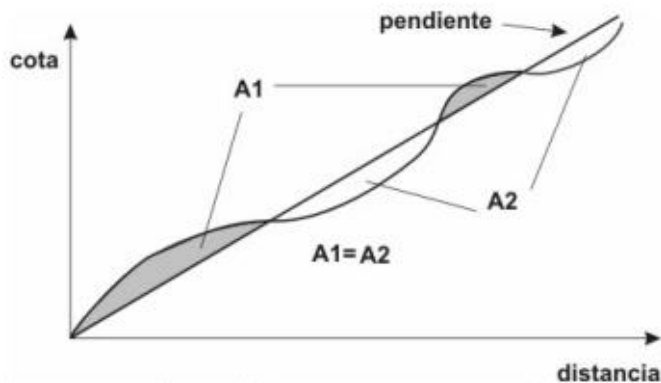


Figura 1.17 Pendiente del cauce por compensación de áreas

Fuente: (Villón, 2011)

El proceso para su cálculo, es como sigue:

Trazar el perfil longitudinal del cauce.

Trazar una línea apoyada en el extremo final, y que divida el perfil longitudinal en áreas por encima y por debajo de ella.

Calcular con un planímetro las áreas por encima (A1) y por debajo de la línea (A2).

Si estas áreas son aproximadamente iguales, es decir $A1 = A2$, la línea trazada representa la pendiente del cauce, sino repetir los pasos 2 y 3.

Método III. Ecuación de Taylor y Schwarz

Este método, asume un cauce dividido en n tramos (figura 1.18), cada uno de ellos con pendiente uniforme. La ecuación de Taylor y Schwarz, para n tramos de igual longitud, es:

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_n}}} \right]^2 \dots (2)$$

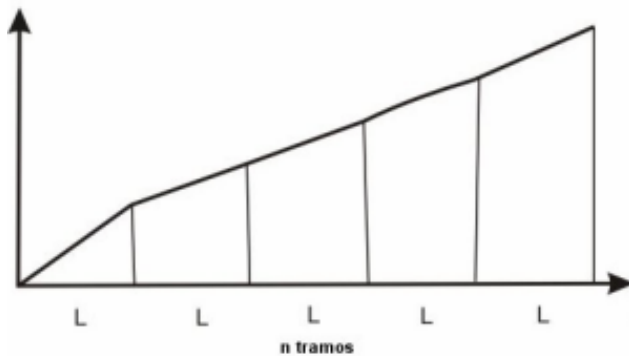


Figura 1.18 N tramos de la longitud de un cauce

Fuente: (Villón, 2011)

Donde:

n = número de tramos iguales, en los cuales se subdivide el perfil

S1, S2, ..., Sn = pendiente de cada tramo, según $S = H / L$

S = pendiente media del cauce

La ecuación (2), se aproxima más a la realidad, mientras el número de tramos a analizar es mayor.

Por lo general, se espera en la práctica, de que los tramos sean de diferentes longitudes, en este caso, Taylor y Schwarz recomiendan utilizar la siguiente ecuación. (pp. 54,58)

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{S_i^{1/2}}} \right]^2 \dots (3)$$

Donde:

S = pendiente media del cauce

L_i = longitud del tramo i

S_i = pendiente del tramo i

c) **Tiempo de concentración**

Villon (2011), indica que “es el tiempo necesario para que una gota de agua que cae en el punto “hidrológicamente” más alejado de aquella llegue a la salida (estación de aforo, figura 1.19)”. (p. 200)

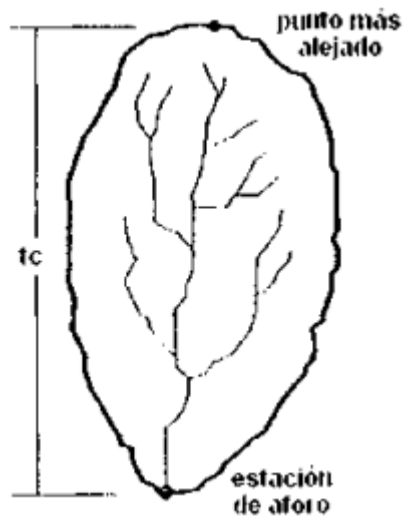


Figura 1.19 tiempo de concentración

Fuente: (Villón, 2011)

1.4.1.1.4. Periodo de retorno

Respecto al periodo de retorno, su probabilidad y las recomendaciones a tener en cuenta Villon (2011) indica que:

Para el caso de un caudal de diseño, el período de retorno se define, como el intervalo de tiempo dentro del cual un evento de magnitud Q, puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio.

Si un evento igual o mayor a Q, ocurre una vez en T años, su probabilidad de ocurrencia P, es igual a 1 en T casos, es decir:

$$P = \frac{1}{T} \quad \text{ó} \quad T = \frac{1}{P}$$

Donde:

P = probabilidad de ocurrencia de un caudal $\geq Q$

T = período de retorno

En la tabla 1.4, se muestran períodos de retorno recomendados para estructuras menores.

(pp. 242,244)

Tabla 1.4 Período de retorno de diseño recomendado para estructuras menores

Tipo de estructura	Período de Retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50-100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5-10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1-2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2-10
Drenaje Agrícola	5-10
Muros de encauzamiento	2-50*

*puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia

Fuente: (Villón, 2011)

1.4.1.1.5. Caudal máximo

Respecto al caudal de máximo sabemos que es el caudal de diseño a tomar en cuenta para el diseño de estas, así como Villon (2011) indica que:

Para diseñar las dimensiones de un cauce, sistemas de drenaje, agrícola, aeropuerto, ciudad, carretera, muros de encauzamiento para proteger ciudades y plantaciones, alcantarillas, vertedores de demasías, luz en puentes.

Se debe calcular o estimar el caudal de diseño, que, para esos casos, son los caudales máximos.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del período de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta. (p. 241)

1.4.1.2. Hidráulica

1.4.1.2.1. Modelación hidráulica bidimensional 2D en IBER

Respecto a la modelación hidráulica bidimensional 2D usando el software Iber, IBER (2014) menciona que:

Iber es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de Iber abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos, y el flujo de marea en estuarios. El modelo Iber consta actualmente de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares y/o cuadriláteros.

Para realizar una simulación hidráulica en dos dimensiones es necesario tener una base sólida de hidráulica, dinámica fluvial y modelización numérica, y es recomendable haber realizado algún curso de introducción a Iber. (p. 3)

1.4.2. Parámetros mecánicos y físicos del suelo

1.4.2.1. Requisitos Generales

Según la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO LRFD, 2017) indica que:

Se deberá realizar un estudio de suelos para determinar la presencia e influencia de condiciones ambientales que pudieran afectar el comportamiento de las estructuras enterradas. Para las estructuras enterradas soportadas por zapatas o losas de fundación se deberá realizar un estudio de mecánica de suelos a fin de evaluar la capacidad de los materiales de fundación para resistir las cargas aplicadas y para satisfacer los requisitos referentes al desplazamiento de la estructura.

Conocer la siguiente información puede resultar útil para el diseño:

- La resistencia y compresibilidad de los materiales de fundación;

- Las características químicas del suelo y del agua de escorrentía superficial, por ejemplo, el pH, la resistividad y el contenido de cloruros del suelo, la resistividad y el contenido de sulfatos del agua de escorrentía superficial;
- La hidrología de los cursos de agua, por ejemplo, la tasa de flujo y la velocidad, el ancho máximo, la profundidad admisible aguas arriba de la estructura, y el potencial de socavación.
- Estudio de desempeño y condición de alcantarillas en las inmediaciones. (cap. 12)

1.4.2.2. Suelo de Fundación

Con respecto al suelo de fundación y los lineamientos generales, AASHTO LRFD (2017) menciona que:

Para determinar la estabilidad del suelo de fundación y el asentamiento bajo carga se deberá considerar el tipo de suelo de fundación y su comportamiento anticipado.

El Artículo 10.4, contiene lineamientos generales acerca de las propiedades de los suelos de fundación. El comportamiento de los tubos rígidos depende de la estabilidad de las fundaciones y del lecho de asiento. (cap. 12)

1.4.2.3. Suelos utilizados como relleno envolvente

Respecto a los suelos utilizados como relleno envolvente, de los requisitos de clasificación, AASHTO LRFD (2017) indica que:

Se deberán establecer el tipo, la densidad compactada y las características de resistencia de la envolvente del suelo adyacente a la estructura enterrada. Los suelos de relleno utilizados como envolvente deberán satisfacer los requisitos de clasificación de suelos AASHTO como se describe a continuación:

- Para los tubos flexibles y estructuras de concretos estándares: según clasificación AASHTO, A-1, A-2 o A-3 (según clasificación SUCS; GW, GP, SW, SP, GM, SM, se, GC),
- Para las alcantarillas metálicas y las estructuras metálicas de gran luz que tienen un recubrimiento menor que 3600 mm: según clasificación AASHTO, A-1, A-2-4, A-2-5 o A-3 (según clasificación SUCS; GW, GP, SW, SP, GM, SM, se, GC), y
- Para las estructuras metálicas de gran luz que tienen un recubrimiento mayor o igual que 3600 mm: según clasificación AASHTO, A-1 o A-3 (según clasificación SUCS; GW, GP, SW, SP, GM, SM).

Las secciones 26 y 27 del manual AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, contienen criterios para la compactación de los suelos rellenos utilizados para alcantarillas flexibles y rígidas.

Las tensiones en las paredes de las estructuras enterradas son sensibles a la rigidez relativa del suelo y el conducto. El orden de preferencia para seleccionar el relleno a utilizar como envolvente en base a su calidad se puede tomar de la siguiente manera:

- Arena y grava angular bien graduada;
- Arena y grava no angular bien graduada;
- Materiales fluidos, por ejemplo, mezclas de cemento, suelo y ceniza fina, con los cuales se obtienen rellenos de baja densidad y baja resistencia exclusivamente para aplicaciones en zanja;
- Arena o grava uniforme, siempre que se confirme que una vez colocada será densa y estable; es posible que con estos materiales sea necesario utilizar un filtro o geotextil para evitar la migración de los finos;
- Arena o grava arcillosa de baja plasticidad; y
- Suelos estabilizados, los cuales sólo deben ser utilizados bajo la supervisión de un Ingeniero familiarizado con el comportamiento del material. (cap. 12)

1.4.3. Parámetros mecánicos del hormigón y el acero

1.4.3.1. Concreto

Respecto al concreto a usar en estructuras enterradas y de las características que esta debe tener la norma AASHTO LRFD (2017) indica que:

La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa. Para los hormigones estructurales de baja densidad la documentación técnica deberá especificar la densidad secada en aire, la resistencia y cualquier otra propiedad requerida para la aplicación.

La resistencia del hormigón utilizado en obra se debería evaluar en base a probetas cilíndricas producidas, ensayadas y evaluadas de acuerdo con la Sección 8 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Es habitual que la resistencia especificada se logre 28 días después de la colocación del hormigón. Para el diseño se pueden asumir otras edades, y también se pueden especificar

otras edades para componentes que recibirán cargas a una edad considerablemente diferente a los 28 días.

Se recomienda que cuando resulte apropiado se utilicen las clases de hormigón indicadas en la Figura 1.20 y las correspondientes resistencias especificadas. Las clases de hormigón indicadas en la Figura 1.20 fueron desarrolladas para uso general, y están incluidas en la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, Sección 8, "Estructuras de Hormigón," documento del cual se tomó la Figura 1.20.

Clase de Hormigón	Mínimo contenido de cemento	Máxima relación agua-cemento	Rango de contenido de aire	Agregado grueso según ASSHTO M 43 (ASTM D 448)	Resistencia a la compresión a 28 días
	kg/m ³	kg por kg	%	Tamaño aberturas cuadradas (mm)	MPa
A	362	0,49	-	25 a 4,75	28
A(AE)	362	0,45	6,0 ± 1,5	25 a 4,75	28
B	307	0,58	-	50 a 25	17
B(AE)	307	0,55	5,0 ± 1,5	25 a 4,75	17
C	390	0,49	-	12,5 a 4,75	28
C(AE)	390	0,45	7,0 ± 1,5	12,5 a 4,75	28
P P(HPC)	334	0,49	Según se especifica en otras secciones	25 a 4,75 ó 19 a 4,75	Según se especifica en otras secciones
S	390	0,58	-	25 a 4,75	-
Baja densidad	334	Según se especifica en la documentación técnica			

Figura 1.20 Características de las mezclas de concreto según su Clase

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

La intención es que estas clases de hormigón se utilicen de la siguiente manera:

- El hormigón de Clase A generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más adecuada, y específicamente para hormigón expuesto al agua salada.
- El hormigón Clase B se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
- El hormigón Clase C se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.

- El hormigón Clase P se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. En el caso del hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.

- El hormigón Clase S se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.

Sólo se deberían utilizar resistencias superiores a 35 MPa si se verifica que los materiales necesarios para lograr estas resistencias están disponibles para la obra. El hormigón de baja densidad generalmente sólo se utiliza en situaciones en las cuales el peso resulta un factor crítico.

Al evaluar estructuras existentes puede ser adecuado modificar f'_c y otras propiedades estructurales especificadas para la construcción original con el objetivo de reconocer la ganancia o pérdida de resistencia debida a la edad o al deterioro luego de 28 días. Esta f'_c modificada se debería determinar en base a testigos extraídos en cantidad suficiente para representar el hormigón utilizado en la obra, de acuerdo con la norma AASHTO T 24 (ASTM C 42M). (cap. 5)

1.4.3.2. Acero

Respecto al acero en estructuras enterradas, la norma AASHTO LRFD (2017) en sus requisitos generales menciona que:

Las barras de armadura, el alambre conformado, el alambre estirado en frío, las mallas soldadas de alambre liso y las mallas soldadas de alambre conformado deberán satisfacer los requisitos para materiales especificados en el Artículo 9.2 de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

Las armaduras deberán ser conformadas, excepto que para espirales, estribos cerrados y mallas de alambre se podrán utilizar barras lisas o alambre liso. La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 520 MPa. La tensión de fluencia o grado de las barras o alambres se deberán indicar en la documentación técnica. Sólo se podrán utilizar barras con tensiones de fluencia menores que 420 MPa con aprobación del Propietario.

Si se desea asegurar la ductilidad o se requieren soldaduras, se debería especificar acero que satisfaga los requisitos de ASTM A 706M "Low Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement". (cap. 5)

1.4.4. Parámetros geométricos del acueducto tipo cajón

Respecto a los parámetros geométricos del acueducto tipo cajón y de los métodos de cálculo la norma AASHTO LRFD (2017) menciona que:

A menos que se especifique lo contrario en este documento, si un propietario elige invocar controles sobre las relaciones de luz a profundidad, los límites de la Figura 1.21, en los que S es la longitud de la luz de la losa y L es la longitud de la luz, ambos en mm, puede considerarse en ausencia de otros criterios. Cuando se utilicen, los límites de la Figura 1.21 deben aplicarse a la profundidad total a menos que se indique lo contrario. Las profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante, contenidas en ediciones anteriores de las especificaciones de la Norma AASHTO para puentes de carreteras, se dan en la Figura 1.21 con algunas modificaciones. (cap. 2)

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	0,030 L $\geq 165 \text{ mm}$	0,027 L $\geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

Figura 1.21 Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

1.4.5. Cargas

Para el análisis de cargas en puentes ha evolucionado las metodologías de estimación de estos, es ello Gómez (2008) indica que:

A lo largo de los años, los ingenieros han desarrollado procedimientos de diseño para proporcionar diseños con márgenes satisfactorios de seguridad. En este sentido se pueden mencionar dos filosofías de diseño predominantes, por una parte, el procedimiento de Diseño por Esfuerzos Admisibles que data desde principios de 1900, y el procedimiento de Diseño por Resistencia Última cuya primera aparición formal en el Reglamento de Diseño Norteamericano fue en 1941. Si embargo, históricamente el primer procedimiento de diseño conocido fue el de Resistencia Última, ya que, mediante pruebas de laboratorio, se podía estimar la carga última, aunque sin un conocimiento de la magnitud o distribución de esfuerzos internos; posteriormente creció el interés por comprender los procedimientos elásticos de análisis, y de esta manera se fue generalizando el procedimiento de Diseño por Esfuerzos Admisibles. (p. 3)

Las cargas, a tomar en cuenta según la norma AASHTO LRFD (2017), principalmente son de dos tipos, las cargas permanentes y las cargas transitorias.

Cargas permanentes:

DC Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

EV Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

EH Carga de empuje horizontal del suelo.

Cargas transitorias:

LL Sobrecarga vehicular.

IM Incremento por sobrecarga vehicular dinámica.

LS Sobrecarga viva.

WA Carga hidráulica y presión del flujo de agua.

1.4.5.1. Cargas permanentes

La norma AASHTO (2017) menciona que “se considera el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficies de rodamiento, futuras sobrecapas debido al desgaste continuo que sufre la misma y ensanchamientos previstos”. (cap. 3)

1.4.5.1.1. Carga muerta: DC

Corresponde al peso propio de la estructura y accesorios no estructurales.

1.4.5.1.2. Presión horizontal del terreno: EH

Respecto a la presión horizontal del terreno y la metodología de cálculo, la norma AASHTO (2017) menciona que:

La presión horizontal del suelo debe suponerse como una fuerza linealmente proporcional a la profundidad del suelo y se puede calcular con la (teoría de Rankine):

$$EH = k_a \gamma_s H$$

$$k_a = \left(\tan\left(45^\circ - \frac{\theta}{2}\right) \right)^2$$

Donde:

EH = Presión horizontal del suelo (kg/m)

k_a = Coeficiente de presión lateral activa de suelo

γ_a = Peso unitario del suelo (kg/m³)

H = Profundidad del suelo bajo la superficie

Material	Peso Unitario(kg/m ³)
Acero	7850
Agua fresca	1000
salada	1020
Albañilería de piedra	2700
Aleaciones de aluminio	2800
Arcilla blanda	1600
Arena, limo o grava no compactados	1600
Arena, limo, o arcilla compactados	1900
Concreto simple	
Liviano	1760
De arena liviana	1920
Peso Normal con $f'c \leq 350 \text{ kg/cm}^2$	2320
Peso Normal con $350 < f'c \leq 1050 \text{ kg/cm}^2$	$2240 + 0.23f'c$
Concreto Armado* (C3.5.1 AASHTO)	Peso Concreto Simple + 80 kg/m ³
Grava, Macadam o balasto compactados	2240
Hierro fundido	7200
Madera dura	960
blanda	800
Relleno de ceniza	960
Superficies de rodamiento bituminosas	2240
Material	Peso por unidad de longitud (kg/m)
Rieles de tránsito, durmientes y fijadores de vía	300

Figura 1.22 Peso unitario (γ) según tipo de material de relleno

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

Coefficiente de Empuje Lateral Activo, k_a

La norma AASHTO (2017) menciona que el coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma[\sin^2\theta * \sin(\theta - \delta)]} \dots \dots (1)$$

Donde:

$$\Gamma = 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) * \sin(\phi'_f + \beta)}{\sin(\theta - \delta) * \sin(\theta - \beta)}} \dots \dots (2)$$

y, además:

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro tomado como se especifica en la Figura 1.26 (°)

β = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la Figura 1.23 (°)

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal como se indica en la Figura 1.23 (°)

ϕ'_f = ángulo efectivo de fricción interna (°)

Los valores de k_a según la Ecuación 1 se basan en las teorías de empuje del suelo de Coulomb. La teoría de Coulomb es necesaria para diseñar muros de sostenimiento en los cuales la cara posterior del muro interfiere con el desarrollo de las superficies de deslizamiento en el suelo de relleno supuestas en la teoría de Rankine (Figura 1.23). Para muros en voladizo de talón largo se puede usar tanto la teoría de Coulomb como la de Rankine, como se ilustra en la Figura 1.24. En general, la teoría de Coulomb se aplica para muros de gravedad, semigravedad y muros modulares prefabricados con respaldos relativamente empinados, y pantallas o muros de hormigón en voladizo de talón corto. En el caso del muro en voladizo de la Figura 1.25, el empuje del suelo se aplica sobre un plano que se extiende verticalmente a partir del talón de la base del muro, y el peso del suelo a la izquierda del plano vertical se considera parte del peso del muro.

En la Figura 1.23 se ilustran las diferencias entre la teoría de Coulomb especificada actualmente y la teoría de Rankine especificada en el pasado. La teoría de Rankine constituye la base del método del fluido equivalente.

Los limos y arcillas magras no se deberían usar como relleno si hay materiales granulares disponibles que permitan el libre drenaje. Si se utilizan limos o suelos cohesivos de drenaje pobre, se recomienda proceder con extremo cuidado en la determinación de los empujes laterales del suelo, asumiendo siempre las condiciones más desfavorables. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo. Se deberán tomar medidas adecuadas para asegurar el drenaje e impedir que detrás del muro se desarrollen fuerzas hidrostáticas y de filtración. En ningún caso se deberán usar arcillas altamente plásticas como relleno. (cap. 3)

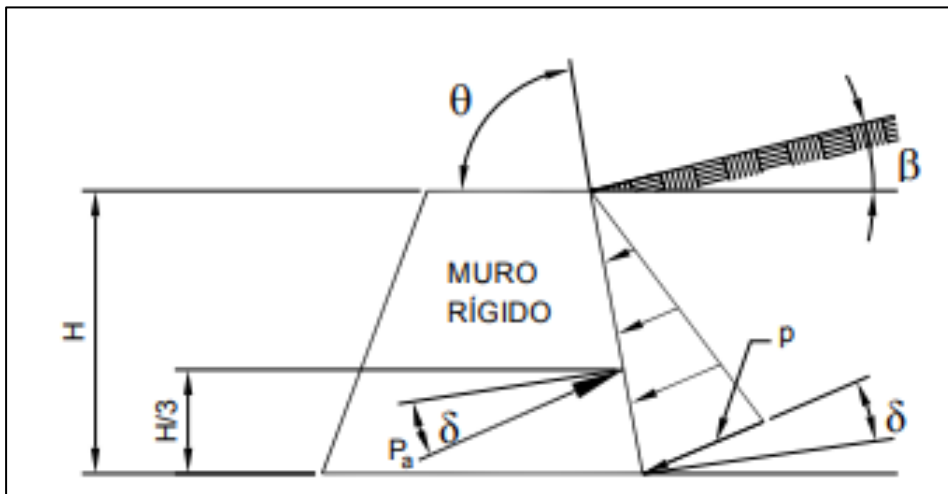


Figura 1.23 Simbología para el empuje activo de Coulomb

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

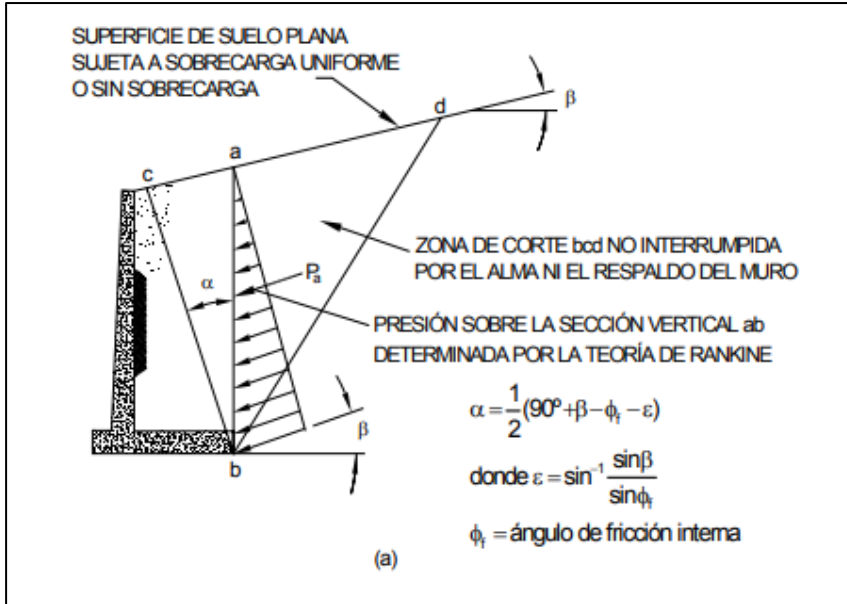


Figura 1.24 Aplicación de la teoría de Rankine para el diseño de muros de sostenimiento

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

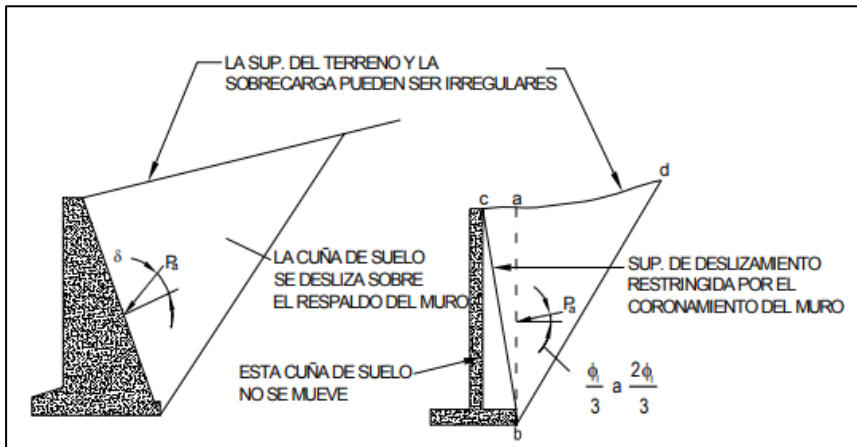


Figura 1.25 Aplicación de la teoría de Coulomb para el diseño de muros de sostenimiento

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0,40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0,31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0,25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0,19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0,31 a 0,40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0,31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0,25
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
○ roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0,70
○ roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0,65
○ roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0,55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0,49
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0,31

Figura 1.26 Ángulo de fricción entre diferentes materiales (U.S. Department of the Navy 1982a)

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

1.4.5.2. Cargas transitorias

1.4.5.2.1. sobrecarga gravitatoria: LL, PL

Las características principales de la sobrecarga gravitatoria respecto a las cargas transitorias la norma AASHTO LRFD (2017) indica que:

Sobrecarga Vehicular de Diseño

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

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

A excepción de las modificaciones especificadas en la aplicación de Sobrecargas vehiculares de diseño, cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tandem de diseño, en coincidencia con la carga del carril, cuando corresponda. Se asumirá que las cargas ocupan 3000 mm transversalmente dentro de un carril de diseño.

Camión de diseño HL – 93

El peso del eje delantero es de 3.63 toneladas, las de los ejes posteriores es de 14.52 toneladas por cada eje y el espaciamiento del eje delantero es de 4.30 m, de los ejes posteriores varía entre 4.30 m a 9.0 m y la distancia entre las ruedas es de 1.80m como se especifica en la figura 1. 27.

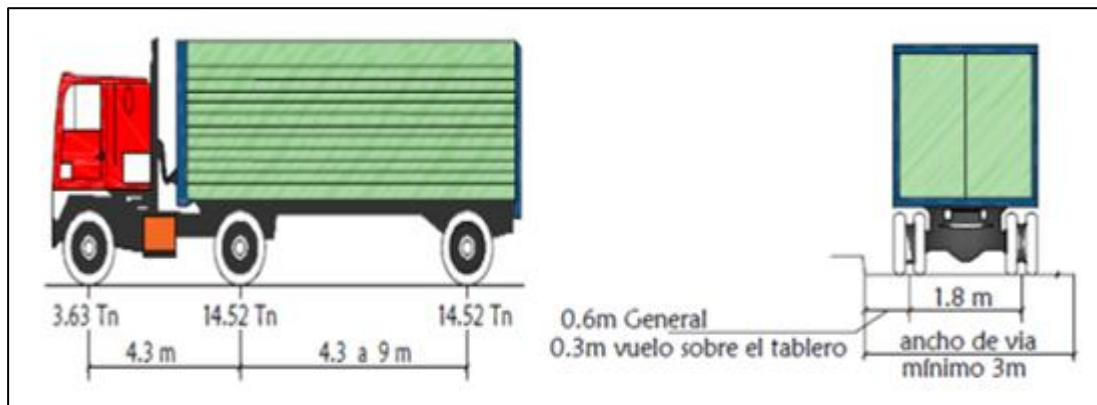


Figura 1.27 Camión de diseño HL-93

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

Tándem de diseño HL-93

Consiste en dos ejes de 11.34 toneladas con una separación de 1.2m entre sí. La distancia transversal de las ruedas es de 1.8m. (cap. 3)

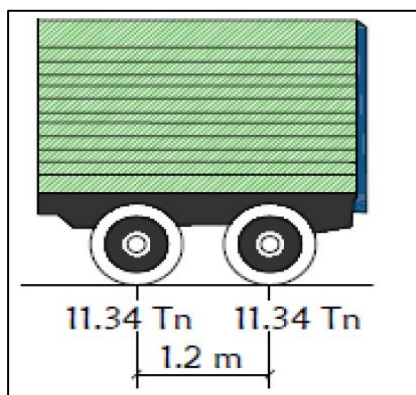


Figura 1.28 Camión de diseño HL-93

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

1.4.5.2.2. Incremento por carga dinámica: *IM*

AASHTO LRFD (2017) menciona que “los efectos estáticos de los vehículos de diseño se deberán mayorar por efecto de carga dinámica con el factor: $(1 + IM / 100)$, según la Figura 1.30”. (cap. 3)

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Limite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Figura 1.29 Incremento por carga dinámica

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

1.4.5.2.3. Cargas puntuales, lineales y de faja: *LS*

Respecto a la sobrecarga viva en este caso tomamos una carga puntual, lineal y de faja la norma AASHTO LRFD (2017) indica que:

Presión horizontal sobre muro causada por una franja uniformemente cargada.

La presión horizontal sobre el muro, Δ_{ph} , en MPa, que resulta de una carga puntual puede tomarse como:

$$\Delta_{ph} = \frac{p}{\pi R^2} \left[\frac{3ZX^2}{R^3} - \frac{R(1 - 2\nu)}{R + Z} \right]$$

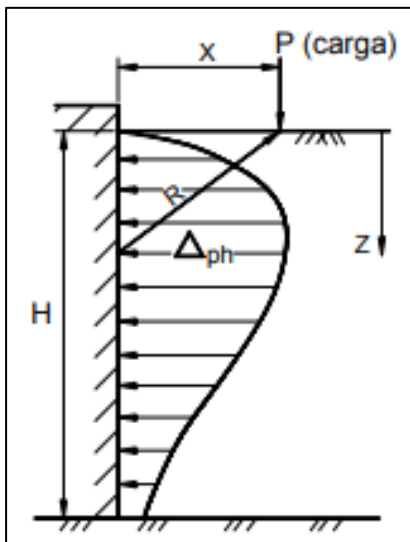


Figura 1.30 Empuje horizontal sobre un muro

Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

Donde

P = carga puntual kN

R = distancia radial desde el punto de aplicación de la carga a un punto en el muro especificado en la figura, donde $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{0.5}$ mm.

X = distancia horizontal desde el respaldo del muro al punto de aplicación de la carga (mm).

Y = distancia horizontal desde el punto bajo consideración en el muro al plano, que es perpendicular al muro y pasa a través del punto de aplicación de la carga medida a lo largo del muro (mm).

Z = distancia vertical desde el punto de aplicación de la carga a la elevación del punto bajo consideración en el muro (mm).

ν = relación de poisson (adim.)

1.4.5.2.4. Carga del agua: WA

En lo que respecta a carga de agua en la estructura enterrada, la norma AASHTO LRFD (2017) indica que:

Para el análisis de la carga de agua, consideraremos dos situaciones, una con la alcantarilla llena de agua y el otro caso será con la alcantarilla vacía.

Cuando la alcantarilla este llena, en la parte superior la presión del agua será nula y en el fondo de la alcantarilla la presión será igual a:

$$WA = \gamma H$$

Donde:

Wa = Carga del agua (kg/m²)

γ = Densidad del agua (kg/m³)

H = Profundidad del agua

1.4.6. Estados límites y factores de resistencia

De los estados límites y factores de resistencia a tomar en cuenta para el diseño, la norma AASHTO LRFD (2017) indica que:

RESISTENCIA I – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.

EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la figuración.

FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes. (cap. 3)

Respecto a los estados límites de resistencia y servicio y las situaciones a tomar en cuenta para el diseño, Rodríguez (2020) indica que:

para los estados límites de Resistencia y Servicio, los casos que se muestran son considerados. El caso de fatiga no necesita ser investigado en alcantarillas tipo cajón de concreto reforzado.

Las combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I que se han tomado en cuenta, son (con $n=1.0$):

1. $U = n[1.25DC+1.3EV+1.35EH+1.75(LL+IM) + 1.75LS]$ (cargas verticales y horizontales máximas).

$$U = 1.0[1.25DC + 1.3EV + 1.35EH + 1.75(LL + IM) + 1.75LS]$$

2. $U = n[0.9DC+0.9EV+1.35EH+1.75LS]$ (cargas verticales mínimas, horizontales máximas).

$$U = 1.0[0.9DC + 0.9EV + 1.35EH + 1.75LS]$$

3a. $U = n[1.25DC+1.3EV+0.9EH+1.75(LL+IM) + 1.0WA]$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimos, alcantarilla con agua).

$$U = 1.0[1.25DC + 1.3EV + 0.9EH + 1.75(LL + IM) + 1.0WA]$$

3b. $U = n[1.25DC+1.3EV+0.9EH+1.75(LL+IM)]$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimos, alcantarilla sin agua).

$$U = 1.0[1.25DC + 1.3EV + 0.9EH + 1.75(LL + IM)]$$

Combinaciones de carga para el estado límite de Servicio I:

4. $U = DC+EV+EH+(LL+IM) + LS$ (cargas verticales y horizontales máximas).

5. $U = DC+EV+EH+LS$ (cargas verticales mínimas, horizontales máximas).

6a. $U = DC+EV+EH+(LL+IM) + WA$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimos, alcantarilla con agua).

6b. $U = DC+EV+EH+(LL+IM)$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimos, alcantarilla sin agua). (p. 351)

CAPÍTULO II METODOLOGÍA

2.1. UBICACIÓN DEL ESTUDIO

El trabajo de investigación se realizó en la quebrada de Chaquihuaycco del distrito de San Juan Bautista – Huamanga - Ayacucho; entre el mes de enero 2021 al mes de julio del 2021.

2.1.1. Ubicación geográfica

Región : Ayacucho
Provincia : Huamanga
Distrito : San Juan Bautista
Lugar : Quebrada Chaquihuaycco

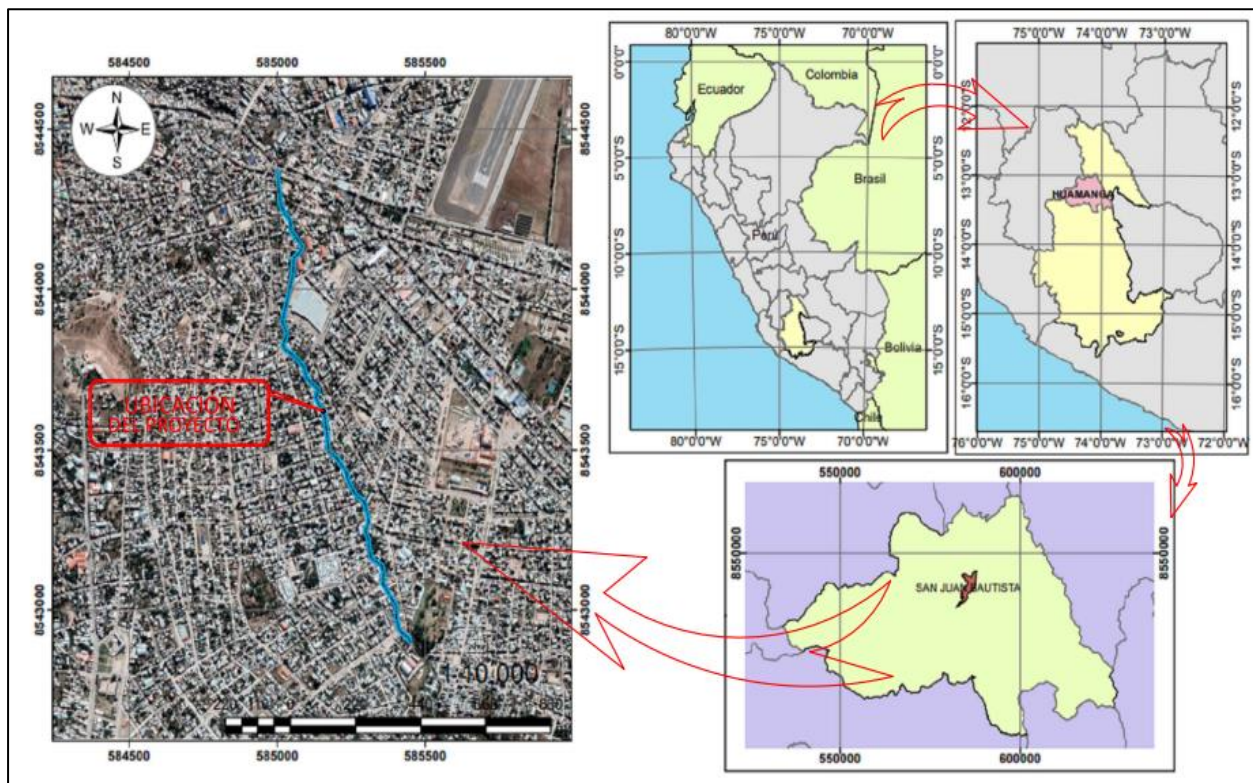


Figura 2.1 Ubicación y localización del trabajo de investigación

2.2. MATERIALES Y EQUIPOS

- ✓ Computadora Intel inside core I7
- ✓ Impresora
- ✓ Papeles
- ✓ Software SAP 2000 v22.2.0

2.3. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

2.3.1. Análisis teórico del acueducto tipo cajón y tipo abovedado en la quebrada Chaquihuaycco del distrito de San Juan Bautista – Ayacucho.

2.3.1.1. Hidrología e hidráulica del acueducto

2.3.1.1.1. Parámetros de la cuenca

Parámetros de forma

AREA DE LA CUENCA		Km ²	11.69		
PERIMETRO		Km	23.74		
PARAMETROS DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Coeficiente de Compacidad (Gravelius)		1	1.96
		FACTOR DE FORMA	Longitud (// al curso más largo)		Km
	Ancho Medio		Km	1.11	
	Radio de Circularidad		1	0.26	
	Factor de Forma		1	0.11	
	RECTANGULO EQUIVALENTE		Lado Mayor	Km	10.79
			Lado Menor	Km	1.08
	Longitud total de los rios de diferentes grados		Orden 1	Km	38.27
			Orden 2	Km	13.33
			Orden 3	Km	6.46
Orden 4			Km	6.87	
Orden 5			Km	1.15	

Figura 2.2 Parámetros de forma cuenca Chaquihuaycco

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

Parámetros de relieve

Nº	Cota msnm		Area Km2		Area Acumulada	Area que quedan sobre las altitudes (Km2)	Porcentaje del Area	% de Area Acumulada
	*	*	*	*				
	*	*	*	*			*	0.00
1.00	2736.00	2825.00	2401718.75	2.40	2.40	9.28	20.55	20.55
2.00	2825.00	2914.00	2119687.50	2.12	4.52	7.16	18.14	38.69
3.00	2914.00	3003.00	1670625.00	1.67	6.19	5.49	14.30	52.99
4.00	3003.00	3093.00	1170781.25	1.17	7.36	4.32	10.02	63.01
5.00	3093.00	3182.00	1100312.50	1.10	8.46	3.22	9.42	72.43
6.00	3182.00	3271.00	407187.50	0.41	8.87	2.81	3.48	75.91
7.00	3271.00	3360.00	547656.25	0.55	9.42	2.27	4.69	80.60
8.00	3360.00	3450.00	650312.50	0.65	10.07	1.62	5.57	86.16
9.00	3450.00	3539.00	507656.25	0.51	10.58	1.11	4.34	90.51
10.00	3539.00	3628.00	551718.75	0.55	11.13	0.56	4.72	95.23
11.00	3628.00	3717.00	326562.50	0.33	11.45	0.23	2.79	98.02
12.00	3717.00	3807.00	230781.25	0.23	11.69	0.00	1.98	100.00
SUMATORIA				11.69			100.00	

Figura 2.3 Cotas para la curva hipsométrica cuenca Chaquihuaycco

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

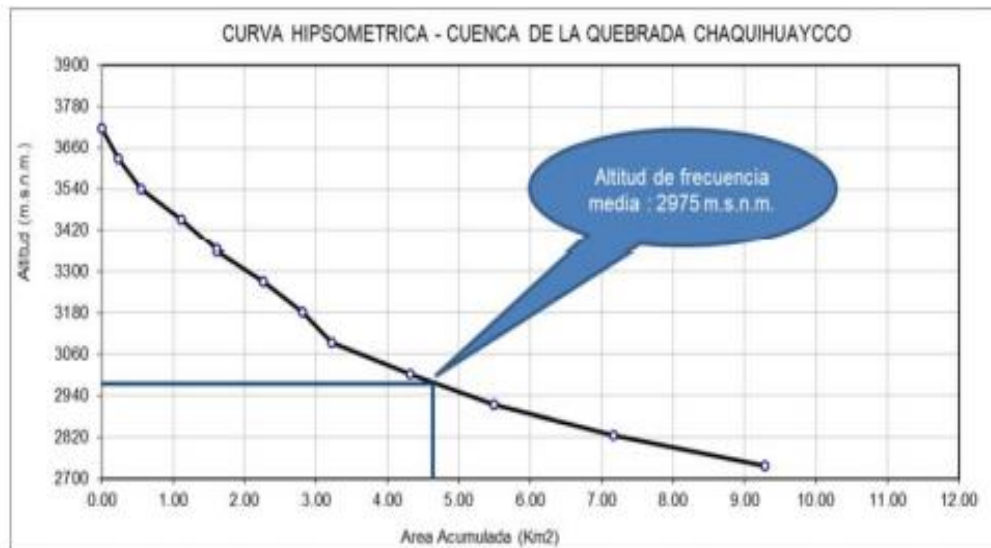


Figura 2.4 Curva hipsométrica- cuenca de la quebrada Chaquihuaycco

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

PARAMETROS DE RELIEVE	Curva Hipsométrica	-	✓
	Polígono de Frecuencia	-	✓
	Altitud Máxima de la Cuenca	m.s.n.m.	3807
	Altitud Mínima de la Cuenca	m.s.n.m.	2736
	Desnivel total de la Cuenca	Km	1.07
	Altitud de Frecuencia Media	m.s.n.m.	2975
	Altitud Media de la Cuenca	m.s.n.m.	3071.1
	Altura Máxima del cauce	m.s.n.m.	3807
	Altura más frecuente	m.s.n.m.	2940 - 3060
	Pendiente de la cuenca (sist. del rectángulo equivalente)	%	9.93

Figura 2.5 Parámetros de relieve

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

Parámetros de la red hidrográfica

PARAMETROS DE LA RED HIDROGRAFICA DE LA CUENCA	Tipo de corriente	-	Perenne
	Densidad de drenaje	Km/Km2	5.65
	Pendiente media del río principal	m/m	0.10
	Altura Máxima del cauce	m.s.n.m.	3807
	Altitud Mínima del cauce	m.s.n.m.	2736
	Tiempo de concentracion	Hr.	2.76
	Grado de ramificacion	-	5º

Figura 2.6 Parámetros de la red hidrográfica

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

2.3.1.1.2. Periodo de retorno

Riesgo Admisible	Vida útil de las obras (n) años								Periodos de Retorno (Años)
	1	5	15	25	40	50	100	200	
0.050	20	98	293	488	780	975	1950	3900	
0.100	10	48	143	238	380	475	950	1899	
0.150	7	31	93	154	247	308	616	1231	
0.221	5	20	60	100	160	200	400	800	
0.250	4	18	53	87	140	174	348	696	
0.400	3	10	30	49	79	98	196	392	
0.500	2	8	22	37	58	73	145	289	
0.600	2	6	17	28	44	55	110	219	
0.700	1	5	13	21	34	42	84	167	
0.750	1	4	11	19	29	37	73	145	
0.800	1	4	10	16	25	32	63	125	
0.900	1	3	7	11	18	22	44	87	
0.950	1	2	6	9	14	17	34	67	

Figura 2.7 Periodo de retorno

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

2.3.1.1.3. Caudal máximo

Global Summary Results for Run "TR= 140 AÑOS"

Project: Q_Chaquihuaycco_02 Simulation Run: TR=140 AÑOS

Start of Run: 31mar2021, 00:00 Basin Model: Q_Chaquihuaycco_02
 End of Run: 01abr2021, 00:00 Meteorologic Model: TR_140_AÑOS
 Compute Time: 26abr2021, 23:40:54 Control Specifications: chaqui_02_control

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

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
SALIDA	11.67	58.2	31mar2021, 13:40	56.40

Figura 2.8 Caudal máximo Chaquihuaycco

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

En la figura 2.8 nos muestra el resultado del modelamiento hidrológico usando el software Hec-HMS y como resultado tenemos caudal igual a $Q=58.2$ m³.

2.3.1.1.4. Modelación hidráulica bidimensional 2D en IBER

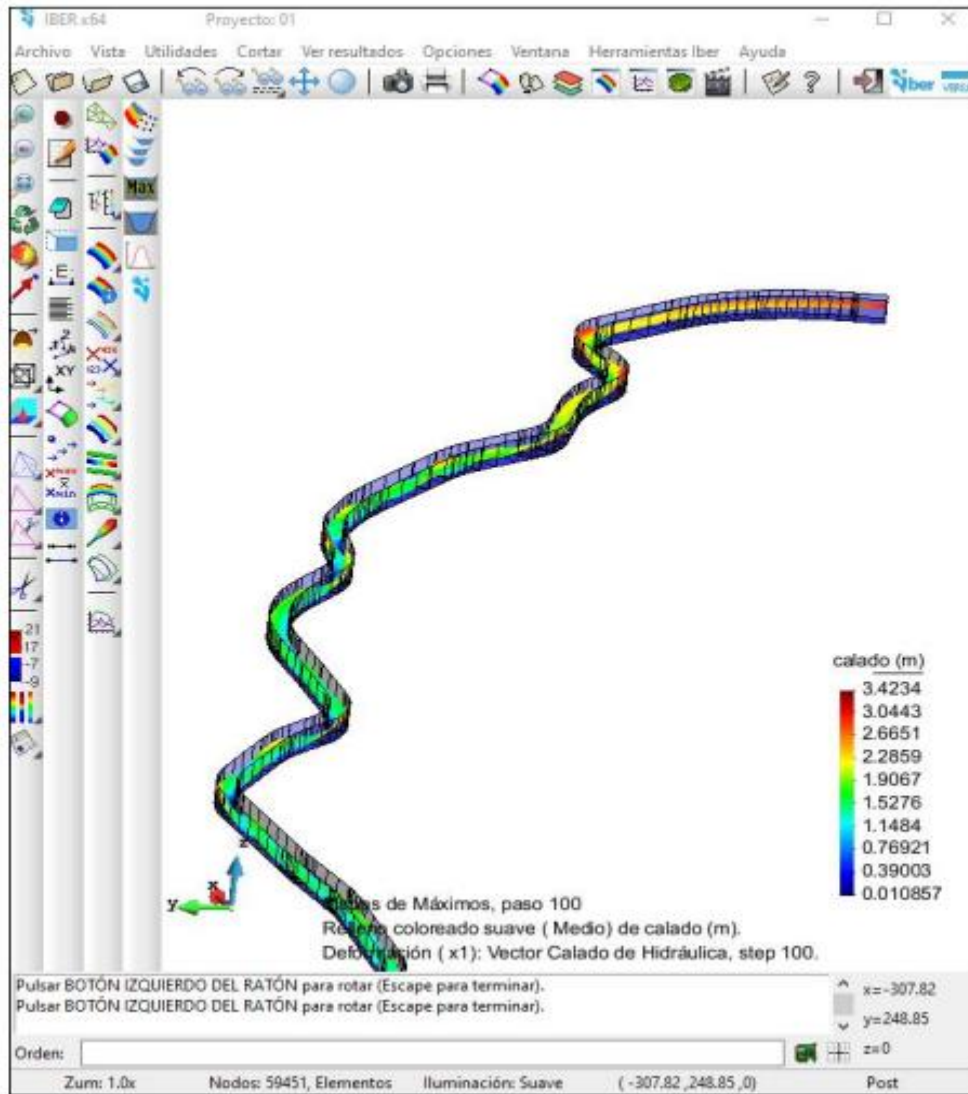


Figura 2.9 Modelación hidráulica bidimensional 2D en IBER

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

De acuerdo a los resultados obtenidos en la simulación vemos que el tirante máximo de 3.42 m solo es en un sector de la alcantarilla en la cual se tendrá que diseñar un acueducto de mayor altura, en cambio en gran sector del modelamiento muestra un tirante que varía entre 1.90 m a 2.66 m, para lo cual el sería optimo diseñar un acueducto con un tirante de 3.5 m.

2.3.1.2. Parámetros mecánicos y físicos del suelo

Tabla 2.1 Parámetros mecánicos y físicos del suelo

Parámetros mecánicos y físicos del suelo	
Tipo de Suelo	Arena, limo, arcilla compactada
Peso Unitario del suelo γ_s	1900 kg/m ³
Ángulo de fricción Interna	30°

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

2.3.1.3. Parámetros mecánicos del hormigón y el acero

Tabla 2.2 Parámetros mecánicos del hormigón y el acero

Parámetros mecánicos del hormigón y el acero	
Peso unitario del concreto armado γ_h	2400 kg/m ³
Resistencia a la compresión f_c	280 kg/cm ²
Resistencia del acero f_y	4200 kg/cm ²

2.3.1.4. Parámetros geométricos del acueducto tipo cajón

Para calcular el espesor mínimo de la losa de tramos simples tomaremos en consideración la Figura 1.21 según la norma AASHTO LRFD (2017), la cual nos da la siguiente ecuación.

$$E_{min} = \frac{1.2(S + 30)}{30}$$

Donde:

E_{min} = Espesor mínimo

$S = b$ = Base interior

Reemplazando en la formula

$$E_{min} = \frac{1.2(3.5 + 30)}{30}$$

$$E_{min} = 0.26 \text{ m}$$

Por aspectos de seguridad usamos el entero inmediato superior al E_{min} calculado en este caso usaremos:

$$E_{min} = 0.30 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$t_1 = 0.30 \text{ m}$$

2.3.1.5. Cargas en el acueducto tipo cajón

➤ *Datos para el diseño del acueducto tipo cajón*

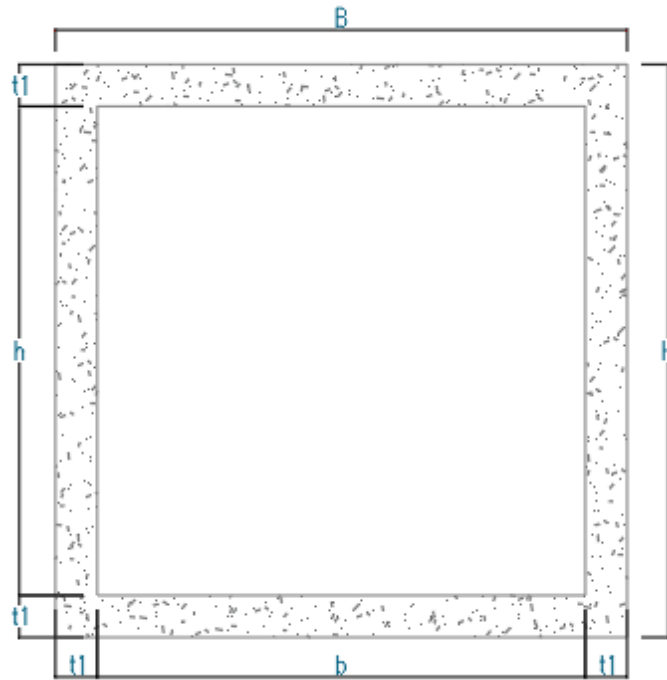


Figura 2.10 Acueducto tipo cajón

- $B = 4.10 \text{ m}$
- $H = 4.10 \text{ m}$
- $b = 3.50 \text{ m}$
- $h = 3.50 \text{ m}$
- $t1 = 0.30 \text{ m}$
- $l = 1.00 \text{ m}$
- $\theta = 30^\circ$
- $\gamma_t = 1900 \frac{\text{kg}}{\text{m.m.m}}$
- $\gamma_c = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m.m.m}}$
- $f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm.cm}}$
- $f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm.cm}}$

2.3.1.5.1. Cálculo de carga muerta

Se realizará la suma de los pesos de cada componente del acueducto tipo cajón:

- peso de la losa superior

$$wl = B * t1 * l * \gamma c$$

$$wl = 4.10m \times 0.30m \times 1.00m \times 2400 \frac{kg}{m.m.m}$$

$$wl = 2952 \text{ kg}$$

- peso de los muros

$$wm = 2 * h * t1 * l * \gamma c$$

$$wm = 2 \times 3.50m \times 0.30m \times 1.00m \times 2400 \frac{kg}{m.m.m}$$

$$wm = 5040 \text{ kg}$$

- pesos de la losa inferior

$$wi = B * t1 * l * \gamma c$$

$$wi = 4.10m \times 0.30m \times 1.00m \times 2400 \frac{kg}{m.m.m}$$

$$wi = 2952 \text{ kg}$$

- carga muerta en la base DC

$$wdc = wl + wm + wi$$

$$wdc = 2952kg + 5040kg + 2952$$

$$wdc = 10944 \text{ kg}$$

$$DC = \frac{wdc}{B}$$

$$DC = \frac{10944kg}{4.10m}$$

$$DC = 2669.268 \frac{kg}{m}$$

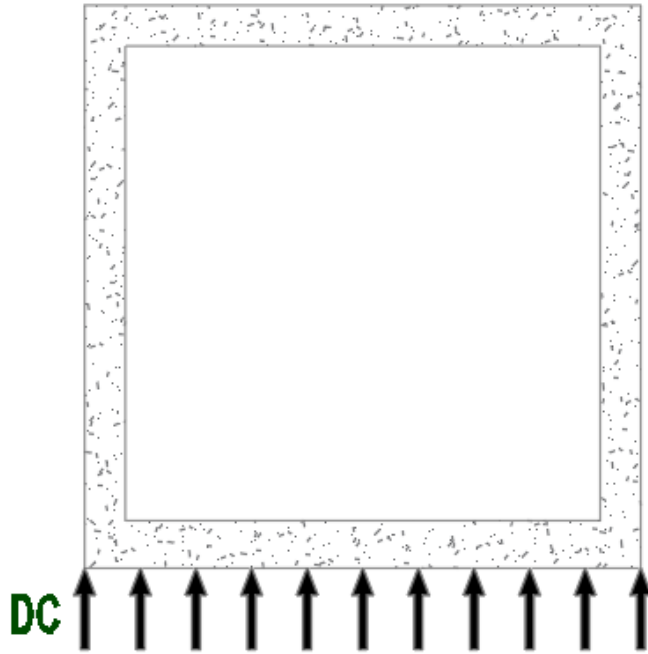


Figura 2.11 Carga muerta de acueducto tipo cajón

2.3.1.5.2. Presión horizontal del terreno

Según la norma AASHTO LRFD (2017), en la ecuación, calcularemos el coeficiente de empuje lateral con la teoría de Rankine, para un ángulo de fricción interna del terreno $\theta = 30^\circ$:

$$ka = \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \right)^2$$

$$ka = \left(\tan \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \right)^2$$

$$ka = 0.333$$

El empuje lateral del terreno sobre la estructura será en forma triangular, siendo el valor en la base igual a EH.

$$EH = ka * \gamma t * H * l$$

$$EH = 0.333 \times 1900 \frac{kg}{m.m.m} \times 4.10m \times 1.00m$$

$$EH = 2596.667 \frac{kg}{m}$$

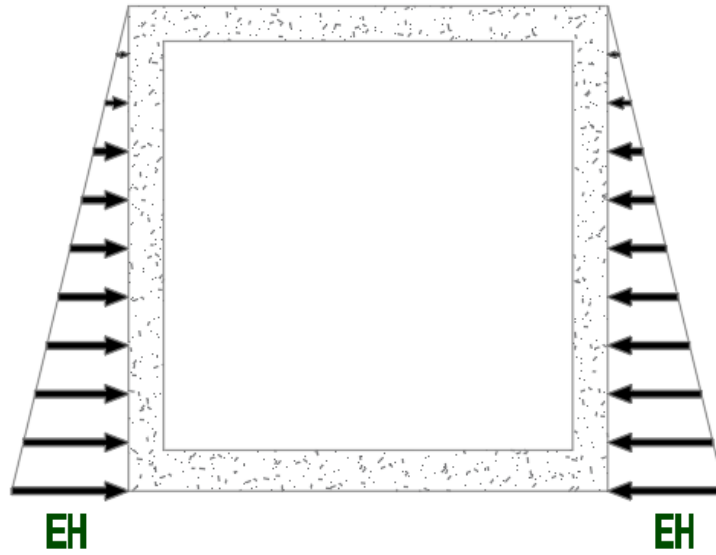


Figura 2.12 Presión horizontal del terreno sobre el acueducto tipo cajón

2.3.1.5.3. Cargas puntuales, lineales y faja (LS)

Según la norma AASHTO LRFD (2017), en la ecuación, el empuje horizontal que actúa sobre el muro debido a una carga puntual, Δ_{ph} , se puede tomar como:

$$\Delta_{ph} = \frac{P}{\pi \cdot R^2} \left[\frac{3ZX^2}{R^3} - \frac{R(1-2\nu)}{R+Z} \right]$$

Debido a la presencia de un Eje de un camión HL-93

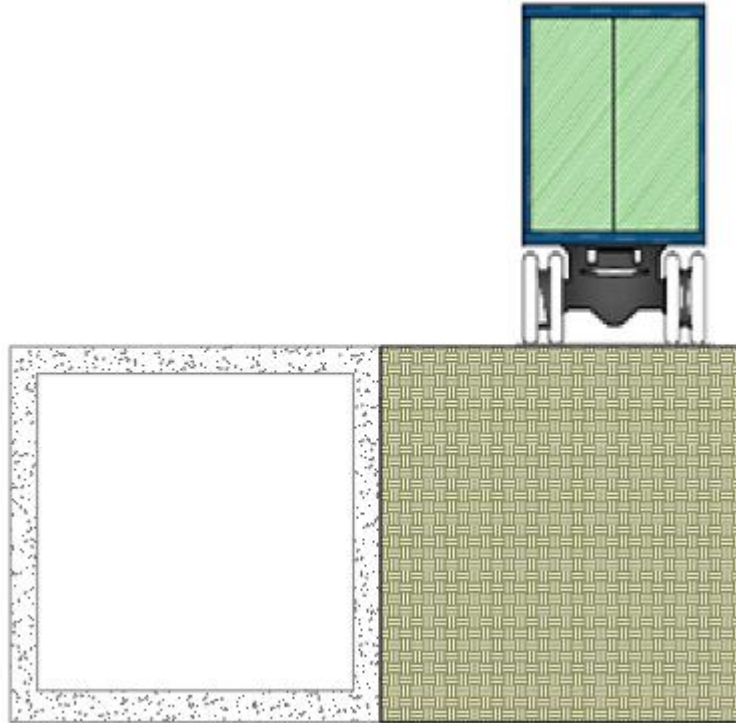


Figura 2.13 Presión de un eje del camión HL-93 fuera del acueducto tipo cajón

$$P = 7275 \text{ kg}$$

$$X = 1800 \text{ mm}$$

$$v = 1$$

$$Z = \text{VARIABLE}$$

Para $Z_1 = 0 \text{ mm}$

$$R_1 = \sqrt{(X^2 + Z^2)}$$

$$R_1 = \sqrt{(1800^2 + 0^2)}$$

$$R_1 = 1800 \text{ mm}$$

$$ES_1 = \left(\frac{P}{\pi * R_1^2} \right) * \left(3 * Z_1 * \frac{X^2}{R_1^3} - R_1 * \frac{(1 - 2 * v)}{R_1 + Z_1} \right) * l$$

$$ES_1 = \left(\frac{7275 \text{ kg}}{\pi * 1.8 \text{ m}^2} \right) * \left(3 * 0 \text{ m} * \frac{1.8 \text{ m}^2}{1.8 \text{ m}^3} - 1.8 \text{ m} * \frac{(1 - 2 * 1)}{1.8 \text{ m} + 0 \text{ m}} \right) * 1 \text{ m}$$

$$ES_1 = 714.72 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Para $Z_2 = 690 \text{ mm}$

$$R2 = \sqrt{(X^2 + Z^2)}$$

$$R2 = \sqrt{(1800^2 + 690^2)}$$

$$R2 = 1927.719 \text{ mm}$$

$$ES2 = \left(\frac{P}{\pi * R2^2} \right) * \left(3 * Z2 * \frac{X^2}{R2^3} - R2 * \frac{(1 - 2 * v)}{R2 + Z2} \right) * l$$

$$ES2 = \left(\frac{7275 \text{ kg}}{\pi * 1.93 \text{ m}^2} \right) * \left(3 * 0.69 \text{ m} * \frac{1.8 \text{ m}^2}{1.93 \text{ m}^3} - 1.93 \text{ m} * \frac{(1 - 2 * 1)}{1.93 \text{ m} + 0.69 \text{ m}} \right) * 1 \text{ m}$$

$$ES2 = 1042.316 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Para Z3 = 4100 mm

$$R3 = \sqrt{(X^2 + Z^2)}$$

$$R3 = \sqrt{(1800^2 + 4100^2)}$$

$$R3 = 4477.723 \text{ mm}$$

$$ES3 = \left(\frac{P}{\pi * R1^2} \right) * \left(3 * Z1 * \frac{X^2}{R1^3} - R1 * \frac{(1 - 2 * v)}{R1 + Z1} \right) * l$$

$$ES3 = \left(\frac{7275 \text{ kg}}{\pi * 4.48 \text{ m}^2} \right) * \left(3 * 4.1 \text{ m} * \frac{1.8 \text{ m}^2}{4.48 \text{ m}^3} - 4.48 \text{ m} * \frac{(1 - 2 * 1)}{4.48 \text{ m} + 4.1 \text{ m}} \right) * 1 \text{ m}$$

$$ES3 = 111.559 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

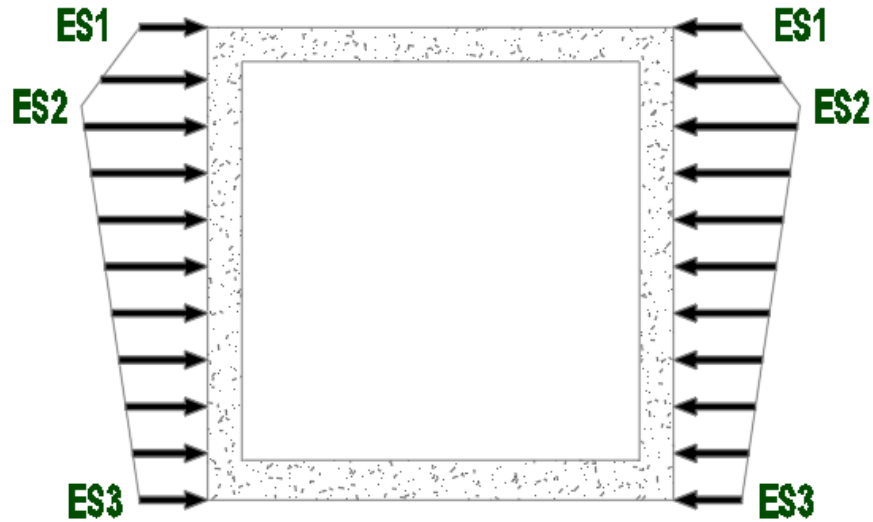


Figura 2.14 Cargas puntuales, lineales y faja (LS) sobre el acueducto tipo cajón

2.3.1.5.4. Carga de agua (WA)

Con respecto a la carga de agua tenemos que tomar en cuenta la alcantarilla vacía y llena, de ello Rodríguez (2020) indica que:

Para el análisis de la carga de agua, consideraremos dos situaciones, una con la alcantarilla llena de agua y el otro caso será con la alcantarilla vacía.

Cuando la alcantarilla este llena, en la parte superior la presión del agua será nula y en el fondo de la alcantarilla la presión será igual a:

$$WA = \gamma * h * l$$

$$WA = 1000 \frac{kg}{m.m.m} \times 3.50m \times 1.00m$$

$$WA = 3500 \frac{kg}{m}$$

En la parte inferior de la alcantarilla la cual está en contacto con el suelo, el suelo produce una reacción semejante, pero con sentido opuesto.

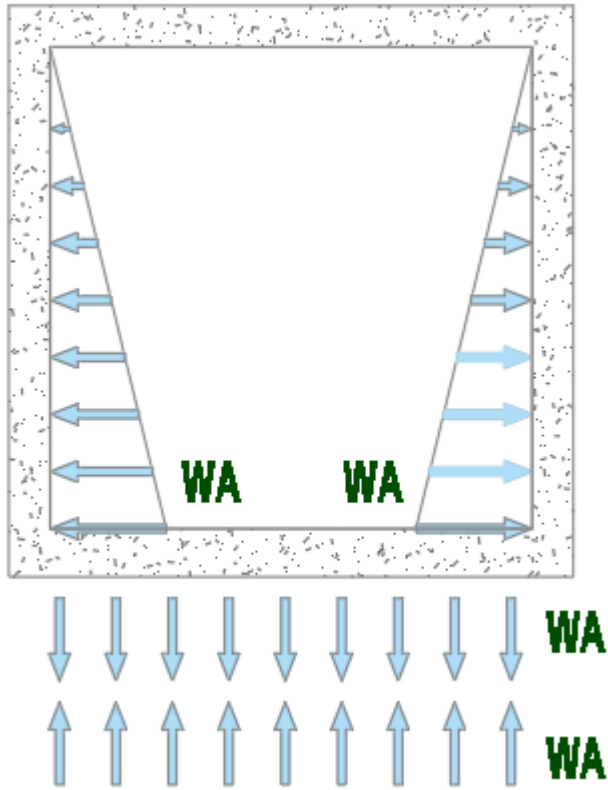


Figura 2.15 Cargas de agua sobre el acueducto tipo cajón

2.3.1.5.5. Carga viva

- **Carga del camión de diseño (LL+IM)**

Para el metrado de carga viva se tomó en cuenta el uso de un eje de camión HL-93 el cual aplica una carga de 14.55tn por eje es decir 7.275tn por rueda y un incremento por carga dinámica de impacto del 33%, por ser una estructura expuesta en la parte superior, la cual genera contacto directo con el camión de diseño.

$$LL + IM = PV * (1 + IM)$$

- $IM = 33\%$
- $PV = 7275 \text{ kg}$

$$LL + IM = PV * (1 + IM)$$

$$LL + IM = 7275 \text{ kg} \times (1 + 33\%)$$

$$LL + IM = 9675.75 \text{ kg}$$

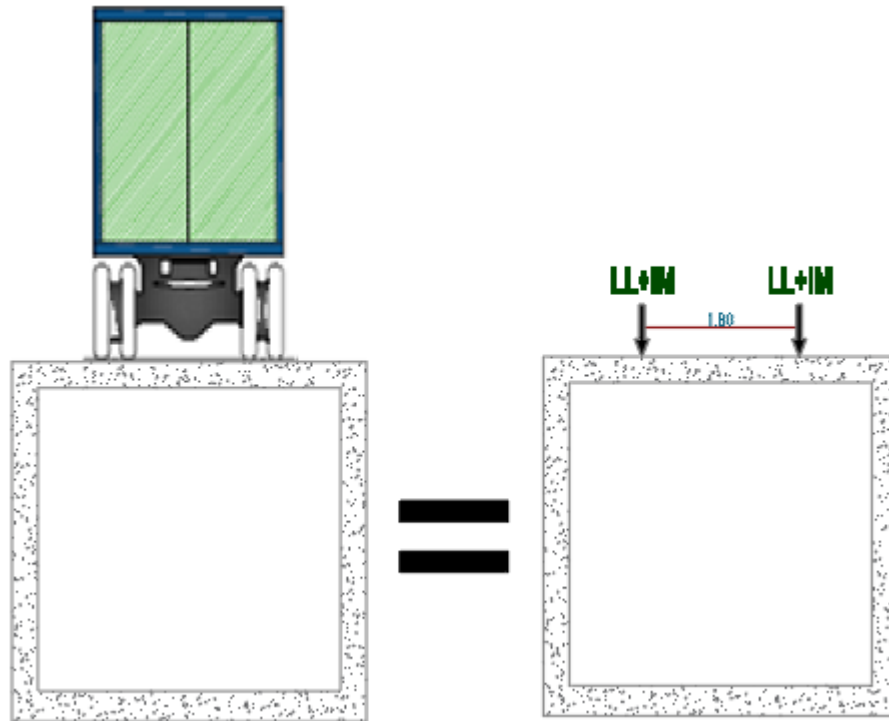


Figura 2.16 Carga del camión de diseño (LL+IM) sobre el acueducto tipo cajón

2.3.1.6. Estados límites y factores de resistencia

Respecto a los estados límites de resistencia y servicio y los casos a tomar en cuenta para el diseño, Rodríguez (2020) indica que:

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, los casos que se muestran son considerados. El caso de fatiga no necesita ser investigado en alcantarillas tipo cajón de concreto reforzado, la norma AASHTO LRFD (2017).

Las combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I que se han tomado en cuenta, son (con $n=1$):

1. $U = 1.0[1.25DC+1.3EV+1.35EH+1.75 (LL+IM) + 1.75LS]$ (cargas verticales y horizontales máximas)
2. $U = 1.0[0.9DC+0.9EV+1.35EH+1.75LS]$ (cargas verticales mínimas, horizontales máximos)
- 3a. $U = 1.0[1.25DC+1.3EV+0.9EH+1.75(LL+IM) + 1.0WA]$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimos, alcantarilla con agua)

3b. $U = 1.0[1.25DC+1.3EV+0.9EH+1.75(LL+IM)]$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimos, alcantarilla sin agua).

Combinaciones de carga para el estado límite de Servicio I:

4. $U = DC+EV+EH+(LL+IM) + LS$ (cargas verticales y horizontales máximas)

5. $U = DC+EV+EH+LS$ (cargas verticales mínimas, horizontales máximos)

6a. $U = DC+EV+EH+(LL+IM) + WA$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimos, alcantarilla con agua)

6b. $U = DC+EV+EH+(LL+IM)$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimos, alcantarilla sin agua). (p. 351)

2.3.1.7. Análisis estructural de la alcantarilla

Resultado: Diagramas de Envoltentes

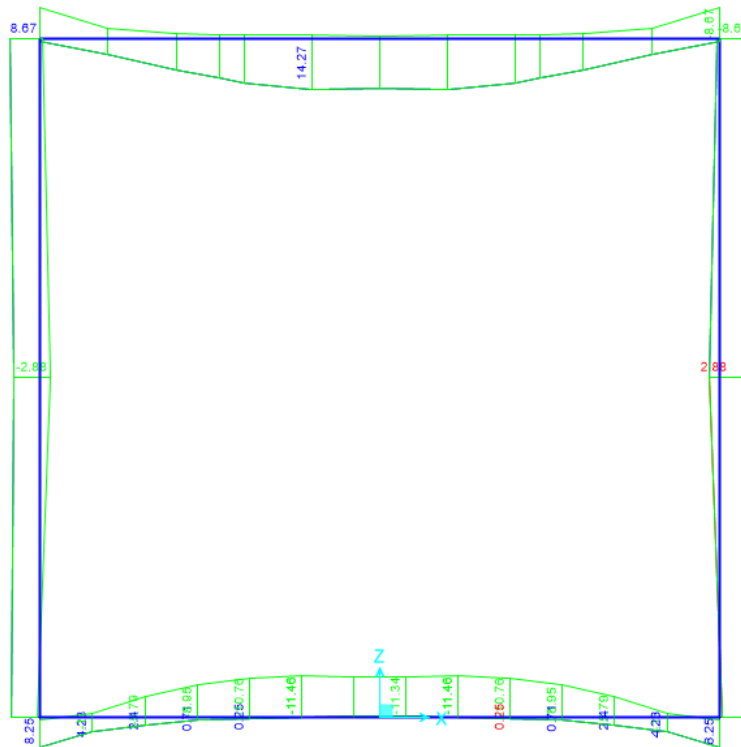


Figura 2.17 Envoltente de momentos flectores, estado Resistencia I

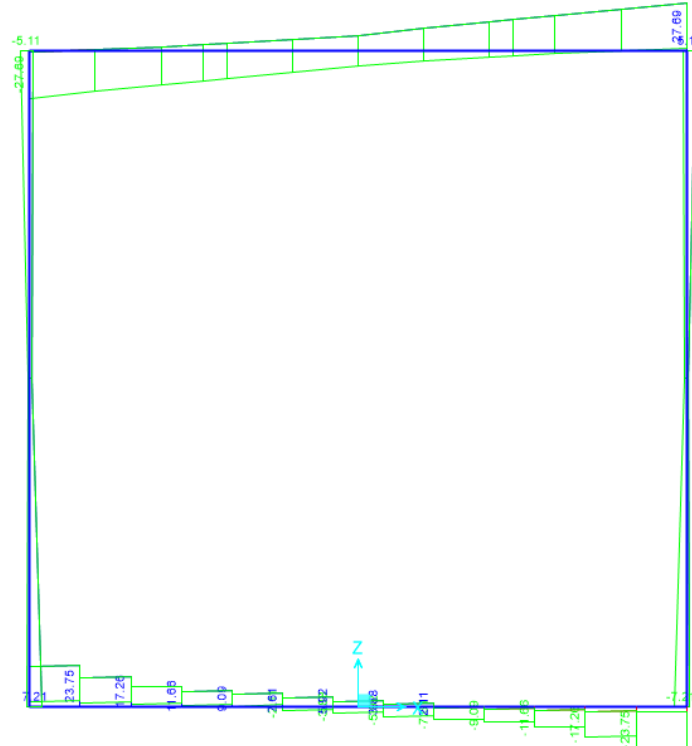


Figura 2.18 Envoltura de cortante, estado Resistencia I

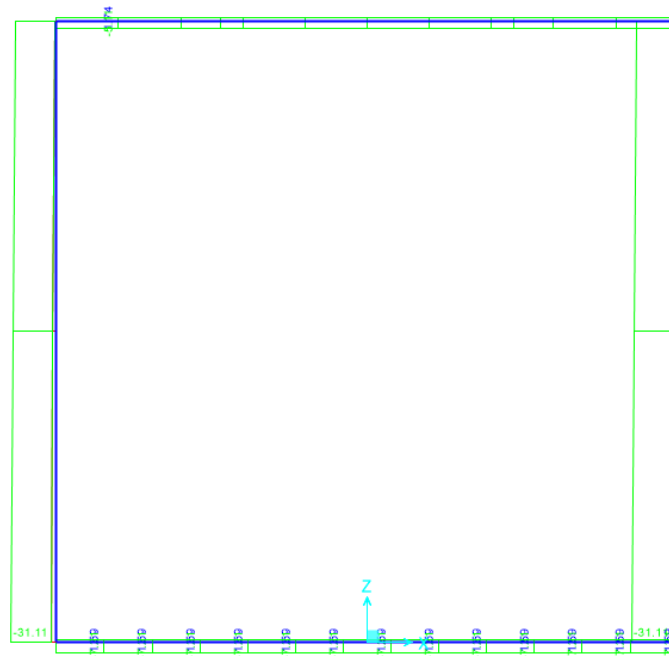


Figura 2.19 Envoltura de carga axial, estado Resistencia I

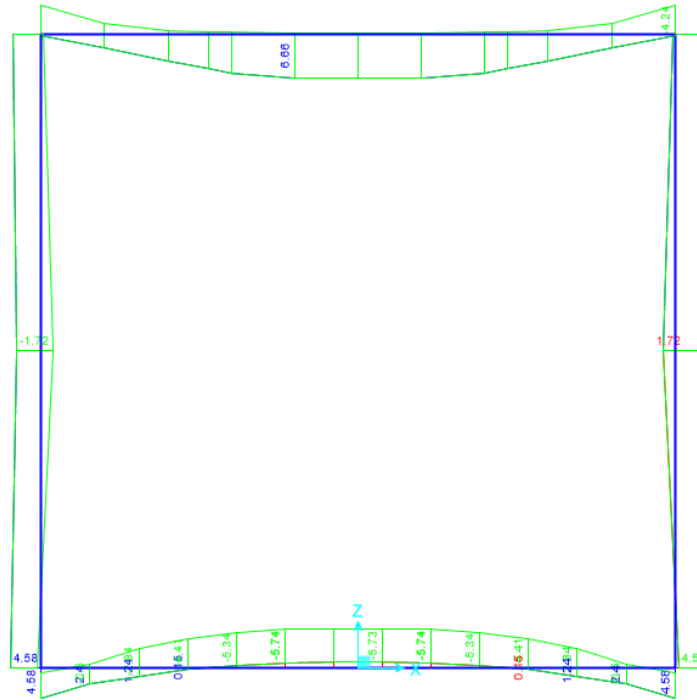


Figura 2.20 Envolvente de momento, estado Servicio I

2.3.1.8. Cálculo de acero

2.3.1.8.1. Acero positivo, losa superior

Utilizamos la envolvente de momentos para el Estado Límite de Resistencia I tenemos:

$$(+)\mathbf{M}_u = 14.27 \text{ T - m}$$

Utilizando: $A_s = 1\text{Ø}3/4"@0,20\text{m}$ ($A_s = 17.10 \text{ cm}^2/\text{m}$) y recubrimiento $r = 5,0 \text{ cm}$.

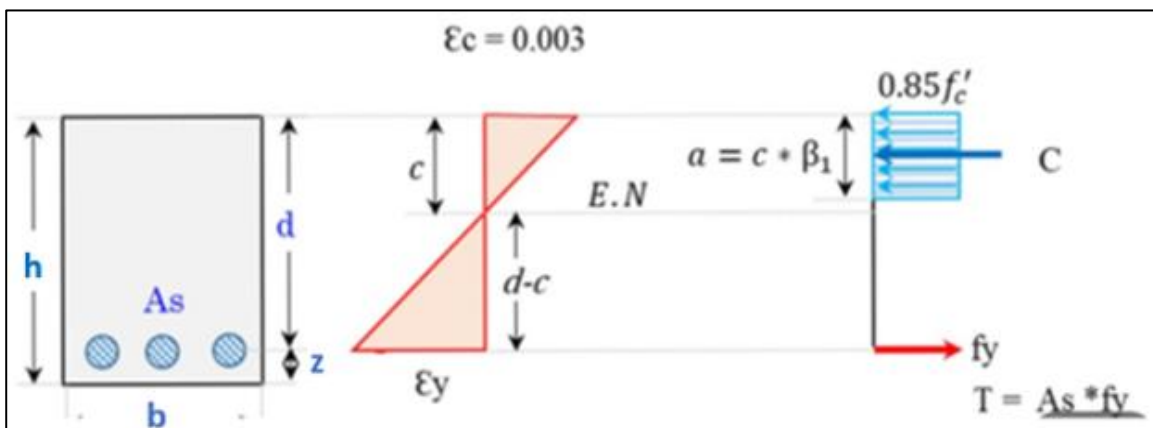


Figura 2.21 Peralte efectivo para el acero positivo en la losa superior

$$z = 5 + \frac{\phi}{2}$$

$$z = 5 + \frac{1.905}{2}$$

$$z = 5.95 \text{ cm}$$

$$d = 0.30 - z$$

$$d = 0.30 - 5.95$$

$$d = 24.05 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Según la norma (AASHTO LRFD, 2017), en la siguiente ecuación, tenemos un A_s que requiere el momento del Estado Límite de Resistencia I es la siguiente:

$$M_u = \phi M_n$$

Donde:

M_n = resistencia nominal (N*mm)

ϕ = factor de resistencia

Para el caso de flexión y tracción de hormigón armado, el factor de resistencia $\phi = 0.09$

$$M_u = \phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right)$$

$$c = a/\beta_1$$

$$c = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * \beta_1 * b}$$

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

Tomando como (+) $M_u = 14.27 \text{ T} - \text{m}$

$$M_u = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

despejando A_s tenemos:

$$A_s = 16.72 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto: Utilizando $A_s = 1\emptyset 3/4" @ 0.20\text{m}$ ($A_s = 17.10 \text{ cm}^2/\text{m}$) cubrimos el A_s requerido por el momento de la envolvente del Estado Límite de Resistencia I, para lo cual tenemos un momento ultimo igual:

$$M_u = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

$$M_u = 0.9 * A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

$$M_u = 14.57 T - m$$

Por último, tenemos que $M_u = 14.57 T - m > 14.27 T - m$ OK

- Área de acero máximo (As máximo)

la norma AASHTO LRFD (2017) dice que “las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite”. (cap. 5)

- Área de acero mínimo (As mínimo)

Según la norma AASHTO LRFD (2017) indica que “para una alcantarilla vaceada en el lugar, la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$: Siendo”. (cap. 5)

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \frac{kg}{cm^2} = 2.01 * \sqrt{280} = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 30^2}{6} = 15000 cm^3$$

a) $1.2M_{cr} = 1.2 * f_r * S$

$$1.2M_{cr} = 1.2 * \left(33.63 \frac{kg}{cm^2} \right) * (15000 cm^3)$$

$$1.2M_{cr} = 6.0534 T - m$$

b) $1.33M_u$

$$1.33M_u = 1.33 * 14.27 Tn - m$$

$$1.33M_u = 18.93 T - m$$

Asumiendo el menor valor que es igual a 6.0534 Ton-m y área de acero que estamos proponiendo es ($A_s = 17.10 cm^2/m$) resiste: $M_u = 14.57 T - m > 6.0534 T - m$.

Por lo tanto, usar $A_s = 1\emptyset 3/4" @ 0.20m$ OK

2.3.1.8.2. Armadura de distribución

la norma AASHTO LRFD (2017) indica que “en la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo”. (cap. 9)

- Cuando la armadura principal es paralela al tráfico:

$$1750/\sqrt{S} \leq 50 \text{ por ciento}$$

- Cuando la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$3840/\sqrt{S} \leq 67 \text{ por ciento}$$

Donde:

S = longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva

En nuestro caso la armadura principal será perpendicular al tráfico, por lo cual usaremos la siguiente formula con un $S=3500\text{mm}$:

$$3840/\sqrt{3500} \leq 67 \text{ por ciento}$$

$$64.91 \text{ por ciento} \leq 67 \text{ por ciento} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Luego el resultado obtenido lo multiplicamos con el A_s calculado del acero principal

$$A_s = 15.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{SD} = 64.91\% \times 16.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{SD} = 10.85 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usaremos un $A_{SD} = 1\emptyset 5/8" @ 0.20\text{m}$ ($A_s = 11.88 \text{ cm}^2/\text{m}$), con lo cual cubrimos el A_{SD} requerido.

2.3.1.8.3. Armadura de refuerzo de contracción y temperatura

La armadura de refuerzo de contracción y temperatura se debe colocar en ambas direcciones y se halla de la siguiente manera:

$$A_{st} = 0.756 * \frac{A_g}{f_y}$$

Donde:

A_g = Área bruta de la sección en cm^2

f_y = Tensión de fluencia del acero Mpa

$$f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 411.9 \text{ Mpa}$$

Luego

$$A_{st} = 0.756 \times \frac{30\text{cm} \times 100\text{cm}}{411.9 \text{ Mpa}}$$

$$A_{st} = 7.28 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usaremos un $A_{st} = 1\phi 1/2" @ 0.20\text{m}$ ($A_s = 7.6 \text{ cm}^2/\text{m}$), con lo cual cubrimos el A_{st} requerido.

2.3.1.8.4. Revisión por fisuración por distribución de armadura

Según la norma AASHTO LRFD (2017), para el acero principal positivo tenemos:

Momento actuante

Usamos una sección agrietada, un ancho de 0.20m, y la envolvente para el diseño por estado límite de Servicio I, siendo $n=1$:

$$M_S = 6.66 T - m$$

Para un ancho tributario de 0.20m

$$M_S = 6.66 T - \frac{m}{m} * 0.20 m$$

$$M_S = 1.33 T - m$$

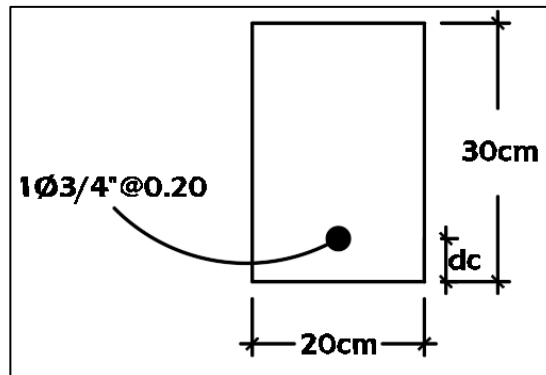


Figura 2.22 Distancia efectiva para la revisión por fisuración

Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15300 \times \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15300 \times \sqrt{280}$$

$$E_c = 256017.968 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{256017.968 \text{ kg/cm}^2}$$

$$n = 8$$

$$d_c = r * \frac{\emptyset}{2}$$

$$d_c = 5 + \frac{1.905}{2}$$

$$d_c = 5.95 \text{ cm}$$

$$d = 0.30 - d_c$$

$$d = 0.30 - 5.95$$

$$d = 24.05 \text{ cm}$$

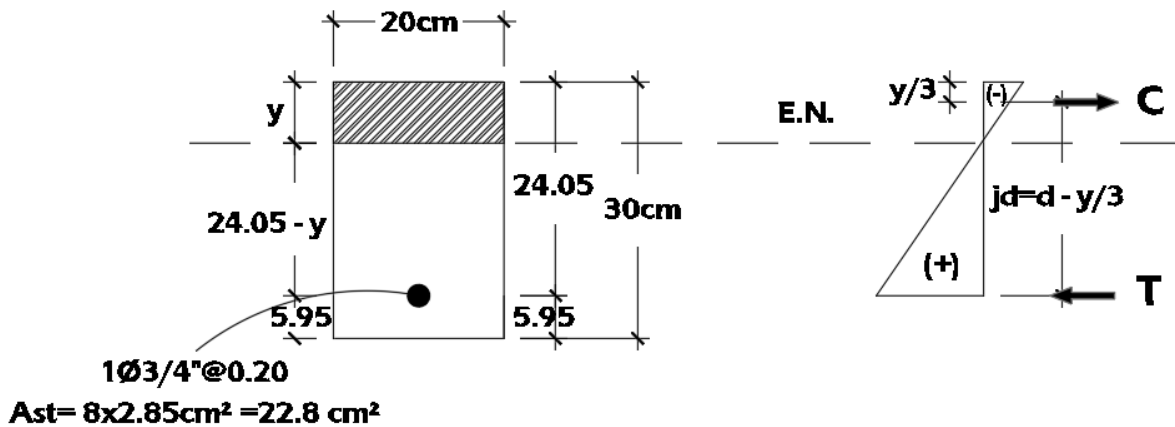


Figura 2.23 determinación de la posición del eje neutro

Área de acero transformada:

$$A_{st} = n * A_s$$

$$A_{st} = 8 \times 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 22.8 \text{ cm}^2$$

Los momentos respecto del eje neutro para poder determinar el valor de y:

$$20y * \frac{y}{2} = A_{st} * (d - y)$$

$$20y \times \frac{y}{2} = 22.8 \times (24.05 - y)$$

$$y = 6.35 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas será:

$$jd = d - \frac{y}{3}$$

$$jd = 24.05 \text{ cm} - \frac{6.35 \text{ cm}}{3}$$

$$jd = 21.94 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{jd * A_s}$$

$$f_{ss} = \frac{1.33 \times 10^5}{21.94 \times 2.85}$$

$$f_{ss} = 2127.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ss} \leq 0.6f_y$$

$$0.6f_y = 0.6 \times 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.6f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, realizamos la verificación:

$$f_{ss} \leq 0.6f_y$$

$$f_{ss} = 2127.01 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Separación máxima de la armadura

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{5.95 \text{ cm}}{0.7 \times (30\text{cm} - 5.95\text{cm})}$$

$$\beta_s = 1.35$$

Con $\gamma_e = 0.75$ (condición de exposición Clase 2), en tanto las alcantarillas son subestructuras expuestas al agua:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{125000 \times 0.75}{1.35 \times 2127.01} - 2 \times 5.95$$

$$S_{m\acute{a}x} = 20.75 \text{ cm}$$

Luego verificamos $S_{m\acute{a}x} = 20.75 \text{ cm} > S = 20\text{cm}$ como la separación máxima es mayor, optamos por usar $1\emptyset 3/4" @ 0.20\text{m}$.

2.3.1.8.5. Chequeo por corte

En Losa superior:

El cortante actuante

Calculamos el peralte efectivo por corte, d_v :

$$(+A_s = 1\emptyset 3/4" @ 0,20m$$

$$(+A_s = \frac{2.85cm^2}{0.2m}$$

$$(+A_s = 14.25 cm^2/m$$

Con

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

$$a = \frac{14.25cm^2 * 4200kg/cm^2}{0.85 * 280kg/cm^2 * 100cm}$$

$$a = 2.51$$

$$d_v = \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$d_v = \left(24.05 - \frac{2.51}{2} \right)$$

$$d_v = 22.795 cm$$

$$d_v \geq 0.72 * h$$

$$d_v = 22.795 cm \geq 0.72 * h = 0.72 * 30$$

$$d_v = 22.795 cm \geq 0.72 * h = 21.6cm$$

Seleccionamos el menor.

$$d_v = 21.6cm$$

En una distancia igual a d_v calculada desde la intersección de la losa y la cartela:

$$\left(\frac{t_1}{2} + cartela + d_v \right)$$

$$\left(\frac{0.30m}{2} + 0.35m + 21.6m = 0.666m \right)$$

Desde el eje del muro, el cortante crítico es (Combinación 3a):

$$V_u = 21069.61 kg$$

$$M_u = 6900.15 kg - m$$

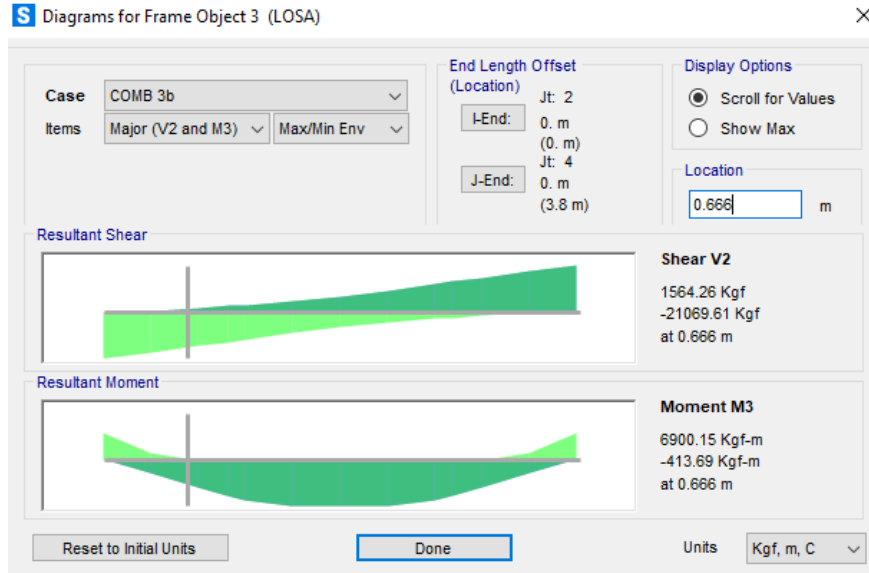


Figura 2.24 resultados de V_u y M_u en la posición calculada

El cortante resistente: Para las losas de las alcantarillas tipo cajón que se encuentren por debajo de 0.60m a más de relleno, se puede calcular la resistencia de corte como:

$$V_c = \left(0.568\lambda * \sqrt{f'_c} + 326.4 * \frac{A_s}{b * d_e} \frac{V_u * d_e}{M_u} \right) * b * d_e \leq 1.06\lambda * \sqrt{f'_c} * b * d_e$$

Para las alcantarillas del tipo cajón de una celda:

$$V_c \geq 0.795\lambda * \sqrt{f'_c} * b * d_e \quad (\text{en losas monolíticas con las paredes})$$

$$V_c \geq 0.663\lambda * \sqrt{f'_c} * b * d_e \quad (\text{en losas simplemente apoyadas})$$

Donde

$$\frac{V_c * d_e}{M_u} \leq 1.0$$

Luego, como:

$$\frac{21069.61 \text{ kg} \times 24.05 \text{ cm}}{6900.15 \text{ kg} - \text{m}} = 0.73 \leq 1.0$$

$\lambda = 1.0$, para concreto peso normal

$$V_c = \left(0.568\lambda * \sqrt{f'_c} + 326.4 * \frac{A_s}{b * d_e} \frac{V_u * d_e}{M_u} \right) * b * d_e \leq 1.06\lambda * \sqrt{f'_c} * b * d_e$$

$$V_c = \left(0.568 \times 1 \times \sqrt{280} + 326.4 \times \frac{14.25}{100 \times 25.04} \times 0.5 \right) \times 100 \times 24.05$$

$$\leq 1.06 \times 1 \times \sqrt{280} \times 100 \times 24.05$$

$$V_c = 25183.82kg \leq 42657.95kg$$

También como:

$$V_c \geq 0.80 \times \sqrt{280} \times 100 \times 24.05 = 32194.68kg$$

$$V_c = 32194.68kg$$

Luego:

$$V_u = \phi * V_c$$

$$V_u = 0.90 \times 32194.68kg$$

$$V_u = 28975.21kg$$

Por último:

$$V_u = 28975.21kg > V_u = 21069.61 kg \dots\dots\dots OK$$

2.3.1.8.6. Chequeo por carga axial

En los muros de la alcantarilla:

Carga axial actuante

En los muros de la alcantarilla la carga axial que actúa es (la envolvente de carga axial) figura 2.19, en la cual nos muestra el máximo valor de la carga axial en la estructura:

$$Pu = 31,112.29 kg$$

Carga axial resistente:

la norma AASHTO LRFD (2017) dice que “cuando la carga axial mayorada es menor que el 10% de la capacidad en compresión nominal de la sección, el diseño por flexión se puede realizar ignorando los efectos de carga axial”. (cap. 5)

En este caso, se asume un factor de resistencia por compresión igual a 0.70:

$$\begin{aligned} & 0.10 * \phi * f'_c * A_g \\ & = 0.10 \times 0.70 \times (280kg/cm^2) \times (100cm \times 30cm) \\ & = 58800 kg \end{aligned}$$

Luego ($Pu = 22,321.06 kg < 0.10 * \phi * f'_c * A_g = 58800 kg$), se puede ignorar el efecto de carga axial.

2.3.1.9. Resumen del cálculo de acero

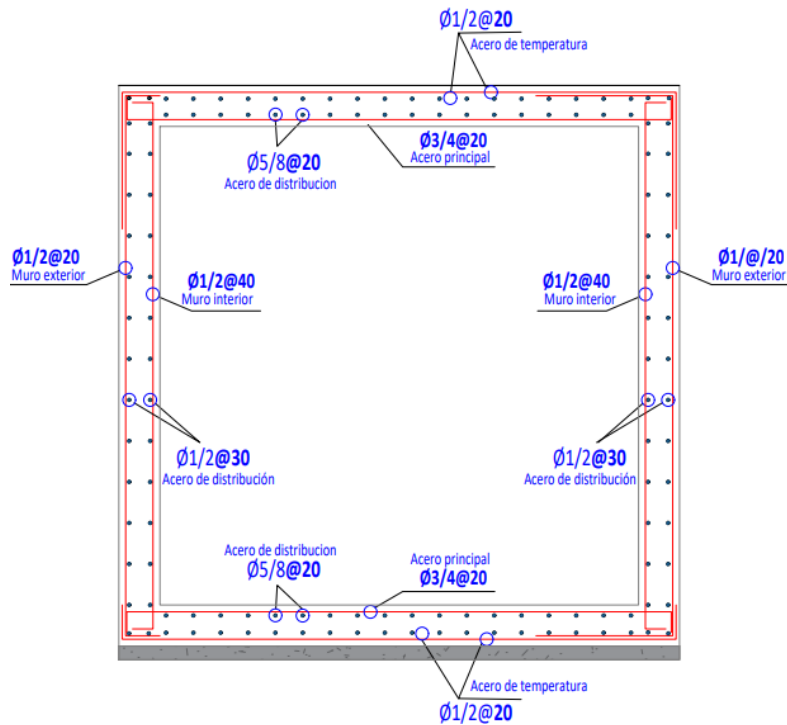


Figura 2.25 Distribución de acero en el acueducto tipo cajón

2.3.1.9.1. Losa superior

➤ Acero principal

$$A_s = 1\phi 3/4" @ 0.20m$$

➤ Distribución

$$A_{SD} = 1\phi 5/8" @ 0.20m$$

➤ Temperatura

$$A_{st} = 1\phi 1/2" @ 0.20m$$

2.3.1.9.2. Losa inferior

➤ Acero principal

$$A_s = 1\phi 3/4" @ 0.20m$$

➤ Distribución

$$A_{SD} = 1\phi 5/8" @ 0.20m$$

➤ Temperatura

$$A_{st} = 1\phi 1/2" @ 0.20m$$

2.3.1.9.3. Muros

- **Acero principal exterior**

$$A_{se} = 1\phi 1/2" @ 0.20m$$

- **Acero principal interior**

$$A_{si} = 1\phi 1/2" @ 0.40m$$

- **Distribución**

$$A_{SD} = 1\phi 1/2" @ 0.30m$$

2.3.1.10. Parámetros mecánicos del hormigón y el acero

Tabla 2.3 Parámetros mecánicos del hormigón y el acero

Parámetros mecánicos del hormigón y el acero	
Peso unitario del concreto armado γ_h°	2400 kg/m ³
Resistencia a la compresión f_c	210 kg/cm ²
Resistencia del acero f_y	4200 kg/cm ²

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

2.3.1.11. Cargas en el acueducto tipo abovedado

- **Datos para el diseño del acueducto tipo abovedado**

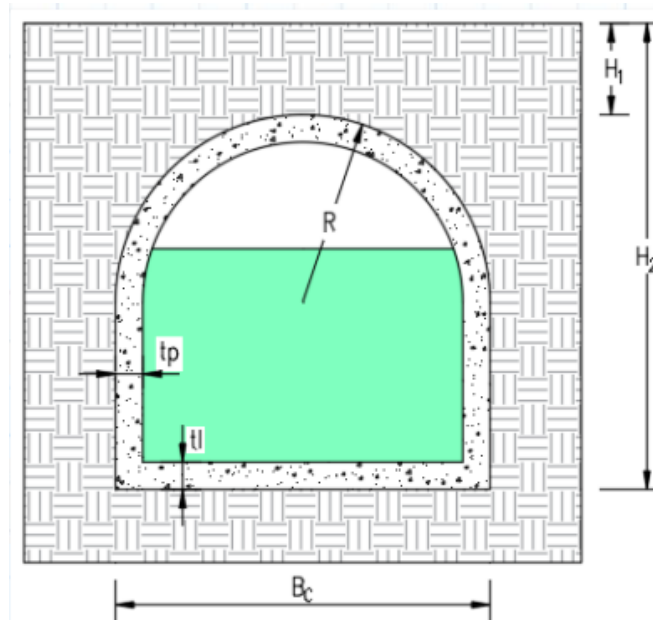


Figura 2.26 Acueducto tipo abovedado

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

- $B_c = 4.10 \text{ m}$
- $H_1 = 1.00 \text{ m}$
- $H_2 = 5.10 \text{ m}$
- $tl = 0.35 \text{ m}$
- $tp = 0.30 \text{ m}$
- $\theta = 30^\circ$
- $\gamma_t = 1900 \frac{\text{kg}}{\text{m.m.m}}$
- $\gamma_c = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m.m.m}}$
- $f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm.cm}}$
- $f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm.cm}}$

2.3.1.11.1. Cálculo de carga muerta

Según el (Expediente técnico, 2018), la carga distribuida en el terreno por el peso propio de la alcantarilla.

$$DC_{fondo} = \frac{10547.26 \text{ kg}}{B_c}$$

$$DC_{fondo} = \frac{10547.26 \text{ kgf}}{4.10 \text{ m}}$$

$$DC_{fondo} = 2572.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

2.3.1.11.2. Presión vertical del terreno

Se calcula primero el factor F_e para tener en consideración la interacción suelo estructura:

$$F_e = 1 + 0.20 * \left(\frac{H_1}{B_c} \right) \leq 1.15$$

$$F_e = 1 + 0.20 * \left(\frac{1 \text{ m}}{4.10 \text{ m}} \right) \leq 1.15$$

$$F_e = 1.049 \leq 1.15$$

Presión del terreno en la parte superior de la estructura:

$$E_V = F_e * \gamma_t * H_1$$

$$E_V = 1.049 * 1900 \frac{\text{kg}}{\text{m.m.m}} * 1.00 \text{ m}$$

$$E_V = 1992.68 \frac{kg}{m^2}$$

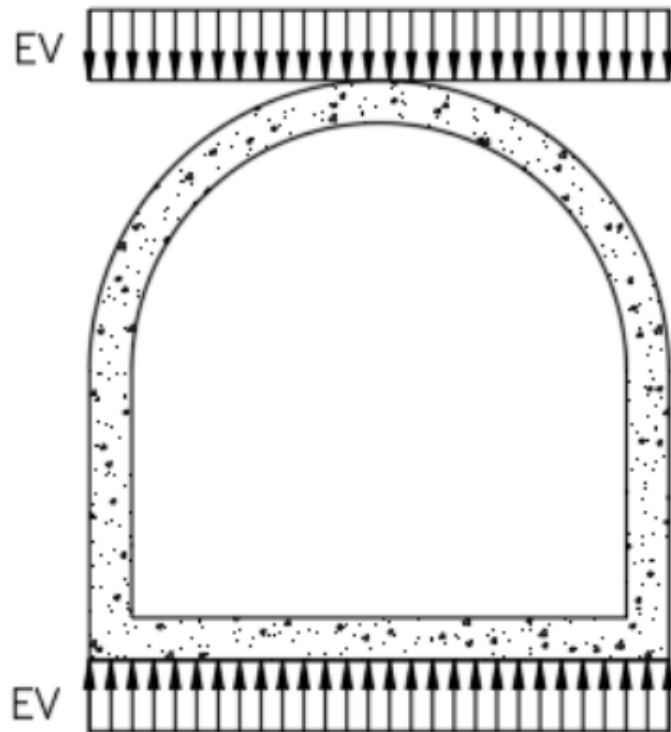


Figura 2.27 Presión vertical del relleno y reacción del terreno

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

2.3.1.11.3. Presión horizontal del terreno

Según el (Expediente técnico, 2018), el coeficiente de empuje lateral activo se calcula con la teoría de Rankine:

$$ka = \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \right)^2$$

$$ka = \left(\tan \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \right)^2$$

$$ka = 0.333$$

Calculamos la presión lateral del terreno que actúa en la parte superior de la estructura:

$$EH = ka * \gamma t * H_1$$

$$EH = 0.333 \times 1900 \frac{kg}{m.m.m} \times 1.00 m$$

$$EH = 633.33 \frac{kg}{m^2}$$

Calculamos la presión lateral del terreno que actúa en la parte inferior de la estructura:

$$EH = ka * \gamma t * H_2$$

$$EH = 0.333 \times 1900 \frac{kg}{m.m.m} \times 5.10m$$

$$EH = 3230 \frac{kg}{m^2}$$

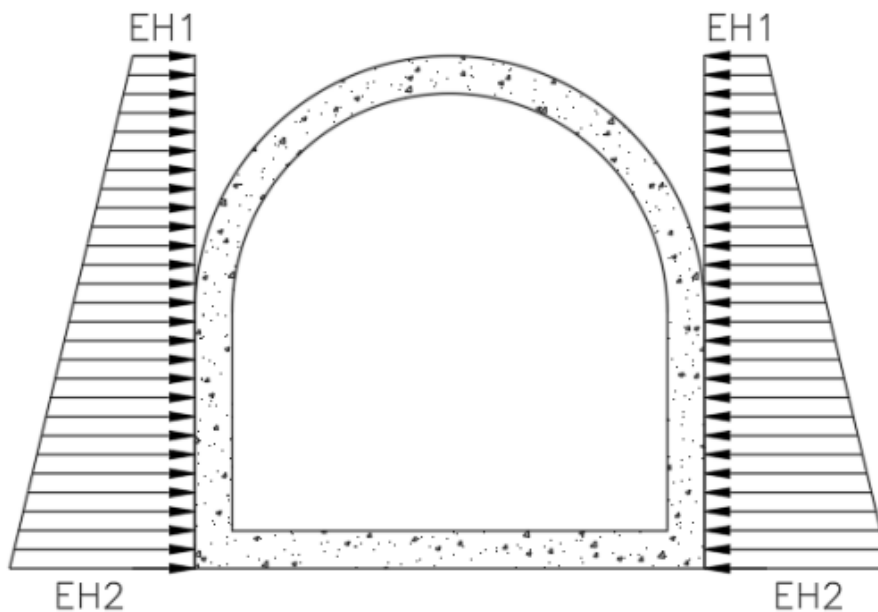


Figura 2.28 Presión horizontal del terreno

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

2.3.1.11.4. Sobrecarga por carga viva (LS)

Según el (Expediente técnico, 2018), la carga lateral que actúa en la parte superior de la estructura:

Para $h_{eqsup} = 1.20 m$

$$LS_{sup} = ka * \gamma t * h_{eqsup}$$

$$LS_{sup} = 0.333 \times 1900 \frac{kg}{m.m.m} \times 1.20 m$$

$$LS_{sup} = 760 \frac{kg}{m^2}$$

Para $h_{eqsup} = 0.70 m$

$$LS_{sup} = ka * \gamma t * h_{eqsup}$$

$$LS_{sup} = 0.333 \times 1900 \frac{kg}{m.m.m} \times 0.70 m$$

$$LS_{sup} = 443.33 \frac{kg}{m^2}$$

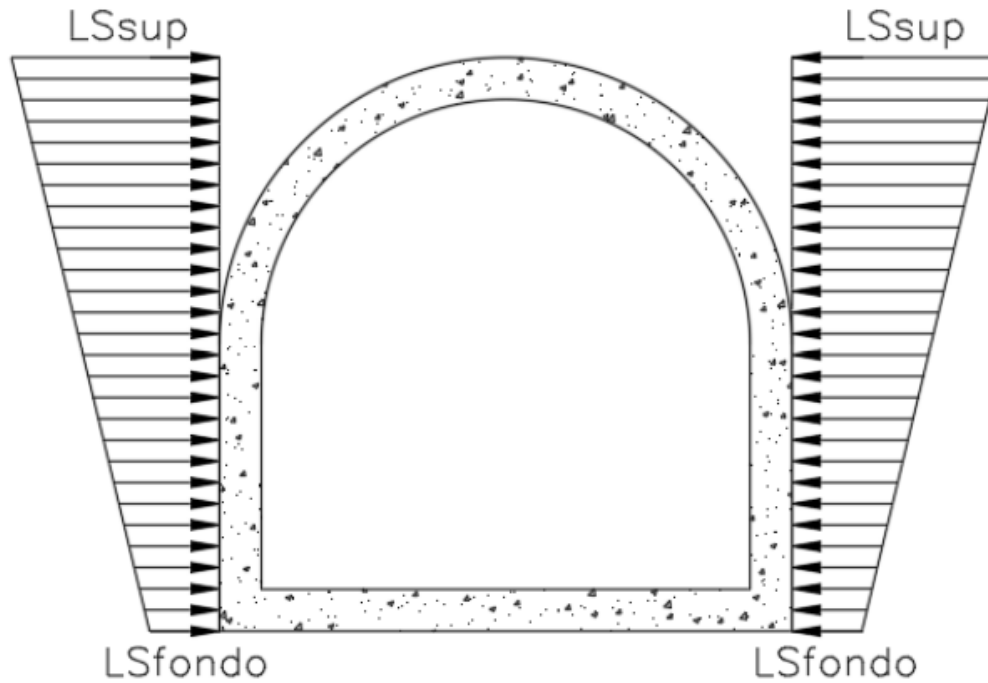


Figura 2.29 Presión horizontal de terreno por carga (LS)

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

2.3.1.11.5. Carga de agua (WA)

Para el análisis de la carga de agua, consideraremos dos situaciones, una con la alcantarilla llena de agua y el otro caso será con la alcantarilla vacía.

Cuando la alcantarilla este llena, en la parte superior la presión del agua será nula y en el fondo de la alcantarilla la presión será igual a

$$WA = \gamma * (H_2 - H_1 - 2 * tp)$$

$$WA = 1000 \frac{kg}{m.m.m} \times (5.10m - 1.00m - 2 \times 0.30m)$$

$$WA = 3500 \frac{kg}{m^2}$$

En la parte inferior de la alcantarilla la cual está en contacto con el suelo, el suelo produce una reacción semejante, pero con sentido opuesto.

$$WA = \gamma * (H_2 - H_1 - 2 * tl)$$

$$WA = 1000 \frac{kg}{m.m.m} * (5.10m - 1.00m - 2 * 0.35m)$$

$$WA = 3400 \frac{kg}{m^2}$$

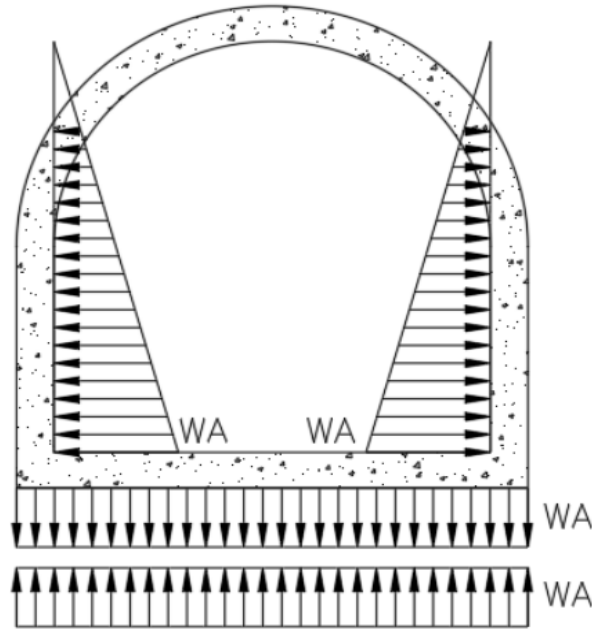


Figura 2.30 Carga de agua en la alcantarilla

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

2.3.1.11.6. Carga viva

$$D_E = \frac{H_1}{m} \quad \text{Profundidad de relleno sobre la alcantarilla.}$$

El factor de carga dinámica (IM) para el caso de estructuras enterrados es:

$$IM = 33\% (1 - 0.41 * D_E)$$

$$IM = 33\% \left(1 - 0.41 * 1.00 \frac{m}{m} \right)$$

$$IM = 0.195$$

- **Carga del camión de diseño HL-93**

Cuando la estructura tiene relleno superior y las ruedas no están en contacto directo con la estructura, la norma AASHTO LRFD (2017) menciona que:

El área de contacto de una rueda se asume como un rectángulo simple de ancho 0.51m y longitud 0.25m. También indica que si la profundidad del relleno es menor que 0.60m, se puede despreciar el efecto del relleno sobre la distribución de la sobrecarga. 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. 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. En este caso, con la consideración del factor de presencia múltiple $m=1.2$, se tiene:

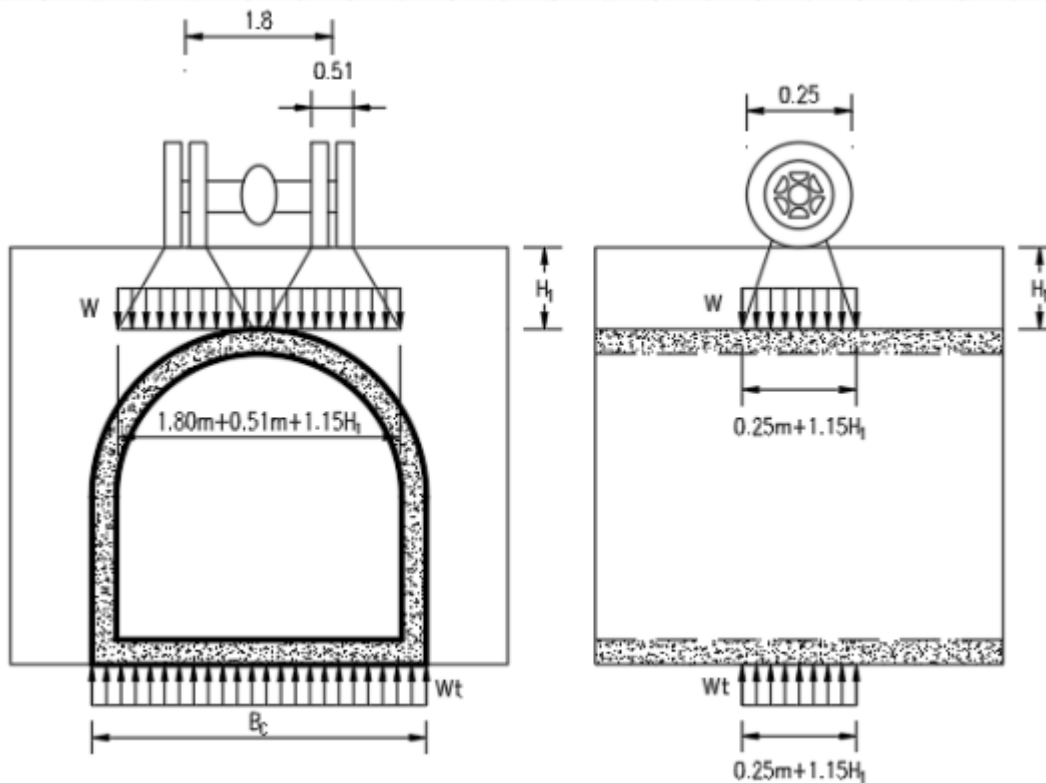


Figura 2.31 Carga de camión de diseño

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

$$P_{eje} = 14.8 T$$

$$mul = 1.2$$

$$A_I = (1.80 m + 0.51 m + 1.15 * H_1) * (0.25 m + 1.15 * H_1)$$

$$A_I = (1.80 m + 0.51 m + 1.15 * 1.00 m) * (0.25 m + 1.15 * 1.00 m)$$

$$A_I = 4.844 m^2$$

$$W = (1 + IM) * \frac{P_{eje} * mul}{A_I}$$

$$W = (1 + 0.195) * \frac{14.8 T * 1.2}{4.844 m^2}$$

$$W = 3973.685 \frac{kg}{m^2}$$

La reacción en el terreno será:

$$W_t = \frac{W * (0.25 m + 1.15 * H_1)}{B_c}$$

$$W_t = \frac{3973.685 kg/m^2 * (0.25 m + 1.15 * 1.00 m)}{4.10 m}$$

$$W_t = 1356.868 \frac{kg}{m^2}$$

- Carga del tándem de diseño

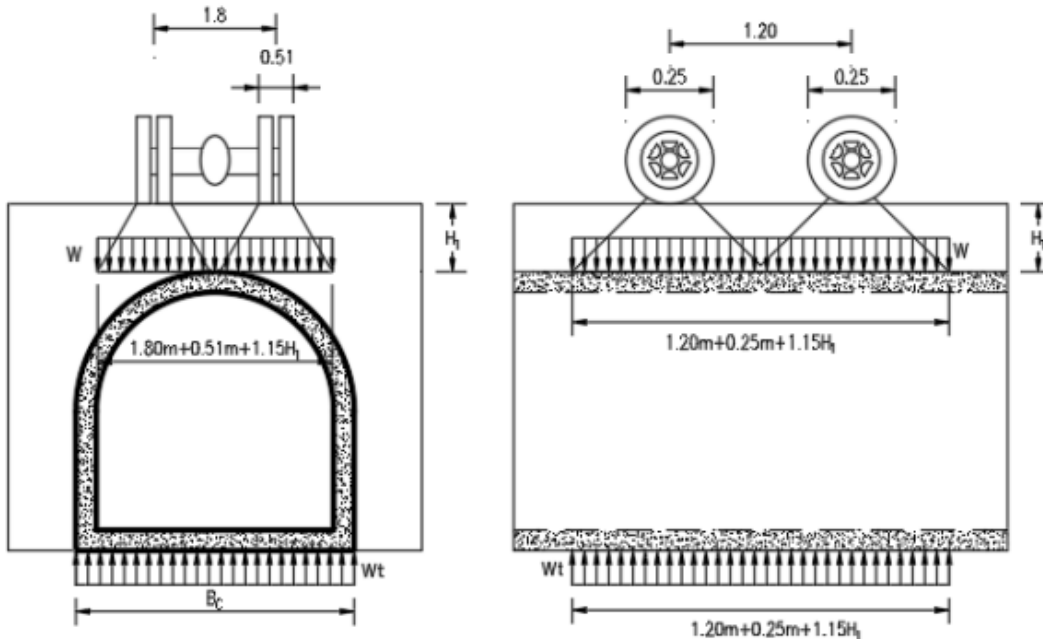


Figura 2.32 Carga de tandem de diseño

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

$$P_{eje} = 22.4 T$$

$$mul = 1.2$$

$$A_I = (1.80 m + 0.51 m + 1.15 * H_1) * (1.20 m + 0.25 m + 1.15 * H_1)$$

$$A_I = (1.80 m + 0.51 m + 1.15 * 1.00 m) * (1.20 m + 0.25 m + 1.15 * 1.00 m)$$

$$A_I = 8.996 m^2$$

$$W = (1 + IM) * \frac{P_{eje} * mul}{A_I}$$

$$W = (1 + 0.195) * \frac{22.4 T * 1.2}{8.996 m^2}$$

$$W = 3238.429 \frac{kg}{m^2}$$

La reacción en el terreno será:

$$W_t = \frac{W * (1.80 m + 0.51 m + 1.15 * H_1)}{B_c}$$

$$W_t = \frac{3973.685 kg/m^2 * (1.80 m + 0.51 m + 1.15 * 1.00 m)}{4.10 m}$$

$$W_t = 2732.92 \frac{kg}{m^2}$$

2.3.1.12. Estados límites y factores de resistencia (combinaciones de carga)

Respecto a los estados límites de resistencia y servicio y los casos a tomar en cuenta para el diseño, Rodríguez (2020) indica que:

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, los casos que se muestran son considerados. El caso de fatiga no necesita ser investigado en alcantarillas tipo cajón de concreto reforzado, la norma AASHTO LRFD (2017).

Las combinaciones de carga para el estado límite de Resistencia I que se han tomado en cuenta, son (con n=1):

1. $U = 1.0[1.25DC+1.3EV+1.35EH+1.75 (LL+IM) + 1.75LS]$ (cargas verticales y horizontales máximas)

2. $U = 1.0[0.9DC+0.9EV+1.35EH+1.75LS]$ (cargas verticales mínimas, horizontales máximas)

3a. $U = 1.0[1.25DC+1.3EV+0.9EH+1.75(LL+IM) + 1.0WA]$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimos, alcantarilla con agua)

3b. $U = 1.0[1.25DC+1.3EV+0.9EH+1.75(LL+IM)]$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimos, alcantarilla sin agua).

Combinaciones de carga para el estado límite de Servicio I:

4. $U = DC+EV+EH+(LL+IM) + LS$ (cargas verticales y horizontales máximas)

5. $U = DC+EV+EH+LS$ (cargas verticales mínimas, horizontales máximas)

6a. $U = DC+EV+EH+(LL+IM) + WA$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimos, alcantarilla con agua)

6b. $U = DC+EV+EH+(LL+IM)$ (cargas verticales máximas, horizontales mínimos, alcantarilla sin agua). (p. 351)

2.3.1.13. Análisis estructural de la alcantarilla tipo abovedado

Resultado: Diagramas de Envolventes

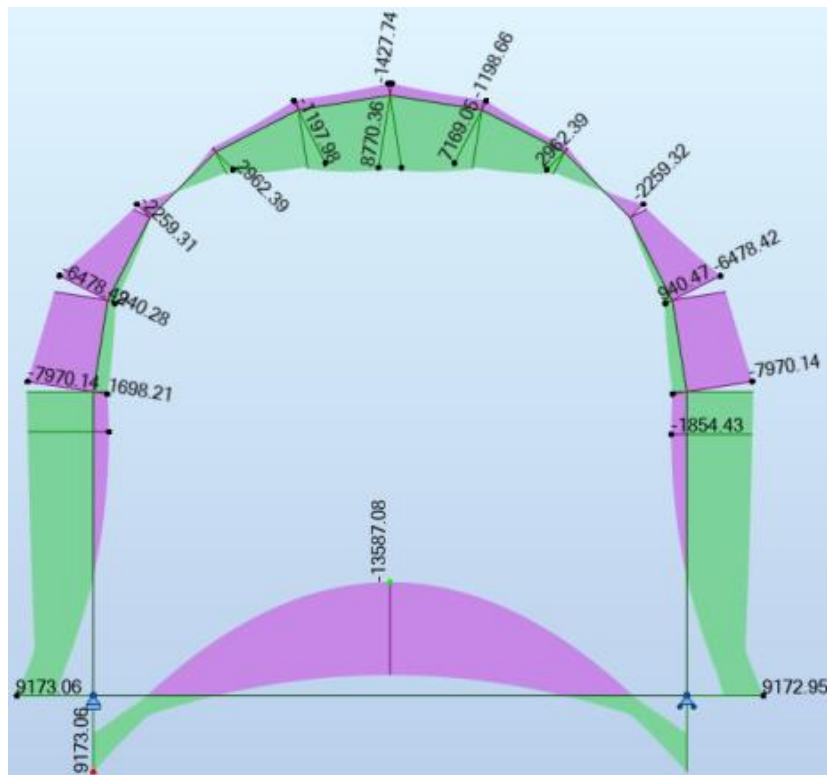


Figura 2.33 Envolvente de momentos flectores, Resistencia I (Alcantarilla tipo abovedado)

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

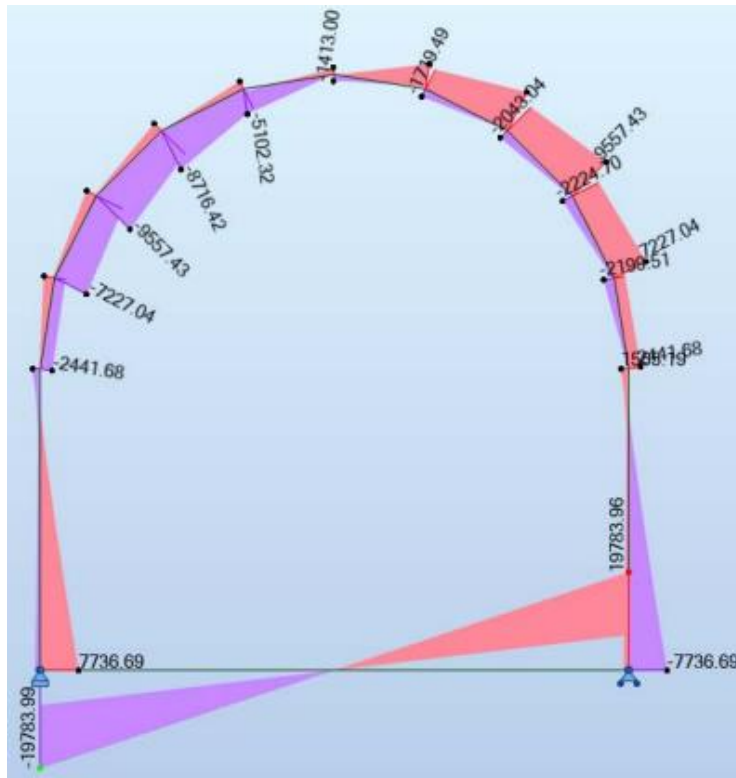


Figura 2.34 Envoltura de cortantes, Resistencia I (Alcantarilla tipo abovedado)

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

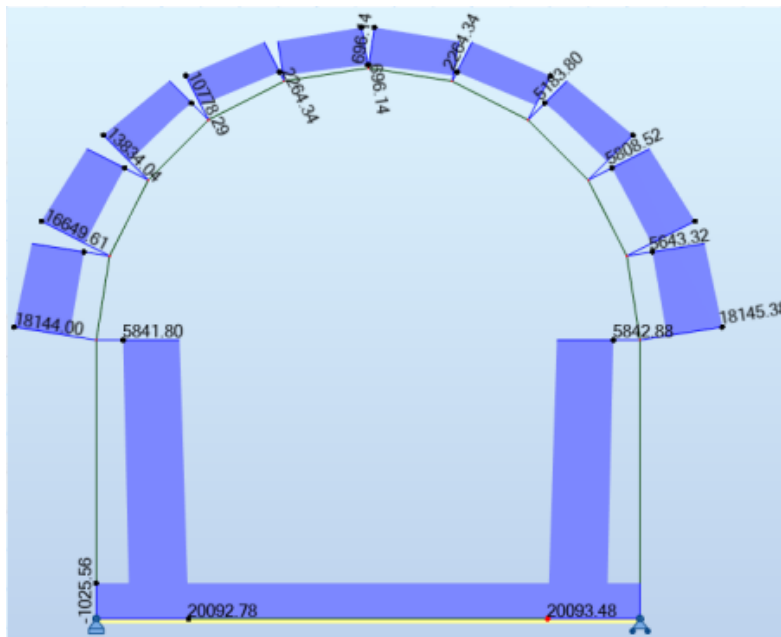


Figura 2.35 Envoltura de carga axial, Resistencia I (Alcantarilla tipo abovedado)

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

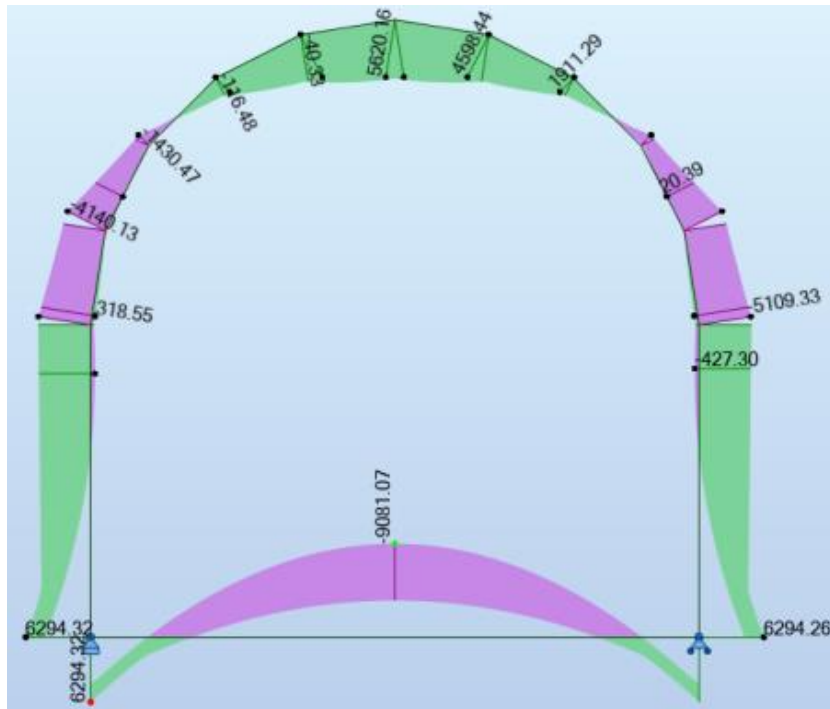


Figura 2.36 Envolvente de momentos flectores, Servicio I (Alcantarilla tipo abovedado)

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

2.3.1.14. Cálculo de acero

2.3.1.14.1. Acero positivo losa superior

Utilizamos la envolvente de momentos para el Estado Límite de Resistencia I tenemos:

$$(+)\mathbf{M_{u_{act}} = 6828.57\text{kg} - m}$$

Utilizando: $A_S = 1\phi 5/8"@0,20\text{m}$ y recubrimiento $r = 5,0\text{ cm}$.

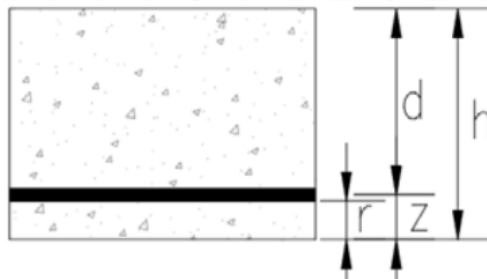


Figura 2.37 Peralte efectivo para el acero positivo en la losa superior

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

Donde:

- $b = 100\text{ cm}$
- $h = t_p = 30\text{ cm}$

- $\phi_{ac} = \frac{5}{8} \text{ in}$
- $f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- $f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- $esp = 20 \text{ cm}$
- $r = 5 \text{ cm}$

$$z = r + \frac{\phi_{ac}}{2}$$

$$z = 5 + \frac{1.905}{2}$$

$$z = 5.794 \text{ cm}$$

$$d = h - z$$

$$d = 0.30 - 5.794$$

$$d = 24.206 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{b}{esp} * \pi * \frac{\phi_{ac}^2}{4}$$

$$A_s = \frac{100 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} \times \pi \times \frac{(\frac{5}{8} \text{ in})^2}{4}$$

$$A_s = 9.897 \text{ cm}^2$$

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

$$a = 1.746 \text{ cm}$$

$$M_{u_{res}} = 0.9 * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) * A_s$$

$$M_{u_{res}} = 0.9 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \left(24.206 \text{ cm} - \frac{1.746 \text{ cm}}{2}\right) \times 9.897 \text{ cm}^2$$

$$M_{u_{res}} = 8728.71 \text{ kg} - \text{m}$$

Verificación, $M_{u_{res}} = 8728.71 \text{ kg} - \text{m} > M_{u_{act}} = 6828.57 \text{ kg} - \text{m}$ OK

- Área de acero máximo (A_s máximo)

la norma AASHTO LRFD (2017) dice que “las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite”. (cap. 5)

- **Área de acero mínimo (As mínimo)**

Según la norma AASHTO LRFD (2017) indica que “para una alcantarilla vaceada en el lugar, la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_{u_{act}}$ ”. (cap. 5)

Siendo:

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \frac{kg}{cm^2} = 33.634 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 30^2}{6} = 15000 \text{ cm}^3$$

a) $1.2M_{cr} = 1.2 * f_r * S$

$$1.2M_{cr} = 1.2 * \left(33.634 \frac{kg}{cm^2} \right) * (15000 \text{ cm}^3)$$

$$1.2M_{cr} = 6054.072 \text{ T} - \text{m}$$

b) $1.33M_{u_{act}}$

$$1.33M_{u_{act}} = 9081.998 \text{ kg} - \text{m}$$

Verificación, $M_{u_{res}} > \min(1.2M_{cr}, 1.33M_{u_{act}})$

Por lo tanto, usar $A_s = 1\emptyset 5/8" @ 0.20\text{m} \dots\dots\dots \text{OK}$

2.3.1.14.2. Revisión por fisuración por distribución de armadura

Según el (Expediente técnico, 2018), usamos una sección agrietada de $esp=0.20\text{m}$ de ancho, y la envolvente para el diseño por estado límite de Servicio I, siendo $n=1$:

$$M_S = 4628.46 \text{ kg} - \frac{m}{m}$$

Para un ancho tributario de $esp=0.20\text{m}$

$$M_S = M_S * esp$$

$$M_S = 1.248 \text{ T} - \text{m}$$

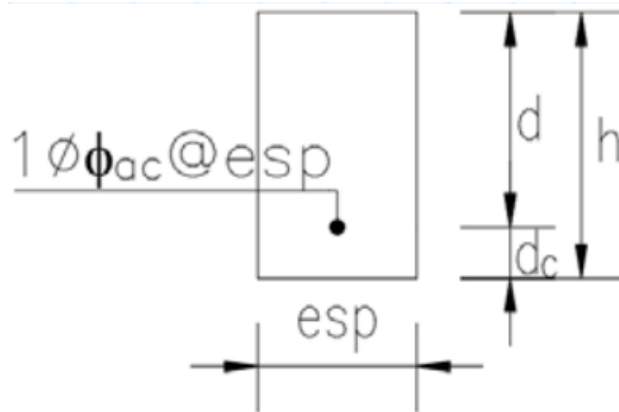


Figura 2.38 Distancia efectiva para la revisión por fisuración

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2039432.426 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15344 * \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 256754.229 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = 7.943$$

$$d_c = r * \frac{\phi}{2}$$

$$d_c = 5.794 \text{ cm}$$

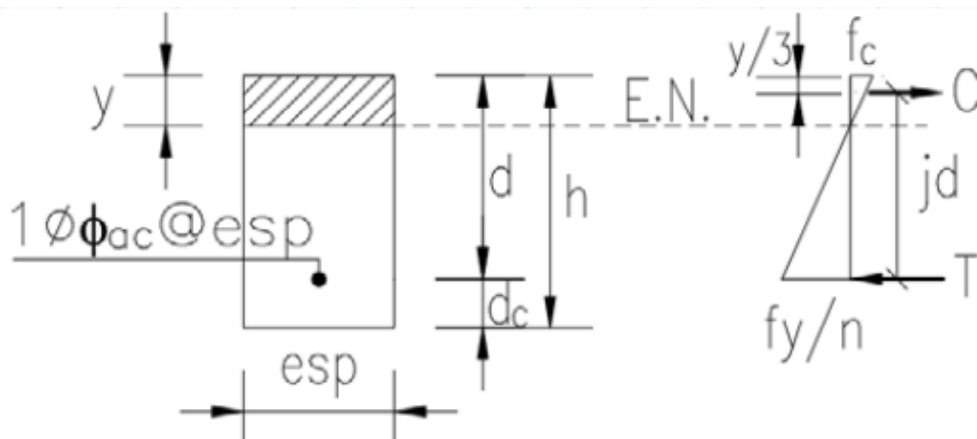


Figura 2.39 determinación de la posición del eje neutro

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

Área de acero transformada:

$$A_{st} = n * \pi * \frac{\phi_{ac}^2}{4}$$

$$A_{st} = 15.722 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$esp * y * \frac{y}{2} = A_{st} * (h - dc - y)$$

$$y = - \frac{2 * \left(\frac{A_{st}}{2} - \sqrt{\frac{A_{st} * (A_{st} + 2h * esp - 2 * esp * dc)}{2}} \right)}{esp}$$

$$y = 5.433 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = h - dc - \frac{y}{3}$$

$$jd = 0.224 \text{ m}$$

Luego, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(jd) * \pi * 0.25 * \phi_{ac}^2}$$

$$f_{ss} = 2088.30 \text{ kg/cm}^2$$

Separación máxima de la armadura

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1.342$$

Con $\gamma_e = 0.75$ (condición de exposición Clase 2), en tanto las alcantarillas son subestructuras expuestas al agua:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{125000 * 0.75}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * dc$$

$$S_{m\acute{a}x} = 22.00 \text{ cm}$$

Verificación, $esp \leq S_{m\acute{a}x}$ OK

Luego: **USAR 1Ø5/8"@0.20m.**

2.3.1.14.3. Chequeo por corte

El cortante actuante

Calculamos el peralte efectivo por corte, d_v :

$$A_s = 1\emptyset 3/4" @ 0,20m$$

$$A_s = 9.897 \text{ cm}^2/m$$

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

$$a = 2.51$$

$$d_v = \max\left(d - \frac{a}{2}, \max(0.72h, 0.90 * d)\right)$$

$$d_v = 0.233 \text{ m}$$

$$V_{u_{act}} = 7736.69 \text{ kg}$$

El cortante resistente: Para las losas de las alcantarillas tipo cajón que se encuentren por debajo de 0.60 m a más de relleno, se puede calcular la resistencia de corte como:

$$d_e = h - dc$$

$$d_e = 0.242 \text{ m}$$

Verificación, $\frac{V_{u_{act}} * d_e}{M_{u_{act}}} \leq 1.0$ OK

$$V_{c1} = \left(0.568 * \sqrt{f'_c} + 326.4 * \frac{A_s}{b * d_e} * \frac{V_{u_{act}} * d_e}{M_{u_{act}}}\right) * b * d_e$$

$$V_{c1} = 23892.64 \text{ kg}$$

$$V_{c2} = 1.06\lambda * \sqrt{f'_c} * b * d_e$$

$$V_{c2} = 42935.092 \text{ kg}$$

$$V_{c3} = 0.80 * \sqrt{f'_c} * b * d_e$$

$$V_{c3} = 32403.843 \text{ kg}$$

$$V_c = \max(V_{c3}, \min(V_{c1}, V_{c2}))$$

$$V_c = 32403.843 \text{ kg}$$

Luego:

$$V_u = 0.9 * V_c$$

$$V_u = 29163.459 \text{ kg}$$

Verificación, $V_u > V_{u_{act}}$ OK

2.3.1.14.4. Chequeo por carga axial

Carga axial actuante

En las paredes de la alcantarilla la carga axial actuante es (envolvente de carga axial) figura 2.35, en la cual nos muestra el máximo valor de la carga axial en la estructura:

$$P_{u_{act}} = 20092.78 \text{ kg}$$

Carga axial resistente:

La norma AASHTO LRFD (2017) menciona que “cuando la carga axial mayorada es menor que el 10% de la capacidad en compresión nominal de la sección, el diseño por flexión se puede realizar ignorando los efectos de carga axial”. (cap. 5)

En este caso, se asume un factor de resistencia por compresión igual a 0.70:

$$P_{u_{res}} = 0.10 * \phi * f'_c * A_g$$

$$h_p = tp = 30 \text{ cm}$$

$$P_{u_{res}} = 58800 \text{ kg}$$

Verificación, ($P_{u_{res}} > P_{u_{act}}$), se puede ignorar el efecto de carga axial.

2.3.2. Evaluación de las bondades del acueducto tipo cajón con respecto al acueducto tipo abovedado en la quebrada Chaquihuaycco del distrito de San Juan Bautista – Ayacucho.

2.3.2.1. Acueducto tipo bóveda

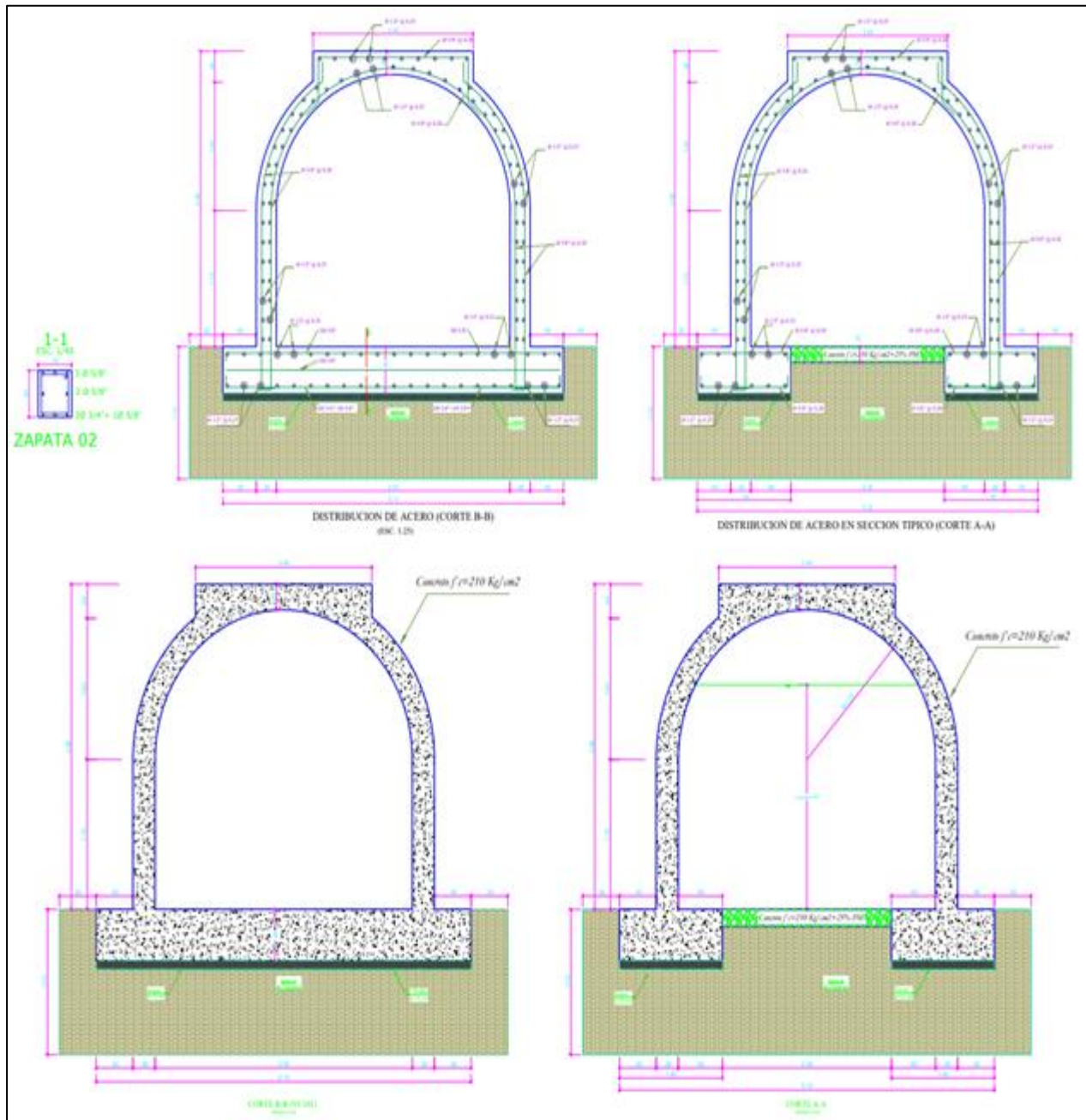


Figura 2.40 Acueducto tipo bóveda

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

Tabla 2.4 Resumen de metrados del canal embovedado

<u>RESUMEN DE METRADO</u>			
PROYECTO:	“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA – AYACUCHO - 2020”		
LUGAR:	AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO		
ITEM	PARTIDA	Metrado	UND
01	CONSTRUCCIÓN DE CANAL EMBOVEDADO		
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.01.01	ZAPATAS		
01.01.01.01	SOLADO F'C= 210 KG/CM2	372.11	m3
01.01.01.02	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	2,151.56	m3
01.01.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS	4,457.34	m2
01.01.01.04	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA ZAPATAS	110,719.02	kg
01.01.02	BOVEDA		
01.01.02.01	CONCRETO PARA BOVEDA fc=210Kg/cm2	7,343.62	m3
01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA BOVEDA	21,883.68	m2
01.01.02.03	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA LA BOVEDA	317,151.85	kg
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMLPE		
01.02.01	CONCRETO F'C= 210 KG/CM2 + 25% PM	449.19	m3

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

De la figura 2.40 y tabla 2.4 presentadas anteriormente podemos concluir lo siguiente:

- **Resistencia del concreto**

La resistencia del concreto es de $f'c=210\text{kg/cm}^2$ en toda la estructura, esta característica no permite reducir esfuerzos cortantes mayores y con ello se requiere de mayor cantidad acero de refuerzo.

- **Cimentación**

La cimentación está compuesta de zapatas corrida Z-1 de dimensiones 1.40x0.60xLong y vigas espaciamiento a cada 4.25m, zapatas corrida Z-2 de sección 0.50x0.60 que une las zapatas Z-1.

- **Fondo del acueducto**

El fondo del acueducto es un emboquillado de concreto $f'c=210\text{ kg/cm}^2 + 25\%$ de piedra, lo cual presenta un volumen total de 449.19 m3.

- **Muros**

El muro tiene un espesor de 30 cm.

- **Techo**

La parte superior de la sección es una losa curva, forma es propicia para aprovechar la resistencia a la compresión del concreto, pero no es la más apropiada para cumplir una función de vía carrozable, para lo cual se necesita de una cresta adicional la cual requiere de mayor volumen de concreto y aceros de refuerzo.

- **Vía**

La estructura muestra una cresta en la cima de la bóveda que a la vez hace de plataforma vial el cual tiene un ancho de 2.4m.

- **Volumen de concreto**

La estructura tipo bóveda requiere un volumen total de 9,495.18 m³ la cual está distribuido en los muros y la cresta en la cima de la bóveda.

- **Acero de refuerzo**

La estructura tipo bóveda, requiere de acero de refuerzo en los muros, la cresta, en las zapatas y las vigas de cimentación, requiriendo un total de 427,870.87 kg.

- **Encofrado**

La sección abovedada por su forma requiere mayor mano de obra especializada y materiales flexibles y resistentes para realizar el encofrado curvo, requiriendo un metrado total de 26,341.02 m².

- **Presupuesto**

La sección abovedada por su forma requiere un presupuesto de S/. 9,175,008.89 (SON: NUEVE MILLONES CIENTO SETENTICINCO MIL OCHO Y 89/100 NUEVOS SOLES), así como se puede ver a detalle en la tabla 2.5:

Tabla 2.5 Presupuesto del canal embovedado

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	CONSTRUCCION DE CANAL EMBOVEDADO				9,175,008.89
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				9,027,351.83
01.01.01	ZAPATAS				1,991,155.27
01.01.01.01	SOLADO $f_c=210$ kg/cm ²	m3	372.11	377.28	140,389.66
01.01.01.02	CONCRETO EN ZAPATAS $f_c=210$ kg/cm ²	m3	2,151.56	431.02	927,365.39
01.01.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS	m2	4,457.34	68.31	304,480.90
01.01.01.04	ACERO FY= 4200 kg/cm ² GRADO 60 PARA ZAPATAS	kg	110,719.02	5.59	618,919.32
01.01.02	BOVEDA				7,036,196.56
01.01.02.01	CONCRETO PARA BOVEDA $f_c=210$ kg/cm ²	m3	7,343.62	487.71	3,581,556.91
01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA BOVEDA	m2	21,883.68	76.85	1,681,760.81
01.01.02.03	ACERO FY= 4200 kg/cm ² GRADO 60 PARA LA BOVEDA	kg	317,151.85	5.59	1,772,878.84
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				147,657.06
01.02.01	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ² + 25 % PM	m3	449.79	328.28	147,657.06
COSTO DIRECTO					9,175,008.89
SON : NUEVE MILLONES CIENTO SETENTICINCO MIL OCHO Y 89/100 NUEVOS SOLES					

Fuente: (Expediente técnico,2018)

2.3.2.2. Acueducto tipo cajón

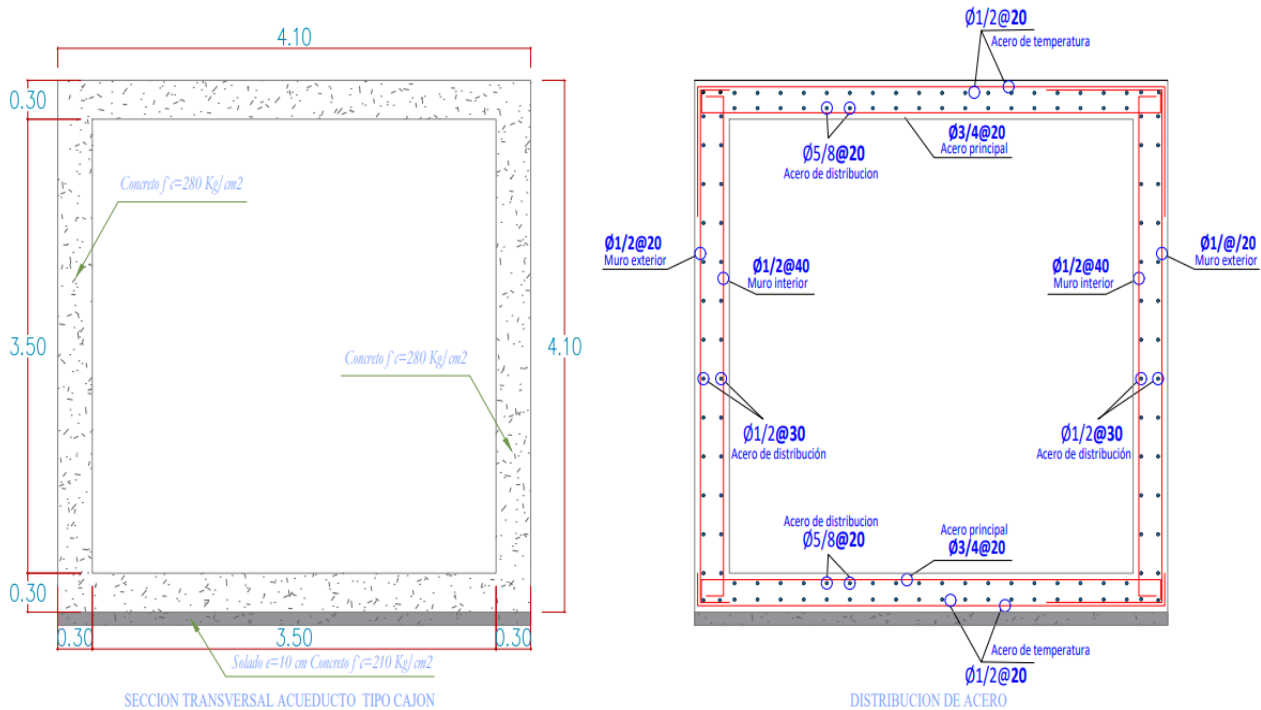


Figura 2.41 Acueducto tipo cajón

Tabla 2.6 Resumen de metrado del acueducto tipo cajón

RESUMEN DE METRADO				
PROYECTO:	"ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA – AYACUCHO - 2020"			
LUGAR:	AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO			
ITEM	PARTIDA	Metrado	UND	
01	CONSTRUCCIÓN DE ACUEDUCTO TIPO CAJON			
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO			
01.01.01	ACUEDUCTO TIPO CAJON			
01.01.01.01	SOLADO F'C= 210 KG/CM2	479.70	m2	
01.01.01.02	CONCRETO PARA ACUEDUCTO TIPO CAJON F'C=280Kg/cm2	5,335.20	m3	
01.01.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA ACUEDUCTO TIPO CAJON	21,879.00	m2	
01.01.01.04	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA EL ACUEDUCTO TIPO CAJON	309,639.20	kg	

De la figura 2.41 y tabla 2.6 presentadas anteriormente podemos concluir lo siguiente:

- **Resistencia del concreto**

La resistencia del concreto es de $f'c=280\text{kg/cm}^2$, esta es la resistencia mínima requerida para este tipo de estructuras según reglamento. Esta característica nos permite reducir esfuerzos cortantes mayores y reducir el refuerzo de acero.

AASHTOLRFD (2017) indica que "la resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa, que es igual a $f'c=280\text{kg/cm}^2$ ".

- **Cimentación**

La cimentación está compuesta por una losa maciza de espesor 0.30m, la losa de cimentación es apropiada para la capacidad portante del terreno de fundación, con la cual ya no son necesaria las zapatas en la estructura.

- **Fondo del acueducto**

El fondo del acueducto es la misma losa maciza que hace a la vez de cimentación, la resistencia del concreto armado $f'c=280\text{ kg/cm}^2$.

- **Muros**

El muro tiene un espesor de 30 cm.

- **Techo**

La parte superior de la sección es una losa recta de 4.10 m, la losa se comporta como una viga donde la resistencia es aportada por el refuerzo de acero.

- **Vía**

La estructura muestra una losa maciza de un ancho de 4.1m, con esta medida ya se estaría presentando una vía.

- **Volumen de concreto**

La estructura tipo cajón requiere un volumen total de 5,335.20 m³ la cual está distribuido en los muros y las losas de la estructura.

- **Acero de refuerzo**

La sección en conjunto muestra la cantidad mínima de refuerzo, esto debido al uso del concreto $f'c=280$ kg/cm², la cantidad requerida es de 306,924.80 kg de acero de refuerzo.

- **Encofrado**

La sección rectangular al ser una forma simple se requiere mano de obra y materiales comunes, requiriendo un metrado total de 21,879.00 m².

- **Presupuesto**

La sección rectangular por forma simple se requiere un presupuesto de S/. 6,540,568.50 (SON: SEIS MILLONES QUINIENTOS CUARENTA MIL QUINIENTOS SESENTIOCHO Y 50/100 NUEVOS SOLES), así como se puede ver a detalle en la tabla 2.7:

Tabla 2.7 Presupuesto del acueducto tipo cajón

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	CONSTRUCCION DE ACUEDUCTO TIPO CAJON				6,555,742.00
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				6,555,742.00
01.01.01	ACUEDUCTO TIPO CAJON				6,555,742.00
01.01.01.01	SOLADO $f'c=210$ kg/cm ²	m3	479.70	377.28	180,981.22
01.01.01.02	CONCRETO PARA ACUEDUCTO TIPO CAJON $f'c=280$ kg/cm ²	m3	5,335.20	555.27	2,962,476.50
01.01.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA ACUEDUCTO TIPO CAJON	m2	21,879.00	76.85	1,681,401.15
01.01.01.04	ACERO $FY= 4200$ kg/cm ² GRADO 60 PARA EL ACUEDUCTO TIPO CAJON	kg	306,924.80	5.59	1,730,883.13
	COSTO DIRECTO				6,555,742.00
SON : SEIS MILLONES QUINIENTOS CINCUENTICINCO MIL SETECIENTOS CUARENTIDOS Y 00/100 NUEVOS SOLES					

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Análisis teórico del acueducto tipo cajón y tipo abovedado

Luego de analizar las cargas que actúan sobre el acueducto tipo cajón y llevar dicha información al software SAP 2000 v22.2.0, obtuvimos el siguiente resultado de la simulación del diseño.

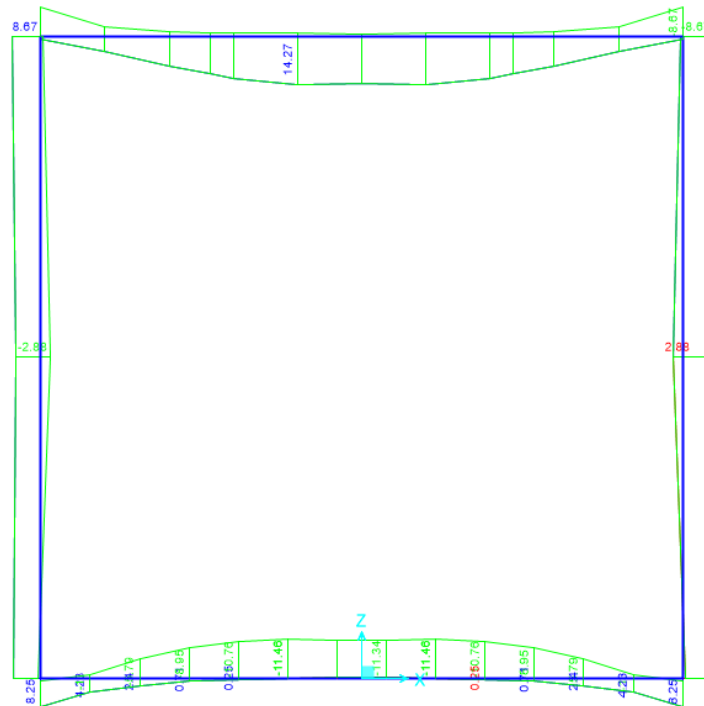


Figura 3.1 Envolvente de momentos flectores, estado Resistencia I

En la figura 3.1 muestra la envolvente de momentos flectores del estado de resistencia I, en la cual nos presenta los resultados de los momentos máximos que tiene que resistir el acueducto tipo cajón, vemos que en la losa superior el momento máximo de diseño es de 14.27 Tn-m, en el muro observamos en el vértice un momento máximo de 8.67 Tn-m y en la parte central de dicho muro tenemos 2.88Tn-m, para lo cual se diseñó el refuerzo necesario para soportar dichos momentos máximos.

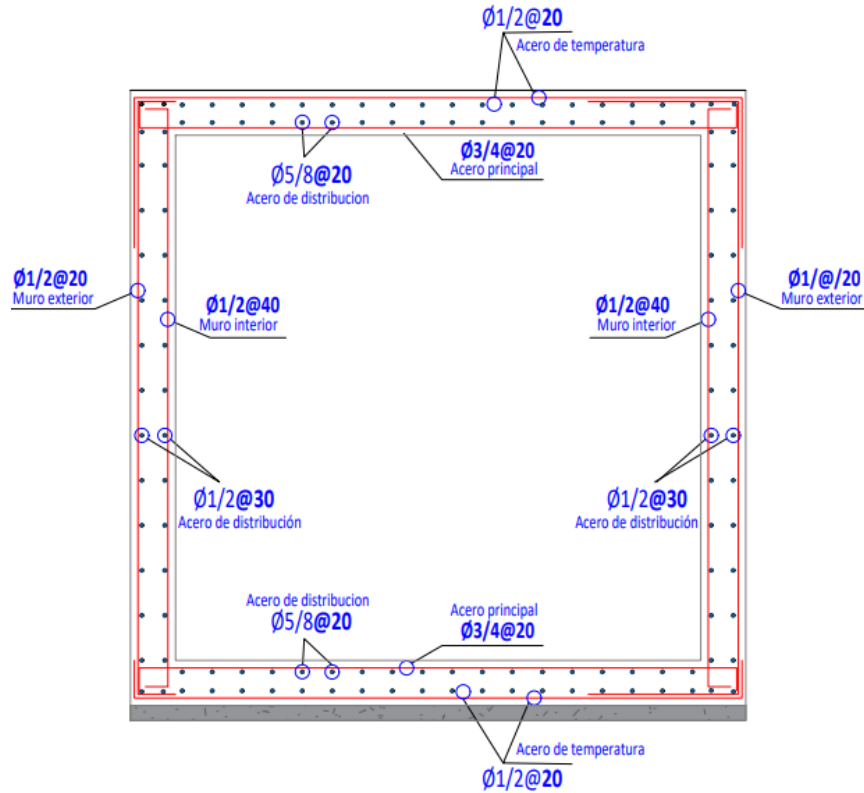


Figura 3.2 Distribución de acero en el acueducto tipo cajón

En la figura 3.2 muestra la distribución de acero en el acueducto tipo cajón, la cantidad de acero presentado es el refuerzo necesario que necesita el acueducto tipo cajón para soportar los momentos máximos que obtuvimos de la simulación en el software SAP 2000 v22.2.0.

Del mismo modo podemos observar en la figura 3.3 muestra la envolvente de momentos flectores del estado de resistencia I del acueducto tipo abovedado, en la cual nos presenta los resultados de los momentos máximos que tiene que resistir el acueducto tipo cajón, vemos que en la losa superior el momento máximo de diseño es de 6.828 kg Tn-m, en el muro observamos en el vértice un momento máximo de 4.628 Tn-m y en la parte central de dicho muro tenemos 1.854 Tn-m, para lo cual se diseñó el refuerzo necesario para soportar dichos momentos máximos.

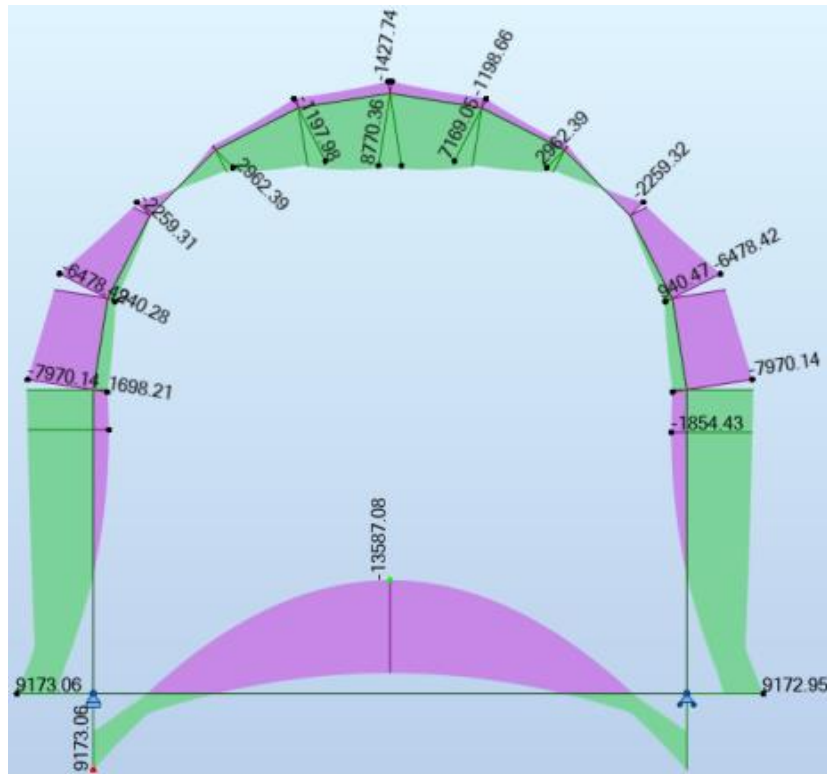


Figura 3.3 Envolvente de momentos flectores, Resistencia I (Alcantarilla tipo abovedado)

Fuente: (Expediente técnico, 2018)

3.2. Bondades del acueducto tipo cajón con respecto al acueducto tipo abovedado

Tabla 3.1 Evaluación de bondades del acueducto tipo cajón respecto al acueducto tipo abovedado

	Acueducto tipo abovedado	Acueducto tipo cajón
Resistencia del concreto	$f'c=210\text{kg/cm}^2$	$f'c=280\text{kg/cm}^2$
Cimentación	Z-1 de dimensiones 1.40x0.60xLong Z-2 de dimensiones 0.50x0.60xLong	Losa maciza de espesor 0.30m.
Fondo del acueducto	Emboquillado de concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$ + 25 % de piedra.	Losa maciza de espesor 0.30m de un $f'c=280\text{kg/cm}^2$.
Muros	E=30 cm.	E=30 cm.
Techo	La sección es una losa curva.	La sección es una losa recta.
Vía	Ancho de vía 2.4m.	Ancho de vía 4.1m.

Volumen de concreto	9,495.18 m ³	5,335.20 m ³ .
Acero de refuerzo	427,870.87 kg.	309,639.20 kg.
Encofrado	26,341.02 m ²	21,879.00 m ²
Presupuesto	S/. 9,175,008.89	S/. 6,555,742.00

Fuente: Elaboración propia

En líneas generales, cuando se compara el acueducto tipo cajón respecto al tipo bóveda, el acueducto tipo cajón muestra ventajas considerables respecto al tipo bóveda, con respecto a la resistencia del concreto usamos una resistencia mayor y la requerida por el reglamento para este tipo de estructuras, en la cimentación logramos reducir la necesidad de presencia de las zapatas en la estructura, ya que en el acueducto tipo cajón la losa inferior es a su vez la cimentación, en el fondo del acueducto dejamos de usar un emboquillado de concreto $f^c=210 \text{ kg/cm}^2 + 25 \%$ de piedra, en su lugar tenemos como fondo del acueducto a la losa inferior maciza de espesor 0.30m de un $f^c=280 \text{ kg/cm}^2$, con respecto al ancho de vía en el acueducto tipo cajón tenemos un ancho superior de 4.10m que es idónea para su función, caso contrario del acueducto tipo bóveda en la cual solo teníamos 2.40m con la cual no garantizaríamos dicha función vial, respecto al volumen de concreto observamos una disminución considerable de 4,159.98 m³, asimismo en el acero de refuerzo también se observa una diferencia de 118,231.67 kg, en el encofrado del mismo modo se nota una reducción de 4,462.02 m², por último y en consecuencia de dichas reducciones en el metrado de las estructuras podemos ver la reducción en el monto del costo directo, tenemos una diferencia de la suma de S/. 2,619,266.89 (DOS MILLONES SEISCIENTOS DIECINUEVE MIL DOSCIENTOS SESENTA Y SEIS Y 89/100 NUEVOS SOLES), la cual es una suma bastante considerable que podría ser invertido en otra infraestructura u otro servicio para mejorar la calidad de vida de los pobladores aledaños a la quebrada de Chaquihuaycco.

CONCLUSIONES

1. Se realizó el análisis teórico del acueducto tipo cajón y tipo abovedado en la quebrada Chaquihuaycco del distrito de San Juan Bautista – Ayacucho, con el uso e interpretación correcta de los Factores de Carga y Resistencia (LRFD) presente en la norma (AASHTO LRFD, 2017), la cual se aplica en la estructura tipo cajón, analizando las cargas en el acueducto tipo cajón (carga muerta, presión horizontal del terreno, sobrecarga viva, carga de agua, carga viva), posteriormente con el uso del software SAP 2000 v22.2.0 pudimos observar los momentos últimos de diseño, con lo cual realizamos el diseño final de la estructura siguiendo los parámetros de verificación de la misma.

2. De los resultados de la evaluación de las bondades del acueducto tipo cajón con respecto al acueducto tipo abovedado en la quebrada Chaquihuaycco del distrito de San Juan Bautista – Ayacucho, podemos concluir que el acueducto tipo cajón mejora la funcionalidad con respecto al tipo bóveda, ya que es de fácil construcción, usamos una resistencia de concreto adecuado para este tipo de estructuras, tiene mayor espacio de calzada para la circulación vehicular, presenta reducción considerable en los metrados como es el caso de (el volumen total del concreto, acero de refuerzo, encofrado de la estructura), lo cual como consecuencia genera un ahorro económico lo cual es un aspecto primordial en la evaluación de la viabilidad de un proyecto de inversión.

RECOMENDACIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos y habiendo con los objetivos propuestos en el trabajo de investigación se realizan las siguientes recomendaciones:

1. Se recomienda al momento de diseñar una estructura a no limitarse en un solo diseño, contrario a ello evaluar otros que puedan tener mayor ventaja a nivel funcional y a nivel económico, ya que dichas opciones pudieran ser más rentables y las más adecuadas para dicho proyecto.

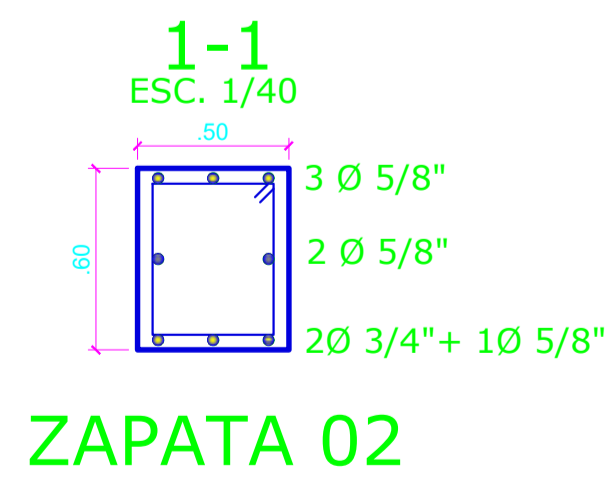
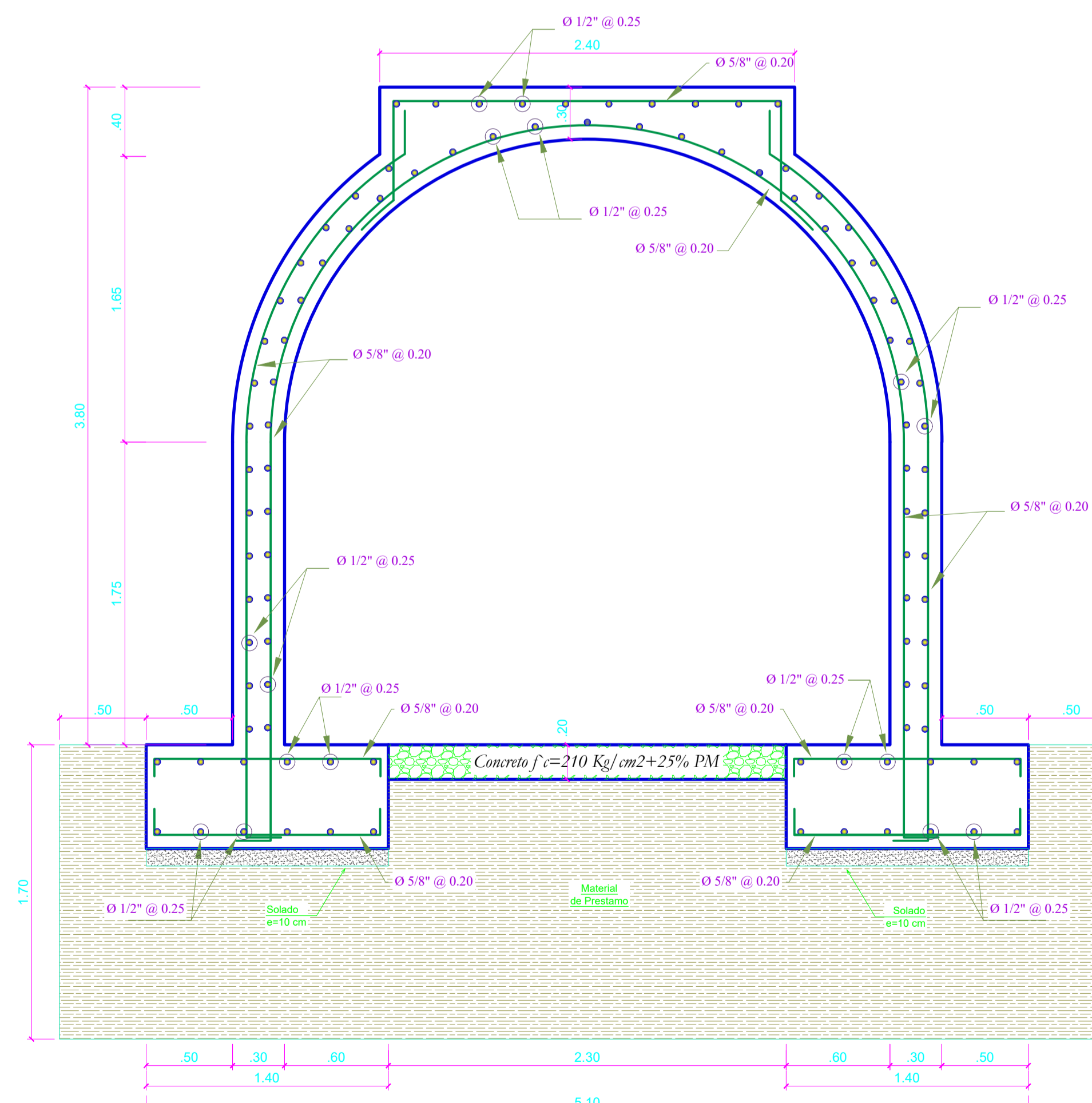
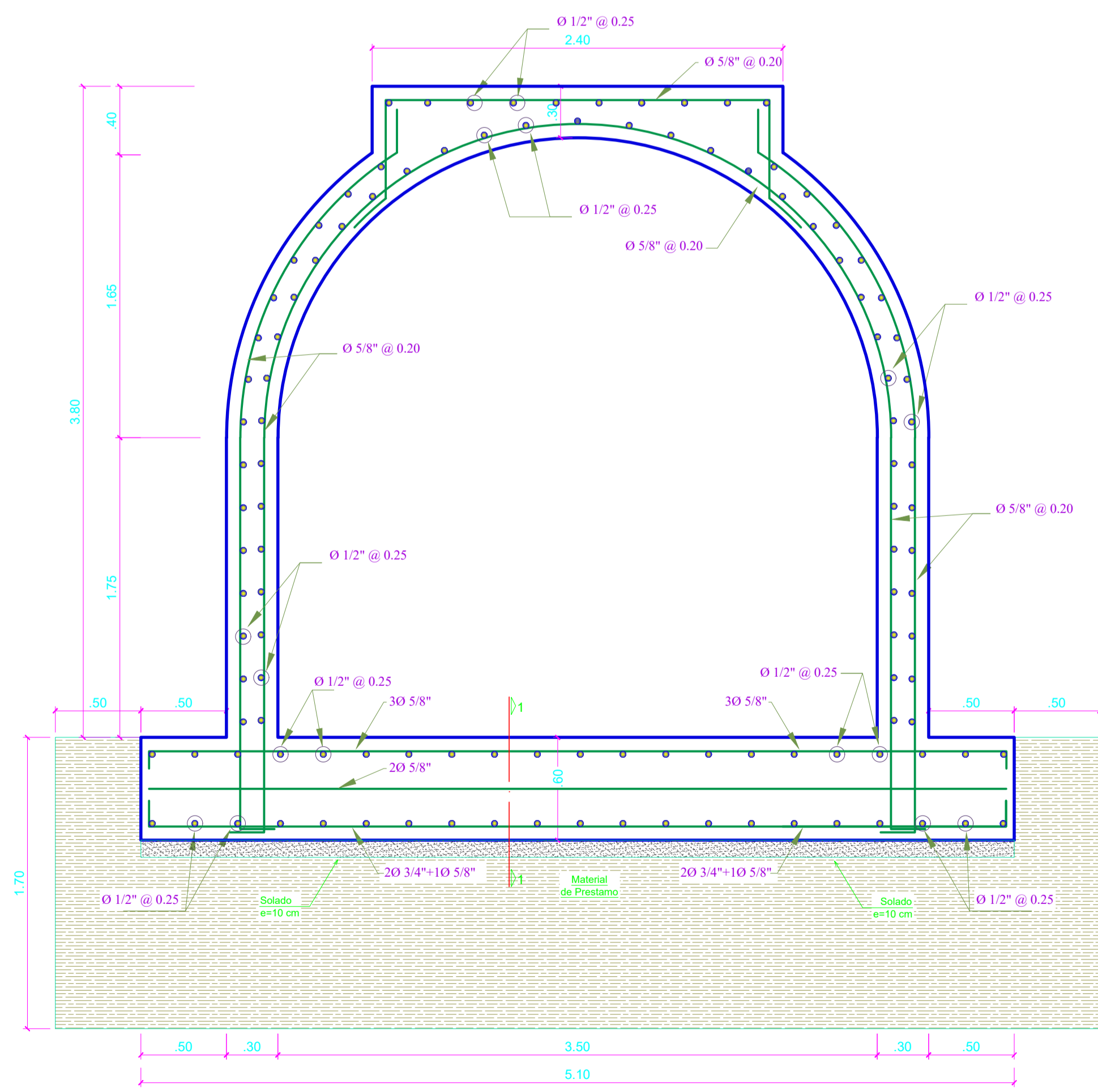
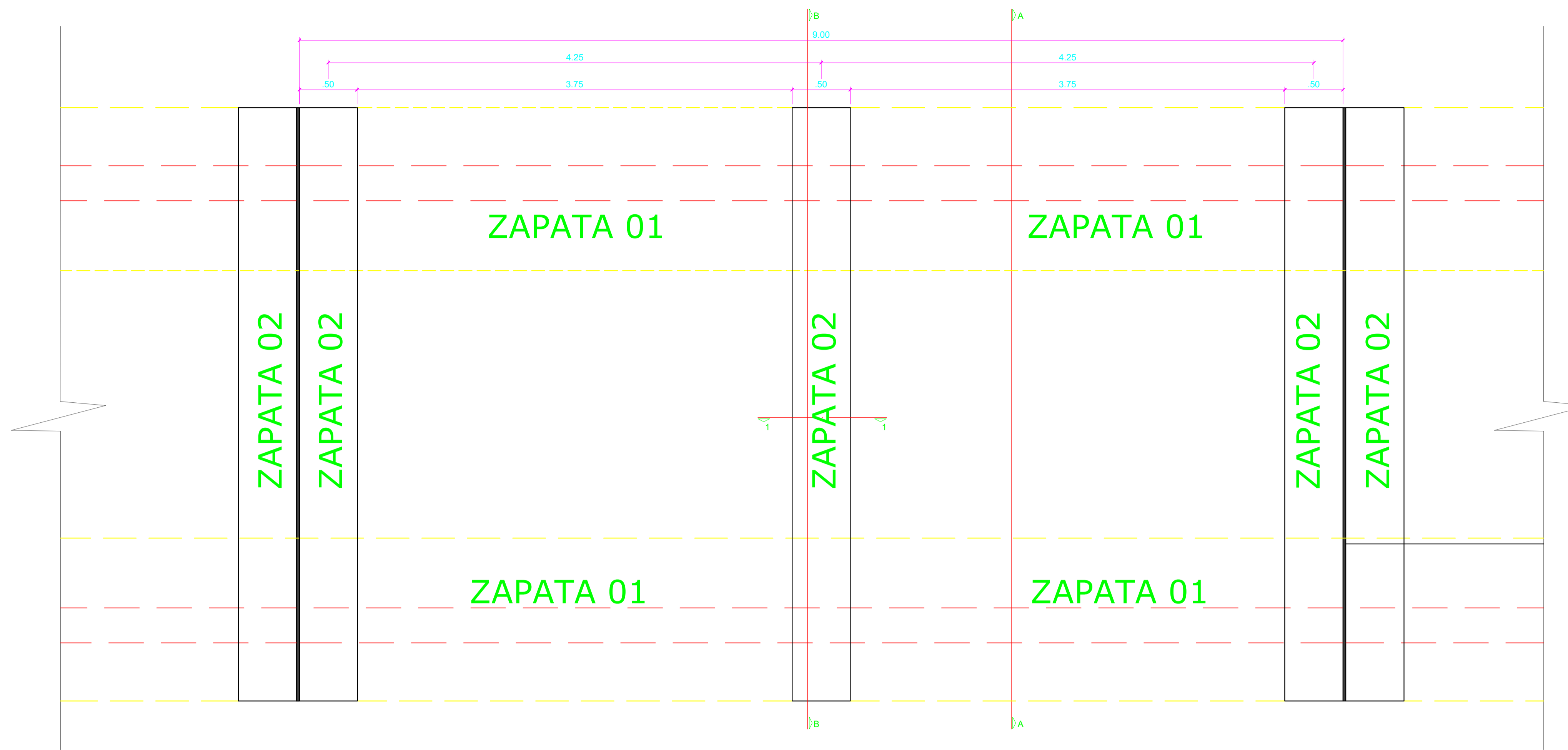
2. Se recomienda tomar la norma (AASHTO LRFD, 2017) como guía de diseño de estructuras similares al acueducto tipo cajón, como estructuras enterradas, etc. Ya que en la normativa peruana no contamos con un reglamento específico para este tipo de casos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes - AASTHO. (1998). *Diseño de puentes A.A.S.H.T.O. Standard specifications for Highway Bridge*.
- Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, Diseño por factores de carga y resistencia - AASHTO LRFD. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (8th Edición)*.
- Belmonte, G. H. (1990). *Puentes*. Ramirez.
- Chahua, V. C. (2014). "*Diseño estructural de alcantarillas de concreto de grandes luces*". [Informe de suficiencia para optar el título profesional de (Ingeniero Civil), Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Universidad Nacional de Ingeniería.
- Expediente técnico. (2018). "*Instalación de los servicios de protección contra inundaciones y acondicionamiento de espacios de esparcimiento en la quebrada de Chaquihuaycco, distrito de San Juan Bautista - Huamnaga - Ayaucho*".
- Gámez, M. W. (2010). *Texto Básico de Hidrología*. Editronic, S.A.
- Gómez, J. R. (2008). *Comparación entre las Filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisible, Factores de Carga y Resistencia en el Diseño de Superestructuras de Puentes Vehiculares bajo la Acción de Cargas Gravitacionales*. [Tesis de Maestría ed. México UNAM]. Repositorio UNAM.
- IBER. (2014). *Modelo de Flujo Bidimensional en Ríos y Estuarios*. FLUMEN Dinámica Fluvial i Ingeniería Hidrológica.
- Peralta, S. M. (2010). "*Diseño parametrizado de alcantarillas cuadradas*". [Proyecto de Graduación. (Licenciatura en Ingeniería en Construcción) Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería en Construcción]. Repositorio Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Rodríguez, S. A. (2020). *Puentes con AASHTO con LRFD 2017 (8th Edición)*.
- Villón, B. M. (2011). *Hidrología*. Villon.

ANEXOS

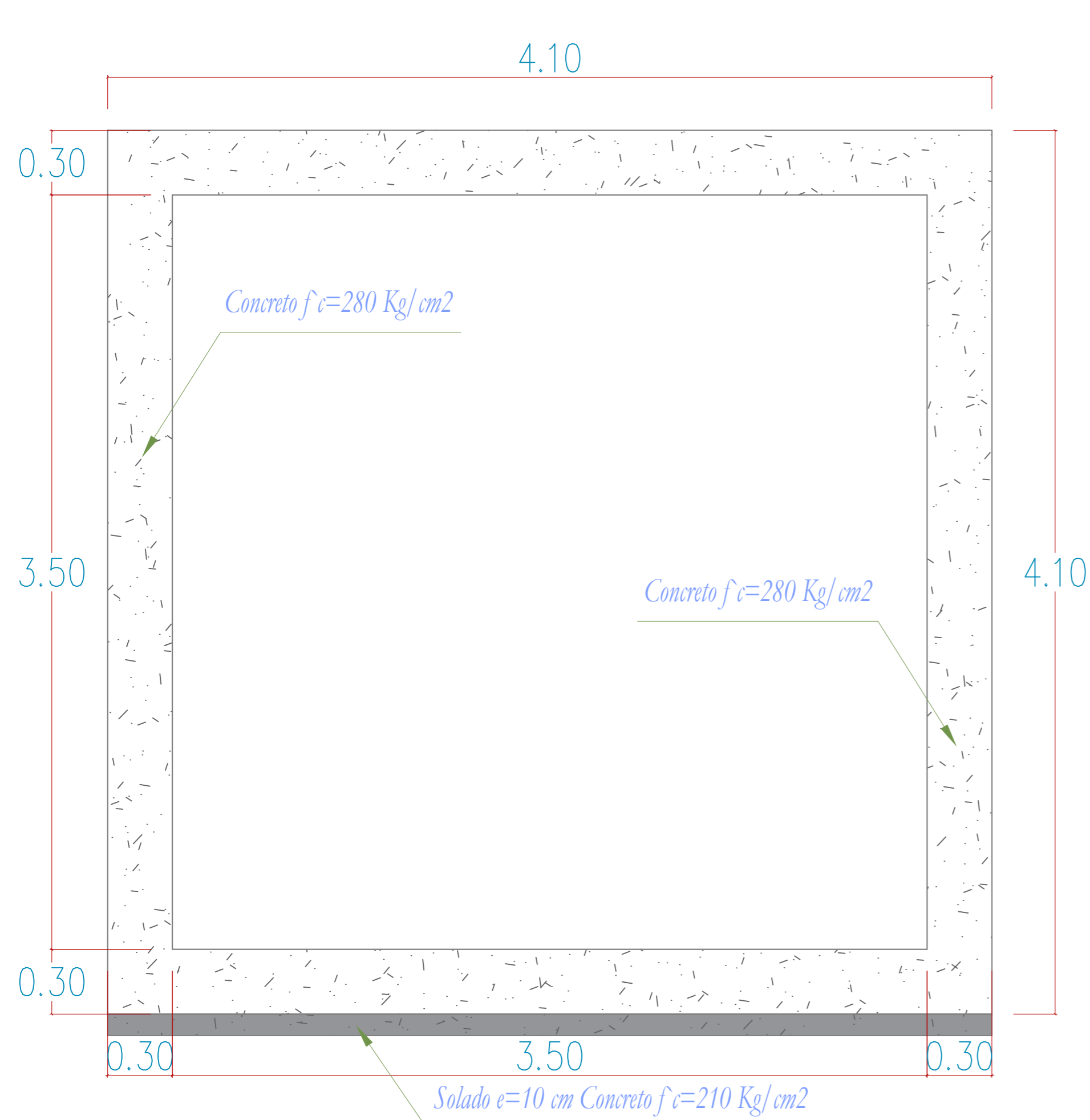
***ANEXO N° 01:
Plano estructural
acueducto tipo bóveda***



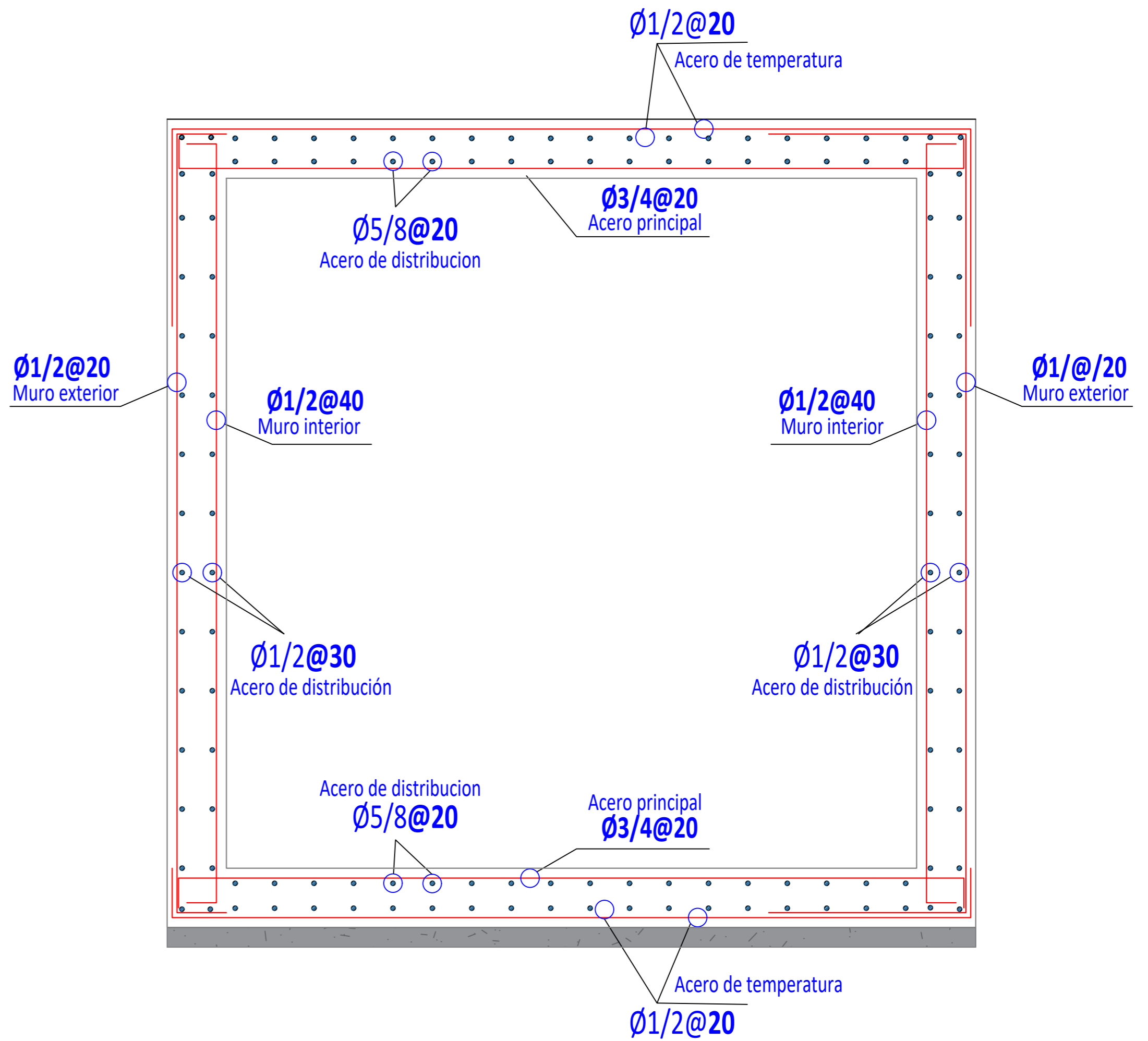
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA			
UBICACION REGION: AYACUCHO PROVINCIA: HUAMANGA DISTRITO: SAN JUAN BAUTISTA LUGAR: CHAQUIHUAYCCO	INFORME: "Análisis comparativo del acueducto tipo cajón y tipo abovedado en la quebrada Chaquiuycco del distrito de San Juan Bautista - Ayacucho - 2020"	PLANO: DETALLE ESTRUCTURAL EMBOVEDADO	
FECHA: DICIEMBRE 2021	ESCALA: INDICADA	CAD:	DIBUJO: CLEVER HUCHAGA LAGOS

LÁMINA
PB-01

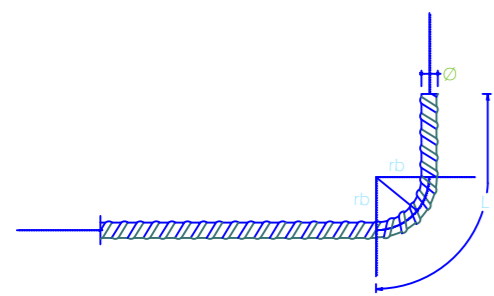
***ANEXO N° 02:
Plano estructural
acueducto tipo cajón***



SECCION TRANSVERSAL ACUEDUCTO TIPO CAJON
(ESC. 1:20)

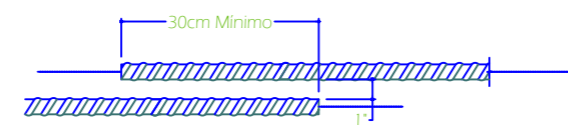


DISTRIBUCION DE ACERO
(ESC. 1:20)



GANCHOS STANDAR DE 90°

Ø	L (cm)
1/2"	25
5/8"	30
3/4"	35
1"	45



LONGITUD DE TRASLAPE

Ø	L (cm)
3/8"	35
1/2"	45
5/8"	60
3/4"	70
1"	90

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO:	
LOSA	f'c=280 Kg/cm2
MURO	f'c=280 Kg/cm2
ACERO:	
ACERO CORRUGADO (GRADO 60)	fy=4200 Kg/cm2.
RECUBRIMIENTOS LIBRES MÍNIMOS:	
SUPERIOR	5.0 cm
INFERIOR	7.5 cm
MURO LATERAL	5.0 cm



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

UBICACIÓN	INFORME: "Análisis comparativo del acueducto tipo cajón y tipo abovedado en la quebrada Chaquihuaycco del distrito de San Juan Bautista - Ayacucho - 2020"
REGIÓN: AYACUCHO PROVINCIA: HUAMANGA DISTRITO: SAN JUAN BAUTISTA LUGAR: CHAQUIHUAYCCO	PLANO: DETALLE ACUEDUCTO TIPO CAJON
FECHA: DICIEMBRE 2021	ESCALA: INDICADA
CAD:	DIBUJO: CLEVER HUCHACA LAGOS

LÁMINA
PC-01

***ANEXO N° 03:
Hoja de metrado
acueducto tipo bóveda***

RESUMEN DE METRADO

PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA - AYACUCHO - 2020"

LUGAR: AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO

ITEM	PARTIDA	Metrado	UND
01	CONSTRUCCIÓN DE CANAL EMBOVEDADO		
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.01.01	ZAPATAS		
01.01.01.01	SOLADO F'C= 210 KG/CM2	372.11	m3
01.01.01.02	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	2,151.56	m3
01.01.01.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN ZAPATAS	4,457.34	m2
01.01.01.04	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA ZAPATAS	110,719.02	kg
01.01.02	BOVEDA		
01.01.02.01	CONCRETO PARA BOVEDA fc=210Kg/cm2	7,343.62	m3
01.01.02.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO PARA BOVEDA	21,883.68	m2
01.01.02.03	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA LA BOVEDA	317,151.85	kg
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMLPE		
01.02.01	CONCRETO F'C= 210 KG/CM2 + 25% PM	449.19	m3

METRADO CANAL EMBOVEDADO

PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA - AYACUCHO - 2020"

LUGAR: AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO

ITEM	PARTIDA	CANT.	N° DE VECES	DIMENSIONES			PARCIAL	TOTAL	UND
				LARGO	ANCHO	ALTO			
01	CONSTRUCCIÓN DE CANAL EMBOVEDADO								
1.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO								
01.01.01	ZAPATAS								
01.01.01.01	SOLADO F'C= 210 KG/CM2							372.11	m3
	ZAPATA 01								
	Prog 060-460	2.00	1.00	400.00	1.40	0.10	112.00		
	Prog 520-600	2.00	1.00	80.00	1.40	0.10	22.40		
	Prog 640-890	2.00	1.00	250.00	1.40	0.10	70.00		
	Prog 970-1410	2.00	1.00	440.00	1.40	0.10	123.20		
	ZAPATA 02								
	Prog 060-460	1.00	135	0.50	2.30	0.10	15.53		
	Prog 520-600	1.00	27	0.50	2.30	0.10	3.11		
	Prog 640-890	1.00	84	0.50	2.30	0.10	9.66		
	Prog 970-1410	1.00	141	0.50	2.30	0.10	16.22		
01.01.01.02	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2							2,151.56	m3
	ZAPATA 01								
	Prog 060-460	2.00	1.00	400.00	1.40	0.60	672.00		
	Prog 520-600	2.00	1.00	80.00	1.40	0.60	134.40		
	Prog 640-890	2.00	1.00	250.00	1.40	0.60	420.00		
	Prog 970-1410	2.00	1.00	440.00	1.40	0.60	739.20		
	ZAPATA 02								
	Prog 060-460	1.00	135	0.50	2.30	0.60	93.15		
	Prog 520-600	1.00	27	0.50	2.30	0.60	18.63		
	Prog 640-890	1.00	84	0.50	2.30	0.60	57.96		
	Prog 970-1410	1.00	141	0.50	2.30	0.10	16.22		
01.01.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS							4,457.34	m2
	ZAPATA 01								
	Prog 060-460	4.00	1.00	400.00		0.60	960.00		
	Prog 520-600	4.00	1.00	80.00		0.60	192.00		
	Prog 640-890	4.00	1.00	250.00		0.60	600.00		
	Prog 970-1410	4.00	1.00	440.00		0.60	1,056.00		
	ZAPATA 02								
	Prog 060-460	2.00	135		5.10	0.60	826.20		

METRADO CANAL EMBOVEDADO

PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA – AYACUCHO - 2020"

LUGAR: AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO

ITEM	PARTIDA	CANT.	N° DE VECES	DIMENSIONES			PARCIAL	TOTAL	UND
				LARGO	ANCHO	ALTO			
	Prog 520-600	2.00	27		5.10	0.60	165.24		
	Prog 640-890	2.00	84		5.10	0.60	514.08		
	Prog 970-1410	2.00	141		5.10	0.10	143.82		
01.01.01.04	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA ZAPATAS							110,719.02	kg
	De Hoja de Metrado de Acero	1.00	1.00	110,719.02			110,719.02		
01.01.02	BOVEDA								
01.01.02.01	CONCRETO PARA BOVEDA fc=210Kg/cm2							7,343.62	m3
	Prog 060-460	1.00	2.00	400.00	Area =	3.14	2,510.64		
	Prog 520-600	1.00	2.00	80.00	Area =	3.14	502.13		
	Prog 640-890	1.00	2.00	250.00	Area =	3.14	1,569.15		
	Prog 970-1410	1.00	2.00	440.00	Area =	3.14	2,761.70		
01.01.02.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO PARA BOVEDA							21,883.68	m2
	Prog 060-460	1.00	1.00	400.00	18.70		7,481.60		
	Prog 520-600	1.00	1.00	80.00	18.70		1,496.32		
	Prog 640-890	1.00	1.00	250.00	18.70		4,676.00		
	Prog 970-1410	1.00	1.00	440.00	18.70		8,229.76		
01.01.02.03	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA LA BOVEDA							317,151.85	kg
	De Hoja de Metrado de Acero	1.00	1.00	317,151.85			317,151.85		
1.02	OBRAS DE CONCRETO SIMLPE								
01.02.01	CONCRETO F'C= 210 KG/CM2 + 25% PM							449.19	m3
	Prog 060-460	1.00	1.00	332.50	2.30	0.20	152.95		
	Prog 520-600	1.00	1.00	66.50	2.30	0.20	30.59		
	Prog 640-890	1.00	1.00	208.00	2.30	0.20	95.68		
	Prog 970-1410	1.00	1.00	369.50	2.30	0.20	169.97		

HOJA DE METRADOS DE ACERO ESTRUCTURAS DE CANAL EMBOVEDADO

NOMBRE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA - AYACUCHO - 2020"

LUGAR: AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO

DATOS EXTRAÍDOS DE OBRA						METROS LINEALES DE FIERRO					
ITEM	DESCRIPCION	Nº VECES	Nº de Piezas	LONG (ml)	DIAM (PULG)	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
01	CONSTRUCCIÓN DE CANAL EMBOVEDADO										
1.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO										
01.01.01	ZAPATAS										
01.01.01.04	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA ZAPATAS										
	Longitudinal superior de la zapata 01										
	Prog 060-460	2	6	400	1/2 "			4800			
	Prog 520-600	2	6	80	1/2 "			960			
	Prog 640-890	2	6	250	1/2 "			3000			
	Prog 970-1410	2	6	440	1/2 "			5280			
	Longitudinal Inferior de la zapata 01										
	Prog 060-460	2	6	400	1/2 "			4800			
	Prog 520-600	2	6	80	1/2 "			960			
	Prog 640-890	2	6	250	1/2 "			3000			
	Prog 970-1410	2	6	440	1/2 "			5280			
	Longitudinal superior de la zapata 02										
	Prog 060-460	135	3	5.21	5/8 "				2108.96		
	Prog 520-600	27	3	5.21	5/8 "				421.79		
	Prog 640-890	84	3	5.21	5/8 "				1312.24		
	Prog 970-1410	141	3	5.21	5/8 "				2202.69		
	Longitudinal Medio de la zapata 02										
	Prog 060-460	135	2	5	5/8 "				1350		
	Prog 520-600	27	2	5	5/8 "				270		

HOJA DE METRADOS DE ACERO ESTRUCTURAS DE CANAL EMBOVEDADO

NOMBRE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA – AYACUCHO - 2020"

LUGAR: AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO

DATOS EXTRAÍDOS DE OBRA						METROS LINEALES DE FIERRO					
ITEM	DESCRIPCION	Nº VECES	Nº de Piezas	LONG (ml)	DIAM (PULG)	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	Prog 640-890	84	2	5	5/8 "				840		
	Prog 970-1410	141	2	5	5/8 "				1410		
	Longitudinal Inferior de la zapata 02										
	Prog 060-460	135	1	5.30	5/8 "				716.15		
		135	2	5.30	3/4 "					1432.296	
	Prog 520-600	27	1	5.30	5/8 "				143.23		
		27	2	5.30	3/4 "					286.4592	
	Prog 640-890	84	1	5.30	5/8 "				445.6		
		84	2	5.30	3/4 "					891.2064	
	Prog 970-1410	141	1	5.30	5/8 "				747.98		
		141	2	5.30	3/4 "					1495.9536	
	Transversal superior de la zapata 01										
	Prog 060-460	2	1668	1.5	5/8 "				5004		
	Prog 520-600	2	334	1.5	5/8 "				1002		
	Prog 640-890	2	1043	1.5	5/8 "				3129		
	Prog 970-1410	2	1826	1.5	5/8 "				5478		
	Transversal Inferior de la zapata 01										
	Prog 060-460	2	1668	1.5	5/8 "				5004		
	Prog 520-600	2	334	1.5	5/8 "				1002		
	Prog 640-890	2	1043	1.5	5/8 "				3129		
	Prog 970-1410	2	1826	1.5	5/8 "				5478		
	Transversal de la zapata 02										
	Prog 060-460	135	9	1.95	1/2 "			2369.25			
	Prog 520-600	27	9	1.95	1/2 "			473.85			
	Prog 640-890	84	9	1.95	1/2 "			1474.2			
	Prog 970-1410	141	9	1.95	1/2 "			2474.55			

HOJA DE METRADOS DE ACERO ESTRUCTURAS DE CANAL EMBOVEDADO

NOMBRE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA - AYACUCHO - 2020"

LUGAR: AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO

DATOS EXTRAÍDOS DE OBRA						METROS LINEALES DE FIERRO						
ITEM	DESCRIPCION	N° VECES	N° de Piezas	LONG (ml)	DIAM (PULG)	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
						Parcial (ml)	0	0	34871.85	41194.64	4105.9152	0
						En Varillas	0	0	3874.65	4577.18	456.21	0
						En Varillas	0	0	3875	4578	457	0
						Peso/ml	0.25	0.59	1.02	1.6	2.25	3.97
						Peso Parcial	0	0	35569.29	65911.42	9238.31	0
						Peso T (kg)	110,719.02					
01.01.02	BOVEDA											
01.01.02.03	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA LA BOVEDA											
	Longitudinal en muro											
	Prog 060-460	1	77	400	1/2 "			30800				
	Prog 520-600	1	77	80	1/2 "			6160				
	Prog 640-890	1	77	250	1/2 "			19250				
	Prog 970-1410	1	77	440	1/2 "			33880				
	Transversal en muro interior											
	Prog 060-460	1	2001	10.74	5/8 "				21487.14			
	Prog 520-600	1	401	10.74	5/8 "				4306.02			
	Prog 640-890	1	1251	10.74	5/8 "				13433.49			
	Prog 970-1410	1	2201	10.74	5/8 "				23634.78			
	Transversal en muro exterior											
	Prog 060-460	2	2001	4.72	5/8 "				18872.63			
	Prog 520-600	2	401	4.72	5/8 "				3782.07			
	Prog 640-890	2	1251	4.72	5/8 "				11798.93			
	Prog 970-1410	2	2201	4.72	5/8 "				20758.95			
	Transversal en techo exterior											
	Prog 060-460	1	2001	3.88	5/8 "				7763.88			
	Prog 520-600	1	401	3.88	5/8 "				1555.88			

HOJA DE METRADOS DE ACERO ESTRUCTURAS DE CANAL EMBOVEDADO

NOMBRE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA – AYACUCHO - 2020"

LUGAR: AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO

DATOS EXTRAÍDOS DE OBRA						METROS LINEALES DE FIERRO					
ITEM	DESCRIPCION	Nº VECES	Nº de Piezas	LONG (ml)	DIAM (PULG)	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	Prog 640-890	1	1251	3.88	5/8 "				4853.88		
	Prog 970-1410	1	2201	3.88	5/8 "				8539.88		
Parcial (ml)						0	0	90090	140787.53	0	0
En Varillas						0	0	10010	15643.06	0	0
En Varillas						0	0	10010	15644	0	0
Peso/ml						0.25	0.59	1.02	1.6	2.25	3.97
Peso Parcial						0	0	91891.8	225260.05	0	0
Peso T (kg)						317,151.85					

***ANEXO N° 04:
Hoja de metrado
acueducto tipo cajón***

RESUMEN DE METRADO

PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA - AYACUCHO - 2020"

LUGAR: AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO

ITEM	PARTIDA	Metrado	UND
01	CONSTRUCCIÓN DE ACUEDUCTO TIPO CAJON		
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.01.01	ACUEDUCTO TIPO CAJON		
01.01.01.01	SOLADO F'C= 210 KG/CM2	479.70	m2
01.01.01.02	CONCRETO PARA ACUEDUCTO TIPO CAJON F'C=280Kg/cm2	5,335.20	m3
01.01.01.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO PARA ACUEDUCTO TIPO CAJON	21,879.00	m2
01.01.01.04	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA EL ACUEDUCTO TIPO CAJON	309,639.20	kg

METRADO ACUEDUCTO TIPO CAJON

PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA – AYACUCHO - 2020"

LUGAR: AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO

ITEM	PARTIDA	CANT.	N° DE VECES	DIMENSIONES			PARCIAL	TOTAL	UND
				LARGO	ANCHO	ALTO			
01	CONSTRUCCIÓN DE ACUEDUCTO TIPO CAJON								
1.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO								
01.01.01	ACUEDUCTO TIPO CAJON								
01.01.01.01	SOLADO F'C= 210 KG/CM2							479.70	m3
	Prog 060-460	1.00	1	400.00	4.10	0.10	164.00		
	Prog 520-600	1.00	1	80.00	4.10	0.10	32.80		
	Prog 640-890	1.00	1	250.00	4.10	0.10	102.50		
	Prog 970-1410	1.00	1	440.00	4.10	0.10	180.40		
01.01.01.02	CONCRETO PARA ACUEDUCTO TIPO CAJON F'C=280Kg/cm2							5,335.20	m3
	Prog 060-460	1.00	1.00	400.00	Area =	4.56	1,824.00		
	Prog 520-600	1.00	1.00	80.00	Area =	4.56	364.80		
	Prog 640-890	1.00	1.00	250.00	Area =	4.56	1,140.00		
	Prog 970-1410	1.00	1.00	440.00	Area =	4.56	2,006.40		
01.01.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA ACUEDUCTO TIPO CAJON							21,879.00	m2
	Prog 060-460	1.00	1.00	400.00	18.70		7,480.00		
	Prog 520-600	1.00	1.00	80.00	18.70		1,496.00		
	Prog 640-890	1.00	1.00	250.00	18.70		4,675.00		
	Prog 970-1410	1.00	1.00	440.00	18.70		8,228.00		
01.01.01.04	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA EL ACUEDUCTO TIPO CAJON							309,639.20	kg
	De Hoja de Metrado de Acero	1.00	1.00	309,639.20			309,639.20		

HOJA DE METRADOS DE ACERO ESTRUCTURAS DE ACUEDUCTO TIPO CAJON

NOMBRE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA – AYACUCHO - 2020"

LUGAR: AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO

DATOS EXTRAÍDOS DE OBRA						METROS LINEALES DE FIERRO					
ITEM	DESCRIPCION	Nº VECES	Nº de Piezas	LONG (ml)	DIAM (PULG)	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
01.01.01	ACUEDUCTO TIPO CAJON										
01.01.01.04	ACERO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA EL ACUEDUCTO TIPO CAJON										
	Principal losa superior										
	Prog 060-460	1	2001	4.25	3/4 "					8504.25	
	Prog 520-600	1	401	4.25	3/4 "					1704.25	
	Prog 640-890	1	1251	4.25	3/4 "					5316.75	
	Prog 970-1410	1	2201	4.25	3/4 "					9354.25	
	Temperatura losa superior transversal										
	Prog 060-460	1	2001	6.05	1/2 "			12106.05			
	Prog 520-600	1	401	6.05	1/2 "			2426.05			
	Prog 640-890	1	1251	6.05	1/2 "			7568.55			
	Prog 970-1410	1	2201	6.05	1/2 "			13316.05			
	Temperatura losa superior longitudinal										
	Prog 060-460	1	18	400	1/2 "			7200			
	Prog 520-600	1	18	80	1/2 "			1440			
	Prog 640-890	1	18	250	1/2 "			4500			
	Prog 970-1410	1	18	440	1/2 "			7920			
	Longitudinal distribucion losa superior										
	Prog 060-460	1	18	400	5/8 "				7200		
	Prog 520-600	1	18	80	5/8 "				1440		
	Prog 640-890	1	18	250	5/8 "				4500		
	Prog 970-1410	1	18	440	5/8 "				7920		
	Principal losa inferior										
	Prog 060-460	1	2001	4.25	3/4 "					8504.25	
	Prog 520-600	1	401	4.25	3/4 "					1704.25	
	Prog 640-890	1	1251	4.25	3/4 "					5316.75	

HOJA DE METRADOS DE ACERO ESTRUCTURAS DE ACUEDUCTO TIPO CAJON

NOMBRE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA – AYACUCHO - 2020"

LUGAR: AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO

DATOS EXTRAÍDOS DE OBRA						METROS LINEALES DE FIERRO					
ITEM	DESCRIPCION	Nº VECES	Nº de Piezas	LONG (ml)	DIAM (PULG)	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	Prog 060-460	1	2201	4.25	3/4 "					9354.25	
	Temperatura losa inferior transversal										
	Prog 060-460	1	2001	6.05	1/2 "			12106.05			
	Prog 520-600	1	401	6.05	1/2 "			2426.05			
	Prog 640-890	1	1251	6.05	1/2 "			7568.55			
	Prog 060-460	1	2201	6.05	1/2 "			13316.05			
	Temperatura losa inferior longitudinal										
	Prog 060-460	1	18	400	1/2 "			7200			
	Prog 520-600	1	18	80	1/2 "			1440			
	Prog 640-890	1	18	250	1/2 "			4500			
	Prog 060-460	1	18	440	1/2 "			7920			
	Longitudinal distribucion losa inferior										
	Prog 060-460	1	18	400	5/8 "				7200		
	Prog 520-600	1	18	80	5/8 "				1440		
	Prog 640-890	1	18	250	5/8 "				4500		
	Prog 060-460	1	18	440	5/8 "				7920		
	muro cara exterior										
	Prog 060-460	2	2001	5.95	1/2 "			23811.9			
	Prog 520-600	2	401	5.95	1/2 "			4771.9			
	Prog 640-890	2	1251	5.95	1/2 "			14886.9			
	Prog 970-1410	2	2201	5.95	1/2 "			26191.9			
	muro cara interior										
	Prog 060-460	2	1001	4.15	1/2 "			8308.3			
	Prog 520-600	2	201	4.15	1/2 "			1668.3			
	Prog 640-890	2	626	4.15	1/2 "			5195.8			
	Prog 970-1410	2	1101	4.15	1/2 "			9138.3			

HOJA DE METRADOS DE ACERO ESTRUCTURAS DE ACUEDUCTO TIPO CAJON

NOMBRE DEL PROYECTO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ACUEDUCTO TIPO CAJÓN Y TIPO ABOVEDADO EN LA QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO DEL DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA – AYACUCHO - 2020"

LUGAR: AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA - QUEBRADA CHAQUIHUAYCCO

DATOS EXTRAÍDOS DE OBRA						METROS LINEALES DE FIERRO					
ITEM	DESCRIPCION	Nº VECES	Nº de Piezas	LONG (ml)	DIAM (PULG)	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"
	Longitudinal distribucion muro										
	Prog 060-460	2	30	400	5/8 "				24000		
	Prog 520-600	2	30	80	5/8 "				4800		
	Prog 640-890	2	30	250	5/8 "				15000		
	Prog 970-1410	2	30	440	5/8 "				26400		
	Parcial (ml)					0	0	182616	42120	24879.5	0
	En Varillas					0	0	20290.67	4680	2764.39	0
	En Varillas					0	0	20291	4680	2765	0
	Peso/ml					0.25	0.59	1.02	1.6	2.25	3.97
	Peso Parcial					0	0	186268.32	67392	55978.88	0
	Peso T (kg)										309,639.20

ANEXO N° 05:
Presupuesto acueducto
tipo bóveda

Presupuesto

Presupuesto 1301001 CANAL EMBOVEDADO
 Subpresupuesto 001 CANAL EMBOVEDADO
 Cliente MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAN JUAN BAUTISTA Costo al 07/01/2022
 Lugar AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	CONSTRUCCION DE CANAL EMBOVEDADO				9,175,008.89
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				9,027,351.83
01.01.01	ZAPATAS				1,991,155.27
01.01.01.01	SOLADO f _c =210 kg/cm ²	m3	372.11	377.28	140,389.66
01.01.01.02	CONCRETO EN ZAPATAS f _c =210 kg/cm ²	m3	2,151.56	431.02	927,365.39
01.01.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS	m2	4,457.34	68.31	304,480.90
01.01.01.04	ACERO FY= 4200 kg/cm ² GRADO 60 PARA ZAPATAS	kg	110,719.02	5.59	618,919.32
01.01.02	BOVEDA				7,036,196.56
01.01.02.01	CONCRETO PARA BOVEDA f _c =210 kg/cm ²	m3	7,343.62	487.71	3,581,556.91
01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA BOVEDA	m2	21,883.68	76.85	1,681,760.81
01.01.02.03	ACERO FY= 4200 kg/cm ² GRADO 60 PARA LA BOVEDA	kg	317,151.85	5.59	1,772,878.84
01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				147,657.06
01.02.01	CONCRETO f _c =210 kg/cm ² + 25 % PM	m3	449.79	328.28	147,657.06
	Costo Directo				9,175,008.89

SON : NUEVE MILLONES CIENTO SETENTICINCO MIL OCHO Y 89/100 NUEVOS SOLES

***ANEXO N° 06:
Presupuesto acueducto
tipo cajón***

Presupuesto

Presupuesto 1302001 ACUEDUCTO TIPO CAJON
 Subpresupuesto 001 ACUEDUCTO TIPO CAJON
 Cliente MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAN JUAN BAUTISTA Costo al 07/01/2022
 Lugar AYACUCHO - HUAMANGA - SAN JUAN BAUTISTA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	CONSTRUCCION DE ACUEDUCTO TIPO CAJON				6,555,742.00
01.01	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				6,555,742.00
01.01.01	ACUEDUCTO TIPO CAJON				6,555,742.00
01.01.01.01	SOLADO f _c =210 kg/cm ²	m3	479.70	377.28	180,981.22
01.01.01.02	CONCRETO PARA ACUEDUCTO TIPO CAJON f _c =280 kg/cm ²	m3	5,335.20	555.27	2,962,476.50
01.01.01.03	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO PARA ACUEDUCTO TIPO CAJON	m2	21,879.00	76.85	1,681,401.15
01.01.01.04	ACERO FY= 4200 kg/cm ² GRADO 60 PARA EL ACUEDUCTO TIPO CAJON	kg	309,639.20	5.59	1,730,883.13
	Costo Directo				6,555,742.00

SON : SEIS MILLONES QUINIENTOS CINCUENTICINCO MIL SETECIENTOS CUARENTIDOS Y 00/100 NUEVOS SOLES