



Alcaldía Municipal del Distrito Central
Unidad Municipal de Gestión Integral de Riesgos
Programa de Adaptación Urbana al Cambio Climático en
Centroamérica – Componente Honduras

INFORMES DE INVESTIGACIÓN

Nombre del Proyecto: Obras para el Control Integrado de Escorrentías Superficiales y Velocidades de Flujo en Col. Japón de Tegucigalpa, M.D.C.

Código: KFW-041

Ubicación: Colonia Japón, Tegucigalpa M.D.C

Tiempo de ejecución: Cuatro Meses (120 días)

Fuente de Financiamiento: KfW

**Programa de Adaptación Urbana al Cambio Climático en Centroamérica-
Componente Honduras**



KFW



UMGIR
UNIDAD MUNICIPAL
DE GESTIÓN INTEGRAL
DE TEGUCIGALPA



KfW

**PROGRAMA DE ADAPTACIÓN URBANA AL CAMBIO CLIMÁTICO EN
CENTROAMÉRICA - COMPONENTE HONDURAS**

INFORME DE ESTUDIO GEOLÓGICO / GEOTÉCNICO

KfW-041

Proyecto:

Obras para el Control Integrado de Escorrentías
Superficiales y Velocidades de Flujo en Col. Japón
de Tegucigalpa, M.D.C.

Responsable:

José Antonio de San Antonio Escribano

2022



1. Introducción.....	2
2. Observaciones de campo	2
3. Conclusiones.....	6
4. Recomendaciones	6



INFORME

1. Introducción

La capital de la República presenta una serie de características particulares que la hace especialmente vulnerable a los movimientos de ladera. Su especial orografía, que se puede definir como una cubeta rodeada de montañas y el hecho de que sea un foco de atracción para nueva población en busca de oportunidades para mejorar su calidad de vida; ha dado lugar a que se ocupen espacios con una fuerte pendiente y unas características geológicas poco favorables para el asentamiento de viviendas.

2. Observaciones de campo

Con el objetivo de tener un mejor conocimiento de la situación en la que se encuentra la zona de trabajo, se ha realizado una visita de campo en la que participaron el Geólogo José María Gutiérrez, la Ingeniera Nidia Luque, el Geólogo-Geotecnista José Antonio de San Antonio Escribano y personal del CODEL de la zona.

Se ha hecho una recopilación de información en referencia a los procesos de dinámica de ladera que se pudieron haber dado a lo largo del tiempo.

El mapa geológico de Tegucigalpa (Figura 1) muestra la presencia de un deslizamiento en la parte sur de las colonias.

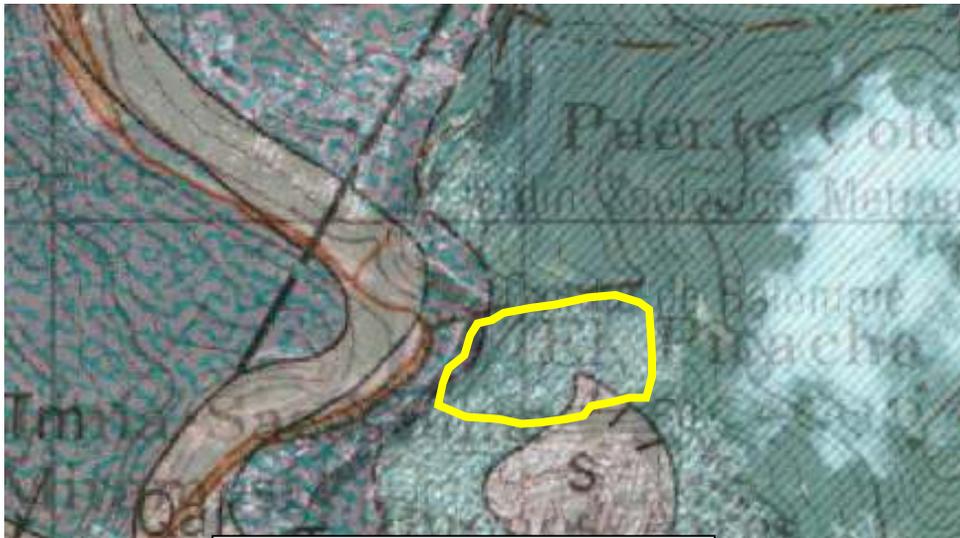


Figura 1: mapa geológico del área

Este deslizamiento tuvo lugar dentro de los materiales del Grupo Padre Miguel, de edad Terciaria, formados por tobas riolíticas, dacíticas o andesíticas. Entre ellas aparecen rocas sedimentarias con fragmentos de rocas volcánicas. En algunas zonas, estas tobas aparecen bien estratificadas.

En la Figura 2 se observa la presencia de varios deslizamientos que afectan a toda el área. Este mapa ha sido realizado por JICA en el año 2012. La zona que nos ocupa está resaltada con un círculo verde.

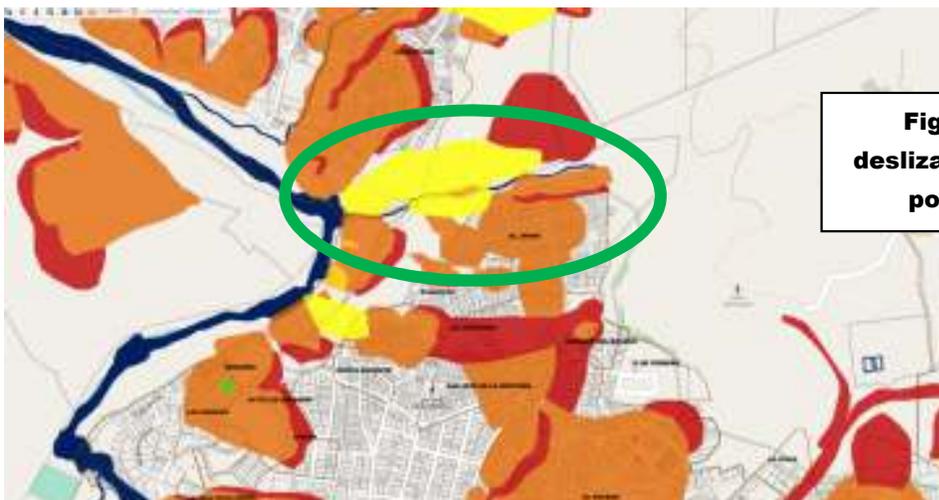


Figura 2: mapa de deslizamientos elaborado por el JICA, 2012

Los materiales geológicos encontrados en la zona visitada se caracterizan por ser impermeables. En este caso, también se ha observado en los afloramientos encontrados que las rocas presentan un aspecto masivo, poco fracturado. A esto hay que añadir las fuertes pendientes, lo que genera que no haya una infiltración hacia el subsuelo. Esto da lugar una escorrentía superficial que genera un curso de aguas superficiales sin control, con fuertes velocidades y con aportes considerables de caudal, ocasionando efectos de erosión, socavación de estructuras y arrastres de materiales sueltos con alta energía hacia zonas bajas. Esta condición fue comprobada durante la visita de campo, donde se pudo constatar las evidencias en las superficies erosionadas, zonas con carcavas y estructuras socavadas. Asimismo, con la entrevista a pobladores del sector, fue posible confirmar la afectación de esta condición, a través del relato de eventos pasados que provocaron daños a sus bienes. (Figura 3)



Figura 3: aspecto de los materiales (ignimbritas) existentes en la zona de trabajo

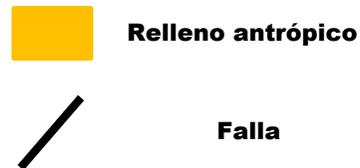
Durante la visita de campo, no se han observado evidencias de movimientos de ladera. En los puntos donde se pudo ver el afloramiento de los materiales, ignimbritas de color blanquecino, masivas, escasamente fracturadas y con una alteración superficial muy débil que sólo da un ligero cambio de color.

Con el fin de obtener más información, se habló con los vecinos, siendo su indicación que no existen fisuras en las casas ni en las estructuras viales, y que no tienen constancia de que haya problemas por haberse movido el terreno.

Durante el recorrido toda el área, las zonas visitadas mostraron estar formadas por un sustrato rocoso, habiéndose encontrado dos zonas de acumulación de materiales antrópicos (color amarillo en la figura 4), de escasas dimensiones y poco espesor formados por restos de materiales de construcción.



Figura 4: situación de los rellenos antrópicos localizados en el área de actuación





3. Conclusiones

En base a lo expuesto con anterioridad, se pueden obtener las siguientes conclusiones:

1. El sitio no presenta evidencias físicas ni reporte de los pobladores sobre eventos de deslizamientos o movimientos de ladera, por lo que, estos fenómenos se deberán considerar como inactivos para efectos de diseño de medidas de reducción del riesgo de desastres y adaptación al cambio climático.
2. La problemática principal observada, corresponde a los efectos de la escorrentía superficial. Las aguas lluvia corren por las calles sin ningún control, creando problemas a los habitantes de la zona principalmente por acceso del agua a sus viviendas, erosión de las superficies, socavamiento de estructuras y arrastre de materiales en suspensión.

4. Recomendaciones

Las recomendaciones que se pueden extraer de lo anteriormente expuesto son:

1. Atender la problemática de las inundaciones provocadas por las precipitaciones que se convierten en escorrentía y atraviesan con velocidades, caudales considerables y sin control el sitio de estudio, ocasionando daños en la población y sus bienes.
2. Para efectos de diseño, y en caso de requerirse, se recomienda como valores geotécnicos orientativos de la roca observada en la zona, los que se presentan en la tabla siguiente, los cuales han sido extraídos de la bibliografía especializada:

Para las ignimbritas se pueden considerar los siguientes valores:

Peso específico (g/cm ³)	Porosidad (%)	Permeabilidad	Resistencia a compresión simple (KPa)	Resistencia a la tracción (KPa)	Cohesión, c (KPa)	E (KPa)	v
1.9 – 2.3	14 - 40	10 ⁻⁷ – 10 ⁻¹²	9,807 – 45111	981 – 3,923	686	29 – 745	0.24 – 0.29

Tomado de “Ingeniería Geológica”. Coordinador Luis I. González de Vallejo, Madrid 2002

Como valor para la capacidad soportante el terreno, siempre que se apoyen las estructuras sobre la roca sana, se puede considerar de un valor de 294 KPa.



Para los rellenos utilizados en los laterales de las cunetas, los parámetros geotécnicos que se pueden considerar son los siguientes:

Φ : 28°

Cohesión: 0.0 KPa

Densidad: 18.63 KN/m³



UMCIR
UNIDAD MUNICIPAL
DE GESTIÓN INTEGRAL
DE TEGUCIGALPA



KfW

**PROGRAMA DE ADAPTACIÓN URBANA AL CAMBIO CLIMÁTICO EN
CENTROAMÉRICA - COMPONENTE HONDURAS**

INFORME DE ESTUDIO HIDROLÓGICO / HIDRÁULICO

KfW-041

Proyecto:

Obras para el Control Integrado de Escorrentías Superficiales y Velocidades de Flujo en Col. Japón de Tegucigalpa, M.D.C.

2022



INDICE

1. Introducción	2
2. Generalidades.....	3
2.1. Ubicación del proyecto.....	3
2.2. Caracterización de la Amenaza.....	4
3. Metodología.....	5
3.1. Análisis hidrológico	5
3.1.1. Estudio de las cuencas hidrográficas	5
3.1.2. Parámetros morfométricos de las cuencas.....	8
3.1.3. Tiempo de concentración.....	8
3.1.4. Periodo de Retorno.....	9
3.1.5. Coeficiente de Escorrentía.....	10
3.1.6. Curvas IDF.....	10
3.1.7. Estimación de Caudales de Diseño (Método Racional).....	12
3.2. Análisis hidráulico.....	13
3.2.1. Flujo en canales abiertos.....	13
3.2.2. Resultados del dimensionamiento hidráulico	14
4. Conclusiones	17
5. Recomendaciones.....	18
6. Referencias.....	21

1. Introducción

El presente informe describe de forma resumida, la metodología empleada en este estudio y presenta los resultados obtenidos a partir del análisis hidrológico-hidráulico de las obras de adaptación al Cambio Climático propuestas en la Colonia Japón, de Tegucigalpa M.D.C., Francisco Morazán. Este estudio hidrológico y su posterior dimensionamiento hidráulico de sus estructuras de drenaje forma parte de las obras adicionales a desarrollarse en el marco del Programa: *“Adaptación Urbana al Cambio Climático en Centroamérica - Componente Honduras”*.

El estudio completo se desprende de las visitas de reconocimiento in situ, levantamientos topográficos tanto del cauce de quebradas como de su georreferenciación de estructuras existentes, también inspección visual de las mismas con el objetivo de evaluar, de manera preliminar, su estado y funcionamiento. De manera adicional, el estudio incorpora un análisis detallado de las características morfométricas y comportamiento hidrológico de las cuencas de aporte, además de la valoración de las condiciones climáticas del sitio a fin de determinar los caudales de diseño. Finalmente, haciendo uso de dichos valores de caudal, se procedió a revisar la capacidad hidráulica de las obras de drenaje existente y se dimensionaron las cunetas nuevas.

Para llevar a cabo el análisis hidrológico se ha implementado la metodología y lineamientos de diseño propuestos en el Manual de referencias hidrológicas del FHIS. Dicho análisis ha sido posible mediante la aplicación de herramientas informáticas de análisis espacial e hidrológico como ser ArcGIS. Para el análisis hidráulico se han implementado los lineamientos establecidos en el manual de carretas de SOPTRAVI, Tomo 6, así como también las pautas propuestas en el recientemente publicado *“Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centro América”*, del SIECA. Al igual que en el caso del análisis hidrológico, para la parte hidráulica también se han empleado una hoja de cálculo de Excel para el diseño de canales rectangulares.

2. Generalidades

2.1. Ubicación del proyecto

La colonia Japón está Ubicada al noroeste de la Ciudad de Tegucigalpa, limita al Norte y Este con el cerro El Picacho, Al Oeste con la colonia Sagastume y al Sur con las colonias Picachito y Las Canteras.

La zona de intervención del proyecto se ubica en las coordenadas UTM: 478227.00 m E; 1561015.00 m N, a continuación, mapa temático del sitio y las amenazas latentes.

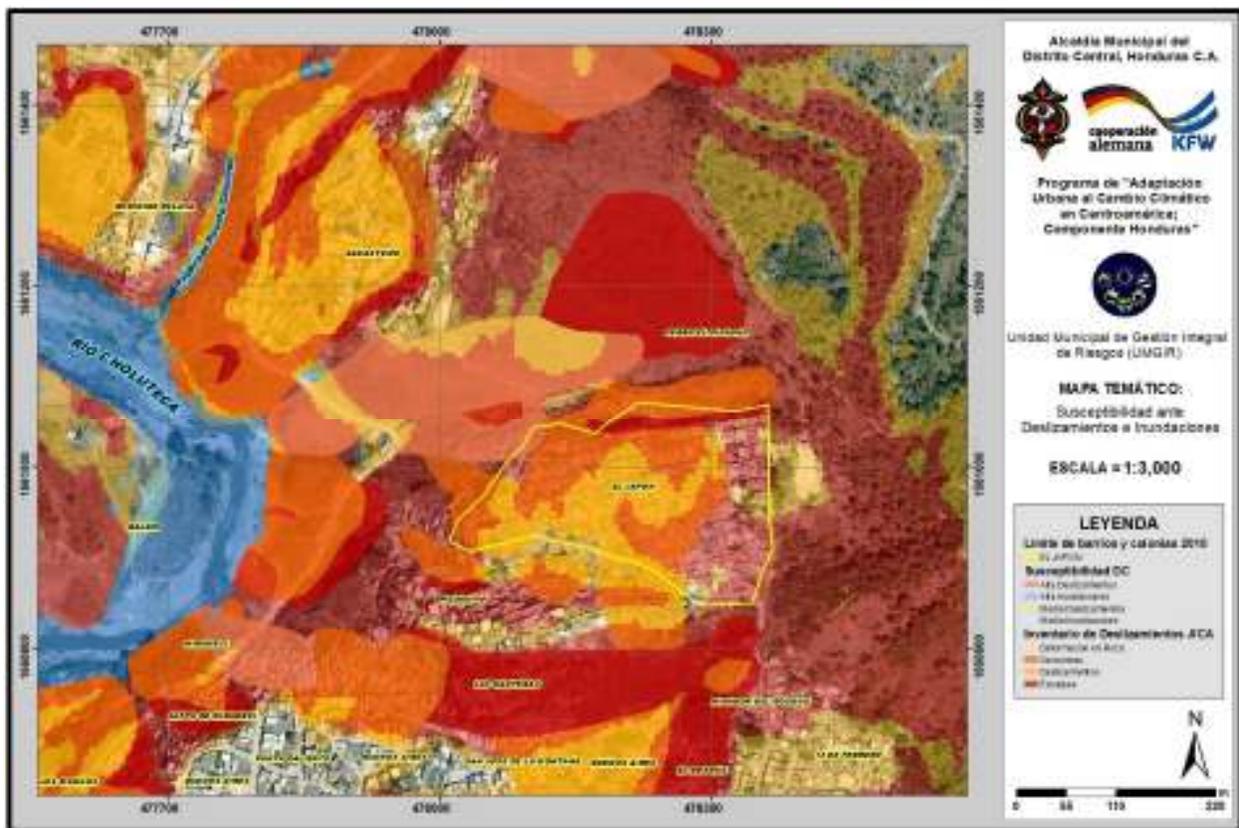


Ilustración 1 - Mapa temático de ubicación y amenaza por deslizamientos e inundaciones en la zona identificados por JICA (2014)



2.2. Caracterización de la Amenaza

En esta zona se han identificado diversas amenazas que incrementan el riesgo de desastres (deslizamientos, escarpes, inundaciones pluviales). El inventario de deslizamientos del área urbano del Distrito Central, elaborado por JICA (2014) muestra condiciones de alta susceptibilidad ante deslizamientos en la Col. Japón. Esto se debe esencialmente a las pronunciadas pendientes en el terreno natural y el efecto de la saturación de los suelos durante la época lluviosa. Adicionalmente, los pobladores del sector, han reportado inundaciones pluviales en la zona, un síntoma propio de áreas desarrolladas con altas pendientes, suelos impermeables y carentes de sistemas de drenaje pluvial adecuados. Esta condición fue comprobada durante la visita de campo, donde se pudo constatar las evidencias en las superficies erosionadas, zonas con cárcavas y estructuras socavadas. Asimismo, con la entrevista a pobladores del sector, fue posible confirmar la afectación de esta condición, a través del relato de eventos pasados que provocaron daños a sus bienes.

De lo anterior, se ha determinado el flujo de escorrentías superficiales y sus efectos negativos en la población como la problemática a ser atendida para este determinado lugar. Por tal motivo se ha concebido el análisis de soluciones mediante la integración de medidas orientadas al control de las escorrentías superficiales, las cuales producen daños potenciales debido a las fuertes velocidades de flujo y contribuyen al riesgo de deslizamientos que pueden ser activados por la saturación de los suelos debido a infiltración de agua en el subsuelo.

Como principal medida se ha seleccionado el diseño y construcción de un sistema de canales abiertos tipo cuneta que sea capaz de captar, transportar y drenar de manera segura las aguas provenientes de la lluvia que, actualmente escurren de forma descontrolada sobre las calles y vías de acceso a las viviendas, hacia cursos de agua naturales.

A continuación, se presentan los detalles del análisis hidrológico realizado para el estudio de las soluciones a la problemática descrita y el posterior dimensionamiento hidráulico de los canales propuestos.



3. Metodología

3.1. Análisis hidrológico

3.1.1. Estudio de las cuencas hidrográficas

Partiendo de los mapas Multiamenaza de la AMDC y luego de algunos recorridos junto a líderes comunitarios de Col. Japón (Patronato, CODEL), quienes también expusieron la problemática con sus relatos, se ha identificado los sitios más idóneos para la ubicación de los canales propuestos a fin de reducir el riesgo de desastres en la zona.

El primer paso para la estimación del aporte de escorrentía superficial es la determinación de las características morfométricas de las cuencas hidrográficas o áreas de captación que tributan hacia los puntos de interés. Para ello es necesario delimitar el área de drenaje de las cuencas con respecto a la red de cunetas propuesta y calcular diferentes parámetros físicos de la misma: área, perímetro, longitud y pendiente media del cauce principal. Esto se ha realizado haciendo uso de la topografía presentada en el programa de Google Earth, con el apoyo de herramientas SIG, y una hoja de cálculo en Excel. Estas áreas de captación de agua lluvia se han delimitado con respecto a las ubicaciones de las áreas propuestas de intervención en dos tramos dentro de la Colonia Japón. Por ende, se han definido como Área de captación 1 (AC-1), Área de captación 2 (AC-2), Área de Captación (AC-3) y Área de captación (AC-4) correspondientemente.



Ilustración 1 - Área de Captación AC-1



Ilustración 2 - Área de Captación AC-2



Ilustración 3 - Área de Captación AC-3



Ilustración 5 - Área de Captación AC-4

3.1.2. Parámetros morfométricos de las cuencas

La estimación de los parámetros morfométricos más importantes se ha llevado mediante el software Google Earth y una hoja de cálculo en Excel. Los parámetros determinados para cada cuenca son los siguientes:

- Área de la cuenca,
- Perímetro de la cuenca,
- Longitud del cauce más largo,
- Pendiente del cauce principal y,
- Tiempo de concentración, entre otros.

A continuación, se muestra una tabla resumen de los parámetros morfométricos de las áreas de captación delimitadas para el proyecto de cunetas en Col. Japón.

Nombre	Perímetro (m)	Área (m ²)	Área (km ²)	Longitud de cauce (m)	Longitud (km)	Elev. Max (msnm)	Elev. Min (msnm)
AC-1	700	19,153	0.019	325	0.325	1,250	1,100
AC-2	1020	42,430	0.042	400	0.400	1,240	1,110
AC-3	517	15,425	0.015	140	0.140	1085	1,073
AC-4	396	9,724	0.010	131	0.131	1,116	1,084

Tabla 1 - Parámetros morfométricos de la cuenca

3.1.3. Tiempo de concentración

Este término representa el tiempo que toma la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua de una cuenca para llegar a una sección determinada de dicha corriente. El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la cuenca en estudio contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada (Saenz, 1999). Para fines de este estudio se usará un mínimo de **5 minutos** (debido al tamaño reducido de la cuenca). Estos valores de T_c se determinaron haciendo uso de diferentes métodos encontrados en la literatura revisada y posteriormente promediándolos para obtener los siguientes valores:

AC-1	5.67	minutos
AC-2	7.33	minutos
AC-3	5.00	minutos
AC-4	5.00	minutos

Los métodos utilizados en el cálculo del tiempo de concentración se detallan a continuación:

Fórmula para el tiempo de concentración	Autor		
$t_c = 14.6 * \frac{L}{A^{0.1} * S^{0.2}}$	Bransby - Williams	$T_c = \frac{0.108 * (A * L)^{1/3}}{S^{0.5}}$	Passini
$t_c = 60 * \left(\frac{0.87075 * L^3}{H} \right)^{0.385}$	California Culvert Practice	$T_c = 0.76 * A^{0.38}$	Pilgrim y McDermott
$t_c = 0.0078 * \frac{Lp^{0.77}}{S^{0.385}}$	Kirpich	$T_c = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$	Témez
$T_c = 0.335 * \left(\frac{A}{S^{0.5}} \right)^{0.593}$	Clark	$T_c = 1.7694 * \frac{A^{0.325}}{L^{0.096} * S_0^{0.290}}$	Valencia y Zuluaga
$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1.5 * L}{25.3 * \sqrt{S} * L}$	Giandotti	$T_c = 5 * \left(\frac{Lmi}{S^{0.5}} \right)^{0.5}$	Johnstone Cross

En donde:

Unidades de las variables de las fórmulas	
L: Longitud del curso de agua más largo	Km.
L: Longitud del curso de agua más largo	m
Lmi: Longitud del curso de agua más largo	mi
Lp: Longitud del curso de agua más largo	pie
A: Área de la cuenca	Km2
H: Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida	m
S: pendiente promedio del cauce principal	m/m
Sc: Pendiente media de la cuenca	m/m
s: pendiente promedio del cauce principal pie/mi	pie/mi
So: pendiente promedio del cauce principal en %	%

Tabla 2 - Fórmulas para el cálculo del Tiempo de Concentración (Tc)

3.1.4. Periodo de Retorno

Para el diseño de estructuras hidráulicas y el correcto tratamiento del riesgo de falla se debe conocer la probabilidad de ocurrencia de los eventos que condicionan dicha estructura. La probabilidad de ocurrencia se suele representar a través del período de retorno, el cual indica la probabilidad de ocurrencia de un evento en años. El periodo de retorno depende de la importancia de la obra hidráulica en cuestión y del nivel de seguridad que se desee para el análisis.

Tomando en cuenta lo anterior y, según lo establecido por la ley del SINAGER, se procedió a diseñar con un período de retorno de **25 años**.

3.1.5. Coeficiente de Escorrentía

Este coeficiente describe el porcentaje de agua que se transforma en escorrentía durante un evento de precipitación luego de pérdidas estimadas producto de la cobertura del suelo, grado de infiltración, pendiente, intercepción, evapotranspiración, etc. Estos valores han sido ponderados considerando el valor de *C* correspondiente a cada tipo de suelo, pendiente y su porcentaje de área relativa dentro de cada Área de Captación. Se ha utilizado los valores propuestos por JICA (2016) mostrados a continuación:

Tabla 4-7 Coeficientes de escorrentía recomendados para ser usados en el estudio nacional (Chen, Walden, & Aron, 1994)

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETENCIÓN (AÑOS)						
	2	5	10	33	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Adifios	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cobertura de pasto menor del 50% del área)							
Piiso, 0 - 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2 - 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cobertura de pasto del 50 al 75% del área)							
Piiso, 0 - 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cobertura de pasto mayor del 75% del área)							
Piiso, 0 - 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2 - 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de Cultivo							
Piiso, 0 - 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2 - 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Frutales							
Piiso, 0 - 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 - 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Botijas							
Piiso, 0 - 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2 - 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la Tabla 4.7 son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas.

3.1.6. Curvas IDF

Las Curvas IDF se expresan en un juego de curvas o ecuaciones empíricas a las que se ajustan los valores de lluvia (intensidades) para las diferentes duraciones. Un modelo general es:

$$I = \frac{a}{(b + d)^n}$$

En donde I es la intensidad de la lluvia de diseño en mm/h, d es la duración de la tormenta en minutos, y a , b y n son coeficientes que varían con el lugar y el período de retorno. Para este proyecto se utilizaron las curvas IDF de la estación climatológica de la Universidad Nacional Autónoma de Honduras UNAH (Granados, 2016), debido a que no se cuenta con información pluviométrica suficiente para realizar un análisis detallado de precipitación en esta zona de la Capital. El pluviómetro de la UNAH está ubicado en UTM 482441 m E, 1557447.27 m N, aproximadamente a unos **5.5 km** de la micro cuenca en estudio.

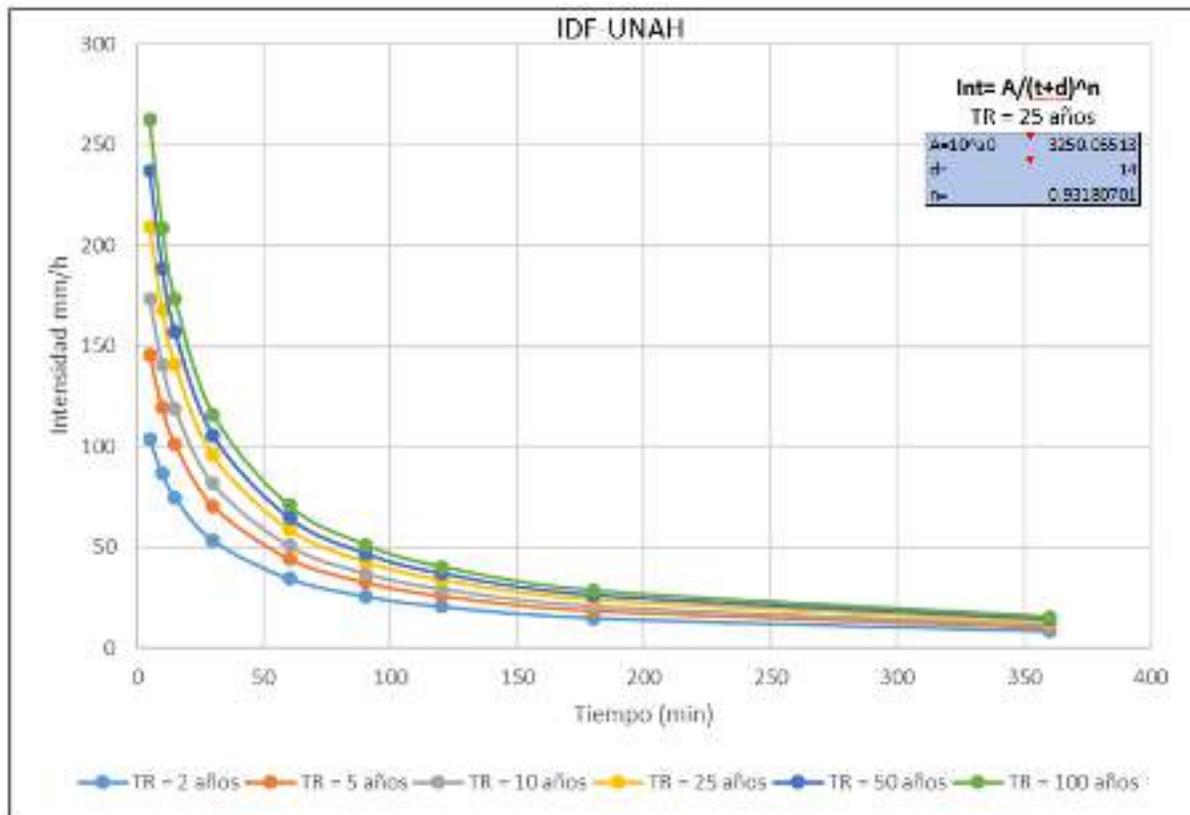


Gráfico 1 - Curvas IDF para la estación UNAH (Granados, 2016)

3.1.7. Estimación de Caudales de Diseño (Método Racional)

Tal y como se ha mencionado previamente, la estimación de los caudales de diseño se ha llevado a cabo mediante la aplicación del método racional. Este método permite la estimación del caudal máximo en una cuenca en base al área total y condiciones morfológicas de la misma, así como la intensidad de la lluvia que cae sobre ella. La fórmula matemática que emplea el método racional es la siguiente:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{360}$$

Dónde:

Q : Caudal (m³/s)

C : coeficiente de escorrentía (adimensional).

i : Intensidad de lluvia (mm/hr).

A : Área de drenaje (Ha).

Una vez obtenidos todos los parámetros de la fórmula racional se procedió a calcular los caudales de diseño mostrados a continuación:

Cuenca	Coficiente Escorrentía	Intensidad TR=25 (mm/h)	Área (ha)	Caudal TR=25 (m ³ /s)
AC-1	0.88	202.449	1.915	0.948
AC-2	0.88	187.727	4.243	1.947
AC-3	0.88	219.897	1.543	0.788
AC-4	0.88	225.745	0.972	0.497

Tabla 3 - Resultados del Análisis Hidrológico

3.2. Análisis hidráulico

3.2.1. Flujo en canales abiertos

Para la evaluación y dimensionamiento de las obras de drenaje en una carretera es fundamental conocer las condiciones del flujo que se transporta a través de ellas. Antes y después (y bajo ciertos valores de caudal, durante) de su paso por las estructuras de drenaje, las condiciones del flujo pueden ser idealizadas como aquellas de un canal abierto. El flujo en canales abiertos se representa comúnmente mediante la ecuación de Manning. Dicha ecuación permite calcular la velocidad del flujo en un canal abierto en función de sus dimensiones, el tipo de material y la pendiente del mismo.

$$V = \frac{1.49 R^2 S}{n}$$

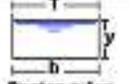
Donde:

- V : Velocidad de flujo en m³/s
- n : Coeficiente de rugosidad (adimensional)
- R : Radio hidráulico de la sección
- S : Pendiente promedio longitudinal

A su vez, la fórmula de continuidad nos permitirá relacionar dicha velocidad con el caudal entrante y el área hidráulica llenada.

$$Q = V * A$$

En este caso, y debido a que el espacio en las áreas urbanas suele ser reducido, se ha propuesto utilizar canales de sección rectangular, los cuales se han diseñado en 3 tramos correspondientes a los puntos críticos de cambio de dirección del flujo (Tramos: A-B, B-C, Y D-E).

Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b



3.2.2. Resultados del dimensionamiento hidráulico

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a partir del dimensionamiento hidráulico del drenaje. Para la determinación de las áreas de aporte de escorrentía, para la estimación de los caudales de diseño y para el dimensionamiento hidráulico del drenaje menor se tomaron las siguientes consideraciones:

- Las direcciones del flujo han sido determinadas en base al perfil longitudinal que se ha proporcionado en los planos, mediante un levantamiento topográfico.
- La ubicación de los canales ha sido definida en base los requerimientos del sitio según lo expuesto por la comunidad y los resultados del estudio técnico preliminar.
- Se ha considerado un valor adicional de 0.1 L/s por hectárea, debido a que un porcentaje de las aguas grises de la comunidad son actualmente descargadas a la red de cunetas. Debido al área reducida del proyecto, dicho valor no aporta una carga significativa por lo cual se puede despreciar.
- Los coeficientes de rugosidad de Manning (n) han sido estimados de manera empírica (basado en Chow, 1988) para reflejar la presencia de disipadores de energía a lo largo de los canales.

Cálculos Hidráulicos: Tramo A' - B		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Concreto con acabado rústico	
Caudal diseño Q	0.531	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.4	m
Ancho cuneta b	0.6	m
Rugosidad Manning n	0.015	
Pendiente diseño	42.35%	
Lámina de agua y	0.3	m
Velocidad	12.25	m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo.	

Cálculos Hidráulicos: B - C		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Concreto con acabado rústico	
Caudal Total, Qt	1.343	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.6	m
Ancho cuneta b	0.6	m
Rugosidad Manning n	0.015	
Pendiente diseño	38.55	%
Lámina de agua y	0.5	m
Velocidad	13.56	m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo.	

Cálculos Hidráulicos: D - E		
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular	
Material revestimiento	Concreto con acabado rústico	
Caudal diseño Q	0.544	m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.5	m
Ancho cuneta b	0.5	m
Rugosidad Manning n	0.015	
Pendiente diseño	13.48	%
Lámina de agua y	0.4	m
Velocidad	7.03	m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo.	

Cálculos Hidráulicos: F - G	
Tipo de sección (sugerida)	Rectangular
Material revestimiento	Concreto con acabado rústico
Caudal diseño Q	0.370 m ³ /s
Profundidad cuneta h	0.5 m
Ancho cuneta b	0.6 m
Rugosidad Manning n	0.015
Pendiente diseño	60.38 %
Lámina de agua y	0.4 m
Velocidad	15.99 m/s
Recomendación	Utilizar disipadores de energía a lo largo del tramo.

				Secciones de Canal	
Tramo	Q diseño (m³/2)	Pendiente Promedio	Velocidad de flujo (m/s)	Ancho (m)	Alto (m)
A - B	0.95	42.35%	12.25	0.60	0.40
B - C	1.95	38.55%	13.56	0.60	0.60
D - E	0.79	25.00%	7.03	0.50	0.50
F - G	0.50	60.38%	15.99	0.60	0.50

Tabla 4 - Resultados del Análisis Hidráulico

4. Conclusiones

- De los análisis correspondientes de amenaza según el criterio técnico de los expertos en Geología e Hidrología y tomando como base los mapas Multiamenaza de la AMDC y JICA, se ha determinado que la principal problemática del sitio de estudio, es la alta susceptibilidad ante deslizamientos y escarpes en dicho sector de la Capital. Estos fenómenos pueden ser activados por cambios fuertes en la geomorfología de la zona o por la incidencia del agua proveniente del subsuelo y la infiltración en el plano de falla. Por tal motivo, se puede deducir que al controlar o reducir los volúmenes de agua que se infiltran en el terreno natural se estaría disminuyendo el riesgo de que se activen dichos deslizamientos. falta de control de las escorrentías superficiales y con ello los efectos directos de su paso, mismos que corresponden a erosión, socavación y arrastre de materiales en suspensión.
- Adicional a la amenaza de deslizamientos, las condiciones físicas del terreno y la presencia de superficies artificiales impermeables (techos de zinc, concreto, otros) con suelos rocosos de baja permeabilidad y altas pendientes, propician también la ocurrencia de inundaciones pluviales durante eventos de precipitación intensa que pueden desencadenar en daños materiales y otro tipo de afectaciones.
- Las medidas de mitigación a la problemática identificada, deberán ser dirigidas a reducir los impactos de las inundaciones de tipo pluvial, pero a su vez, incidir en la disminución del riesgo de deslizamientos, a través de la construcción de obras para el control integrado de escorrentías superficiales en el sector No.4 de la Col. Japón de Tegucigalpa, M.D.C.

5.Recomendaciones

- Se recomienda ampliar la red de canales existente en la colonia con el fin de captar y evacuar de manera eficiente y segura los flujos superficiales que producen la amenaza, reduciendo así la infiltración que a su vez potencia la ocurrencia de deslizamientos, y controlando al mismo tiempo la escorrentía que afecta a los habitantes y sus activos materiales. Se deberá utilizar como base para el diseño de estas obras el estudio hidrológico y dimensionamiento hidráulico plasmado en este documento y en las hojas de cálculo adjuntas.
- Incluir mecanismos de disipación de energía y de control de velocidades a lo largo de los tramos de cuneta sobre los cuales fluye el agua con una velocidad mayor a 6.00 m/s según el estudio hidráulico presentado anteriormente (JICA 2016). Esto para evitar que la fuerza erosiva del agua ocasione daños a las cunetas. Dichos mecanismos podrán ser: inclusión de materiales u objetos que aumenten la rugosidad a lo largo del canal y obstaculicen el flujo de manera parcial (como ser: piedras embebidas en el lecho del canal, pantallas deflectoras, otros) o disipadores en escalón para aminorar las pendientes y reducir la energía del agua.
- Del estudio hidrológico para las condiciones del sitio, se recomienda adoptar las secciones mínimas de conformidad a lo presentado en el estudio hidráulico presentado en este documento, pudiendo aumentar su dimensión si se desea prever futuras expansiones y el aumento de las superficies impermeables en la parte alta que generen mayor escorrentía, pero nunca disminuir las mismas. Esto con el fin de garantizar la correcta evacuación de las aguas lluvias y así la reducción del riesgo de inundaciones.
- Debido que los tramos de estudio, presentan pendientes que superan el 15%, se recomienda que se incorporen disipadores de energía de tipo escalón a manera de reducir la pendiente de la invertida dentro de la cuenta y reducir en cierta manera la fuerza de impacto del agua.



- La descarga de las aguas, deberá realizarse conduciéndola hacia lugares seguros, sobre cuerpos receptores como quebradas o correderos naturales, teniendo como premisa fundamental que con ello no se genere nuevos riesgos o se traslade el riesgo aguas abajo del sitio de la descarga.
- Es recomendable incluir cajas colectoras en los nodos donde existan diferentes flujos encontrados o cambios en el patrón de flujo del agua. Las cajas colectoras se deberán dimensionar tomando en consideración la sección de cuneta con mayor ancho y profundidad, dejando holgura suficiente para la evacuación eficiente del volumen de agua entrante y tomando en cuenta la topografía del terreno natural para determinar su altura.
- Se recomienda incluir canales transversales en sentido perpendicular a la dirección del flujo para captar la escorrentía superficial que escurre por la calle y canalizarla hacia la cuneta existente adyacente a la misma. Dicha cuenta drena hacia una caja colectora de aproximadamente 1.00 m³, la cual posee una tubería de salida de 600mm hacia el corredero natural. Estas cunetas transversales pueden ser de 0.50 x 0.50 m ya que se prevé un caudal de escorrentía bajo, sobre dichas cunetas se colocará vigas tipo quiebrapatatas para permitir el paso de vehículos y peatones. Ver ilustraciones 5 y 6.



Ilustración 5 y 6 - Cunetas transversales propuestas



6. Referencias

Monsalve Saenz, German - Hidrología en la Ingeniería 1999

Vélez Upegui, Jorge Julián / Botero Gutiérrez, Adriana - Estimación del tiempo de Concentración y tiempo de rezago en la cuenca experimental urbana de la Quebrada San Luis Manizales, Colombia, 2011

Chow, Maidment & Mays – Applied Hydrology (1988) y Tomado del “Manual de Consideraciones técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura vial de Centroamérica” (Edición 2016)

SOPTRAVI (Dirección general de Carreteras) - Manual de Carreteras. Tomo 6: Drenaje y Puentes (1996).

Granados Chahín, Roberto E. – Análisis de precipitación y curvas IDF para la estación pluviométrica de la Universidad Nacional Autónoma de Honduras UNAH, 2016.



UMGIR

UNIDAD MUNICIPAL
DE GESTIÓN INTEGRAL
DE TEGUCIGALPA



KFW

**PROGRAMA DE ADAPTACIÓN URBANA AL CAMBIO CLIMÁTICO EN
CENTROAMÉRICA - COMPONENTE HONDURAS**

INFORME DE ESTUDIO ESTRUCTURAL

KFW-041

Proyecto:

Obras para el Control Integrado de Escorrentías
Superficiales y Velocidades de Flujo en Colonia
Japón de Tegucigalpa, M.D.C.

Autor:

Ing. Christopher Torres

2022



Contenido

1. Introducción	1
2. Objetivos.....	1
2.1 Objetivo general	1
2.2 Objetivos específicos.....	1
3. Metodología	2
4. Análisis y resultados de cuneta de concreto reforzado de 0.80x1.00m (útil)	2
4.1 Características de los materiales	2
4.2 Geometría	3
4.3 Características geotécnicas de la roca en trasdós y en la fundación de la estructura	3
4.4 Características geotécnicas del relleno en trasdós	4
4.5 Sobrecargas	4
4.6 Otras fuerzas aplicadas	4
4.7 Condiciones de eventos extremos	5
4.8 Verificación de equilibrio.....	7
4.8.1 Verificación de la estabilidad de vuelco	8
4.8.2 Verificación del deslizamiento.....	8
4.9 Verificación de capacidad portante	9
4.9.1 Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación	9
4.10 Cálculo del refuerzo de acero principal.....	10
4.10.1 Verificación del tallo o vástago del muro - refuerzo trasero	10
4.10.2 Verificación del salto o punta del muro.....	12
4.11 Cálculo del refuerzo de acero secundario.....	14
4.11.1 Refuerzo por contracción y temperatura en el vástago y zapata de la cuneta.....	14
5. Análisis y resultados de la caja de derivación de mampostería de bloque hasta h=2.00m	17
5.1 Características de los materiales	17
5.2 Geometría	18
5.3 Características geotécnicas del relleno en trasdós de la estructura	18
5.4 Otras fuerzas aplicadas	19
5.5 Verificación de equilibrio.....	20
5.5.1 Verificación de la estabilidad de vuelco	20
5.5.2 Verificación del deslizamiento.....	21
5.6 Verificación de capacidad portante	21
5.6.1 Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación	22
5.7 Cálculo del refuerzo de acero principal.....	23
5.7.1 Verificación del refuerzo de mampostería	23
5.7.2 Verificación del salto o punta del muro.....	25
5.8 Distribución de acero de refuerzo proporcionado.....	27
6. Análisis y resultados de pantallas deflectoras	28
7. Conclusiones.....	31
8. Recomendaciones.....	31
9. Referencias bibliográficas.....	32



Índice de Figuras

Figura 1: Geometría de la cuneta.....	3
Figura 2: Sobrecargas del sistema.....	4
Figura 3: Otras fuerzas aplicadas.....	5
Figura 4: Mapa de zonas sísmicas.....	6
Figura 5: Aplicación de coeficientes de aceleración sísmico sobre la estructura.....	7
Figura 6: Diagrama de cuerpo libre del sistema global de fuerzas para la cuneta.....	7
Figura 7: Fuerzas para vástago de la cuenta.....	10
Figura 8: Diagramas de momento flector y cortante del vástago de la cuneta.....	11
Figura 9: Fuerzas para el talón de la cuneta.....	12
Figura 10: Refuerzo principal del muro.....	13
Figura 11: Sección transversal de cuneta con indicaciones de los parámetros para refuerzo por contracción y temperatura.....	16
Figura 12: Geometría de la caja.....	18
Figura 13: Otras fuerzas aplicadas.....	19
Figura 14: Diagrama de cuerpo libre del sistema global de fuerzas para la caja.....	20
Figura 15: Diagrama de presiones en la zapata de la caja.....	21
Figura 16: Fuerzas para vástago de la caja.....	23
Figura 17: Fuerzas para el talón de la caja.....	25
Figura 18: Refuerzo principal del vástago de la caja.....	26
Figura 19: Refuerzo principal del vástago de la caja.....	27
Figura 20: Distribución de refuerzo en pantallas deflectoras.....	30

Índice de Tablas

Tabla 1: Características de los materiales considerados para el análisis de la estructura.....	2
Tabla 2: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido.....	3
Tabla 3: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido.....	4
Tabla 4: Valores de fuerzas considerados para verificación de equilibrio del sistema de M-1....	8
Tabla 5: Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata de la cuneta.....	9
Tabla 6: Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata de la cuneta.....	9
Tabla 7: Características mecánicas de la mampostería consideradas para el análisis de la estructura.....	17
Tabla 8: Características mecánicas del concreto reforzado consideradas para el análisis de la estructura.....	17



Tabla 9: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido.	18
Tabla 10: Valores de fuerzas considerados para verificación de equilibrio del sistema de la caja	20
Tabla 11: Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata de la caja	22
Tabla 12: Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata de la caja.....	22

Índice de Ecuaciones

Ecuación 1: factores de aceleración pico del suelo según el Código Hondureño de la Construcción (CICH, 2008, pp. 1-21).	6
Ecuación 2: Verificación de excentricidad de la cuneta.	9
Ecuación 3: Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata de la cuneta.	9
Ecuación 4: Verificación de excentricidad de la caja.	22
Ecuación 5: Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata de la caja.	22



1. Introducción

El propósito de este informe es describir el procedimiento de cálculos para estimar la seguridad del diseño de estructuras de drenaje tipo cuneta de concreto reforzado y de concreto ciclópeo ante los diferentes mecanismos de falla que pueden ocurrir tales como inestabilidad por equilibrio y falla por capacidad portante del suelo en su fundación. Adicionalmente, se analiza y diseña estructuralmente el refuerzo de los elementos críticos de concreto hidráulico y mampostería de bloque como ser: (1) la cuneta y la pantalla deflectora y (2) caja derivadora. Entiéndase que los elementos estructurales que se analizan y describen en este informe son aquellos que se encuentran en las situaciones críticas, es decir, los miembros que presentan las mayores solicitaciones, en caso que los elementos se repitan en varios sitios del proyecto. Estas estructuras se solicitan y proponen para ser implementadas como medidas de control de escorrentías superficiales y velocidades de flujo en la Colonia Japón, Tegucigalpa, M.D.C., Honduras.

La forma de este informe está comprendida de la siguiente manera: en el capítulo 2 se mencionan los alcances de este reporte, en el apartado 3 se describe el proceso que se siguió para llevar a cabo los análisis y diseños estructurales, detallando cada aspecto de este procedimiento en los capítulos 4 al 8. En los capítulos 7 y 8 se describen las conclusiones y recomendaciones, respectivamente. Finalmente, la parte 9 muestra las referencias bibliográficas citadas en este documento.

2. Objetivos

2.1. Objetivo general

1. Diseñar estructuras de drenaje tipo cuneta rectangular de concreto reforzado incluyendo las pantallas deflectoras, describiendo su seguridad por equilibrio y capacidad portante del suelo en la fundación, y, además estimar su refuerzo de acero en cada elemento que compone el sistema.

2.2. Objetivos específicos

1. Verificar la seguridad por equilibrio de la cuneta de concreto reforzado.
2. Verificar la seguridad por capacidad portante del suelo en la fundación de la cuneta de concreto reforzado.
3. Verificar la seguridad por equilibrio de la caja derivadora de mampostería.



4. Verificar la seguridad por capacidad portante del suelo en la fundación de la caja derivadora de mampostería.
5. Estimar la distribución de refuerzo de acero de la sección crítica de la caja derivadora.
6. Estimar la distribución de refuerzo de la cuneta y pantalla deflectora, ambas, compuestas de concreto reforzado.

3. Metodología

El desarrollo del análisis y diseño de la estructura de drenaje de mampostería y sus elementos de losas de acceso de concreto reforzado para que sirva como medida de control de inundaciones, se realiza conforme al siguiente procedimiento:

1. Desarrollo de análisis y demostración de resultados.
2. Conclusiones.
3. Recomendaciones.

4. Análisis y resultados de cuneta de concreto reforzado de 0.60x0.60m (útil)

De acuerdo a estudios hidrológicos e hidráulicos, se determinó las dimensiones de la cuneta (0.60x0.60m) que se requiere para el control de escorrentías. El propósito de este capítulo es mostrar el análisis estructural de la cuneta con sus resultados, en donde este sistema se analizará similar a un muro de gravedad sin espolón o talón con el vástago crítico de análisis adyacente a las calles y senderos peatonales. En el vástago de la cuneta que se ubica paralelo a las viviendas y otras estructuras privadas y/o públicas se le aplicará una fuerza pasiva que aporta a la estabilidad de la cuneta. El análisis se realizará utilizando una sección útil de canal de 0.80x1.00m, para asegurarnos que la cuantía de acero mínima cumpla para todas las secciones de cuneta menores a la indicada en este capítulo y requeridas en este proyecto.

Para estos análisis, se considera una altura de protección de 1.00 m más 0.25 m de desplante según se describe posteriormente (altura total 1.25 m).

4.1. Características de los materiales

Tabla 1: Características de los materiales considerados para el análisis de la estructura.

Peso unitario	$\gamma = 23.54 \text{ kN/m}^3$
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c = 27.58 \text{ MPa (4.00 ksi)}$
Grado del acero de refuerzo	60 ($f_y = 413.69 \text{ MPa}$)

4.2 Geometría

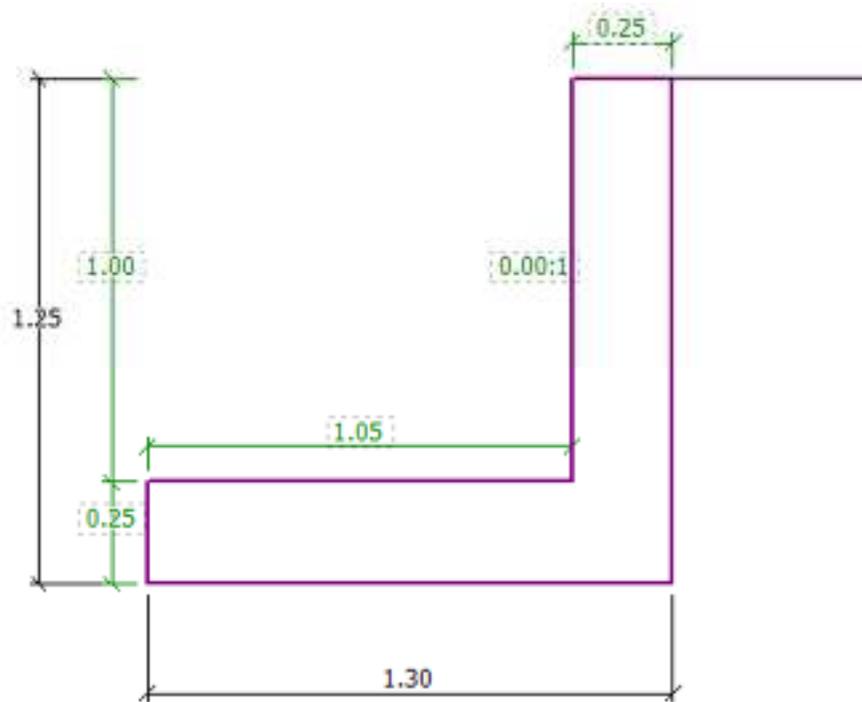


Figura 1: Geometría de la cuneta.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019)

Se considera que la estructura tiene un desplante de 0.25 m en el terreno natural, y este desplante (en material de relleno) se asume conservadoramente que la resistencia pasiva es nula sobre la estructura en intradós.

4.3 Características geotécnicas de la roca en trasdós y en la fundación de la estructura

De acuerdo a evaluaciones geotécnicas y geológicas, se estima que la roca tipo tobas de color blanquecino en trasdós y en la fundación de la estructura posee los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 2: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido.

Peso unitario	$\gamma = 22.56 \text{ kN/m}^3$
Angulo de fricción interna	$\varphi_{efe} = 35^\circ$
Cohesión	$c_{efe} = 686.47 \text{ kPa}$
Ángulo de fricción estructura-suelo	$\delta = \frac{2}{3}\varphi_{efe} = 23.33^\circ$

Fuente: (J. de San Antonio, 2019).

4.4. Características geotécnicas del relleno en trasdós

De acuerdo a evaluaciones geotécnicas y geológicas, se estima que el suelo tipo relleno en trasdós y en la fundación de la estructura posee los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 3: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido.

Peso unitario	$\gamma = 18.93 \text{ kN/m}^3$
Angulo de fricción interna	$\varphi_{efe} = 30^\circ$
Cohesión	$c_{efe} = 0.00 \text{ kPa}$
Ángulo de fricción estructura-suelo	$\delta = \frac{2}{3} \varphi_{efe} = 20.00^\circ$

Fuente: (J. de San Antonio, 2019).

4.5. Sobrecargas

Las sobrecargas que se consideran para el análisis se deben a la carga peatonal. Esta carga se tomó a partir de las disposiciones recomendadas por el CHOC en la Tabla 1.1.4-1 (CICH, 2008). Estas cargas se esquematizan en la Figura 2.

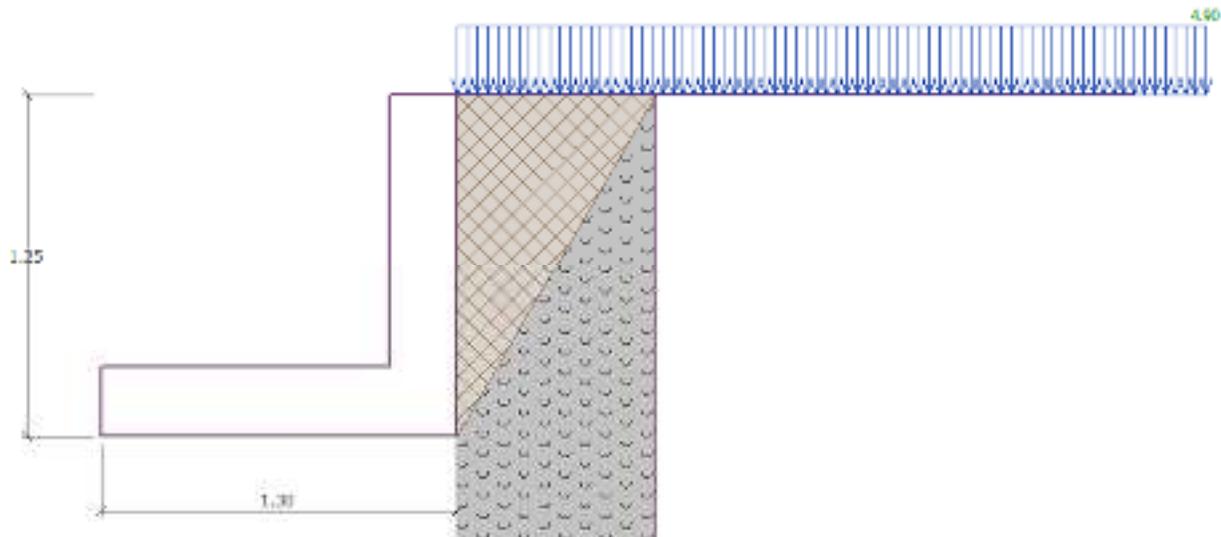


Figura 2: Sobrecargas del sistema.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

4.6. Otras fuerzas aplicadas

Estas fuerzas comprenden a las cargas resultantes que también inciden directamente sobre la cuneta, como ser la presión pasiva del vástago opuesto al analizado. Estas fuerzas se muestran en la Figura 3.

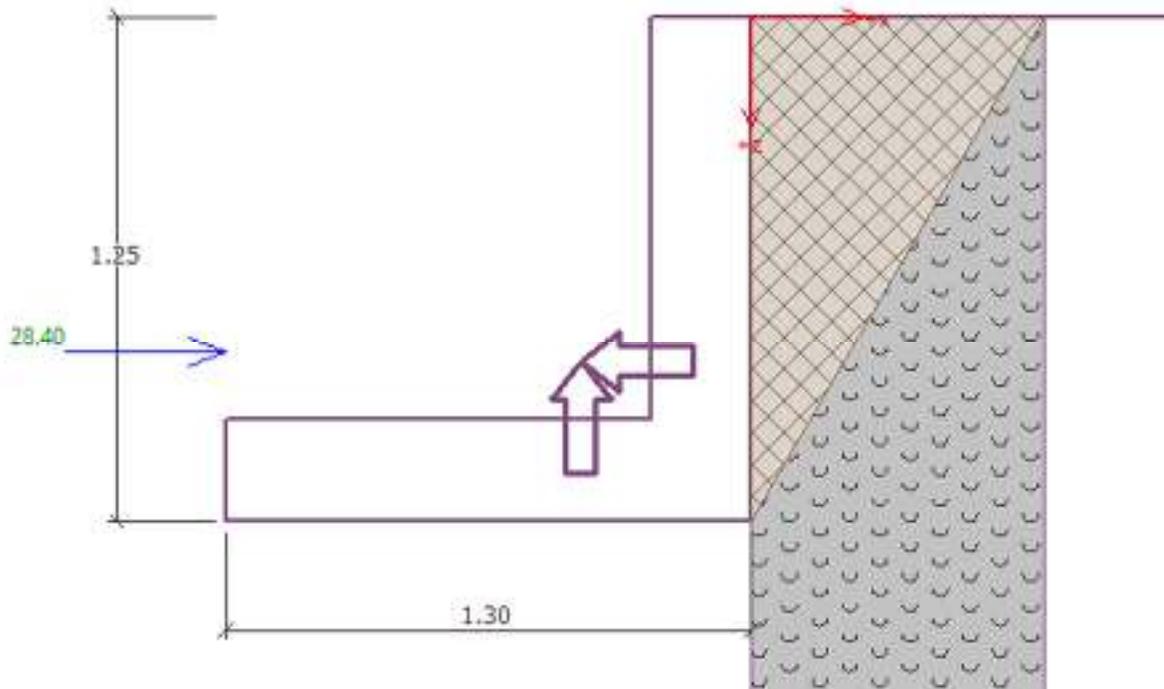


Figura 3: Otras fuerzas aplicadas.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

4.1. Condiciones de eventos extremos

Para esta estructura se considera como evento extremo probable los efectos sísmicos. GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019) determina estas fuerzas a través del método de Mononobe-Okabe, donde se requiere los coeficientes de aceleración del suelo.

A continuación, se describe el procedimiento para obtener estos coeficientes.

En la Figura 4 se muestra el mapa del factor de aceleración pico del suelo en función a las zonas sísmicas de Honduras, señalando en un círculo color rojo la ubicación de Tegucigalpa.

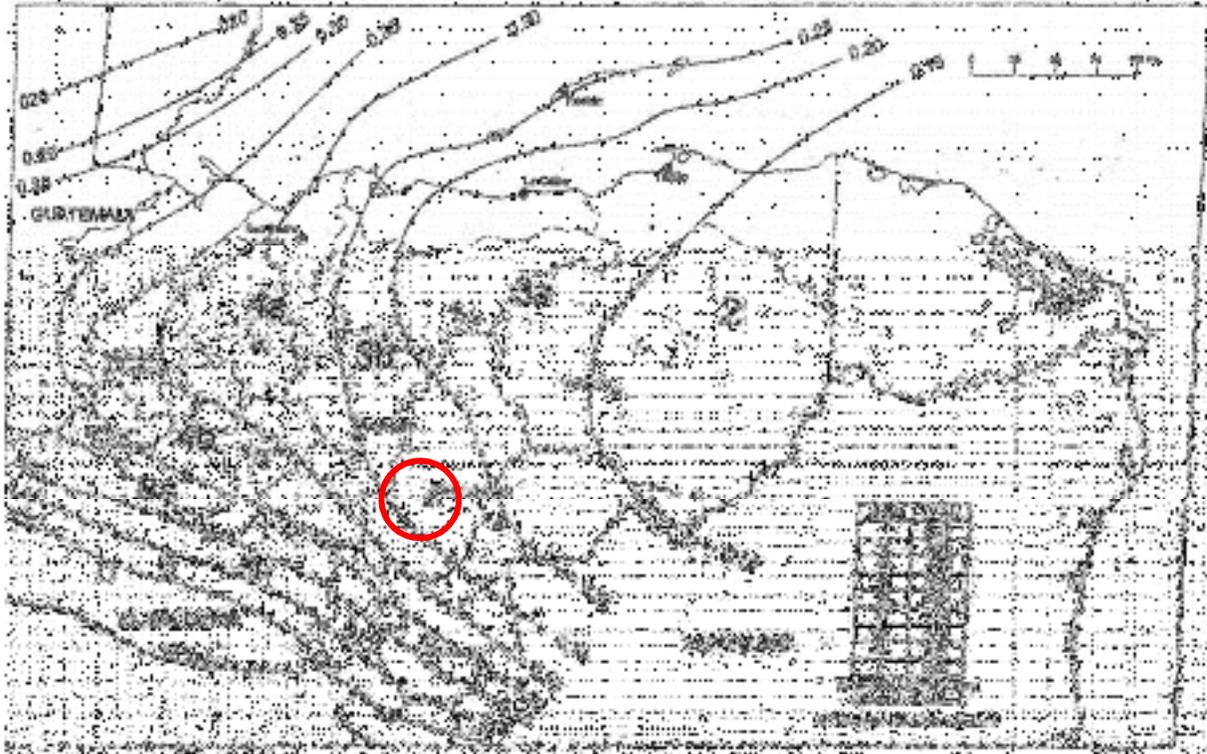


Figura 4: Mapa de zonas sísmicas.

Fuente: Código Hondureño de la Construcción (CICH, 2008, pp. 1-21)

Puesto que el mapa anterior permite interpolar Z (factor de aceleración pico del suelo), para Tegucigalpa se tiene:

$$Z = \frac{0.2 + 0.25}{2} = 0.225$$

$$K_h = Z = 0.225$$

$$K_v = \frac{K_h}{2} = 0.1125$$

Ecuación 1: factores de aceleración pico del suelo según el Código Hondureño de la Construcción (CICH, 2008, pp. 1-21).

Donde,

Z : factor de aceleración pico del suelo interpolado.

K_h : factor de aceleración horizontal.

K_v : factor de aceleración vertical.

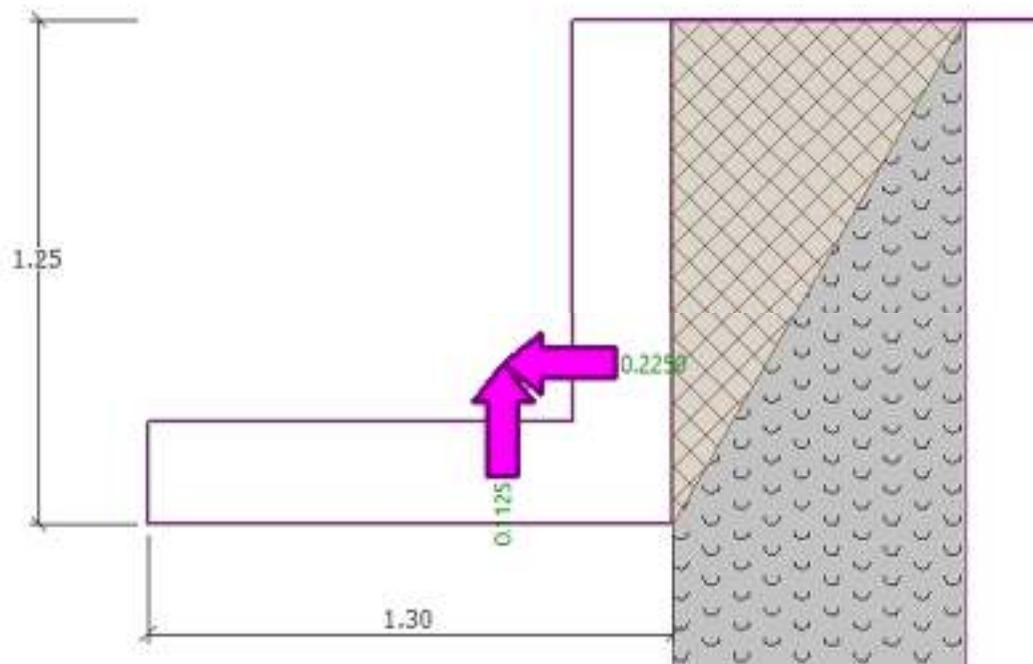


Figura 5: Aplicación de coeficientes de aceleración sísmico sobre la estructura.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

4.5. Verificación de equilibrio

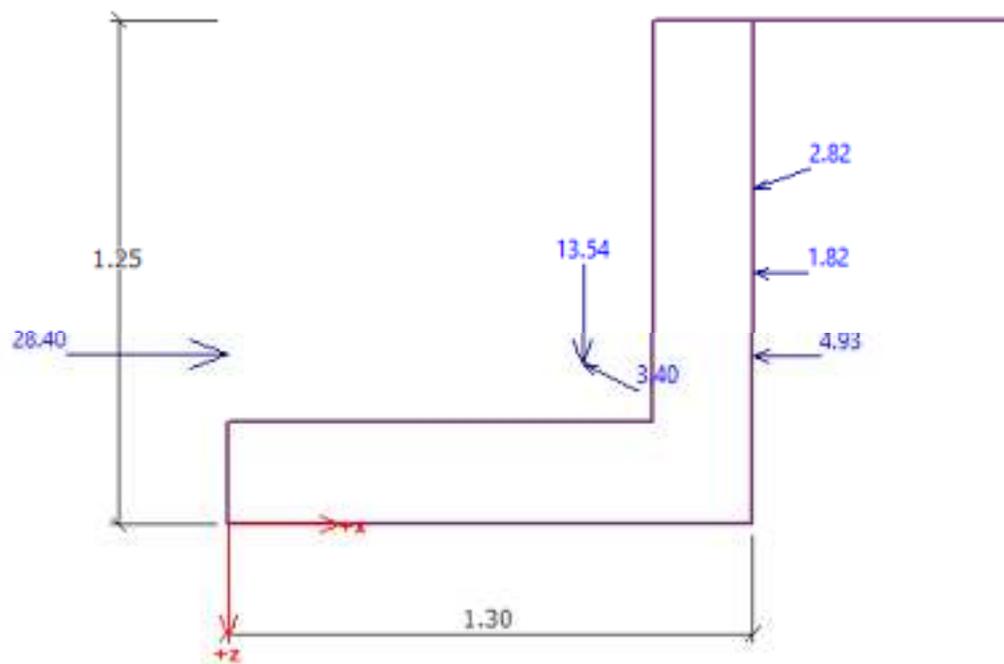


Figura 6: Diagrama de cuerpo libre del sistema global de fuerzas para la cuneta.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Tabla 4: Valores de fuerzas considerados para verificación de equilibrio del sistema de M-1.

Nro.	Fuerza	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Pto. aplicación		Coef. [-]
				x [m]	z [m]	
1	Peso - Muro	0.00	4.06	0.38	-0.27	1.000
2	Sismo - construcción	-0.91	-0.46	0.38	-0.27	1.000
3	Presión activa	-1.86	0.00	0.55	-0.25	1.000
4	Sismo - presión activa	-1.00	0.34	0.55	-0.50	1.000
5	Llanta 1 VE	-12.71	0.00	0.55	-0.31	1.000
6	Llanta 1 VE	0.00	0.00	0.55	-0.75	1.000
7	Presión pasiva del lado izquierdo	14.46	0.00	-0.15	-0.25	1.000
8	Viviendas	7.47	0.00	-0.15	-0.37	1.000

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Verificación del muro completo

4.8.1. Verificación de la estabilidad de vuelco

$$\text{Momento estabilizador } M_{\text{res}} = 23.73 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Momento de vuelco } M_{\text{ovr}} = 6.61 \text{ kNm/m}$$

Factor de seguridad = 3.59 > 1.50

Muro para vuelco ES SATISFACTORIA.

4.8.2. Verificación del deslizamiento

$$\text{Fuerza horizontal resistente } H_{\text{res}} = 901.50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Fuerza horizontal activa } H_{\text{act}} = -15.95 \text{ kN/m}$$

Factor de seguridad = 1000 > 1.50

Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA.

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA.

4.9. Verificación de capacidad portante

Tabla 5: Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata de la cuneta.

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	-8.69	12.98	-15.95	0.000	9.98

Tabla 6: Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata de la cuneta.

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	-8.69	12.98	-15.95

4.9.1. Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación

Tensión en el fondo de la zapata: trapecoide.

$$\text{Máx. excentricidad de fuerza normal} \quad e = 0.000$$

$$\text{Máxima excentricidad permitida} \quad e_{alw} = 0.333$$

Ecuación 2: Verificación de excentricidad de la cuneta.

Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA.

$$\text{Max. tensión en el fondo de la zapata} \quad \sigma = 9.98 \quad \text{kPa}$$

$$\text{Capacidad portante asumida del terreno de} \quad R_d = 294.20 \quad \text{kPa}$$

cimentación (J. A. de San Antonio, 2018)

Ecuación 3: Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata de la cuneta.

Factor de seguridad = 29.47 > 1.00

Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA.

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA.

4.10. Cálculo del refuerzo de acero principal

4.10.1. Verificación del tallo o vástago del muro - refuerzo trasero

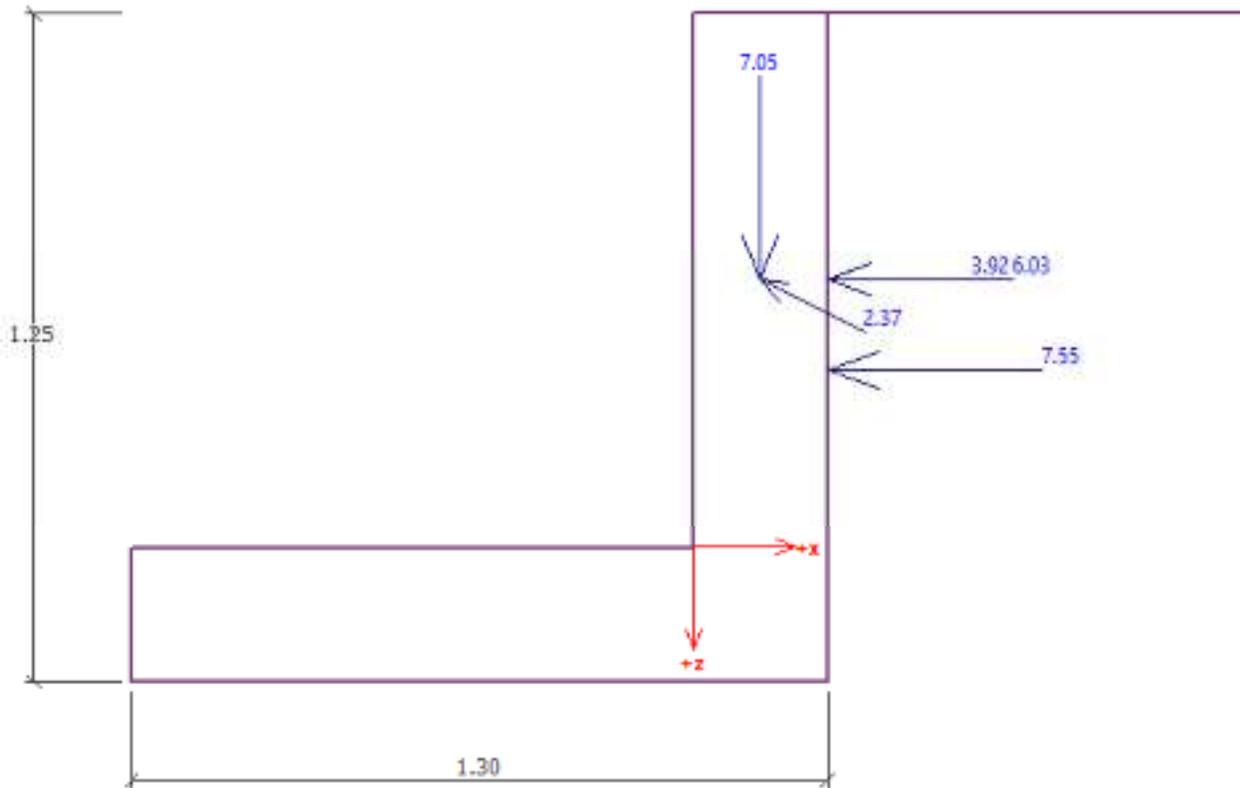


Figura 7: Fuerzas para vástago de la cuenta.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Verificación del muro en la junta de construcción 1.00 m desde la cresta del muro

Refuerzo y dimensiones de la sección transversal

3 perf.Nro. 3, recubr.75.0 mm

Ancho de la sección transversal = 1.00 m

Altura de sección transversal = 0.25 m

Cuantía del refuerzo	ρ	=	0.13	%	>	0.11	%	=	ρ_{min}
Posición del eje neutro	c	=	0.00	m	<	0.07	m	=	c_{max}
Fuerza de corte última	ϕV_n	=	111.35	kN	>	19.62	kN	=	V_u
Momento último	ϕM_n	=	13.40	kNm	>	8.54	kNm	=	M_u

La sección transversal es SATISFACTORIA.

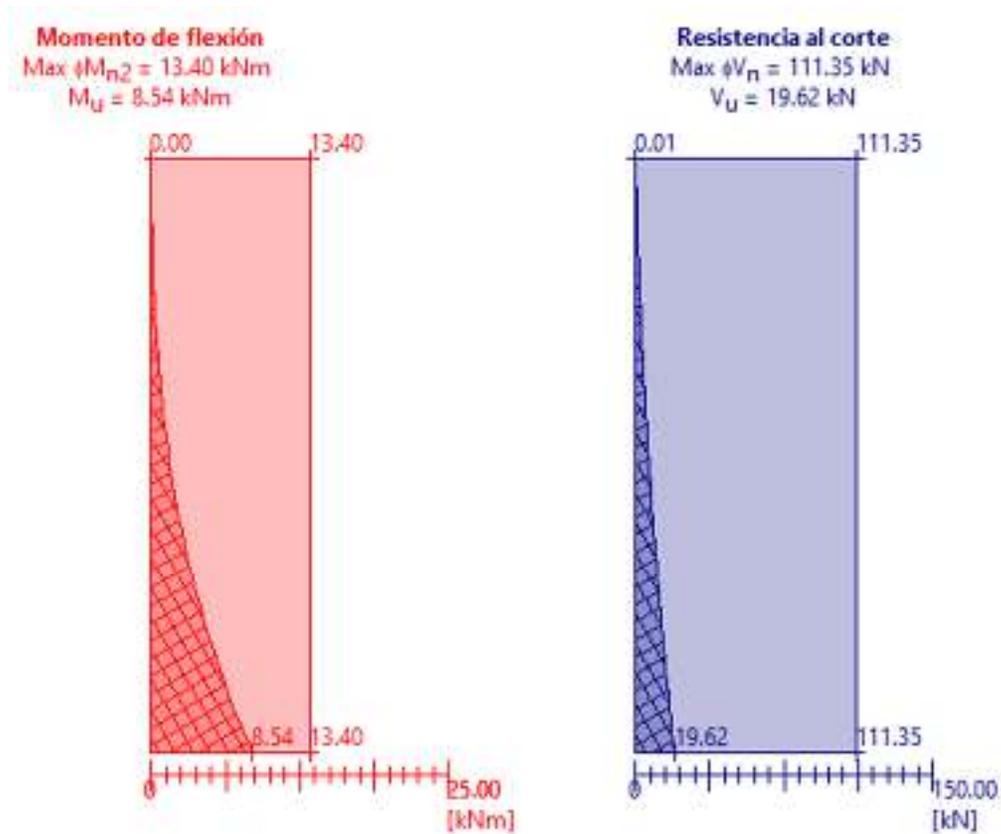


Figura 8: Diagramas de momento flector y cortante del vástago de la cuneta.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

4.10.2. Verificación del salto o punta del muro

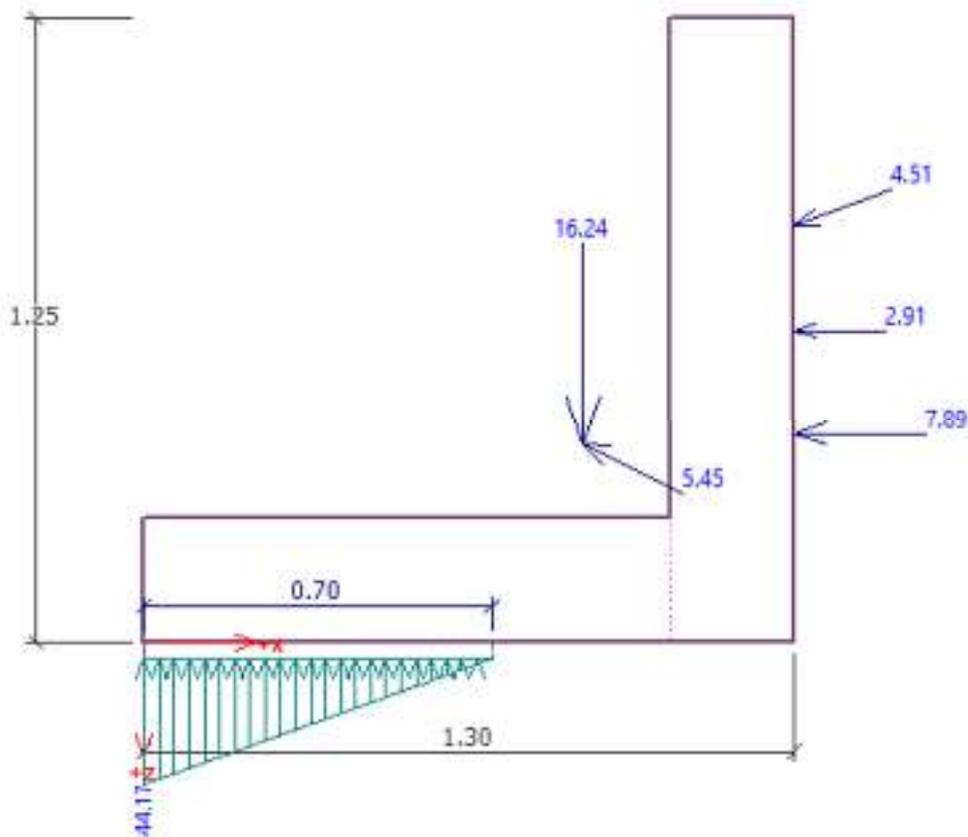


Figura 9: Fuerzas para el talón de la cuneta.

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Refuerzo y dimensiones de la sección transversal

3 perf.Nro. 3, recubr.75.0 mm

Ancho de la sección transversal = 1.00 m

Altura de sección transversal = 0.25 m

Cuantía del refuerzo	ρ	=	0.13	%	>	0.12	%	=	ρ_{min}
Posición del eje neutro	c	=	0.00	m	<	0.07	m	=	c_{max}
Fuerza de corte última	ϕV_n	=	111.35	kN	>	9.17	kN	=	V_u
Momento último	ϕM_n	=	13.40	kNm	>	9.32	kNm	=	M_u

La sección transversal es SATISFACTORIA.

Figura 10: Refuerzo principal del muro.



Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

4.11. Cálculo del refuerzo de acero secundario

4.11.1. Refuerzo por contracción y temperatura en el vástago y zapata de la cuneta

REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPARATURA

1. Refuerzo vertical

Datos de entrada

$h := 250 \text{ mm}$	Peralte de sección transversal.
$b := 1000 \text{ mm}$	Ancho de sección transversal.
$rec := 75 \text{ mm}$	Recubrimiento de acero de refuerzo.
$\#_{s,p} := 3$	No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.
$\emptyset_{s,p} = 9.5 \text{ mm}$	Diámetro de barra de refuerzo principal.
$\rho_{min,v} := 0.0015$	Cuantía de refuerzo vertical, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 170.25 \text{ mm}$	Peralte efectivo.
$A_{s,req} := \rho_{min,v} \cdot b \cdot h = 375 \text{ mm}^2$	Área de acero vertical requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$\#_{s,ctv} := 3$	No. de barra de refuerzo vertical en octavos de pulgada.
$\emptyset_{s,ctv} = 9.5 \text{ mm}$	Diámetro de barra de refuerzo vertical.
$A_{s,ctv} = 71 \text{ mm}^2$	Área de sección trans. barra de refuerzo vertical.
$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,ctv}} = 5.282$	Cantidad de barras verticales requeridas en $b = 1000 \text{ mm}$ de longitud de muro.
$s := \text{floor} \left(\frac{b}{\frac{n}{mm}} \right) \cdot mm = 189 \text{ mm}$	Separación entre barras verticales.

∴ Usar $\#_{s,ctv} = 3 @ s = 189 \text{ mm}$ en la cara exterior.

2. Refuerzo horizontal

Datos de entrada

$$h = 250 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec := 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,p} = 3$$

No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,p} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo principal.

$$\rho_{min,h} := 0.0025$$

Cuantía de refuerzo horizontal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 170.25 \text{ mm}$$

Peralte efectivo.

$$A_{s,req} := \rho_{min,h} \cdot b \cdot h = 625 \text{ mm}^2$$

Área de acero horizontal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$$\#_{s,cth,e} := 3$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,e} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s,cth,e} = 71 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,e}} = 8.803$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 1000 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{ext} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{\frac{2}{3}n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 170 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara exterior del vástago.

$$\#_{s,cth,i} := 3$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de de pulgada.

$$\theta_{s,cth,i} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s,cth,i} = 71 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,i}} = 8.803$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 1000 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{int} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{\frac{1}{3}n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 340 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara interior del vástago.

∴ Usar $\#_{s,cth,e} = 3 @ s_{ext} = 170 \text{ mm}$ y $\#_{s,cth,i} = 3 @ s_{int} = 340 \text{ mm}$ en la cara exterior e interior, respectivamente.

De esta manera se puede inferir que controla el refuerzo por contracción y temperatura para esta estructura.

En las siguientes figuras se muestran los parámetros considerados para este último cálculo.

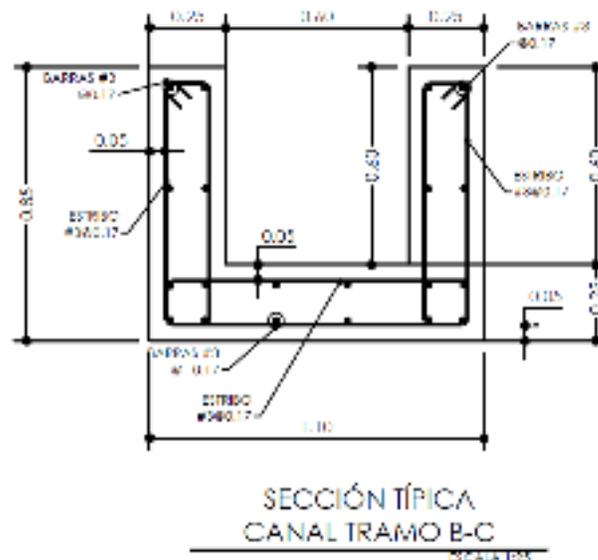


Figura 11: Sección transversal de cuneta con indicaciones de los parámetros para refuerzo por contracción y temperatura.

Fuente: propia.

5. Análisis y resultados de la caja de derivación de mampostería de bloque hasta h=2.00m

El propósito de este capítulo es mostrar el análisis estructural de la caja de derivación de mampostería con sus resultados, en donde este sistema se analizará similar a un muro en voladizo sin espolón o talón con el vástago crítico de análisis adyacente a las calles o aceras. El vástago de la cuneta que se ubica paralelo a las viviendas y otras estructuras privadas y/o públicas se idealizará como una fuerza pasiva que aporta a la estabilidad de la cuneta.

Para estos análisis, se considera de forma conservador una altura de protección de 2.07 m más 0.10 m de zapata según se describe posteriormente (altura total 2.17 m).

Cabe destacar que el análisis y diseño estructural para este elemento no se consideran las sobrecargas en trasdós y los efectos por eventos extremos probables, puesto que los resultados de la mampostería de bloque producen espesores en su sección del vástago mayores que los requeridos para este proyecto (la restricción del uso de un vástago de bloque de 6" a sogá).

5.1. Características de los materiales

Tabla 7: Características mecánicas de la mampostería consideradas para el análisis de la estructura.

Peso unitario	$\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$
Resistencia a la compresión de la mampostería	$f'_k = 20.00 \text{ MPa (2.90 ksi)}$
Grado del acero de refuerzo	60 ($f_y = 413.69 \text{ MPa}$)

Tabla 8: Características mecánicas del concreto reforzado consideradas para el análisis de la estructura.

Peso unitario	$\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$
Resistencia a la compresión del hormigón	$f'_c = 20.68 \text{ MPa (3.00 ksi)}$
Grado del acero de refuerzo	60 ($f_y = 413.69 \text{ MPa}$)

5.2. Geometría

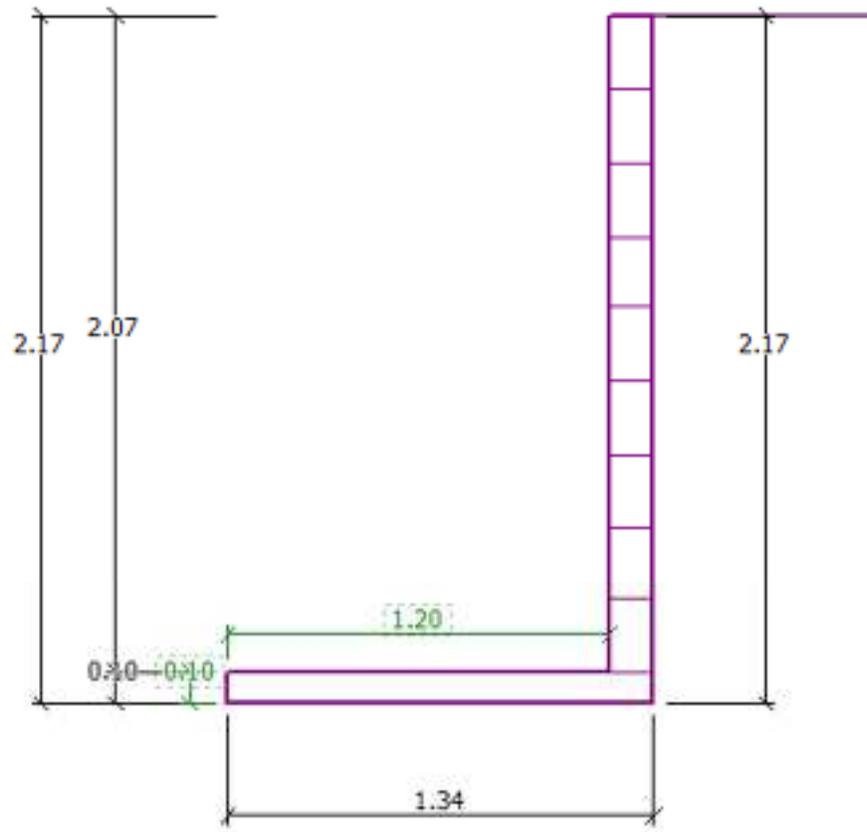


Figura 12: Geometría de la caja

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

5.3. Características geotécnicas del relleno en trasdós de la estructura

De acuerdo a evaluaciones geotécnicas y geológicas, se estima que el suelo tipo relleno en trasdós y en la fundación de la estructura posee los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 9: Parámetros geotécnicos del suelo del macizo contenido.

Peso unitario	$\gamma = 18.93 \text{ kN/m}^3$
Angulo de fricción interna	$\varphi_{efe} = 30^\circ$
Cohesión	$c_{efe} = 0.00 \text{ kPa}$
Ángulo de fricción estructura-suelo	$\delta = \frac{2}{3}\varphi_{efe} = 20^\circ$

Fuente: (de San Antonio, 2019b).

5.4. Otras fuerzas aplicadas

Estas fuerzas comprenden a las cargas resultantes que también inciden directamente sobre la caja, como ser la presión pasiva del vástago opuesto al analizado. Estas fuerzas se muestran en la Figura 13.

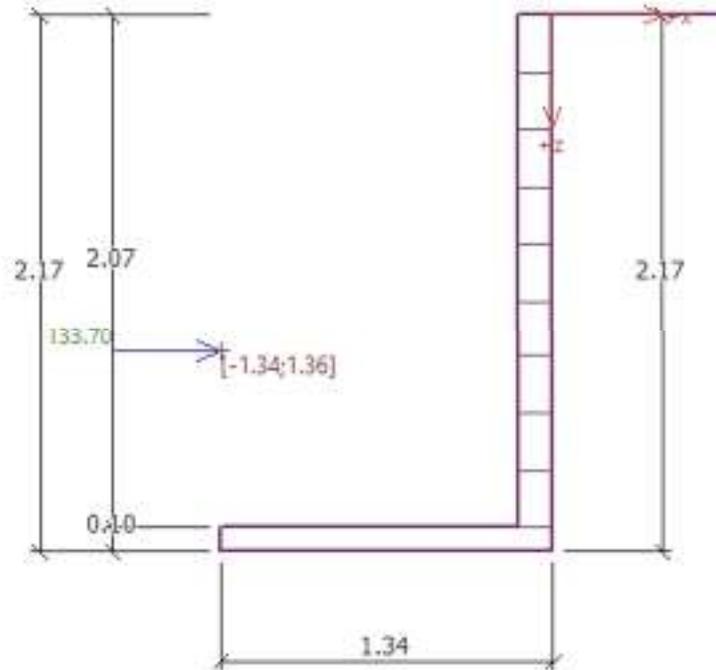


Figura 13: Otras fuerzas aplicadas

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

5.5. Verificación de equilibrio

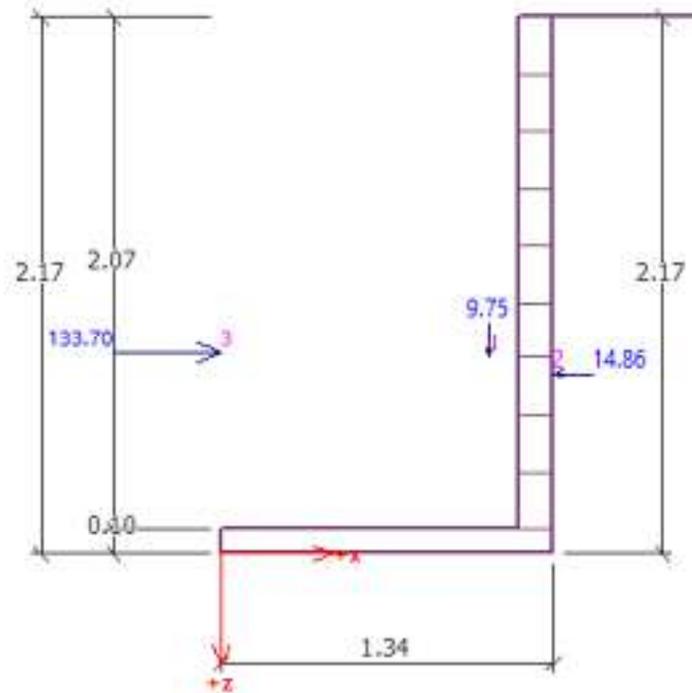


Figura 14: Diagrama de cuerpo libre del sistema global de fuerzas para la caja

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Tabla 10: Valores de fuerzas considerados para verificación de equilibrio del sistema de la caja

Nro.	Fuerza	Fuerza		Pto. aplicación		Coef. [-]
		F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	x [m]	z [m]	
1	Peso - Muro	0.00	9.75	1.08	-0.79	1.000
2	Presión activa	-14.86	0.00	1.34	-0.72	1.000
3	Resistencia pasiva LI	133.70	0.00	0.00	-0.81	1.000

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Verificación del muro (caja) completo

5.5.1. Verificación de la estabilidad de vuelco

$$\text{Momento estabilizador } M_{res} = 118.83 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Momento de vuelco } M_{ovr} = 10.75 \text{ kNm/m}$$

Factor de seguridad = 11.06 > 2.00

Muro para vuelco ES SATISFACTORIA.

5.5.2. Verificación del deslizamiento

Fuerza horizontal resistente	H_{res}	=	5.63	kN/m
Fuerza horizontal activa	H_{act}	=	-118.84	kN/m

Factor de seguridad = 1000.00 > 1.50

Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA.

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA.

5.6. Verificación de capacidad portante

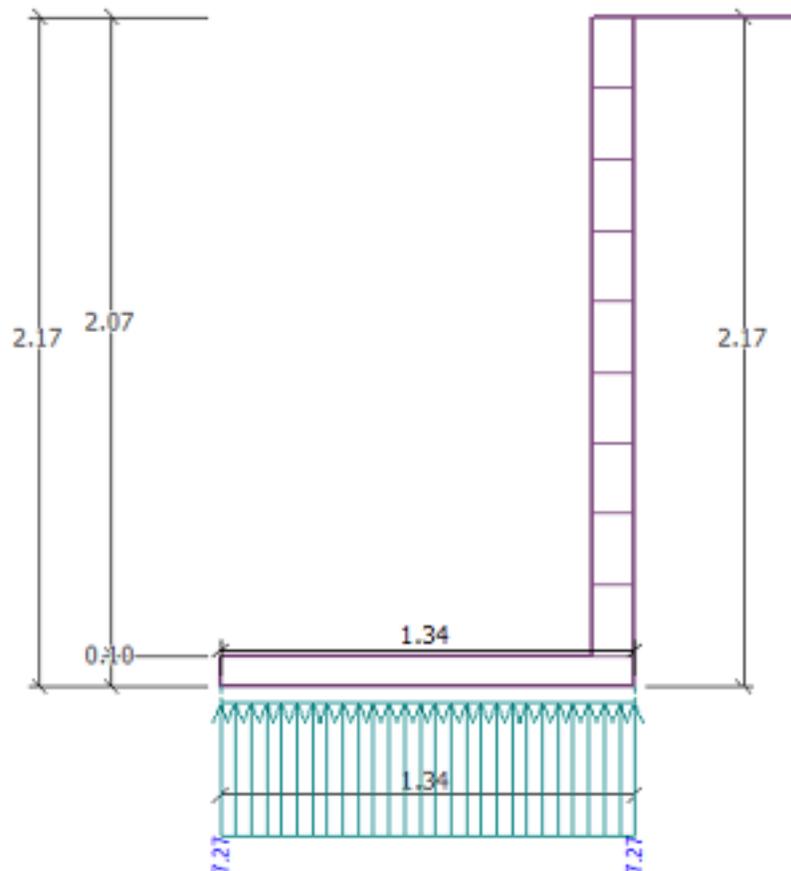


Figura 15: Diagrama de presiones en la zapata de la caja

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Tabla 11: Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata de la caja

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	-101.55	9.75	-118.84	0.000	7.27

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Tabla 12: Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata de la caja

Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	-101.55	9.75	-118.84

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

5.6.1. Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación

Tensión en el fondo de la zapata: trapecoide.

$$\text{Máx. excentricidad de fuerza normal} \quad e = 0.000$$

$$\text{Máxima excentricidad permitida} \quad e_{alw} = 0.333$$

Ecuación 4: Verificación de excentricidad de la caja.

Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA.

$$\text{Max. tensión en el fondo de la zapata} \quad \sigma = 7.27 \text{ kPa}$$

$$\text{Capacidad portante asumida del terreno de cimentación (J. A. de San Antonio, 2018)} \quad R_d = 294.20 \text{ kPa}$$

Ecuación 5: Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata de la caja.

Factor de seguridad = 40.47 > 1.00

Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA.

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA.

5.7. Cálculo del refuerzo de acero principal

5.7.1. Verificación del refuerzo de mampostería

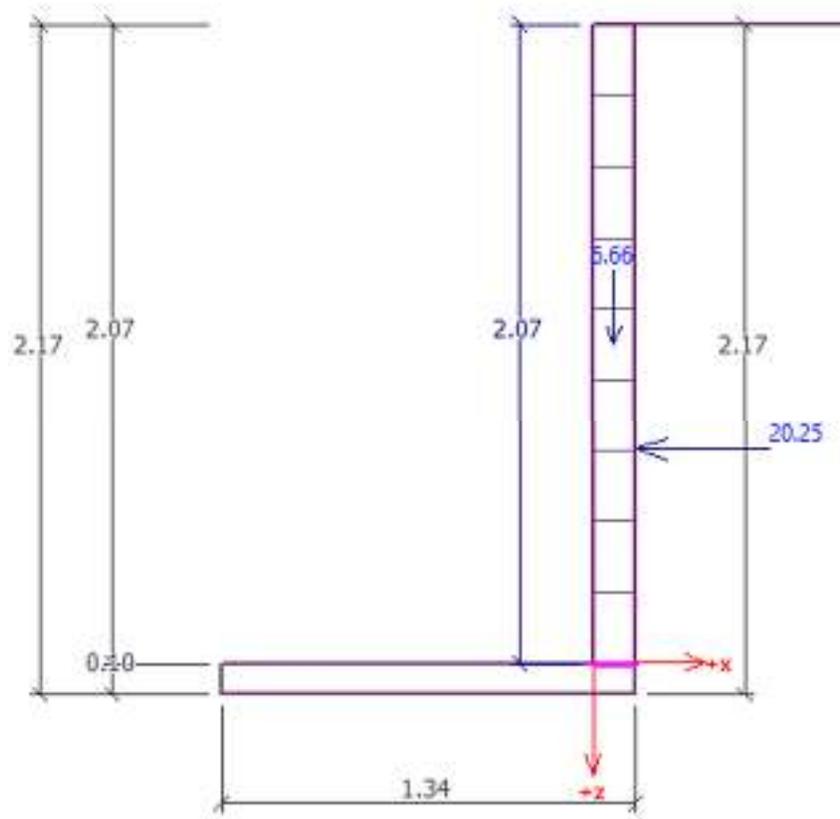


Figura 16: Fuerzas para vástago de la caja

Fuente: GEO5 Muro de Mampostería (Fine spol. s r.o., 2019).

Verificación de la junta, 2.07 m desde el extremo superior

No hay refuerzos en la cara delantera.

Refuerzo de cara trasera:

perfil Nro. 5, recubr.70.0 mm, dist. 200.0 mm

Índice de aspecto de muro: 14.79

Índice de aspecto de muro es mayor a 12 =>

Momento de flexión adicional $M_{ad} = 0.10 \text{ kNm/m}$



Verificación de la sección transversal en compresión:

Fuerza normal definitiva $NRd = 1849.46 \text{ kN/m} > 6.66 \text{ kN/m} = NEd$

La sección transversal ES SATISFACTORIA.

Verificación de la sección transversal en flexión:

Momento de flexión definitivo $MRd = 16.04 \text{ kNm/m} > 14.07 \text{ kNm/m} = MEd$

Sección transversal SATISFACTORIA.

Verificación de la sección transversal en corte:

Resistencia al corte definitivo $VRd = 22.78 \text{ kN/m} > 20.25 \text{ kN/m} = VEd$

La sección transversal ES SATISFACTORIA.

Área de acero calculada: #5@200 mm.

5.7.2. Verificación del salto o punta del muro

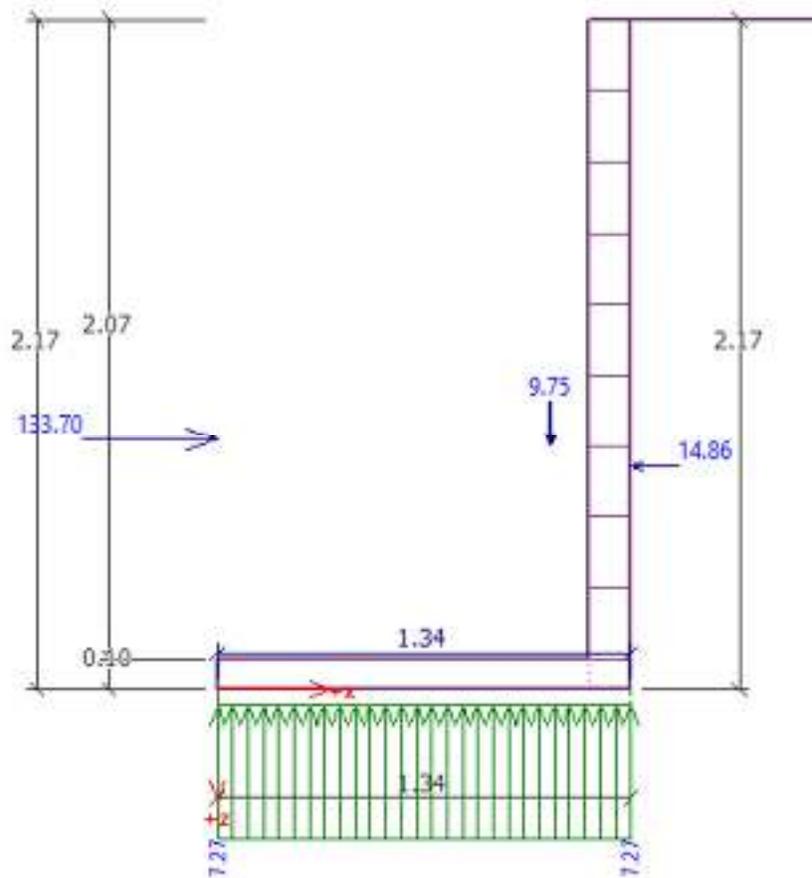


Figura 17: Fuerzas para el talón de la caja

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Refuerzo y dimensiones de la sección transversal

5 perf.Nro. 3, recubr.50.0 mm

Ancho de la sección transversal = 1.00 m

Altura de sección transversal = 0.10 m

Cuantía del refuerzo	ρ	=	0.79	%	>	0.33	%	=	ρ_{min}
Posición del eje neutro	c	=	0.01	m	<	0.02	m	=	c_{max}
Fuerza de corte última	ϕV_n	=	25.62	kN	>	8.73	kN	=	V_u
Momento último	ϕM_n	=	5.44	kNm	>	5.24	kNm	=	M_u

La sección transversal es SATISFACTORIA.

Área de acero calculada: 356.3 mm².

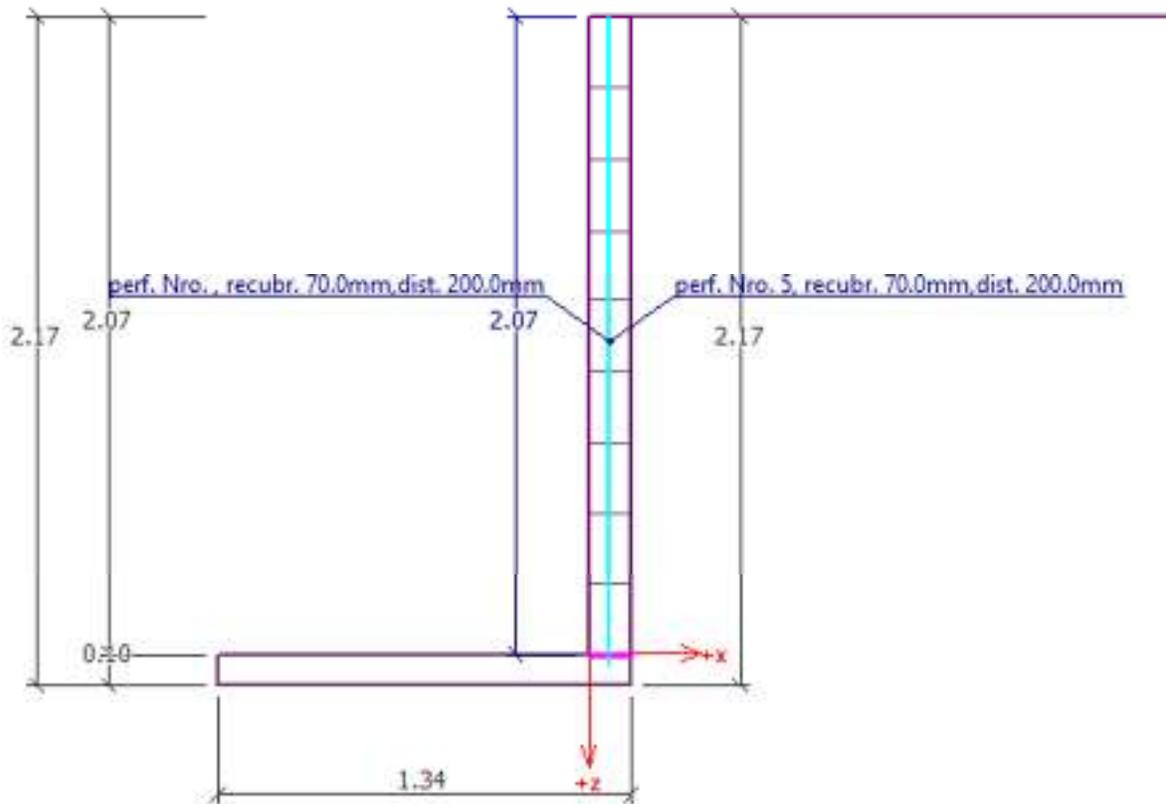


Figura 18: Refuerzo principal del vástago de la caja

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

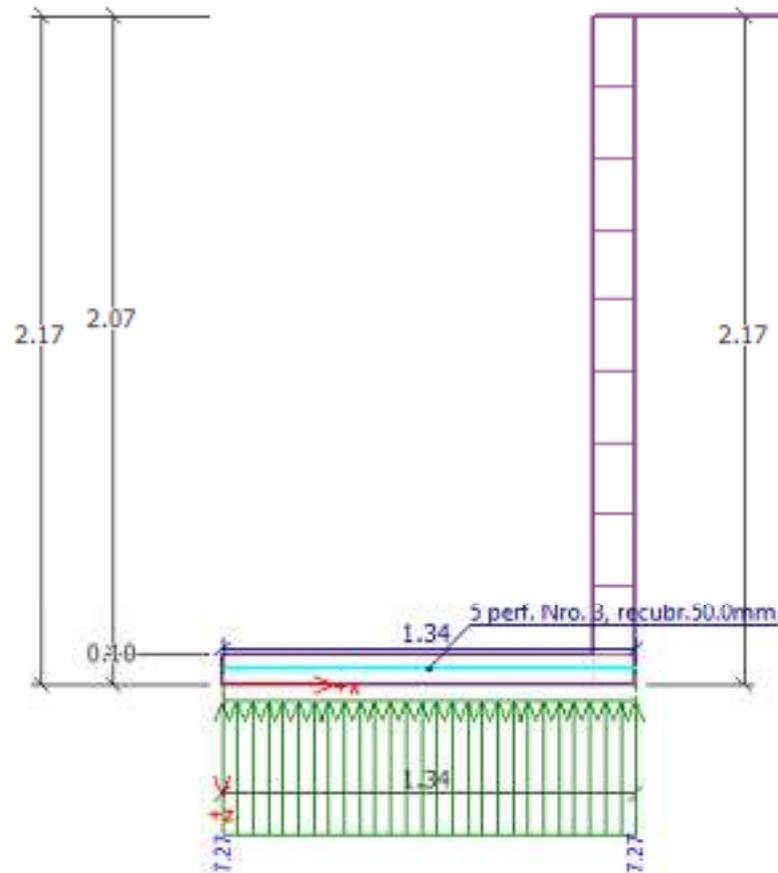


Figura 19: Refuerzo principal del vástago de la caja

Fuente: GEO5 Voladizo (Fine spol. s r.o., 2019).

Los refuerzos anteriores se determinaron en base a combinaciones de carga no mayoradas, para cumplir con lo requerido para este proyecto.

5.8. Distribución de acero de refuerzo proporcionado

De acuerdo a los resultados anteriores se debe de proporcionar de acero a la sección de al menos:

Refuerzo vertical: #5@20cm (en cada hueco del bloque).

Refuerzo horizontal: #3@40cm (a cada dos hileras).

Refuerzo en zapata: #3@10cm ambos sentidos.

6. Análisis y resultados de pantallas deflectoras

REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPARATURA

1. Refuerzo vertical

Datos de entrada

$h := 120 \text{ mm}$	Peralte de sección transversal.
$b := 150 \text{ mm}$	Ancho de sección transversal.
$rec := 75 \text{ mm}$	Recubrimiento de acero de refuerzo.
$\#_{s,p} := 3$	No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.
$\emptyset_{s,p} = 9.5 \text{ mm}$	Diámetro de barra de refuerzo principal.
$\rho_{min,v} := 0.0015$	Cuantía de refuerzo vertical, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 40.25 \text{ mm}$	Peralte efectivo.
$A_{s,req} := \rho_{min,v} \cdot b \cdot h = 27 \text{ mm}^2$	Área de acero vertical requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$\#_{s,ctv} := 3$	No. de barra de refuerzo vertical en octavos de pulgada.
$\emptyset_{s,ctv} = 9.5 \text{ mm}$	Diámetro de barra de refuerzo vertical.
$A_{s,ctv} = 71 \text{ mm}^2$	Área de sección trans. barra de refuerzo vertical.
$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,ctv}} = 0.38$	Cantidad de barras verticales requeridas en $b = 150 \text{ mm}$ de longitud de muro.
$s := \text{floor} \left(\frac{b}{n} \right) \cdot \text{mm} = 394 \text{ mm}$	Separación entre barras verticales.

\therefore Usar $\#_{s,ctv} = 3 @ s = 394 \text{ mm}$ en la cara exterior.

2. Refuerzo horizontal

Datos de entrada

$$h = 120 \text{ mm}$$

Peralte de sección transversal.

$$b = 150 \text{ mm}$$

Ancho de sección transversal.

$$rec := 75 \text{ mm}$$

Recubrimiento de acero de refuerzo.

$$\#_{s,p} = 3$$

No. de barra de refuerzo principal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,p} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo principal.

$$\rho_{min,h} := 0.0025$$

Cuantía de refuerzo horizontal, según sección 14.3 (ACI, 2008)

Proceso (cálculos)

$$d := h - rec - \frac{\emptyset_{s,p}}{2} = 40.25 \text{ mm}$$

Peralte efectivo.

$$A_{s,req} := \rho_{min,h} \cdot b \cdot h = 45 \text{ mm}^2$$

Área de acero horizontal requerido por contracción y temperatura.

Salidas

$$\#_{s,cth,e} := 3$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de pulgada.

$$\emptyset_{s,cth,e} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s,cth,e} = 71 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,e}} = 0.634$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 150 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{ext} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{\frac{2}{3}n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 355 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara exterior del vástago.

$$\#_{s,cth,i} = 3$$

No. de barra de refuerzo horizontal en octavos de pulgada.

$$\theta_{s,cth,i} = 9.5 \text{ mm}$$

Diámetro de barra de refuerzo horizontal.

$$A_{s,cth,i} = 71 \text{ mm}^2$$

Área de sección trans. barra de refuerzo horizontal.

$$n := \frac{A_{s,req}}{A_{s,cth,i}} = 0.634$$

Cantidad de barras horizontales requeridas en $b = 150 \text{ mm}$ de longitud de muro.

$$s_{int} := \text{floor} \left(\frac{\frac{b}{\frac{1}{3}n}}{\text{mm}} \right) \cdot \text{mm} = 710 \text{ mm}$$

Separación entre barras horizontales en la cara interior del vástago.

∴ Usar $\#_{s,cth,e} = 3 @ s_{ext} = 355 \text{ mm}$ y $\#_{s,cth,i} = 3 @ s_{int} = 710 \text{ mm}$ en la cara exterior e interior, respectivamente.

Las pantallas deflectoras se analizan únicamente por contracción y temperatura, ya que al ser elementos que se encuentren confinados por la pared y base de la cuneta, se considera que es son elementos con alta rigidez y los esfuerzos por flexión debido al flujo del agua son despreciables.

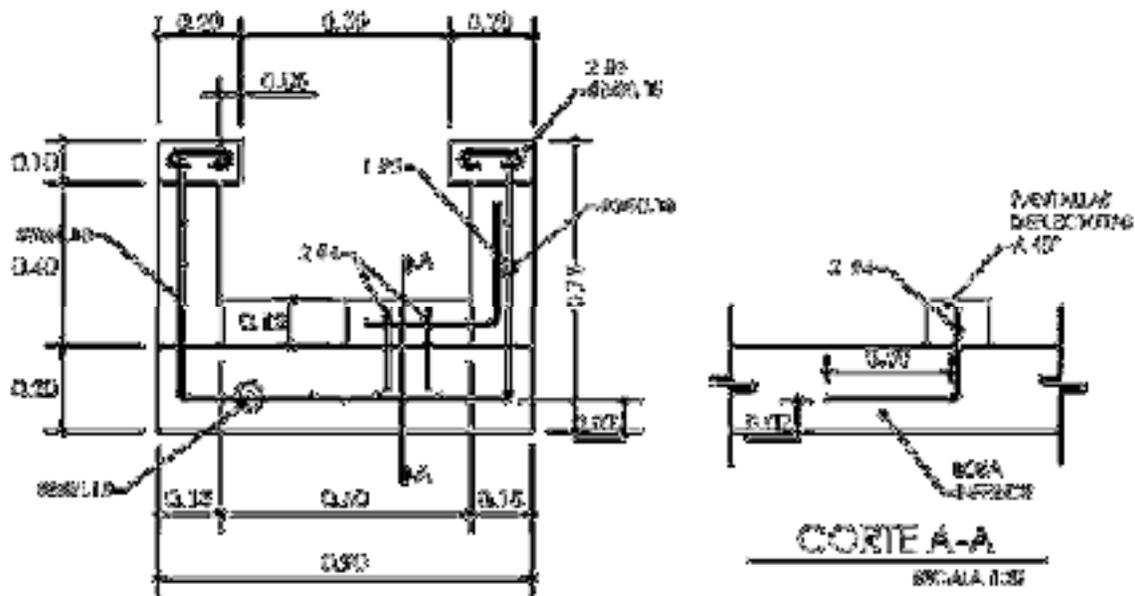


Figura 20: Distribución de refuerzo en pantallas deflectoras.

Fuente: propia.

7. Conclusiones

De acuerdo a los cálculos mostrados en las secciones 4.8, 4.9, 5.5 y 5.6, se determinaron los diferentes factores de seguridad de las estructuras de drenaje (cunetas) para las condiciones de falla por: equilibrio y capacidad portante del suelo en la fundación. Para cada uno de estos mecanismos de falla se describió el desarrollo de cálculos de los factores de seguridad del diseño de las estructuras, que resultaron coeficientes aceptables mayores a los establecidos (2.00 para vuelco y 1.50 para deslizamiento). En los análisis y resultados de la caja derivadora, se determinó el refuerzo en base a la acción única del empuje del suelo sin mayorar, con el propósito de satisfacer lo requerido para este proyecto, tal y como se muestra en la sección 5.7 y 5.8.

Se diseñó la distribución del refuerzo de acero para cada elemento de concreto reforzado, como ser la cuneta de concreto hidráulico y las pantallas deflectoras, mostrando sus resultados en las secciones 4.10, 4.11 y 6, en donde se describe la condición que controla los diseños, siendo para estos casos por contracción y temperatura.

De esta manera, en base a los argumentos anteriores se infiere que el diseño de este sistema estructural para el drenaje pluvial del sitio se puede considerar seguro para las condiciones descritas en este informe.

8. Recomendaciones

Se prefiere que la ejecución de la obra se realice durante tiempos de verano para que así se faciliten y efectúen las actividades de movimientos de tierra de forma segura en condiciones de suelo no saturado.

Debido a que se desconoce la calidad y composición química del agua que drenará por la cuneta y la incertidumbre futura de la ejecución de conexiones ilícitas a la cuneta realizadas por los habitantes, la producción de hormigón se recomienda elaborarse con cemento tipo II según la clasificación de la ASTM con la intención de otorgarle a la estructura resistencia de alguna exposición al ataque de sulfatos (McCormac & Brown, 2011).

Las juntas de contracción en sentido vertical deben estar separadas máximo a 7.50 m, y calafatearse con inyección de resinas acuosas combinándolo con bandas de caucho.

Las barras de acero de refuerzo para los elementos de concreto hidráulico deben cumplir con los estándares de calidad conforme a la normativa ASTM A 615 / A 615M.



9. Referencias bibliográficas

CICH. (2008). *Código Hondureño de la Construcción*. Tegucigalpa, Honduras: XMEDIA Impresos.

de San Antonio, J. (2019, mayo). *Consulta sobre una aproximación de parámetros geotécnicos para utilizarse para los suelos de relleno*. [Entrevista verbal].

de San Antonio, J. A. (2018). *Informe Geotécnico Colonias Picachito-Japón* [Descriptivo]. Tegucigalpa, Honduras: Alcaldía Municipal del Distrito Central.

Fine spol. s r.o. (2019). *GEO5*. Recuperado de <https://www.finesoftware.es/software-geotecnico/>

McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de concreto reforzado* (8.^a ed.). México: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.