

MEMORIA ESTRUCTURAL DE LA ALCANTARILLA SOBRE LA QUEBRADA SIN NOMBRE

Paseo del Norte II



Ing. Michael Chen
michaelchentejada@gmail.com



Tabla de Contenidos

1	Introducción	3
2	Documentos Antecedentes	3
2.1	Estudio de Suelos	3
3	Normativa y Referencias	4
3.1	Estándares de Diseño	4
3.2	Estándares de Construcción	4
4	Análisis Hidrológico de la Alcantarilla	4
4.1	Determinación del Área de la Cuenca	4
4.2	Tiempo de Concentración de la Cuenca	5
4.3	Coeficiente de Escorrentía	6
4.4	Caudal de Diseño	7
5	Análisis Hidráulico del Cauce	8
5.1	Análisis de la Condición Existente	8
5.2	Análisis Hidráulico de la Alcantarilla	12
5.3	Análisis de la Condición Futura	14
6	Cargas de Diseño	18
6.1	Cargas Muertas (DC)	18
6.2	Peso del Relleno (EV)	18
6.3	Carga Viva y de Impacto (LL+IM)	19
6.4	Presión Hidrostática (WA)	19
6.5	Presión Lateral del Suelo (EH)	20
6.6	Combinaciones de Carga	21
7	Análisis Estructural	22
7.1	Apoyos	22
7.2	Resultados del Análisis Estructural	23
8	Diseño Estructural	24
8.1	Losa Superior e Inferior	24
8.1.1	Refuerzo a Flexión Positiva	24
8.1.1.1	Resistencia a Flexión	24
8.1.1.2	Refuerzo Mínimo a Flexión	25
8.1.1.3	Control de Agrietamiento bajo Servicio	25
8.1.1.4	Desarrollo de la Barra a Flexión Positiva	25

8.1.2	Refuerzo a Flexión Negativa.....	26
8.1.2.1	Resistencia a Flexión	26
8.1.2.2	Refuerzo Mínimo a Flexión	26
8.1.2.3	Control de Agrietamiento bajo Servicio	27
8.1.2.4	Desarrollo de la Barra a Flexión Negativa	27
8.1.3	Verificación a Cortante.....	28
8.2	Pared	28
8.2.1	Refuerzo a Flexión Positiva.....	28
8.2.2	Refuerzo a Flexión Negativa.....	29
8.2.2.1	Resistencia a Flexión	29
8.2.2.2	Refuerzo Mínimo a Flexión	29
8.2.2.3	Control de Agrietamiento bajo Servicio	30
8.2.2.4	Desarrollo de la Barra a Flexión Negativa	30
8.2.3	Verificación a Cortante.....	31
8.3	Capacidad Geotécnica.....	31
8.4	Aletas.....	31



1 Introducción

El proyecto urbanístico Paseo del Norte II consiste en una urbanización de aproximadamente 70 hectáreas ubicada en el corregimiento de Ernesto Córdoba Campos, en el Distrito de Panamá, Provincia de Panamá. El proyecto se encuentra bordeado en el oeste por una pequeña quebrada sin nombre que constituye un afluente de la Quebrada La Pita. Como parte de los trabajos a realizar, se construirá una alcantarilla de aproximadamente 55 metros de largo sobre la quebrada sin nombre para permitir el ingreso de los vehículos a la urbanización. La ubicación exacta del proyecto se puede apreciar en la Figura 1.



Figura 1: Ubicación del Proyecto

Fuente: Google Earth

2 Documentos Antecedentes

2.1 Estudio de Suelos

M&M Geotecnia, S.A. realizó las exploraciones geotécnicas del proyecto. Se han utilizado los valores provistos en la revisión de septiembre de 2019 para el cálculo estructurales de la alcantarilla. De acuerdo con dicho informe, dos perforaciones fueron elaboradas; la ubicación de estas se puede observar en la Tabla 1.

Tabla 1: Ubicación de Perforaciones

Fuente: Estudio Geotécnico

Sondeo	Este	Norte
S-1	667661.564	1005654.468
S-2	667655.501	1005637.351

De acuerdo con el estudio de suelos, el suelo consiste en una capa de limo de alta plasticidad seguida por una arena limosa muy densa. La capacidad admisible de la arena limosa densa es igual a 40 toneladas por metro cuadrado, es decir, 392.4 kPa. No se detectó el nivel freático en ninguna de las dos perforaciones.

$$q_{adm} = 0.392 \text{ MPa}$$



Plaza Edison, Nivel 200, Oficina 10 B, Ave. Ricardo J Alfaro
Correo Electrónico: michaelchentejada@gmail.com
Teléfono: 396-7972
Cel: 6750-4332

3 Normativa y Referencias

3.1 Estándares de Diseño

A lo largo de esta memoria, se han utilizado varias normativas y referencias para justificar las distintas decisiones de diseño utilizadas. Las normas más relevantes son aquellas de la Asociación Americana de Oficiales de Transporte y Autopistas (conocida como AASHTO por sus siglas en inglés). A continuación, se presenta las normas de carácter mandatorio utilizadas en el diseño, así como la designación que se le dará a cada documento a lo largo del resto de este informe.

- [REP 2014] — Reglamento Estructural de Panamá, Edición 2014
- [LRFDUS-8] — AASHTO LRFD Bridge Design Specification, Edición 2017
- [ADM-1] — AASHTO Drainage Manual, Edición 2014

De igual forma, se han tomado en cuenta los contenidos de varias referencias técnicas de la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (conocida como la FHWA por sus siglas en inglés). Estas referencias, las cuales consisten en guías de diseño, se han enumerado a continuación.

- [HIF-12-023] — Hydraulic Engineering Circular N° 5: Hydraulic Design of Highway Culverts, 3^{ra} Edición

El Ministerio de Obras Públicas de Panamá ha elaborado el Manual de Requisitos para Revisión de Planos. Este documento reglamenta la tormenta de diseño a utilizar en el diseño. De aquí en adelante, se designará esta referencia como [MOP-1].

3.2 Estándares de Construcción

La referencia primaria utilizada al momento de especificar los requisitos de construcción y la medida de los trabajos realizados consiste en las Especificaciones Técnicas del MOP, designado de aquí en adelante como [MOP-2]. En adición a esto, se han tomado las siguientes dos referencias como guías al momento de definir los estándares de construcción:

- [LRFDCONS-4] — AASHTO LRFD Bridge Construction Specification, 4^{ta} Edición
- [FP-14] — Standard Specifications for Construction of Roads and Bridges on Federal Highway Projects

4 Análisis Hidrológico de la Alcantarilla

4.1 Determinación del Área de la Cuenca

El área de la cuenta fue determinada utilizando el mosaico 4343 III NW (mapa topográfico de Tocúmen, Panamá) del Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia. De acuerdo con dicho mosaico, el área de la cuenca de la quebrada sin nombre es igual a 0.505 kilómetros cuadrados, tal como se puede observar en la Figura 2. El artículo 9.5.1 del manual de drenaje del AASHTO [ADM-1] especifica que se puede utilizar el método racional para cuencas de hasta 200 acres, es decir, 0.81 km².

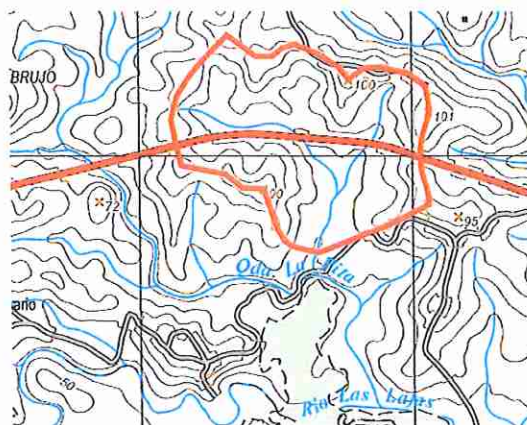


Figura 2: Cuenca de la Quebrada Sin Nombre

Fuente: Mapa Topográfico 4343 III NW del Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia

4.2 Tiempo de Concentración de la Cuenca

El tiempo de concentración de la cuenca se ha estimado con la ecuación 4-67 del “Manual de Consideraciones Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica” de la SIECA; esta expresión se conoce como la ecuación Kirpich-Ramser. La diferencia de altura entre el punto más alto de la cuenca (+100 m) y más bajo de la cuenca (+35 m) es igual a 65 metros. La longitud del cauce principal de la cuenca es igual a 960 metros. En base a esto, se estima que el tiempo de concentración es igual a:

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{(960 \text{ m})^3}{65 \text{ m}} \right)^{0.385} = 10.87 \text{ min}$$

El tiempo de concentración ha sido determinado en base a los requisitos del AASHTO ADM-1 9.5.6. Se ha dividido la cuenca en tres segmentos: flujo laminar, flujo poco profundo, y flujo en canal abierto. El tiempo de concentración de cada fase fue calculado en base a la pendiente promedio del segmento; posterior a eso se sumaron los tres componentes para obtener el tiempo de concentración de la cuenca, según lo establecido por el AASHTO ADM-1 ecuación 9-3. En base a la Figura 3, se estima que el flujo laminar se da en una longitud de 50 m a una pendiente de 20%, seguida por un flujo poco profundo de 200 m a una pendiente de 4%.

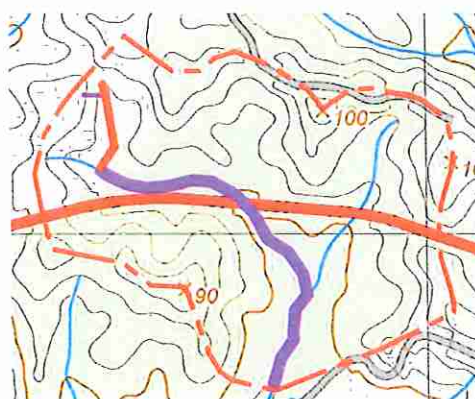


Figura 3: Longitud de los Distintos tipos de Flujo

De acuerdo con la ecuación 9-5 del [ADM-1] y tomando el coeficiente de rugosidad para flujo laminar como 0.011 (el cual es apto para superficies lisas según la Tabla 9-6 del [ADM-1]) y la lluvia de 24 horas para un periodo de recurrencia de 1 en 2 años como $P_2 = 3.6 \text{ in}$, se obtiene que el tiempo de concentración del flujo laminar es igual a:

$$t_{c1} = \frac{0.42}{\sqrt{3.60}} \left(\frac{0.011 \times 150 \text{ m} \times 3.2808 \frac{\text{ft}}{\text{m}}}{\sqrt{0.20}} \right)^{0.8} = 1.62 \text{ min} \quad \text{ADM-1 9-5}$$

Para un flujo poco profundo sobre una superficie no pavimentada, se ha determinado que el coeficiente de interceptación es igual a 0.491 en base a la tabla 9-7 del [ADM-1]. Para una pendiente de 4% y una longitud de flujo de 200 m, el tiempo de concentración es igual a:

$$t_{c2} = \frac{200 \text{ m} \times 3.2808 \frac{\text{ft}}{\text{m}}}{33 \times 0.491 \times 0.04^{0.5} \times 60} = 3.37 \text{ min} \quad \text{ADM-1 9-5}$$

Para el flujo canalizado, se ha estimado la velocidad promedio del flujo utilizando un modelo elaborado con el programa HEC-RAS, versión 5.0.7. Se ha utilizado un $n = 0.025$; de acuerdo con el [MOP-1] este valor es adecuado para cauces de tierra lisa con vegetación rasante. Finalmente, el cauce propiamente definido posee una longitud de 850 m. De acuerdo con la topografía suministrada por el contratista, la pendiente promedio del cauce es de 0.9% (ya que hay una diferencia de elevación de 6 metros en los 645 metros del cauce para los cuales se realizó la agrimensura); este valor se utilizará como condición final. De acuerdo con los resultados, la velocidad promedio de la quebrada sin nombre para la inundación de 1 en 50 años es igual a:

$$V_{avg} = 1.77 \text{ m/s}$$

$$t_{c3} = \frac{850 \text{ m}}{1.77 \frac{\text{m}}{\text{s}} \times 60} = 8.00 \text{ min} \quad \text{ADM-1 9-6}$$

El tiempo de concentración estimado es igual a:

$$t_c = t_{c1} + t_{c2} + t_{c3} = 12.99 \approx 13 \text{ min} \quad \text{ADM-1 9-3}$$

4.3 Coeficiente de Escorrentía

El manual de drenaje del AASHTO especifica los coeficientes de escorrentía a utilizar en el método racional. Estos se pueden observar en la Tabla 2.

Tabla 2: Coeficientes de Escorrentías
Fuente: AASHTO Drainage Manual, Tabla 9-4 (Extracto)

Tipo de Área de Drenaje	Coeficiente de Escorrentía (C)
Residencial: Unifamiliar	0.30 – 0.50
Calles de Concreto	0.80 – 0.90

Para determinar el coeficiente de escorrentía, se ha determinado el porcentaje del área total utilizada por las calles y por los lotes residenciales de una barriada cercana, la cual se considera representativa del desarrollo previsto en el área. La medición de las áreas ocupadas por las distintas áreas de drenaje se puede observar en la Figura 4. Para una barriada cuya área total es de 9.41

hectáreas, el área de la vialidad es igual a 2.08 hectáreas, con los lotes residenciales ocupando las 7.33 hectáreas restantes.



Figura 4: Medición de Áreas para Coeficiente de Escorrentía
Fuente: Google Earth

Utilizando estos datos, se ha calculado un coeficiente de escorrentía de 0.59 para la barriada representativa del área, tal como se puede observar en la Tabla 3.

Tabla 3: Cálculo del Coeficiente de Escorrentía

Uso del Terreno	Porcentaje del Área Total	Coeficiente de Escorrentía	C _f
Lotes Residenciales	77.9%	0.50	0.39
Pavimento	22.1%	0.90	0.20
Coeficiente de Escorrentía =			0.59

Dado que este valor es inferior al coeficiente mínimo de escorrentía de 0.85 utilizado por el MOP en áreas suburbanas y en rápido crecimiento, se utilizará un coeficiente de escorrentía de 0.85 según lo establecido en el Manual de Requisitos para Revisión de Planos del MOP [MOP-1].

4.4 Caudal de Diseño

Para un periodo de diseño de 1 en 50 años, la intensidad de la lluvia se ha determinado utilizando la ecuación provista por el [MOP-1] para la vertiente Pacífica; dicha ecuación ha sido basada en estudios realizados en la estación meteorológica de Balboa Heights y es aplicable para la Ciudad de Panamá.

$$i = \frac{370}{33+1 \text{ min}} = 8.04 \frac{\text{in}}{\text{h}} \quad \text{MOP-1}$$

$$Q = ciA = 0.85 \times 8.04 \frac{\text{in}}{\text{h}} \times 0.51 \text{ km}^2 = 24.6 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad \text{ADM-1 9-2}$$

5 Análisis Hidráulico del Cauce

5.1 Análisis de la Condición Existente

Se elaboró un modelo utilizando el programa HEC-RAS versión 5.0.7 para determinar la magnitud de la planicie de inundación previo a la colocación de la alcantarilla. Se puede observar el modelo utilizado en la Figura 5. En la modelación empleada, se ha utilizado la convención de HEC-RAS, en la cual las estaciones más bajas se encuentran aguas abajo, mientras que las estaciones con numeraciones más altas se encuentran aguas arriba.

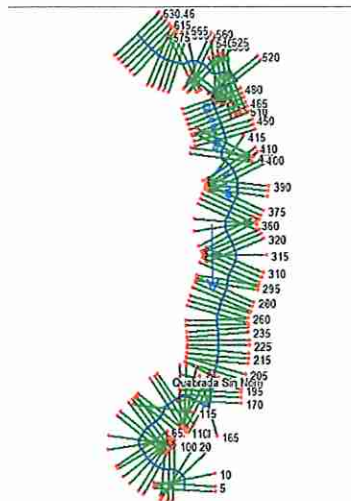


Figura 5: Geometría del Río Previo a la Colocación de la Alcantarilla

Como se mencionó anteriormente, se ha empleado un coeficiente de Manning de 0.025 a lo largo de todas las secciones. Se ha empleado un caudal de diseño de $24.6 \text{ m}^3/\text{s}$ según se determinó con el método racional. La condición al final del modelo se ha tomado como un flujo de profundidad normal para una pendiente de 0.9% (la cual equivale a la pendiente promedio del cauce). Se pueden observar los resultados del modelo en la Tabla 4.

Tabla 4: Análisis de la Quebrada sin Nombre (Inicial)
Fuente: Modelo Elaborado con HEC-RAS 5.0.7

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
0+630	41.00 m	42.86 m	43.08 m	0.32%	2.08 m/s	11.83 m^2	12.14 m	0.67
0+630	41.00 m	42.92 m	43.05 m	0.14%	1.60 m/s	15.34 m^2	12.83 m	0.47
0+625	41.00 m	42.90 m	43.04 m	0.16%	1.67 m/s	14.70 m^2	13.21 m	0.51
0+620	41.00 m	42.82 m	43.02 m	0.24%	2.00 m/s	12.33 m^2	11.48 m	0.61
0+615	41.00 m	42.52 m	42.98 m	0.70%	2.99 m/s	8.23 m^2	9.05 m	1
0+610	40.95 m	42.51 m	42.94 m	0.71%	2.88 m/s	8.53 m^2	10.25 m	1.01
0+605	40.90 m	42.52 m	42.72 m	0.32%	1.98 m/s	12.43 m^2	14.59 m	0.68
0+600	40.85 m	42.43 m	42.69 m	0.47%	2.27 m/s	10.83 m^2	13.99 m	0.82
0+595	40.80 m	42.28 m	42.65 m	0.73%	2.72 m/s	9.03 m^2	12.18 m	1.01

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
0+590	40.75 m	42.10 m	42.46 m	0.71%	2.65 m/s	9.27 m ²	12.97 m	1
0+585	40.69 m	41.96 m	42.32 m	0.72%	2.66 m/s	9.24 m ²	13.07 m	1.01
0+580	40.64 m	41.74 m	42.11 m	0.70%	2.70 m/s	9.11 m ²	12.27 m	1
0+575	40.53 m	41.67 m	41.98 m	0.53%	2.48 m/s	9.93 m ²	12.24 m	0.88
0+570	40.00 m	41.77 m	41.92 m	0.17%	1.67 m/s	14.71 m ²	13.17 m	0.51
0+565	40.00 m	41.72 m	41.90 m	0.23%	1.91 m/s	12.88 m ²	11.84 m	0.58
0+560	40.00 m	41.72 m	41.89 m	0.19%	1.80 m/s	13.67 m ²	11.70 m	0.53
0+555	40.00 m	41.42 m	41.84 m	0.73%	2.88 m/s	8.54 m ²	10.24 m	1.01
0+550	40.00 m	41.29 m	41.69 m	0.73%	2.79 m/s	8.83 m ²	11.36 m	1.01
0+545	40.00 m	41.21 m	41.59 m	0.72%	2.72 m/s	9.06 m ²	12.08 m	1
0+540	39.00 m	40.98 m	41.00 m	0.02%	0.62 m/s	39.79 m ²	33.06 m	0.18
0+535	39.00 m	40.98 m	41.00 m	0.04%	0.71 m/s	34.60 m ²	36.42 m	0.23
0+530	39.00 m	40.96 m	41.00 m	0.06%	0.86 m/s	28.56 m ²	32.35 m	0.29
0+525	39.13 m	40.94 m	40.99 m	0.07%	0.99 m/s	24.77 m ²	26.27 m	0.33
0+520	39.30 m	40.96 m	40.99 m	0.03%	0.73 m/s	33.89 m ²	33.73 m	0.23
0+515	39.00 m	40.97 m	40.98 m	0.01%	0.49 m/s	49.89 m ²	33.93 m	0.13
0+510	39.89 m	40.65 m	40.95 m	0.76%	2.43 m/s	10.14 m ²	17.15 m	1.01
0+505	39.09 m	40.71 m	40.81 m	0.19%	1.40 m/s	17.58 m ²	24.23 m	0.52
0+500	39.00 m	40.71 m	40.79 m	0.16%	1.24 m/s	19.87 m ²	27.82 m	0.47
0+495	39.00 m	40.70 m	40.78 m	0.20%	1.28 m/s	19.29 m ²	31.25 m	0.52
0+490	39.00 m	40.50 m	40.75 m	0.46%	2.22 m/s	11.10 m ²	14.07 m	0.8
0+485	39.00 m	40.57 m	40.70 m	0.18%	1.59 m/s	15.49 m ²	16.06 m	0.52
0+480	39.00 m	40.61 m	40.68 m	0.11%	1.17 m/s	21.05 m ²	24.63 m	0.4
0+475	39.00 m	40.43 m	40.65 m	0.38%	2.10 m/s	11.70 m ²	14.17 m	0.74
0+470	39.00 m	40.25 m	40.61 m	0.73%	2.68 m/s	9.19 m ²	12.81 m	1.01
0+465	39.00 m	40.14 m	40.49 m	0.72%	2.60 m/s	9.45 m ²	13.70 m	1
0+460	38.99 m	40.18 m	40.42 m	0.45%	2.18 m/s	11.27 m ²	15.03 m	0.81
0+455	38.99 m	40.18 m	40.39 m	0.36%	1.98 m/s	12.40 m ²	16.17 m	0.72
0+450	38.99 m	40.20 m	40.36 m	0.26%	1.75 m/s	14.10 m ²	17.76 m	0.63
0+445	38.98 m	40.21 m	40.34 m	0.18%	1.54 m/s	15.96 m ²	18.09 m	0.52
0+440	38.94 m	40.21 m	40.32 m	0.14%	1.46 m/s	16.86 m ²	17.08 m	0.47
0+435	38.89 m	40.22 m	40.31 m	0.12%	1.37 m/s	17.97 m ²	18.06 m	0.44
0+430	38.85 m	40.16 m	40.30 m	0.19%	1.65 m/s	14.94 m ²	15.19 m	0.53
0+425	38.81 m	40.02 m	40.28 m	0.41%	2.26 m/s	10.91 m ²	12.25 m	0.76
0+420	38.00 m	40.08 m	40.23 m	0.18%	1.72 m/s	14.30 m ²	12.05 m	0.5
0+415	38.00 m	40.09 m	40.21 m	0.19%	1.56 m/s	15.80 m ²	16.11 m	0.5
0+410	38.00 m	39.64 m	40.16 m	0.74%	3.17 m/s	7.76 m ²	7.59 m	1
0+405	38.00 m	39.59 m	40.10 m	0.84%	3.14 m/s	7.82 m ²	7.90 m	1.01
0+400	38.00 m	39.59 m	40.01 m	0.80%	2.88 m/s	8.55 m ²	10.14 m	1
0+395	38.00 m	39.49 m	39.87 m	0.79%	2.71 m/s	9.07 m ²	12.09 m	1
0+390	38.00 m	39.61 m	39.75 m	0.29%	1.68 m/s	14.66 m ²	19.53 m	0.62

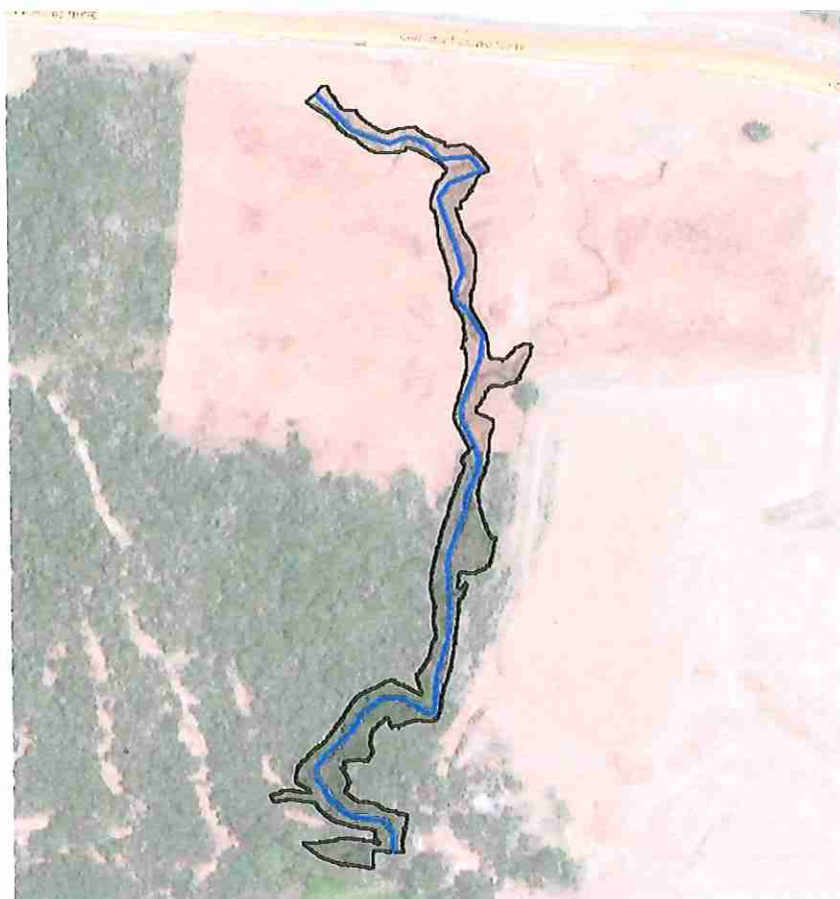
River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
0+385	38.00 m	39.65 m	39.72 m	0.13%	1.18 m/s	20.92 m ²	26.72 m	0.42
0+380	37.99 m	39.66 m	39.71 m	0.06%	0.92 m/s	26.61 m ²	28.43 m	0.31
0+375	37.99 m	39.68 m	39.70 m	0.03%	0.70 m/s	35.21 m ²	31.59 m	0.21
0+370	37.99 m	39.65 m	39.70 m	0.05%	0.96 m/s	25.74 m ²	23.41 m	0.29
0+365	38.00 m	39.58 m	39.69 m	0.12%	1.42 m/s	17.26 m ²	15.40 m	0.43
0+360	37.99 m	39.52 m	39.67 m	0.22%	1.73 m/s	14.22 m ²	14.35 m	0.55
0+355	37.98 m	39.43 m	39.65 m	0.36%	2.10 m/s	11.69 m ²	13.08 m	0.71
0+350	37.99 m	39.29 m	39.62 m	0.60%	2.54 m/s	9.68 m ²	12.08 m	0.91
0+345	37.98 m	39.31 m	39.57 m	0.44%	2.27 m/s	10.84 m ²	12.91 m	0.79
0+340	37.98 m	39.35 m	39.53 m	0.26%	1.87 m/s	13.13 m ²	14.22 m	0.62
0+335	37.99 m	39.41 m	39.50 m	0.12%	1.34 m/s	18.33 m ²	18.20 m	0.43
0+330	37.97 m	39.40 m	39.49 m	0.11%	1.29 m/s	19.01 m ²	18.11 m	0.4
0+325	37.97 m	39.16 m	39.46 m	0.57%	2.41 m/s	10.21 m ²	13.13 m	0.87
0+320	37.97 m	39.13 m	39.42 m	0.77%	2.40 m/s	10.25 m ²	17.57 m	1
0+315	37.84 m	38.83 m	39.17 m	0.73%	2.58 m/s	9.53 m ²	14.20 m	1.01
0+310	37.00 m	38.47 m	38.85 m	0.79%	2.75 m/s	8.96 m ²	11.68 m	1
0+305	37.00 m	38.23 m	38.62 m	0.74%	2.76 m/s	8.91 m ²	11.51 m	1
0+300	37.00 m	38.13 m	38.51 m	0.72%	2.70 m/s	9.11 m ²	12.27 m	1
0+295	37.00 m	38.02 m	38.35 m	0.73%	2.57 m/s	9.57 m ²	14.35 m	1
0+290	36.99 m	37.92 m	38.23 m	0.75%	2.46 m/s	10.01 m ²	16.54 m	1.01
0+285	36.98 m	37.86 m	38.14 m	0.76%	2.32 m/s	10.59 m ²	19.41 m	1
0+280	36.94 m	37.68 m	37.88 m	0.61%	1.99 m/s	12.34 m ²	24.15 m	0.89
0+275	36.90 m	37.75 m	37.83 m	0.18%	1.23 m/s	19.95 m ²	31.55 m	0.5
0+270	36.86 m	37.76 m	37.82 m	0.10%	1.03 m/s	23.78 m ²	32.09 m	0.38
0+265	36.00 m	37.77 m	37.81 m	0.06%	0.88 m/s	28.00 m ²	31.90 m	0.3
0+260	36.00 m	37.77 m	37.80 m	0.06%	0.87 m/s	28.20 m ²	31.73 m	0.3
0+255	36.00 m	37.74 m	37.80 m	0.09%	1.05 m/s	23.37 m ²	27.82 m	0.37
0+250	36.00 m	37.75 m	37.79 m	0.08%	0.93 m/s	26.35 m ²	32.67 m	0.33
0+245	36.00 m	37.63 m	37.78 m	0.22%	1.67 m/s	14.69 m ²	16.23 m	0.56
0+240	36.00 m	37.61 m	37.76 m	0.25%	1.75 m/s	14.08 m ²	16.20 m	0.6
0+235	36.00 m	37.60 m	37.75 m	0.26%	1.66 m/s	14.83 m ²	19.27 m	0.6
0+230	36.00 m	37.45 m	37.72 m	0.51%	2.28 m/s	10.79 m ²	14.33 m	0.84
0+225	36.00 m	37.43 m	37.69 m	0.48%	2.25 m/s	10.96 m ²	14.36 m	0.82
0+220	35.99 m	37.43 m	37.66 m	0.39%	2.12 m/s	11.60 m ²	14.15 m	0.75
0+215	35.99 m	37.41 m	37.64 m	0.35%	2.12 m/s	11.60 m ²	13.16 m	0.72
0+210	35.99 m	37.20 m	37.60 m	0.72%	2.80 m/s	8.79 m ²	11.11 m	1.01
0+205	35.99 m	37.10 m	37.47 m	0.71%	2.69 m/s	9.15 m ²	12.40 m	1
0+200	36.00 m	37.03 m	37.38 m	0.72%	2.62 m/s	9.40 m ²	13.46 m	1
0+195	35.99 m	36.94 m	37.28 m	0.73%	2.59 m/s	9.50 m ²	14.09 m	1.01
0+190	35.99 m	36.84 m	37.16 m	0.74%	2.54 m/s	9.70 m ²	15.01 m	1.01
0+185	36.00 m	36.80 m	37.10 m	0.76%	2.39 m/s	10.28 m ²	17.82 m	1.01

Plaza Edison, Nivel 200, Oficina 10 B, Ave. Ricardo J Alfaro
Correo Electrónico: michaelchentejada@gmail.com
Teléfono: 396-7972
Cel: 6750-4332

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
0+180	35.99 m	36.79 m	37.02 m	0.83%	2.13 m/s	11.54 m ²	25.29 m	1.01
0+175	35.17 m	36.83 m	36.87 m	0.06%	0.87 m/s	28.33 m ²	33.44 m	0.3
0+170	35.00 m	36.84 m	36.86 m	0.02%	0.63 m/s	38.76 m ²	33.18 m	0.19
0+165	35.99 m	36.73 m	36.85 m	0.33%	1.53 m/s	16.03 m ²	29.25 m	0.66
0+160	35.97 m	36.77 m	36.82 m	0.10%	0.99 m/s	24.82 m ²	36.36 m	0.38
0+155	35.87 m	36.76 m	36.81 m	0.11%	0.97 m/s	25.30 m ²	40.54 m	0.39
0+150	35.00 m	36.77 m	36.80 m	0.06%	0.80 m/s	30.74 m ²	41.57 m	0.3
0+145	35.00 m	36.73 m	36.80 m	0.10%	1.15 m/s	21.35 m ²	23.30 m	0.38
0+140	35.00 m	36.67 m	36.78 m	0.26%	1.49 m/s	16.47 m ²	25.37 m	0.59
0+135	35.00 m	36.64 m	36.77 m	0.26%	1.62 m/s	15.19 m ²	20.20 m	0.6
0+130	35.00 m	36.64 m	36.75 m	0.26%	1.49 m/s	16.47 m ²	25.79 m	0.6
0+125	35.00 m	36.63 m	36.74 m	0.16%	1.43 m/s	17.19 m ²	19.74 m	0.49
0+120	35.00 m	36.64 m	36.72 m	0.12%	1.29 m/s	19.11 m ²	20.44 m	0.43
0+115	35.00 m	36.66 m	36.71 m	0.07%	0.91 m/s	27.00 m ²	34.23 m	0.33
0+110	35.00 m	36.60 m	36.70 m	0.14%	1.40 m/s	17.63 m ²	19.18 m	0.46
0+105	35.00 m	36.58 m	36.69 m	0.22%	1.47 m/s	16.75 m ²	23.51 m	0.56
0+100	35.00 m	36.57 m	36.67 m	0.23%	1.44 m/s	17.09 m ²	25.97 m	0.57
0+095	35.00 m	36.49 m	36.65 m	0.36%	1.80 m/s	13.70 m ²	20.40 m	0.7
0+090	35.00 m	36.36 m	36.62 m	0.57%	2.25 m/s	10.93 m ²	16.43 m	0.88
0+085	35.00 m	36.43 m	36.57 m	0.24%	1.61 m/s	15.26 m ²	19.77 m	0.59
0+080	35.00 m	36.47 m	36.54 m	0.12%	1.16 m/s	21.23 m ²	27.69 m	0.42
0+075	35.00 m	36.47 m	36.53 m	0.11%	1.13 m/s	21.69 m ²	26.60 m	0.4
0+070	35.00 m	36.47 m	36.52 m	0.07%	0.99 m/s	24.97 m ²	28.74 m	0.34
0+065	35.00 m	36.45 m	36.51 m	0.16%	1.14 m/s	21.49 m ²	34.43 m	0.46
0+060	35.00 m	36.45 m	36.51 m	0.10%	1.09 m/s	22.49 m ²	27.75 m	0.39
0+055	35.00 m	36.38 m	36.49 m	0.20%	1.47 m/s	16.73 m ²	22.29 m	0.54
0+050	35.00 m	36.35 m	36.48 m	0.20%	1.61 m/s	15.31 m ²	17.56 m	0.55
0+045	35.00 m	36.41 m	36.45 m	0.05%	0.88 m/s	27.89 m ²	25.35 m	0.27
0+040	35.00 m	36.41 m	36.45 m	0.04%	0.80 m/s	30.63 m ²	28.34 m	0.25
0+035	35.00 m	36.41 m	36.44 m	0.04%	0.81 m/s	30.37 m ²	30.21 m	0.26
0+030	35.00 m	36.41 m	36.44 m	0.04%	0.80 m/s	30.89 m ²	31.12 m	0.26
0+025	35.00 m	36.41 m	36.44 m	0.04%	0.80 m/s	30.79 m ²	31.04 m	0.26
0+020	35.00 m	36.40 m	36.44 m	0.05%	0.84 m/s	29.20 m ²	31.91 m	0.28
0+015	35.00 m	36.41 m	36.43 m	0.03%	0.64 m/s	38.35 m ²	40.42 m	0.21
0+010	35.00 m	36.39 m	36.43 m	0.06%	0.87 m/s	28.18 m ²	29.89 m	0.29
0+005	35.02 m	36.17 m	36.40 m	0.86%	2.13 m/s	11.57 m ²	26.15 m	1.02
0+000	35.00 m	35.37 m	35.55 m	0.89%	1.88 m/s	13.12 m ²	36.93 m	1

La planicie de inundación prevista para la condición inicial (previa a la instalación de la alcantarilla) fue determinada utilizando el programa "RAS-MAPPER" y se puede apreciar en la Figura 6. Es importante notar que solamente se ha ilustrado la planicie de inundación del cauce principal.

Dado que el interés principal de este informe corresponde a las condiciones posteriores a la instalación de la alcantarilla, se realizó un modelo simplificado para las condiciones previas y no se han ilustrado las planicies de inundación de los tributarios de la Quebrada sin Nombre.



*Figura 6: Planicie de Inundación para el Tramo Principal de la Quebrada sin Nombre
Fuente: RAS-MAPPER; Fotos satelitales de Google Earth*

5.2 Análisis Hidráulico de la Alcantarilla

El análisis hidráulico de la alcantarilla se ha elaborado utilizando el programa HY-8, el cual ha sido desarrollado por la Administración Federal de Carreteras de los Estados Unidos (conocida de aquí en adelante como FHWA). Se ha proyectado una alcantarilla con una pendiente de 1.00% y un coeficiente de Manning de 0.012 (n según lo requerido por el ADM-1 tabla 11-2). La entrada de la alcantarilla consistirá en aletas a 45° con un chaflán de 0.20m x 0.20m en la parte superior de la alcantarilla.

Se puede observar una sección longitudinal de la alcantarilla en la Figura 7. Como se podrá observar en la figura, la alcantarilla opera bajo control de entrada para el caudal de diseño. En otras palabras, la capacidad de la alcantarilla se encuentra dictada por el remanso en la entrada, y no por la capacidad del barril de la alcantarilla.

Crossing - Quebrada Sin Nombre, Design Discharge - 24.60 cms
Culvert - Alcantarilla de Cajon, Culvert Discharge - 24.60 cms

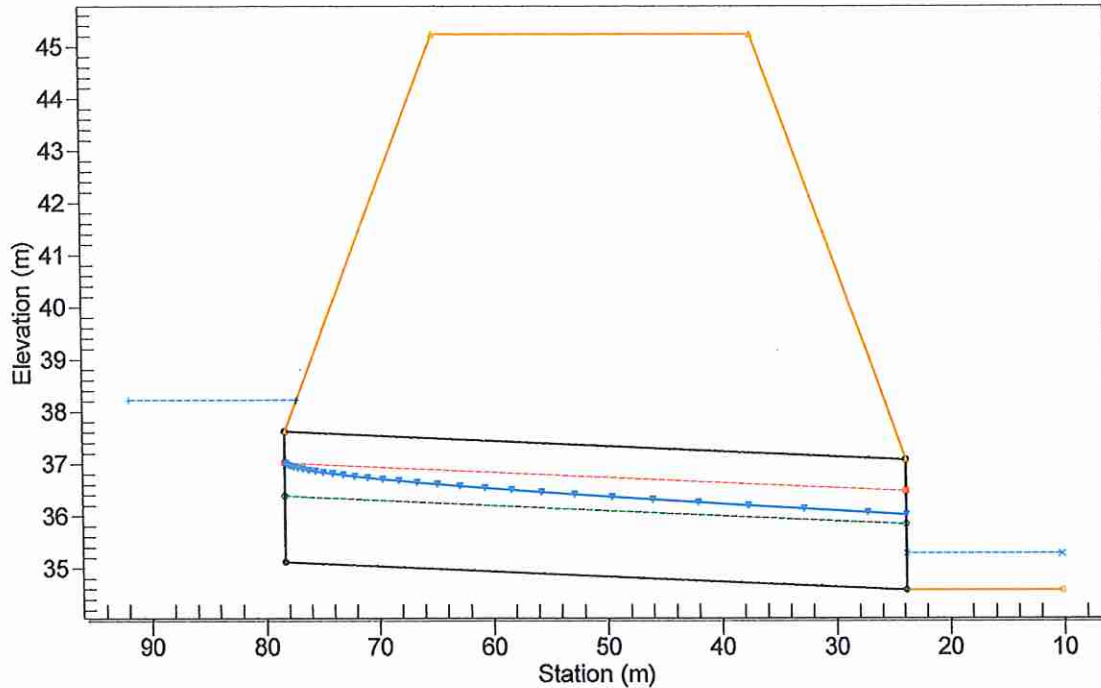


Figura 7: Sección Longitudinal de la Alcantarilla para el Caudal de 1 en 50 Años

Se han tabulado los niveles del agua para distintos caudales. Los resultados del HY-8 se pueden observar en la Tabla 5. Tal como se observa en dicha tabla, el nivel de aguas máximas aguas arriba de la alcantarilla es igual a +38.22 msnm. La velocidad de la salida (5.66 m/s) para el caudal de diseño menor a la máxima permitida por el [ADM-1] 11.3.2.7 de 40 ft/s (12.2 m/s), razón por la cual esta se considera aceptable. El [MOP-1] no posee un límite de velocidad para alcantarillas de cajón.

Tabla 5: Resultados de HY-8

Caudal de Diseño	Elev. En la Entrada (m)	Tipo de Flujo	Profundidad Normal(m)	Profundidad Crítica (m)	Profundidad en la Salida (m)	Velocidad en la Salida (m/s)
0.00 m ³	35.12 m	0-NF	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m/s
2.46 m ³	35.74 m	1-S2n	0.26 m	0.41 m	0.26 m	3.10 m/s
4.92 m ³	36.10 m	1-S2n	0.41 m	0.65 m	0.44 m	3.75 m/s
7.38 m ³	36.41 m	1-S2n	0.54 m	0.85 m	0.59 m	4.18 m/s
9.84 m ³	36.69 m	1-S2n	0.66 m	1.03 m	0.73 m	4.51 m/s
12.30 m ³	36.96 m	1-S2n	0.77 m	1.20 m	0.86 m	4.77 m/s
14.76 m ³	37.22 m	1-S2n	0.87 m	1.35 m	0.98 m	5.00 m/s
17.22 m ³	37.47 m	1-S2n	0.98 m	1.50 m	1.11 m	5.19 m/s
19.68 m ³	37.71 m	5-S2n	1.07 m	1.64 m	1.22 m	5.36 m/s
22.14 m ³	37.96 m	5-S2n	1.17 m	1.77 m	1.34 m	5.52 m/s
24.60 m ³	38.22 m	5-S2n	1.26 m	1.90 m	1.45 m	5.66 m/s

5.3 Análisis de la Condición Futura

Se ha elaborado un modelo hidráulico del cauce utilizando el programa HEC-RAS versión 5.0.7 para determinar la planicie de inundación posterior a la instalación de la alcantarilla de cajón, tal como se puede observar en la Figura 8. Es importante notar que la alcantarilla en el modelo tiene un largo total de 54.50 metros; el área demarcada en gris en la figura corresponde al ancho de la superficie de rodadura (y no a la longitud de la alcantarilla).

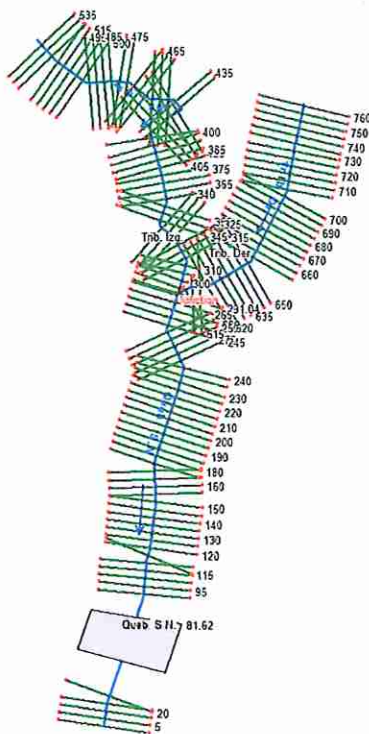


Figura 8: Modelo de la Quebrada sin Nombre para Condiciones Futuras

Los resultados de HEC-RAS se pueden observar en la Tabla 6. La ligera diferencia en el nivel de aguas máximas entre el modelo de HEC-RAS (+38.46 msnm) y el modelo de HY-8 (38.22 msnm) se debe a que el modelo de HEC-RAS fue elaborado a partir de una superficie determinada en base a las líneas de contorno suministradas por el contratista. El nivel del fondo del cauce del modelo de HEC-RAS fue interpolado por el programa como el nivel de la línea de contorno más cercana. Sin embargo, el nivel del fondo del cauce real (basado en un perfil suministrado por el contratista) es más bajo de lo interpolado por el programa basado en la línea de contorno más cercana, lo cual es equivalente a la discrepancia entre modelos. El NAME determinado mediante HY-8 es más preciso; sin embargo, conservadoramente se utilizarán los niveles determinados por HEC-RAS para delinear la planicie de inundación. Se ha utilizado un coeficiente de Manning de 0.025 según lo recomendado por el [MOP-1] para cauces de tierra lisa con vegetación rasante.

Tabla 6: Análisis de la Quebrada sin Nombre (Condición Futura)

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
0+535	41.00 m	42.56 m		42.63 m	0.10%	1.19 m/s	11.30 m ²	12.12 m	0.39
0+530	41.00 m	42.51 m		42.62 m	0.16%	1.44 m/s	9.30 m ²	10.22 m	0.48
0+525	41.00 m	42.46 m		42.61 m	0.23%	1.70 m/s	7.91 m ²	8.91 m	0.57
0+520	41.00 m	42.22 m	42.22 m	42.57 m	0.76%	2.61 m/s	5.14 m ²	7.51 m	1.01
0+515	41.00 m	42.19 m		42.33 m	0.29%	1.67 m/s	8.05 m ²	11.54 m	0.64
0+510	41.00 m	42.02 m	42.00 m	42.29 m	0.71%	2.33 m/s	5.75 m ²	9.64 m	0.97
0+505	40.93 m	41.95 m	41.95 m	42.26 m	0.76%	2.45 m/s	5.46 m ²	8.92 m	1.00
0+500	40.72 m	41.76 m	41.76 m	42.05 m	0.77%	2.40 m/s	5.60 m ²	9.58 m	1.00
0+495	40.58 m	41.55 m	41.55 m	41.81 m	0.79%	2.26 m/s	5.94 m ²	11.44 m	1.00
0+490	40.36 m	41.30 m	41.30 m	41.59 m	0.78%	2.37 m/s	5.66 m ²	9.88 m	1.00
0+485	40.15 m	41.25 m		41.47 m	0.49%	2.07 m/s	6.49 m ²	9.84 m	0.81
0+480	40.00 m	41.34 m		41.42 m	0.11%	1.22 m/s	10.98 m ²	12.28 m	0.41
0+475	40.00 m	41.31 m		41.41 m	0.16%	1.41 m/s	9.49 m ²	11.02 m	0.49
0+470	40.00 m	41.30 m		41.40 m	0.14%	1.35 m/s	9.94 m ²	10.68 m	0.45
0+465	40.00 m	41.05 m	41.05 m	41.36 m	0.75%	2.49 m/s	5.39 m ²	8.53 m	1.00
0+460	40.00 m	40.96 m	40.96 m	41.26 m	0.77%	2.43 m/s	5.51 m ²	9.29 m	1.01
0+455	40.00 m	40.90 m	40.90 m	41.19 m	0.77%	2.37 m/s	5.67 m ²	9.93 m	1.00
0+450	39.00 m	40.51 m		40.52 m	0.02%	0.56 m/s	23.84 m ²	24.41 m	0.18
0+445	39.00 m	40.51 m		40.52 m	0.03%	0.54 m/s	24.98 m ²	32.12 m	0.19
0+440	39.00 m	40.48 m		40.52 m	0.08%	0.80 m/s	16.82 m ²	27.64 m	0.33
0+435	39.69 m	40.44 m		40.51 m	0.25%	1.11 m/s	12.10 m ²	28.86 m	0.55
0+430	39.00 m	40.48 m		40.49 m	0.01%	0.35 m/s	38.57 m ²	34.18 m	0.10
0+425	39.36 m	40.28 m	40.28 m	40.47 m	0.86%	1.94 m/s	6.92 m ²	18.03 m	1.00
0+420	39.00 m	40.31 m		40.39 m	0.24%	1.22 m/s	10.98 m ²	21.68 m	0.55
0+415	39.00 m	40.29 m		40.37 m	0.32%	1.27 m/s	10.53 m ²	24.52 m	0.62
0+410	39.00 m	40.06 m	40.04 m	40.33 m	0.72%	2.30 m/s	5.83 m ²	10.23 m	0.97
0+405	39.00 m	40.16 m		40.26 m	0.20%	1.42 m/s	9.44 m ²	12.98 m	0.53
0+400	39.00 m	40.17 m		40.25 m	0.14%	1.26 m/s	10.63 m ²	13.40 m	0.45
0+395	39.00 m	39.98 m	39.91 m	40.22 m	0.56%	2.17 m/s	6.18 m ²	9.73 m	0.87
0+390	39.00 m	39.90 m	39.90 m	40.19 m	0.78%	2.37 m/s	5.67 m ²	10.11 m	1.01
0+385	39.00 m	39.81 m	39.81 m	40.09 m	0.78%	2.32 m/s	5.78 m ²	10.71 m	1.01
0+380	38.99 m	39.74 m	39.74 m	40.01 m	0.78%	2.30 m/s	5.83 m ²	10.92 m	1.01
0+375	38.99 m	39.72 m	39.68 m	39.94 m	0.64%	2.07 m/s	6.47 m ²	12.29 m	0.91
0+370	38.99 m	39.71 m		39.90 m	0.55%	1.92 m/s	6.97 m ²	13.27 m	0.85
0+365	38.84 m	39.76 m		39.86 m	0.20%	1.35 m/s	9.93 m ²	14.76 m	0.53
0+360	38.62 m	39.78 m		39.84 m	0.08%	1.05 m/s	12.81 m ²	14.18 m	0.35
0+355	38.44 m	39.79 m		39.83 m	0.06%	0.97 m/s	13.78 m ²	13.41 m	0.31
0+350	38.24 m	39.77 m		39.83 m	0.07%	1.05 m/s	12.75 m ²	12.10 m	0.33
0+345	38.04 m	39.75 m		39.82 m	0.10%	1.20 m/s	11.15 m ²	11.18 m	0.38

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
0+340	38.00 m	39.77 m		39.81 m	0.06%	0.86 m/s	15.65 m ²	17.22 m	0.29
0+335	38.00 m	39.71 m		39.80 m	0.12%	1.33 m/s	10.11 m ²	9.65 m	0.41
0+330	38.00 m	39.69 m		39.79 m	0.13%	1.43 m/s	9.35 m ²	8.10 m	0.43
0+325	38.00 m	39.67 m		39.78 m	0.17%	1.53 m/s	8.78 m ²	8.56 m	0.48
0+320	38.00 m	39.67 m		39.77 m	0.16%	1.37 m/s	9.81 m ²	11.71 m	0.48
0+315	38.00 m	39.70 m		39.75 m	0.07%	0.97 m/s	13.78 m ²	15.38 m	0.33
0+310	38.00 m	39.70 m		39.74 m	0.05%	0.88 m/s	15.28 m ²	15.20 m	0.28
0+305	37.99 m	39.70 m		39.74 m	0.05%	0.84 m/s	15.94 m ²	16.63 m	0.27
0+300	37.99 m	39.69 m		39.74 m	0.06%	0.99 m/s	13.48 m ²	10.65 m	0.28
0+295	37.99 m	39.61 m		39.73 m	0.13%	1.48 m/s	9.05 m ²	6.32 m	0.40
0+291	37.99 m	39.66 m		39.70 m	0.04%	0.86 m/s	28.46 m ²	25.26 m	0.26
0+290	37.99 m	39.65 m		39.70 m	0.05%	0.94 m/s	26.25 m ²	23.81 m	0.28
0+285	37.99 m	39.59 m		39.69 m	0.11%	1.41 m/s	17.51 m ²	15.19 m	0.42
0+280	37.99 m	39.52 m		39.68 m	0.21%	1.74 m/s	14.18 m ²	14.09 m	0.55
0+275	37.98 m	39.44 m		39.66 m	0.34%	2.06 m/s	11.95 m ²	13.20 m	0.69
0+270	37.98 m	39.42 m		39.64 m	0.52%	2.09 m/s	11.79 m ²	18.19 m	0.83
0+265	37.98 m	39.45 m		39.60 m	0.23%	1.73 m/s	14.22 m ²	15.72 m	0.58
0+260	37.98 m	39.47 m		39.58 m	0.15%	1.45 m/s	16.99 m ²	17.82 m	0.47
0+255	37.97 m	39.50 m		39.56 m	0.07%	1.07 m/s	22.88 m ²	20.22 m	0.32
0+250	37.97 m	39.45 m		39.55 m	0.14%	1.42 m/s	17.32 m ²	17.13 m	0.45
0+245	37.97 m	39.17 m	39.17 m	39.51 m	0.77%	2.58 m/s	9.55 m ²	14.23 m	1.00
0+240	37.69 m	38.94 m	38.94 m	39.33 m	0.70%	2.76 m/s	8.92 m ²	11.52 m	1.00
0+235	37.23 m	38.59 m	38.59 m	38.98 m	0.70%	2.74 m/s	8.98 m ²	11.76 m	1.00
0+230	37.00 m	38.30 m	38.30 m	38.70 m	0.72%	2.78 m/s	8.86 m ²	11.45 m	1.01
0+225	37.00 m	38.40 m		38.58 m	0.28%	1.90 m/s	12.94 m ²	14.83 m	0.65
0+220	37.00 m	38.41 m		38.55 m	0.23%	1.66 m/s	14.85 m ²	18.03 m	0.58
0+215	36.99 m	38.44 m		38.53 m	0.14%	1.29 m/s	19.05 m ²	23.65 m	0.46
0+210	36.99 m	38.46 m		38.51 m	0.09%	1.06 m/s	23.22 m ²	28.24 m	0.37
0+205	36.78 m	38.47 m		38.50 m	0.04%	0.79 m/s	31.02 m ²	33.08 m	0.26
0+200	36.51 m	38.48 m		38.50 m	0.02%	0.58 m/s	42.11 m ²	35.86 m	0.17
0+195	36.23 m	38.48 m		38.50 m	0.01%	0.49 m/s	50.49 m ²	35.97 m	0.13
0+190	36.00 m	38.48 m		38.50 m	0.01%	0.47 m/s	52.09 m ²	35.99 m	0.13
0+185	36.00 m	38.48 m		38.49 m	0.01%	0.47 m/s	52.39 m ²	35.79 m	0.12
0+180	36.00 m	38.48 m		38.49 m	0.01%	0.49 m/s	50.06 m ²	35.11 m	0.13
0+175	36.00 m	38.48 m		38.49 m	0.01%	0.59 m/s	41.54 m ²	29.92 m	0.16
0+170	36.00 m	38.48 m		38.49 m	0.02%	0.57 m/s	42.81 m ²	34.41 m	0.16
0+165	36.00 m	38.46 m		38.49 m	0.03%	0.70 m/s	35.10 m ²	29.82 m	0.21
0+160	36.00 m	38.47 m		38.49 m	0.02%	0.66 m/s	37.03 m ²	29.57 m	0.19
0+155	36.00 m	38.46 m		38.49 m	0.02%	0.70 m/s	35.08 m ²	27.94 m	0.20
0+150	35.99 m	38.45 m		38.48 m	0.03%	0.79 m/s	31.26 m ²	25.28 m	0.23
0+145	35.99 m	38.45 m		38.48 m	0.03%	0.79 m/s	31.26 m ²	24.14 m	0.22

Plaza Edison, Nivel 200, Oficina 10 B, Ave. Ricardo J Alfaro

Correo Electrónico: michaelchentejada@gmail.com

Teléfono: 396-7972

Cel: 6750-4332

River Sta	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
0+140	35.99 m	38.45 m		38.48 m	0.03%	0.79 m/s	31.01 m ²	22.35 m	0.22
0+135	35.99 m	38.44 m		38.48 m	0.03%	0.88 m/s	27.82 m ²	18.36 m	0.23
0+130	35.99 m	38.44 m		38.48 m	0.03%	0.84 m/s	29.25 m ²	18.87 m	0.22
0+125	35.99 m	38.45 m		38.47 m	0.02%	0.70 m/s	35.13 m ²	22.33 m	0.18
0+120	35.99 m	38.45 m		38.47 m	0.02%	0.64 m/s	38.36 m ²	24.95 m	0.17
0+115	35.99 m	38.45 m		38.47 m	0.01%	0.61 m/s	40.63 m ²	24.80 m	0.15
0+110	35.99 m	38.46 m		38.47 m	0.01%	0.47 m/s	51.82 m ²	35.09 m	0.12
0+105	35.99 m	38.46 m		38.47 m	0.01%	0.40 m/s	61.94 m ²	38.03 m	0.10
0+100	35.88 m	38.46 m		38.46 m	0.00%	0.34 m/s	73.16 m ²	36.48 m	0.08
0+095	35.00 m	38.46 m		38.46 m	0.00%	0.26 m/s	94.01 m ²	35.37 m	0.05
0+090	35.22 m	38.46 m	36.07 m	38.46 m	0.00%	0.27 m/s	92.64 m ²	34.60 m	0.05
0+082									
0+020	35.00 m	36.50 m		36.51 m	0.02%	0.55 m/s	44.45 m ²	36.52 m	0.16
0+015	35.00 m	36.43 m		36.50 m	0.21%	1.22 m/s	20.17 m ²	36.44 m	0.52
0+010	35.00 m	36.10 m	36.10 m	36.46 m	0.72%	2.63 m/s	9.35 m ²	13.43 m	1.01
0+005	35.00 m	35.40 m	35.40 m	35.59 m	0.88%	1.90 m/s	12.96 m ²	35.74 m	1.01
0+000	35.00 m	35.32 m	35.32 m	35.46 m	0.90%	1.67 m/s	14.73 m ²	50.15 m	0.98

La planicie de inundación fue determinada utilizando el programa RASMAPPER; esta se puede observar en la Figura 9.



Figura 9: Planicie de Inundación Futura

6 Cargas de Diseño

6.1 Cargas Muertas (DC)

Se ha considerado el peso propio de la estructura debido al peso del hormigón. Se ha tomado el peso unitario del mismo como $\gamma_c = 23.56 \text{ kN/m}^3$, según lo establecido por el AASHTO tabla 3.5.1-1 con la provisión del comentario C3.5.1. Se han incluido los pesos de las cartelas en los cálculos.

6.2 Peso del Relleno (EV)

Se ha considerado un peso unitario de $\gamma_s = 18.9 \text{ kN/m}^3$ para el relleno, tal como lo establece la tabla 3.5.1-1 del LRFDUS-8. Dado que se desconoce el tipo de instalación que se utilizará (trinchera o relleno), se asumirá una condición de cargas de relleno, ya que esta corresponde a la condición más crítica. El contratista ha suministrado la elevación de la rasante, la cual se encuentra a 45.82 msnm. Se estima que la cara superior de la losa superior de la caja se encuentra a una elevación de 37.37 en el lado más bajo, lo cual resulta en un relleno cuya altura total es igual a 8.45 metros.

Para una instalación de relleno con dicha altura y una dimensión externa de 3.50 m, el factor de interacción suelo estructura F_e fue calculado en base a las provisiones del artículo 12.11.2.2.1 del LRFDUS-8. Dado que el valor obtenido fue mayor a 1.15, se ha utilizado un valor de 1.15 según lo establecido por el LRFDUS-8 para instalaciones con relleno compactado a los lados del cajón.

$$F_e = 1 + 0.20 \cdot \frac{8.45 \text{ m}}{3.50 \text{ m}} = 1.48 \rightarrow 1.15 \quad \text{LRFDUS-8 12.11.2.2.1-2}$$

Aplicando el peso unitario del suelo con el factor de interacción suelo-estructura, se obtiene que la carga que debe soportar el cajón debido al peso propio del relleno es igual a:

$$p_{EV} = 1.15 \times 18.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 8.45 \text{ m} = 183.7 \text{ kPa} \quad \text{LRFDUS-8 12.11.2.2.1-1}$$

Se puede observar la aplicación del peso propio del relleno del suelo en la Figura 10.

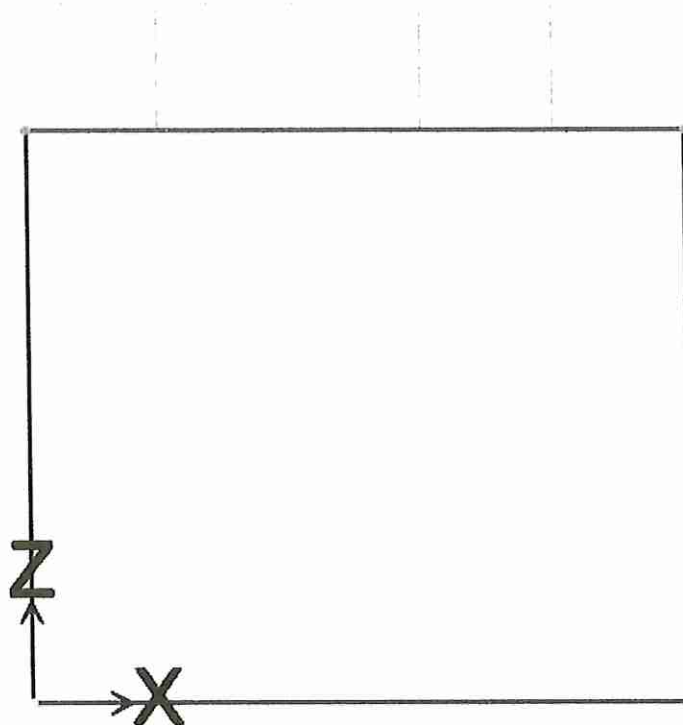


Figura 10: Aplicación del Peso Propio del Relleno en el Modelo

6.3 Carga Viva y de Impacto (LL+IM)

De acuerdo con el artículo 3.6.1.2.6.a del LRFDUS-8, se puede ignorar la carga viva para rellenos mayores a 8 pies [2.48 m] siempre y cuando la altura del relleno sea mayor que la luz de la alcantarilla. Dado que, en este caso, la alcantarilla tiene una luz de 3.00 m mientras que la altura del relleno es igual a 8.45 metros, se ha determinado que no es necesario contemplar los efectos de la carga viva en el cálculo.

6.4 Presión Hidrostática (WA)

Cuando la alcantarilla fluye llena, el agua ejerce una fuerza hidrostática en las paredes de la alcantarilla; se han considerado los efectos de esta fuerza hidrostática. Se ha considerado que el agua posee un peso unitario de $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$, con la carga en la parte superior de la alcantarilla siendo igual a cero mientras que la presión en el fondo de la alcantarilla es igual a $p_{WA} = 24.53 \text{ kPa}$. No se considerará ningún tipo de flujo presurizado. Se puede observar la aplicación de dicha carga en la Figura 11.

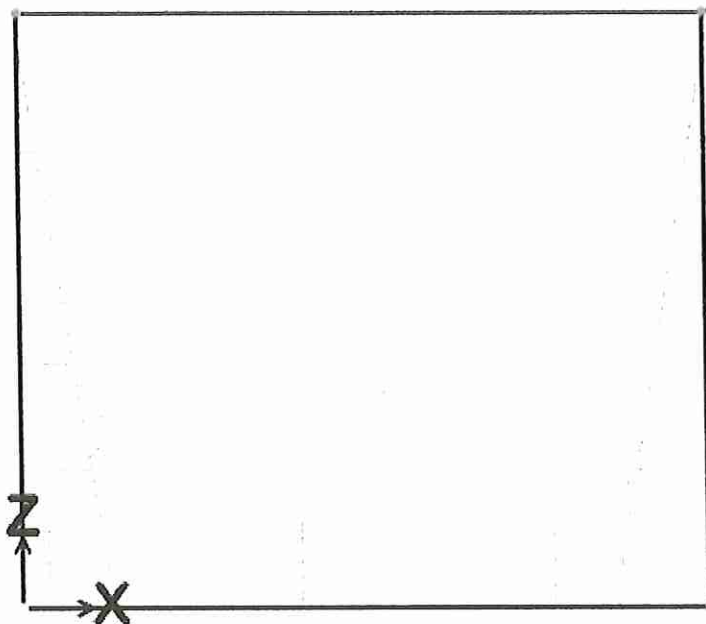


Figura 11: Aplicación de la Presión Hidrostática del Agua en el Modelo

6.5 Presión Lateral del Suelo (EH)

Se ha aplicado la presión en reposo del suelo al cajón, según lo establecido por el LRFDUS-8 3.11.5.2. Se ha considerado un suelo granular con un ángulo de fricción de $\phi_f = 34^\circ$, ya que este valor se considera adecuado para el material de relleno compactado utilizado en un terraplén. El coeficiente de presión lateral en reposo del suelo es igual a:

$$k_0 = 1 - \sin \phi'_f = 0.44$$

LRFDUS-8 3.11.5.2-1

En base a este coeficiente y a un peso unitario del suelo de $\gamma_s = 18.9 \text{ kN/m}^3$, la presión en la parte superior de la alcantarilla ($z = 8.45 \text{ m}$) es igual a $p_1 = 70.27 \text{ kPa}$, mientras que la presión en la parte inferior de la alcantarilla ($z = 11.55 \text{ m}$) es igual a $p_2 = 96.05 \text{ kPa}$. La aplicación de la presión lateral del suelo en el relleno se puede observar en la Figura 12.

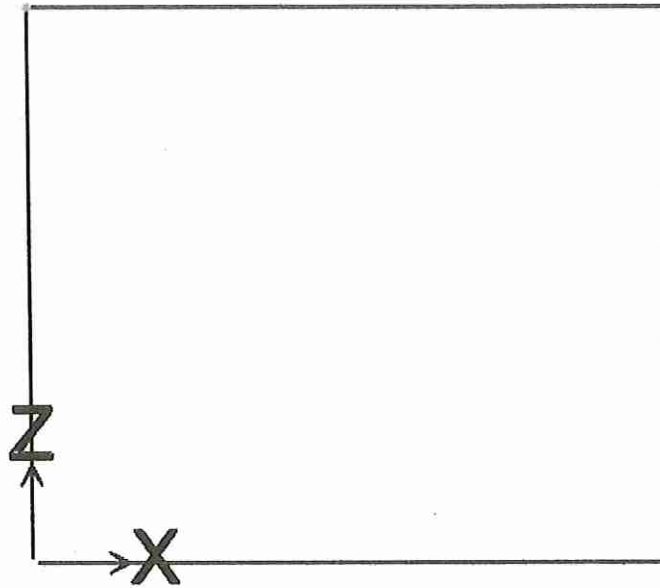


Figura 12: Aplicación de la Presión Lateral del Suelo en el Modelo

6.6 Combinaciones de Carga

Se han considerado las combinaciones de carga especificadas por el LRFDUS-8 tabla 3.4.1-1, la cual se ha reproducido en la Tabla 7.

Tabla 7: Combinaciones de Carga del AASHTO
Fuente: LRFDUS-8

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	1.00	—	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	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	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	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Específicamente, se han considerado las siguientes combinaciones de carga:

Plaza Edison, Nivel 200, Oficina 10 B, Ave. Ricardo J Alfaro
Correo Electrónico: michaelchentejada@gmail.com
Teléfono: 396-7972
Cel: 6750-4332

- Strength I (a): $1.25 DC + 1.30 EV + 0.90 EH + 1.00 WA$: Esta combinación de cargas maximiza la carga vertical y reduce la presión lateral del suelo, ocasionando los momentos máximos en la losa superior e inferior.
- Strength I (b): $0.90 DC + 0.90 EV + 1.35 EH$: Esta combinación de cargas maximiza la presión lateral del suelo, creando el momento máximo experimentado por los muros.
- Strength I (c): $1.25 DC + 1.30 EV + 1.35 EH + 1.00 WA$: Esta combinación de cargas maximiza la presión de apoyo requerida en el suelo.
- Service I (a): $DC + EV + EH + WA$: Esta combinación de cargas reduce la presión lateral del suelo en servicio, ocasionando los momentos máximos de servicio en la losa superior e inferior.
- Service I (b): $DC + EV + EH$: Esta combinación de cargas posee una mayor presión lateral del suelo en servicio, ocasionando los momentos máximos de servicio en la losa superior e inferior.

7 Análisis Estructural

7.1 Apoyos

Se ha modelado el apoyo de la cimentación mediante el uso de un resorte lineal distribuido. Se ha empleado la figura 8-3 del FHWA SA-02-054 "Geotechnical Engineering Circular N°6, Shallow Foundations", la cual se ha reproducido en la Figura 13.

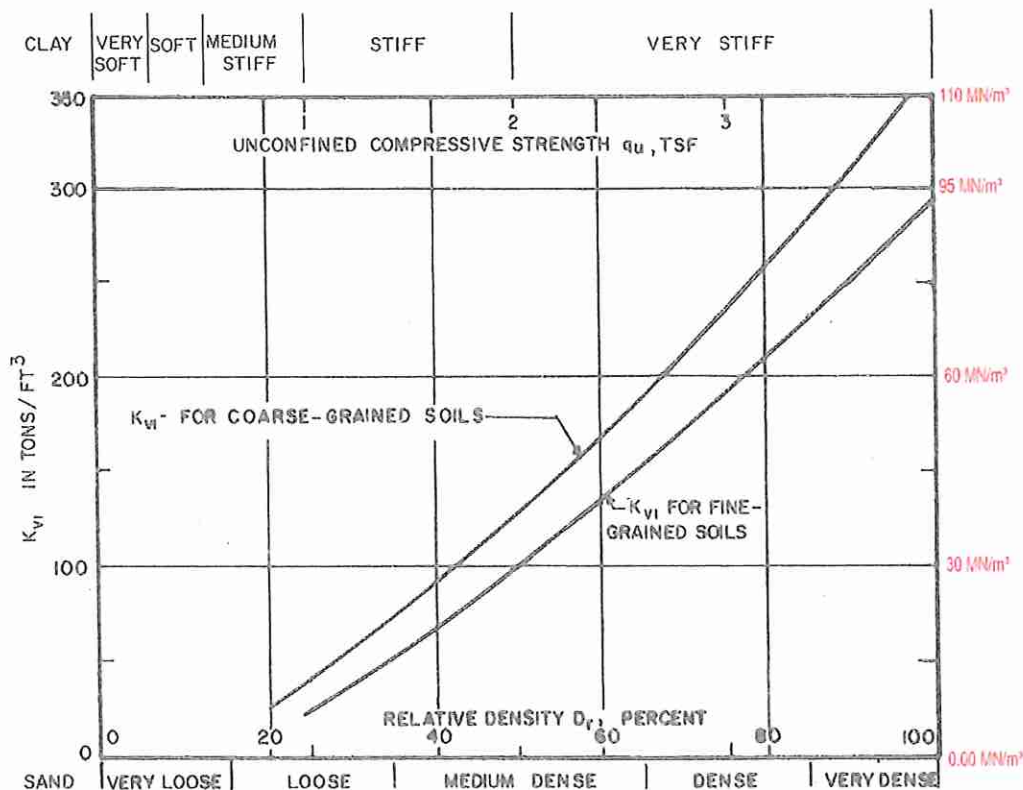


Figura 13: Módulo de Subgrado del Suelo
Fuente: FHWA SA-02-054

Para un suelo cohesivo con un SPT mayor a 50, se ha utilizado la relación de Peck para determinar la resistencia a la compresión no confinada del suelo. De acuerdo con dicha relación, la

resistencia a la compresión no confinada del suelo es de aproximadamente $q_u = 12.5 \text{ kPa} \times 50 = 625 \text{ kPa}$. Dado que este valor se sale de la gráfica, se utilizará el valor máximo mostrado en la figura, bajo el cual se estima que el módulo de reacción del suelo es igual a $k = 92 \text{ MN/m}^3$.

Finalmente, se fijó la esquina inferior izquierda contra desplazamientos en el eje X y Y. Dado que las cargas se encuentran balanceadas, la reacción de este apoyo es cero y por lo tanto no se ha considerado necesario distribuir la reacción.

7.2 Resultados del Análisis Estructural

Los momentos máximos que actúan sobre la alcantarilla se pueden observar en la Figura 14. Es importante notar que se han tomado los momentos negativos como el valor máximo en la cara del muro, tal como se observa en la imagen. De igual forma, se puede observar el cortante máximo que actúa en la alcantarilla en la Figura 15. Es importante notar que el cortante aparece discontinuo en la imagen debido a que la reacción se ha discretizado en resortes ubicados a $L/20$ al momento de realizar la modelación; sin embargo, el apoyo es continuo.

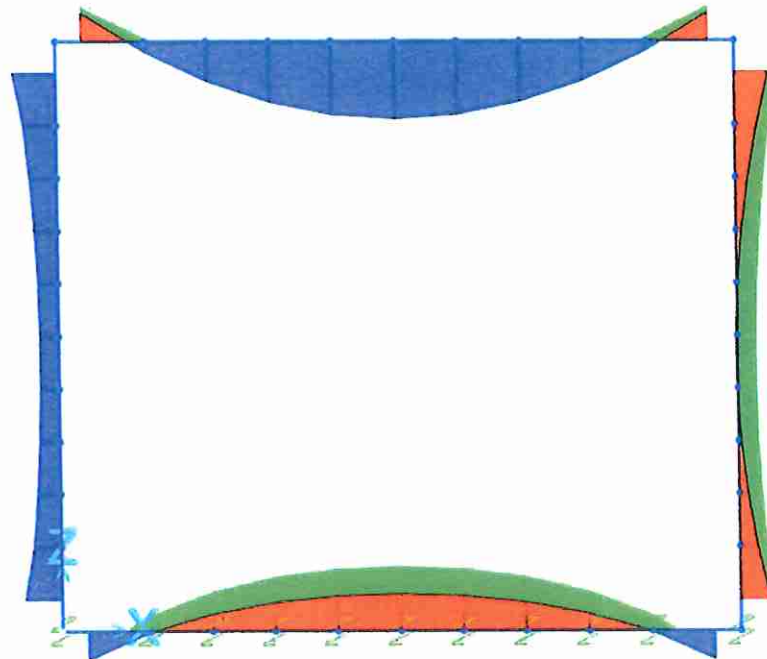


Figura 14: Momentos Máximos que Actúan en la Sección

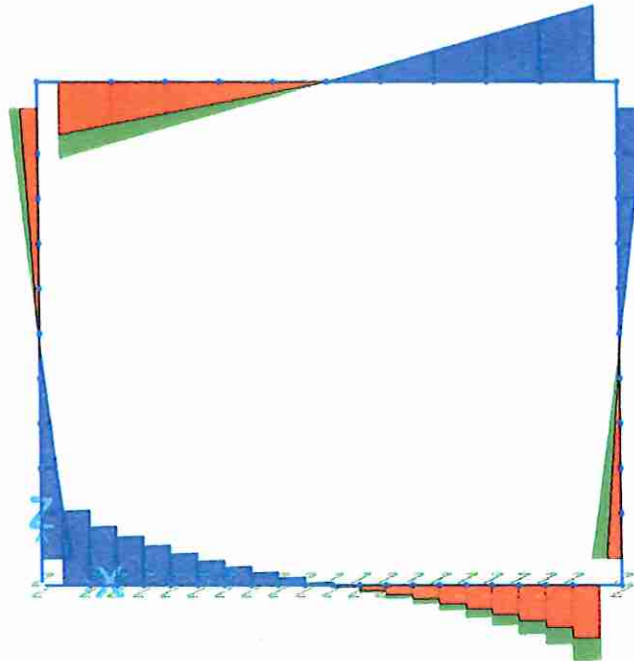


Figura 15: Cortante Máximo que Actúa sobre la Alcantarilla

Los valores máximos de momento y cortante serán especificados al momento de realizar el diseño estructural. Dado que la fuerza axial es menor al 10% de la capacidad axial de la sección gruesa, se han modelado todos los elementos como elementos a flexión.

8 Diseño Estructural

8.1 Losa Superior e Inferior

8.1.1 Refuerzo a Flexión Positiva

8.1.1.1 Resistencia a Flexión

De acuerdo con el modelo estructural, el momento máximo se da en el centro de la sección, con un valor máximo de $M_u = 205.32 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$ bajo la combinación de cargas Strength I (a). El ancho de la sección es igual a $h = 0.30 \text{ m}$. Se propone utilizar refuerzo #7 @ 0.15 m. La capacidad del refuerzo propuesto es igual a:

$$d = 300 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - \frac{22.2 \text{ mm}}{2} = 238.9 \text{ mm}$$

$$A_{s,prov} = \frac{387 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}} = 2.58 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\phi M_n = 0.90 \times 420 \text{ MPa} \times 2.58 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \left(238.9 \text{ mm} - \frac{420 \text{ MPa} \times 2.58 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}}{2 \times 0.85 \times 35 \text{ MPa}} \right) = 215.22 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

8.1.1.2 Refuerzo Mínimo a Flexión

Para satisfacer los requisitos mínimos de refuerzo a flexión del AASHTO, se ha verificado que la capacidad de la sección exceda el momento de agrietamiento, según lo especifica el LRFDUS-8 5.7.2.5. Para refuerzo A615 grado 60, el momento de agrietamiento es igual a:

$$f_r = 0.63\sqrt{35 \text{ MPa}} = 3.73 \text{ MPa} \quad \text{LRFDUS-8 5.4.2.6}$$

$$M_{cr} = \frac{1}{6} \times (300 \text{ mm})^2 \times 3.73 \text{ MPa} = 55.95 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{LRFDUS-8 5.6.3.3-1}$$

Como se puede observar, se satisface adecuadamente el momento de agrietamiento máximo de la sección.

8.1.1.3 Control de Agrietamiento bajo Servicio

Para evitar el agrietamiento excesivo de la sección, se ha verificado que las provisiones de control de agrietamiento del artículo 5.6.7 del AASHTO fueran cumplidas. De acuerdo con el modelo estructural, el momento máximo bajo la combinación de cargas de servicio es igual a $M_s = 149.21 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$. Tomando el factor modular como $n = 7.19$, se obtiene que el esfuerzo en el acero bajo condiciones de servicio es igual a:

$$\rho = \frac{2.58 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}}{238.9 \text{ mm}} = 1.08 \%$$

$$k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n = 0.32$$

$$f_{ss} = \frac{149.21 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}}{2.58 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \times 238.9 \text{ mm} \times \left(1 - \frac{0.32}{3}\right)} = 270.98 \text{ MPa}$$

Se ha considerado una exposición clase 1, ya que la apariencia del interior de la alcantarilla no es crítica. Para evitar un agrietamiento excesivo de la sección, el AASHTO 5.6.7 establece que la separación entre barras debe ser inferior a:

$$d_c = 50 \text{ mm} + \frac{22.2 \text{ mm}}{2} = 61.1 \text{ mm}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{61.1 \text{ mm}}{0.7 (300 \text{ mm} - 61.1 \text{ mm})} = 1.365 \quad \text{LRFDUS-8 5.6.7-2}$$

$$s_{max} = \frac{123 \text{ 000}}{1.365 \times 270.98 \text{ MPa}} - 2 \times 61.1 \text{ mm} = 210.3 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (Ok)} \quad \text{LRFDUS-8 5.6.7-1}$$

8.1.1.4 Desarrollo de la Barra a Flexión Positiva

Para asegurar el desarrollo adecuado de la barra, se ha verificado el largo de desarrollo de esta. El largo de desarrollo máximo permitido es igual a:

$$l_{d,max} = \frac{M_n}{V_u} + l_a = \frac{239.13 \text{ kN} \cdot \text{m}}{371.47 \text{ kN}} + 238.9 \text{ mm} = 882 \text{ mm}$$

Como recordatorio, se está utilizando refuerzo #7. De acuerdo con las ecuaciones del AASHTO, el largo de desarrollo de esta barra es igual a:

$$\lambda_{rc} = \frac{22.2 \text{ mm}}{50 \text{ mm} + \frac{22.2 \text{ mm}}{2}} = 0.36 \rightarrow 0.40 \quad \text{LRFDUS-8 5.10.8.2.1c-2}$$

$$l_{db} = 0.91 \times 22.2 \text{ mm} \times \frac{420 \text{ MPa}}{\sqrt{35 \text{ MPa}}} = 1\,434 \text{ mm} \quad \text{LRFDUS-8 5.10.8.2.1a-2}$$

$$l_d = 0.40 \times 1\,434 \text{ mm} = 573 \text{ mm} \leq 882 \text{ mm} \text{ (Ok)} \quad \text{LRFDUS-8 5.10.8.2.1.a-1}$$

8.1.2 Refuerzo a Flexión Negativa

8.1.2.1 Resistencia a Flexión

De acuerdo con el modelo estructural, el momento máximo negativo se da en la cara de la pared de la alcantarilla, con un valor máximo de $M_u = 87.81 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$ bajo la combinación de cargas Strength I (a). El ancho de la sección es igual a $b = 0.30 \text{ m}$. Se propone utilizar refuerzo #5 @ 0.15 m. La capacidad del refuerzo propuesto es igual a:

$$d = 300 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - \frac{15.9 \text{ mm}}{2} = 242.1 \text{ mm}$$

$$A_{s,prov} = \frac{199 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}} = 1.32 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\phi M_n = 0.90 \times 420 \text{ MPa} \times 1.32 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \left(242.1 \text{ mm} - \frac{420 \text{ MPa} \times 1.32 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}}{2 \times 0.85 \times 35 \text{ MPa}} \right) = 116.15 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

8.1.2.2 Refuerzo Mínimo a Flexión

Para satisfacer los requisitos mínimos de refuerzo a flexión del AASHTO, se ha verificado que la capacidad de la sección exceda el momento de agrietamiento, según lo especifica el LRFDUS-8 5.7.2.5. Para refuerzo A615 grado 60, el momento de agrietamiento es igual a:

$$f_r = 0.63 \sqrt{35 \text{ MPa}} = 3.73 \text{ MPa} \quad \text{LRFDUS-8 5.4.2.6}$$

$$M_{cr} = \frac{1}{6} \times (300 \text{ mm})^2 \times 3.73 \text{ MPa} = 55.95 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{LRFDUS-8 5.6.3.3-1}$$

Como se puede observar, se satisface adecuadamente el momento de agrietamiento máximo de la sección.

8.1.2.3 Control de Agrietamiento bajo Servicio

Para evitar el agrietamiento excesivo de la sección, se ha verificado que las provisiones de control de agrietamiento del artículo 5.6.7 del AASHTO fueran cumplidas. De acuerdo con el modelo estructural, el momento máximo bajo la combinación de cargas de servicio es igual a $M_s = 69.40 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$. Tomando el factor modular como $n = 7.19$, se obtiene que el esfuerzo en el acero bajo condiciones de servicio es igual a:

$$\rho = \frac{1.32 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}}{242.1 \text{ mm}} = 0.54 \%$$

$$k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n = 0.24$$

$$f_{ss} = \frac{69.40 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}}{1.32 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \times 242.1 \text{ mm} \times \left(1 - \frac{0.24}{3}\right)} = 236.05 \text{ MPa}$$

Se ha considerado una exposición clase 1, ya que la apariencia del exterior de la alcantarilla no es crítica. Para evitar un agrietamiento excesivo de la sección, el AASHTO 5.6.7 establece que la separación entre barras debe ser inferior a:

$$d_c = 50 \text{ mm} + \frac{15.9 \text{ mm}}{2} = 57.95 \text{ mm}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{57.95 \text{ mm}}{0.7 (300 \text{ mm} - 57.95 \text{ mm})} = 1.342 \quad \text{LRFDUS-8 5.6.7-2}$$

$$s_{max} = \frac{123\,000}{1.342 \times 236.05 \text{ MPa}} - 2 \times 57.95 \text{ mm} = 272.39 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (Ok)} \quad \text{LRFDUS-8 5.6.7-1}$$

8.1.2.4 Desarrollo de la Barra a Flexión Negativa

Para asegurar el desarrollo adecuado de la barra, se ha verificado el largo de desarrollo de esta. De acuerdo con el artículo 5.10.8.2.4, el largo de desarrollo de una barra #5 con gancho estándar es igual a:

$$l_{hb} = 0.24 \times 15.9 \text{ mm} \times \frac{420 \text{ Mpa}}{\sqrt{35 \text{ Mpa}}} = 271 \text{ mm} \quad \text{LRFDUS-8 5.10.8.2.4a-2}$$

Se ha utilizado el factor de reducción de largo de desarrollo basado en el área provista de acero versus el área requerida. Para que la sección posea la capacidad requerida a flexión, la cantidad de acero mínimo requerido es igual a $A_{s,req} = 0.99 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$, lo cual conlleva a que $\gamma_{er} = \frac{0.99}{1.32} = 0.75$.

$$l_{dh} = 0.27 \text{ m} \times (0.80) \times 0.75 = 162 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm (Ok)} \quad \text{LRFDUS-8 5.10.8.2.4a-1}$$

8.1.3 Verificación a Cortante

La resistencia a cortante de la alcantarilla ha sido calculada utilizando las provisiones del artículo 5.12.7.3 del LRFDUS-8. Esta provisión es aplicable para las losas de alcantarillas que se encuentren bajo más de 0.60 metros de relleno. De acuerdo con esta provisión, la capacidad a cortante de la alcantarilla se puede tomar como el menor valor de:

$$V_c = 0.33\sqrt{35 \text{ MPa}} \times 238.9 \text{ mm} = 466.40 \text{ kN} \quad \text{LRFDUS-8 5.12.7.3-2}$$

$$V_c = 0.177\sqrt{35 \text{ MPa}} + 32 \times A_s \frac{V_u d_e}{M_u} \quad \text{LRFDUS-8 5.12.7.3-1}$$

Para alcantarillas de una sola celda, no es necesario tomar este valor como menos de:

$$V_{c,min} = 0.249\sqrt{35 \text{ MPa}} \times 238.9 \text{ mm} = 351.92 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.90 \times 351.92 \text{ kN} = 316.73 \text{ kN}$$

La sección de diseño a cortante se ha tomado como una sección a $d_v = 0.72h = 216 \text{ mm}$ de la cartela, tal como lo permite el AASHTO C5.12.8.6.1. Si se colocan cartelas de 150 mm, el cortante máximo de diseño se toma a $150 \text{ mm} + 216 \text{ mm} + 125 \text{ mm} = 491 \text{ mm}$ y es igual a $V_u = 280.83 \text{ kN} \leq 316.73 \text{ kN}$ (Ok), según se observa en la Figura 16.

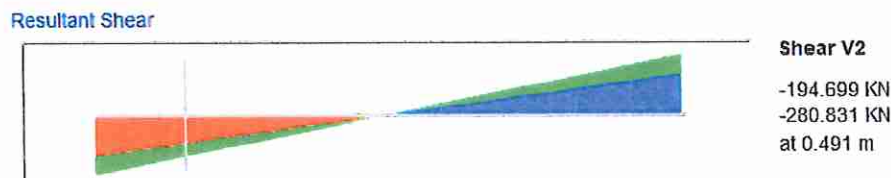


Figura 16: Cortante Máximo de Diseño de la Losa Superior e Inferior

8.2 Pared

8.2.1 Refuerzo a Flexión Positiva

La sección de la pared no experimenta momento positivo en la condición final, ya que el momento negativo causado por el peso del relleno es mayor y causa que el muro se deforme en curvatura simple. Esto se puede observar en el diagrama de momento, en donde no se aprecia un momento positivo en el centro de la sección, tal como se observa en la Figura 17.

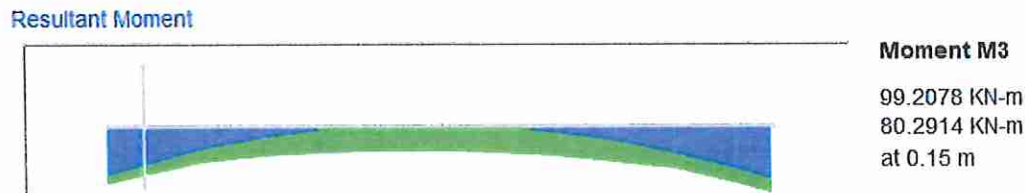


Figura 17: Momento de Diseño del Muro

Se colocará refuerzo de temperatura mínimo en la sección. De acuerdo con el AASHTO 5.10.6, la cantidad de acero mínimo requerido en cada cara para un elemento de 3.10 metros de alto y 0.25 metros de ancho es igual a:

$$A_{s,tmp} = \frac{0.75 \times 3 \times 100 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}}{2 (3 \times 100 \text{ mm} + 250 \text{ mm}) \times 420 \text{ MPa}} = 0.20 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \rightarrow 0.233 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad \text{LRFDUS-8 5.10.6-1}$$

Se proveerán barras #4 @ 0.30, lo cual equivale a $A_{s,prov} = \frac{129 \text{ mm}^2}{300 \text{ mm}} = 0.43 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \geq 0.233 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$ (Ok).

8.2.2 Refuerzo a Flexión Negativa

8.2.2.1 Resistencia a Flexión

De acuerdo con el modelo estructural, el momento máximo negativo se da en la cara de la alcantarilla, con un valor máximo de $M_u = 99.21 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$ bajo la combinación de cargas Strength I (a), tal como se observa en la Figura 17. El ancho de la sección es igual a $h = 0.25 \text{ m}$. Se propone utilizar refuerzo #6 @ 0.15 m. La capacidad del refuerzo propuesto es igual a:

$$d = 250 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - \frac{19.1 \text{ mm}}{2} = 190.45 \text{ mm}$$

$$A_{s,prov} = \frac{284 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm}} = 1.89 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\phi M_n = 0.90 \times 420 \text{ MPa} \times 1.89 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \left(190.45 \text{ mm} - \frac{420 \text{ MPa} \times 1.89 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}}{2 \times 0.85 \times 35 \text{ MPa}} \right) = 126.53 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Dado que la capacidad de la sección $M_n = 126.53 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \geq 99.21 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$, el refuerzo propuesto es satisfactorio en flexión.

8.2.2.2 Refuerzo Mínimo a Flexión

Para satisfacer los requisitos mínimos de refuerzo a flexión del AASHTO, se ha verificado que la capacidad de la sección exceda el momento de agrietamiento, según lo especifica el LRFDUS-8 5.7.2.5. Para refuerzo A615 grado 60, el momento de agrietamiento es igual a:

$$f_r = 0.63 \sqrt{35 \text{ MPa}} = 3.73 \text{ MPa} \quad \text{LRFDUS-8 5.4.2.6}$$

$$M_{cr} = \frac{1}{6} \times (250 \text{ mm})^2 \times 3.73 \text{ MPa} = 38.85 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{LRFDUS-8 5.6.3.3-1}$$

Como se puede observar, se satisface adecuadamente el momento de agrietamiento máximo de la sección.

8.2.2.3 Control de Agrietamiento bajo Servicio

Para evitar el agrietamiento excesivo de la sección, se ha verificado que las provisiones de control de agrietamiento del artículo 5.6.7 del AASHTO fueran cumplidas. De acuerdo con el modelo estructural, el momento máximo bajo la combinación de cargas de servicio es igual a $M_s = 78.62 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$. Tomando el factor modular como $n = 7.19$, se obtiene que el esfuerzo en el acero bajo condiciones de servicio es igual a:

$$\rho = \frac{1.89 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}}{190.45 \text{ mm}} = 0.99 \%$$

$$k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n = 0.31$$

$$f_{ss} = \frac{78.62 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}}{1.89 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \times 190.45 \text{ mm} \times \left(1 - \frac{0.31}{3}\right)} = 243.59 \text{ MPa}$$

Se ha considerado una exposición clase 1, ya que la apariencia del exterior de la alcantarilla no es crítica. Para evitar un agrietamiento excesivo de la sección, el AASHTO 5.6.7 establece que la separación entre barras debe ser inferior a:

$$d_c = 50 \text{ mm} + \frac{19.1 \text{ mm}}{2} = 59.55 \text{ mm}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{59.55 \text{ mm}}{0.7 (250 \text{ mm} - 59.55 \text{ mm})} = 1.386 \quad \text{LRFDUS-8 5.6.7-2}$$

$$s_{max} = \frac{123\,000}{1.386 \times 243.59 \text{ MPa}} - 2 \times 59.55 \text{ mm} = 245.22 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm (Ok)} \quad \text{LRFDUS-8 5.6.7-1}$$

8.2.2.4 Desarrollo de la Barra a Flexión Negativa

Para asegurar el desarrollo adecuado de la barra, se ha verificado el largo de desarrollo de esta. De acuerdo con el artículo 5.10.8.2.4, el largo de desarrollo de una barra #6 con gancho estándar es igual a:

$$l_{hb} = 0.24 \times 19.1 \text{ mm} \times \frac{420 \text{ Mpa}}{\sqrt{35 \text{ Mpa}}} = 325 \text{ mm} \quad \text{LRFDUS-8 5.10.8.2.4a-2}$$

Se ha utilizado el factor de reducción de largo de desarrollo basado en el área provista de acero versus el área requerida. Para que la sección posea la capacidad requerida a flexión, la cantidad de acero mínimo requerido es igual a $A_{s,req} = 1.45 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$, lo cual conlleva a que $\gamma_{er} = \frac{1.45}{1.89} = 0.76$.

$$l_{dh} = 325 \text{ mm} \times (0.80) \times 0.76 = 197.6 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm (Ok)} \quad \text{LRFDUS-8 5.10.8.2.4a-1}$$

8.2.3 Verificación a Cortante

De acuerdo con el modelo estructural, el cortante máximo experimentado por la alcantarilla a una distancia $d_v = 0.72 h = 180 \text{ mm}$ de la cartela es igual a 95.81 kN/m , tal como se observa en la Figura 18.

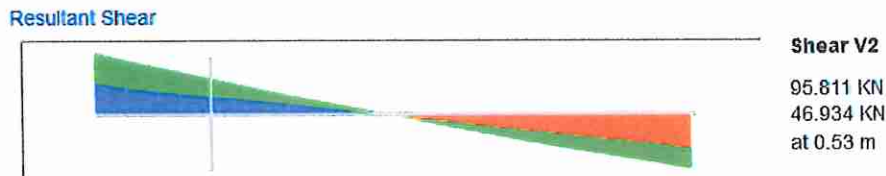


Figura 18: Cortante de Diseño de la Pared

Utilizando el método simplificado del AASHTO LRFDUS-8 5.7.3.4.1, se ha determinado que la resistencia a cortante de la pared es igual a:

$$\phi V_c = 0.90 \times 0.083 \times 2 \times \sqrt{35 \text{ MPa}} \times 180 \text{ mm} = 159 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq 95.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ (OK) LRFDUS-8 5.7.3.3-3}$$

La sección propuesta es aceptable en cortante.

8.3 Capacidad Geotécnica

Como recordatorio, la carga admisible máxima es de $q_{adm} = 392 \text{ kPa}$. La presión bajo la combinación de cargas de servicio es $q_s = 172 \text{ kPa}$, razón por la cual se ha determinado que el suelo posee la capacidad geotécnica necesaria.

8.4 Aletas

Se puede observar el cálculo estructural de las aletas en el anexo.



MICHAEL CHEN TEJADA

INGENIERO CIVIL

IDONEIDAD No. 2018-006-170

FIRMA

Ley 15 de 26 de enero de 1959

Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura

Aletas para Alcantarilla Paseo del Norte II

Detalles del Proyecto

Nombre del Proyecto:	Paseo del Norte II
Descripción:	Aleta para Alcantarilla sobre la Quebrada sin Nombre
Fecha:	Diciembre 2019
Código de Diseño Utilizado:	AASHTO LRFDUS-8 (2017) - LRFD Bridge Design Specifications 8th Ed (US) AASHTO LRFDUS-7 (2014) - LRFD Bridge Design Specifications 7th Ed (US) Reglamento Estructural de Panamá - REP 2014

Descripción General

La siguiente memoria técnica documenta todos los cálculos estructurales relacionados con el diseño de las aletas para la alcantarilla sobre la Quebrada sin Nombre del proyecto Paseo del Norte II.

Materiales

Las propiedades de los materiales utilizados en el modelo de SAP200 son las siguientes:

Concreto

Se utilizará un concreto de peso regular (145 lb/ft³). La resistencia a compresión de este concreto a los 28 días será de:

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

De acuerdo con el AASHTO, el módulo de elasticidad del concreto se puede calcular en base a la resistencia del mismo. Es importante notar que el AASHTO LRFD 8ª edición utiliza una ecuación distinta a la de las ediciones anteriores. Se ha utilizado esta ecuación ya que esta se ha derivado de estudios más recientes.

$$E_c = 27.4 \text{ GPa}$$

El módulo de ruptura del hormigón es igual a:

$$f_r = 0.63 \lambda \sqrt{f'_c} = 3.3 \text{ MPa}$$

El peso unitario del concreto reforzado es igual a:

$$\gamma_c = 23.5 \text{ kN/m}^3$$

Acero Longitudinal

Se utilizará un acero con un esfuerzo de cedencia de:

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Para todos los casos, el AASHTO especifica que el módulo de elasticidad del acero es igual a:

$$E_s = 200.0 \text{ GPa}$$

Acero Transversal

Se utilizará un acero con un esfuerzo de cedencia de:

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

Material de Relleno

Se estima que el ángulo de fricción del relleno consiste en un material no cohesivo de mediana compactidad. De acuerdo con el REP-2014, el ángulo de fricción del suelo para un material con estas características es de aproximadamente:

$$\phi'_r = 34^\circ = 0.59 \text{ rad}$$

Dado que el suelo consiste en relleno para carretera, se estima que el material consistirá en relleno compactado. De acuerdo con el AASHTO, el peso unitario de un suelo compuesto por arena, limo, o arcilla compactada se puede tomar como:

$$\gamma_s = 18.9 \text{ kN/m}^3$$

Se ha determinado el coeficiente de presión lateral activa utilizando el artículo 3.11.5.3. del AASHTO.

De acuerdo con el CAD suministrado por el cliente, la inclinación del relleno es igual a 34°; es decir, a 1 en 1.5. Sin embargo, este ángulo no es el ángulo del relleno utilizado en el diseño de la aleta. Esto se debe a que la aleta no corre paralela a la vía, sino que a un ángulo con respecto a la pendiente.

Para estas alcantarillas, las aletas se forman un ángulo de 14.2° con respecto a la línea central de la carretera. la pendiente del relleno proyectada en la dirección perpendicular a la cara de la aleta es igual a:

$$\beta = 14^\circ = 0.24 \text{ rad}$$

AASHTO C3.11.5.3

El ángulo de fricción entre la cuña de suelo que permanece estática y la cuña activa se ha tomado como $0.67\phi'_t$, tal como lo recomienda el comentario C3.11.5.3. del AASHTO.

$$\delta = 0.40 \text{ rad}$$

AASHTO 3.11.5.3-2

El coeficiente de presión lateral activa es igual a:

AASHTO 3.11.5.3-1

$$\Gamma = 2.45$$

$$k_a = 0.30$$

Para el análisis sísmico, se determinó el coeficiente de presión lateral activa sísmica del suelo mediante el método Mononobe-Okabe. La aceleración del suelo pico para esta alcantarilla es igual a:

$$PGA = 0.42g$$

AASHTO 3.10.3.2-1

Para un suelo clase D, el factor de amplificación de sitio es igual a:

$$F_{PGA} = 1.00$$

AASHTO 3.10.4.2-2

La aceleración del suelo utilizada en el análisis sísmico es igual a:

$$A_s = 0.42g$$

AASHTO 11.6.5.2.2

Dado que se pueden tolerar movimientos horizontales de la pared durante un sismo, $k_h = 0.5 k_{h0}$.

$$k_h = 0.21g$$

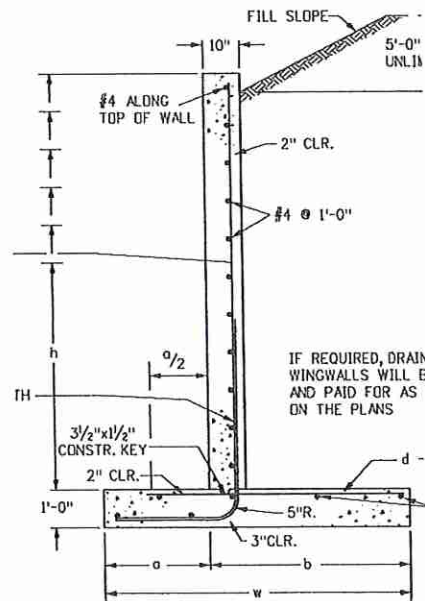
El coeficiente de presión lateral activa sísmico es igual a:

$$\theta_{M0} = 0.21 \text{ rad}$$

$$K_{AE} = 1.07$$

Geometría

Se proyecta que el muro tendrá la siguiente geometría:



La altura del muro, medida desde la superficie superior de la zapata hasta la cima del muro es igual a:

$$H_{muro} = 2,950 \text{ mm}$$

El ancho del vástago del muro es igual a:

$$t_{muro} = 250 \text{ mm}$$

El largo del talón del muro es igual a:

$$L_{talón} = 1,800 \text{ mm}$$

El largo de la puntera del muro es igual a:

$$L_{\text{puntera}} = 600 \text{ mm}$$

La altura total del muro, incluyendo la zapata es igual a:

$$H_{\text{total}} = 3,250 \text{ mm}$$

El largo total de la zapata es igual a:

$$L_{\text{zapata}} = 2,650 \text{ mm}$$

El espesor total de la zapata es igual a:

$$t_{\text{zapata}} = 300 \text{ mm}$$

El largo total de la aleta es igual a:

$$L_{\text{aleta}} = 6,250 \text{ mm}$$

Cargas

Las cargas que actúan sobre el muro y el momento que estas cargas generan en relación al borde de la puntera son las siguientes:

Cargas Verticales

El peso del vástago del muro (sin incluir la parte que penetra dentro de la zapata) es igual a:

$$P_{\text{muro}} = 17.3 \text{ kN}$$

$$x = 725 \text{ mm}$$

$$M_{\text{muro}} = 12.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El peso propio de la zapata es igual a:

$$P_{\text{zapata}} = 18.7 \text{ kN}$$

$$x = 1,325 \text{ mm}$$

$$M_{\text{zapata}} = 24.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El peso propio de la masa de tierra ubicada detrás de la zapata es igual a:

$$P_{\text{EV}} = 100.3 \text{ kN}$$

$$x = 1,750 \text{ mm}$$

$$M_{\text{EV}} = 175.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cargas Horizontales

Para el cálculo del momento que actúa sobre el muro, la presión lateral del suelo y el momento correspondiente (medida desde la superficie superior de la zapata) es igual a:

$$P_{\text{EH}} = 25.0 \text{ kN}$$

$$y = 983 \text{ mm}$$

$$M_{\text{EH}} = 24.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Durante un sismo, la presión lateral del suelo actuando en el muro es igual a:

$$P_{\text{EQ}} = 87.6 \text{ kN}$$

$$y = 983 \text{ mm}$$

$$M_{\text{EH}} = 86.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para los cálculos de estabilidad, se calculó la presión lateral del suelo que actúa sobre la totalidad del muro (incluyendo la zapata). Esta es igual a:

$$P_{\text{EH}} = 30.3 \text{ kN}$$

$$y = 1,083 \text{ mm}$$

$$M_{\text{EH}} = 32.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Durante un sismo, la presión lateral del suelo actuando en el muro es igual a:

$$P_{\text{EQ}} = 106.3 \text{ kN}$$

$$y = 1,083 \text{ mm}$$

$$M_{\text{EH}} = 115.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Debido a la distancia entre el borde del pavimento y las aletas, no se considera que existan presiones de suelo significativas debido a la carga viva.

Combinaciones de Carga

De acuerdo con el AASHTO, se debe verificar la integridad del muro para cargas de resistencia bajo la combinación de cargas Strength I. Se han verificado varias posibles combinaciones de factores, estas se observan en la tabla a continuación.

AASHTO 3.11.5.1-1

AASHTO 3.11.5.1-1

AASHTO 3.4.1-1

La última columna de la tabla es la excentricidad. Esta se ha calculado para determinar que se cumpla con la excentricidad mínima requerida por el AASHTO 11.6.3.3.

Combinación	DC	EV	EH	V	M	e
Strength I (a)	0.9	1	1.5	132.7 kN	159.8 kN-m	121 mm
Strength I (b)	0.9	1	0.9	132.7 kN	179.5 kN-m	28 mm
Strength I (c)	1.25	1.35	1.5	180.4 kN	234.3 kN-m	26 mm
Strength I (d)	1.25	1.35	0.9	180.4 kN	254.0 kN-m	83 mm
Service I	1	1	1	136.3 kN	179.9 kN-m	5 mm
Extreme Event II	1	1	1	136.3 kN	97.7 kN-m	608 mm

La excentricidad máxima permitida por el código para la combinación de cargas de resistencia (Strength) es igual a:

$$e_{\max} = 883 \text{ mm}$$

La excentricidad máxima permitida por el código para la combinación de cargas de sismo (Extreme Event I) es igual a:

$$e_{\max} = 1,767 \text{ mm}$$

$$0.34$$

De acuerdo con el AASHTO, al revisar la capacidad de apoyo en cimentaciones superficiales, se debe distribuir el esfuerzo de forma uniforme en una zapata con un ancho efectivo B'. El esfuerzo vertical en la zapata se calcula mediante la ecuación 11.6.3.2-1 del AASHTO.

Combinación	V	H	e	B'	σ_v
Strength I (a)	132.7 kN	45.5 kN	121 mm	2,408 mm	0.055 MPa
Strength I (b)	132.7 kN	27.3 kN	28 mm	2,594 mm	0.051 MPa
Strength I (c)	180.4 kN	45.5 kN	26 mm	2,597 mm	0.069 MPa
Strength I (d)	180.4 kN	27.3 kN	83 mm	2,484 mm	0.073 MPa
Service I	136.3 kN	30.3 kN	5 mm	2,641 mm	0.052 MPa
Extreme Event II	136.3 kN	30.3 kN	608 mm	1,433 mm	0.095 MPa

Determinación de la Capacidad Permissible del Suelo

Resistencia

La capacidad permisible del suelo se ha calculado mediante lo normado por la AASHTO capítulo 10.

Los coeficientes utilizados para determinar la capacidad última del suelo son los siguientes:

$$N_{\phi} = 3.54$$

$$N_q = 29.44$$

$$N_{\gamma} = 41.06$$

$$N_c = 42.16$$

Los factores de forma son:

$$s_q = 1.29$$

$$s_{\gamma} = 0.83$$

Los factores de inclinación se calculan en base a las cargas no factoradas. La carga vertical y horizontal no factorada son iguales a:

$$V = 136.3 \text{ kN}$$

$$H = 30.3 \text{ kN}$$

Los factores de inclinación son:

$$\theta = 1.57 \text{ rad}$$

$$n = 1.70$$

$$i_q = 0.65$$

$$i_{\gamma} = 0.51$$

La capacidad del suelo, para cada combinación de cargas, es igual a:

Combinación	B'	σ_v	ϕq_n	Cumple?
Strength I (a)	2,408 mm	0.055 MPa	0.196 MPa	Ok
Strength I (b)	2,594 mm	0.051 MPa	0.212 MPa	Ok
Strength I (c)	2,597 mm	0.069 MPa	0.212 MPa	Ok
Strength I (d)	2,484 mm	0.073 MPa	0.203 MPa	Ok
Service I	2,641 mm	0.052 MPa	0.215 MPa	Ok
Extreme Event I	1,433 mm	0.095 MPa	0.187 MPa	Ok

Deslizamiento

Se considera un suelo no cohesivo, ya que el cliente a expresado que va a remplazar el suelo aluvial en la base con un material de buena calidad.

AASHTO 10.6.3.4-2

AASHTO 10.6.3.4-1

La resistencia a deslizamiento es igual a:

$$R_t = 89.5 \text{ kN}$$

$$\phi R_R = 71.6 \text{ kN}$$

La fuerza horizontal máxima es igual a:

$$H_{max} = 45.5 \text{ kN}$$

$$DCR = 0.64$$

Ok

Volcamiento

Técnicamente, el AASHTO no exige una verificación del volcamiento, ya que dicho requisito se cumple de forma implícita al verificar la excentricidad máxima. Dicho esto, se ha añadido esta verificación en base a la práctica pasada.

$M_{\text{overturning}} =$	32.9 kN·m
$M_{\text{restoring}} =$	212.8 kN·m
F.S. =	6.48

Ok

Diseño Estructural

Vástago del Muro

Resistencia

El momento máximo que soporta el vástago del muro bajo la combinación de cargas Strength I es igual a:

$M_u =$	33.2 kN·m
---------	-----------

El momento máximo que soporta el vástago del muro bajo la combinación de cargas Extreme Event I es igual a:

$M_u =$	86.1 kN·m
---------	-----------

Se propone el siguiente refuerzo

Barra =	#5
Espaciado =	150 mm
$d_b =$	16 mm
$A_b =$	198 mm ²
$A_{s, \text{prov}} =$	1,320 mm ²

Se calcula la capacidad a flexión de la sección y se revisa el caso sísmico.

$d_s =$	192 mm
$a =$	23 mm
$M_n =$	100.0 kN·m
DCR =	0.86

Ok

Se determina el valor de ϕ .

$c =$	27 mm
$\epsilon_s =$	0.018
$\phi_f =$	0.9
$\phi_t M_n =$	90.0 kN·m
DCR =	0.37

Ok

AASHTO 5.6.3.3

Se verifica que se cumpla con la provisión de refuerzo mínimo.

$S_c =$	1.04E+07 mm ³
$M_{cr} =$	41.7 kN·m
$1.33M_u =$	44.1 kN·m

Ok

Servicio

AASHTO 5.6.7

Se verifica que se cumpla con los requisitos de distribución de acero. Se utiliza una exposición clase 1.

El esfuerzo en condiciones de servicio en el acero es igual a:

$n =$	7.3
$\rho =$	0.69%
$k =$	0.3
$j =$	0.9
$f_{ss} =$	106.6 MPa

El espaciamiento máximo del acero permitido es igual a:

$d_c =$	58 mm
$\beta_s =$	1.4
$s_{\text{max}} =$	691 mm

AASHTO 5.6.7-1

AASHTO 5.6.7-2

Ok

Cortante

La carga en cortante para el vástago del muro es igual a:

$V_u =$	25.0 kN
$d_v =$	180 mm
$\phi V_c =$	142.3 kN
DCR =	0.18

AASHTO 5.7.2.8

AASHTO 5.7.3.3-3

Ok

Puntera del Muro

Cálculo de la Carga

De acuerdo con el AASHTO 10.6.5, la puntera y el talón del muro se diseñaran asumiendo una distribución de las cargas del suelo trapezoidal. Se han calculado las presiones en la punta del talón y de la puntera para todas las combinaciones de carga. (Nota: $M = P \cdot e$)

Combinación	P	M	$P_{puntera}$	$P_{talón}$
Strength I (a)	132.7 kN	16.0 kN·m	0.064 MPa	0.036 MPa
Strength I (b)	132.7 kN	3.7 kN·m	0.053 MPa	0.047 MPa
Strength I (c)	180.4 kN	4.8 kN·m	0.072 MPa	0.064 MPa
Strength I (d)	180.4 kN	15.0 kN·m	0.081 MPa	0.055 MPa
Service I	136.3 kN	.6 kN·m	0.052 MPa	0.051 MPa
Extreme Event I	136.3 kN	82.9 kN·m	0.122 MPa	-0.019 MPa

El momento máximo que debe soportar la puntera es igual a:

Combinación	P_{punta}	P_{base}	$V_{puntera}$	$M_{puntera}$
Strength I (a)	0.064 MPa	0.058 MPa	36.4 kN	11.1 kN·m
Strength I (b)	0.053 MPa	0.052 MPa	31.5 kN	9.5 kN·m
Strength I (c)	0.072 MPa	0.070 MPa	42.7 kN	12.9 kN·m
Strength I (d)	0.081 MPa	0.075 MPa	46.8 kN	14.2 kN·m
Service I	0.052 MPa	0.052 MPa	31.1 kN	9.3 kN·m
Extreme Event I	0.122 MPa	0.090 MPa	63.7 kN	20.1 kN·m

Resistencia

El momento máximo en la puntera es igual a:

$$M_u = 20.1 \text{ kN·m}$$

Se propone el utilizar el mismo refuerzo que en el vástago del muro, ya que se continuará el refuerzo de este dentro de la puntera de la zapata.

Barra=	#5
Espaciado=	150 mm
d_b =	16 mm
A_b =	198 mm ²
$A_{s,prov}$ =	1,320 mm ²

Se calcula la capacidad a flexión de la sección.

d_s =	242 mm
a =	23 mm
M_n =	127.7 kN·m

Se determina el valor de ϕ .

c =	27 mm
ϵ_s =	0.024
ϕ_T =	0.9
$\phi_f M_n$ =	114.9 kN·m
DCR=	0.17

Ok

AASHTO 5.6.3.3

Se verifica que se cumpla con la provisión de refuerzo mínimo.

S_c =	1.04E+07 mm ²
M_{cr} =	41.7 kN·m
$1.33M_u$ =	26.7 kN·m

Ok

AASHTO 5.6.7

Servicio

Se verifica que se cumpla con los requisitos de distribución de acero. Se utiliza una exposición clase 1.

El esfuerzo en condiciones de servicio en el acero es igual a:

n =	7.3
ρ =	0.55%
k =	0.2
j =	0.9
f_{ss} =	31.8 MPa

El espaciamiento máximo del acero permitido es igual a:

d_c =	58 mm
β_s =	1.4
s_{max} =	2,583 mm

AASHTO 5.6.7-1

AASHTO 5.6.7-2

Ok

Cortante

La carga en cortante para el vástago del muro es igual a:

$V_u =$	63.7 kN
$d_v =$	219 mm
$\phi V_c =$	173.0 kN
DCR =	0.37

AASHTO 5.7.2.8
AASHTO 5.7.3.3-3

Ok

Talón del Muro

El momento máximo que debe soportar el talón es igual a:

Combinación	P_{base}	$P_{talón}$	$V_{puntera}$	$M_{puntera}$
Strength I (a)	0.055 MPa	0.036 MPa	18.1 kN	21.3 kN·m
Strength I (b)	0.051 MPa	0.047 MPa	12.0 kN	11.9 kN·m
Strength I (c)	0.070 MPa	0.064 MPa	15.2 kN	15.2 kN·m
Strength I (d)	0.073 MPa	0.055 MPa	20.2 kN	22.9 kN·m
Service I	0.052 MPa	0.051 MPa	8.0 kN	7.4 kN·m
Extreme Event I	0.077 MPa	-0.019 MPa	48.6 kN	69.7 kN·m

Resistencia

El momento máximo en la puntera para la combinación de cargas de resistencia es igual a:

$M_u =$	22.9 kN·m
---------	-----------

Se propone el utilizar el mismo refuerzo que en el vástago del muro, ya que se continuará el refuerzo de este dentro de la puntera de la zapata.

Barra =	#4
Espaciado =	150 mm
$d_b =$	13 mm
$A_b =$	127 mm ²
$A_{s,prov} =$	845 mm ²

Se calcula la capacidad a flexión de la sección y se revisa el caso sísmico.

$d_s =$	244 mm
$a =$	15 mm
$M_n =$	83.8 kN·m
DCR =	0.83

Ok

Se determina el valor de ϕ .

$c =$	18 mm
$e_s =$	0.039
$\phi_f =$	0.9
$\phi_f M_n =$	75.4 kN·m
DCR =	0.30

Ok

AASHTO 5.6.3.3

Se verifica que se cumpla con la provisión de refuerzo mínimo.

$S_c =$	1.04E+07 mm ²
$M_{cr} =$	41.7 kN·m
$1.33M_u =$	30.4 kN·m

Ok

Servicio

AASHTO 5.6.7

Se verifica que se cumpla con los requisitos de distribución de acero. Se utiliza una exposición clase 1.

El esfuerzo en condiciones de servicio en el acero es igual a:

$n =$	7.3
$\rho =$	0.35%
$k =$	0.2
$j =$	0.9
$f_{ss} =$	38.6 MPa

El espaciamiento máximo del acero permitido es igual a:

$d_c =$	56 mm
$\beta_s =$	1.4
$s_{max} =$	2,135 mm

AASHTO 5.6.7-1
AASHTO 5.6.7-2

Ok

AASHTO 5.7.2.8
AASHTO 5.7.3.3-3

Ok

Cortante

La carga en cortante para el vástago del muro es igual a:

$V_u =$	48.6 kN
$d_v =$	229 mm
$\phi V_c =$	180.8 kN
DCR =	0.27

Acero de Temperatura

El acero de temperatura mínimo requerido en la cara del muro es igual a:

$A_{s, temp} =$	241 mm ²
-----------------	---------------------

