

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



**Análisis y dimensionamiento de alcantarilla tipo cajón para
libramiento del cauce de un río y capacidad de carga para
vehículo de diseño T3-S2-R4.**

Trabajo de graduación presentado por Otto José Rubén Zepeda Morales
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala

2019

**Análisis y dimensionamiento de alcantarilla tipo cajón para
libramiento del cauce de un río y capacidad de carga para
vehículo de diseño T3-S2-R4.**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



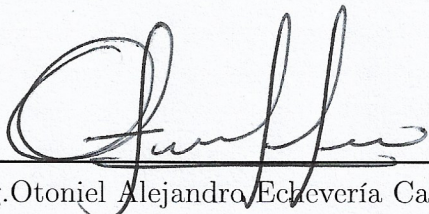
**Análisis y dimensionamiento de alcantarilla tipo cajón para
libramiento del cauce de un río y capacidad de carga para
vehículo de diseño T3-S2-R4.**

Trabajo de graduación presentado por Otto José Rubén Zepeda Morales
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

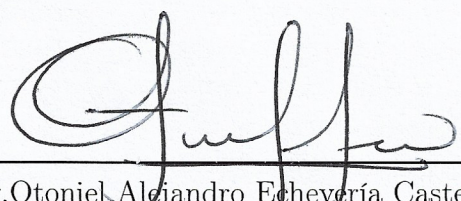
Guatemala

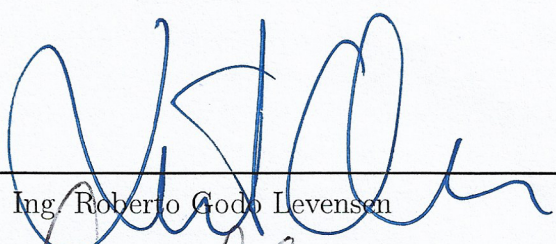
2019

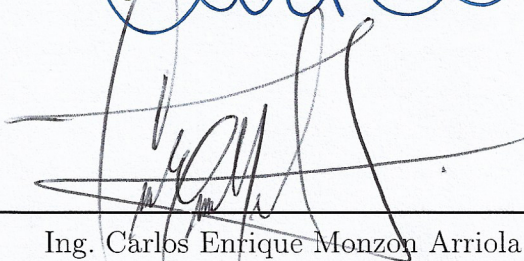
Vo.Bo.:

(f) 
Ing. Otoniel Alejandro Echeverría Castellanos

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. Otoniel Alejandro Echeverría Castellanos

(f) 
Ing. Roberto Godo Levensen

(f) 
Ing. Carlos Enrique Monzon Arriola

Fecha de aprobación: Guatemala, 4 de diciembre de 2019.

Todo esfuerzo obtiene su recompensa y cada sacrificio que se hizo para poder llegar hasta este punto ha valido la pena. El camino no ha sido fácil, pero si se transita a lado de las personas correctas, este se vuelve una experiencia para recordarse toda la vida. Es por esto que se me hace pertinente agradecerle a todas esas personas que han compartido conmigo estos cinco años de carrera universitaria.

Para empezar agradecerle a Dios por darme la vida y la sabiduría para enfrentar cada reto y obstáculo que tuve que sobrepasar para llegar hasta aquí.

A mi papá, Otto Zepeda, por siempre confiar en mi. A mi mamá, Gladys Morales, por enseñarme lo valioso que es el estudio. A mis tías, Vilma Zepeda y Thelma Zepeda, por ser como una madre para mí, y estar siempre al pendiente de mi persona. A mis hermanos, Rigoberto, Victor y David, por siempre estar conmigo y apoyarme en todo momento.

A mis amigos, Jose Bocaletti, Jean Paul Greenberg y Jose Aceituno (†), por compartir conmigo todos los momentos difíciles y estar siempre a mi lado en estos cinco años de carrera.

También quiero agradecerle a mis compañeros de estudio, Juan Raimundo, Edgar Ramirez, Jorge Rodriguez, Jorge Wong, Rodrigo Perez y Jose Aldana, por brindarme su amistad y estar conmigo en todo momento.

A mi director de carrera Godo Levensen, por proponerme el tema de tesis y estar al pendiente de todos los alumnos de la carrera buscando siempre lo mejor para que nuestra vida profesional sea exitosa.

Por último, agradecerle a los ingenieros Otoniel Echeverría y Hugo Pallais, por asesorarme en este trabajo de investigación e instruirme para ser un profesional de bien.

Prefacio	v
Lista de figuras	XII
Lista de cuadros	XIV
Resumen	XV
Abstract	XVII
I. Introducción	1
II. Justificación	3
III. Objetivos	5
A. Objetivo general	5
B. Objetivos específicos	5
IV. Marco teórico	7
A. Hidráulica e hidrología en ingeniería.	7
B. Cuenca hidrográfica.	8
C. Características físicas de la cuenca	9
1. Área de la cuenca	9
2. Perímetro de la cuenca	9
3. Densidad de drenaje	9
4. Relación circular de la cuenca	10
5. Forma de la cuenca	10
6. Curva hipsométrica	11
D. Drenaje transversal	11
1. Alcantarillas	12
2. Tipos de alcantarillas	13
E. Estructuras de entrada en alcantarillas	15

1.	Entradas y salidas con muros aleros ensanchados o entrada cónica lateral.	15
F.	Estimación de desgaste en salida de alcantarilla.	16
1.	Suelos no cohesivos.	17
2.	Suelos cohesivos.	18
G.	Hidráulica de las alcantarillas.	19
H.	Diseño por medio de la ecuación de Manning.	20
1.	Coefficientes utilizados en el cálculo de alcantarillas.	22
I.	Control de entrada.	22
1.	Diseño de control de entrada.	23
J.	Control de salida.	25
1.	Diseño por control de salida.	25
K.	Cálculo de escurrimiento.	29
1.	Método racional.	29
2.	Método NRCS.	30
L.	Diseño de alcantarillas.	32
1.	Revestimiento de guarnición.	33
M.	Compactación de suelos.	36
1.	Pruebas Proctor estándar.	37
2.	Pruebas Proctor modificado.	38
N.	Movimiento del agua a través de suelos.	39
1.	Permeabilidad o conductividad hidráulica.	39
2.	Suelos utilizados como relleno envolvente.	40
Ñ.	Cargas verticales de suelo (EV).	41
1.	Instalación en zanja o bajo terraplén.	42
O.	Cargas horizontales del suelo (EH).	44
1.	Método del fluido equivalente para estimar empujes laterales de Rankine.	44
2.	Coefficiente de empuje lateral en reposo.	46
3.	Coefficiente de empuje lateral activo.	46
P.	Aspectos sísmicos.	49
1.	Índice de sismicidad (I_0).	49
2.	Nivel de protección sísmica.	49
3.	Clasificación del sitio.	49
4.	Ajuste por clase de sitio.	50
5.	Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño.	51
6.	Aceleración máxima del suelo (AMS)	51
7.	Coefficientes de sismo.	51
Q.	Diseño sísmico para muros de retención (EQ).	52
1.	Estabilidad general.	52
2.	Estabilidad de los rodamientos.	53
3.	Espectro de diseño de respuesta.	57
4.	Cálculo de los coeficientes de aceleración sísmica para diseño de muros.	59
5.	Estimación de la aceleración que actúa sobre la masa de la pared.	60
6.	Método Mononobe-Okabe (M-O)	60
7.	Cálculo de la presión sísmica pasiva del suelo.	62
R.	Cargas provocadas por el agua (WA).	62
S.	Cargas vivas vehiculares (LL).	62
1.	Vehículo de diseño.	62

2.	Carriles de diseño.	63
3.	Área de contacto del neumático.	64
4.	Cargas de diseño para tableros, sistemas de tableros y losas superiores de alcantarillas rectangulares.	64
5.	Presencia múltiple de cargas vivas.	64
6.	Distribución de la carga del neumático a través del relleno de suelo.	65
7.	Capacidad de carga dinámica (IM).	69
T.	Sobrecarga de la carga viva (LS).	69
U.	Factores y combinaciones de cargas.	70
V.	Estados límites y factores de resistencia.	72
W.	Resistencia a la flexión.	76
1.	Refuerzo por contracción y temperatura.	78
2.	Refuerzo mínimo a flexión en losas no preesforzadas.	78
3.	Cuantías de acero.	78
4.	Espaciamientos mínimos y máximos.	79
X.	Diseño a corte para losas en una dirección.	79
1.	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto.	80
2.	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el acero.	80
3.	Refuerzo mínimo requerido para corte.	81
Y.	Especificaciones del refuerzo	81
1.	Control de grietas por distribución de esfuerzo.	81
2.	Recubrimientos de concreto.	84
3.	Armadura de contracción y temperatura.	84
4.	Longitud de desarrollo.	85
5.	Longitud de empalme.	86
6.	Terminación del refuerzo.	87
V.	Metodología	89
A.	Dimensionamiento hidráulico.	89
1.	Procesamiento de los datos hidráulicos.	90
B.	Dimensionamiento estructural.	91
1.	Procesamiento de los datos estructurales.	92
2.	Diseño estructural.	92
C.	Propuesta de solución.	92
VI.	Análisis y discusión de resultados.	93
A.	Análisis y dimensionamiento hidráulico.	93
1.	Análisis hidráulico para alcantarilla de una celda.	95
2.	Análisis hidráulico para alcantarilla de dos celdas.	98
B.	Análisis y dimensionamiento estructural.	101
1.	Diseño estructural de alcantarilla de una celda.	103
2.	Diseño estructural de alcantarilla de dos celdas.	106
VII.	Conclusiones	113
VIII.	Recomendaciones	115
IX.	Bibliografía	117

X. Anexos	119
A. Memoria de cálculo de losa para alcantarilla de una celda.	119
B. Diseño de revestimiento de guarnición.	125
C. Vistas del análisis en <i>SAP2000</i> de la alcantarilla de una celda.	126
D. Vistas del análisis en <i>SAP2000</i> de la alcantarilla de dos celdas.	127
E. Vistas del análisis en <i>SAP2000</i> de la alcantarilla de dos celdas.	127
F. Vistas del análisis en <i>SAP2000</i> de la alcantarilla de dos celdas.	128
G. Modelaje en REVIT para alcantarilla de una y dos celdas.	132
1. Modelo de alcantarilla de una celda.	132
2. Modelo de alcantarilla de dos celdas	134
 XI. Glosario	 137

Lista de figuras

1.	División de la cuenca hidrográfica.	8
2.	Curva hipsométrica.	11
3.	Componentes hidráulicos del flujo de alcantarillas.	12
4.	Alcantarilla de sección circular.	14
5.	Alcantarilla tipo cajón.	14
6.	Vistas en planta y elevación de entrada cónica lateral.	15
7.	Ejemplo de una alcantarilla con muros aleros.	16
8.	Tipos de control de entrada.	23
9.	Tipos de control de salida.	25
10.	Hidrógrafo unitario adimensional	31
11.	Principio de compactación	36
12.	Equipo para pruebas Proctor.	37
13.	Instalación bajo terraplén.	43
14.	Instalación en zanja.	43
15.	Coefficiente Cd para instalaciones en zanja.	44
16.	Notación para presión efectiva del suelo.	47
17.	Criterios de soporte en tensión para cimientos en muros convencionales en el suelo.	54
18.	Criterios de soporte en tensión para cimientos en muros convencionales en roca.	55
19.	diagrama de fuerzas sísmicas para evaluación de estabilidad externa.	56
20.	Diseño de espectro de respuesta.	57
21.	Diagrama para método Mononobe-Okabe.	61
22.	Tipos de vehículos con su respectiva nomenclatura.	63
23.	Cálculo del área del rectángulo del neumático a una profundidad H.	67
24.	Vista en sección de la entrada de la alcantarilla con caudal de método empírico.	95
25.	Vista en sección de la salida de la alcantarilla con caudal de método empírico.	96
26.	Vista en sección de la entrada de la alcantarilla con caudal de método teórico.	97
27.	Vista en sección de la salida de la alcantarilla para caudal con fundamentos empíricos.	97
28.	Vista en sección de la entrada de la alcantarilla con caudal de método empírico.	98
29.	Vista en sección de la salida de la alcantarilla con caudal de método empírico.	98
30.	Vista en sección de la entrada de la alcantarilla con caudal para método teórico.	99

31.	Vista en sección de la salida de la alcantarilla con caudal par método teórico.	99
32.	Vista en sección de la entrada de la alcantarilla con caudal para método teórico.	105
33.	Detalle del refuerzo longitudinal de la losa de la alcantarilla de una celda.	105
34.	Detalle del refuerzo longitudinal del muro de la alcantarilla de una celda.	106
35.	Vista en sección de la entrada de la alcantarilla con caudal para método teórico.	108
36.	Detalle del refuerzo longitudinal de muro exterior de alcantarilla de una celda.	108
37.	Detalle del refuerzo longitudinal de muro interno de alcantarilla de una celda.	109
38.	Detalle del refuerzo longitudinal de la losa interno de alcantarilla de una celda.	109
39.	Detalle del nodo de alcantarilla de una celda.	110
40.	Detalle del nudo de losa y muro intermedio de alcantarilla de una celda.	110
41.	Memoria de cálculo losa de alcantarilla.	119
42.	Memoria de cálculo losa de alcantarilla.	120
43.	Memoria de cálculo losa de alcantarilla.	121
44.	Memoria de cálculo losa de alcantarilla.	122
45.	Memoria de cálculo losa de alcantarilla.	123
46.	Memoria de cálculo losa de alcantarilla.	124
47.	Memoria de cálculo losa de alcantarilla.	124
48.	Diseño de revestimiento de guarnición para ambas alcantarillas.	125
49.	Deformaciones por cortante.	126
50.	Deformaciones por momentos.	126
51.	Vista en 3D alcantarilla de una celda.	127
52.	Momentos y cortantes obtenidos de la losa para alcantarilla de una celda.	127
53.	Momentos y cortantes obtenidos del muro para alcantarilla de una celda.	128
54.	Deformaciones por momentos.	128
55.	Deformaciones por cortante.	129
56.	Vista en 3D de alcantarilla de dos celdas.	129
57.	Momentos y cortantes obtenidos del muro para alcantarilla de dos celdas.	129
58.	Momentos y cortantes obtenidos de la losa y muro interno para alcantarilla de dos celdas.	130
59.	Vista en planta de alcantarilla de una celda.	132
60.	Vista en elevación de alcantarilla de una celda.	133
61.	Vista en 3D de alcantarilla de una celda.	133
62.	Vista en planta de alcantarilla de dos celdas.	134
63.	Vista en elevación de alcantarilla de dos celdas.	135
64.	Vista en 3D de alcantarilla de dos celdas.	135

Lista de cuadros

1.	Coeficiente que determina la geometría del desgaste de la alcantarilla.	17
2.	Coeficiente de corrección de pendiente (S_c).	18
3.	Coeficiente de ajuste de altura (H_d)	18
4.	Coeficiente de corrección de pendiente (S_c).	19
5.	Coeficiente de Manning (n).	21
6.	Valores de K , M , c y Y según su material y forma de la alcantarilla.	24
7.	Coeficiente con base en diferentes configuraciones de la entrada.	27
8.	Coeficiente de escurrimiento según Freverst.	30
9.	Permeabilidad del suelo.	40
10.	Clasificación de suelos granulares y limo-arcilla.	40
11.	Clasificación de suelos granulares y limo-arcilla.	41
12.	Valores para pesos unitarios del fluido equivalente del suelo γ_{eq}	45
13.	Ángulo de fricción para diferentes materiales.	48
14.	Valores de k_a cuando $\beta = 0^\circ$ y $\theta = 90^\circ$	48
15.	Valores del nivel de protección sísmica.	49
16.	Valores para coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos (F_a).	50
17.	Valores para coeficiente de sitio para períodos largos (F_v).	50
18.	Factores K_d de acuerdo al nivel del sismo.	51
19.	Factor de valor de sitio, F_{pga} , para periodo de cero en el espectro de aceleración.	58
20.	Factor de valor de sitio, F_a , para periodos a corto plazo en el espectro de aceleración.	59
21.	Factor de valor de sitio, F_v , para periodos a largo plazo en el espectro de aceleración.	59
22.	Factor de presencia múltiple.	65
23.	Factor de distribución de cargas vivas para estructuras enterradas (LLDF).	66
24.	Altura equivalente de carga en pilares y muros de retención perpendicular al tráfico	70
25.	Factor de resistencia para estructuras enterradas.	73
26.	Factores y combinaciones de carga.	74
27.	Factores para cargas permanentes.	76
28.	Valores para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.	77
29.	Refuerzo mínimo para losas en una dirección.	78
30.	Áreas de varillas para losas (in^2/pie).	79

31.	Refuerzo mínimo requerido para esfuerzos cortantes.	81
32.	Recubrimientos especificados para concreto.	84
33.	Longitud de empalme para losas.	86
34.	Datos generales de las dimensiones de la celda de alcantarilla.	94
35.	Resultados de pérdidas por fricción, velocidad y de entrada para encontrar la carga total	94
36.	Caudales encontrados.	95
37.	Datos obtenidos del análisis de <i>HEC-RAS</i> para un caudal con método empírico.	96
38.	Datos obtenidos del análisis de <i>HEC-RAS</i> para un caudal con fundamentos teóricos.	97
39.	Datos obtenidos del análisis de <i>HEC-RAS</i> para un caudal con método empírico.	99
40.	Datos para alcantarilla de una celda utilizando un caudal con fundamentos teóricos.	100
41.	Dimensiones de revestimiento de guarnición.	100
42.	Cargas demandantes para alcantarilla de dos celdas.	101
43.	Cargas demandantes para alcantarilla de una celda.	101
44.	Resultados de cortantes y momentos últimos de alcantarilla de una celda.	102
45.	Resultados de cortantes y momentos últimos de alcantarilla de dos celdas.	103
46.	Relación demanda/capacidad de los esfuerzos de la alcantarilla.	104
47.	Areglos de varillas finales para alcantarilla de una celda.	104
48.	Relación demanda/capacidad de los esfuerzos de la alcantarilla.	107
49.	Arreglos de varillas finales para alcantarilla de dos celdas.	107
50.	Dimensiones finales de las alcantarillas.	111

El objetivo de este trabajo de graduación fue el dimensionamiento optimizado la alcantarilla tipo cajón tomando en cuenta que un tramo carretero pasará longitudinalmente por este y un río atreves de él. Lo importante de este trabajo de investigación es que esta estructura cumple varias funciones a la vez, ya que sirve de muro de contención en los costados, sirve como un regulador del cuerpo de agua y además es lo suficientemente resistente para que vehículos transiten por encima.

Se pretendió lograr hacer un dimensionamiento teniendo en cuenta el caudal del afluente que atravesará la alcantarilla y el tipo de transporte que pasará por encima de la misma, con estas dos variables se pudo hacer un dimensionamiento adecuado que cumpla tanto para las condiciones del terreno, como las demandas de tránsito vehicular que transcurre por encima de este. Con el fin de observar con mas detalle el comportamiento de estas obras hidráulicas, se dimensionó dos tipos de alcantarillas, de una celda y de dos celdas con distintas profundidades cada una.

Para realizar el análisis y diseño de la alcantarilla se tomaron en cuenta códigos que regularizan y ponen los parámetros requeridos para diseñar esta estructura. Siguiendo las especificaciones necesarios algunos de los manuales de referencia son los siguientes, *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN* y *ACI318-14* y *box culvert example design*, los cuales brinda parámetros de diseño estructural. Adicionalmente también se utilizó las siguientes bibliografía para las consideraciones hidráulicas en el diseño de la alcantarilla, *Hydraulic design of highway culverts*, *Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels* e *introducción a la hidráulica e hidrología con aplicaciones para la administración del agua pluvial*.

The objective of this graduation work was the optimal sizing of the box cuvert taking into consideration that a road section will pass longitudinally above and a river through it. The important thing about this research work is that this structure fulfills several functions at the same time, since it serves as a retaining wall on the sides, serves as a regulator of the body of water and is also strong enough for vehicles to travel over it.

It was intended to make a sizing taking into consideration the flow of the tributary that will go through the culvert and the type of transport that will be passing over it, with these two variables an appropriate sizing could be made, one that meets both the conditions of the land and the demands of vehicular traffic that passes over it. In order to observe in more detail, the behavior of these hydraulic works, two types of culverts, one cell and two cells with different depths each were sized and designed.

For the investigation, the analysis and design of the sewer, codes that regularize and set the parameters required to design this structure were taken into consideration. Following the necessary specifications, some of the design manuals are the following, *AASHTO LRFD BRID-GE DESIGN*, *ACI318-14* and *box culvert example design*, which provides structural design parameters. In addition the following bibliography provides information for de hydraulic section for the investigation, *Hydraulic design of highway culverts*, *Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels* and *introduction to hydraulics and hydrology with applications for stormwater management*.

Las infraestructuras viales utilizan drenajes transversales para diferentes propósitos, los cuales dependen de las necesidades del proyecto. Las alcantarillas tipo cajón cumplen propósitos tanto hidráulico como estructural. Además, tienen la ventaja de que se aprovecha al máximo su sección transversal permitiendo un ingreso mayor del flujo del cuerpo de agua. En Guatemala la utilización de estas obras hidráulicas no es muy frecuente, ya que se prefiere optar por otro tipo de drenajes transversales. Este trabajo permite conocer el comportamiento de la alcantarilla tipo cajón, lo cual brinda información para conocer más sobre estos drenajes transversales e implementarlos en el ámbito constructivo.

En zonas agrícolas donde las mismas carreteras dividen fincas, se podría utilizar este tipo de obras ya que su área transversal puede llegar a tener las dimensiones para que vehículos agrícolas, como tractores puedan transitar transversalmente por las alcantarillas tipo cajón.

El interés por realizar un análisis y dimensionamiento de alcantarilla tipo cajón comienza por el simple hecho que no hay información sobre estos elementos en el país, lo cual genera cierta curiosidad por analizar y observar las demandas requeridas y las dimensiones que tendrá que tener la alcantarilla para soportar tanto los esfuerzos externos, como el caudal del afluente.

Este trabajo muestra el análisis y dimensionamiento para una tipología de alcantarillas tipo cajón en función del caudal de diseño y vehículo de diseño T3-S2-R4. Este trabajo se realiza con el fin de dar al lector información sobre alcantarillas tipo cajón y su proceso de dimensionamiento. Especificando que el dimensionamiento no es para un sitio en específico sino que solo se quiere hacer el diseño base para tener un machote de predimensionamiento.

En el campo de la ingeniería civil se busca mejorar los procesos constructivos, de manera que sean más eficientes y requieran menor trabajo al momento de ejecutarlos. Por estas razones se necesita que los problemas tengan alternativas. En Guatemala se utiliza mucho la elaboración de drenajes transversales al momento de continuar la construcción de una infraestructura vial interrumpida por un cuerpo de agua natural o artificial. Cuando existen cauces muy pequeños se puede recurrir a la elaboración de otro tipo de drenajes transversales, como las alcantarillas.

En este trabajo se hablará sobre las alcantarillas tipo cajón ya que ofrecen ciertas ventajas que los demás tipos de alcantarillas. Comparándolas con secciones ovaladas, circulares y arqueadas, su principal ventaja es el aprovechamiento de su sección para el ingreso del afluente. Una alcantarilla tipo cajón puede ser rectangular o cuadrada, por lo que ofrece una mayor capacidad de ingreso que cualquiera de los otros tipos de alcantarillas. Se pueden construir por celdas si es necesario, por lo que no se perdería mayor área transversal estando juntas las celdas. No como en secciones circulares que por su forma sería mucho espacio el desperdiciado.

Las alcantarillas tipo cajón son muy pocas utilizadas en el país debido a que no se ha dado a conocer lo útiles que pueden ser para construcciones viales. Pueden ser utilizadas en autopistas sirviendo como un drenaje transversal, haciendo posibles construcciones viales sin perjudicar al medio ambiente, ya que permite el paso de un cauce el cual puede ser natural o artificial. Dando paso a animales que quieran cruzar sin riesgo, conectando terrenos privados y que vehículos pesados transcurran sin entorpecer el tráfico vehicular. Pueden ser prefabricadas o elaboradas *in situ*. También su análisis hidráulico y estructural será utilizando software que hará el dimensionamiento lo más eficiente posible.

A. Objetivo general

Dimensionar la alcantarilla tipo cajón en función del caudal de diseño y vehículo de diseño T3-S2-R4.

B. Objetivos específicos

- Identificar los parámetros hidráulicos para el diseño de la alcantarilla.
- Realizar el análisis hidráulico de la alcantarilla tipo cajón.
- Determinar las cargas verticales y horizontales que tendrá que soportar la alcantarilla tipo cajón.
- Llevar a cabo el dimensionamiento hidráulico y estructural mediante software de cálculos numéricos.

A. Hidráulica e hidrología en ingeniería.

El agua siempre ha sido un problema para el hombre al momento que esta se interpone en su camino, a lo largo de la historia el hombre ha encontrado maneras de evitarla. Se ha aprendido que, en vez de luchar con el agua, se lograría sacar provecho, como las plantas hidroeléctricas que generan electricidad gracias a turbinas que convierten el trabajo mecánico en trabajo de flecha que luego se vuelve ya energía. El hombre empezó a necesitar el agua para regar sus cultivos y se dio cuenta que era necesario conducirla para tener un control sobre ella. Conforme fue pasando el tiempo el hombre empezó a construir diques, canales y sistemas de alcantarillados.

Desde los romanos se sabe de su espectacular trabajo en acueductos y su gran destreza en la ingeniería hidráulica. Era tal la habilidad y su capacidad que pasaron más de dos mil años trabajando de esta manera. Hasta el periodo de la Edad Media se mantuvieron los sistemas de irrigación, que ya se conocían en todo el mundo desde China hasta Reino Unido. Sin embargo, todos estos sistemas eran todavía de forma empírica y no había una base científica que los respaldara. Dado que funcionaba se seguía trabajando de esa manera.

En el siglo XVII Daniel Bernoulli hizo el aporte más importante a la ingeniería hidráulica con su ecuación de Bernoulli, la cual explica la conservación de la energía hidráulica. En los siglos XVIII y XIX, los cuales son denominados el periodo clásico, los avances hacia la hidráulica fueron significativos. Hoy en día se sigue trabajando en formar una base científica más sólida y hacer de la ingeniería hidráulica una ciencia con cálculos seguros para los proyectos a desarrollar. [1]

B. Cuenca hidrográfica.

Una cuenca hidrográfica es básicamente una unidad natural, la cual está delimitada por una línea divisoria llamada parte-aguas. Las cuencas hidrográficas se diferencian de las demás por su morfología superficial, es decir, no incluye elementos ni afluentes subterráneos. De la misma cuenca se configura una red de drenajes superficiales los cuales se canalizan hacia los océanos, otros cuerpos de agua u otras cuencas. Las cuencas se dividen de acuerdo con el punto hacia el que drenan. Se clasifican en endorreicas, exorreicas y arreicas.

- Cuenca exorreicas: Cuenca en la que su río principal desemboca en el océano, estas cuencas se caracterizan por ser bien drenadas, ya que siempre tienen una desembocadura amplia.
- Cuenca endorreicas: Área de la cuenca que desemboca en un cuerpo de agua, como lagos, lagunas, embalses artificiales o naturales.
- Cuenca arreicas: Cuenca que no desembocan en ningún cuerpo de agua ni océano, sino que se evaporan o se filtran al suelo debido a que sus cauces solo transportan agua en épocas de invierno o en fuertes llovidas.

Dentro de la misma cuenca existen divisiones que permiten entender con facilidad el funcionamiento atendiendo el grado de concentración de drenaje. La primera división es la subcuenca, que es el área de la cuenca en la que su drenaje va directo al cauce principal de la cuenca.

Una cuenca se conforma por varias subcuencas. La siguiente división de la cuenca es una micro-cuenca, la cual drena todos los cauces hacia el cauce principal de la subcuenca. Varias micro-cuencas conforman una subcuenca. Por último, existen las quebradas que son el área que se drena directamente al cauce principal de la micro-cuenca. Varias quebradas conforman una micro-cuenca. Las quebradas no necesariamente llegan al cauce principal de la micro-cuenca, ya que antes se intersecan con un afluente mayor perteneciente a una subcuenca o la misma cuenca. En la figura 1 se muestra un ejemplo de cómo se podría dividir una cuenca, observando su parte-aguas, las subcuencas, micro-cuencas y quebradas.



Figura 1: División de la cuenca hidrográfica.

[2]

La cuenca se divide según sus características. También se divide en parte alta, media y baja que generalmente es con base la relieve, pendientes, uso de suelo, etc.

C. Características físicas de la cuenca

Una cuenca es tan amplia y basta en tantas características que la lista podría ser interminable, la manera en que se delimitaran estas características será según la escorrentía superficial y a la estimación de su caudal máximo, con el cual se podrán diseñar obras hidráulicas como lo es en este caso la alcantarilla tipo cajón. Las siguientes características se consideran como las principales para la determinación física de una cuenca.

1. Área de la cuenca

El área de la cuenca se obtiene por medio de sistemas de información georreferenciados o definida por el parte-aguas de esta.

2. Perímetro de la cuenca

El perímetro de la cuenca se determina midiendo la longitud del parte-aguas o por medio de sistemas de información georreferenciado.

3. Densidad de drenaje

«Es una característica física importante, ya que indica de la relación entre la infiltración y la escorrentía, es decir, de las condiciones de permeabilidad de acuerdo con la textura del suelo. La densidad de drenaje se entiende como la mayor o menor facilidad que presenta una cuenca hidrográfica para evacuar las aguas provenientes de las precipitaciones. Si este se encuentra saturado, y la lluvia continúa almacenándose sobre la superficie, llegará un momento en que las aguas allí contenidas, escurren hacia el cauce natural, produciéndose así el drenaje de la cuenca, variando los valores de 3 hasta 400 (1/m). La longitud total de los cauces dentro de una cuenca, dividida por el área total de drenaje, define la densidad de drenaje o longitud de canales por unidad de área» [3].

$$z = \frac{L_a}{A_k} \quad (1)$$

[3]

Donde:

- L_a = Longitudes acumuladas de las corrientes (km)
- A_k = El área de la cuenca (km^2)

Una densidad alta refleja una cuenca bien drenada que debería responder relativamente rápido al flujo de la precipitación; una cuenca con baja densidad refleja un área pobremente drenada con lenta respuesta hidrológica. En sitios en donde los materiales del suelo son resistentes a la erosión o muy permeables y donde el relieve es bajo, ocurren densidades de drenajes bajas. «*Los valores altos de la densidad reflejan generalmente áreas con suelos fácilmente erosionables o relativamente impermeables, con pendientes fuertes y escasa cobertura vegetal*» [3].

4. Relación circular de la cuenca

Está dada por la relación del área de la cuenca y el área de un círculo de igual perímetro al de la cuenca, conforme a la siguiente ecuaciones.

$$R_c = \frac{A_k}{A_c} \quad (2)$$

[3]

Donde:

- R_c = Relación circular de la cuenca
- A_c = El área de la cuenca (km^2)

5. Forma de la cuenca

Se calcula para determinar la cantidad de escorrentía que habrá en el área de la cuenca, dependiendo de la intensidad de lluvia. «*Tiene fundamental importancia en la cantidad de escorrentía para una misma área y una misma intensidad de lluvia, por lo que el hidrograma de salida depende directamente de la forma de la hoya. El factor de forma da alguna indicación de la tendencia de las avenidas en el cauce, porque una cuenca con un factor de forma bajo tiene menos tendencias a concentrar las intensidades de lluvia que una cuenca de igual área, pero con un factor de forma más grande*» [3].

$$R_f = \frac{A_k}{L_c^2} \quad (3)$$

[3]

Donde:

- R_f = Forma de la cuenca
- L_c = La longitud del cauce principal, medida desde el nacimiento del cauce hasta la salida en la cuenca o punto de aforo (km).

6. Curva hipsométrica

La curva hipsométrica da indicios de las características de la cuenca y los comportamientos que ha tenido. Las curvas hipsométricas se encuentran mediante sistemas de información georreferenciados, que es la forma más rápida de obtenerla, ya que mediante métodos numéricos el cálculo se vuelve un tanto complicado. En la Figura 2 se observa el comportamiento que toma la curva dependiendo de qué tan erosionada esta la cuenca y lo joven de sus cauces.

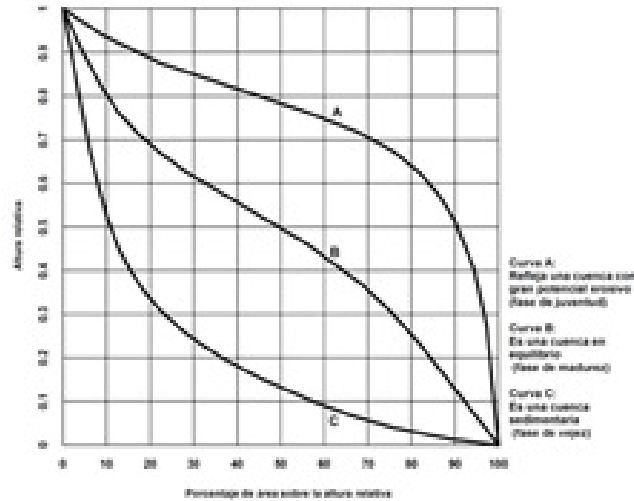


Figura 2: Curva hipsométrica.

[4]

El comportamiento «A» muestra cauces más jóvenes y una cuenca sin erosión. El comportamiento «B» muestra cauces ya maduros los cuales empiezan a tener un mayor afluente y una cuenca erosionada. El comportamiento «C» muestra cauces viejos y una cuenca mayormente erosionada. La interpretación de la curva hipsométrica es fácil de comprender, ya que en el eje vertical se tiene la altura relativa y en el eje horizontal conforma el porcentaje de área sobre altura relativa, no es difícil entender que entre mayor altura y menor porcentaje se entiende que el terreno está desgastándose, por lo que habrá una mayor erosión.

D. Drenaje transversal

Un drenaje transversal tiene la función de encausar, desviar, o evacuar el flujo de un curso natural o artificial de cierto cuerpo de agua que impida el paso o construcción de una infraestructura vial. Existen diferentes tipos de drenajes transversales, entre los más comunes que se utilizan en los proyectos viales se encuentra las alcantarillas, bóvedas y puentes. Cada uno de estos drenajes transversales cumplen la misma función principal, se diferencian por su proceso constructivo, su envergadura, forma y el tipo de cauce que van a encausar. En este documento se hablará sobre alcantarillas, específicamente sobre alcantarillas tipo cajón; sus partes, diseño, análisis y cómo calcularla.

1. Alcantarillas

Las alcantarillas son estructuras hidráulicas relativamente cortas de longitud. En las cuales internamente fluye un cauce natural o artificial y externamente transcurren vehículos transversalmente. Cumplen otras funciones en una construcción vial, como el caso del paso de animales en una autopista o de vehículos agrícolas que quieran atravesarse la autopista sin obstruir el tráfico.

Existen ciertos criterios a tomar en cuenta que delimitan la construcción de una alcantarilla según el manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial; los cuales dependen del caudal del diseño, la sección de la alcantarilla, el tipo de alcantarilla, etc. [4]

Las alcantarillas están divididas en diferentes componentes hidráulicos que dependen de si su salida está sumergida o no, con relación al flujo. En la siguiente figura, se observa las diferentes partes de una alcantarilla en los casos de cuando está sumergida su salida y cuando no lo está.

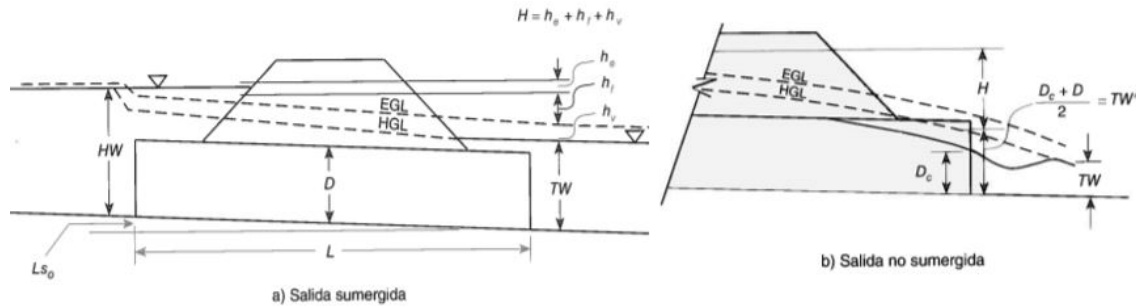


Figura 3: Componentes hidráulicos del flujo de alcantarillas.

[1]

Donde:

- HW = Profundidad aguas arriba o del canal de llegada.
- TW = Línea de referencia hidráulica en la salida sumergida.
- D = Altura de la alcantarilla.
- L = Largo de la alcantarilla.
- H = Carga total o sumatoria de H_v , H_e y H_f .
- H_v = Carga de velocidad.
- H_e = Pérdida de entrada.
- H_f = Pérdida por fricción.
- EGL = Línea de gradiente energético.
- HGL = Línea de gradiente hidráulico.

- D_c = Profundidad crítica.
- TW' = Línea de referencia hidráulica en la salida cuando no está sumergida.
- Ls_o = La altura de la plantilla desde el extremo de salida hasta el extremo de entrada.

Se observa en la figura 3a el comportamiento de la alcantarilla con la salida sumergida. Cabe resaltar la forma en que se conforma la carga total, teniendo en cuenta factores como la velocidad del flujo, la pérdida del flujo al momento de ingresar a la alcantarilla y la fricción que se generará a lo largo de ella. La profundidad aguas arriba es la sumatoria de la carga total y la línea de referencia hidráulica que básicamente es la profundidad de descarga menos La altura de la plantilla desde el extremo de salida hasta el extremo de entrada.

$$HW = H + TW + Ls_o \quad (4)$$

[1]

En la Figura 3-b la salida de la alcantarilla no se encuentra sumergida, esto hace que exista una profundidad crítica debido a que la línea del gradiente hidráulico podría estar por encima de la profundidad de descarga, por lo que el agua saldría bajo cierta presión. Para encontrar la línea de referencia hidráulica en la salida se tendría que requerir a la siguiente ecuación:

$$TW' = \frac{D_c + D}{2} \quad (5)$$

[1]

La cual es una estimación de lo que podría ser su valor. Cuando se tiene esta situación, HW se calcula de la siguiente manera:

$$HW = H + TW' + Ls_o \quad (6)$$

[1]

2. Tipos de alcantarillas

Las alcantarillas se fabrican de varios materiales, como concreto reforzado, PVC o incluso mampostería. De igual manera, las secciones varían dependiendo tanto del caudal, como de las características del lugar. Las más habituales en construcción son circulares, rectangulares y cuadradas.

Secciones circulares

Regularmente la forma de alcantarillas se construye en gran parte por el criterio del diseñador, aunque siempre se basa en el caudal que tienen que conducir, cuando es un flujo de menor magnitud se prefiere utilizar secciones circulares, ya que poseen una gran

ventaja debido a que ya están prefabricadas, por lo que solo se tiene que instalar en el lugar deseado. El problema con estas alcantarillas es que, si se quiere una mayor área de conducción, empiezan a ser un problema porque empiezan a abarcar mucho espacio debido a que son circulares. Una solución es colocar más de una tubería para abarcar más sección transversal, pero siempre quedan espacios entre ellas, por lo que no se aprovecha del todo.



Figura 4: Alcantarilla de sección circular.
[5]

Secciones tipo cajón

Al momento de utilizar alcantarillas tipo cajón con concreto reforzado o prefabricado se tiene la ventaja de tener una sección transversal superior, es decir, que esté capacitada para conducir un mayor caudal. Una de las mayores ventajas con este tipo de alcantarilla es que si se necesita agrandar la sección se hace horizontalmente manteniendo la altura. Esto, por si el terreno ya no permite incrementarla o las indicaciones del proyecto así lo demandan. Otra ventaja de estas alcantarillas es colocar varias celdas pegadas una tras otra, para aprovechar aún más área si el ancho del cauce es relativamente grande, siempre respetando las restricciones y delimitaciones que exigen los manuales.



Figura 5: Alcantarilla tipo cajón.
[6]

E. Estructuras de entrada en alcantarillas

Las estructuras de entrada permiten el ingreso ordenado del flujo, logrando un constante ingreso en la alcantarilla y si es necesario una retención exitosa del cauce. Estas estructuras para tener una mejor eficiencia reduciendo la pérdida de entrada se les hace un bisel en la parte superior el cual aumenta la capacidad de carga de la alcantarilla.

Este tipo de estructuras ayudan a evitar la erosión teniendo siempre un aislamiento entre el terraplén y el flujo. Además, disminuyen la longitud que podría haber tenido la alcantarilla y le da una vista más estética a la carretera ajustando los muros aleros a la pendiente del terraplén.

La cabecera, también llamada «Headwall» en inglés (con o sin paredes laterales «wing-wall») no tiene que extenderse hasta la máxima elevación de agua de cabecera de diseño. «Con la entrada y la pendiente sobre la cabecera sumergida, la velocidad de flujo a lo largo de la pendiente es baja. Incluso con suelos fácilmente erosionables, una cubierta vegetal suele ser una protección adecuada en esta área»[7]

1. Entradas y salidas con muros aleros ensanchados o entrada cónica lateral.

Los muros aleros varían dependiendo del Ángulo que se les quieran ensanchar, regularmente se amplían a 18° , 33.7° o 45° . Todo depende de la condición del terreno y que tan grande es el cauce del afluente. Además de los muros aleros, si la alcantarilla está bajo los efectos de taludes grandes se tendrá cierta protección para evitar erosión de la tierra y que el agua haga el mínimo contacto con el terreno. Las figuras 6 y 7 muestra un ejemplo entrada cónica lateral.

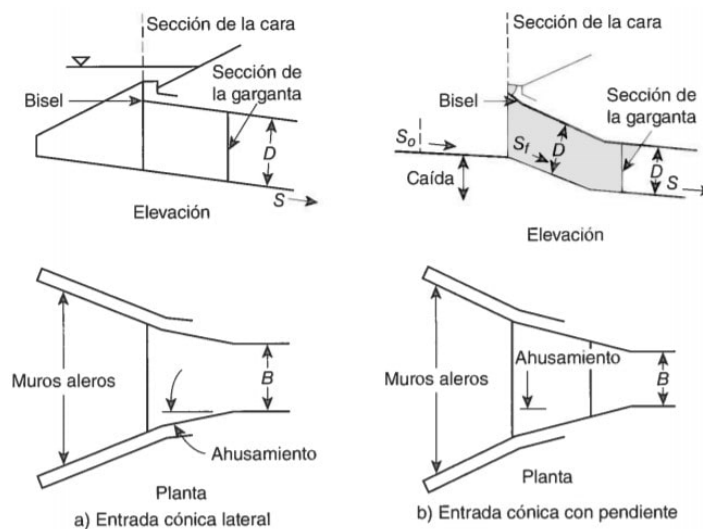


Figura 6: Vistas en planta y elevación de entrada cónica lateral.

[1]

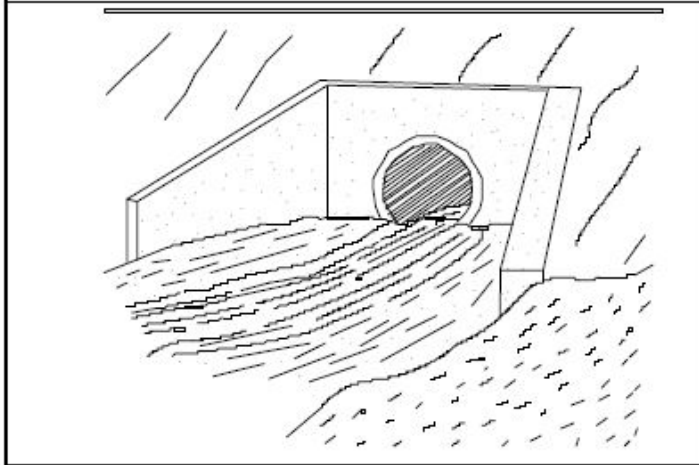


Figura 7: Ejemplo de una alcantarilla con muros aleros.

[8]

En la Figura 6 se observa con claridad como es el funcionamiento que cumplen estas estructuras. También se utilizan colocándose en la salida de la alcantarilla, cumpliendo también con regular el cauce y evitar la erosión.

Las estructuras de salida en alcantarillas sirven para regular la descarga del cauce, para que no exista ningún flujo demasiado turbulento que pueda afectar la estructura. Es importante que la alcantarilla tenga una estructura de salida, ya que el cauce de salida no provoca erosión ni socavar la estructura, para ello se utiliza un revestimiento de guarnición. Regularmente las estructuras en la salida son las mismas que en la entrada, lo más que se modifica es el ángulo de ensanchamiento de los muros aleros. Estas estructuras cambian dependiendo de la topografía donde se construya.

F. Estimación de desgaste en salida de alcantarilla.

Este método funciona para encontrar el desgaste que provoca el agua al momento de salir de la alcantarilla, donde el diseñador tiene que tomar en cuenta el reconocimiento del sitio y los datos sobre los suelos, los flujos y la duración del flujo para determinar la mejor estimación del riesgo potencial de socavación en una salida de alcantarilla. Para hacer esta estimación del desgaste se utilizan ecuaciones que determinan si es necesario colocar disipadores en la salida de la alcantarilla. *«Las ecuaciones se basan en pruebas que se llevaron a cabo para determinar el máximo recorrido para la condición dada y, por lo tanto, representan lo que podría denominarse geometrías de peor de los casos»* [7]. Se dividen esencialmente en dos tipos de suelos, los cohesivos y los no cohesivos.

Un suelo cohesivo está compuesto por partículas pequeñas, como arcilla y limo que permiten que el suelo mismo tenga la capacidad de adherirse a si mismo y que la probabilidad de derrumbe sea menor o que evitar una socavación. Un suelo no cohesivo, o suelo granular, esta conformado por partículas mas grandes, como arena o grava.

1. Suelos no cohesivos.

Los suelos no cohesivos tienen una probabilidad mayor a que se produzca una socavación. La expresión que determina la geometría de la socavación en un suelo no cohesivo en la salida de la alcantarilla es la siguiente.

$$\left[\frac{h_s}{R_c}, \frac{W_s}{R_c}, \frac{L_s}{R_c}, \frac{V_s}{R_c} \right] = C_s h_d \left(\frac{\alpha}{\sigma^{1/3}} \right) \left(\frac{Q}{\sqrt{g} R_c^2} \right)^\beta \left(\frac{t}{360} \right)^\theta \quad (7)$$

[7]

Donde:

- h_s = Profundidad de socavación (m) (pies).
- W_s = Ancho de socavación, (m) (pies).
- L_s = Longitud de socavación, (m) (pies).
- V_s = Volumen de socavación, (m^3) (pie^3)
- R_s = Radio hidráulico al final de la alcantarilla (asumiendo flujo total)
- Q = Descarga, (m^3/s) (pie^3/s)
- g = Aceleración de la gravedad, ($9.81 m/s^2$) ($32.2 pie/s^2$)
- t = Tiempo en minutos
- $\sigma = (D_{84}/D_{16})^{0.5}$ la desviación estándar del material
- α, β, θ = Son coeficientes, consulte la cuadro 1
- C_s = coeficiente de corrección de pendiente, ver cuadro 2
- h_d = coeficiente de ajuste de la altura de caída, ver cuadro 3

« La distribución del tamaño de grano del material del lecho se determina realizando un análisis de tamiz (ASTM DA22-63). Los valores de D_{84} y D_{16} se extraen de la distribución del tamaño de grano. Si $\sigma < 1.5$, el material se considera uniforme. Si $\sigma > 1.5$, el material se clasifica como graduado. Los valores típicos para σ son 2.10 para grava y 1.87 para arena». [7].

	α	β	θ
Profundidad (h_s)	2.27	0.39	0.06
Ancho (W_s)	6.94	0.53	0.08
Longitud (L_s)	17.1	0.47	0.1
Volumen (V_s)	127.08	1.24	0.18

Cuadro 1: Coeficiente que determina la geometría del desgaste de la alcantarilla.

[7]

Estos coeficientes se basan en estudios realizados por investigadores que determinaron que la socavación que se produce depende de la descarga en la salida de la alcantarilla. Las dimensiones de máxima de socavación se dan cuando la altura del agua es menor a la mitad de la sección. Y esta altura máxima de la socavación esta ubicada a $0.4L_s$. Los coeficientes, varían dependiendo de el valor que se esta encontrando para llegar a saber las dimensiones del desgaste fuera de la alcantarilla.

Pendiente	Profundidad	Ancho	Longitud	Volumne
0	1	1	1	1
2	1.03	1.28	1.17	1.3
5	1.08	1.28	1.17	1.3
>7	1.12	1.28	1.17	1.3

Cuadro 2: Coeficiente de corrección de pendiente (Sc)
[7]

El coeficiente de corrección de pendiente varía dependiendo de que tan larga es la alcantarilla y la geometría de la misma. Ya que entre mas larga es la sección, tendrá que tener una mayor pendiente para que el agua pueda circular con facilidad a través de esta.

H_d	Profundidad	Ancho	Longitud	Volumen
0	1	1	1	1
1	1.22	1.51	0.73	1.28
2	1.26	1.54	0.73	1.47
4	1.34	1.66	0.73	1.55

Cuadro 3: Coeficiente de ajuste de altura (H_d)
[7]

El coeficiente (h_d) es una relación entre la altura de caída y el diámetro de la alcantarilla. Se sustituye el diámetro por la profundidad equivalente la cual se explica en la sección de este documento.

2. Suelos cohesivos.

Un suelo cohesivo tiene mejores propiedades al momento de interactuar con el agua, previniendo derrumbes y una posible socavación. La expresión que determina la socavación en suelos cohesivos tiene contemplados una variación de distintos suelos para que su aplicación sea amplia.

$$\left[\frac{h_s}{y_e}, \frac{W_s}{y_e}, \frac{L_s}{y_e}, \frac{V_s}{y_e} \right] = C_s C_h (\alpha_e) \left(\frac{\rho V^2}{\tau_c} \right)^\beta \left(\frac{t}{360} \right)^\theta \quad (8)$$

[7]

- y_e = Profundidad equivalente $(A/2)^{1/2}$ (m) (pie)

- A = Área de flujo transversal, (m^2) (pie^2)
- V = velocidad media de salida, (m/s) (pie/s)
- τ_c = esfuerzo cortante crítico de tracción, (N/m^2) (lb/pie^2)
- ρ = densidad del fluido del agua, (1000 kg/m^3) (1.94 slugs/pie^3)
- $(\rho V^2)/\tau_c$ = el número de corte modificado
- $\alpha_e = (\alpha/0.63)$ para h_s, W_s, L_s . $\alpha_e = (\alpha/0.63)^3$ para V_s . Ver tabla 4.

Si no se conoce el tiempo utilizar de tiempo 30 minutos en la ecuaciones. El problema de ser un suelo cohesivo es que se tendrá un esfuerzo de tracción por corte. Este esfuerzo se expresa en la ecuación 9.

$$\tau_c = 0.001(S_v + \alpha_u) * \tan(30 + 1.73PI) \quad (9)$$

[7]

Donde:

- S_v = La resistencia al corte saturado (N/m^2) (lb/pie^2)
- α_u = Unidad de conversión constante (8630 N/m^2) (180 lb/pie^2)
- PI = Índice de plasticidad de límite de Atterberg.

	alpha	beta	theta	sigma
Profundidad (h_s)	0.86	0.18	0.1	1.37
Ancho (W_s)	3.55	0.17	0.07	5.63
Longitud (L_s)	2.82	0.33	0.09	4.48
Volumen (V_s)	0.62	0.93	0.23	2.48

Cuadro 4: Coeficiente de corrección de pendiente (S_c).

Así como existen estos factores para suelos no cohesivos, también existen para suelos cohesivos. En los factores para suelos cohesivos son menores, debido a que si hay un mejor adherencia de partículas, el desgaste del suelo no será tanto y la socavación será menor.

G. Hidráulica de las alcantarillas.

Las alcantarillas trabajan haciendo que el agua transcurra a través de ellas, entre más agua haya se empezara a tener cierta congestión debido a que se acumulará agua que está esperando su turno para poder entrar y transcurrir en la alcantarilla. Cabe resaltar que el flujo pierde velocidad a la hora del ingreso a la alcantarilla, pero no durante el paso en

la alcantarilla, y por lo regular a la hora de salir el flujo aumenta. Esto siempre y cuando empiece haber una acumulación de agua, de no ser así el flujo mantiene su velocidad y transcurre sin ningún problema por la alcantarilla.

Es importante que el alcantarillado no llegue al punto de no conducir el flujo y que empiece a haber rebalses de agua y que este pueda llegar a colapsar. El comportamiento del cauce siempre tiene que estar dentro de las dimensiones del alcantarillado para evitar que estas variaciones sucedan y provocar accidentes. Por lo tanto, existen varios factores que hacen que el flujo se mantenga controlado y que siempre tenga un comportamiento esperado. Los siguientes factores delimitan el flujo en una alcantarilla:

- El tamaño de la abertura o también se le llama área transversal.
- La geometría de la entrada.
- La longitud del alcantarillado.
- La rugosidad del alcantarillado.
- La pendiente.
- Profundidad del agua de descarga.

La profundidad del agua de descarga es uno de los factores más importantes a tomar en cuenta al momento de determinar el patrón de flujo. Por lo general, no está relacionado con la alcantarilla y se determina cuando se calcula la profundidad normal de la corriente.

Por otra parte, así como existe una profundidad de descarga, también existe la profundidad de aguas arriba o profundidad del canal de llegada. Este es el factor que interesa si se necesita saber los detalles del flujo de la alcantarilla, ya que esta profundidad delimita el potencial tendrá a tener el flujo para atravesar la alcantarilla, además que también da una medida de la capacidad que tiene la alcantarilla. Teniendo claro que la profundidad de aguas arriba está delimitada por la misma alcantarilla es fácil entender que cuando el agua fluye por la alcantarilla existe una mayor profundidad aguas arriba que una profundidad de descarga. Debido a esto se genera una constricción en la entrada de la alcantarilla, pero no siempre ser así y también haber constricción en la descarga o salida de la alcantarilla, obviamente va a depender de los factores mencionados previamente.

Si la constricción en la entrada es superior que en la salida, se está hablando que la alcantarilla está funcionando con un control de entrada, sin embargo, si ocurre lo contrario y la constricción es superior en la salida, entonces la alcantarilla funciona con un control de salida. La razón por la cual determinar en qué punto es donde se enfoca el mayor trabajo de la alcantarilla es para poder saber los tipos de flujos que podría tener la alcantarilla [1].

H. Diseño por medio de la ecuación de Manning.

Se trabaja como canal abierto, por lo que se tiene que dimensionar una altura máxima en la alcantarilla. Para las especificaciones de la región varía entre el 80 y 90 por ciento de

la altura de la alcantarilla. Con la ecuación de Manning se obtiene la velocidad de flujo.

$$v = \frac{R_h^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (10)$$

[4]

Donde:

- v = La velocidad del flujo (m/s)
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning
- R_h = Radio Hidráulico (m)
- S = Pendiente del conducto (m/m)

Luego de obtener la velocidad se procede a calcular el caudal.

$$Q = vA \quad (11)$$

[4]

Donde:

- Q = Caudal (m^3/s)
- A = Área hidráulica del conducto (m^2)

El coeficiente de Manning se encuentra tabulado dependiendo el tipo de material que se utilizará.

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos			
Metal			
Acero			
Estriado soldado	0.010	0.012	0.014
Ribeteado y en espiral	0.013	0.016	0.017
Hierro fundido			
Recubierto	0.010	0.013	0.014
No recubierto	0.011	0.014	0.016
Hierro forjado			
Negro	0.012	0.014	0.015
Galvanizado	0.013	0.016	0.017
Metal corrugado			
Subdrenaje	0.017	0.019	0.021
Drenaje de aguas lluvias	0.021	0.024	0.030
No metal			
Cemento			
Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
Mortero	0.011	0.013	0.015
Concreto			
Alcantarilla recta y libre de basuras	0.010	0.011	0.013
Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0.011	0.013	0.014
Bien terminado	0.011	0.012	0.014
Alcantarillas de aguas residuales	0.013	0.015	0.017

Cuadro 5: Coeficiente de Manning (n).

[4]

El Cuadro 5 muestra los diferentes valores para los coeficientes dependiendo del material, si se habla de un concreto para alcantarillas, regularmente el coeficiente varia entre 0.010 a 0.014 dependiendo de los agregados o calidad del concreto.

1. Coeficientes utilizados en el cálculo de alcantarillas.

Muchos de los cálculos implicados en el estudio y análisis de alcantarillas tienen ciertos coeficientes para respaldar el procedimiento que se está realizando. Básicamente son una representación de porcentajes que se agregan al cálculo para tomar en cuenta factores que no son calculables con exactitud. Con el fin de que el cálculo sea mas certero y eficiente, se opta por incorporar coeficientes que abarquen estos aspectos que no se calculan fácilmente. Existen varios coeficientes que precisamente se han descrito en secciones de este documento o posteriormente se van a describir.

Coeficiente de vertedero

Este coeficiente es utilizado para prevenir un posible rebalse en la alcantarilla. Lo que asume este coeficiente es que la alcantarilla tuvo un rebalse, por lo que lo toma como que si fuese un vertedero. Se entiende que el cabezal de agua está fluyendo por la cubierta del puente. El cálculo de este coeficiente se determina por medio de la ecuación estándar de vertederos.

$$Q = CLH^{3/2} \quad (12)$$

[4]

Donde:

- C = Coeficiente de vertedero
- L = Largo del vertedero (m) (pie)
- H = Cabezal de energía (m) (pie)

Regularmente se asume un coeficiente de vertedero de 1.45, para vertederos rectangulares con una anchura de 4.6 metros y una altura igual o mayor a 0.3 metros. Para vertederos trapezoidales regularmente tienen un coeficiente mayor que varía de 1.49 a 1.7 [8].

I. Control de entrada.

Está restringido cuando el flujo tiene una mayor complicación a la hora de ingresar en la alcantarilla, esto depende de la geometría de la alcantarilla, es decir, su sección transversal de entrada, y de la sección transversal de salida. Principalmente una alcantarilla debería de trabajar bajo control de entrada, ya que es mucho más simple y evita tomar en cuenta

factores como la longitud del barril, la rugosidad, la pendiente y la profundidad del agua de descarga. Básicamente la profundidad aguas arriba se calcula tomando en cuenta el caudal o gasto y la forma de a la entrada. Regularmente el flujo en el que opera tiene altas velocidades y profundidades bajas.

En la Figura 8 se observa cuatro tipos distintos de flujos bajo el control de salida, estos flujos dependen de las condiciones de la entrada y salida de la alcantarilla; si la salida esta libre, si la salida está sumergida y la entrada esta libre, si la entrada está sumergida o si ambas están sumergidas.

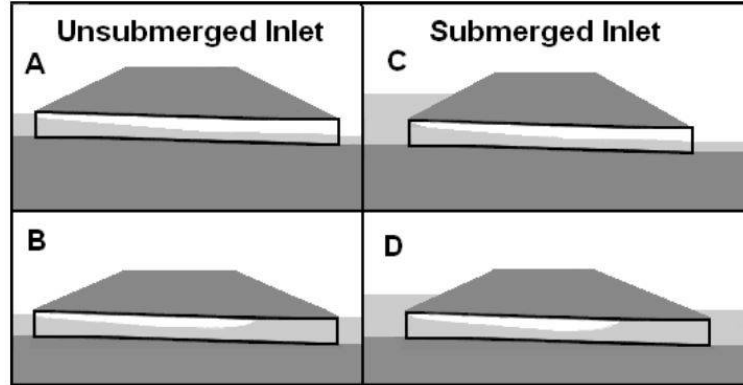


Figura 8: Tipos de control de entrada.
[7]

Estos son los tipos de control de entrada que en algún momento sucede en la aplicación de alcantarillas. Lo más importante es tener un dimensionamiento correcto y lo más eficiente posible para así tener una sección transversal óptima en la cual no haya problemas a la hora de que el afluente quiera pasar por la alcantarilla. Todos estos tipos de flujo están considerados por si en algún momento ocurre, pero lo ideal sería que en ningún momento la alcantarilla tenga que estar sumergida por la entrada ni por la salida.

1. Diseño de control de entrada.

La forma de calcular la profundidad aguas arriba se deriva básicamente en tres fórmulas generales. Las primeras dos son para condiciones no sumergidas, eso quiere decir que la cabeza de agua no superará la altura de la alcantarilla. Entre estas dos fórmulas para alcantarillas no sumergidas la primera tiene más fundamento teórico y se basa en la carga específica para la profundidad crítica, la segunda ecuación es más fácil de utilizar y es exponencial con cierta similitud a la ecuación de un vertedero. La tercera ecuación se aplica cuando la alcantarilla esté sumergida [4].

$$\frac{HW}{D} = \frac{H}{D} + K * \left[\frac{Q}{A * D^{0.5}} \right]^M - 0.5S \quad (13)$$

$$\frac{HW}{D} = K * \left[\frac{Q}{A * D^{0.5}} \right]^M \quad (14)$$

$$\frac{HW}{D} = c * \left[\frac{Q}{A * D^{0.5}} \right]^M + Y - 0.5S \quad (15)$$

Donde:

- A = Área total de la sección transversal del cilindro de la alcantarilla (pies²).
- S = Pendiente del cilindro de la alcantarilla (pies/pie).
- K, M, c, Y = constantes mostradas en la Tabla.8.

El término «-0.5S» para las ecuaciones (13) y (15) deberá ser «0.75S» cuando se usen esquinas en chaffán. Las ecuaciones (13) y (14) son aplicables hasta que $\frac{Q}{A*D^{0.5}} = 3.5$. La ecuación (3) se aplica a partir de $\frac{Q}{A*D^{0.5}} = 4$. [4]

En la Cuadro 6 se encuentra un listado de diferentes materiales y formal en los cuales las constantes K, M, c y Y tienen diferentes valores.

FORMA Y MATERIAL	DESCRIPCIÓN DEL BORDE DE LA ENTRADA	FORMA	NO SUMERGIDO		SUMERGIDO	
			K	M	C	Y
Circular	Pared con borde cuadrado	1	0.0098	2.0	0.0398	0.67
Concreto	Extremo ranurado con muro de cabezal Saliente con extremo ranurado	1	0.0078	2.0	0.292	0.74
			0.0045	2.0	0.0317	0.69
Circular	Cabezal	1	0.0078	2.0	0.0379	0.69
CMP	Con junta chaffanada hasta dar la pendiente Saliente	1	0.0210	1.33	0.0463	0.75
			0.0340	1.50	0.0553	0.54
Circular	Anillos biselado, biseles de 45° Anillos biselado, biseles de 33.7°	1	0.0018	2.50	0.0300	0.74
			0.0018	2.50	0.0243	0.83
Rectangular	Muros con aleros abocinados con ángulos de 30° y 75°	1	0.026	1.0	0.0385	0.81
En cajón	Muros con aleros abocinados con ángulos de 90° y 15° Muros con aleros abocinados a 0°	1	0.061	0.75	0.0400	0.80
			0.061	0.75	0.0423	0.82
Rectangular	Muros con aleros abocinados a 45° d=0.0430	2	0.510	0.667	0.0309	0.80
En cajón	Muros con aleros abocinados a 18° a 33.7° d=0.0830	2	0.486	0.667	0.0249	0.83
Rectangular	Muro cabezal a 90° con chaflanes a 3/4"	2	0.515	0.667	0.0375	0.79
En cajón	Muro cabezal a 90° con biseles a 45° Muro cabezal a 90° con biseles a 33.7°	2	0.495	0.667	0.0314	0.82
			0.486	0.667	0.0252	0.865
Rectangular	Chaflanes a 3/4"; cabezal con esviaje a 45°	2	0.522	0.667	0.0402	0.73
En cajón	Chaflanes a 3/4"; cabezal con esviaje a 30° Chaflanes a 3/4"; cabezal con esviaje a 15° Biseles a 45°; cabezal con esviaje de 10° a 45°		0.533	0.667	0.0425	0.705
			0.545	0.667	0.04505	0.68
			0.498	0.667	0.0327	0.75
Rectangular	Muros con aleros abocinados 45° sin transición	2	0.497	0.667	0.0339	0.803
En cajón	Muros con aleros abocinados 18.4° sin transición	2	0.493	0.667	0.0361	0.806
Chaflanes a 3/4"	Muros con aleros abocinados 18.4° sin transición Cilindro con esviaje de 30°		0.495	0.667	0.0386	0.71
Rectangular	Muros con aleros abocinados a 45° con transición	2	0.497	0.667	0.0302	0.835

FORMA Y MATERIAL	DESCRIPCIÓN DEL BORDE DE LA ENTRADA	FORMA	NO SUMERGIDO		SUMERGIDO	
			K	M	C	Y
Concreto	Lados abocinados-bordes más favorables		0.56	0.667	0.0378	0.87
Rectangular	Bordes menos favorables-pendiente abocinada	2	0.50	0.667	0.0466	0.65
Concreto	Bordes más favorables-pendiente abocinada		0.5	0.667	0.0378	0.71

Cuadro 6: Valores de K, M, c y Y según su material y forma de la alcantarilla.

[4]

Los valores K y M son factores utilizados cuando la alcantarilla no está sumergida. Los factores C y Y se utilizan cuando la alcantarilla está sumergida. Se observa la diferencia entre los factores ya que las condiciones cambian por completo cuando el elemento está sumergido, es por eso que se necesitan diferenciarlos y que existan factores para cada tipo de caso.

J. Control de salida.

El control de salida es más complejo y requiere conocer el tamaño del barril, la forma, la pendiente y la rugosidad para calcular la profundidad aguas arriba. Se considera que la alcantarilla está bajo control de salida cuando le es más difícil al flujo transcurrir a lo largo de la alcantarilla que al momento de ingresar a la misma. En la Figura 9 se muestran varios tipos de flujo que trabajan bajo control de salida.

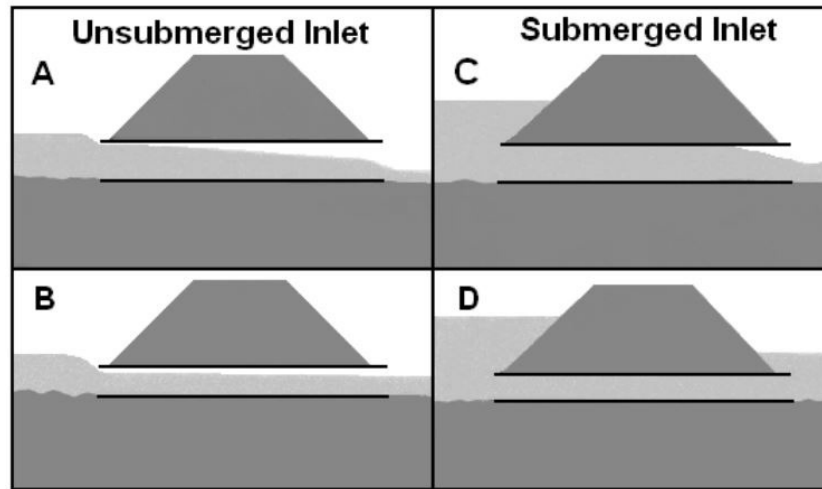


Figura 9: Tipos de control de salida.

[7]

Estos son los tipos de control de salida que suceden en la aplicación de alcantarillas, por lo que es de vital importancia comprenderlos y saber cómo sería su comportamiento, qué factores son los que lo provocan y cómo evitarlos.

1. Diseño por control de salida.

La forma en el que la alcantarilla trabaja bajo control de salida es por medio del balance de pérdidas de energía, para ello se utiliza la siguiente ecuación:

$$H_L = H_e + H_f + H_0 + H_b + H_j + H_g \quad (16)$$

[4]

Donde:

- H_L = Energía total requerida.
- H_0 = Pérdida de energía en la salida.
- H_b = Pérdida por cambio de dirección.
- H_j = Pérdida por energía en la unión.
- H_g = Pérdida de energía en las rejillas de seguridad.

Para encontrar estas pérdidas existen ecuaciones desarrolladas por investigadores que facilitan el trabajo. De manera de agilizar y reducir el tiempo búsqueda.

Cabezal de velocidad.

Es la pérdida de energía del flujo de un elemento al momento de hacer analizado bajo ciertas condiciones. Del cabezal de velocidad se derivan las fórmulas para encontrar las diferentes pérdidas.

$$H_v = \frac{v^2}{2g} \quad (17)$$

[5]

Donde:

- H_v = Cabezal de velocidad.(m)
- v = Velocidad de alcantarilla. (m/s) (pie/s)
- g = Gravedad (32.2 pie/s² o 9.81 m/s²).

Pérdida de entrada.

Es la pérdida que se genera al momento que el flujo ingresa a la alcantarilla. Básicamente es el cabezal de velocidad multiplicado por el coeficiente de entrada.

$$H_e = K_e \frac{v^2}{2g} \quad (18)$$

[5]

Donde:

- H_e = Pérdida de entrada

- K_e = Coeficiente según diferentes configuraciones de la entrada (ver cuadro 7).

TIPO DE ESTRUCTURA Y DISEÑO DE LA ENTRADA	COEFICIENTE k_e
Tubería, concreto	
Saliente del terraplén, extremo encajado (extremo ranurado)	0.2
Saliente del terraplén, extremo cortado en escuadra	0.5
Cabezal solo o cabezal y muros aleros	
Tubería con extremo encajado (extremo ranurado)	0.2
Borde en escuadra	0.5
Redondeado (radio = $1/2 D$)	0.2
Chaflanar para igualar la pendiente del talud	0.7
Sección extrema que se iguala con el talud del terraplén	0.5
Bordes biselados, biseles de 33.7° o 45°	0.2
Entrada con abocinado en los lados o en la pendiente	0.2
Tubería o tubería en arco, metal corrugado	
Saliente del terraplén (sin cabezal)	0.9
Cabezal o cabezal y muros con aleros con bordes cuadrados	0.5
Chaflanado para igualar el talud del terraplén, talud revestido o sin revestir	0.7
Sección extrema para igualar el talud del terraplén	0.5
Bordes biselados, biseles de 33.7° o 45°	0.2
Entrada abocinada en los lados o en la pendiente	0.2

TIPO DE ESTRUCTURA Y DISEÑO DE LA ENTRADA	COEFICIENTE k_e
En cajón, concreto reforzado	
Cabezal paralelo al terraplén (sin muros con aleros)	
Borde en escuadra en 3 orillas	0.5
Redondeado en 3 orillas con un radio de $1/12$ de la dimensión del cilindro, o bordes biselados en 3 orillas	0.2
Muros con aleros de 30° a 75° respecto al cilindro	
Borde en escuadra en la corona	0.4
Borde de la corona redondeado con un radio de $1/12$ de la dimensión del cilindro, o con el borde superior biselado	0.2
Muro con alero de 10° a 25° respecto del cilindro	
Borde en escuadra en la corona	0.5
Muros con aleros paralelos (prolongación de los lados)	
Borde en escuadra en la corona	0.7
Entrada abocinada en los lados o en la pendiente	0.2

Cuadro 7: Coeficiente con base en diferentes configuraciones de la entrada.

[4]

El coeficiente de entrada depende del tipo de material y el diseño de la entrada que se este analizando. La tabla incluso muestra que los factores cambian si la entrada tienen algún tipo de estructura de entrada como se muestra en la sección 6.7 de este documento.

Pérdida por fricción.

Se basa en la ecuación de Manning, ya que toma en cuenta factores como la rugosidad. La ecuación para esta pérdida también se deriva del cabezal de velocidad.

$$H_f = \frac{K_u n^2 L v^2}{R_h^{1.33} 2g} \quad (19)$$

[5]

Donde:

- H_f = Pérdida por fricción.

- $K_U = 29$ en sistema ingles y 19.63 en sistema internacional.
- n = Coeficiente de rugosidad de la dotación para una alcantarilla con material uniforme en todo el perímetro (para la rugosidad compuesta, nc).
- L = Longitud del barril de alcantarilla (pies) (m).
- R_h = Radio hidráulico del barril de alcantarilla lleno (pie) (m).
- A = Área de la sección transversal del barril (pie²) (m²).
- p = Perímetro del de la sección transversal (pies) (m).

Pérdida en la salida.

El cabezal de velocidad permite sobre-estimar las pérdidas de salida para una pérdida de transición. La velocidad descendente generalmente se descuida, en cuyo caso la pérdida de salida es igual a la altura máxima de la velocidad de flujo en el barril, como se muestra en la ecuación 20.

$$H_v = H_0 \quad (20)$$

[5]

Pérdida en barandas y rejas de seguridad.

Las barreras de seguridad deben de considerarse en la parte de la carretera, para prevenir que los automóviles vuelquen a la hora de una colisión y puedan causar daños a la estructura. También se considera si existen pendientes de rellenos muy pequeños. Según el departamento de transporte de los Estados Unidos «*Las rejillas de seguridad promueven la acumulación de escombros y la consiguiente reducción del rendimiento hidráulico. Se debe realizar un análisis exhaustivo de este potencial antes de seleccionar esta alternativa de seguridad. Las rejillas de barras colocadas verticalmente directamente contra la entrada de la alcantarilla son inaceptables. La buena práctica de diseño proporciona un área abierta entre barras de 1.5 a 3.0 veces el área de la entrada de la alcantarilla, según el volumen previsto y el tamaño de los escombros*» [5]. La pérdida por rejillas se expresa en la ecuación 21.

$$H_g = 1.5 \left(\frac{v_g^2 - v_u^2}{2g} \right) \quad (21)$$

[5]

Donde:

- H_g = Pérdida de cabeza debido a la rejilla de la barra (pies) (m).
- v_g = Velocidad entre las barras (pie/s) (m/s).

- v_u = Velocidad de aproximación (pie/s) (m/s).

En muchos casos las pérdidas por cambios de dirección, unión y rejillas se desprecian ya que son insignificantes para el análisis de la alcantarilla. Cuando esto sucede, la energía total requerida se expresa de la siguiente forma.

$$H_L = \left(1 + K_e + \frac{29n^2L}{R_h^{1.33}}\right) * \left(\frac{v^2}{2g}\right) \quad (22)$$

[5]

K. Cálculo de escurrimiento.

La forma en que el agua fluye a través de las cuencas no es debido solo cuando existe precipitación, el agua se acumula en el suelo y llegar a un punto de saturación que empieza a fluir. Este fenómeno depende de factores como el tipo de suelo, la vegetación, y las características producidas por el hombre. El escurrimiento es el volumen de agua que se rebalsa de un depósito, cauce natural o artificial, se divide en superficial, subsuperficial y subterráneo. El escurrimiento superficial es básicamente un exceso de precipitación que no se pudo infiltrar en el suelo, este escurrimiento se mueve en la superficie siguiendo las líneas de los cauces. El escurrimiento subsuperficial es el agua que logro infiltrarse en el suelo, su movimiento es más lento que el superficial por lo que tarda más en llegar al cauce. En algunos casos sale a la superficie e incorporarse al escurrimiento superficial o pueda profundizarse más y volverse un escurrimiento subterráneo. El escurrimiento subterráneo es el más lento, viaja por los estratos hasta llegar a los niveles freáticos [9].

El escurrimiento total se comprende como la incorporación de estos tres tipos de escurrimientos, los cuales se dividen en dos clases más de escurrimientos. El escurrimiento directo, conformado por el superficial y subsuperficial. El escurrimiento base o caudal de estiaje, integrado por el subsuperficial y subterráneo.

Al momento de calcular obras hidráulicas, como una alcantarilla tipo cajón, es de importancia realizar el cálculo del escurrimiento que este debe conducir. La mayoría de los métodos que calculan el escurrimiento dependen de factores como el área de drenaje, tiempo de concentración, la precipitación y otros factores.

1. Método racional.

Este método calcula la mayor cantidad de flujo, se usa para calcular es escurrimiento máximo ante un fenómeno pluvial. El método tiene una base numérica empleada por Kuitichiling en 1889. A lo largo de los años el método se ha ido perfeccionando hasta llegar a la siguiente ecuación:

$$Q_p = A * ci \quad (23)$$

[1]

Donde:

- Q_p = Esguerrimiento máximo (m^3/s)
- C = Coeficiente de esguerrimiento
- A = rea de drenaje (m^2)
- I = Intensidad de la precipitaci3n (m/h)

El coeficiente de esguerrimiento es un factor que incorpora la infiltraci3n, evaporaci3n o evapotranspiraci3n que existe. El valor de este coeficiente varía de 0.0 hasta 1.0. Este valor se toma de forma empírica teniendo las condiciones del terreno y las características del suelo. El Cuadro 8 muestra los distintos valores que se le dan al coeficiente de esguerrimiento según las características mencionadas.

Condici3n de relieve y vegetaci3n	Textura del suelo		
	Franco arenoso	Franco limoso y franco arcilloso	Arcilloso
Bosque o monte			
Plano (0 - 5 %)	0.10	0.30	0.40
Ondulado (5 - 10 %)	0.25	0.35	0.50
Colinado (10 - 30 %)	0.30	0.50	0.60
Pastura			
Plano (0 - 5 %)	0.10	0.30	0.40
Ondulado (5 - 10 %)	0.16	0.36	0.55
Colinado (10 - 30 %)	0.22	0.42	0.60
Cultivado			
Plano (0 - 5 %)	0.30	0.50	0.60
Ondulado (5 - 10 %)	0.40	0.60	0.70
Colinado (10 - 30 %)	0.52	0.72	0.82

Cuadro 8: Coeficiente de esguerrimiento según Freverst.

El principal factor que toma en cuenta el coeficiente de esguerrimiento es la condici3n del relieve y la vegetaci3n, ya que si la pendiente es alta el coeficiente aumentará. De igual manera, el tipo de suelo juega un factor importante al momento de calcular el esguerrimiento.

2. Método NRCS.

Por sus siglas en ingles *Natural Resources Conservation Service*, anteriormente conocido como *Soil Conservation Service (SCS)*, es el método mundialmente más utilizado para el cálculo de esguerrimiento debido a su facilidad de uso, ya que todo su cálculo esta tabulado. El método consiste básicamente en calcular un hidr3grafo de esguerrimiento sintético para la evaluaci3n de la transformaci3n de la lluvia a escorrentía. Este método es aplicable al momento de disenar alcantarillas, así como otras obras hidráulicas. El inconveniente que

presenta es que en áreas mayores a 25 millas cuadradas empieza a perder su validez y deja de ser preciso debido a que las características de la cuenca empiezan a cambiar por lo que el patrón de lluvias presentaría variaciones [10].

Hidrógrafo adimensional.

Es la relación entre el escurrimiento y el tiempo de un fenómeno pluvial. En la figura 10 se observa claramente cómo se comporta el escurrimiento a lo largo del tiempo, teniendo una pronunciación mayor en la parte ascendente, llega a su punto máximo y empieza a decrecer con más suavidad. Por lo general todos los hidrógrafos presentan este comportamiento, debido a que antes de un fenómeno pluvial existe una corriente previa natural conocida como línea base. Cuando llega una tormenta o cualquier tipo de precipitación es cuando se genera un escurrimiento directo, que se ve en la figura 10 como la curva ya que aumenta la cantidad de flujo que lleva el afluente y poco a poco a lo largo del tiempo disminuye hasta llegar otra vez a la línea base.

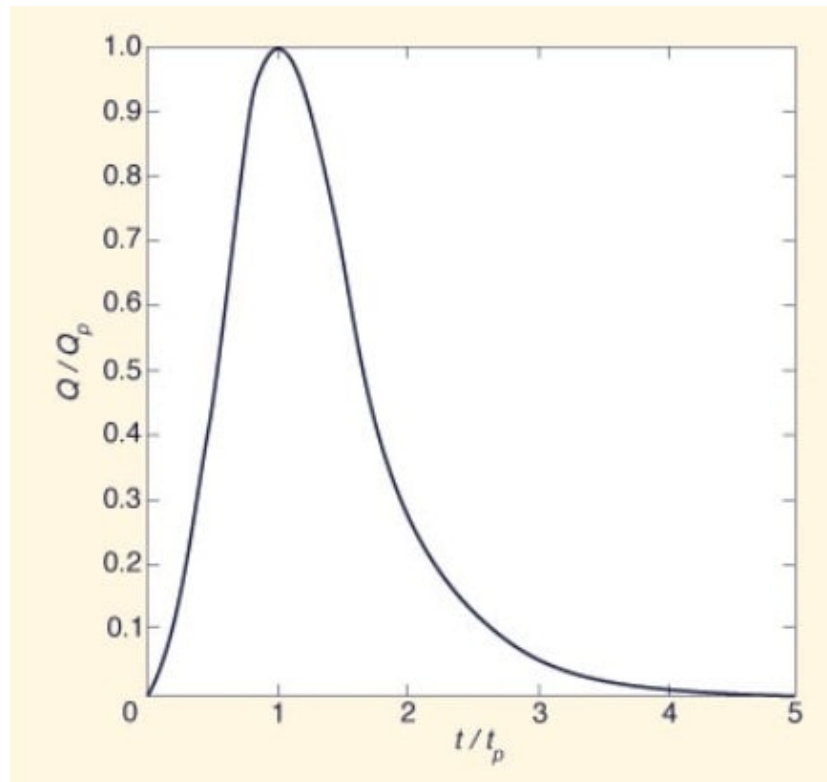


Figura 10: Hidrógrafo unitario adimensional [6]

La gráfica es adimensional debido a que si se observa el eje del tiempo se observa que es t/t_p donde t_p es el tiempo para el punto máximo del hidrógrafo, por lo que no se tiene una dimensión sino una porcentaje o fracción del tiempo. De igual manera ocurre con el escurrimiento donde q_p es el escurrimiento máximo. Por esa razón cuando se llega al escurrimiento y al tiempo máximo, la gráfica muestra los valores de 1, ya que en ese momento la división

sería entre el mismo valor [1].

L. Diseño de alcantarillas.

Para realizar un diseño de alcantarilla correcto es importante saber dos conceptos fundamentales, el resultado que se logrará y los factores que se tienen que tomar en cuenta para construir. Al momento de emprender el diseño ya se tiene que tener una idea de cuál sería el producto terminado considerando elementos que son básicos y fundamentales en una alcantarilla. Dentro de estos elementos entra el tamaño de la alcantarilla y cuantas celdas se van a utilizar. La orientación del producto terminado, toma en cuenta la dirección del flujo para colocar la entrada y salida, así como la pendiente que tendrá la alcantarilla. Además, el diseñador tiene que hacer proyecciones de cómo se podrá ver la alcantarilla para garantizar una capacidad hidráulica y de mantenimiento para que sea duradera.

Existen dos casos generales para el diseño de alcantarillas, el primero es la construcción de una alcantarilla nueva lo que significa una alcantarilla ubicada en un terraplén nuevo. Y el segundo es el reemplazo de una alcantarilla previamente existente, donde ya existe un terraplén y un cauce conocido. La elaboración de una alcantarilla requiere cumplir ciertos requisitos y pasos para garantizar que cumpla con todos los aspectos hidráulicos que conforman a este elemento. A continuación, se enlistan los pasos que se considerarán para la elaboración de una alcantarilla tipo cajón desde el área hidrológica e hidráulica de la ingeniería. Muchos de los pasos que se mencionaran a continuación deberían de ser calculados con equipo especial el cual obtendría los datos reales que se necesitan para un procedimiento mas certero y preciso.

1. **Determinar la tormenta de diseño y el método de cálculo.**

Para una alcantarilla la tormenta de diseño tiene que ser de al menos 100 años calculada con el método NRCS.

2. **Determinar la elevación permisible de la cabecera.**

Es un factor importante para el diseño de la alcantarilla, constituye a la elevación máxima que llega a ser la tormenta de diseño. Regularmente esta altura está en regulaciones gubernamentales y la corona corriente arriba de la alcantarilla o el punto más bajo de la parte superior del terraplén, sino queda a criterio del diseñador. El diseño será más económico entre más alto sea la altura ya que el barril o entrada de la estructura será más pequeño, el problema son las consecuencias que causa en la salida de la estructura, esto podría provocar una alcantarilla por control de salida y eso no es lo más recomendable.

3. **Delinear la cuenca colectora y calcular la descarga de diseño.**

Con la ayuda de *software* como *Qgis* o *HEC-RAS* el diseñador delimita la cuenca y simular el escurrimiento que llega a tener. Además, el diseñador tiene que contemplar las condiciones del suelo a futuro.

4. **Determinar el nivel de agua de descarga corrientes abajo.**

Es un factor muy importante ver que no exista alguna obstrucción o remanso que pueda detener el cauce del agua. Si no existe este inconveniente en la ubicación de la

alcantarilla pues se calcula la profundidad normal de la corriente utilizando la ecuación de Manning. Si no es así se tiene que dimensionar por medio del método de control de entrada y control de salida. Regularmente cuando se diseña con la ecuación de Manning se sobredimensiona la alcantarilla porque se tiene que garantizar que sea de flujo abierto, por lo que es recomendable dimensionar utilizando el otro método. Si se presenta un remanso se utiliza el software *HEC-RAS* que facilita el cálculo.

5. Seleccionar el tamaño y la forma de la alcantarilla.

Se hace la primera prueba seleccionando las dimensiones de la alcantarilla, el barril, los muros laterales y la sección de entrada.

6. Se calcula la elevación de la cabecera.

Esta elevación dependerá si la elevación de cabecera admisible es menor, se tendrá que buscar un barril más pequeño, ahora bien, si es mayor, él barril tiene que aumentar. Lo que se ando buscando es que la elevación de cabecera sea igual o levemente menor a la admisible para cumplir este requerimiento.

7. Se acepta el tamaño del barril.

Se busca la posición en la que se colocara la alcantarilla, enfocándose en la pendiente y su disposición horizontal.

8. Revestimiento de guarnición.

Se tiene que considerar un revestimiento de guarnición para la salida y para la entrada. Este revestimiento se detalla en la sección 4.16.

1. Revestimiento de guarnición.

También se conoce como Escollera. Se tiene que considerar que este revestimiento es para la salida y la entrada de la alcantarilla. Se hace con el fin de evitar erosiones, posible socavación y disipar la velocidad del flujo. La implementación de la escollera depende de ciertos factores que van a depender del lugar en donde se coloque la alcantarilla.

Tipo de piedra.

Regularmente tienen que ser duras y angulares, pero todo depende del terreno donde se realizará la alcantarilla. Es preferible utilizar piedras de los alrededores que cumplan las condiciones. No es aconsejable traer material de otros lugares, ya que se pierde la idea de un cuerpo de agua natural.

Tamaño de piedra.

El tamaño adecuado promedio de piedras a utilizar se calcula por medio de la siguiente ecuación.

Para sistema inglés:

$$d_{50} = \frac{0.02}{TW} * \left(\frac{Q}{D_0}\right)^{4/3} \quad (24)$$

[1]

Para sistema internacional:

$$d_{50} = \frac{0.044}{TW} * \left(\frac{Q}{D_0}\right)^{4/3} \quad (25)$$

[1]

Donde:

- d_{50} = Tamaño mediano de la piedra (pies) (m).
- TW = Profundidad del agua de descarga (pies) (m)
- Q = Caudal de diseño (pie^3/s) (m^3/s)
- D_0 = Ancho máximo de la alcantarilla (pies) (m)

Espesor del revestimiento de piedra.

Cuando se utiliza un revestimiento con tela de filtro entre las piedras, la capa de piedras tiene que ser tres veces que el tamaño mediano de la piedra, sino se utiliza este revestimiento de tela, la capa solo sería dos veces el tamaño de la piedra.

Longitud de escollera.

Si la profundidad del agua de descarga de diseño (TW), es mayor o igual que $1/2D_0$ se tendrá que utilizar las ecuaciones 26 o 27, dependiendo del sistema con el que se este trabajando.

Para sistema inglés.

$$L_a = \frac{3Q}{D_0^{3/2}} \quad (26)$$

[1]

Para sistema internacional.

$$L_a = \frac{5.4Q}{D_0^{3/2}} \quad (27)$$

[1]

Donde:

- L_a = Longitud de la escollera (m) (pies).

Sin embargo, si la profundidad del agua de descarga de diseño (TW), es menor o igual que $1/2D_0$ se tendrá que utilizar las ecuaciones 28 o 29, dependiendo del sistema con el que se este trabajando.

Para sistema inglés.

$$L_a = \frac{1.8Q}{D_0^{3/2}} + 7D_0 \quad (28)$$

[1]

Para sistema internacional.

$$L_a = \frac{3.26Q}{D_0^{3/2}} + 7D_0 \quad (29)$$

[1]

Si se tiene una altura de descarga menor a la mitad del ancho de la sección, significa que la alcantarilla tiene una amplitud considerable, esto da a entender que tiene la capacidad para que ingrese un caudal de mayor magnitud, por lo que la longitud de la escollera tiene que ser mayor.

Ancho de la escollera.

Si existe un canal, el ancho de la escollera será el ancho del canal. Además, se tiene que revestir las paredes 1 pie arriba de la profundidad de descarga de diseño. La altura adicional que es otro pie se le denomina margen libre y es por seguridad. Ahora si no existiera un canal después de la salida de la alcantarilla se calcula el ancho de la guarnición (W). Si la profundidad del agua de descarga de diseño (TW), es mayor o igual que $1/2D_0$ se tendrá que utilizar la siguiente ecuación.

$$W = 3D_0 + 0.4L_a \quad (30)$$

[1]

Si la profundidad del agua de descarga de diseño (TW), es menor o igual que $1/2D_0$ se tendrá que utilizar la siguiente ecuación.

$$W = 3D_0 + L_a \quad (31)$$

[1]

Utilizando el mismo análisis que para la longitud de escollera, el ancho de la misma también será mayor si la profundidad de descarga es menor al ancho de la sección de la alcantarilla.

El revestimiento para la entrada de la alcantarilla es más sencillo que el de salida e incluso podría ser el mismo. Se empieza calculando la velocidad en la entrada de la alcantarilla utilizando la ecuación de continuidad, que se expresa en la siguiente ecuación.

$$A_1 v_1 = A_2 v_2 \quad (32)$$

Donde A_1 y A_2 representan las áreas en la entrada y la salida de la alcantarilla, respectivamente y v_1 y v_2 representan las velocidades en la entrada y la salida de la alcantarilla respectivamente.

La velocidad en la entrada se encuentra fácil, ya que en la mayoría de las veces la alcantarilla no cambia su sección por lo que las áreas serian iguales, eso hace que las velocidades en la entrada sea la misma que en la salida. Cabe resaltar que, si la alcantarilla es uniforme y no cambia sus secciones, el revestimiento de guarnición seria el mismo tanto en la entrada como en la salida. Si no, se hace el mismo procedimiento utilizando los datos correspondientes para cada una de las secciones.

M. Compactación de suelos.

La compactación de suelos permite una mejor resistencia del suelo al momento de colocar la cimentación de una estructura debido a que elimina espacios de aire que evitan una mayor capacidad de cargas. También ayuda a disminuir la cantidad de material no deseado. La compactación del suelo se mide por medio del grado de su peso unitario seco, esto se refiere a la cantidad de humedad óptima que debe de tener el suelo para ser compactado. La figura 9 describe como a medida que se aumenta la cantidad de humedad se va teniendo una mejor compactación hasta llegar a un punto cumbre donde empieza a disminuir el peso unitario seco del suelo.

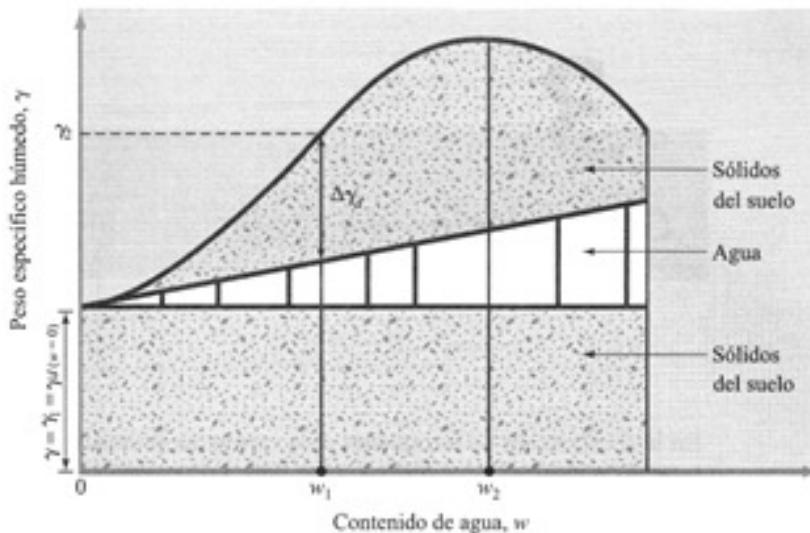


Figura 11: Principio de compactación
[11]

Siendo w el contenido de humedad en el eje x de la gráfica y en el eje y la unidad de

peso húmedo γ . Se observa que cuando la humedad es cero el peso húmedo será igual a la unidad de peso seco (γ_d).

$$\gamma = \gamma_d = \gamma_1 \quad (33)$$

Cuando se aumenta la cantidad de humedad se llegará a un punto óptimo (w_2) donde la compactación se tiene que realizar. Más allá de ese contenido de humedad el peso unitario seco no será el adecuado. Este punto máximo de contenido de humedad se le denomina *contenido de humedad óptimo*.

1. Pruebas Proctor estándar.

Esta prueba se rige bajo la norma *ASTM D-698* y *AASHTO T-99*. El equipo consiste en un molde de 101.6 mm de diámetro con un volumen de 943.3 m^3 , el cual se une a una placa base en un extremo y en la parte superior se le coloca una extensión. Se precisa de un martillo de un peso de 24.4 N (2.5 kg) el cual cumplirá la función de compactar el suelo.

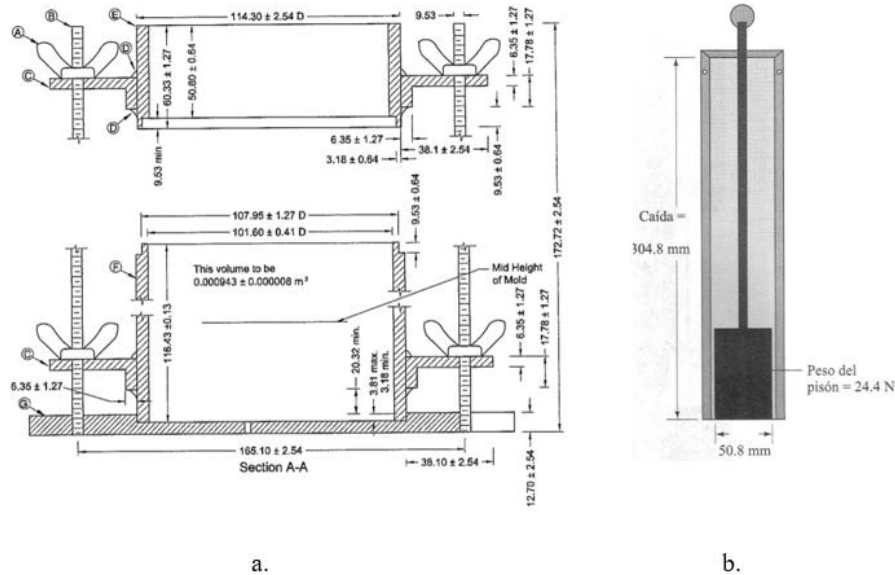


Figura 12: Equipo para pruebas Proctor.

[12]

El procedimiento principal es mezclar el suelo con agua variando la cantidad dependiendo del estrato que se está utilizando. Se coloca la primera capa de suelo en el molde y con el martillo se propician 25 golpes desde la caída señalada en la figura 12b. Se repite este procedimiento hasta llegar a tener tres capas de compactación. Si se conoce el contenido de humedad se conoce el peso unitario seco calcándolo de la siguiente forma.

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w\%}{100}} \quad (34)$$

[12]

Donde:

- $w\%$ = Porcentaje de contenido de humedad.

A medida que el grado de saturación aumenta se obtiene el peso unitario seco máximo y el contenido de humedad óptimo para ese estrato de suelo. Esto basándose en el peso unitario seco se traza en función del contenido de húmedas, por lo obtener una gráfica similar a la Figura 11 [11].

Por otro lado, cuando se tiene un grado de saturación máxima, es decir, no existe aire en los espacios vacíos el peso unitario se determina de la siguiente forma.

$$\gamma_{cva} = \frac{G_s \gamma_a}{1 + w * G_s} = \frac{\gamma_w}{1 + \frac{1}{G_s}} \quad (35)$$

[12]

Donde:

- γ_{cva} = Peso unitario con cero vacíos.
- γ_w = Peso unitario de agua.
- $e = G_s w$ = Radio del hueco.
- G_s = Peso específico de sólidos del suelo.
- w = Contenido de humedad.

La clave para tener una exitosa prueba Proctor estándar es determinar el peso específico del suelo, conocer el peso unitario del agua y suponer valores de humedad para poder trazar la gráfica hasta encontrar el peso unitario seco máximo y el contenido de humedad óptimo para hacer la compactación de suelos.

2. Pruebas Proctor modificado.

Esta prueba se rige bajo las normas *ASTM D-1557* y *AASHTO T-180*. Consiste en hacer básicamente lo mismo que en la prueba Proctor estándar solo que difiere el peso del martillo y la cantidad de capas que se colocaran en el molde. Estudios en limos arcillosos y arcilla limosa dieron como resultado que a medida que aumenta el esfuerzo de compactación, el peso unitario seco máximo incrementa, mientras que el contenido de humedad óptimo disminuye. Sin embargo, se tiene que tener en cuenta que el grado de compactación no es proporcional al esfuerzo de compactación.

Para este procedimiento se utiliza el mismo volumen del molde (943.3 m^3), serán 5 capas de suelo y 25 golpes por cada capa, el martillo tendrá un peso de 44.5 N (4.536 kg) y su caída será de 457.2 milímetros. La forma de calcularlo es de la misma manera que la prueba

de Proctor estándar. Para observar la diferencia de energía de compactación entre las dos pruebas se cuenta con la siguiente forma de cálculo

$$E = \frac{\#de\ golpes\ por\ capa * \#de\ capas * peso\ del\ martillo(kN) * altura\ de\ caída(m)}{Volumen\ del\ molde\ (m^3)} \quad (36)$$

[13]

N. Movimiento del agua a través de suelos.

El agua se filtra a través del suelo por medio de poros interconectados que existen en el mismo, no importa que tan compacto sea el suelo y que tengo pocos espacios de aire. Es importante tomar en cuenta la permeabilidad y la capacidad de infiltración al momento de realizar estructura que estén en contacto con agua directamente.

1. Permeabilidad o conductividad hidráulica.

Depende principalmente del tipo de suelo ya que en ellos varían los tamaños de los poros, tamaño del grano, la relación de vacíos y el grado de saturación. Existen ya valores tabulados de permeabilidad que varían dependiendo del tipo de suelo, la ecuación 37 para encontrar la permeabilidad absoluta.

$$k = \frac{\gamma_w}{\eta} * K \quad (37)$$

[11]

Donde:

- k = Permeabilidad del suelo.
- γ_w = Peso unitario del agua.
- η = Viscosidad del agua.
- K = Permeabilidad absoluta.

El Cuadro 9 muestra los valores de permeabilidad dependiendo del tipo de suelo en centímetros partido segundos.

Tipo de suelo	k (cm/s)
Grava limpia	100 – 1
Arena gruesa	1.0 – 0.01
Arena fina	0.01 – 0.001
Arcilla limosa	0.001 – 0.00001
Arcilla	0.000001

Cuadro 9: Permeabilidad del suelo.

[11]

Se observa como los suelos mas granulares y con menor cohesión tienen una alta permeabilidad, y entre mayor cohesión tiene se tiene un grado de permeabilidad muy bajo.

2. Suelos utilizados como relleno envolvente.

Según la *AASHTO M 145* describe tipos de suelos aconsejables para el relleno de alcantarillas. Las tensiones que sufre la alcantarilla son sensibles a la rigidez relativa del suelo, por lo tanto, la calidad del suelo tiene que ser la indicada para lograr los requisitos de diseño. El Cuadro 10 muestra la clasificación de los suelos utilizando los límites de prueba.

Clasificación general	Materiales limo-arcilla (más del 35% de la muestra que pasa la malla No. 200)			
	<i>A-4</i>	<i>A-5</i>	<i>A-6</i>	<i>A-7</i> <i>A-7-5*</i> <i>A-7-6†</i>
Clasificación de grupo				
Análisis por cribado (porcentaje que pasa por las mallas)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por la malla No. 40				
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos	Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Tasa general de los sobrantes	De mediano a pobre			
*Para <i>A-7-5</i> , $PI \leq LL - 30$				
†Para <i>A-7-6</i> , $PI > LL - 30$				

Cuadro 10: Clasificación de suelos granulares y limo-arcilla.

[11]

Clasificación general	Materiales limo-arcilla (más del 35% de la muestra que pasa la malla No. 200)			
	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6†
Clasificación de grupo	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6†
Análisis por cribado (porcentaje que pasa por las mallas)				
No. 10				
No. 40				
No. 200	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características de la fracción que pasa por la malla No. 40				
Límite líquido	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Tipos usuales de materiales componentes significativos		Suelos limosos		Suelos arcillosos
Tasa general de los sobrantes		De mediano a pobre		
*Para A-7-5, $PI \leq LL - 30$				
†Para A-7-6, $PI > LL - 30$				

Cuadro 11: Clasificación de suelos granulares y limo-arcilla.

[11]

El grupo A-1 es un tipo de suelo que su material típico es una mezcla bien graduada de fragmentos de piedra o arenilla, arena gruesa, arena fina y un aglomerante de suelo no plástico o débilmente plástico. Sin embargo, este grupo tampoco incluye fragmentos, grava, arena gruesa, cenizas volcánicas etc. sin aglutinante del suelo.

Las investigaciones y todo el trabajo que ha realizado la *FHWA* sobre los tipos de suelo brinda argumentos acertados de las características de los suelos. El suelo A-2, «grupo incluye una amplia variedad de materiales "granulares" que están en el límite entre los materiales que pertenecen a los Grupos A-1 y A-3. Incluye todos los materiales que contienen 35 por ciento o menos que pasan por el tamiz de 75 μm (No. 200) que no se clasifican como A-1 o A-3, debido al contenido de finos o la plasticidad o ambos, más allá de las limitaciones para esos grupos». El suelo A-3 tiene un «material típico de arena fina de playa o la arena fina del desierto sin finos de arcilla o limo o con una cantidad muy pequeña de limo no plástico. El grupo incluye también mezclas depositadas de arena fina poco graduada y cantidades limitadas de arena gruesa y grava» [12].

Ñ. Cargas verticales de suelo (EV).

Las cargas verticales producidas por el suelo es básicamente el empuje que tiene que realizar el suelo por su peso propio y por las cargas externas, que en el caso de las alcantarillas es gracias a cargas vivas vehiculares y el agua. Para realizar un análisis completo de todos los efectos que produce el suelo se necesita una modificación de las cargas de suelo para considerar la interacción suelo-estructura.

1. Instalación en zanja o bajo terraplén.

La carga total del suelo sin mayorar que actúa en la alcantarilla en el caso de que esté bajo terraplén se expresa de la siguiente manera.

$$W_e = F_e \gamma_s B_c H \quad (38)$$

$$F_e = 1 + 0.2 \frac{H}{B_c} \quad (39)$$

Para instalaciones en zanja.

$$W_e = F_t \gamma_s B_c H \quad (40)$$

$$F_e = \frac{C_d B_d^2}{H B_c} \leq F_e \quad (41)$$

En el cual.

[14]

Donde:

- W_E = Carga de suelo total no mayorada (kip/pie)
- B_c = Ancho exterior de la alcantarilla como se especifica en las figuras 13 o 14, según corresponda (pie)
- H = Profundidad del relleno como se especifica en las figuras 13 o 14 (pie)
- F_e = Factor de interacción suelo-estructura para instalaciones bajo terraplén
- F_t = Factor de interacción suelo-estructura para instalaciones en zanja.
- γ_s = Densidad del relleno (kip/pie³).
- B_d = Ancho horizontal de la zanja como se especifica en la Figura 15 (pie).
- C_d = Coeficiente especificado en la Figura 15.

Las figuras 13 y 14 muestran un ejemplo donde se representan los términos en las ecuaciones 38, 39, 40 y 41 detallando cuales serian las dimensiones y que representan en el plano de la sección de la alcantarilla.

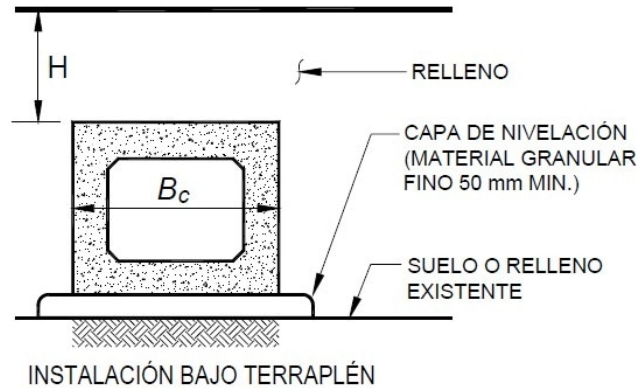


Figura 13: Instalación bajo terraplén.
[15]

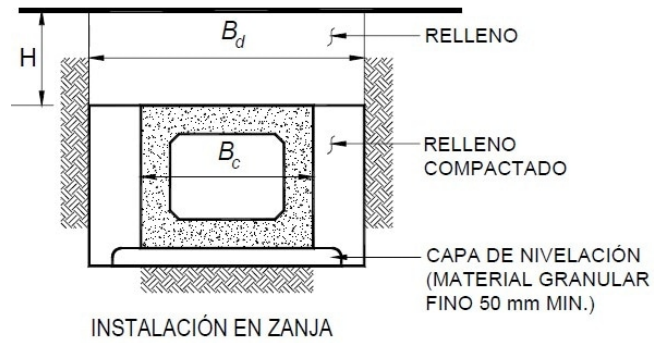


Figura 14: Instalación en zanja.
[15]

La Figura 15 muestra la gráfica de donde se obtiene el coeficiente para la instalación de zanjas, el cual depende del tipo de suelo que se utilizará para el relleno. Se determina también por medio de ecuación.

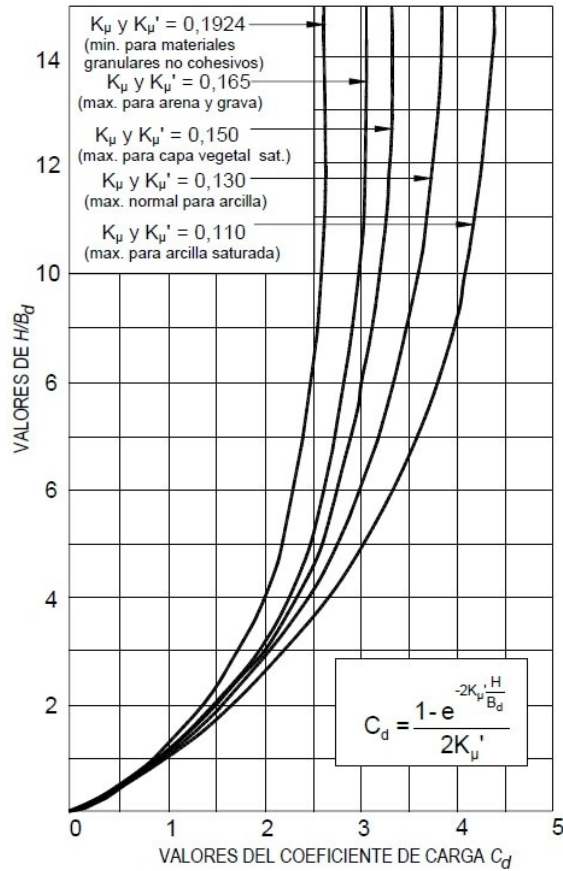


Figura 15: Coeficiente Cd para instalaciones en zanja.
[15]

F_e no debe exceder 1.15 para instalaciones con relleno compactado a lo largo de los lados de la sección de la alcantarilla, o 1.40 para instalaciones con relleno no compactado a lo largo de los lados de la sección de la alcantarilla.

O. Cargas horizontales del suelo (EH).

Las cargas debidas al empuje horizontal del suelo se deben a que también existe un empuje realizado por el suelo hacia la alcantarilla. En esta sección se obviará una presencia directa del agua, sino que se trabajará con el método del fluido equivalente.

1. Método del fluido equivalente para estimar empujes laterales de Rankine.

Este método aplica únicamente si existe un drenaje libre del agua impidiéndole crear fuerzas a la alcantarilla, ya que así se utiliza la presión básica de la tierra. Para que el relleno califique como un drenaje libre, tiene que ser material granular <5% pasando un

tamiz No 200. Para encontrar la presión de tierra se hace uso de la ecuación 42.

$$P = \gamma_{eq}Z \quad (42)$$

[14]

Donde:

- P = Presión básica de la tierra (ksf).
- Δ = Movimiento de la parte superior de la pared requerido para alcanzar la presión mínima activa o pasiva máxima mediante inclinación o traslación lateral (pie).
- γ_{eq} = peso unitario del fluido equivalente del suelo. (no menos de 0,030 (kef))
- H = Altura de la pared (pie).
- Z = profundidad debajo de la superficie del suelo (pie)

Se supondrá que la carga resultante lateral debido al peso del suelo se ubica a una altura de $H/3$ tomando de referencia la base de la pared. Siendo H la altura de la pared, desde en la superficie del relleno hasta la base de la alcantarilla.

Los valores típicos para pesos unitarios de fluido equivalente para diseño de paredes que no excedan los 20 pies se encuentran en el Cuadro 12.

Type of Soil	Level Backfill		Backfill with $\beta = 25$ degrees	
	At-Rest γ_{eq} (kef)	Active $\Delta/H = 1/240$ γ_{eq} (kef)	At-Rest γ_{eq} (kef)	Active $\Delta/H = 1/240$ γ_{eq} (kef)
Loose sand or gravel	0.055	0.040	0.065	0.050
Medium dense sand or gravel	0.050	0.035	0.060	0.045
Dense sand or gravel	0.045	0.030	0.055	0.040

Cuadro 12: Valores para pesos unitarios del fluido equivalente del suelo γ_{eq} .

[14]

La magnitud de la componente vertical del empuje del suelo resultante cuando existe una inclinación del relleno se determina con las ecuaciones 43 y 44.

$$P_v = P_h \tan \beta \quad (43)$$

$$P_a = 0.5\gamma_{eq}H^2 \quad (44)$$

[14]

Donde:

- β = Ángulo de relleno respecto a la horizontal.

Se tiene que observar que si el relleno esta inclinado habrá un componente vertical y horizontal del empuje de suelo resultante. El componente vertical se extiende a partir del talón del muro de la alcantarilla [14].

2. Coeficiente de empuje lateral en reposo.

Este coeficiente es aplicable a suelos consolidados, muros verticales y terrenos nivelados, es decir, que no exista irregularidades en el terreno o relleno inclinado. El coeficiente de empuje lateral en reposo se deberá tomar como.

$$k_o = 1 - \sin \phi'_f \quad (45)$$

[14]

Donde:

- ϕ'_f = Ángulo efectivo de fricción del suelo.
- k_o = Coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

Si el suelo es sobreconsolidado podría asumirse el coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo esta en función de la relación de sobreconsolidación y se expresa de acuerdo a la ecuación 47.

$$k_o = (1 - \sin \phi'_f)(OCR)^{\sin \phi'_f} \quad (46)$$

[14]

- OCR = Índice de sobreconsolidación.

«No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno» Para arenas ligeramente sobreconsolidadas, k_o está en el rango de 0.4 a 0.6. Para arena altamente sobreconsolidada, k_o esta en el orden de 1.0 (OCR = 1 a 2). Para alcantarillas en donde el empuje de suelo podría ser de beneficio para reducir las solicitaciones de otras cargas y fuerzas, se estaría tomando únicamente en cuenta el empuje del suelo que se tendrá la certeza que estará de forma permanente. Si no existiera información suficiente se estimaría una reducción del 50 %, permitiendo tener un momento máximo positivo en la losa superior. también permite un calculo mas preciso de las solicitaciones en presencia de empuje de suelo [14].

3. Coeficiente de empuje lateral activo

Los valores del coeficiente de empuje lateral activo están basados en la teoría de presión de tierra de Coulomb. Lo que dice la teoría es tomar la falla como si fuera un plano, tomando

la fricción entre el muro y el suelo de relleno. Los valores del coeficiente de empuje lateral activo se representan como:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f')}{\Gamma[\sin(\theta)^2 \sin(\theta - \delta)]} \quad (47)$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f' + \delta) \sin(\phi_f' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}}\right]^2 \quad (48)$$

[14]

Donde:

- δ = Ángulo de fricción entre el relleno y la pared tomado como se especifica en el cuadro 13 (grados)
- β = Ángulo de relleno a la horizontal como se muestra en la Figura 16 (grados).
- θ = Ángulo de la cara posterior de la pared a la horizontal como se muestra en la Figura 16 (grados).
- ϕ_f' = Ángulo efectivo de fricción interna (grados).

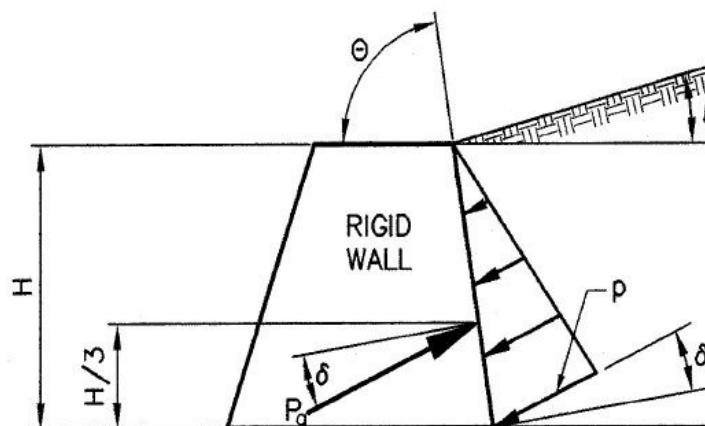


Figura 16: Notación para presión efectiva del suelo.

[14]

Interface Materials	Friction Angle, δ (degrees)	Coefficient of Friction, $\tan \delta$ (dim.)
Mass concrete on the following foundation materials:		
• Clean sound rock	35	0.70
• Clean gravel, gravel-sand mixtures, coarse sand	29 to 31	0.55 to 0.60
• Clean fine to medium sand, silty medium to coarse sand, silty or clayey gravel	24 to 29	0.45 to 0.55
• Clean fine sand, silty or clayey fine to medium sand	19 to 24	0.34 to 0.45
• Fine sandy silt, nonplastic silt	17 to 19	0.31 to 0.34
• Very stiff and hard residual or preconsolidated clay	22 to 26	0.40 to 0.49
• Medium stiff and stiff clay and silty clay	17 to 19	0.31 to 0.34
Masonry on foundation materials has same friction factors.		
Steel sheet piles against the following soils:		
• Clean gravel, gravel-sand mixtures, well-graded rock fill with spalls	22	0.40
• Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17	0.31
• Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	14	0.25
• Fine sandy silt, nonplastic silt	11	0.19
Formed or precast concrete or concrete sheet piling against the following soils:		
• Clean gravel, gravel-sand mixture, well-graded rock fill with spalls	22 to 26	0.40 to 0.49
• Clean sand, silty sand-gravel mixture, single-size hard rock fill	17 to 22	0.31 to 0.40
• Silty sand, gravel or sand mixed with silt or clay	17	0.31
• Fine sandy silt, nonplastic silt	14	0.25
Various structural materials:		
• Masonry on masonry, igneous and metamorphic rocks:		
o dressed soft rock on dressed soft rock	35	0.70
o dressed hard rock on dressed soft rock	33	0.65
o dressed hard rock on dressed hard rock	29	0.55
• Masonry on wood in direction of cross grain	26	0.49
• Steel on steel at sheet pile interlocks	17	0.31

Cuadro 13: Ángulo de fricción para diferentes materiales.

[14]

Si el ángulo de relleno a la horizontal es 0° , y el ángulo de la cara posterior de la pared a la horizontal en 90° , se podrá encontrar los valores de δ y ϕ'_f en el Cuadro 14.

$\downarrow \phi$ (grados)	δ (grados) \rightarrow					
	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2089	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

Cuadro 14: Valores de k_a cuando $\beta = 0^\circ$ y $\theta = 90^\circ$

[13]

P. Aspectos sísmicos.

Guatemala es un país sísmico, eso representa que a la hora de diseñar una infraestructura, siempre se tiene que considerar los parámetros necesarios para proteger la obra de un posible sismo. En esta sección se hablará de las consideraciones sísmicas que se deben tomar en cuenta y los factores a utilizar dependiendo de la clase de sitio y la ubicación del proyecto.

1. Índice de sismicidad (I_o).

Índice el cual incide en la selección del espectro sísmico de diseño. En Guatemala el índice de sismicidad está dividido en macro zonas las cuales varían con un valor de 2 a 4. El anexo A del *AGIES NSE-2-2018* contiene el listado de amenaza sísmica por municipio, en el cual proporciona los valores del índice de sismicidad (I_o), la ordenada espectral de período corto en 0.2 segundos (S_{cr}) y la ordenada espectral con período de 1 segundo del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés (S_{1r}) [16].

2. Nivel de protección sísmica.

Es un factor que depende del índice de sismicidad y de la clase de obra que se está analizando. El nivel de protección sísmica se encuentra en el Cuadro 15.

Índice de Sismicidad ^[b]	Clase de obra ^[a]			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_o = 4$	E	D	D	C
$I_o = 3$	D	C	C	B
$I_o = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño ^[c]	5% en 50 años ^[d]	5% en 50 años ^[d]	10% en 50 años	Sismo mínimo ^[e]

Cuadro 15: Valores del nivel de protección sísmica.
[17]

3. Clasificación del sitio.

Los sitios en Guatemala para su clasificación se basan en las características del perfil del suelo bajo los cimientos. La asociación Guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica (*AGIES*), los divide en las siguientes categorías: AB, C, D, E y F. Donde AB son sitios en roca, C y D son perfiles de suelo firme y E es un perfil de suelo blando. F es un sitio muy complicado que requiere un análisis especial y por aparte, la sección 4.3.2 del *AGIES NSE-2-2018* explica más a profundidad las características de este tipo de suelo.

4. Ajuste por clase de sitio.

Teniendo los valores de índice de sismicidad como se especifica en la sección 4.22.1 y teniendo la clasificación del sitio se encuentran los valores de el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos (F_a) y de el coeficiente de sitio para períodos largos (F_v), los cuales se encuentran en los cuadros 16 y 17, respectivamente.

Clase de sitio	Índice de sismicidad					
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1	4.2 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
C [1]	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0	
E	1.7	1.3	1.1	1.0	0.9	
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4					

Cuadro 16: Valores para coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos (F_a).
[17]

Clase de sitio	Índice de sismicidad					
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1	4.2 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4	
D [1]	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7	
E	3.3	2.8	2.6	2.4	2.2	
F	Se requiere evaluación específica - ver Sección 4.4					

Cuadro 17: Valores para coeficiente de sitio para períodos largos (F_v).
[17]

Para encontrar la ordenada espectral del sismo extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto (S_{cs}) y la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo; ambos para un amortiguamiento nominal de 5 por ciento del crítico (S_{1s}) se hará de la siguiente manera.

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (49)$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v \quad (50)$$

[17]

Donde:

- N_a y N_v Son factores que aplican para la proximidad de amenazas especiales. Para fines de este documento se tomarán como 1.

5. Probabilidad nominal de ocurrencia de los sismos de diseño.

Se determina mediante el nivel de protección sísmica como se especifica en la sección 4.22.2 de este documento. En el Cuadro 18 se observa el factor K_d que se toma como la probabilidad nominal de ocurrencia.

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario — 10% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo — 5% probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo — 2% probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo — condición de excepción	0.55

Cuadro 18: Factores K_d de acuerdo al nivel del sismo.

[17]

Los parámetros del espectros tendrán que ser calibrados multiplicados por el K_d previamente encontrados.

$$S_{cd} = S_{cs} * K_d \quad (51)$$

$$S_{1d} = S_{1s} * K_d \quad (52)$$

[17]

6. Aceleración máxima del suelo (AMS)

Para estimar una aceleración máxima del suelo según a los espectros del sismo de diseño se utilizará:

$$ASM_d = 0.4 * S_{cd} \quad (53)$$

[17]

7. Coeficientes de sismo.

El coeficiente (A_m) está en función de la aceleración máxima del suelo descrita en la sección 4.22.6. la cual actúa en el centroide de la masa del suelo. Con la ecuación 54 se obtiene el coeficiente de aceleración del suelo.

$$A_m = (1.45 - ASM_d) * ASM_d \quad (54)$$

[16]

El coeficiente sísmico horizontal se obtiene multiplicando la aceleración del suelo (A_m) por una constante que depende del tipo de suelo. Si son suelos firmes se utiliza la ecuación 55 y para suelos medio densos a medio compactos se utiliza la ecuación 56.

$$K_h = 0.5 * A_m \quad (55)$$

$$K_h = 0.67 * A_m \quad (56)$$

[16]

El coeficiente sísmico vertical está en función del sismo horizontal. Básicamente, el coeficiente vertical es la mitad del coeficiente horizontal.

$$K_v = 0.5 * K_h \quad (57)$$

[16]

En la sección 6.23.6 se detallará el método de Mononobe-Okabe y la forma de encontrar el coeficiente sísmico de la presión activa del suelo. ya que los coeficientes K_h y K_v se utilizarán para encontrar el ángulo θ_{MO} .

Q. Diseño sísmico para muros de retención (EQ).

Guatemala por ser una zona sísmica deberá de cumplir con los requisitos de diseño sísmico. Los eventos sísmicos son de vital importancia tomarlos en cuenta en el análisis de una estructura. En las siguientes secciones se tomaran las indicaciones y requerimiento del *AASHTO LRFD Bridge Design* [14].

1. Estabilidad general.

La estabilidad general del muro de contención, la pendiente retenida y el suelo de cimentación o roca se evaluarán para todos los muros utilizando métodos de análisis de equilibrio limitante. La evaluación de la estabilidad de las pendientes de suelo deberá comprender las combinaciones de carga de servicio 1. Además de utilizar un factor de resistencia apropiado. el factor de resistencia (ϕ) si no se tiene una información se podrá tomar de las siguientes condiciones.

- Donde los parámetros geotécnicos están bien definidos, y la pendiente del suelo no soporta o contiene un elemento estructural, $\phi = 0.75$.
- Donde los parámetros geotécnicos se basan en información limitada, o la pendiente contiene o soporta un elemento estructural, $\phi = 0.65$.

2. Estabilidad de los rodamientos.

La estabilidad de rodamiento se tomará en las combinaciones del estado límite de servicio. Las presiones de suelo se asumirán las siguientes distribuciones.

Cuando la pared esta soportada en una base de suelo, la tensión vertical se calculará suponiendo una presión distribuida uniformemente sobre un área de base efectiva mostrada en la figura 17.

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e} \quad (58)$$

[14]

Cuando la pared esta soportada en una base de roca, la tensión vertical se calculará asumiendo una presión distribuida uniformemente sobre un área de base efectiva especificada en la Figura 17. Si la resultante esta dentro del tercio medio de la base se avocará a las ecuaciones 59 y 60.

$$\sigma_{vmax} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right) \quad (59)$$

$$\sigma_{vmin} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right) \quad (60)$$

Si la resultante queda fuera del un tercio medios de la base.

$$\sigma_{vmax} = \frac{2\Sigma V}{3[(B/2) - e]} \quad (61)$$

$$\sigma_{vmin} = 0 \quad (62)$$

[14]

Donde:

- ΣV = Sumatoria de las fuerzas verticales, especificadas en la Figura 17 o 18.
- e = excentricidad, especificada en la Figura 17 o 18.
- B = La base del elemento, especificada en la Figura 17 o 18.

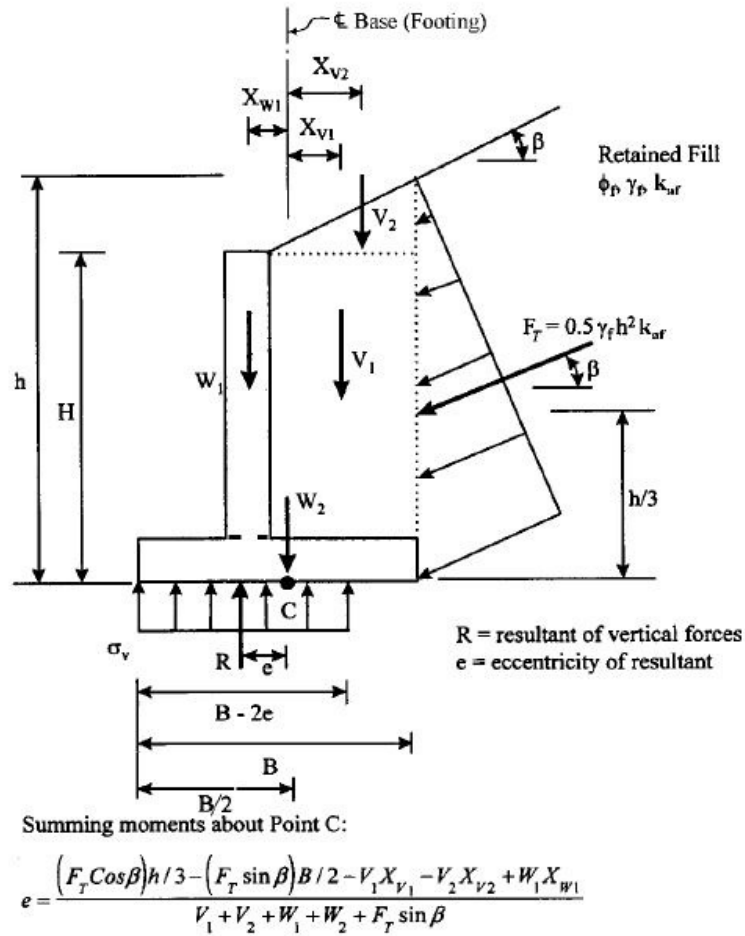
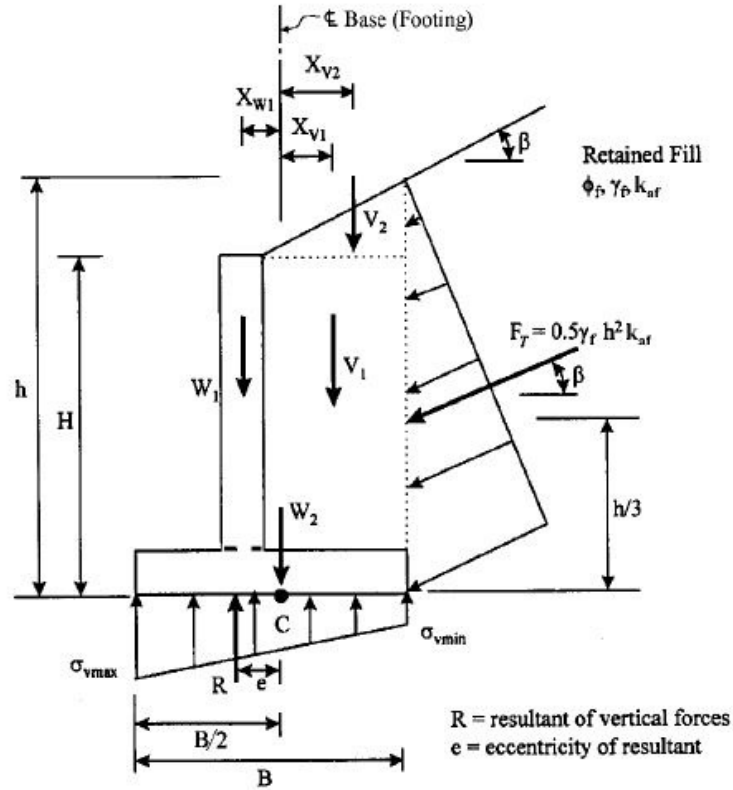


Figura 17: Criterios de soporte en tensión para cimientos en muros convencionales en el suelo.

[14]



If $e > B/6$, σ_{vmin} will drop to zero, and as "e" increases, the portion of the heel of the footing which has zero vertical stress increases.

Summing moments about Point C:

$$e = \frac{(F_T \cos \beta) h / 3 - (F_T \sin \beta) B / 2 - V_1 X_{v1} - V_2 X_{v2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin \beta}$$

Figura 18: Criterios de soporte en tensión para cimientos en muros convencionales en roca. [14]

Para los cimientos en el suelo, la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción debe estar dentro de los dos tercios medios del ancho de la base. Para cimientos sobre roca, la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción estará dentro de nueve décimos medios del ancho de la base.

La fuerza lateral que tendrá que soportar la alcantarilla se aplicará a la pared, considerando la carga sísmica y la presión del suelo (Psi). Debe determinarse considerando el efecto combinado de la fuerza de presión lateral de suelo dinámico (P_{AE}) y la fuerza de inercia horizontal debido a la carga sísmica de la masa de la pared (P_{IR}).

$$P_{IR} = k_h(W_w + W_s) \quad (63)$$

[11]

Donde:

- k_h = Coeficiente de aceleración horizontal sísmica.
- W_w = Peso de la pared.
- W_s = El peso del suelo que está inmediatamente sobre la pared, incluido el talón de la pared.

Se debe de tomar en cuenta los siguientes dos casos para la estabilidad lateral de la pared considerando el efecto combinado de P_{AE} y P_{IR} , considerando que no son concurrentes.

- Combinar el 100% de la presión lateral sísmica de la tierra P_{AE} con el 50% de la fuerza de inercia de la pared P_{IR} .
- Combinar el 50% de P_{AE} pero no menor de la presión activa de suelo estático, con el 100% de P_{IR}

Teniendo los dos análisis se deberá escoger el mas conservador para el diseño del muro. Si se necesita un análisis de no concurrencia, se deberá recurrir a *softwares* para su análisis. Si se tienen suelos que soportan muy bien la carga sísmica se deberá de usar parámetros de resistencia estática para el diseño estático.

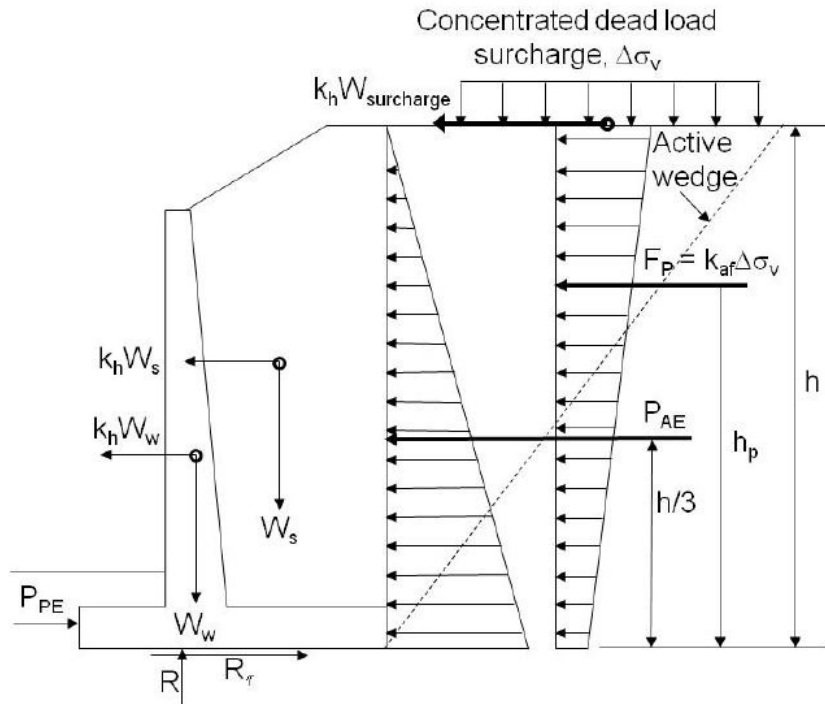


Figura 19: diagrama de fuerzas sísmicas para evaluación de estabilidad externa.

[18]

Para suelos cohesivos, los parámetros de resistencia a la tensión total basados en pruebas sin drenaje deben usarse durante el análisis sísmico. Para suelos limpios y sin cohesión, se debe usar el ángulo de fricción de tensión efectivo.

3. Espectro de diseño de respuesta.

El 5% del espectro de diseño de respuesta se tomará como se muestra en la figura 20. Este espectro se calculará utilizando los coeficientes de aceleración máxima del terreno mapeados y los coeficientes de aceleración espectral.

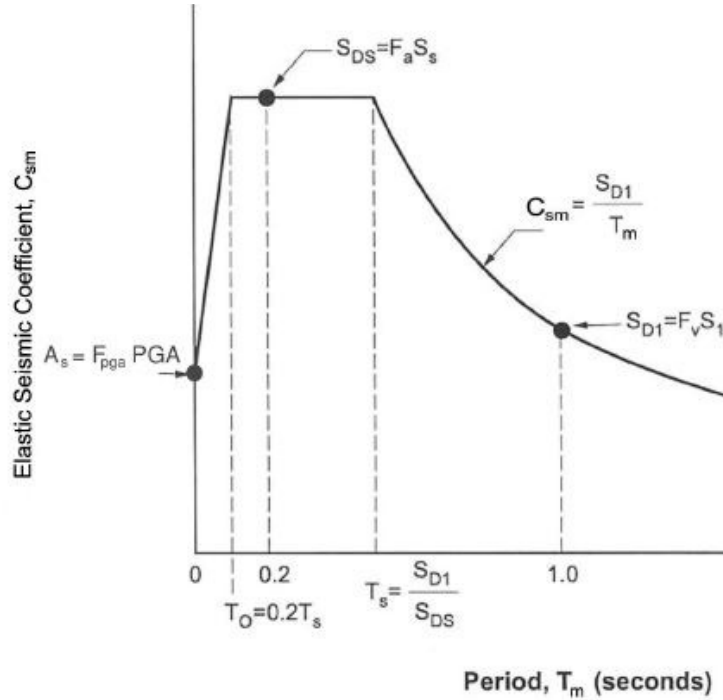


Figura 20: Diseño de espectro de respuesta.
[14]

Para periodos menores o iguales a T_0 , el coeficiente sísmico elástico para el modo «m» de vibración, C_{sm} , se debe tomar como:

$$C_{sm} = A_s + (SDS - A_s) \left(\frac{T_m}{T_0} \right) \quad (64)$$

En el cual.

$$A_s = F_{pga} * PGA \quad (65)$$

$$SDS = F_a S_S \quad (66)$$

Donde:

- PGA = Coeficiente de aceleración de suelo máximo en roca(sitio B).
- S_S = Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal con periodo de 0.2 segundos en roca (sitio B).
- T_m = Periodo de vibración para el modo «m» de vibración.

- T_0 = Período de referencia usado para definir la forma espectral = 0.2 segundos T_s (seg.).
- T_s = Período de esquina en el que el espectro cambia de ser independiente del período a ser inversamente proporcional al período = S_{D1}/S_{DS} (seg.).

Para periodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s , el coeficiente sísmico elástico debe tomarse como:

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (67)$$

Para periodos mayores a T_s , el coeficiente sísmico elástico debe tomarse como:

$$C_{sm} = S_{D1}/T_m \quad (68)$$

En el cual.

$$S_{D1} = F_v S_1 \quad (69)$$

Donde:

- S_1 = Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal en un período de 1.0 segundo en roca (Sitio Clase B).

Los coeficiente de valores de sitio para periodo en cero (F_{pga}), periodos a corto plazo (F_a) y periodos a largo plazo (F_v) en el espectro de aceleración, se ubica en los cuadros 19, 20 y 21, respectivamente.

Site Class	Peak Ground Acceleration Coefficient (PGA) ¹				
	$PGA < 0.10$	$PGA = 0.20$	$PGA = 0.30$	$PGA = 0.40$	$PGA > 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Cuadro 19: Factor de valor de sitio, F_{pga} , para periodo de cero en el espectro de aceleración.

[15]

Site Class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 0.2 sec (S_5) ¹				
	$S_5 < 0.25$	$S_5 = 0.50$	$S_5 = 0.75$	$S_5 = 1.00$	$S_5 > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Cuadro 20: Factor de valor de sitio, F_a , para periodos a corto plazo en el espectro de aceleración. [15]

Site Class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 1.0 sec (S_1) ¹				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F ²	*	*	*	*	*

Cuadro 21: Factor de valor de sitio, F_v , para periodos a largo plazo en el espectro de aceleración. [15]

Si existen valores intermedios, se tendrá que hacer una interpolación para obtener los datos. La investigación geotécnica específica del sitio y el análisis dinámico de la respuesta del sitio deben realizarse para todos los sitios en la Clase de sitio F.

4. Cálculo de los coeficientes de aceleración sísmica para diseño de muros.

El coeficiente de aceleración sísmica horizontal (k_h) para el cálculo de las presiones y cargas sísmicas de la tierra lateral se determinará sobre la base del PGA en la superficie del suelo [14].

$$k_h = k_0 = F_{F_{pga}} * PGA = A_s \quad (70)$$

El coeficiente de aceleración determinado en la superficie del terreno original debe considerarse como el coeficiente de aceleración que actúa en la base del muro. Para muros fundidos en clase de suelo A o B del sitio (roca dura o blanda), k_{h0} se basará en 1,2 veces el coeficiente de aceleración del suelo máximo ajustado al sitio.

El coeficiente de aceleración vertical sísmica (k_v) se deberá suponer como cero, con el fin de solo obtener las presiones de suelo laterales, a menos que la estructura esté siendo afectada por fallas cercanas o si existieran altas aceleraciones verticales que actuaran simultáneamente con las horizontales.

5. Estimación de la aceleración que actúa sobre la masa de la pared.

Debe determinarse teniendo en cuenta los efectos de la dispersión de ondas o la amplificación del movimiento del suelo dentro de la pared y la capacidad de la pared para desplazarse lateralmente. Para alturas de pared de menos de 60.0 pies, el análisis pseudo estático simplificado debe considerarse aceptable para determinar la aceleración de la masa de la pared de diseño. Para alturas de pared de más de 60.0 pies, se deben realizar análisis de diseño de interacción de estructura dinámica del suelo especiales para evaluar el efecto de los movimientos del terreno que varían espacialmente dentro y detrás de la pared y las deformaciones laterales en la aceleración de la masa de la pared.

La altura del muro, h , se tomará como la distancia desde la parte inferior del talón de la estructura de retención hasta la superficie hasta la parte superior de la estructura, si la estructura sobrepasa el suelo, la altura se tomará hasta donde llegue el suelo.

6. Método Mononobe-Okabe (M-O)

Este método se utiliza para suelos granulares, en su mayoría con una poca cohesión para determinar las presiones sísmicas activas de suelo. Es una ampliación de la teórica de la cuña deslizante de Coulomb, que toma en cuenta fuerzas inerciales del suelo horizontales y verticales. El material de relleno detrás de la pared se considerará uniforme y sin cohesión en una zona definida por una cuña que será la horizontal tres veces la vertical, desde el talón de la pared. El relleno no deberá estar saturado y tendrá que ser lo suficientemente suelto para poder licuarse durante la sacudida.

Este método se considerará aceptable si la combinación de la aceleración máxima del terreno y el ángulo de la pendiente no excede el ángulo de fricción del suelo detrás del muro.

$$\phi \geq i + \theta_{MO} = i + \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \quad (71)$$

[14]

Donde:

- ϕ = Ángulo de fricción de relleno de la pared.
- i = ángulo de pendiente de relleno (grados).
- k_h = Coeficiente de aceleración horizontal.
- k_v = Coeficiente de aceleración vertical.

La fuerza activa sísmica se determina de la siguiente manera.

$$P_{AE} = 0.5 * \gamma * h^2 * K_{AE} \quad (72)$$

Esta fuerza es la suma de la presión activa del suelo (P_a) y el incremento dinámico causado por el sismo (ΔP_{ae}).

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos \theta_{MO} \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (73)$$

[14]

Donde:

- K_{AE} = Coeficiente sísmico de la presión activa del suelo.
- γ = Peso unitario del suelo (kcf).
- H = Altura del muro (ft).
- h = Altura de la pared en la parte posterior del talón de la pared considerando la altura del recargo inclinado, si está presente (pies).
- ϕ_f = Ángulo de fricción del suelo (grados).
- δ = Ángulo de fricción de la interfaz de relleno de pared, especificado en la Figura 21 (grados).
- i = Ángulo de la pendiente del relleno, Figura 21 (grados).
- β = pendiente del muro a la vertical, negativa como se muestra en la Figura 21 (grados).

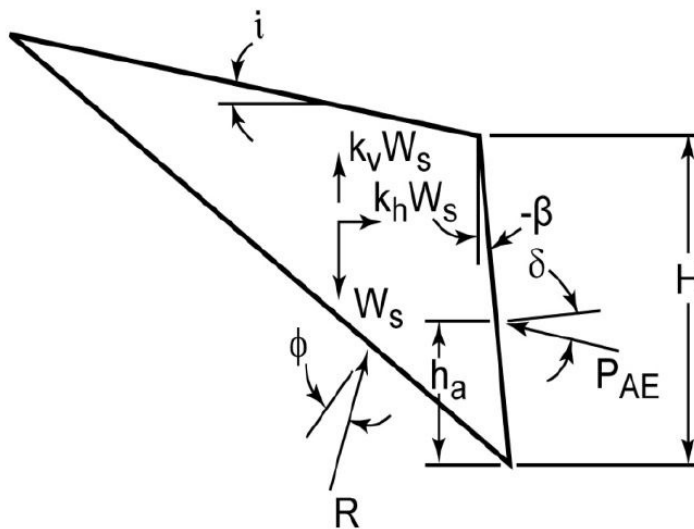


Figura 21: Diagrama para método Mononobe-Okabe.

[14]

H y h deben considerarse intercambiables, dependiendo del tipo de muro que se esté analizando.

La fuerza activa sísmica calculada por el método M-O, debe distribuirse utilizando la misma distribución que la presión del suelo para diseñar el muro cuando se usa para evaluaciones de estabilidad externas, pero sin menor que $H/3$, como se muestra en la Figura 19. En el caso de que haya un recargo de suelo inclinado detrás de la cara de la pared, esta fuerza se distribuirá sobre la altura total (h) como se muestra en la Figura 19.

7. Cálculo de la presión sísmica pasiva del suelo.

El método M-O no se deberá utilizar para estimar la presión sísmica pasiva del suelo, se considerará la fricción de la pared y la deformación requerida para movilizar la resistencia pasiva. Las presiones sísmicas pasivas del suelo se estimarán utilizando procedimientos que tengan en cuenta la fricción entre el muro de contención y el suelo. Si no se cuenta con información de resultados para obtener la carga sísmica, se supondrá fricción de interfaz de pared igual a dos tercios del ángulo de fricción del suelo al calcular las presiones pasivas sísmicas.

R. Cargas provocadas por el agua (WA).

Se evitara que el agua influya en el empuje del suelo hacia la estructura. Por otra parte la presión hidrostática se tiene que calcular asumiendo que actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua.

$$P_H = \rho gh \quad (74)$$

Se debe de considerar dos condiciones de cargas para las fuerzas del agua longitudinales en alcantarillas. Cuando esté totalmente llena y cuando la alcantarilla esté vacía.

S. Cargas vivas vehiculares (LL).

Las cargas vivas de vehículos forman parte importante para el diseño estructural de las alcantarillas, ya que estas cargas dependiendo del vehículo de diseño, los carriles de diseño o la misma distribución de las cargas generan esfuerzos que la alcantarilla tendría que soportar hasta transmitirlos al suelo.

1. Vehículo de diseño.

En Guatemala existen diferentes tipos de vehículos que tienen la autorización de circular en el país. Las alcantarillas se diseñan para ser capaces de soportar cualquier tipo de transporte que pase sobre ellas. Algunos de los vehículos que están aprobados para transitar son los siguientes.

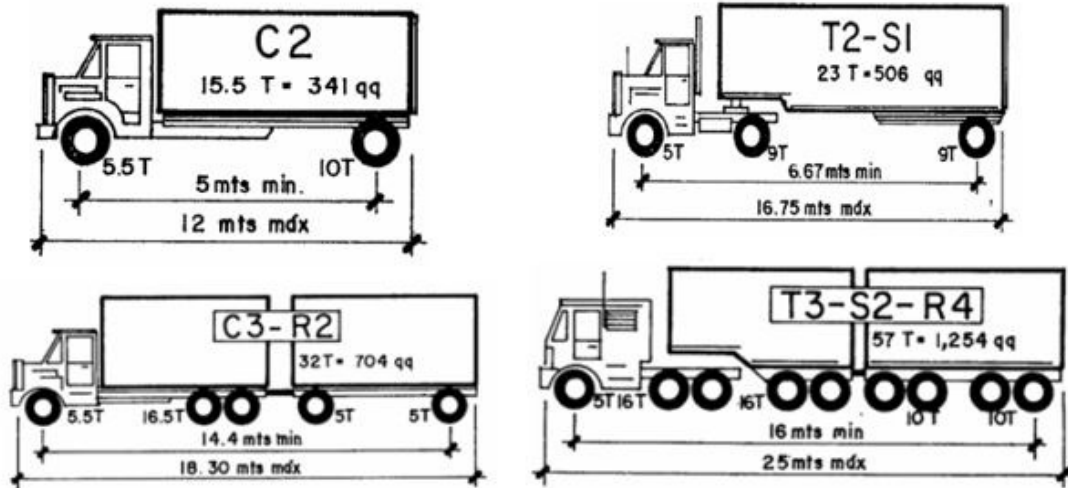


Figura 22: Tipos de vehículos con su respectiva nomenclatura.

[18]

Para clasificar los vehículos, utilizan cierta nomenclatura que facilita su entendimiento.

- C = Camión.
- T = Tractor o cabezal.
- S = Semi remolque.
- R = Remolque.

Se sabe que el tractor o cabezal es el encargado de halar al semi remolque y/o al remolque. El camión tiene la capacidad de moverse por su propia cuenta sin necesidad que un tractor o cabezal lo hale. El semi remolque se engancha al cabezal y el remolque por lo regular va enganchado al semi remolque.

Esta nomenclatura es la base para describir un vehículo, ya que es posible ir variando dependiendo de la cantidad de ejes que utilice. Además, hay vehículos que utilizan más de una letra para su descripción. Por ejemplo, el vehículo con la nomenclatura C3-R2, significa que el cabezal tiene tres ejes y un remolque con dos ejes.

El vehículo de diseño en Guatemala es el T3-S2-R4, ya que es el vehículo más pesado para circular. Este regularmente se utiliza en los ingenios azucareros o empresas igual de grandes. Este vehículo tiene permitido transportar 57 toneladas métricas. Los rangos de peso permitido van de las 15 hasta las 57 toneladas métricas. Y la separación entre ejes va de los 5 hasta los 16 metros.

2. Carriles de diseño.

La carga del carril se distribuirá linealmente en dirección longitudinal con una magnitud de 0.64 klf (9.3 N/mm). Transversalmente se supondrá que la carga está distribuida uni-

formemente a lo largo de 10 pies (3 metros). Los efectos de fuerza de la carga del carril de diseño no estarán sujetos a una asignación de carga dinámica [14].

3. Área de contacto del neumático.

Para el vehículo de diseño T3-S2-R4 se dispondrá de las ecuaciones 75 y 76. para saber el área de contacto y la longitud del neumático.

$$\text{Ancho del neumático} = P/0.8 \quad (75)$$

$$\text{Longitud del neumático} = 6.4\gamma(1 + IM/100) \quad (76)$$

Donde:

- γ = Factor de carga que se encuentra en el Cuadro 26.
- IM = Capacidad de carga dinámica especificado en la sección 4.26.
- P = Carga de rueda de diseño (kip).

Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuirá uniformemente sobre el rectángulo del área del neumático. Se distribuirá en superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto. En superficies discontinuas la presión actuará sobre el área real de la huella de contacto, aumentando dependiendo del contacto existente.

4. Cargas de diseño para tableros, sistemas de tableros y losas superiores de alcantarillas rectangulares.

Para el análisis de losas superiores de losas, los efectos que causan las fuerzan se determinan de la siguiente forma.

- Para losas superiores de alcantarillas de todos los tramos y para todos los demás casos, incluidos los puentes tipo losa donde el tramo no exceda los 15.0 pies, se aplicará toda la carga especificada en la sección 4.25.1 [14].
- Para todos los demás casos, incluidos los puentes tipo losa (excluyendo las losas superiores de las alcantarillas de caja) donde el tramo excede 15.0 pies, se aplicará toda la carga especificada en el Artículo 3.6.1.2. del *AASHTO LRFD Bridge Design* [14].

5. Presencia múltiple de cargas vivas.

Esta sección no aplica para el estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño independientemente de el numero de carriles de diseño. El efecto de fuerza de carga viva extrema se determinará considerando cada combinación posible de número de carriles cargados multiplicado por un factor de presencia múltiple correspondiente para tener en

cuenta la probabilidad de ocupación simultánea de carriles por la carga viva de diseño T3-S2-R4 completa [14].

Para obtener el factor múltiple de carriles no es necesario los datos específicos del sitio. Se utilizará al investigar el efecto de un carril cargado, se usa al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Cuadro 22: Factor de presencia múltiple.
[15]

Si un componente soportara una acera y un carril, se investigaría solo para la carga viva vehicular con $m = 1.20$, y para las cargas peatonales combinadas con la carga viva vehicular con $m = 1.0$.

6. Distribución de la carga del neumático a través del relleno de suelo.

«Para alcantarillas de un solo tramo, los efectos de la carga viva tienen que despreciarse cuando la profundidad de relleno es superior a 8.0 pies y excede la longitud del tramo; para alcantarillas de tramo múltiple, los efectos deberían despreciarse cuando la profundidad de relleno excede la distancia entre las caras internas de las paredes finales» [14]. Si la alcantarilla tiene mas de dos pies (0.6m) de suelo de relleno, se considera que las cargas vehiculares están distribuidas uniformemente en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, según lo especificado en la sección 4.25.2. Además se le multiplica un factor de distribución de cargas vivas a la profundidad del relleno en el caso de que sea suelos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás tipos de suelos. Para otros tipos de alcantarillas este factor se especifica en el Cuadro 23.

Structure Type	LLDF Transverse or Parallel to Span
Concrete Pipe with fill depth 2 ft or greater	1.15 for diameter 2 ft or less 1.75 for diameters 8 ft or greater Linearly interpolate for LLDF between these limits
All other culverts and buried structures	1.15

Cuadro 23: Factor de distribución de cargas vivas para estructuras enterradas (LLDF).
[15]

Las áreas rectangulares, se deben de determinar de la siguiente forma.

$$A_{LL} = l_w W_w \quad (77)$$

[14]

Donde:

- A_{LL} = Área rectangular a la profundidad H (pie²)
- l_w = Longitud de la porción de carga viva a profundidad H (pies)
- W_w = Ancho de la porción de carga viva a profundidad H (pies)

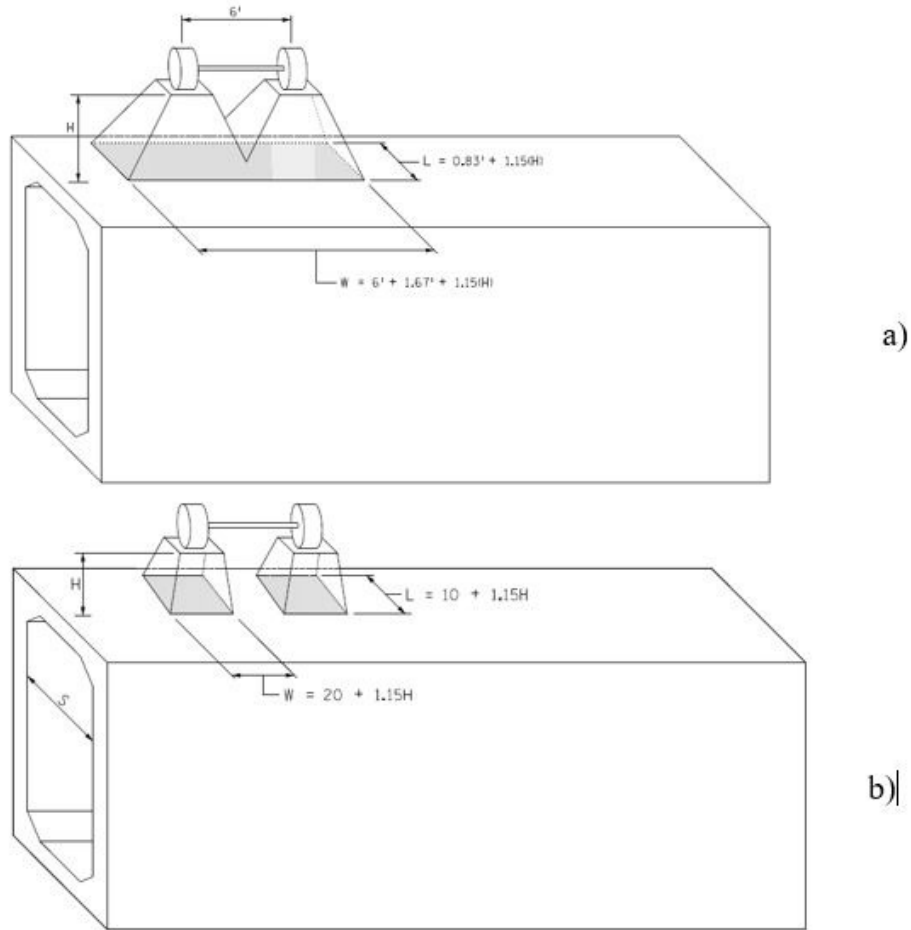


Figura 23: Cálculo del área del rectángulo del neumático a una profundidad H.
[19]

Existen dos formas de calcular el área del neumático a una profundidad H, todo depende de si en algún momento los rectángulos se lleguen a traslapar, si es así, se tendrá que obtener las medidas como se muestra en la Figura 23a. Si la profundidad no es mucha y los rectángulos no se logran traslapar, se acudirá a la Figura 23b.

Tráfico paralelo a la alcantarilla.

Para la distribución de carga viva transversal a tramos de alcantarilla, la profundidad de interacción de carga de rueda/eje H_{int-t} se determinará como:

$$H_{int-t} = \frac{s_w - \frac{w_t}{12} - \frac{0.06D_t}{12}}{LLDF} \quad (78)$$

[14]

En caso donde $H < H_{H_{int-t}}$

$$w_w = \frac{W_t}{12} + LLDF(H) + 0.06 \frac{D_i}{12} \quad (79)$$

En caso donde $H \geq H_{H_{int-t}}$

$$w_w = \frac{w_t}{12} + s_w + LLDF(H) + 0.06 \frac{D_i}{12} \quad (80)$$

[14]

Para la distribución de carga viva paralela al tramo de la alcantarilla, la profundidad de interacción de la carga de la rueda/eje H_{int-p} se determinará como:

$$H_{int-p} = \frac{s_a - \frac{l_t}{12}}{LLDF} \quad (81)$$

En caso donde $H < H_{H_{int-t}}$

$$l_w = \frac{l_t}{12} + LLDF(H) \quad (82)$$

En caso donde $H \geq H_{H_{int-p}}$

$$l_w = \frac{l_t}{12} + s_a + LLDF(H) \quad (83)$$

[14]

Donde:

- H_{int-t} = Profundidad de interacción de la rueda transversal al tramo de la alcantarilla (pies)
- s_w = Es el espacio entre ruedas, (6.0 pies).
- w_t = Ancho de la porción de neumático, (20 pulg).
- D_i = Diámetro interior o espacio libre de la alcantarilla (pulg).
- LLDF = factor de distribución de carga viva como se especifica en el Cuadro 23.
- H = Profundidad de relleno sobre la alcantarilla (pies).
- H_{int-p} = Profundidad de interacción del eje paralelo al tramo de la alcantarilla (pies).
- s_a = Espacio entre ejes (pies).
- l_t = longitud del la porción de neumático, 10 (pulg.).

Se tendrá que determinar la presión de la corona vertical de carga viva.

$$P_L = \frac{P(1 + \frac{IM}{100})(m)}{A_{LL}} \quad (84)$$

Donde:

- P_L = presión de corona vertical de carga viva (ksf).
- P = carga viva aplicada en la superficie en todas las ruedas que interactúan (kip).
- IM = tolerancia de carga dinámica como se especifica en la sección 4.26.
- m = Factor de presencia múltiple.
- A_{LL} = Área rectangular a profundidad H (pie²).

Este tipo de tráfico se utiliza en la mayoría de las veces para alcantarillas que se encuentran en autopistas.

7. Capacidad de carga dinámica (IM).

La capacidad de carga dinámica para alcantarillas y otras estructuras enterradas, en porcentaje, se tomará respetando la condición de la ecuación 85.

$$IM = 33(1 - 0.125D_E) \geq 0\% \quad (85)$$

[14]

Donde:

- D_E = La profundidad mínima que debería tener el relleno de suelo de la alcantarilla.

Como se observa, la capacidad de carga dinámica depende de la profundidad del relleno de la alcantarilla, entre más profundidad, menos capacidad de carga existirá. Teniendo como máximo una profundidad de 8 pies de relleno. Se se llegará a sobrepasar los 8 pies de relleno los efectos de la carga viva tiene que despreciarse, como se indica en la sección 4.25.6.

T. Sobrecarga de la carga viva (LS).

Se aplicará una sobrecarga de la carga viva cuando la carga vehicular actúe en la superficie del relleno a una distancia igual a la mitad de la altura de la pared de la alcantarilla, detrás de la cara posterior de la pared. Si la alcantarilla se usará en carreteras, se tiene que tomar las especificaciones de la sección 4.25.1. El aumento de la presión horizontal debido a la sobrecarga de carga viva se expresa en la ecuación 86.

$$\Delta_p = k\gamma_s h_{eq} \quad (86)$$

Donde:

- Δ_p = Presión de tierra horizontal constante, debido al recargo de carga viva (Ksf).
- γ_s = Peso total unitario del relleno (Kcf).
- K = Coeficiente de presión lateral de tierra. Se representa como coeficiente de empuje lateral activo (k_0 especificado en la sección 4.21.3.).
- h_{eq} = Altura equivalente del suelo para la carga vehicular (pies).

La altura de la pared se tomará como la distancia entre la superficie del relleno y la parte inferior de la alcantarilla a lo largo de la superficie de presión que se está considerando. La altura equivalente se encuentra en el Cuadro 24.

Abutment Height (ft)	h_{eq} (ft)	
5.0	4.0	
10.0	3.0	
≥ 20.0	2.0	

Retaining Wall Height (ft)	h_{eq} (ft) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 ft	1.0 ft or Further
5.0	5.0	2.0
10.0	3.5	2.0
≥ 20.0	2.0	2.0

Cuadro 24: Altura equivalente de carga en pilares y muros de retención perpendicular al tráfico [14]

U. Factores y combinaciones de cargas.

Todos los factores y combinaciones de carga tendrán que ser incluidos en la ecuación 87 según el artículo 3.4.1 del *AASHTO bridge design*.

$$\Sigma \eta_i \gamma_i Q_i \quad (87)$$

[14]

Donde:

- η_i = Modificador de modificación de las cargas.
- Q_i = Solicitaciones de las cargas que se especifican en este documento.

- γ_i = Factores de carga especificados en el Cuadro 26.

Esta ecuación abarca todos los factores, modificadores y cargas requeridas para la elaboración de una alcantarilla tipo cajón. Cada uno de estos elementos se encuentran por separado dependiendo de las condiciones y sistema de servicio al que pertenezca la estructura. En las siguientes secciones se hace mención teóricamente de todas las cargas y factores necesarios para el análisis y dimensionamiento de la alcantarilla tipo cajón.

Los factores de carga dependen del estado límite al que pertenece la estructura. Un estado límite podrá eliminar factores que sencillamente no aplican para incorporarlos al análisis de la estructura. Las solicitaciones de las cargas dependerán también del estado límite de la estructura y su análisis podrá ser mas complejo obtenerlo. El modificador de modificación de las cargas se relaciona con la ductilidad, redundancia e importancia operativa. Para un γ_i máximo se considera.

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (88)$$

[14]

Para un γ_i mínimo se considera

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1 \quad (89)$$

[14]

Donde:

- η_D = Factor relacionado con la ductilidad.
- η_R = Factor relacionado con la redundancia.
- η_I = Factor relacionado con la importancia operativa.

La ductilidad del sistema estructural se deberá de diseñar para que se desarrollen deformaciones inelásticas significativas y visibles en el estado límite de resistencia especificado en la sección W y eventos extremos antes de producirse la falla. Los valores para el factor relacionado con la ductilidad para un estado límite de resistencia según la sección 1.3.3 del *AASHTO bridge design* son.

$\eta_D \geq 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles

$\eta_D \geq 0.95$ para elementos donde se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad.

$\eta_D = 1.00$ para diseños convencionales que cumplen las solicitaciones y para los demás estados límites. Una estructura del tipo alcantarilla deberá tener varios elementos donde se transmitan las cargas al suelo. Para estado límite de resistencia los factores de renuncia según la sección 1.3.4 del *AASHTO bridge design* son.

$\eta_D \geq 1.05$ para elementos no redundantes.

$\eta_D \geq 0.95$ para niveles altos de redundancia.

$\eta_D = 1.00$ para niveles convencionales de redundancia y para los demás estados límites. El

factor relacionado con la importancia operativa se tomará en cuenta para estado límite de resistencia correspondiente a eventos extremos.

$\eta_D \geq 1.05$ para estructuras importantes.

$\eta_D \geq 0.95$ para estructuras de relativa poca importancia.

$\eta_D = 1.00$ para estructuras típicas y para los demás estados límites.

V. Estados límites y factores de resistencia.

En general, cada uno de los estados límites aplicables a la alcantarilla tipo cajón tienen una resistencia mayorada que se deberá calcular de la siguiente forma.

$$R_r = \phi R_n \tag{90}$$

[14]

Donde:

- R_r = Resistencia mayorada.
- R_n = Resistencia nominal.
- ϕ = factor de resistencia Cuadro 25.

Structure Type	Resistance Factor
Metal Pipe, Arch, and Pipe Arch Structures	
Helical pipe with lock seam or fully welded seam: • Minimum wall area and buckling	1.00
Annular pipe with spot-welded, riveted, or bolted seam: • Minimum wall area and buckling • Minimum longitudinal seam strength • Bearing resistance to pipe arch foundations	1.00 0.67 Refer to Section 10
Structural plate pipe: • Minimum wall area and buckling • Minimum longitudinal seam strength • Bearing resistance to pipe arch foundations	1.00 0.67 Refer to Section 10
Long-Span Structural Plate and Tunnel Liner Plate Structures	
• Minimum wall area • Minimum seam strength • Bearing resistance of pipe arch foundations	0.67 0.67 Refer to Section 10
Structural Plate Box Structures	
• Plastic moment strength • Bearing resistance of pipe arch foundations	1.00 Refer to Section 10
Reinforced Concrete Pipe	
Direct design method: Type 1 installation: • Flexure • Shear • Radial tension Other type installations: • Flexure • Shear • Radial tension	0.90 0.82 0.82 1.00 0.90 0.90
Reinforced Concrete Cast-in-Place Box Structures	
• Flexure • Shear	0.90 0.85
Reinforced Concrete Precast Box Structures	
• Flexure • Shear	1.00 0.90
Reinforced Concrete Precast Three-Sided Structures	
• Flexure • Shear	0.95 0.90
Thermoplastic Pipe	
PE and PVC pipe: • Thrust, ϕ_T • Soil stiffness, ϕ_s • Global buckling, $\phi_{b\&t}$ • Flexure, ϕ_f	1.00 0.90 0.70 1.00

Cuadro 25: Factor de resistencia para estructuras enterradas.

[14]

El estado límite de resistencia se considera para prevenir daños estructurales tanto globales como locales. Provee resistencia y estabilidad y se espera que la integridad estructural se mantenga. Para combinaciones de cargas de estados límite de resistencia en alcantarillas se sugiere utilizar la combinación de cargas básica de uso vehicular sin viento. Y combinaciones de cargas donde se diseña con vehículos especificados, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento [14].

La siguiente tabla muestra los diferentes factores correspondientes al estado límite de servicio que corresponden a las alcantarillas para control de ancho de fisuras en estructuras de concreto armado. Para estructuras enterradas, así como lo es una alcantarilla cajón se

tiene que utilizar la combinación de cargas para estado límite de resistencia 1 y estado límite de servicio 1 para hacer las combinaciones de cargas utilizando las demandas que se especifican en este documento.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.4 0	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.4 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.3 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.7 0	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Cuadro 26: Factores y combinaciones de carga..

[14]

Donde:

- DD = Fricción negativa (downdrag).
- DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
- EH = Empuje horizontal del suelo.
- EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.
- ES = Sobrecarga de suelo.
- EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.
- PS = Fuerzas secundarias de la tensión posterior para estados límite de resistencia; fuerzas de pretensado totales para estados límite de servicio.
- CR = Fluencia lenta.

- SH = Contracción.

Los anteriores símbolos se consideran cargas permanentes, las cuales están presentes siempre en la estructura.

- BR = Fuerza de frenado de los vehículos.
- CE = Fuerza centrífuga de los vehículos.
- CT = Fuerza de colisión de un vehículo.
- CV = Fuerza de colisión de una embarcación.
- EQ = Sismo.
- FR = Fricción.
- IC = Carga de hielo.
- IM = Incremento por carga vehicular dinámica.
- LL = Carga viva vehicular.
- LS = Carga viva.
- PL = Carga peatonal.
- SE = Asentamiento.
- TG = Gradiente de temperatura.
- TU = Temperatura uniforme.
- WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua.
- WL = Viento sobre la sobrecarga.
- WS = Viento sobre la estructura.

Estos otros símbolos se consideran cargas transitorias, ya que en algún momento están presentes en la estructura, sin embargo, podrían dejar de estarlo si no se aplican. En el Cuadro 26, se encuentra el símbolo γ_p el cual representa un factor para cargas permanentes, el cual varía del tipo de carga y el tipo fundamento para realizar la combinación de cargas. γ_p se encuentra el en Cuadro 27.

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments		1.25	0.90
<i>DC</i> : Strength IV only		1.50	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL</i> : Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.5	0.9
○ Thermoplastic Culverts		1.3	0.9
○ All others		1.95	0.9
<i>ES</i> : Earth Surcharge		1.50	0.75

Cuadro 27: Factores para cargas permanentes.
[14]

- $\gamma_S E$ = Factor de carga para el asentamiento.
- $\gamma_G T$ = Factor de carga para el gradiente de temperatura.
- $\gamma_E Q$ = Factor de carga para carga viva aplicada simultáneamente con cargas sísmicas

Los valores para estos factores se toman dependiendo de las características específicas de cada proyecto, si en algún dado caso no hubiera información sobre estos datos, se asume un valor para $\gamma_G T$ de 0 para estados límite de resistencia y evento extremo, 1,0 en el estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y 0,50 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga [14].

W. Resistencia a la flexión.

La resistencia a flexión debe de cumplir en todas las sección de la losa la siguiente condición.

$$\phi M_n > M_u \quad (91)$$

[20]

Donde:

- ϕ = Factor de reducción de resistencia para elementos de concreto estructural, para momento varía entre 0.65 a 0.9.

- M_n = Momento nominal capacitivo (kip-pie).
- M_u = Momento último demandante (kip-pie).

La deformación unitaria neta en tracción en el acero longitudinal extremo en tracción ($\epsilon_t y$) es la relación entre el límite de fluencia del acero (f_y) y el módulo de elasticidad del acero (E_s), para acero grado 60, $\epsilon_t y$ valdría 0.002068.

El momento nominal viene acompañado del factor ϕ , el cual sirve para reducir la capacidad de la alcantarilla a esfuerzos a flexión, esto con el fin de tener un margen de seguridad al momento de diseñar la alcantarilla. El momento nominal se calcula de la siguiente manera.

$$M_n = A_s * f_y \left(d - \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b * 2} \right) \quad (92)$$

[20]

Donde:

- f_y = Límite de fluencia del acero (kip/pie²)
- d = Distancia del centroide del arreglo de varillas hacia el extremo en compresión (pie).
- b = Ancho del elemento (pie).

La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto debe suponerse igual a $\epsilon_c=0.003$. Se debe suponer un esfuerzo de $0.85 f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, ubicada a una distancia a de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión, tal como se calcula con.

$$a = \beta_1 * c \quad (93)$$

[20]

Donde « c » es la distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro. β_1 se encuentra en el Cuadro

f'_c , lb./pulg. ²	β_1	
$2500 \leq f'_c \leq 4000$	0.85	(a)
$4000 < f'_c < 8000$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$	(b)
$f'_c \geq 8000$	0.65	(c)

Cuadro 28: Valores para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

[20]

1. Refuerzo por contracción y temperatura.

Este refuerzo se deberá colocar perpendicularmente del refuerzo a flexión. Se toma el refuerzo mínimo $A_{s,min}$ del Cuadro 29. También es aplicable para el refuerzo mínimo a flexión.

Tipo de refuerzo	f_y , lb./pulg. ²	$A_{s,min}$, pulg. ²	
Refuerzo corrugado	< 60,000	$0.0020A_g$	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	$\geq 60,000$	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 60,000}{f_y} A_g$
			$0.0014A_g$

Cuadro 29: Refuerzo mínimo para losas en una dirección.
[20]

El espaciamiento del refuerzo por contracción y temperatura no debe exceder al menos 5h y 18 pies.

2. Refuerzo mínimo a flexión en losas no preesforzadas.

Se debe colocar un área mínima de refuerzo a flexión, $A_{s,min}$ cerca de la cara en tracción en la dirección de la luz. Se determina por medio de un ρ que es la división del área del acero dividido $b \cdot d$. Este ρ tendrá que ser mayor a un ρ mínimo que tiene como valor 0.0033.

3. Cuantías de acero.

El refuerzo que en algún momento necesitara la estructura se obtiene del Cuadro 30 donde se observa las áreas de acero para diferentes espaciamiento, que a criterio del diseñador elegir el arreglo que mejor le convenga.

Separación (plg)	Varilla núm.								
	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	0.44	0.78	1.23	1.77	2.40	3.14	4.00	5.06	6.25
3½	0.38	0.67	1.05	1.51	2.06	2.69	3.43	4.34	5.36
4	0.33	0.59	0.92	1.32	1.80	2.36	3.00	3.80	4.68
4½	0.29	0.52	0.82	1.18	1.60	2.09	2.67	3.37	4.17
5	0.26	0.47	0.74	1.06	1.44	1.88	2.40	3.04	3.75
5½	0.24	0.43	0.67	0.96	1.31	1.71	2.18	2.76	3.41
6	0.22	0.39	0.61	0.88	1.20	1.57	2.00	2.53	3.12
6½	0.20	0.36	0.57	0.82	1.11	1.45	1.85	2.34	2.89
7	0.19	0.34	0.53	0.76	1.03	1.35	1.71	2.17	2.68
7½	0.18	0.31	0.49	0.71	0.96	1.26	1.60	2.02	2.50
8	0.17	0.29	0.46	0.66	0.90	1.18	1.50	1.89	2.34
9	0.15	0.26	0.41	0.59	0.80	1.05	1.33	1.69	2.08
10	0.13	0.24	0.37	0.53	0.72	0.94	1.20	1.52	1.87
12	0.11	0.20	0.31	0.44	0.60	0.78	1.00	1.27	1.56

Cuadro 30: Áreas de varillas para losas (in²/pie).
[21]

4. Espaciamientos mínimos y máximos.

Es espaciamiento máximo (s_{max}) debe ser el menor entre 3h y 18 pulgadas.

Para alcantarillas tipo cajón el espaciamiento mínimo que debe existir no debe ser mayor que los siguientes criterios.

- 1.5 veces el diámetro nominal de la varilla.
- 1.5 veces el tamaño del agregado grueso a utilizar en la mezcla de concreto.
- 1.5 pulgadas.

El espaciamiento mínimo sera al menos el mayor entre 1 pulgada, el diámetro de la varilla (d_b)(pulg.) y el tamaño nominal máximo del agregado grueso (d_{agg})(pulg.).

X. Diseño a corte para losas en una dirección.

El cálculo por cortante se tiene que realizar para no generar fallas a 45 grados respecto a la longitud del elemento. Para ello se debe de cumplir con lo estipulado a continuación.

$$\phi V_n > V_u \quad (94)$$

$$V_u \leq \phi(V_c + 8\sqrt{f'c}b_wd) \quad (95)$$

[20]

Donde

- V_u = Es el cortante máximo mayorado (kip).
- V_n = Cortante nominal (kip).
- $\phi = 0.75$.

El cortante nominal es la suma de la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto (V_c) (kip) y resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante, (V_s) (kip).

$$V_n = V_c + V_s \quad (96)$$

[20]

1. Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto.

Para el cálculo de V_c se deben considerar los efectos de la tracción axial debida al flujo plástico y a la retracción en miembros restringidos. Los valores de $\sqrt{f'c}$ utilizados para calcular V_c no debe exceder 100 lb/pulg² Para miembros no pre-esforzados sin fuerza axial, se considera la siguiente ecuación.

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'c}b_wd \quad (97)$$

[20]

Donde λ = Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión (0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal.)

2. Resistencia nominal a cortante proporcionada por el acero.

En cada punto donde $V_u > \phi V_c$ se deberá colocar refuerzo transversal para proteger el elemento de fallos por cortante, de tal manera que el elemento cumpla con la siguiente condición.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (98)$$

[20]

Esta resistencia aplica para estribos o estribos cerrados de confinamiento perpendiculares al eje longitudinal del miembro, refuerzo electrosoldado de alambre con alambres localizados perpendicularmente al eje longitudinal del miembro y espirales según [20]. Sí cumple para alguno de estos casos también se calcula de la siguiente manera.

$$V_s = \frac{A_v * fy * d}{S} \quad (99)$$

Donde «S» es el espaciamiento entre cada refuerzo transversal por cortante.

3. Refuerzo mínimo requerido para corte.

Para alcantarilla se utilizará el Cuadro 31 para observar el refuerzo mínimo que debe de llevar la losa.

Tipo de viga	$A_{v,\min}/s$			
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} <$ $0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El mayor de:	$0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)	
		$50 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)	
Preesforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq$ $0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor de:	El mayor de:	$0.75\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
			$50 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)	

Cuadro 31: Refuerzo mínimo requerido para esfuerzos cortantes.

[20]

Y. Especificaciones del refuerzo

1. Control de grietas por distribución de esfuerzo.

Toda estructura que conlleve su elaboración con hormigón está expuesta a daños por fisuras bajo cualquier carga que se le aplique. Una estructura que tenga una geometría poco simétrica, con cambios bruscos tendrá más posibilidades de fisurarse y que las fisuras sean más grandes. Entre más grande sea la fisura, mayor es el daño que hay que reparar.

Aún en condiciones controladas siempre existen estas fisuras y la mejor forma de controlarlas o restringirlas es el armado que llevará. Es preferible muchas fisuras pequeñas a tener menos fisuras, pero con un ancho mayor. La armadura de acero es una parte clave para controlar estas fisuras, entre más distribuido esté el control de fisuras será mayor. La separación que se debe de tener del refuerzo de acero en la capa más cercana a la cara en tensión debe cumplir los siguiente según *AASHTO bridge design sección 5.7.3.4*.

$$s \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (100)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \quad (101)$$

[14]

Donde:

- γ_e = Factor de exposición.
= 1.00 para condición de exposición Clase 1
= 0.75 para la condición de exposición Clase 2
- d_c = Espesor de la cubierta de hormigón medida desde la fibra de tensión extrema hasta el centro de la flexión refuerzo más cercano al mismo (pulg.).
- f_{ss} = Esfuerzo de tracción calculado en refuerzo de acero suave en el estado límite que no debe exceder 0.60fy (ksi).
- h = Espesor total del componente (pulg.).
- β_s = Relación entre la tensión de flexión en la cara de tensión extrema y la tensión en el centroide de la capa de refuerzo más cercana a la cara de tensión

«La condición de exposición de Clase 1 se aplica cuando se toleran las grietas debido a la menor preocupación por la apariencia y / o la corrosión. La condición de exposición Clase 2 se aplica al diseño transversal de las vigas de caja de concreto segmentadas para cualquier carga aplicada antes de alcanzar la resistencia nominal total del concreto y cuando existe una mayor preocupación por el aspecto y / o la corrosión»[14].

Si la longitud efectiva de un elemento supera los 3 ft la armadura superficial se tendrá que distribuir uniformemente en ambas caras del elemento a una distancia de $d/2$ más próxima de la armadura de tensión por flexión. El área de armadura tendrá que cumplir los siguiente.

$$A_{sk} = 0.012(d - 30) \quad (102)$$

- A_{sk} = Área de armadura superficial (in²/ft).
- d = Distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide del elemento de acero de tensión extrema (pulg.).

«Sin embargo, no es necesario que el área total de armadura superficial longitudinal (por cara) sea mayor que un cuarto de la armadura de tracción por flexión requerida $A_s + A_{ps}$. La máxima separación de la armadura superficial no deberá ser mayor que $d/6$ o 12 in»[14]. Por ser una estructura que estará bajo una carga axial muy grande, regularmente las alcantarillas no tienen mucha exigencia de cargas por flexión. Esto hace que las tensiones en el estado límite de servicio se reduzcan, y es posible que se desprece. La siguiente ecuación se utiliza para determinar las tensiones del estado límite de servicio bajo los efectos de la carga axial según *AASHTO bridge design sección 5.7.3.4*.

$$f_s = \frac{M_s + N_s(d - \frac{h}{2})}{A_s J * i * d} \quad (103)$$

En el cual.

$$e = \frac{M_s}{N_s + d - \frac{h}{2}} \quad (104)$$

$$i = \frac{1}{1 - \frac{j*d}{e}} \quad (105)$$

$$j = 0.74 + 0.1\left(\frac{e}{d}\right) \leq 0.9 \quad (106)$$

[14]

Donde:

- M_s = Momento flector en el estado límite de servicio (kip-pulg/pie).
- N_s = Esfuerzo axial en el estado límite de servicio (kip/pie).
- d = Distancia entre la cara comprimida y el baricentro de la armadura de tracción (pulg.).
- h = Espesor de la pared (pulg.).
- A_s = Área de armadura por unidad de longitud (pulg²/pie).
- f_s = Tensión en las armaduras bajo condiciones de carga de servicio (ksi).
- $\frac{e}{d}$ min = 1,15 (adimensional).

2. Recubrimientos de concreto.

Los recubrimientos especificados en el Cuadro 32 se describen según el tipo de estructura y las condiciones donde se encuentra.

Exposición del concreto	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento especificado, pulg.
Construido contra el suelo y permanente-mente en contacto con él	Todos	Todos	3
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Todos	1
	Todos los demás	Todos	1-1/2
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, viguetas y muros	Todos	3/4
	Vigas, columnas, y amarres a tracción	Refuerzo principal	1-1/2
		Estribos, espirales y estribos cerrados de confinamiento	1

Cuadro 32: Recubrimientos especificados para concreto.

[20]

Para alcantarillas que siempre estarán en contacto con el suelo, el recubrimiento mínimo será de 3 pulgadas.

3. Armadura de contracción y temperatura.

Este refuerzo de acero cumple la función de evitar un agrietamiento brusco en el concreto y así dar cierta protección a cambios de temperatura y al momento del fraguado. En el fraguado las temperaturas son muy altas ocasionando que se fracture el concreto bruscamente, estos refuerzo se distribuye en de camas de varillas de acero o mallas soldadas o incluso tendones de pretensado.

Si se trabajará con varillas de acero o mallas soldadas, este refuerzo tiene que satisfacer algunos criterios.

$$A_s = \frac{1.3 * b * h}{2(b + h) * f_y} \quad (107)$$

$$0.11 \leq A_s \leq 0.60 \quad (108)$$

Donde:

- A_s = Área de refuerzo en cada dirección y cada cara (pulg²/pie).
- b = Ancho mínimo de la sección del componente (pulg.).
- h = grosor mínimo de la sección del componente (pulg.).
- f_y = Límite elástico especificado de varillas de refuerzo ≤ 75 ksi.

Básicamente esta ecuación muestra para figuras cuadradas o rectangulares. Ya que si no tuvieran esta forma la ecuación se modificaría. El numerador es el coeficiente (1.3) multiplicado por el área gruesa del elemento y el denominador es el perímetro multiplicado por el límite elástico de las varillas de refuerzo. Cuando el grosor o altura mínima varia a lo largo de la sección se deberán examinar varios puntos para tener datos representativos. Este grosor no debe de exceder:

- 3.0 veces el grosor del componente, o 18.0 pulgadas.
- 12.0 pulg. Para paredes y zapatas de más de 18.0 pulgadas de espesor.
- 12.0 pulg. Para otros componentes de más de 36.0 pulgadas de espesor.

Si en algún dado caso se tuviera un elemento especial donde se necesite el cumplimiento para armadura de contracción y temperatura, se recomienda ir a la sección *12.14.5.8 de AASHTO LRFD bridge design specifications*[14]. Cuando el grosor o altura es menor a seis pulgadas, el acero de refuerzo mínimo se podría colocar en una sola capa y no debe haber armado de contracción y temperatura si ocurren los siguientes casos.

- La cara final de paredes es de 18 pulgadas o menos de grosor.
- Las caras laterales de zapatas enterradas tienen 36 pulg. O menos grosor.
- Las caras de todos los demás componentes, con dimensiones pequeñas menores o iguales a 18.0 in.

Si se desea trabajar con tendones pretensados se refiere a la sección *5.10.3.4. del AASHTO LRFD bridge design specifications* donde se detallan los esfuerzos mínimos y espaciamientos de tendones pretensados.

4. Longitud de desarrollo.

La longitud de desarrollo es la distancia que se tiene alargar una varilla cuando se hace un empalme o simplemente termina su conexión. Esta longitud se deja para asegurarse que los arreglos y empalmes no podrán modificar su posición debido a fuerzas internas en el elemento. La longitud de desarrollo para varillas en tensión no podrá ser menor a las siguientes condiciones.

- 8 veces el diámetro de la varilla (pulg.).
- 6 pulgadas.

$$d_{hb} = \frac{38d_b}{\sqrt{f'c}} \quad (109)$$

Para camas soldadas de acero.

$$l_d = 8.5 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'c}} \quad (110)$$

[14]

Donde:

- d_b = Diámetro de la varilla (pulg.).
- $f'c$ = Resistencia a la compresión especificada del concreto a los 28 días
- A_w = Área de un varilla individual a desarrollar o empalmar (pulg.²).
- S_w = Espaciado de varillas a desarrollar o empalmar (pulg.)

El refuerzo debe prolongarse más allá del punto en el cual ya no se necesita para resistir flexión por una distancia al menos igual al mayor entre d y $12d_b$

5. Longitud de empalme.

El empalme depende por tracción en la alcantarilla depende de la relación entre acero colocado y el acero requerido en la ubicación de empalme. En el Cuadro 33 se muestra las condiciones a cumplir para saber que empalme se utilizara.

$A_{s,colocado} / A_{s,requerido}$ en la longitud del empalme ^[1]	Porcentaje máximo de A_s empalmado dentro de la longitud de traslapo requerida	Tipo de empalme	ℓ_{st}	
≥ 2.0	50	Clase A	Mayor de:	$1.0\ell_d$ y 12 pulg.
	100	Clase B	Mayor de:	$1.3\ell_d$ y 12 pulg.
< 2.0	Todos los casos	Clase B		

Cuadro 33: Longitud de empalme para losas.

[20]

La relación de aceros depende de los arreglos de varillas, ya que es posible que en el empalme se coloque más de la requerido. Regularmente el acero empalmado será un 50 por ciento de la longitud del traslape requerida.

6. Terminación del refuerzo.

Por lo menos un tercio del refuerzo para momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión por lo menos igual al mayor de:

- d .
- $12 d_b$.
- $16/l_n$, donde l_n es la luz libre medida entre apoyos.

Se realizó una búsqueda bibliográfica de libros, tesis, artículos científicos y manuales mediante recursos bibliográficos electrónicos y bibliografía física. Se hicieron resúmenes para comprender los conceptos que la bibliografía proporcionaba y saber qué temas serían de utilidad en el trabajo. Luego de tener claro el concepto en sí de una alcantarilla tipo cajón, se empezó a buscar información en donde se consultó a ingenieros expertos en el campo para recomendaciones de códigos y manuales que servirían para fundamentar las bases en las cuales se haría el análisis y dimensionamiento de la alcantarilla.

Esta investigación consistió en el análisis y dimensionamiento hidráulico y estructural de una alcantarilla tipo cajón. Realizando el análisis para alcantarilla de una celda y de dos celdas. El trabajo fue guiado por los manuales [14], [20], [16], [17] y [19] para el análisis y dimensionamiento estructural de la alcantarilla. Y para el análisis y dimensionamiento hidráulico el trabajo se basó en los manuales [1], [4], [5] y [7].

A. Dimensionamiento hidráulico.

Se hizo una comparación de tres distintos métodos para el cálculo de caudal de diseño para ver cual era el óptimo para el diseño de la alcantarilla; por medio de la ecuación de Manning, alcantarilla controlada por la entrada y alcantarilla controlada por la salida. Para tener una idea del dimensionamiento de alcantarillas, se hizo el cálculo con base al número de celdas. Teniendo así dos tipos de alcantarillas, de una celda y de dos celdas.

Se definieron las dimensiones necesarias para las alcantarillas, tomando en cuenta que no sería diseñada para un lugar en específico, sino un diseño donde se sometiera a condiciones críticas y observar su comportamiento. Se supusieron valores basando en los manuales antes descritos y las características de la alcantarilla. Para obtención del caudal, cada método

tenía diferentes formas de encontrarlo, así que se realizaron los cálculos necesarios para la obtención de los caudales. Las dimensiones de la alcantarilla se tomaron para que un tractor de tamaño mediano pudiese transitar transversalmente la alcantarilla, considerando que en época seca no pasará ningún afluente por la alcantarilla y en época lluviosa asumiendo un caudal máximo con el cual de diseño el elemento.

El cálculo del método por control de entrada y método por control de salida, se rige por las pérdidas en la alcantarilla, por lo que fue necesario encontrar todas las pérdidas requeridas por los métodos para luego poder encontrar el caudal, que esta en función de la altura del tirante de agua. El caudal por medio de la ecuación de Manning se obtiene utilizando la ecuación 10 y 11. El caudal por medio de control de entrada utiliza las ecuaciones 12, 13 y 14 de la sección 6.12. Por otra parte el método por control de salida utiliza la ecuación 16 de la sección 6.13, que se complementa con la ecuación 12 para la obtención del caudal.

Se descartaron los dos con datos menos representativos y se optó por utilizar el método por control de entrada, analizando dos casos específicos. El primero cuando la entrada llegaría a estar sumergida y el segundo cuando no se permite que el tirante de agua sobrepase la altura de la alcantarilla. Estos dos casos se verificaron para que cumplieran las condiciones descritas en la sección 4.21.1. Si no cumplían esta condición de descartaba el caso para el análisis del caudal. Verificando estas condiciones, solo hacía falta ingresar los datos obtenidos al *software HEC-RAS* para ver si la alcantarilla era capaz de resistir las condiciones para el caudal encontrado.

1. Procesamiento de los datos hidráulicos.

Se comenzó por procesar resultados mediante el *software HEC-RAS* de la parte hidráulica. Este programa funciona ingresándole especificaciones dependiendo del elemento y las condiciones del mismo para analizar. Se comenzó diseñando la sección del tramo donde iría la alcantarilla. Se pusieron las medidas de la alcantarilla y la profundidad que dependen del tipo de alcantarilla que es estaba diseñando. Las medidas tenían que ser las adecuadas para hacer la simulación correcta.

Para continuar, el programa pide que se indique que tipo de alcantarilla es y de que material esta constituida. Además, del tipo de accesorios en la entrada y en la salida. Teniendo ya la alcantarilla diseñada con la sección del tramo, se procedió a ingresar todos los factores hidráulicos para llevar a cabo el proceso de simulación, como el coeficiente de entrada, coeficiente de salida, el coeficiente de Manning según el material y la cota Invert, para indicarle al programa las características en las cuales se iba a dar la simulación. Para finalizar, se ingresaron los caudales de los métodos a analizar y se simularon los casos para ver cual era el óptimo para la alcantarilla.

El último paso en el diseño hidráulico es el dimensionamiento de un revestimiento de guarnición, también denominado escollera. Este revestimiento se propuso para ambas alcantarillas y depende de la profundidad de descarga, el caudal y el ancho de la alcantarilla. Con estos factores se obtuvo el ancho medio de la piedra, la longitud y ancho de la escollera.

B. Dimensionamiento estructural.

Este dimensionamiento comenzó con suponer espesores de los muros, losa superior e inferior, así como límites de fluencia del acero, máxima resistencia a 28 días del concreto, peso unitario del suelo, peso unitario del concreto, ángulo fricción interna del suelo del relleno y altura del relleno. todos estos datos se basaron en lo descrito en [19].

Se encontraron todas las demandas requeridas por [14] para estructuras enterradas, que se encuentra en el capítulo 12.11 de este código. Las demandas requeridas para esta alcantarilla fueron las cargas muertas, cargas vivas, sobre cargas muertas, sobre cargas vivas, efecto sísmico, cargas horizontales, cargas verticales.

La carga muerta es el peso propio del suelo. La carga viva es la carga vehicular que pasa sobre la alcantarilla y se interpreta como el área de neumático rectangular a una altura de relleno (sección 4.25.6). Además se toma en cuenta un coeficiente de presencia múltiple (sección 4.25.5).

Por otra parte se verificó que existiera una carga dinámica, que es un porcentaje dependiente de la profundidad mínima que debe tener el relleno, si este relleno excede los 8 pies de altura, se interpreta que la carga vehicular se distribuye en el suelo y ya no llegar a afectar la estructura. Como el relleno es de 4 pies si se considero una carga dinámica. Para calcular la carga viva vehicular se hizo uso de la ecuación 84, donde P es la carga de neumático más crítica. Para un camión de diseño T3-S2-R4, el neumático crítico es de 32 kip.

La carga por sismo se interpreta como una carga lateral, utilizando el método de Mononobe-Okabe, que encuentra un coeficiente sísmico de presión activa del suelo. Este coeficiente se tiene que restar con el coeficiente de presión activa (k_a) para saber el valor del coeficiente sísmico. Se obtuvo una presión lateral del suelo y se le multiplico este coeficiente sísmico, el cual el resultado es un triángulo de presión, donde la carga máxima esta en la parte superior de la alcantarilla y en la parte inferior no hay presión alguna. Sin embargo esta carga es por unidad de área, pero se ingreso al programa como una carga distribuida simulando una presión máxima a dos tercios de la altura del triángulo de presiones.

Las cargas laterales son las presiones del suelo multiplicadas por un coeficiente de empuje lateral activo, formando un triángulo de presiones. Las cargas verticales es la presión efectiva del suelo, la cual es la capacidad soporte del suelo restándole el peso propio de la alcantarilla y el peso propio del suelo. La presión del concreto se obtuvo multiplicando el peso unitario del concreto por el espesor de la capa de rodadura, la cual es muy pequeña pero importante tomarla en cuenta en los cálculos.

La carga más difícil de entender es la sobre carga vehicular, porque a pesar de imaginarse que es vertical, el análisis se hace con un triángulo de presiones horizontales. Esto es razonable ya que el punto más crítico es cuando la carga vehicular se aproxima hasta llegar al inicio de la alcantarilla, donde se generan los esfuerzos máximos de sobre carga, es por eso que funciona como un triángulo de presiones.

Utilizando el programa *Excel*, facilitó el cálculo de los mismos para los dos tipos de alcantarillas.

1. Procesamiento de los datos estructurales.

Como punto de partida, se utilizó el *software SAP2000* para todo el análisis estructural de la alcantarilla. Se modeló la alcantarilla en 3D y se definieron las cargas obtenidas. De acuerdo con la *AASHTO* las alcantarillas trabajan bajo dos estados límites; estado límite de servicio I y estado límite de resistencia I. Cada estado utiliza diferentes combinaciones de cargas, las cuales se ingresaron al programa para que pudiera simular el análisis para cada uno de los estados límites.

Teniendo ya el análisis se procedió a obtener los momentos últimos positivos y negativos, además de cortante último requerido para cada estado límite y ver cual estado límite proporcionaba una mayor exigencia a la alcantarilla. Entonces, con los momentos y corte últimos definidos se diseñó la alcantarilla para que soporte todos los esfuerzos mayorados.

2. Diseño estructural.

Las alcantarillas se diseñaron para poder soportar todos los esfuerzos demandantes. Se revisó las demandas para momentos positivos y negativos y se obtuvo un área de varillas espaciadas a ciertas distancias. Este arreglo de varillas cumplió con los espaciamientos mínimos y máximos permitidos.

También se verificó que se estuviera usando más del acero mínimo requerido y que el elemento estuviera trabajando a tensión y no a compresión. Se establecieron las longitudes de desarrollo mínimas que se tienen que utilizar y también la terminación del refuerzo mínima. Además se tenía que cumplir un criterio por agrietamiento, el cual no permite que las varillas se separen a una distancia máxima. Por llevar acero en ambas caras, no fue necesario determinar un arreglo de acero por contracción y temperatura.

Teniendo cumplidos los requisitos por momento, se realizó la verificación por cortante último. Se comenzó obteniendo la capacidad cortante que soporta el concreto, con el cual utilizando la ecuación 105 de la sección 4.31.2 se obtuvo la capacidad cortante que resiste el acero.

Se propuso una separación mínima a la cual iban a estar espaciadas las varillas por cortante para obtener un área requerida. Se eligió un arreglo de varillas que cumpliera y por último se verificó el acero mínimo y la separación mínima a la que podría estar las varillas.

C. Propuesta de solución.

Con todos los resultados, tanto hidráulicos y estructurales, se modeló la alcantarilla tipo cajón para una celda y para dos celdas. Mostrando todos los detalles de diseño que fueron necesarios para que pudiera soportar el caudal de diseño y los esfuerzos laterales y verticales ocasionados por las distintas fuerzas externas a las que se sometieron.

Análisis y discusión de resultados.

El análisis y discusión de los resultados están fundamentados en la teoría que se describió en el capítulo anterior de este mismo documento. Se tomó de referencia los temas que se tocaron en el capítulo anterior para darle validez teórica a los análisis y resultados conseguidos en el dimensionamiento de la alcantarilla tipo cajón.

Este trabajo consistió en analizar y dimensionar una alcantarilla tipo cajón según el libramiento del cauce de un río y la capacidad de carga para el vehículo de diseño T3-S2-R4. Es importante aclarar que este estudio es una tipología para el análisis de alcantarillas de una y de dos celdas. No se tomó ningún sitio de análisis sino que se supusieron valores críticos y en ciertos casos valores representativos. Este capítulo se dividirá en dos secciones principales; el análisis hidráulico de la alcantarilla y el análisis estructural de esta.

A. Análisis y dimensionamiento hidráulico.

El análisis hidráulico comenzó con decidir que tipo de método se iba utilizar para la obtención de los caudales. Se descartó el método por medio de la ecuación de Manning debido a que es muy empírico si no se cuenta con estudios de suelo y estaciones meteorológicas. También se descartó el método por control de salida ya que al momento de realizar los cálculos para encontrar el caudal de diseño se observó que para las condiciones en las que se estaba analizando la alcantarilla, el método por control de salida daba como resultado un caudal menor que el método por control de entrada, por lo que se prefirió usar el método que proporcionara las condiciones más críticas de diseño.

Para encontrar el caudal de diseño se tuvo que definir las dimensiones de la alcantarilla; la longitud, el ancho, el tirante máximo. La velocidad del flujo se asumió para empezar a hacer los cálculos necesarios para alcantarillas de una celda y de dos celdas. La alcantarilla

de dos celdas, como su nombre lo dice, es la unión de dos celdas, por eso en el Cuadro 34 se muestra los datos generales de las dimensiones de una celda. Lo único que cambia en la alcantarilla de dos celdas es su longitud y su profundidad respecto a la alcantarilla de una celda.

Longitud (L)	4	m
Altura (h)	3	m
Altura máxima del tirante de agua	80	%
Velocidad de flujo asumida (v)	4	m/s

Cuadro 34: Datos generales de las dimensiones de la celda de alcantarilla.

Como lo define el método por control de entrada se tuvo que obtener las pérdidas por velocidad, por fricción y pérdida de entrada para obtener la carga total de la alcantarilla. Esta carga total esta representada como «H» y es la suma de todas las pérdidas mencionadas.

	Una celda		Dos celas	
Pérdida por velocidad (H_v)	0.815	m	0.815	m
Pérdida de entrada (H_e)	0.326	m	0.326	m
Pérdida por fricción (H_f)	0.001367	m	0.000906	m
Profundidad (L)	15	m	25	m
Carga total (H)	1.14306	m	1.14259	m

Cuadro 35: Resultados de pérdidas por fricción, velocidad y de entrada para encontrar la carga total

Las pérdidas por velocidad y de entrada, son las mismas para alcantarillas de una celda y dos celdas, ya que los elementos que contempla para el cálculo son los mismos para ambas. La pérdida por fricción si varía, ya que el radio hidráulico y la profundidad no son los mismos para cada alcantarilla. Cada mencionar que el resultado por pérdida por fricción es muy pequeño y aunque varíe para cada caso, la diferencia son centésimas. Por lo que la carga total es fundamentalmente la misma para cada alcantarilla.

El método por control de entrada toma en cuenta ciertos coeficientes dependiendo del material y el tipo de forma en los extremos de la alcantarilla (Cuadro 6). Para el dimensionamiento de las dos alcantarillas se supuso que en los extremos hay muros aleros con abocinados de 18° a 33.7° . Con esta suposición se encontraron los valores de K, Y, c y M. Además para el análisis hidráulico se tomará una pendiente del 2 por ciento, que es lo más recomendable.

Con las dimensiones de la alcantarilla, la carga total y los valores por elementos en los extremos se prosiguió a encontrar el caudal utilizando las ecuaciones 13, 14 y 15. La ecuación 13 tiene un fundamento basándose en la carga para la profundidad crítica, la ecuación 14 es una mas empírica y fácil de usar. Sabiendo que las ecuaciones 13 y 14 son utilizadas para una alcantarilla no sumergida y la ecuación 15 para una alcantarilla sumergida se obtuvieron los siguientes valores.

	Una celda		Dos celdas	
Alcantarilla no sumergida usando método con fundamento teórico.	23.83	m ³ /s	47.66	m ³ /s
Alcantarilla no sumergida con método empírico	52.84	m ³ /s	105.686	m ³ /s
Alcantarilla sumergida	4000.95	m ³ /s	801.91	m ³ /s

Cuadro 36: Caudales encontrados.

Coincidentemente como la carga es la misma para los dos tipos de alcantarillas, el caudal para la alcantarilla de dos celdas es el doble que el caudal de la alcantarilla de una celda en cualquier de los tres métodos de obtención de caudal.

Los valores de caudales con entradas sumergida fueron descartados por no cumplir con la condición descrita en la sección 6.12.1 que en resumen dice que la relación $\frac{Q}{A \cdot D^{0.5}}$ no debe ser mayor a 4, y en los resultados se obtuvo un valor de 19.29 para ambos casos de alcantarillas. Para caudales con entradas sumergidas la condición cumplió y se tomo la decisión de analizar las alcantarillas para estos caudales.

Teniendo los caudales de diseño, se utilizó el *software* de cálculo numérico *HEC-RAS* para el análisis hidráulico de la alcantarilla de una celda y de dos celdas por separado. Se modeló la alcantarilla y se ingresaron todas las especificaciones necesarias para obtener los resultados del comportamiento de la alcantarilla estando sometida a los caudales de diseño. Este *software* trabaja bajo simulaciones, las cuales consisten en representar el comportamiento de la alcantarilla al momento de aplicarle un caudal bajo las condiciones en las que se supuso iba a estar el elemento.

1. Análisis hidráulico para alcantarilla de una celda.

Los resultados obtenidos por *HEC-RAS* definieron qué caudal es el óptimo para el dimensionamiento de las alcantarillas. Ya que los resultados para el caudal por método empírico, se observa en las figuras 24 y 25 mostrando cómo el nivel de agua en la entrada se sobrepasa la altura de la alcantarilla por mas de metro y medio. Esto no es posible porque se está diseñando para una alcantarilla no sumergida, por lo que el caudal por método empírico se descarta.

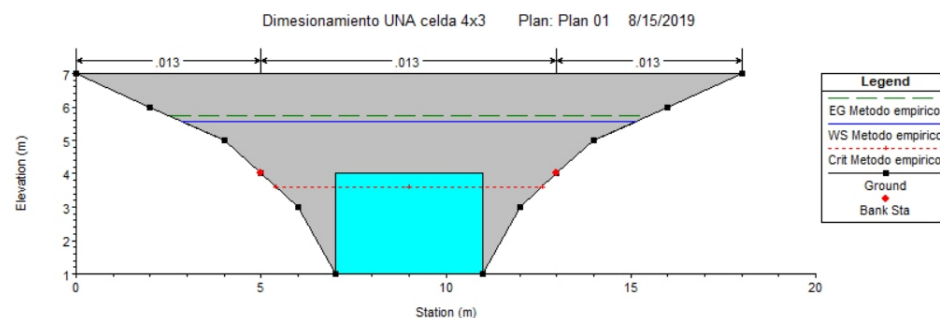


Figura 24: Vista en sección de la entrada de la alcantarilla con caudal de método empírico.

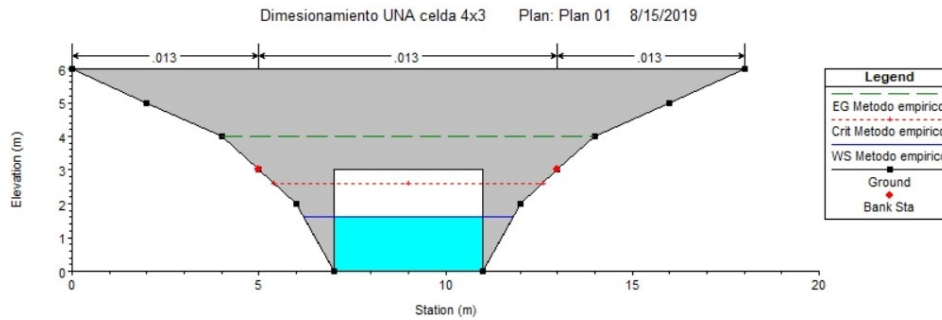


Figura 25: Vista en sección de la salida de la alcantarilla con caudal de método empírico.

Plan: una tramo UNA celda 05 RS: 07 Culv Group: UNA CELDA Profile: Metodo empirico			
Q Culv Group (m3/s)	52.80	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	4.40
Q Barrel (m3/s)	52.80	Culv Vel DS (m/s)	8.22
E.G. US. (m)	5.72	Culv Inv El Up (m)	1.00
W.S. US. (m)	5.58	Culv Inv El Dn (m)	0.00
E.G. DS (m)	3.36	Culv Frctn Ls (m)	0.28
W.S. DS (m)	2.70	Culv Exit Loss (m)	1.70
Delta EG (m)	2.37	Culv Entr Loss (m)	0.39
Delta WS (m)	2.88	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	5.72	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	5.44	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Inlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	4.00	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	1.61	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	1.10	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crít Depth (m)	2.61	Min El Weir Flow (m)	7.00

Errors, Warnings and Notes

Cuadro 37: Datos obtenidos del análisis de *HEC-RAS* para un caudal con método empírico.

La alcantarilla en la salida no está sumergida, se observa en la Figura 25 que el nivel del agua está 1.61 metros. Además se observa en el Cuadro 37 que la velocidad de entrada es 4m/s pero la de salida es de 8.22 m/s, esto debido a que la alcantarilla esta permitiendo una fácil salida del agua y en la entrada la está reteniendo porque le está costando su acceso a la alcantarilla.

Los resultados para el caudal con base teórica muestran datos favorables y lógicos para el análisis de una alcantarilla no sumergida en la entrada. En la Figura 26 se observa que el tirante de agua mide 2.53 metros, aun por debajo de la altura máxima supuesta en los cálculos, que era de 2.7 metros. Tomando en cuenta que por ser la parte inicial de la alcantarilla está un metro de diferencia que la salida, por eso el plano de referencia comienza en 1 y no en 0 como lo muestra la Figura 27.

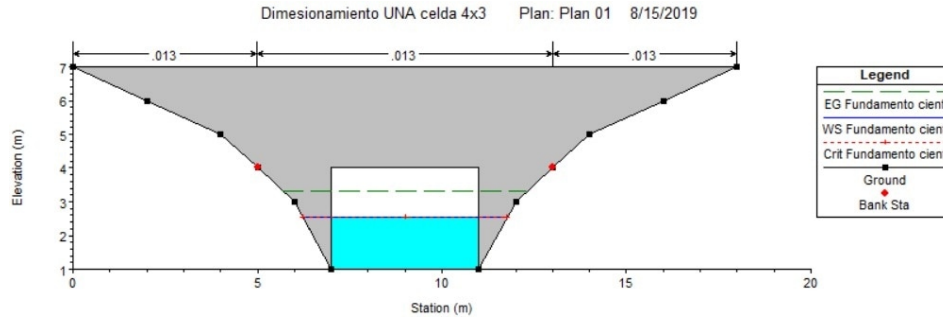


Figura 26: Vista en sección de la entrada de la alcantarilla con caudal de método teórico.

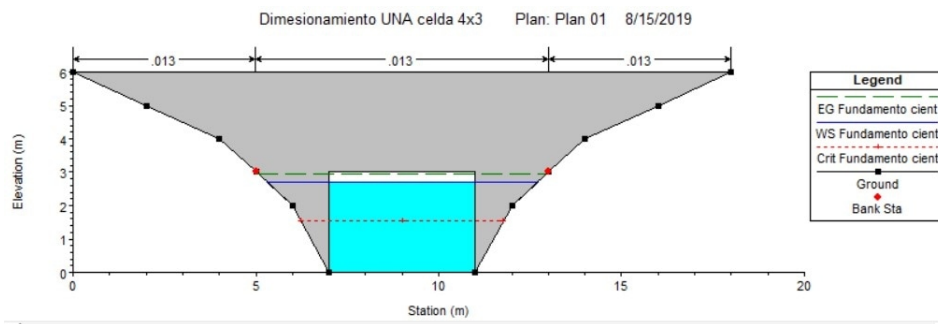


Figura 27: Vista en sección de la salida de la alcantarilla para caudal con fundamentos empíricos.

Plan: una tramo UNA celda 05 RS: 07 Culv Group: UNA CELDA Profile: Fundamento cient			
Q Culv Group (m3/s)	23.80	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	3.88
Q Barrel (m3/s)	23.80	Culv Vel DS (m/s)	2.20
E.G. US. (m)	3.31	Culv Inv El Up (m)	1.00
W.S. US. (m)	3.03	Culv Inv El Dn (m)	0.00
E.G. DS (m)	2.83	Culv Frctn Ls (m)	0.35
W.S. DS (m)	2.70	Culv Exit Loss (m)	0.11
Delta EG (m)	0.48	Culv Entr Loss (m)	0.01
Delta WS (m)	0.33	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	3.31	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	3.61	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Inlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	2.53	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	2.70	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.47	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	1.53	Min El Weir Flow (m)	7.00

Cuadro 38: Datos obtenidos del análisis de *HEC-RAS* para un caudal con fundamentos teóricos.

La Figura 27 muestra que el tirante de salida es mayor que el tirante de la entrada, esto debido a que como el control esta en la entrada de la alcantarilla el flujo empieza a tener problemas para salir de la alcantarilla, el Cuadro 38 refleja este problema dando una velocidad de entrada y salida de 3.88 m/s y 2.2 m/s, respectivamente.

2. Análisis hidráulico para alcantarilla de dos celdas.

Para alcantarillas de dos celdas se esperaba obtener resultados similares que la alcantarilla de una celda, y en efecto así sucedió. Ya que como el caudal para este tipo de alcantarilla es dos veces el caudal de la alcantarilla de una celda, los resultados que *HEC-RAS* arrojó fue una entrada totalmente sumergida para el método empírico y la salida no sumergida. Aunque la profundidad haya cambiado y sean dos celdas, los resultados son básicamente los mismos, ya que las pérdidas para ambos tipos de alcantarillas son las mismas, y *HEC-RAS* lo está comprobando con este análisis.

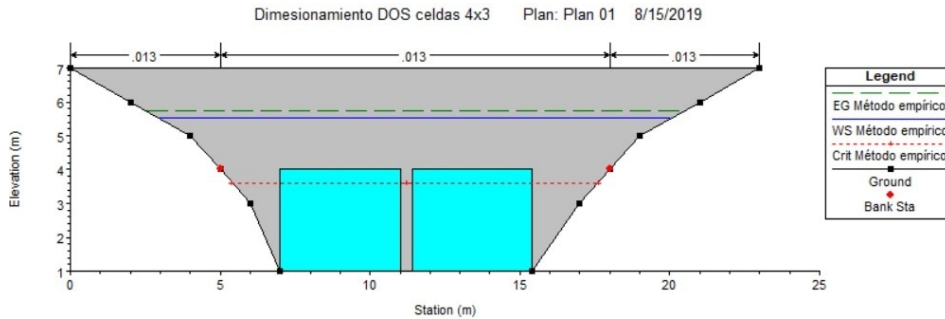


Figura 28: Vista en sección de la entrada de la alcantarilla con caudal de método empírico.

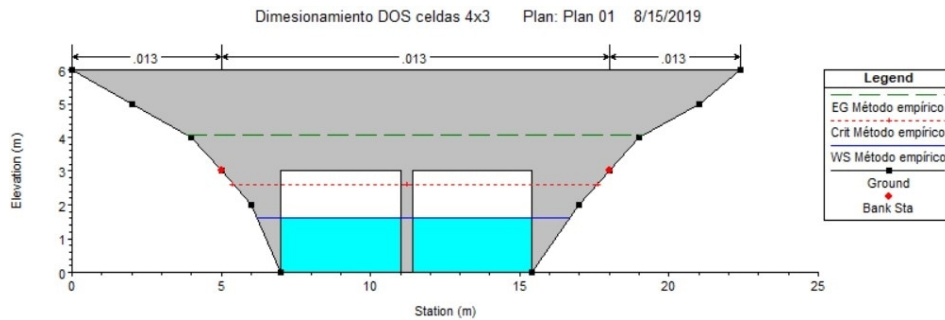


Figura 29: Vista en sección de la salida de la alcantarilla con caudal de método empírico.

Plan: Plan 01 tramo DOS celdas 01 RS: 07 Culv Group: DOS CELDAS Profile: Método empírico			
Q Culv Group (m3/s)	105.60	Culv Full Len (m)	
# Barrels	2	Culv Vel US (m/s)	4.40
Q Barrel (m3/s)	52.80	Culv Vel DS (m/s)	8.22
E.G. US. (m)	5.72	Culv Inv El Up (m)	1.00
W.S. US. (m)	5.52	Culv Inv El Dn (m)	0.00
E.G. DS (m)	3.45	Culv Frctn Ls (m)	0.28
W.S. DS (m)	2.70	Culv Exit Loss (m)	1.61
Delta EG (m)	2.28	Culv Entr Loss (m)	0.39
Delta WS (m)	2.82	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	5.72	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	5.44	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Inlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	4.00	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	1.61	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	1.10	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	2.61	Min El Weir Flow (m)	7.00

Cuadro 39: Datos obtenidos del análisis de *HEC-RAS* para un caudal con método empírico.

Se observa que la alcantarilla en su salida no esta sumergida y los resultados son similares que para alcantarilla en una celda. Este método se descartó debido a que la alcantarilla no fue diseñada para estar sumergida.

Los resultados para alcantarilla de dos celdas con fundamento teórico se muestran en las figuras 30 y 31, donde muestra una alcantarilla no sumergida, con un dominio de la entrada ya que la entrada tiene un tirante mas pequeño que el tirante de la salida, la alcantarilla tiene un tirante mayor en la salida. Esto es debido a la pendiente que se utilizó del 2 por ciento, quizás con una pendiente mayor la alcantarilla tendría menor complicación a la hora de expulsar el flujo. 31.

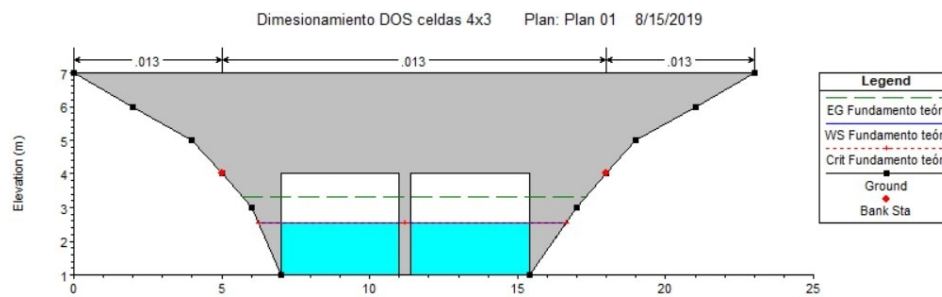


Figura 30: Vista en sección de la entrada de la alcantarilla con caudal para método teórico.

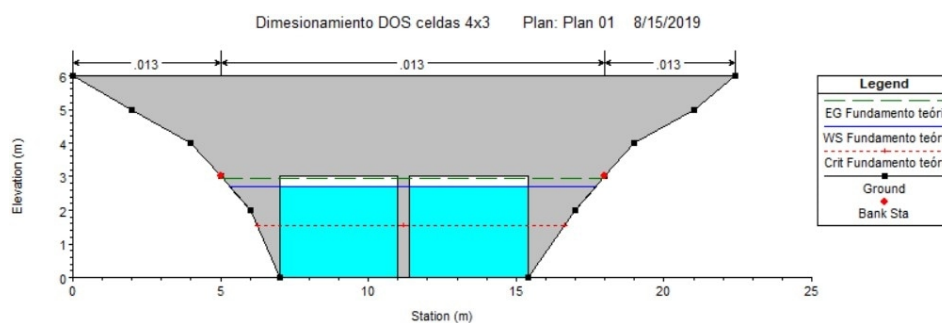


Figura 31: Vista en sección de la salida de la alcantarilla con caudal par método teórico.

Plan: Plan 01 tramo DOS celdas 01 RS: 07 Culv Group: DOS CELDAS Profile: Método empírico			
Q Culv Group (m3/s)	105.60	Culv Full Len (m)	
# Barrels	2	Culv Vel US (m/s)	4.40
Q Barrel (m3/s)	52.80	Culv Vel DS (m/s)	8.22
E.G. US. (m)	5.72	Culv Inv El Up (m)	1.00
W.S. US. (m)	5.52	Culv Inv El Dn (m)	0.00
E.G. DS (m)	3.45	Culv Frctn Ls (m)	0.28
W.S. DS (m)	2.70	Culv Exit Loss (m)	1.61
Delta EG (m)	2.28	Culv Entr Loss (m)	0.39
Delta WS (m)	2.82	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	5.72	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	5.44	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Inlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	4.00	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	1.61	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	1.10	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	2.61	Min El Weir Flow (m)	7.00

Cuadro 40: Datos para alcantarilla de una celda utilizando un caudal con fundamentos teóricos.

Los resultados para alcantarillas en dos celdas comparando el método empírico con el método teórico, determinan que el método con fundamento teórico es el óptimo para utilizar en el diseño de la alcantarilla, ya que la alcantarilla no se sumerge en ningún momento, y el control se mantiene en la entrada de la alcantarilla.

Para las alcantarillas de una y dos celdas se concluyó que el método óptimo de diseño era el de fundamentos teóricos, descartando los caudales del análisis del método empírico. Analizando los resultados se observa que la alcantarilla no está diseñada hidráulicamente para poder drenar los caudales del método con fundamentos empíricos. Teniendo ya estos caudales y verificando que las alcantarillas soportan todas las demandas hidráulicas, se procedió a analizar las alcantarillas estructuralmente.

Teniendo el análisis de *HEC-RAS* y descartando el método empírico ya que los resultados obtenidos no eran válidos para la investigación; se prosiguió a determinar el revestimiento de guarnición el cual en la siguiente tabla se puede ver el detalle del ancho de la piedra, la longitud y ancho de la escollera.

Diseño de revestimiento de guarnición.				
	Alcantarilla de una celda.		Alcantarilla de dos celdas.	
Tamaño mediano de la piedra	0.18	m	0.17	m
Longitud de escollera	16	m	10.75	m
Ancho de escollera	4.305	m	8.605	m

Cuadro 41: Dimensiones de revestimiento de guarnición.

Donde se puede observar una mayor longitud en la alcantarilla de una celda que en la de dos celdas, pero esto es por el ancho de la misma. Además la alcantarilla de una celda posee un mayor tamaño de roca, pero esto es por la relación entre el caudal de descarga y el ancho de la alcantarilla.

B. Análisis y dimensionamiento estructural.

Siguiendo los parámetros descritos por [14] se obtuvieron las cargas demandantes para la alcantarilla tipo cajón. Las cargas demandantes que soportó la alcantarilla fueron, cargas muertas, cargas vivas, presión lateral del suelo, carga por sismo, sobre carga vehicular, capacidad efectiva del suelo y sobre carga del concreto.

En los cuadros 42 y 43 se observa un resumen de los resultados obtenidos de las fuerzas demandantes para ambas alcantarillas.

Demandas Requeridas.		
Carga Muerta (DD)	0.48	Ksf
Carga vertical (EV)	2.98	Ksf
Presión Lateral equivalente del suelo (EH)	4.276	kip/ft
Presión equivalente del sismo (PE)	2.641	kip/ft
Carga viva vehicular (LL)	0.862	Ksf
Presión equivalente por sobre carga vehicular (LS)	5.206	kip/ft
Presión de concreto constante por sobrecarga (DW)	0.098	Ksf

Cuadro 42: Cargas demandantes para alcantarilla de dos celdas.

Demandas Requeridas.		
Carga Muerta (DD)	0.48	Ksf
Carga vertical (EV)	3.08	Ksf
Presión Lateral equivalente del suelo (EH)	4.276	kip/ft
Presión equivalente del sismo (PE)	2.641	kip/ft
Carga viva vehicular (LL)	0.862	Ksf
Presión equivalente por sobre carga vehicular (LS)	5.206	kip/ft
Presión de concreto constante por sobrecarga (DW)	0.098	Ksf

Cuadro 43: Cargas demandantes para alcantarilla de una celda.

La carga muerta y la carga viva vehicular se aplicaron en la parte superior de la alcantarilla. La presión lateral del suelo se aplicó en los muros externo de la alcantarilla, ya que esta está en contacto siempre por ambos extremos con el suelo. La sobre carga vehicular y el sismo solo se aplicó en uno de los muros externos para hacer más crítico el análisis. Y la presión carga vertical, que es la capacidad efectiva del suelo, está haciendo una reacción en la parte inferior de la alcantarilla.

Aunque parezcan que son las mismas para ambas alcantarillas, al momento que se ingresaron las cargas en el *SAP200* se acomodaron a las dimensiones para cada alcantarilla, por lo que su efecto no fue el mismo.

Se dimensionaron las alcantarillas en el *SAP2000* cada una con sus respectivas dimensiones y se les asignaron las cargas pertinentes. También se ingresaron las combinaciones de cargas para los diferentes estados límites de servicio y se obtuvieron los resultados de cortante máximo, momentos positivos y negativos.

Los resultados para obtenidos del *SAP2000* para los estados límites evaluados fueron los siguientes.

UNA CELDA		
Resultados para momento positivo de muros exteriores.		
Resistencia I	374.804	kip-pie
Servicio I	283.66	kip-pie
Resultados para momento negativo de muros exteriores.		
Resistencia I	-308	kip-pie
Servicio I	-251.154	kip-pie
Resultados para corte de muros exteriores.		
Resistencia I	113.937	kip
Servicio I	78.793	kip
Resultados para momento positivo de losas.		
Resistencia I	304.326	kip-pie
Servicio I	247.1239	kip-pie
Resultados para momento negativo de losas.		
Resistencia I	-303.628	kip-pie
Servicio I	-250.215	kip-pie
Resultados para corte de losas.		
Resistencia I	41.948	kip
Servicio I	34.688	kip

Cuadro 44: Resultados de cortantes y momentos últimos de alcantarilla de una celda.

DOS CELDAS		
Resultados para momento positivo de muros exteriores.		
Resistencia I	123.875	kip-pie
Servicio I	77.437	kip-pie
Resultados para momento negativo de muros exteriores.		
Resistencia I	-72.414	kip-pie
Servicio I	-62.98	kip-pie
Resultados para cortante máximo de muros exteriores.		
Resistencia I	67.1711	kip
Servicio I	6.43	kip
Resultados para momento positivo de losas y muro interno.		
Resistencia I	44.952	kip-pie
Servicio I	42.12	kip-pie
Resultados para momento negativo de losas y muro interno.		
Resistencia I	-46.823	kip-pie
Servicio I	-45.055	kip-pie
Resultados para cortante máximo de losas y muro interno.		
Resistencia I	-6.322	kip
Servicio I	-5.977	kip

Cuadro 45: Resultados de cortantes y momentos últimos de alcantarilla de dos celdas.

Se observa que el estado límite de servicio representa una exigencia menor para los dos tipos de alcantarillas. Por lo que se hará el diseño utilizando los valores del estado límite de resistencia.

En la alcantarilla de una celda, como los esfuerzos no son los mismos en toda elemento, se propuso fue hacer un diseño de losa para los muros y un diseño para las losas. Para la alcantarilla de dos celdas, se propuso un diseño de losa para los muros exteriores y un diseño para las losas y el muro interior. En ambas alcantarillas los muros exteriores fueron los más exigidos por momentos y cortante.

1. Diseño estructural de alcantarilla de una celda.

Con la ayuda del programa *mathcad* se calculó el diseño de la alcantarilla para soportar el cortante último y los momentos positivos y negativos últimos. Los resultados se describen en el siguiente cuadro.

Muros exteriores			
	Demanda	Capacidad	Rlación demanda/capacidad
Momento positivo (kip-pie).	374.8	426.341	0.88
Momento negativo (kip-pie).	308	346.127	0.89
Cortante (kip).	113.93	151.9	0.75
Losas			
	Demanda	Capacidad	Rlación demanda/capacidad
Momento positivo (kip-pie).	304.326	348.221	0.87
Momento negativo (kip-pie).	303.628	348.221	0.87
Cortante (kip).	41.948	55.931	0.75

Cuadro 46: Relación demanda/capacidad de los esfuerzos de la alcantarilla.

Como se muestra en la Tabla 46 que las losas como los muros tiene una capacidad mayor que las demandas requeridas, esto afirma que la alcantarilla es capaz de soportar todos los esfuerzos externos a los que estará expuesta.

Los arreglos de varillas propuestos para esta alcantarilla son los siguientes.

Muros			
	Area requerida (pulg. ^2)	Arreglo escogido	Área final (pulg. ^2)
Momento positivo.	4.225	#10@3.5 pulg.	4.34
Momento negativo.	3.387	#9@3.5 pulg.	3.43
Corte.	0.257	#3@5pulg.	0.26
Losas			
	Area requerida (pulg. ^2)	Arreglo escogido	Área final (pulg. ^2)
Momento positivo.	4.192	#10@3.5 pulg.	4.34
Momento negativo.	4.18	#10@3.5 pulg.	4.34
Corte.	0.065	#3@12 pulg.	0.11

Cuadro 47: Areglos de varillas finales para alcantarilla de una celda.

Se procuró que los arreglos elegidos para momento positivo y negativo tuvieran el mismo espaciamiento para que fuera mas fácil la colocación del acero por cortante. El refuerzo por cortante, casi siempre indicó usar el mínimo, esto tiene mucho sentido ya que el elemento es de dimensiones grandes y el refuerzo por flexión es más exigido.

Las figuras 32, 34 y 33 dan un detalle de la la distribución del refuerzo en vistas transversal y longitudinal.

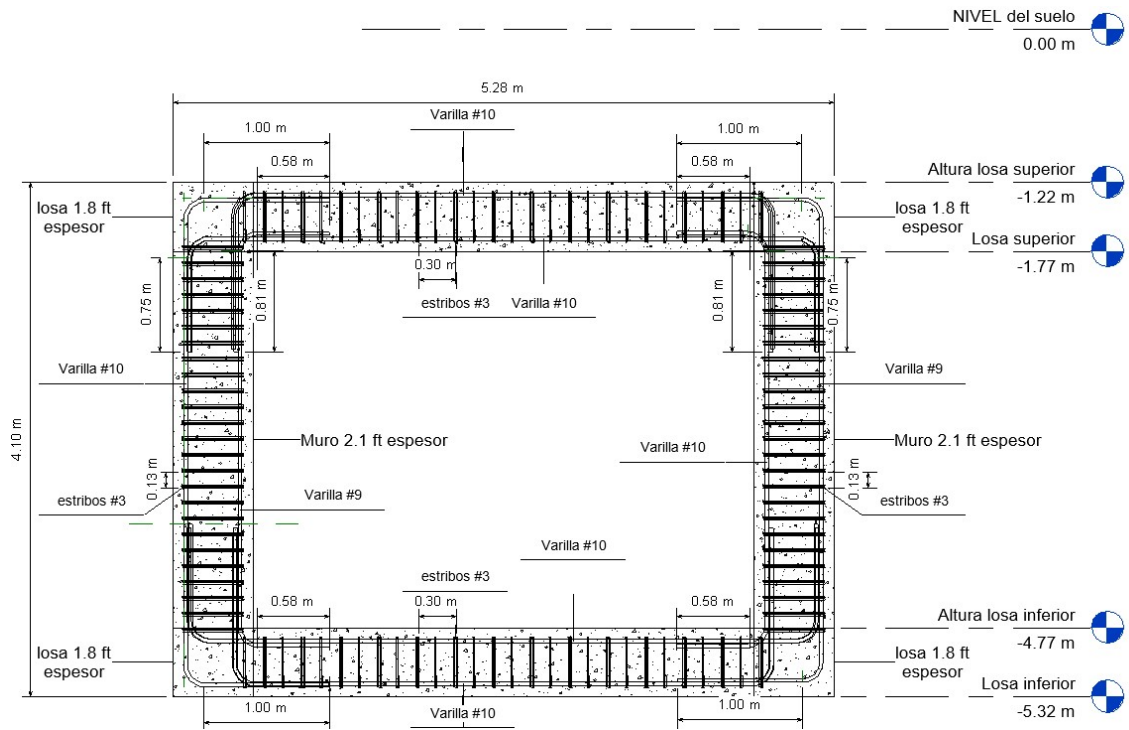


Figura 32: Vista en sección de la entrada de la alcantarilla con caudal para método teórico.

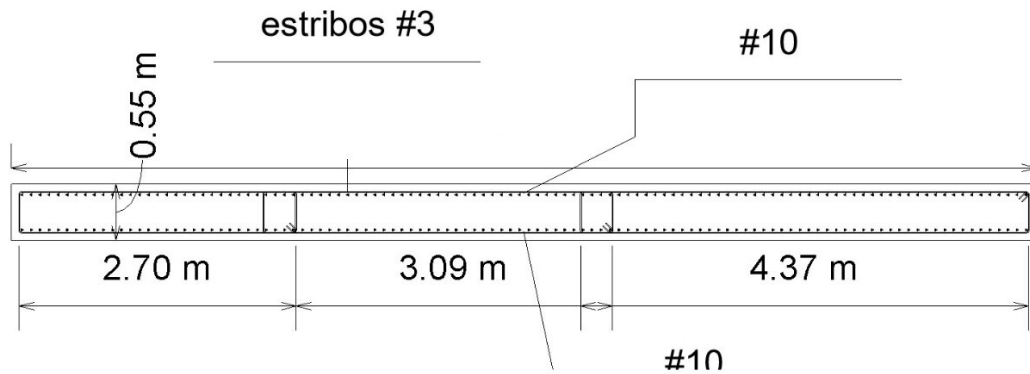


Figura 33: Detalle del refuerzo longitudinal de la losa de la alcantarilla de una celda.

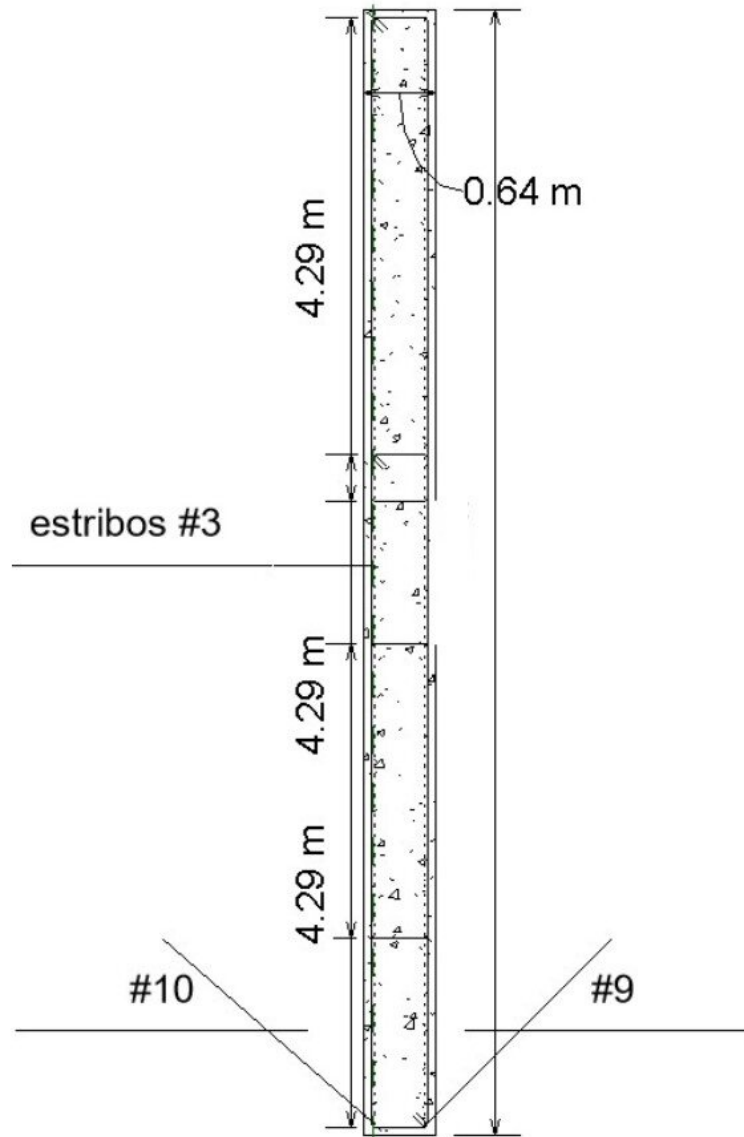


Figura 34: Detalle del refuerzo longitudinal del muro de la alcantarilla de una celda.

2. Diseño estructural de alcantarilla de dos celdas.

De igual forma, utilizando *mathcad* se realizó el diseño de la alcantarilla de dos celdas. Desde el análisis de las demandas mostraba exigencias menores que la alcantarilla de una celda, debido que tenía más elementos a los cuales transferir los esfuerzos, aunque tenga una área de contacto superior en la tierra, las mayores exigencias venían por las cargas laterales. Los resultados fueron los siguientes.

Muros exteriores			
	Demanda	Capacidad	Rlación demanda/capacidad
Momento positivo (kip-pie).	124	147.243	0.84
Momento negativo (kip-pie).	73	89.58	0.82
Cortante (kip).	67.17	89.56	0.75
Losas y muro interior			
	Demanda	Capacidad	Rlación demanda/capacidad
Momento positivo (kip-pie).	45.45	61.244	0.73
Momento negativo (kip-pie).	47.13	61.244	0.74
Cortante (kip).	6.4	8.53	0.75

Cuadro 48: Relación demanda/capacidad de los esfuerzos de la alcantarilla.

Se muestra en el Cuadro 48 que las demandas no superan la capacidad de las alcantarilla e incluso esta estructura está menos exigida que la alcantarilla de una celda. La forma de dividir el diseño en esta forma es debido a que el muro interior no esta exigido de tal manera como los muros exteriores, asi que se prefirió diseñarlo este muro con las exigencias de las losas, que son menores.

Los arreglos de varillas de acero para el refuerzo longitudinal y transversal se muestra a continuación.

Muros exteriores			
	Area requerida (pulg. ²)	Arreglo escogido	Área final (pulg. ²)
Momento positivo.	2.469	#9@4.5 pulg.	2.67
Momento negativo.	1.364	#6@4.5 pulg.	1.51
Corte.	0.271	#3@4.5 pulg.	0.29
Losas y muro intermedio.			
	Area requerida (pulg. ²)	Arreglo escogido	Área final (pulg. ²)
Momento positivo.	1.205	#6@3.5 pulg	1.51
Momento negativo.	1.26	#6@3.5 pulg.	1.51
Corte.	-0.106	#3@12 pulg.	0.11

Cuadro 49: Arreglos de varillas finales para alcantarilla de dos celdas.

Como se muestra en el Cuadro 49 el área de acero requerida para el cortante en losas y muro intermedio quedo negativo, eso significa que la capacidad cortante del concreto es suficiente para cumplir las demandas por cortante. No obstante siempre se tiene que colocarse el refuerzo mínimo por prevención.

Las figuras 35, 36 37, 38, 39, 40 muestra un detallamiento del refuerzo en vistas transversales y longitudinales para los elementos diseñados.

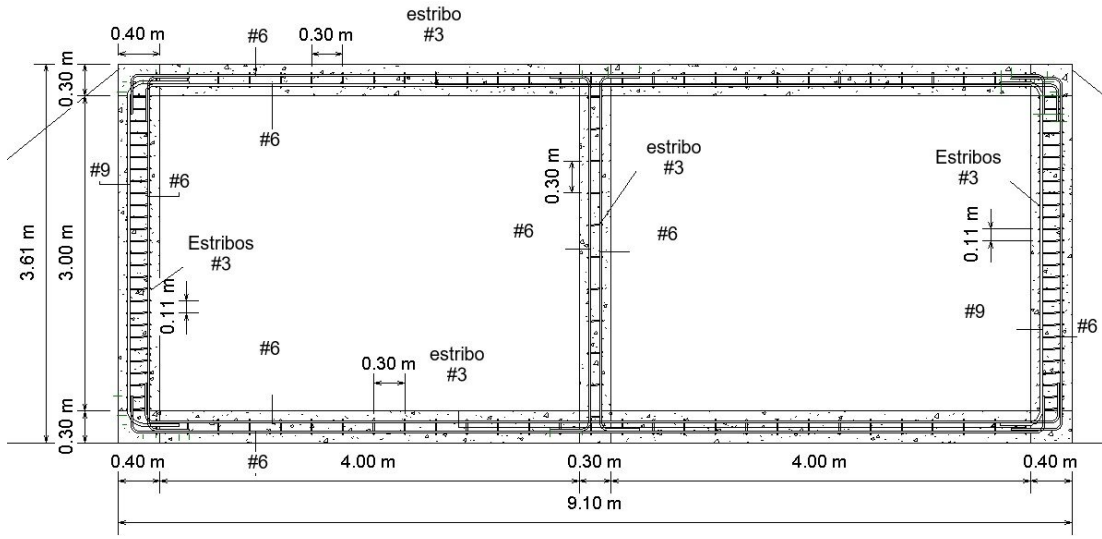


Figura 35: Vista en sección de la entrada de la alcantarilla con caudal para método teórico.

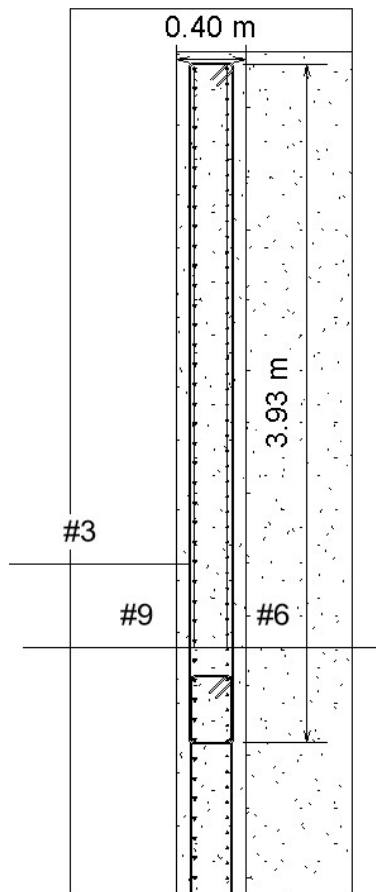


Figura 36: Detalle del refuerzo longitudinal de muro exterior de alcantarilla de una celda.

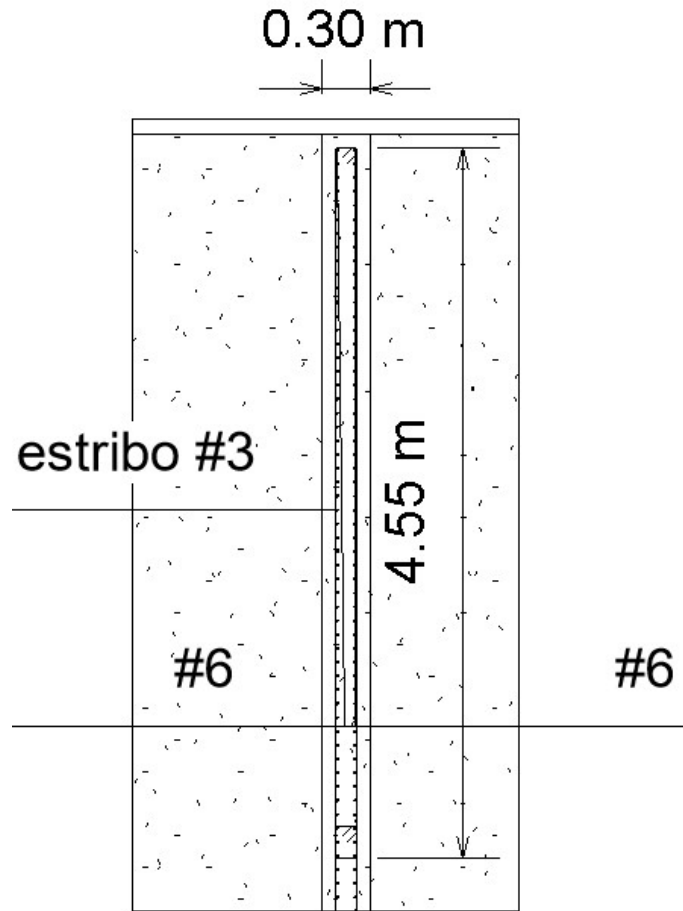


Figura 37: Detalle del refuerzo longitudinal de muro interno de alcantarilla de una celda.

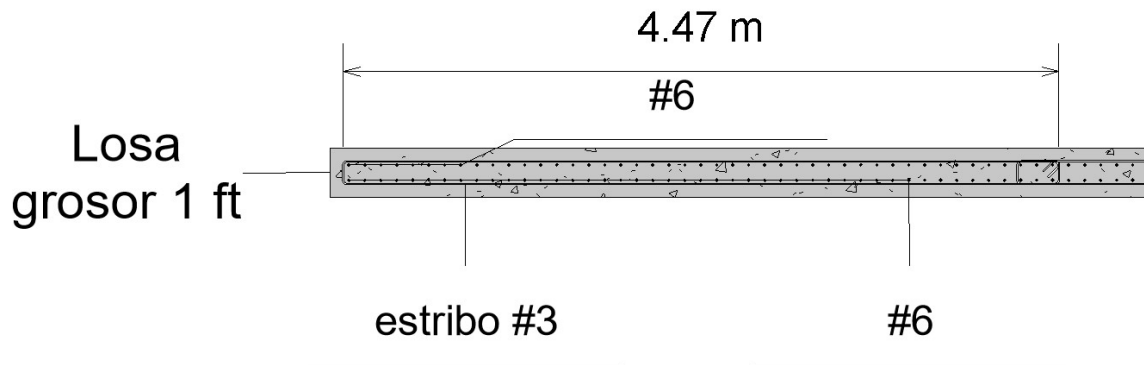


Figura 38: Detalle del refuerzo longitudinal de la losa interno de alcantarilla de una celda.

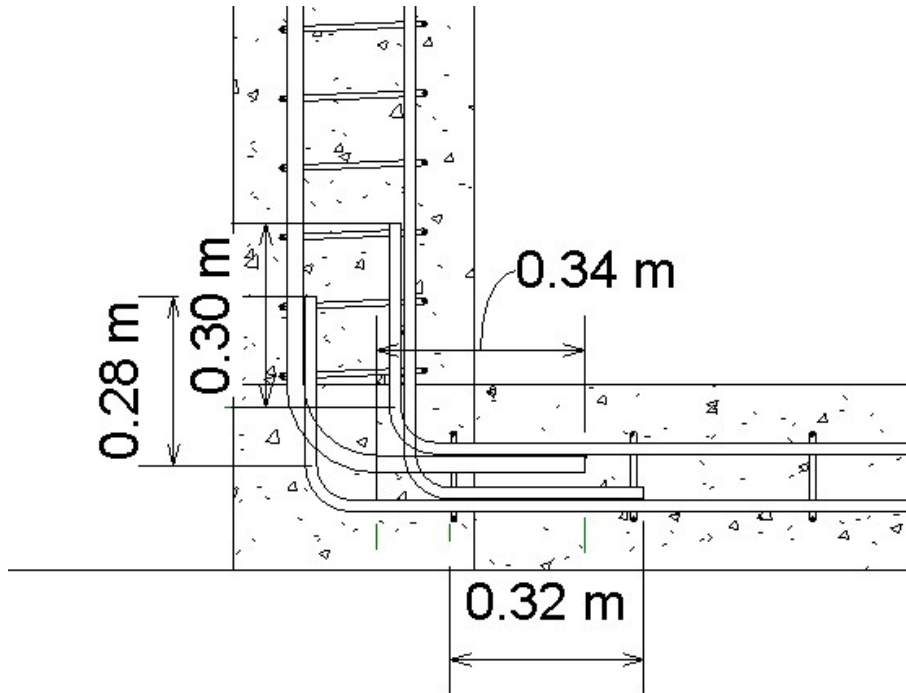


Figura 39: Detalle del nodo de alcantarilla de una celda.

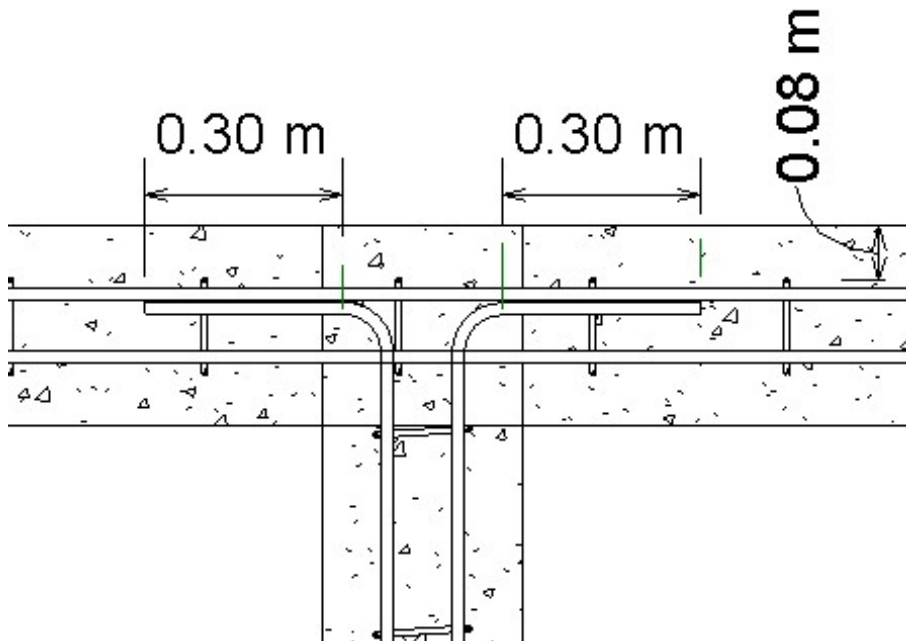


Figura 40: Detalle del nudo de losa y muro intermedio de alcantarilla de una celda.

Para ambas alcantarillas no fue necesario utilizar un refuerzo por contracción y tem-

peratura, ya que la cantidad de acero que se le esta colocando es suficiente para que las estructuras no sufran ningún agrietamiento al momento de fraguar, además ambas están cumpliendo con el espaciamiento máximo por agrietamiento.

El Cuadro 50 muestra las dimensiones finales para cada alcantarilla.

Dimensiones finales de la estructura.				
	Alcantarilla de una celda.		Alcantarilla de dos celdas.	
Largo de la losa*	14.63	ft	14.63	ft
Recubrimiento	3	in	3	in
Espesor de la losa	1.8	ft	1	ft
Espesor muros externos	2.1	ft	1.3	ft
Espesor muro interno	—	—	1	ft
Profundidad	49.2	ft	82	ft
Altura total	13.443	ft	11.843	ft
Largo total	17.323	ft	30.517	ft
*En el caso de alcantarilla de dos celdas, este largo seria multiplicado por dos debido a que se tienen dos losas en la misma estructura.				

Cuadro 50: Dimensiones finales de las alcantarillas.

Con estos valores se tiene un diseño final de la alcantarilla, el cual cumple todos los requisitos hidráulicos y estructurales, en donde las alcantarillas tienen una capacidad para drenar un caudal máximo sin sumergirse. Y fueron diseñadas para soportar las demandas provocadas por factores externos que estan en interacciones con las mismas.

- El número de celdas, la velocidad inicial del flujo y las dimensiones de esta, son los parámetros fundamentales a tomar en cuenta para un dimensionamiento óptimo, ya que hacer algún cambio a estos parámetros modificaría el diseño completo de la alcantarilla. Factores como el método por el que estará regida la alcantarilla dependen de estos factores, al igual que las pérdidas para obtener la carga total y con ello encontrar el caudal de máximo de diseño para la alcantarilla.
- El análisis hidráulico dio como resultados las dos alcantarillas tipo cajón regidas por el método de control de entrada sin estar sumergida, utilizando un método con fundamentos basados en la carga específica para la profundidad crítica. La alcantarilla de una celda tuvo un caudal de diseño de $23.83 \text{ m}^3/\text{s}$, la alcantarilla de dos celdas tuvo un caudal de $47.66 \text{ m}^3/\text{s}$. El hecho que el primer caudal sea la mitad del segundo, es porque las alcantarillas estaban bajo las mismas condiciones, se supuso la misma velocidad de flujo para ambas y factores donde podrían haber variado.
- Las demandas verticales y laterales a las que iba a estar sometida la alcantarilla fueron; carga muerta, carga viva vehicular, presión lateral activa del suelo, presión lateral del sismo, sobre carga vehicular, capacidad efectiva del suelo y sobre carga muerta basandose en las especificaciones de la *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN*.
- Utilizando los *software HEC-RAS* y *SAP200* se dimensionaron las alcantarillas, obteniendo para la alcantarilla de una celda una altura de 13.44 pies, con una longitud de 17.32 pies y una profundidad de 32.8 pies, el ancho de los muros fue de 2.1 pies y el espesor de las losas fue de 1.8 pies. La alcantarilla de dos celdas tuvo una dimensión de 11.84 pies, con una longitud de 16.72 pies y una profundidad de 82 pies, el ancho de los muros exteriores fue de 1.3 pies y el espesor de las losas fue de 1 pie.

- Realizar el análisis y dimensionamiento de la alcantarilla tipo cajón orientada hacia un lugar específico. Para hacer un análisis de la cuenca del cauce y determinar su caudal basado en datos meteorológicos, así como analizar su topografía y encontrar la pendiente y el tipo de suelo donde se analizará la estructura.
- Hacer una comparativa económica entre la elaboración de un puente y una alcantarilla tipo cajón para un tramo carretero en el cual pase el cauce de un río. Analizar que proyecto saldría más factible económicamente hablando.
- Realizar el análisis hidráulico utilizando el método por la ecuación de Manning involucrando todos sus parámetros y condiciones. Dando así una mayor validez a los resultados.
- Diseñar una alcantarilla que se incorpore a la alcantarilla principal, para observar el comportamiento de ambas y cómo podrían variar sus pérdidas. Calculando el porcentaje de caudal que se le agrega a la alcantarilla principal y comparando alturas del tirante en la entrada y salida.
- Establecer el alcance del trabajo para definir hasta donde es aplicable trabajar con alcantarillas tipo cajón en ríos.

-
- [1] J. E. Gribbin, *Introducción a la hidráulica e hidrología con aplicaciones para la administración del agua pluvial*. Santa Fe: CENGAGE Learning, 2017, pág. 543.
 - [2] J. Faustino y G. Chaves, “BASES CONCEPTUALES DEL MANEJO , GESTIÓN Y COGESTIÓN DE CUENCAS HIDROGRÁFICAS”, pág. 45, 2015.
 - [3] F. Salvatierra, “Estudio de la cuenca del río Cajolá con fines de manejo de suelos, municipio de Cajolá, departamento de Quetzaltenango, Guatemala.”, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, inf. téc., 2006. dirección: http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/01/01%7B%5C_%7D0677.pdf.
 - [4] C. Consejo sectorial de ministros de transporte de centroamérica, *Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en centroamérica*. Primera ed. El Salvador, 2016, pág. 239. dirección: <http://www.covial.gob.gt/specs/ManualConstec.pdf>.
 - [5] J. D. Schall, P. L. Thompson, S. M. Zerges, R. T. Kilgore y J. L. Morris, “Hydraulic design of highway culverts. Third edition.”, U.S Department of transportation, Washington D.C., inf. téc., 2012, pág. 323. dirección: <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/12026/hif12026.pdf>.
 - [6] V. Ponce, *Drenaje de carreteras*, 2017. dirección: http://ponce.sdsu.edu/drenaje%7B%5C_%7Dde%7B%5C_%7Dcarreteras%7B%5C_%7Db.html (visitado 24-03-2019).
 - [7] N. National Highway Institute, “Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels”, National Highway Institute, Washington, D.C., inf. téc., 2006, pág. 287. dirección: <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/pubs/06086/hec14.pdf>.
 - [8] “HEC-RAS, Manual de referencia hidráulica del sistema de análisis de ríos.”, inf. téc.
 - [9] M. Murillo, “El escurrimiento superficial. Métodos para su estimación en conservación de suelos.”, La Paz, Bolivia, inf. téc., 2010, pág. 45. dirección: <http://www.fdtavalles.org/pdfs/fdta/Escurrimiento%20Superficial.pdf>.

- [10] P. Durán-Barroso y J. González, “Variabilidad de los grupos hidrológicos del método del número de curva del NRCS (NRCS-CN)”, Universidad de Extremadura. Escuela Politécnica. 100003 Cáceres, Córdoba, inf. téc., 2015, pág. 10. dirección: <http://www.uco.es/jia2015/ponencias/b/b012.pdf>.
- [11] B. Das, *Fundamentos de la ingeniería geotécnica*. Santa Fe: CENGAGE Learning, 2000, pág. 608.
- [12] A. American Association of State Highway and Transportation Officials, “Moisture-Density relations of soils using a 2.5 kg (5.5 lb) rammer and a 305 mm (12 in) drop.”, en *Standards specifications for transportation materials and methods of sampling and testing. Part 2A, tests*. 28.^a ed., Washington, D.C.: AASHTO, 2008, cap. T-99-01, pág. 12.
- [13] B. Das, *Fundamentos de ingeniería geotécnica. Cuarta edición*. Santa Fe: CENGAGE Learning, 2014, pág. 636.
- [14] A. American Association of State Highway and Transportation Officials, *LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*, Séptima. Washington, DC: AASHTO, 2014, pág. 1704, ISBN: 9781560515920.
- [15] A. American Association of State Highway and Transportation Officials, *LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION*, Séptima. Washington, D.C.: AASHTO, 2004, vol. 1, pág. 1704.
- [16] AGIES, “Norma de seguridad estructural para edificaciones - obras de retención”, *Journal of Chemical Information and Modeling*, vol. 53, n.º 9, pág. 47, 2018, ISSN: 1098-6596. DOI: 10.1017/CB09781107415324.004. arXiv: arXiv:1011.1669v3.
- [17] —, “Norma de seguridad estructural para edificaciones - Demandas estructurales y condiciones de sitio”, vol. 53, pág. 109, 2018.
- [18] C. Ministerio de comunicaciones infraestructura y vivienda Guatemala, *Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de cargas y sus combinaciones*. Guatemala: Ministerio de comunicaciones, infraestructura y vivienda, 2010, pág. 20.
- [19] M. Minnesota department of transportation, “Box culvert design example”, *LRFD BRIDGE DESIGN*, n.º September, pág. 54, 2013.
- [20] American Concrete Institute, *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318-14)*. ACI. Farmington Hill: American Concrete Institute, 2014, pág. 592, ISBN: 9780870319600.
- [21] J. McCormac, *Diseño de concreto reforzado*, 8.^a ed. México, D.F: Alfaomega Grupo Editor. S. A., 2011, pág. 724, ISBN: 9786077072317.

Según la tabla A.6 se pueden utilizar varillas #10 cada 3.5in para un área de 4.34 in².

$$A_{steel} := 4.34 \text{ in}^2 \quad d_b := \frac{10}{8} \text{ in} \quad sep := 3.5 \text{ in}$$

$$M_n := A_{steel} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{steel} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right) = 348.221 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

if ($\phi \cdot M_n > M_u$, "cumple", "no cumple") = "cumple"

III. Chequeo de espaciamiento máximo

$$s_1 := 3 \cdot h = 64.8 \text{ in} \quad s_2 := 18 \text{ in}$$

$$s_{max} := \min(s_1, s_2) = 18 \text{ in}$$

smax := if ($sep \leq s_{max}$, "cumple espaciamiento máximo", "cambiar espaciamiento")

smax = "cumple espaciamiento máximo"

IV. Chequeo de espaciamiento mínimo

$$s_{min} := \max\left(1 \text{ in}, d_b, \frac{4}{3} (d_{agg})\right) = 1.25 \text{ in}$$

smin := if ($s_{min} \leq sep$, "cumple espaciamiento mínimo", "cambiar espaciamiento")

smin = "cumple espaciamiento mínimo"

V. Chequeo de acero mínimo

$$\rho := 0.0033 \quad \rho \text{ mínimo}$$

$$A_{smin} := \rho \cdot b \cdot d = 0.737 \text{ in}^2$$

Chequeo := if $A_s > A_{smin}$
 || "Sí cumple con la cuantía mínima."
 else
 || "No cumple con la cuantía mínima."

Chequeo = "Sí cumple con la cuantía mínima."

VI. Verificación de ϵ_t y ϕ para ver si la losa trabaja a tensión.

$$\epsilon_c := 0.003 \quad a := \frac{A_{steel} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 5.106 \text{ in} \quad d = 18.6 \text{ in} \quad c := \frac{a}{0.85} = 6.007 \text{ in}$$

$$\epsilon_t := \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{d} = \frac{\epsilon_c}{c} \xrightarrow{\text{solve, } \epsilon_t, \text{ simplify}} 0.0062892857142857135045$$

$\epsilon_t = 0.006$ Chequeo := if $\epsilon_t > 0.005$
 || "La losa trabaja a tensión y su phi es 0.9."
 else
 || "La losa no trabaja a tensión."

Figura 42: Memoria de cálculo losa de alcantarilla.

Según la tabla A.6 se pueden utilizar varillas #10 cada 3.5in para un área de 4.34 in².

$$A_{steel} := 4.34 \text{ in}^2 \quad d_b := \frac{9}{8} \text{ in} \quad sep := 3.5 \text{ in}$$

$$M_n := A_{steel} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{steel} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \right) = 348.221 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

if ($\phi \cdot M_n > M_{unseg}$, "cumple", "no cumple") = "cumple"

III. Chequeo de espaciamiento máximo

$$s_1 := 3 \cdot h = 64.8 \text{ in} \quad s_2 := 18 \text{ in}$$

$$s_{max} := \min(s_1, s_2) = 18 \text{ in}$$

smax := if ($sep \leq s_{max}$, "cumple espaciamiento máximo", "cambiar espaciamiento")

smax = "cumple espaciamiento máximo"

IV. Chequeo de espaciamiento mínimo

$$s_{min} := \max\left(1 \text{ in}, d_b, \frac{4}{3} (d_{agg})\right) = 1.125 \text{ in}$$

smin := if ($s_{min} \leq sep$, "cumple espaciamiento mínimo", "cambiar espaciamiento")

smin = "cumple espaciamiento mínimo"

V. Chequeo de acero mínimo

$$\rho := 0.0033 \quad \rho \text{ mínimo}$$

$$A_{smin} := \rho \cdot b \cdot d = 0.737 \text{ in}^2$$

Chequeo := if $A_{steel} > A_{smin}$

|| "Sí cumple con la cuantía mínima."
else
|| "No cumple con la cuantía mínima."

Chequeo = "Sí cumple con la cuantía mínima."

VI. Verificación de ξ_t y ϕ para ver si la losa trabaja a tensión.

$$\epsilon_c := 0.003 \quad a := \frac{A_{steel} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 5.106 \text{ in} \quad d = 18.6 \text{ in} \quad c := \frac{a}{0.85} = 6.007 \text{ in}$$

$$\epsilon_{t_{neg}} := \frac{\epsilon_c + \epsilon_{t_{neg}}}{d} = \frac{\epsilon_c}{c} \xrightarrow{\text{solve, } \epsilon_{t_{neg}}, \text{ simplify}} 0.0062892857142857135045$$

$$\epsilon_{t_{neg}} = 0.0063$$

Chequeo := if $\epsilon_t > 0.005$

|| "La losa trabaja a tensión y su phi es 0.9."
else
|| "La losa no trabaja a tensión."

Figura 44: Memoria de cálculo losa de alcantarilla.

Chequeo = "La losa trabaja a tensión y su phi es 0.9."

VII. Selección de arreglo de acero de contracción y temperatura.

$$\rho_1 = \frac{0.0018 \cdot 60000 \text{ ksi}}{f_y} = 1.8 \quad \rho_2 := 0.0014 \quad f_y = 60 \text{ ksi}$$

$$\rho := \begin{cases} \rho_1 & \text{if } \rho_1 > \rho_2 \\ \rho_2 & \text{else} \end{cases} \quad a_{sk} := 0.012 \cdot (d - 30 \text{ in}) = -1.642 \frac{\text{in}^2}{ft}$$

$$As_2 := \rho \cdot b \cdot d = 401.76 \text{ in}^2 \quad \text{Según ACI}$$

$$as := \frac{1.3 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (h + b) \cdot 60} \cdot ft = 1.003 \text{ in}^2 \quad \text{Según AASHTO}$$

NOTA. como se esta usando refuerzo longitudinal a doble cama, el acero por contracción y temperatura no es necesario utilizarlo porque habrá acero por momento negativo.

VIII. Control por agrietamiento.

$$\beta_s := 1 + \frac{rec}{0.7 \cdot (h - rec)} = 1.23 \quad \text{Relación entre la cara de tensión extrema y la tensión en el centroide del refuerzo}$$
$$\gamma_e := 0.75 \quad \text{Factor de exposición.}$$
$$f_{ss} := 0.6 \cdot 60 \text{ ksi} \quad \text{Esfuerzo máximo permisible}$$

$$s_{agrietamiento} := \frac{700 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} \cdot \text{in} - 2 \cdot rec = 5.852 \text{ in}$$

if ($sep \leq s_{agrietamiento}$; "cumple por agrietamiento", "cambiar separación") = "cumple por agrietamiento"

IX. Cálculo para longitud de desarrollo.

$$ld_1 := 8 \cdot d_b = 9 \text{ in} \quad ld_2 := 6 \text{ in} \quad ld_3 := \frac{38 \cdot d_b}{\sqrt{5000}} = 0.605 \text{ in}$$

$$ld := \max(ld_1, ld_2, ld_3) = 9 \text{ in}$$

X. Cálculo para longitud de empalme.

$$ld = 9 \text{ in} \quad lst_1 := 12 \text{ in}$$

$$lst := \max(ld, lst_1) = 12 \text{ in}$$

La longitud de emplame tendrá que ser por lo menos 12 pulgadas.

XI. Terminación del refuerzo.

$$l_{t1} := d = 18.6 \text{ in} \quad l_{t2} := 12 \cdot d_b = 13.5 \text{ in} \quad l_{t3} := \frac{L}{16} = 10.973 \text{ in}$$

$$l_t := \max(l_{t1}, l_{t2}, l_{t3}) = 18.6 \text{ in}$$

La terminación del refuerzo es de 18.6 pulgadas.

Figura 45: Memoria de cálculo losa de alcantarilla.

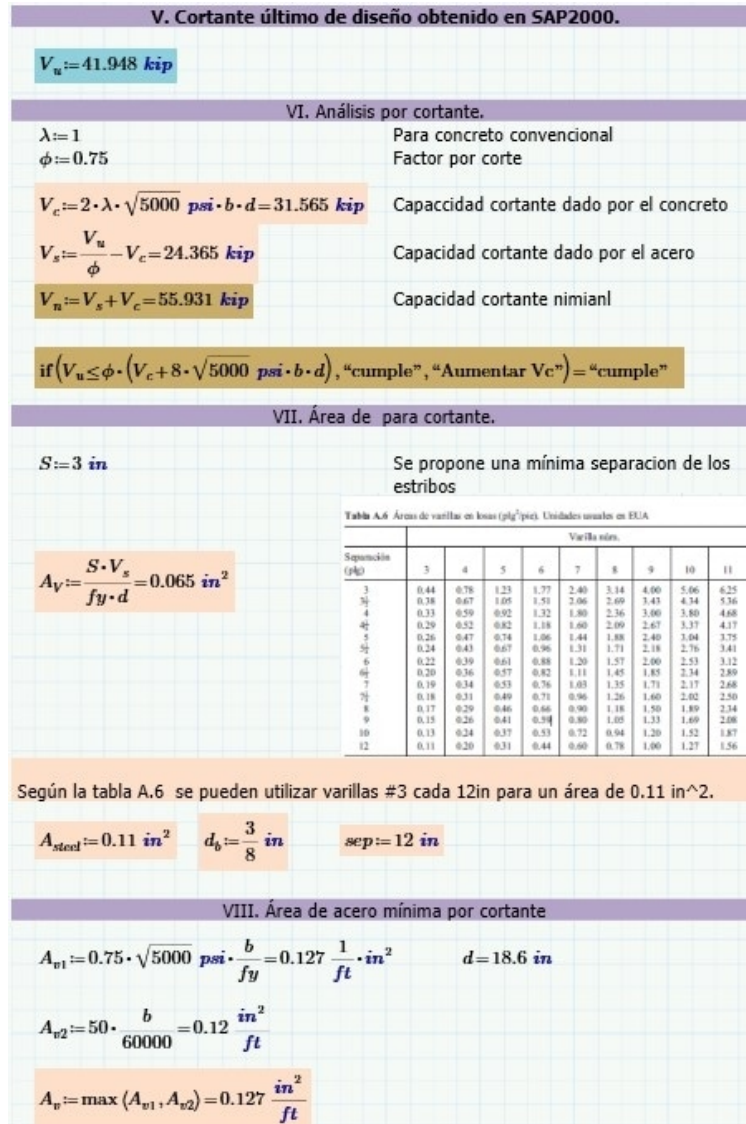


Figura 46: Memoria de cálculo losa de alcantarilla.

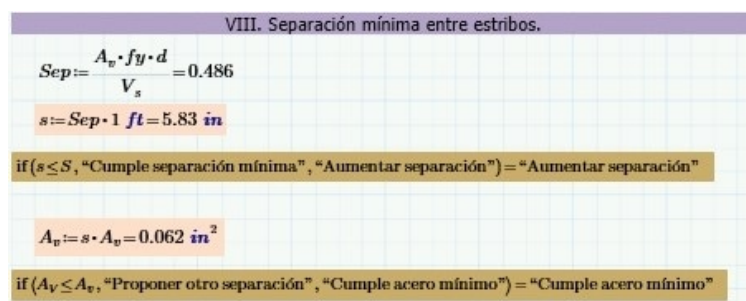


Figura 47: Memoria de cálculo losa de alcantarilla.

B. Diseño de revestimiento de guarnición.

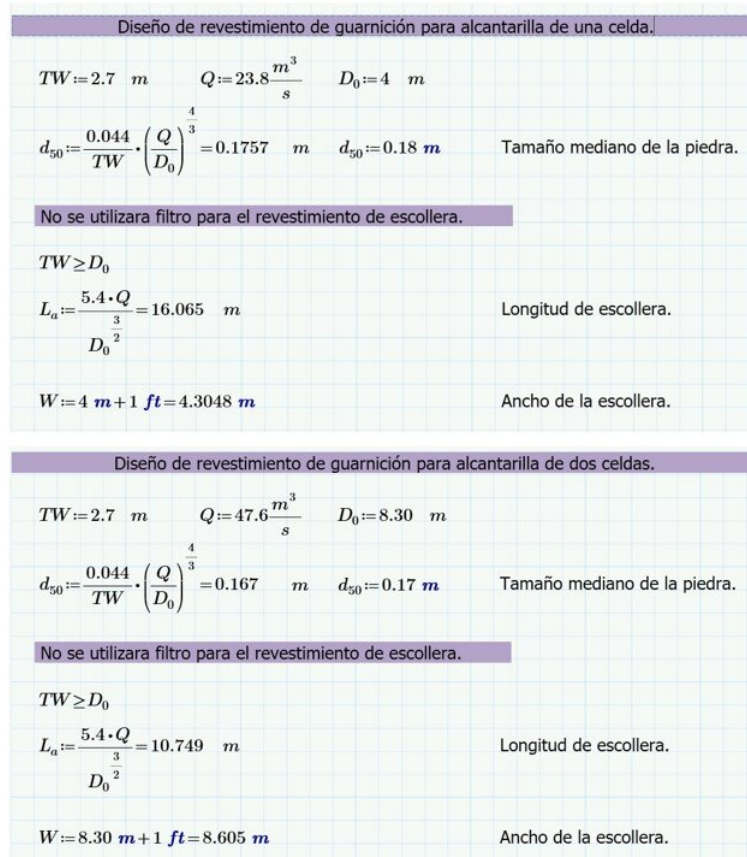


Figura 48: Diseño de revestimiento de guarnición para ambas alcantarillas.

C. Vistas del análisis en *SAP2000* de la alcantarilla de una celda.

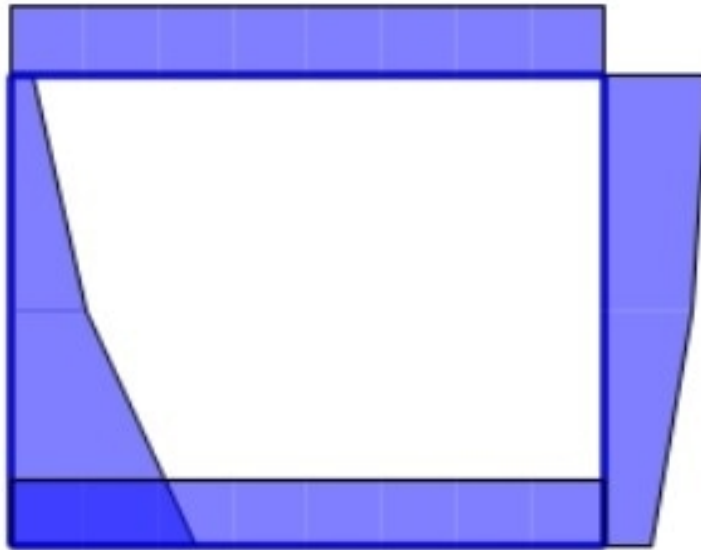


Figura 49: Deformaciones por cortante.

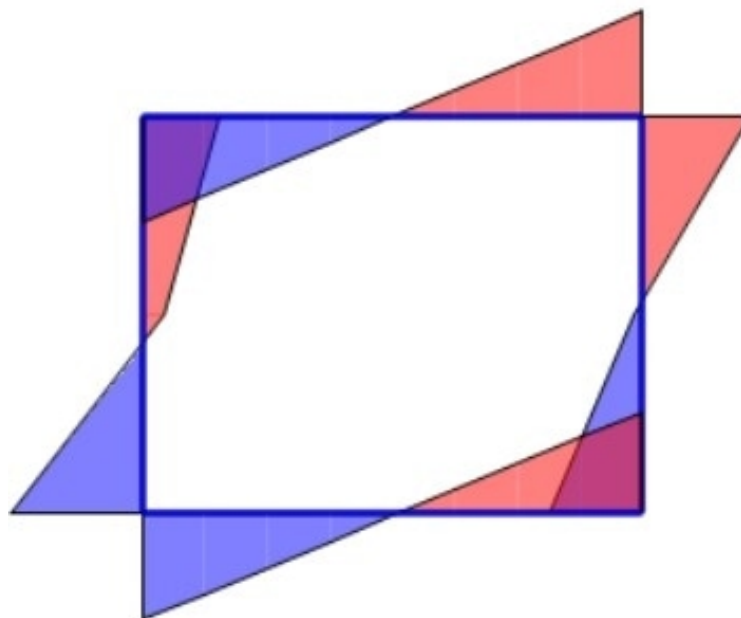


Figura 50: Deformaciones por momentos.

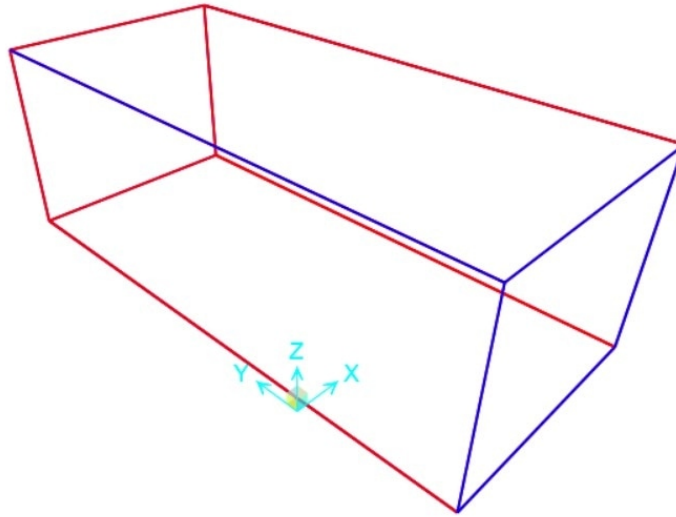


Figura 51: Vista en 3D alcantarilla de una celda.

D. Vistas del análisis en *SAP2000* de la alcantarilla de dos celdas.



Figura 52: Momentos y cortantes obtenidos de la losa para alcantarilla de una celda.

E. Vistas del análisis en *SAP2000* de la alcantarilla de dos celdas.

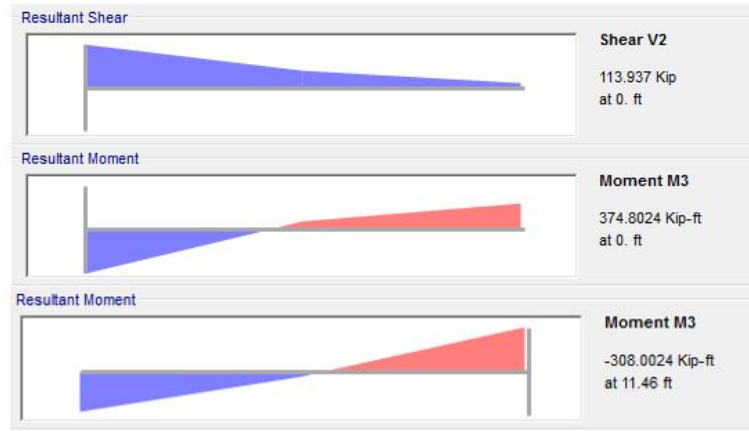


Figura 53: Momentos y cortantes obtenidos del muro para alcantarilla de una celda.

F. Vistas del análisis en *SAP2000* de la alcantarilla de dos celdas.

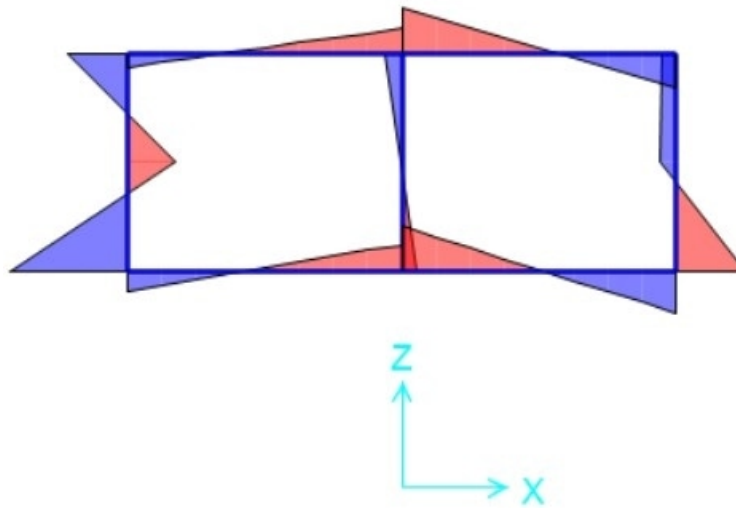


Figura 54: Deformaciones por momentos.

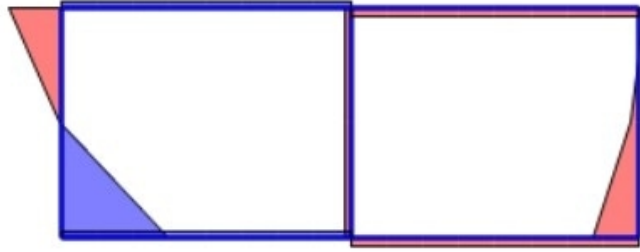


Figura 55: Deformaciones por cortante.

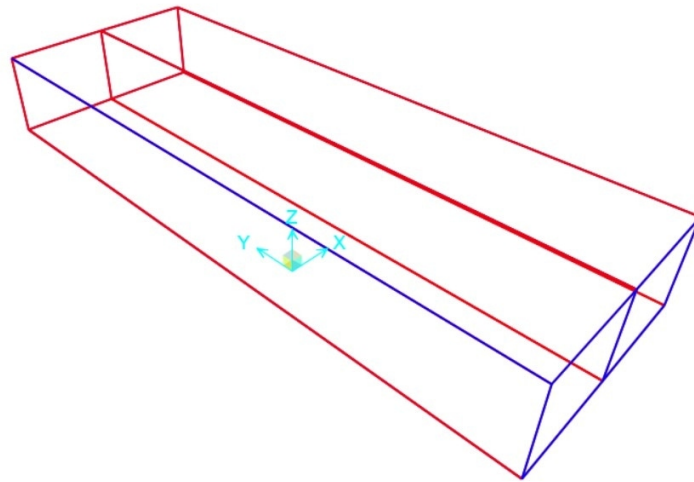


Figura 56: Vista en 3D de alcantarilla de dos celdas..

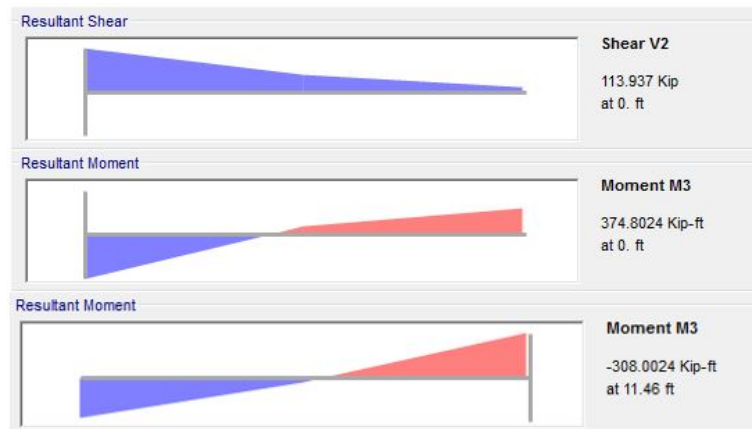


Figura 57: Momentos y cortantes obtenidos del muro para alcantarilla de dos celdas.

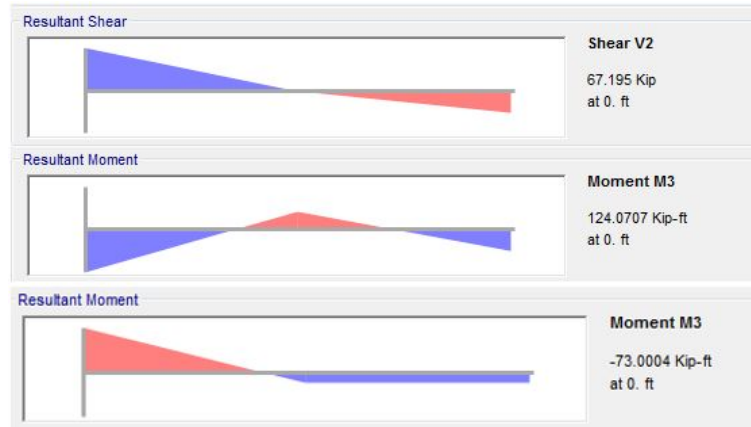


Figura 58: Momentos y cortantes obtenidos de la losa y muro interno para alcantarilla de dos celdas.

G. Modelaje en REVIT para alcantarilla de una y dos celdas.

1. Modelo de alcantarilla de una celda.

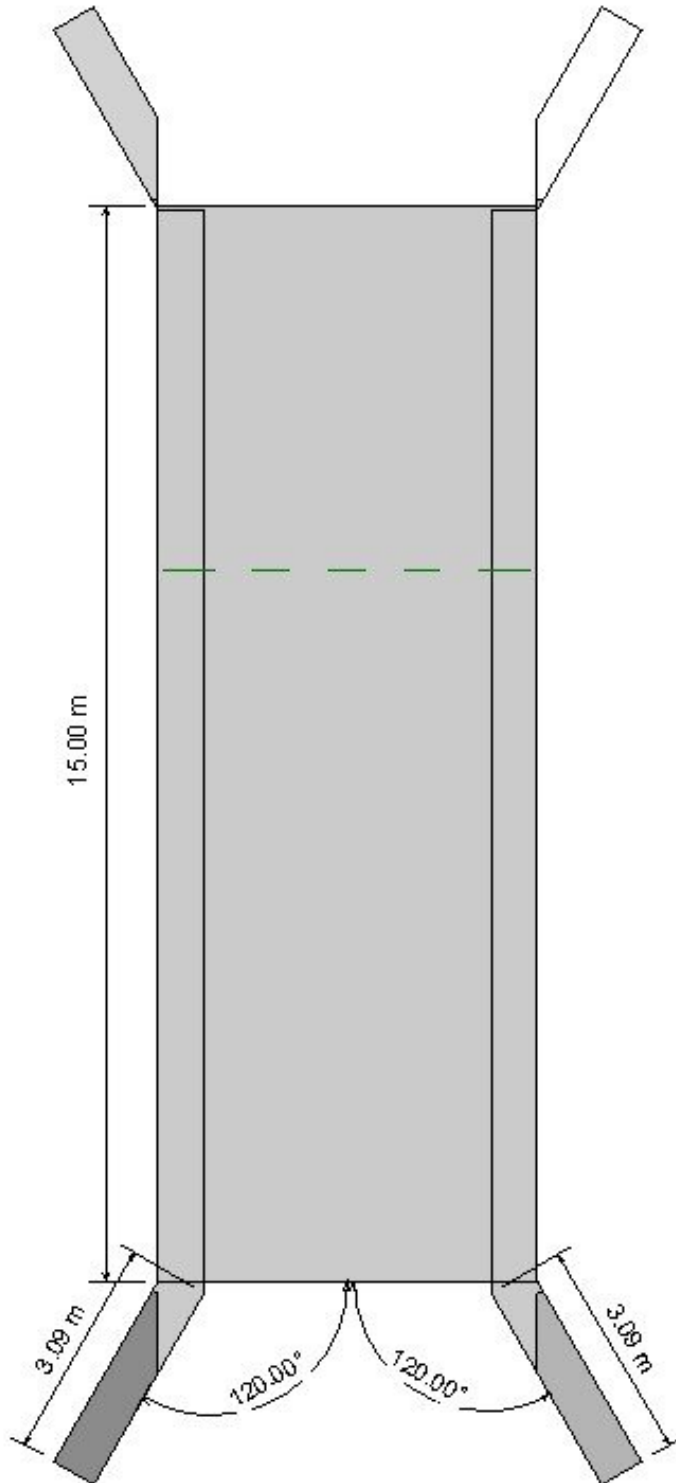


Figura 59: Vista en planta de alcantarilla de una celda.

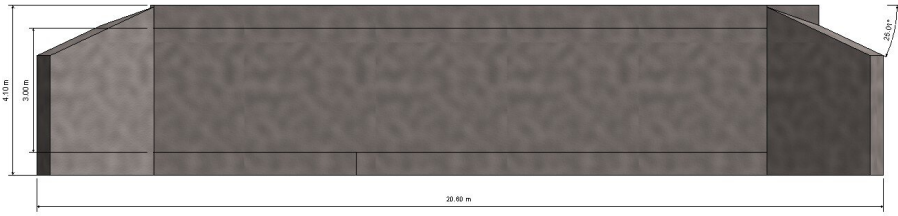


Figura 60: Vista en elevación de alcantarilla de una celda.

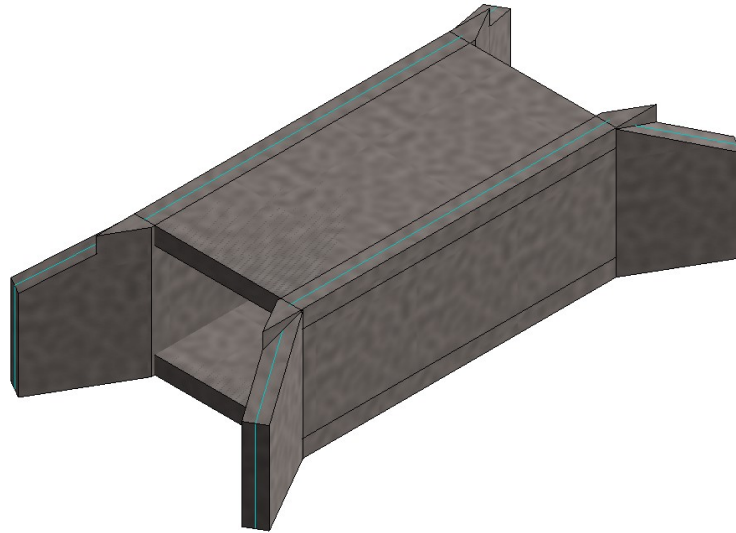


Figura 61: Vista en 3D de alcantarilla de una celda.

2. Modelo de alcantarilla de dos celdas

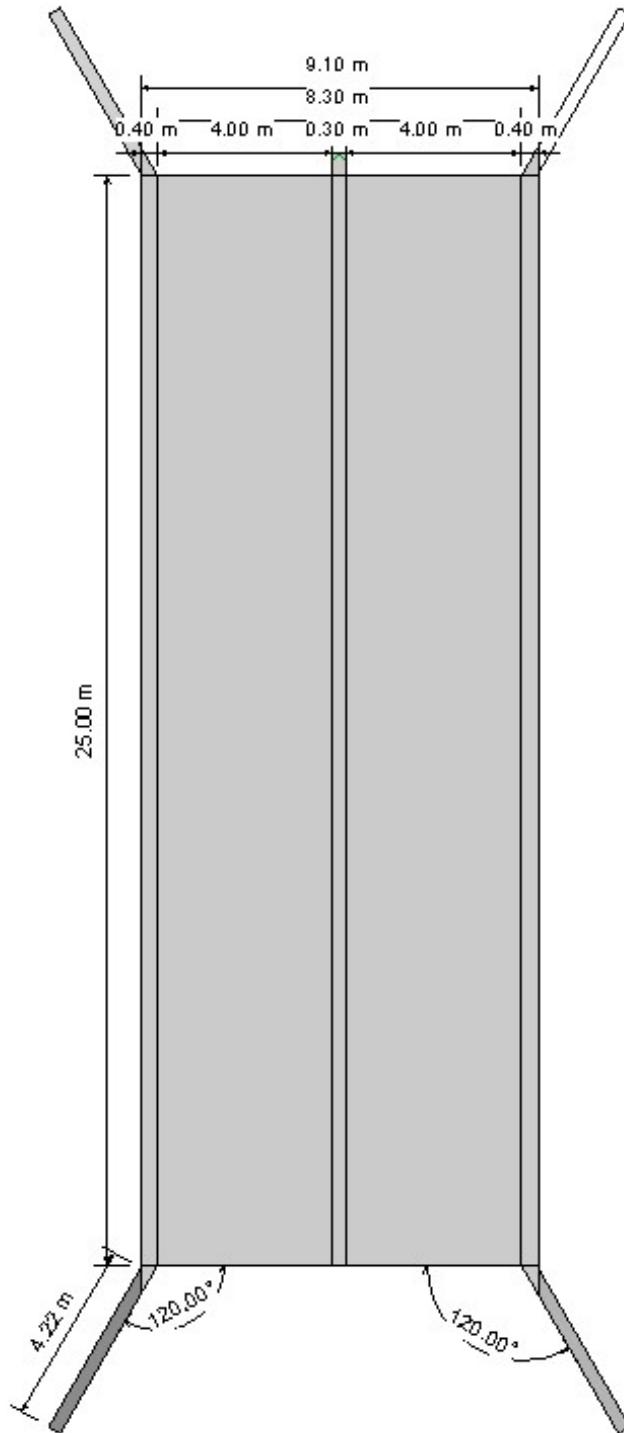


Figura 62: Vista en planta de alcantarilla de dos celdas.

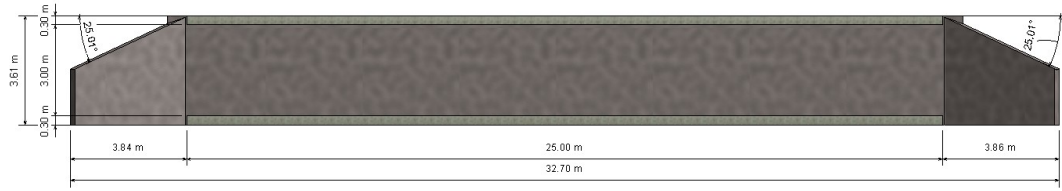


Figura 63: Vista en elevación de alcantarilla de dos celdas.

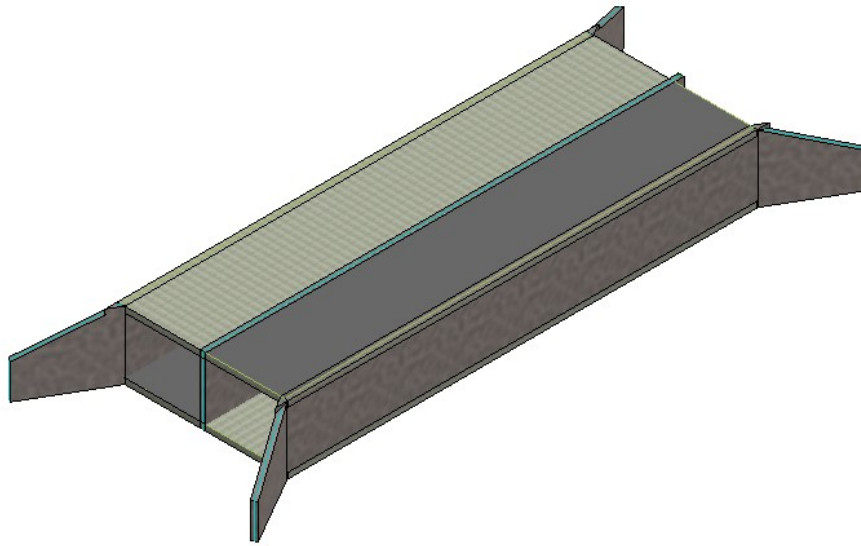


Figura 64: Vista en 3D de alcantarilla de dos celdas.

Afluente : río o cuerpo de agua que transcurre hasta unirse a un cauce mayor o principal. 11

Alcantarilla : tipo de drenaje transversal utilizado para conducir el agua de un afluente. 9

Barril : cuerpo de alcantarilla. También puede entenderse como la garganta de la alcantarilla. 23

Bisel : acabado que se le da a la losa superior para permitir una mayor entrada de flujo a la alcantarilla. 15

Cauce : característica del terreno natural o artificial por donde transcurre un cuerpo de agua. 8

Socavación : excavación producida por el agua. 16

Suelo cohesivo : conformado por suelos granulares, tiende a erosionar y provocar derrumbes. 16

Terraplén : suelo que se utiliza para rellenar un hueco. Este relleno debe de tener cierta pendiente. 32

Tirante : altura del nivel del agua en la sección transversal. 90