

**Fondo
Adaptación**

Trabajamos en la Reconstrucción
Gestionando el Riesgo de Desastres



SI SUELOS INGENIERÍA S.A.S.
Estudios, diseños y construcciones en geotecnia

EVALUACION GEOTECNICA Y ESTRUCTURAL DE HASTA 28 OBRAS DE PROTECCION HIDRAULICA LOCALIZADAS EN LOS 11 MUNICIPIOS QUE CONFORMAN EL NUCLEO DE LA REGION DE LA MOJANA



MURO 3 – ACHÍ

INFORME DE ANALISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO DE
INGENIERIA BASICA PARA LA ESTRUCTURA

SEPTIEMBRE 2015

IDENTIFICACIÓN DE CAMBIOS

Nombre del proyecto:	EVALUACIÓN GEOTÉCNICA Y ESTRUCTURAL DE HASTA 28 OBRAS DE PROTECCIÓN HIDRÁULICA LOCALIZADAS EN LOS 11 MUNICIPIOS QUE CONFORMAN EL NÚCLEO DE LA REGIÓN DE LA MOJANA, QUE PERMITA OBTENER UN DIAGNOSTICO DETALLADO DE LAS CONDICIONES ACTUALES DE LAS CITADAS ESTRUCTURAS	
Orden de trabajo:	202-001-15	
Nombre del Informe:	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y DISEÑO A NIVEL DE INGENIERIA BASICA MURO EN CONCRETO No. 3 - ACHÍ	
Versión	Cambios Realizados	Fecha
0	Versión original	JULIO 21 2015
1	Versión corregida con las observaciones de la interventoría	SEPTIEMBRE 7 2015
2	Versión corregida con las observaciones de la interventoría	SEPTIEMBRE 15 2015

ELABORADO POR:

Versión	Nombre	Firma	Fecha
0	DAVID CASTRO CRUZ		JULIO 21 2015
1	DAVID CASTRO CRUZ		SEPTIEMBRE 7 2015
2	DAVID CASTRO CRUZ		SEPTIEMBRE 15 2015

REVISADO POR:

Versión	Nombre	Firma	Fecha
0	DONALDO CASTILLA		JULIO 21 2015
1	DONALDO CASTILLA		SEPTIEMBRE 7 2015
2	DONALDO CASTILLA		SEPTIEMBRE 15 2015

APROBADO POR:

Versión	Nombre	Firma	Fecha
0	ALBERTO DURÁN		JULIO 21 2015
1	ALBERTO DURÁN		SEPTIEMBRE 7 2015
2	ALBERTO DURÁN		SEPTIEMBRE 15 2015

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	6
2. METODOLOGÍA Y CRITERIOS DE DISEÑO	7
2.1 CRITERIOS GENERALES PARA LOS ANÁLISIS	7
2.2 INSUMOS Y CONSIDERACIONES PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	7
2.2.1 Información básica.....	7
2.2.2 Niveles de la tabla de Agua.....	8
2.2.3 Cargas.....	8
2.2.4 Condiciones de análisis.....	13
2.2.5 Secciones de análisis	13
2.3 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS GEOTÉCNICOS	13
2.3.1 Revisión por deslizamiento del muro.....	14
2.3.2 Estabilidad por volcamiento del muro.....	14
2.3.3 Análisis de capacidad portante	17
2.3.4 Excentricidad.....	19
2.3.5 Verificación de ocurrencia de tubificación	20
2.3.6 Análisis de potencial de licuación	21
2.3.7 Análisis de Asentamientos en el nuevo muro	22
2.3.8 Parámetros geotécnicos del relleno y del suelo de fundación para los análisis	25
3. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS DEL MURO ACTUAL.....	26
3.1 SECCIONES DE ANÁLISIS.....	26
3.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO	27
3.3 ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE.....	29
3.4 ANÁLISIS DE TUBIFICACIÓN	30
3.5 ANÁLISIS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN	30
3.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL MURO EN LA ACTUALIDAD	31
4. DISEÑO DE LA NUEVA ESTRUCTURA.....	33
4.1 SECCIONES DE DISEÑO.....	33
4.1.1 Primera alternativa, elevación del muro y adición de peso en tierra armada.....	33
4.1.2 Segunda alternativa, elevación del muro y expansión de la base del mismo.	35
4.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO	36
4.2.1 Primera alternativa, elevación del muro y adición de peso en tierra armada.....	36
4.2.2 Segunda alternativa, elevación del muro y expansión de la base del mismo.	37
4.3 ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE.....	38
4.4 ANÁLISIS DE TUBIFICACIÓN	38
4.5 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS.....	39
4.6 DISEÑO ESTRUCTURAL	39
5. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS	40
5.1 EXCAVACIONES.....	40
5.2 CONTROL DE CALIDAD.....	40
5.3 RELLENOS	41

5.4	COMPACTACIÓN	42
6.	CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO.....	43
6.1	PRIMERA ALTERNATIVA, MURO REALIZADO CON LASTRE EN TIERRA ARMADA.....	43
6.2	SEGUNDA ALTERNATIVA MURO REALIZADO Y EXPANSIÓN DE LA BASE DEL MURO.....	44
7.	CONCLUSIONES.....	45
8.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	47

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Esquema del criterio de la lámina de agua para los análisis, el cual toma el nivel de agua para un periodo de retorno de 100 años.....	8
Figura 2-2. Esquema del criterio de la lámina de agua para los análisis de estabilidad del muro en su condición futura. .	10
Figura 2-3. Esquema del criterio del empuje llevado a cabo por la sobrecarga	11
Figura 2-4. Tipos de empuje presentes en las estructuras de contención.	12
Figura 2-5. Cuña de falla en el método de Coulomb para el caso activo	12
Figura 2-6. Ecuaciones de diseño para muros de contención.	17
Figura 2-7. Gráfico para el cálculo del factor de capacidad portante N_c para cimientos superficiales apoyados en suelos cohesivos de dos capas.	18
Figura 2-8. Estimación del coeficiente de reducción μ para el cálculo del asentamiento por consolidación según el grado de preconsolidación de la arcilla.	24
Figura 3-1. Sección 1 del muro en la abscisa K0+ 090.	26
Figura 3-2. Sección 2 del muro en la abscisa K0+ 567	27
Figura 3-3. Esquema de la sección 1 actual con los aceros de refuerzo mínimos estimados (Abs. K0 +000 a Abs. K0 +450).	31
Figura 3-4. Esquema de la sección 2 actual con los aceros de refuerzo mínimos estimados (Abs. K0 +450 a Abs. K0 +575).	32
Figura 4-1. Sección propuesta para la Zona geométrica 1 comprendida entre las abscisas K0+000 hasta K0+450.	34
Figura 4-2. Sección propuesta para la Zona geométrica 2 comprendida entre las abscisas K0+450 hasta K0+575.	34
Figura 4-3. Sección propuesta como segunda alternativa para la Zona geométrica 1 comprendida entre las abscisas K0+000 hasta K0+450.....	36
Figura 4-4. Sección propuesta como segunda alternativa para la Zona geométrica 2 comprendida entre las abscisas K0+450 hasta K0+575.....	36

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1. Factores de seguridad mínimos para los análisis de estabilidad por deslizamiento y volcamiento.	15
Tabla 2-2. Criterio de determinación la aceleración horizontal para análisis pseudo-estáticos, tomado de la NSR 10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica 2010).	16
Tabla 2-3. Valor de gradiente hidráulico máximo para la estructura de control de inundaciones según el tipo de material (Bowles 1997).	21
Tabla 2-4. Resumen de parámetros geo mecánicos empleados en los análisis de estabilidad general y otros análisis geotécnicos.	25
Tabla 3-1. Resumen de las secciones de análisis para la estabilidad general del muro San Jacinto del Cauca.	27
Tabla 3-2. Resumen de análisis de estabilidad de las secciones del Muro Achí cuando el nivel de la tabla de agua está en la cresta del muro.	28
Tabla 3-3. Resumen de análisis de estabilidad de las secciones del Muro Achí cuando el nivel de la tabla de agua se encuentra donde fue hallado en las perforaciones.	28
Tabla 3-4. Resumen de los análisis de capacidad portante con la geometría actual.	29
Tabla 3-5. Resumen de los análisis de tubificación con la geometría actual.	30
Tabla 3-6. Resumen de resultados del análisis de potencial de licuación de las arenas encontradas en la perforación MACH-3.	30
Tabla 4-1. Resumen de las secciones de diseño para el muro en Achí.	34
Tabla 4-2. Resumen de análisis de estabilidad de las secciones del Muro Achí con la alternativa escogida.	37
Tabla 4-3. Resumen de análisis de estabilidad de las secciones del Muro Achí con la segunda alternativa.	37
Tabla 4-4. Resumen de los análisis de capacidad portante con la geometría actual.	38
Tabla 4-5. Resumen de los análisis de tubificación para las secciones de diseño.	39
Tabla 4-6. Resumen de análisis de estabilidad de las nuevas secciones del Muro San Jacinto del Cauca.	39
Tabla 6-1 Cantidades de obra y presupuesto para la construcción del nuevo Muro 3 Achí de acuerdo a la alternativa 1 la cual es recomendada como alternativa definitiva.	43
Tabla 6-2. Cantidades de obra y presupuesto para la construcción del nuevo Muro 3 Achí.	44

LISTA DE ANEXOS

- Anexo A. Análisis de estabilidad general del muro actual.
- Anexo B. Análisis de capacidad portante del muro actual.
- Anexo C. Análisis de tubificación del muro actual.
- Anexo D. Análisis de potencial de licuación del muro actual.
- Anexo E. Análisis de estabilidad general del muro propuesto.
- Anexo F. Análisis de capacidad portante del muro propuesto.
- Anexo G. Análisis de tubificación del muro propuesto.
- Anexo H. Análisis de Asentamientos de muro propuesto.
- Anexo I. Cálculo de cantidades y análisis de precios unitarios.
- Anexo J. Planos y Esquemas del muro

1. INTRODUCCIÓN

Este informe es parte del contrato número 200 del 2014 entre el Fondo Adaptación y la empresa Suelos Ingeniería S.A.S para la evaluación geotécnica y estructural de 28 obras de protección hidráulica en la zona de la Mojana. El fin de la evaluación es determinar la vida útil remanente de las estructuras, su capacidad de prevención de desastres y las cantidades y dimensiones de las obras necesarias para garantizar su funcionamiento durante escenarios de amenaza. Este informe corresponde a los análisis de ingeniería del muro ubicado en el municipio de Achí en el departamento de Bolívar.

Con base en la información obtenida durante la etapa de caracterización, la cual incluyó una revisión desde el punto de vista estructural y una exploración para determinar las propiedades geotécnicas del subsuelo de fundación, se procederá con los análisis de estabilidad geotécnicos pertinentes para determinar las condiciones actuales de las estructuras. En este informe se presentará un compendio de las metodologías y criterios empleados para llevar a cabo dichos análisis, así como el detalle de los resultados obtenidos por medio de las verificaciones. Los análisis efectuados serán los necesarios y pertinentes para determinar las condiciones actuales de la estructura de acuerdo con sus características y los materiales que conforman la estructura y suelos de fundación.

La determinación de los sitios específicos donde se llevarán a cabo los análisis y la selección de los parámetros de los materiales que conforman la estructura y la fundación, fueron escogidos con base en la información recolectada durante la campaña de exploración llevada a cabo en la zona y por medio de las visita de inspección realizadas por especialistas al sitio del proyecto. El compendio de esta información se presentó en el informe de caracterización geométrica y geotécnica para esta zona del muro de Achí, que es presentado a manera de referencia en varios puntos de este informe (Suelos Ingeniería 2015).

Los resultados del presente informe incluyen, además el diseño a nivel de ingeniería básica que se hará en este tramo, el cual es el muro de contención de crecientes. En esta etapa de diseño, se considerará los sitios críticos que se determinen durante los análisis y se enfocará en las verificaciones geotécnicas que arrojen resultados insatisfactorios para considerar que el muro. Esto garantizará que el muro sea una estructura competente para soportar los escenarios de amenaza a los que pueda verse sometido durante su vida útil.

El presente informe se compondrá de los siguientes capítulos o secciones: (1) Introducción, (2) Metodología y criterios de diseño, (3) Análisis geotécnicos, (4) Diseño (5) Conclusiones y (6) Referencias bibliográficas.

2. METODOLOGÍA Y CRITERIOS DE DISEÑO

En este documento se presentan los resultados del análisis de la estructura actual y los diseños del muro de contención ubicado en la población de Achí en Bolívar, como parte de los estudios de rectificación contratados por el Fondo Adaptación. Este muro tiene una longitud de 574.6 metros, la descripción completa del muro y del suelo de fundación se presenta en el informe Muro en Concreto Achí de Caracterización Geométrica y Geotécnica de la Estructura.

2.1 CRITERIOS GENERALES PARA LOS ANÁLISIS

La determinación de la situación actual evalúa las condiciones de estabilidad de la estructura tanto por volcamiento como por deslizamiento, además de la capacidad portante. Para la ejecución de los análisis de ingeniería, de manera general se usará la siguiente información presente en todo el tramo de estudio.

1. Análisis por volcamiento.
2. Análisis por deslizamiento del muro.
3. Capacidad portante.
4. Análisis de la lámina de agua para un periodo de retorno de 100 años. Cabe recordar que la lámina de agua debe sumársele 0.30 cm de protección por seguridad.
5. Análisis por asentamientos

2.2 INSUMOS Y CONSIDERACIONES PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

En este informe se presentan análisis sobre secciones particulares, las cuales se consideran representativas de todo el tramo, que presenten una condición de riesgo para el caso de inundación en el municipio de Achí. Los análisis realizados, determinan la seguridad de la estructura, además de la capacidad portante de los suelos de fundación. Los insumos para los diferentes análisis son mostrados en esta sección. Es importante mencionar que un análisis de estabilidad general del terreno no fue realizado ya que este muro se ubica en condiciones donde el terreno natural tiene una baja pendiente (el sitio es plano prácticamente), y no se han reportado fallas de este tipo que indique que el terreno puede fallar globalmente.

2.2.1 Información básica

Para la ejecución de los análisis de estabilidad es necesario contar como mínimo con la siguiente información:

1. Secciones de análisis para el muro actual, las cuales fueron obtenidas por medio de un levantamiento en campo, realizadas en una inspección llevada a cabo por un experto, además de apiques de exploración de la estructura, los cuales sirvieron para verificar la geometría de muro.

2. Resultado e interpretación de las investigaciones geotécnicas correspondiente a exploraciones de campo y ensayos de laboratorio.
3. Identificación y caracterización de los materiales presentes en la zona, acompañado de un perfil geológico-geotécnico del suelo de fundación de la estructura.
4. Diseño definitivo de la sección transversal de muro, necesaria para contener la creciente de los 100 años período de retorno.

2.2.2 Niveles de la tabla de Agua

Durante las exploraciones en campo se obtuvieron los niveles de la tabla de agua en el momento de la exploración. El nivel freático fue reportado a entre 4.0 m y 6.0 m de profundidad en las dos perforaciones, medidos desde el nivel actual del terreno. En el informe de caracterización se puede observar el registro de las perforaciones de dicho nivel (Suelos Ingeniería 2015).

Por otro lado, es sabido que la función primordial del muro de contención es la de evitar que en épocas de creciente la lámina de agua inunde el municipio de Achí. Para ello, se realizó una comparación con la cota de la lámina de agua en condiciones futuras, es decir, para un evento de una creciente de 100 años periodos de retorno. La información fue suministrada por el Fondo Adaptación. En la Figura 2-1, se presenta la gráfica de los diferentes niveles tanto la lámina de agua como el nivel del terreno y el nivel extrapolado de la cota superior del muro. Estas condiciones fueron especificadas con en el comunicado de la interventoría OFC-FONADA-MOJANA-2015-37. Como se puede observar el según los datos brindados el muro de Achí debe ser diseñado para una tabla de agua de 28.84 msnm.



Figura 2-1. Esquema del criterio de la lámina de agua para los análisis, el cual toma el nivel de agua para un periodo de retorno de 100 años.

2.2.3 Cargas

Para los análisis de estabilidad de la estructura del muro en esta zona se considerarán las siguientes cargas:

1. Peso propio de la estructura

Esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, y se calculó de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parciales sencillas y de propiedades geométricas conocidas.

2. Carga hidrostática de los cuerpos de agua cercano en caso de inundaciones (en este caso corresponde al Río Cauca)

La presencia de agua en el relleno como consecuencia de infiltraciones subterráneas y por acción de la lluvia, siempre en cada muro debe ser mínima en lo posible mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje. Si el material de relleno del muro de contención es permeable (gravas y arenas), el aporte de agua por infiltraciones subterráneas y de lluvia, es evacuado mediante filtración predominantemente vertical, de esta manera el agua no rebasará la cota del sistema de drenaje.

Si el material de relleno es de baja permeabilidad, como es el nuestro caso, es decir, tenemos limos arcillo arenosos de permeabilidad baja, aunque exista un sistema de drenaje para evacuar los aportes de agua, se produce un aumento de presiones y de los empujes respecto a los casos estudiados anteriormente debido a la baja permeabilidad del suelo, en estos casos para determinar las presiones y empujes se debe utilizar el peso específico del suelo húmedo.

Si el nivel del agua puede alcanzar la cota de corona del muro (100 años periodo de retronó) o una intermedia, las presiones en este caso se determinaron, sustituyendo el peso específico, (γ) por el peso específico del suelo sumergido γ_s , añadiendo la presión hidrostática, esta última actúa en dirección perpendicular a la cara interior de la pantalla. En todo caso la presión hidrostática debe ser considerada siempre para niveles inferiores al nivel más bajo del sistema de drenaje.

$$\gamma_s = \gamma_{sat} - \gamma_{agua}$$

γ_{sat} , es el peso específico del suelo saturado y γ_{agua} es el peso específico del agua (1.0 ton/m³). Para el caso indicado Figura 2-2, la presión p a una profundidad z de la corona del muro, resulta:

$$P = [\gamma Z_0 + \gamma_s(Z - Z_0)]K_a + \gamma_{agua}(Z - Z_0)$$

Para $Z < Z_0$ $Z_0 = Z$

Donde Z_0 es la altura inicial del nivel freático.

De igual manera, se considera el empuje de una columna de agua para la lámina de agua de los 100 años periodos de retorno. Ver Figura 2-2.

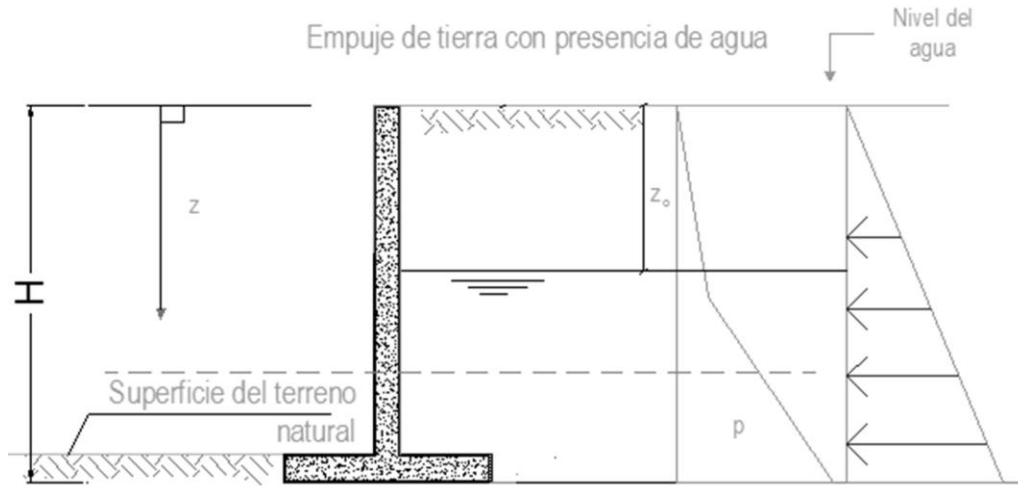


Figura 2-2. Esquema del criterio de la lámina de agua para los análisis de estabilidad del muro en su condición futura.

3. Carga generada por el tráfico vehicular sobre la estructura y/o carga impuesta por asentamientos humanos.

Las proximidades del muro de contención de Achí, en algunos tramos esta zona es utilizada para múltiples funciones, especialmente como una zona urbana. Por esta razón es de esperar que en condiciones extremas sea utilizado como vía de acceso vehicular o por depósitos de materiales en la superficie, incrementando la presión sobre el muro, lo que significa tener una carga extra en él. La carga viva debido al tráfico vehicular usada para los diseños fue determinada acorde a la carga máxima esperada a la que ésta pueda estar sometida la estructura de muro durante su vida útil por un vehículo de tráfico ligero. La AASTHO recomienda usar una sobrecarga equivalente de 2,0 pies (0,60 m) del material de lleno.

Esta carga será considerada en los casos cuando actúe como carga actuante. El procedimiento usual para tomar en cuenta la sobrecarga uniforme es transformarla en una porción de tierra equivalente de altura H_s , con peso específico similar al del suelo de relleno γ . La altura H_s se coloca por encima del nivel del suelo contenido por el muro.

$$H_s = \frac{q}{\gamma}$$

Frecuentemente se ha usado una altura de relleno equivalente a carga viva de 61 cm o 2 pies, indicada por la norma AASHTO 2002, la norma AASHTO 2005 LRFD indica valores de relleno equivalentes a sobrecarga vehicular que varían con la altura del muro. El esquema se puede observar en la Figura 2-3.

El empuje activo o de reposo del suelo con sobrecarga E_s , para cualquiera de las teorías estudiadas, resulta ser:

$$E_s = (\gamma H_s) H K_a$$

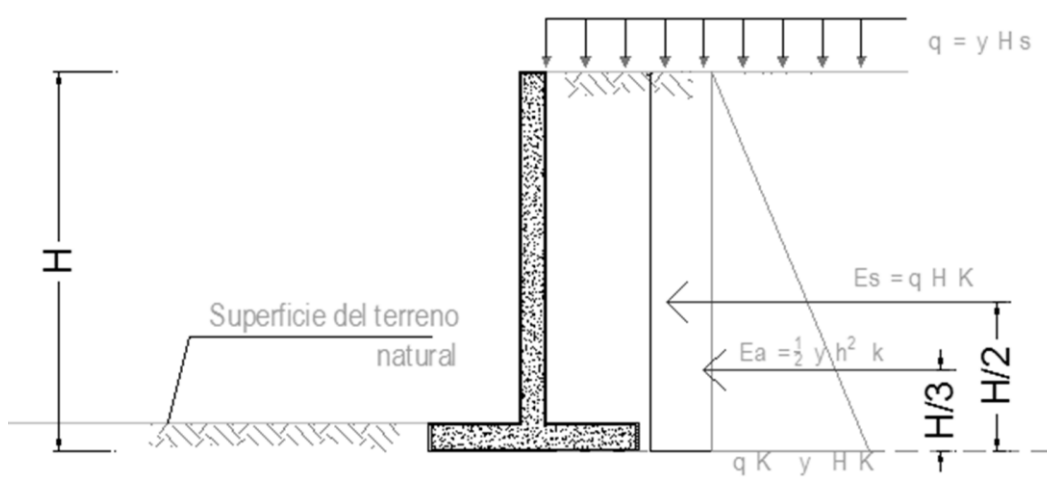


Figura 2-3. Esquema del criterio del empuje llevado a cabo por la sobrecarga

Este empuje estará aplicado en el centroide del área del trapecio de presiones o en su defecto en cada uno de los centroides particulares de cada figura que conforma el prisma de presiones indicado en la **Figura 2-3**. Además de ello, el muro es utilizado como complemento de la construcción de las casas de los asentamientos humanos.

Con base en lo explicado anteriormente, donde se tiene en cuenta las cargas por sobrecarga vehicular y por vivienda, teniendo presente que una casa de un nivel puede pesar de 1.0 ton/m². El valor utilizado fue de 1.5 ton/m², para resumir las cargas anteriormente relacionadas.

4. Presión de tierra: El muro construido está sometido a fuerzas laterales que actúan entre dicha estructura y la masa de suelo retenida, lo que genera estados activos y pasivos. Esta fuerza es considerada en el análisis cuando actúa como fuerza desestabilizante y estabilizante ya que el factor de seguridad empleado es lo suficientemente alto como para considerar el riesgo de excavación del relleno que se propone, lo cual es poco probable.

La presión que la tierra ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; si el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, la presión disminuye hasta una condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva. Ver Figura 2-4

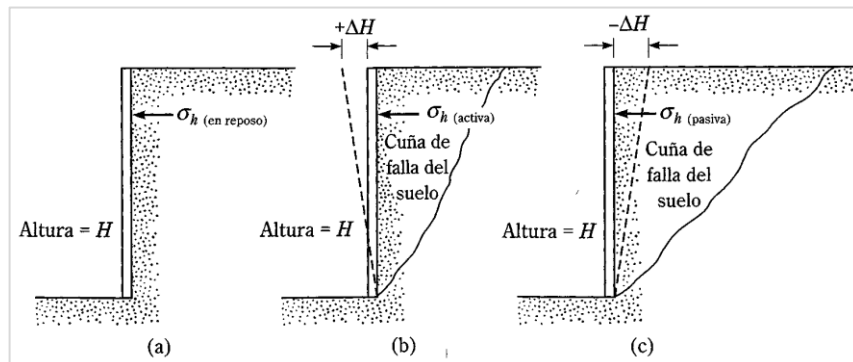


Figura 2-4. Tipos de empuje presentes en las estructuras de contención.

En este caso particular, se considera que los empujes sobre el muro de concreto son de tipo activo y pasivo, por lo que solo estos serán abordados en este informe.

Los coeficientes de presión lateral de tierras activo y pasivo se estiman con base en la metodología de Coulomb (1776), la cual se encuentra fundamentada en los siguientes supuestos:

- El suelo es homogéneo, isotrópico y tiene cohesión y fricción.
- Se tiene una cuña de falla (Figura 2-5) que se comporta como un cuerpo rígido sometida a translación.
- La resistencia por fricción está distribuida uniformemente a lo largo de la superficie de falla.
- Hay fricción entre el muro y el relleno trasero del mismo. Lo anterior se sucede como consecuencia del posible movimiento de la cuña de suelo contra el muro. Esto origina una fuerza entre el muro y el relleno trasero con un ángulo de fricción (δ).
- La falla corresponde a un problema de deformación plana.

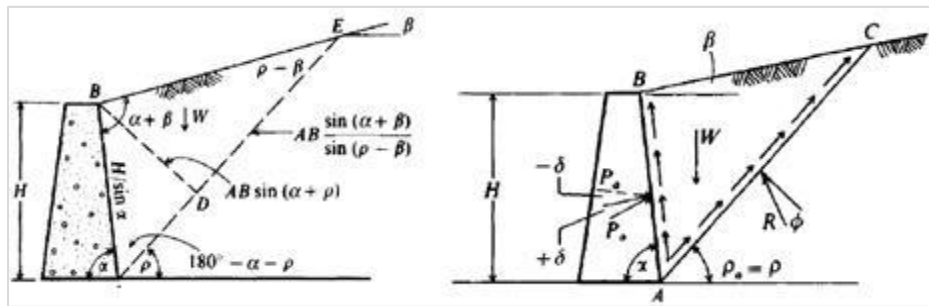


Figura 2-5. Cuña de falla en el método de Coulomb para el caso activo

El coeficiente de presión activo de tierras de Coulomb (K_a) está dado por:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Mientras que el coeficiente de presión pasivo (K_p) de tierras está dado por la expresión:

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

5. Cargas por sismo. Este análisis se hará adoptando la resistencia al corte no drenado del material (esfuerzos totales) y la condición drenada (esfuerzos efectivos). Esto se debe a que durante un evento de sismo la aplicación de cargas es súbita, no permitiendo la disipación del exceso de presión de poros en el suelo y provocando un comportamiento no drenado del material. Sin embargo, dado que se simplifica el análisis con el método pseudo-estático, con este usando una condición drenada se modela la disminución de la resistencia por el sismo debido a la dirección del sismo, se contempla la presión de poros en el modelo, y adicionalmente es este el método exigido en la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica 2010).

2.2.4 Condiciones de análisis

Las consideraciones de carga y de análisis para determinar las condiciones en las que se encuentran el dique en su estado actual son las que se listan a continuación:

1. Condición actual: Con base en el levantamiento e inspección del muro que existe actualmente, se realiza un análisis de los posibles mecanismos de falla, lo que conlleva a una revisión de la estabilidad del muro.
2. Condición Futura. Para este análisis se tendrá en cuenta un nivel de aguas libre, el cual surge con base en las condiciones establecidas con el Fondo de Adaptación en época de creciente con 100 años de periodo de retorno. Esto solo se generará para la condición más crítica de inundación, que en este caso corresponde nivel de aguas con altura de cota máxima. Esta condición será establecida tanto para la condición del muro actual como para el muro de diseño.
3. Condición de sismo: esta condición se considera futura y se debe a un evento de cargas sísmicas, aplicadas de manera súbita a la que se someterá la estructura. Para el caso de sismo, se usa un análisis pseudo-estático.

2.2.5 Secciones de análisis

El criterio para la determinación de las secciones de análisis cuyos resultados representan el estado actual de la estructura es el siguiente:

1. Aspectos geométricos del muro.
2. Material de la fundación la cual conforma el relleno del trasdós.
3. Material de la fundación que conforma la cimentación del muro.

Para los análisis de capacidad portante por medio del perfil geológico-geotécnico, de clasificación y de caracterización de los materiales presentes en la zona, se identificarán los puntos críticos de la fundación. Las zonas críticas de la fundación corresponden a los sitios donde las propiedades de los materiales que la componen, presentan mayor debilidad o menor competencia ante la aplicación de cargas. Así mismo se optó por las secciones de las cuales se determinó la geometría completa de la estructura por medio de la ejecución de apiques en campo.

2.3 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

Estos análisis tienen en cuenta los criterios e insumos descritos en las secciones anteriores de este capítulo. En primer lugar se realizó una inspección detallada del muro actual, luego se realizó un chequeo de las diferentes condiciones actuales y los mecanismos de falla del muro, tales como volcamiento, deslizamiento, etc.

Debido a que el muro en su longitud cambia su geometría, es necesario tener diferentes secciones de muro. La principal diferencia es la altura a la que sobre el nivel del suelo como se describió en la caracterización geométrica de este muro (Suelos Ingeniería 2015). Igualmente en todos los casos, la cara externa o mojada del muro fue vertical ($\alpha = 90^\circ$) al igual que para la cara interna del muro. Una vez se tuviera claro, la geometría del muro en sus diferentes tramos, se realizó una hoja de cálculo para tener en cuenta todos los aspectos antes mencionados.

Para la verificación de la estabilidad por deslizamiento y volcamiento del dique en su condición actual se tuvieron en cuenta los requisitos mínimos recomendados por seguridad exigidos por la Norma Sismo Resistente Colombiana (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica 2010) y consistentes con lo usado en la práctica internacional. En la

Tabla 2-1 se presentan los factores de seguridad mínimos requeridos para las diferentes condiciones de carga y de análisis descritas en el Numeral 2.2.

2.3.1 Revisión por deslizamiento del muro

La revisión de estabilidad al deslizamiento de las secciones del muro se efectuó considerando que este trabaja como un cuerpo rígido independiente.

Para el cálculo del factor de seguridad contra deslizamiento se partió de la evaluación las fuerzas de empuje (actantes) y de las fuerzas resistentes a las que se verá sometida la estructura durante su vida útil. La resistencia cortante del suelo inmediatamente debajo de la losa de base se representa como:

$$s = \sigma \tan \hat{\sigma} + c_a$$

Donde,

$\hat{\sigma}$ = Ángulo de fricción entre relleno del muro y el suelo de fundación.

C_a = Adhesión entre el relleno del muro y el suelo de fundación.

La fuerza resistente que se obtiene del suelo por unidad de longitud a lo largo del fondo de la base es entonces:

$$R' = s(\text{Área Transversal}) = s(B \times 1) = B\sigma \tan \hat{\sigma} + Bc_a$$

Teniendo en cuenta que $B\sigma$ es igual a la suma de las fuerzas verticales (ΣV), se tiene que:

$$R' = (\Sigma V) \tan \hat{\sigma} + Bc_a$$

En este caso de análisis, la fuerza que tiende al desequilibrio del muro consiste en el empuje de tierras activo generado por el relleno en el costado aguas arriba del muro. La metodología de cálculo de estas cargas se presenta en los numerales 2.2.1 y 2.2.2 a continuación.

Finalmente, el factor de seguridad contra deslizamiento se calcula como:

$$FS_{\text{Deslizamiento}} = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_D} = \frac{R'}{P_h}$$

El valor del FS mínimo contra deslizamiento estipulado por la NSR-10 para el diseño de muros es de 1.6 en condición estática y de 1.05 en condición de sismo.

2.3.2 Estabilidad por volcamiento del muro

La revisión de la estabilidad del muro por volcamiento se efectúa con respecto al punto de contacto entre la base del muro y el suelo de fundación, en el frente del muro (costado del relleno pasivo o de menor altura). El factor de seguridad contra volteo se expresa como:

$$FS_{Volcamiento} = \frac{\Sigma M_{R'}}{\Sigma M_o}$$

Dónde:

$\Sigma M_{R'}$ = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo.

ΣM_o = Suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear la estructura del muro.

El momento de volteo es aquel generado por el empuje de tierras activo sobre la cara posterior del muro, o cualquier otra fuerza actuante que no pase por el punto de revisión del equilibrio, como la presión del agua de inundación. Se expresa para el empuje de tierras como:

$$\Sigma M_o = P_a \cdot B_{Pa}$$

Dónde:

P_a = Presión activa de tierras (véase Numeral anterior)

B_{Pa} = Brazo de momento del empuje de tierras al punto de revisión de equilibrio. Este brazo depende de las características del empuje de tierras.

Para el cálculo del momento resistente, se calculan todas las fuerzas que contribuyen al momento resistente (se incluye el peso de la estructura del dique, la sobrecarga, presión pasiva, etc), igualmente los brazos de momento para cada una de estas fuerzas. Estos momentos se suman para obtener el momento resistente total. Una vez conocido $\Sigma M_{R'}$, el factor de seguridad se calcula como:

$$FS_{Volcamiento} = \frac{\Sigma M_{R'}}{\Sigma M_o} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + \dots + M_n}{P_a \cdot B_{Pa}}$$

El valor del FS mínimo contra volcamiento estipulado por la Norma Sismo Resistente Colombia (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica 2010) es de 3.0 en condición estática y de 2.0 en condición de sismo (Véase Tabla 2-1).

Tabla 2-1. Factores de seguridad mínimos para los análisis de estabilidad por deslizamiento y volcamiento.

Caso	Condición de diseño	F.S. mínimo(estático)	F.S. mínimo (Seudoestático)
1	Volcamiento	3.00	2.0
2	Deslizamiento	1.60	1.05

La estabilidad del muro, se analizó bajo condiciones de carga estática y de sismo mediante análisis estáticos y seudo-estáticos. En estos se buscan los distintos mecanismos de falla, a partir de la metodología comúnmente utilizada de equilibrio límite.

Para el caso con sismo, se empleó el método pseudo-estático. La fuerza horizontal a considerar en los análisis será determinada con base en el criterio descrito en la tabla H.5.2-1 de la Norma Sismo Resistente Colombiana o NSR 10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica 2010), que se presenta en la Tabla 2-2. Con base en este criterio se tomará un 80% de la aceleración pico del terreno según la zona de sismicidad en la que se encuentra ubicada la estructura. Las condiciones de análisis en el análisis pseudo-estático serán en condiciones no drenadas de acuerdo a lo concertado con la interventoría. Adicionalmente se hará un análisis en condiciones drenadas para el mismo análisis.

Tabla 2-2. Criterio de determinación la aceleración horizontal para análisis pseudo-estáticos, tomado de la NSR 10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica 2010).

Material	KST a_{\max} mínimo	Análisis de Amplificación mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

El muro en el sitio de protección del municipio de San Jacinto del Cauca, se encuentra en una zona de sismicidad INTERMEDIA, según NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica 2010), con una aceleración pico del terreno (PGA) de 0,15. En el documento de caracterización geotécnica y geométrica para dicho muro (Suelos Ingeniería 2015), se presenta con más detalle este tema. Por esta razón, en el diseño del muro se usará $a_h=0,12$ g y $a_v=0,06$ g para las componentes horizontal y vertical respectivamente

Los empujes de tierra se calcularon de acuerdo con las fórmulas presentadas en la **Figura 2-6**, usando la teoría de Rankine para el caso estático y la de Mononobe Okabe para el caso pseudo-estático. Sin embargo, en todos los casos de este muro, se considera importante el aporte del lleno resistente (empuje pasivo) en la estabilidad del muro debido a que en algunos casos incluso equipara el empuje activo por lo que compensa los empujes y se puede decir que este se encuentra en equilibrio.

La presión activa de tierras sobre el muro se estima por medio de las siguientes ecuaciones:

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma H^2 Ka - cH Ka + qH Ka$$

Dónde:

γ = Peso unitario del suelo que sirve como relleno del muro.

H = Altura del muro.

Ka = Coeficiente de presión activa de tierras del suelo que sirve como relleno.

c = Cohesión del suelo que sirve como relleno del muro.

q = Carga externa sobre el relleno al costado trasero del muro.

Esta expresión es de carácter general. Cuando el suelo es cohesivo se emplean los dos primeros términos de la ecuación y cuando el suelo es de comportamiento granular, se omite el segundo término de la expresión.

La presión pasiva (P_p) del suelo se calcula con la misma ecuación que para la presión activa (p_a), con la diferencia de que el coeficiente activo (K_a) es remplazado en la ecuación por el coeficiente pasivo (K_p).

Mononobe-Okabe Análisis pseudo-estático $c' = 0$	$K_A = \frac{(1 - a_v) \sin^2(\alpha + \phi' - \psi)}{D_A \cos \phi \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta' - \psi)}$ $D_A = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \beta - \psi)}{\sin(\alpha - \delta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2$	Usese K_p según Müller-Breslau
Empuje total $c' \neq 0$	$P_A = K_A \frac{\gamma H^2}{2} - 2 c' H \sqrt{K_A}$	$P_p = K_p \frac{\gamma H^2}{2} + 2 c' H \sqrt{K_p}$
<p>Donde: $\beta < (\phi' - \psi)$ $\psi = \tan^{-1} \left(\frac{a_h}{1 - a_v} \right)$ β = ángulo del terreno con la horizontal α = ángulo de la cara del muro con la horizontal δ' = ángulo de las fuerzas con la normal a la cara del muro a_h = aceleración horizontal del terreno, debida al sismo a_v = aceleración vertical del terreno, debida al sismo</p>		

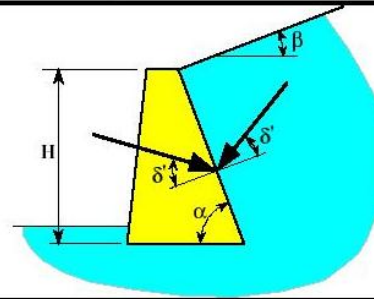


Figura 2-6. Ecuaciones de diseño para muros de contención.

2.3.3 Análisis de capacidad portante

Una vez fijadas las secciones y los parámetros geo mecánicos, se procedió a realizar los análisis de capacidad portante en el suelo de fundación de la estructura con el fin de verificar que el esfuerzo máximo aplicado por el relleno no superara el esfuerzo admisible del suelo de cimentación (q_{adm}). Debido a que el muro debe garantizar su capacidad de servicio, se harán análisis de capacidad portante drenadas en condiciones de servicio con la tabla de agua con un periodo de retorno de 100 años. En condiciones no drenadas se evaluará la condición actual de servicio.

2.3.3.1 Capacidad portante para condiciones no drenadas

La capacidad portante de la estructura cimentada en suelos cohesivos o materiales con un importante contenido de finos (mayor al 35%) en condiciones no drenadas, se calculó mediante la siguiente ecuación, propuesta por el Foundation Engineering Handbook de la ASCE (Day Robert W, 2006):

$$q_{ult} = N_c S_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) + \gamma_f D_f$$

Donde,

N_c , Factor de capacidad portante adimensional igual a 5,7.

S_u , Resistencia al corte no drenado del suelo de fundación.

B y L, Ancho y largo del cimiento, respectivamente.

γ_t , Peso unitario total del suelo.

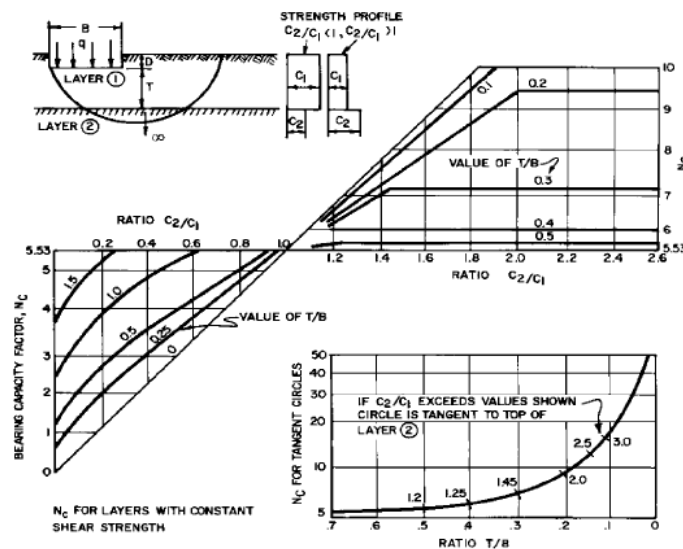
Df, Profundidad de desplante del cimiento.

Para el caso de suelos limosos estratificados de dos capas, el factor de capacidad portante N_c se determinó de acuerdo al gráfico que se presenta en la Figura 2-7. Por medio de dos (2) factores adimensionales que se listan a continuación se hace se determinó el valor de N_c .

- T/B: Relación entre la distancia vertical medida desde la base de la cimentación a la parte superior del estrato inferior y la dimensión de la base del cimiento.
- C_2/C_1 : Relación entre la resistencia al corte no drenado del estrato superior con la del estrato inferior.

En la ecuación de capacidad portante presentada anteriormente S_u , corresponde a la resistencia al corte no drenado del estrato superior.

Figura 2-7. Gráfico para el cálculo del factor de capacidad portante N_c para cimientos superficiales apoyados en suelos cohesivos de dos capas.



La carga admisible (q_{adm}) para el suelo de fundación será igual a la resistencia última (q_{ult}) calculada por el método descrito anteriormente dividida por un factor de seguridad igual a 2.5 ($FS = 2.5$), como se presenta a continuación:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{3.0}$$

Para verificar que el suelo de fundación es apto para soportar las cargas aplicadas por tanto por los rellenos del muro y el peso propio del mismo, la carga admisible deberá ser mayor que la carga aplicada.

2.3.3.2 Capacidad portante para condiciones drenadas

En el cálculo de la capacidad portante a largo plazo que corresponde a una condición drenada del suelo, la verificación se hizo por medio de la metodología de Brinch Hansen (1970) y los factores de corrección propuestos por Vesic (1973). La ecuación empleada para llevar cabo el análisis por medio de esta metodología es la que se presenta a continuación:

$$qu = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde,

c, Cohesión.

q, Esfuerzo efectivo a nivel de fondo de la cimentación.

γ , Peso unitario del suelo.

B, Ancho de la cimentación.

N_c, N_q, N_γ Factores de capacidad de carga.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$, Factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$, Factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$, Factores por inclinación de la carga.

Al igual que para el análisis a corto plazo la carga admisible será calculada por medio de la resistencia última del material dividida por un factor de seguridad igual a tres (3), la cual deberá ser mayor a la carga aplicada para cumplir con el criterio de capacidad portante.

2.3.4 Excentricidad

En cualquier muro, para que toda el área de la base quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por sistema de cargas debe quedar en el tercio medio. De los aspectos mencionados anteriormente podemos decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo, en donde la excentricidad e_x de la fuerza resultante vertical R_v , medida desde el centro de la base del muro B, no debe exceder del sexto del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante R_v coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones. Por lo tanto el valor de la excentricidad es:

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right)$$

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v}$$

X_r , es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la base del muro. En ambos casos las presiones de contacto por metro de ancho de muro se pueden determinar con las expresiones relacionadas a continuación según sea el caso.

$$\text{Si; } e_x \leq \frac{B}{6}$$

$$q_{max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6e_x}{B} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6e_x}{B} \right)$$

$$\text{Si, } \frac{B}{6} \leq e_x \leq \frac{B}{2}$$

$$q_{max} = \frac{2R_v}{3 \left[\frac{B}{2} - |e_x| \right]}$$

$$q_{min} = 0$$

2.3.5 Verificación de ocurrencia de tubificación

Debido al alto cambio en el nivel del agua por causa del muro de contención en una baja longitud horizontal, se hará una verificación para determinar si es posible que se presente una falla subterránea del suelo de fundación por ocurrencia de tubificación por exceso del gradiente hidráulico crítico. Con este fin se calculó el gradiente hidráulico (i) en varios puntos, especialmente en la pata del talud aguas abajo por medio del análisis de redes de flujo. La tubificación puede generar daños en la estructura, y generar problemas por ocurrencia de infiltraciones por debajo del muro. Por ésta razón también se calculó el gradiente hidráulico sobre la pata aguas abajo del dique para cada una de las secciones de análisis.

Los valores de i obtenidos se compararon con los valores máximos del gradiente hidráulico permitidos para cada tipo de material. Este gradiente hidráulico es calculado con la siguiente ecuación (Bowles, 1997).

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

En la anterior ecuación G_s corresponde a la gravedad específica y “ e ” es la relación de vacíos. De acuerdo a los resultados asignados para cada estrato, en la Tabla 2-3 se resumen los gradientes críticos para cada estrato.

Tabla 2-3. Valor de gradiente hidráulico máximo para la estructura de control de inundaciones según el tipo de material (Bowles 1997).

Material	Gs	γ (kN/m ³)	γ_w (kN/m ³)	w (%)	e	i_{max}
Depósito Aluvial 1	2.78	17.5	9.81	25	0.95	0.91
Depósito Aluvial 2	2.78	17.8	9.81	44.3	1.21	0.81
Depósito Aluvial arenoso	2.78	17.5	9.81	25.2	0.95	0.91

Para determinar los valores de los gradientes hidráulicos se ejecutaron análisis de redes de flujo para la condición crítica de inundación correspondiente a un periodo de retorno igual a 100 años. Los análisis de infiltración se realizaron por medio de análisis de elementos finitos (FEM) en el software SLIDE de Rocscience.

2.3.6 Análisis de potencial de licuación

De acuerdo con la información presentada en la caracterización geotécnica de la zona (Suelos Ingeniería 2015), se identificaron zonas donde el suelo de fundación puede presentar potencial de licuación. Para identificar las zonas con potencial de licuación se adoptaron los criterios de evaluación que se especifican en la NSR-H.7.4.4. El primer criterio que identifica al suelo de fundación como susceptible a la licuación es que éste está conformado por depósitos aluviales. El segundo criterio consiste en el grado de saturación del suelo, que en este caso se encuentra completamente saturado durante condiciones invernales y en algunos casos durante épocas de verano. Lo anterior se deduce a través del historial de inundaciones de la zona y en el contexto en el que se lleva a cabo el presente estudio. Finalmente, los suelos de fundación están conformados en algunas zonas de arenas que en general se consideran susceptibles a los fenómenos de licuación.

Para determinar el potencial de licuación del suelo, se realiza un análisis que evalúa la demanda y la resistencia al corte en condiciones de sismo de los estratos con susceptibilidad a licuación. El cálculo de la demanda al suelo durante condición de sismo se hace por medio de la siguiente ecuación empírica de Idriss y Boulanger (2006):

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'} = 0.65 (a_{max}/g) (\sigma_v/\sigma'_v) r_d$$

Donde,

a_{max} , Corresponde al PGA, que en este caso es igual a 0.15g.

g Corresponde a la gravedad.

σ_v y σ'_v Son los esfuerzos verticales totales y efectivos respectivamente.

Para estimar el factor de reducción de los esfuerzos, se usó la relación mostrada en la siguiente ecuación (Youd y otros 2001):

$$r_d = 1 - 0.00765z, \quad \text{para } z < 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z, \quad \text{para } 9.15 \text{ m} < z$$

La resistencia del suelo en caso de licuación por sismo (CRR) se calculó por medio de la expresión de Tatsuoka y otros (1980) que se muestra a continuación:

$$CRR_{7.5} = R_1 + R_2 + R_3$$

Esta ecuación, corresponde a la resistencia del material en caso de sismo para una intensidad de momento de 7.5, dónde:

$$R_1 = 0.0882 \sqrt{N_{60} / \sigma'_v + 0.7}$$

$$R_2 = 0.19 \quad \text{si} \quad 0.02 < D_{50} < 0.05$$

$$R_2 = 0.225 \log(0.35 / D_{50}) \quad \text{si} \quad 0.05 < D_{50} < 0.6$$

$$R_2 = -0.05 \quad \text{si} \quad 0.6 < D_{50} < 2.0$$

$$R_3 = 0 \quad \text{si} \quad PF \leq 40\% \quad (6)$$

$$R_3 = 0.04 PF - 0.16 \quad \text{si} \quad 40\% < PF$$

D50, Corresponde al tamaño de partícula en milímetros, del tamiz para el que pasa el 50% del material durante granulometría por tamizado.

PF Corresponde al porcentaje de material que pasa el tamiz número 200.

Finalmente para transformar la resistencia de un sismo con intensidad de 7.5, a la del sismo correspondiente a la zona de estudio se emplea la relación que se muestra a continuación (Youd y otros. 2001):

$$MSF = 10^{2.24} / M_w^{2.56}$$

De acuerdo a la zona donde se encuentra la estructura objeto de este estudio (Suelos Ingeniería 2015), el sismo esperado es de intensidad 6.0, determinada por medio de la velocidad de pico (Wald, y otros 1999). Finalmente se determina el FS de seguridad ante el potencial de licuación por medio del cociente de los valores de CSR y de CRR (como se muestra a continuación), donde valores mayores a uno ($FS \geq 1$) representan suelos no licuables y que satisfacen el criterio de licuación.

$$FS_{licuación} = CRR / CSR$$

2.3.7 Análisis de Asentamientos en el nuevo muro

En el análisis se tendrán en cuenta tanto los asentamientos elásticos o instantáneos y los debidos a consolidación. El asentamiento resultante será la suma de ambos aportes.

Los asentamientos inmediatos son comúnmente llamados asentamientos elásticos y se calcularon para los suelos cohesivos como para suelos granulares con algún contenido de finos. Este tipo de asentamientos consiste en la deformación instantánea de la masa de suelo que se produce cuando éste es cargado.

Los asentamientos por consolidación solo aplican en suelos finos saturados o parcialmente saturados, donde la carga es inicialmente asumida por la presión de poros. Posteriormente la presión de poros se disipa con el paso del tiempo mediante la transferencia de dicha carga al esqueleto de suelo, a la vez que se produce el drenaje del agua que ocupa

los vacíos del suelo. Estos asentamientos, que se producen cuando se disipa la presión de poros y la carga se transmite al esqueleto de suelo, se conocen como asentamientos por consolidación.

Para el caso de la cimentación del muro propuesto, se calcularon los dos tipos de asentamientos debido a la existencia de suelos arcillosos o limosos en la fundación. Sin embargo, los asentamientos que controlarían este tipo de cimentación son los de consolidación y se producirían a largo plazo.

A continuación se explica brevemente la metodología empleada para el cálculo de asentamientos elásticos inmediatos y por consolidación.

- **Asentamientos Instantáneos**

Este tipo de asentamiento puede ser estimado por medio de la teoría de la elasticidad, suponiendo un cimiento rectangular de dimensiones $B \times L$ apoyado sobre la superficie de un medio elástico semi-infinito, según la siguiente ecuación (Timoshenko & Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\nu^2}{E_s} m \left(I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \right) I_F$$

Donde,

q_0 , Presión de contacto en la superficie debido al cimiento.

B' , Ancho del cimiento = $B/2$.

m , Número de esquina relacionada al cimiento, según lo siguiente:

$m = 1$ para asentamiento calculado en una esquina

$m = 2$ para asentamiento calculado en la mitad de un lado

$m = 4$ para asentamiento calculado en el centro del cimiento

E_s y ν , Parámetros elásticos del suelo: módulo de Young y relación de Poisson.

I_1 , I_2 y I_F , Factores de influencia, los cuales dependen de L/B' , espesor del estrato compresible H , relación de Poisson y la profundidad de desplante D_f .

- **Asentamientos por consolidación**

Los asentamientos por consolidación se calcularon por medio de la teoría de la consolidación:

$$\rho_c = \mu \sum_{i=1}^N \Delta H_i \frac{C_{ri}}{1 + e_{0i}} \log \left(\frac{\sigma'_v + \Delta q_v}{\sigma'_v} \right)$$

Donde,

μ , Coeficiente de reducción para asentamientos por consolidación. Figura 2-14.

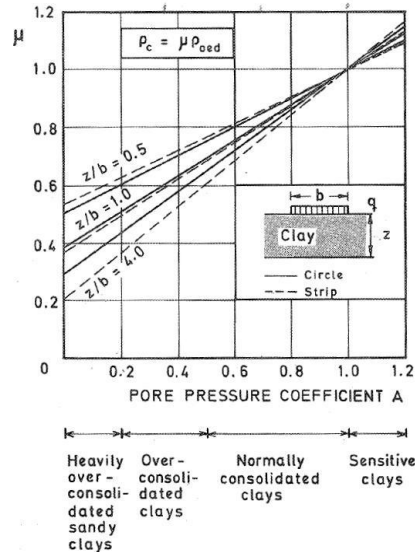
ΔH_i , Espesor del i-ésimo estrato.

$C_{ri}/(1+e_{0i})$, Coeficiente de recompresión del i-ésimo estrato (suelo SC), depende del estado de consolidación del suelo.

σ'_v , Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de análisis.

Δq_v , Incremento del esfuerzo vertical a la i-ésima profundidad debido a la sobrecarga a la profundidad de desplante D_f (estimada por la teoría de Boussinesq).

Figura 2-8. Estimación del coeficiente de reducción μ para el cálculo del asentamiento por consolidación según el grado de preconsolidación de la arcilla.



El asentamiento estimado por la teoría clásica de consolidación es corregido por el factor de preconsolidación σ'_p indicado por Bjerrum (1972). Dicho coeficiente de reducción para los asentamientos por consolidación está relacionado con el grado de preconsolidación del estrato limoso y la relación entre el espesor del estrato compresible y el ancho de la zapata equivalente, según se ve en la Figura 2-8. Para arcillas normalmente consolidadas, éste coeficiente varía entre 0,5 y 1,0. Para este diseño del muro de protección se considera apropiado adoptar un valor del coeficiente de reducción por asentamientos por consolidación igual a 0,5, el cual de manera conservadora corresponde al límite superior de suelos sobreconsolidados.

La disipación del esfuerzo con la profundidad se calculó a partir de la teoría elástica de Boussinesq. El asentamiento total no deberá ser mayor a 30.0 cm, de acuerdo con las recomendaciones de asentamientos máximos permisibles presentados en la NSR-10 NSR, 2010).

2.3.8 Parámetros geotécnicos del relleno y del suelo de fundación para los análisis

Con base en la caracterización de los materiales tanto el muro que es concreto como el suelo de fundación de la zona de interés, que se presentó en el documento MURO E7 – MURO EN CONCRETO SAN JACINTO DEL CAUCA INFORME DE CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA Y GEOTÉCNICA DE LA ESTRUCTURA (Suelos Ingeniería 2015), se determinaron los parámetros geomecánicos más adecuados para representar el comportamiento de estos materiales en su estado actual. En la Tabla 2-4 se presenta un resumen de los parámetros geomecánicos empleados para los análisis de estabilidad tanto por deslizamiento como por volcamiento y otros análisis geotécnicos en este tramo del muro.

Tabla 2-4. Resumen de parámetros geo mecánicos empleados en los análisis de estabilidad general y otros análisis geotécnicos.

Material	Consistencia descripción de densidad	γ_{total} (kN/m ³)	E(MPa)	Resistencia al corte no drenado	Resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos		Permeabilidad k (m/s)
				Su (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	
Depósito aluvial limoso 1, plasticidad baja	Medio firme	17.5	41.8	34.3	3.0	24	3.31E-08
Depósito aluvial 2, plasticidad media	Medio firme	17.8	27,8	87.8	10.0	22	5.00E-09
Depósito aluvial arcilloso arenoso	Firme	17.9	50.0	50.0	0.0	35	3.84E-6

NA: No aplica ND: No disponible

3. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS DEL MURO ACTUAL

En este capítulo se presentan los resultados de los análisis geotécnicos llevados a cabo para verificar las condiciones actuales del muro de Achí. El muro construido, protege la cabecera municipal del costado sur de la población con una longitud aproximada de 575 m, a continuación se resumen los análisis basándose en los criterios y metodologías que se presentaron en el capítulo 2. Debido a que el material de fundación no posee propiedades de alta debilidad y en las proximidades del muro.

3.1 SECCIONES DE ANÁLISIS

Las secciones típicas del muro en sus diferentes tramos, según el criterio descrito en el la sección 2.2, son mostradas en la Figura 3-1 y la Figura 3-2 empleadas para los análisis de estabilidad. Las secciones sobre las cuales se llevarán a cabo los análisis de estabilidad se resumen en la Tabla 3-1. Estas secciones que representan los puntos críticos de la estructura se relacionaron con las zonificaciones tanto geotécnica como geométrica, presentadas en el informe (Suelos Ingeniería 2015).

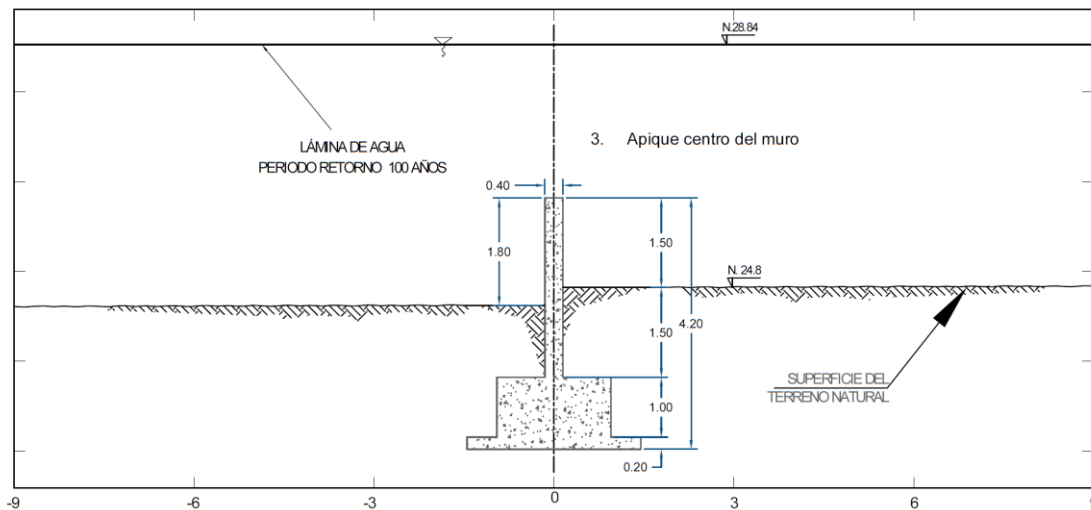


Figura 3-1. Sección 1 del muro en la abscisa K0+ 090.

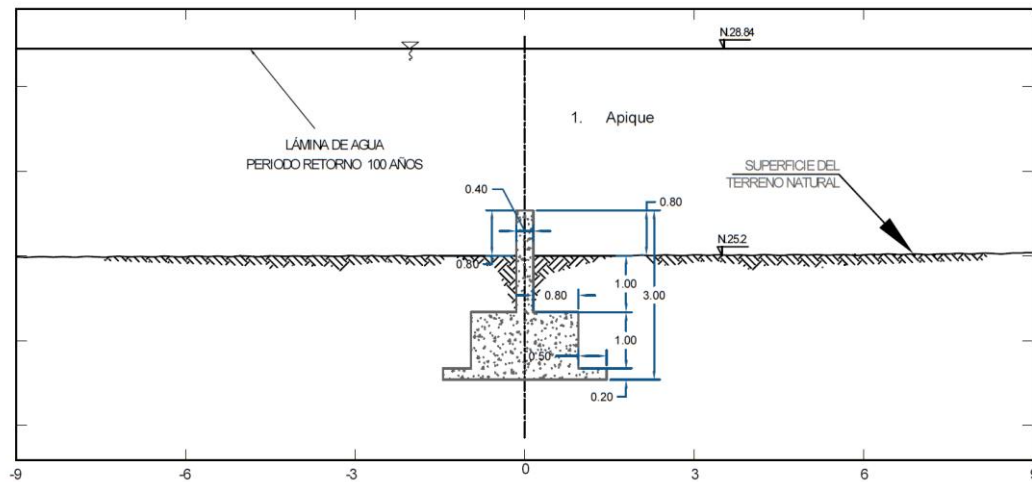


Figura 3-2. Sección 2 del muro en la abscisa K0+ 567

Tabla 3-1. Resumen de las secciones de análisis para la estabilidad general del muro San Jacinto del Cauca.

RESUMEN DE LAS PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LAS ZONAS DE ANÁLISIS			
Sección de Análisis		1	2
Zona Geométrica		I	II
Zona Geotécnica		II	I
Nota de sección		Sección en el apique AP-1	Sección en el apique AP-3
Geometría de la estructura	Altura (m)	1.5	1.0
	Elevación de la cresta (msnm)	24.8	25.2
	Espesor (m)	0.4	0.4
	Profundidad de desplante (m)	2.7	2.7
Prof. NF actual desde la cresta (m)		7.5	5.0
Material de fundación		Depósito aluvial limoso 1	Depósito aluvial limoso 1
Abscisa		K0+ 090	K0+ 450
Tramo que representa		K0+000 a K0+450	K0+450 a K0+575

3.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO

Como se explicó en el capítulo 2 se analiza en condiciones de volcamiento, deslizamiento, y se evalúa la condición de su fundación por medio de la excentricidad que esta posee. La memoria de cálculo de estos análisis son mostrados en el

Anexo A de este informe. En la Tabla 3-2 se presenta el resumen de los resultados para cada una de las secciones anteriores. Adicionalmente, se comprobó que el muro fuera estable en condiciones donde no hay agua y el muro debe soportar la diferencia de niveles del suelo natural entre aguas arriba y aguas abajo. Estos análisis mostrados en el Anexo A, mostraron que la situación crítica es cuando se tiene una tabla de agua de diseño. Por este motivo en este informe y posteriormente solo se analizará la situación con una tabla de agua de 100 años de periodo de retorno.

Tabla 3-2. Resumen de análisis de estabilidad de las secciones del Muro Achí cuando el nivel de la tabla de agua está en la cresta del muro.

Sección de Análisis	Tramo que representa	Condición Estática		Condición Pseudoestática		Chequeo Excentricidad
		F.S Volcamiento	F.S Deslizamiento	F.S Volcamiento	F.S Deslizamiento	
		FS>3.0	FS>1.6	FS>2.0	FS>1.05	$e > B/6$
1	K0+000 - K0+450	2.3	2.6	1.7	1.9	OK
2	K0+450 - K0+575	4.7	4.4	4.4	1.5	OK

Como se puede observar en la actualidad el muro en concreto no cumple con las condiciones de volcamiento necesarias para los diferentes criterios de estabilidad. La sección uno no cumple con los criterios de volcamiento en condiciones de servicio donde el agua está al mismo nivel de la cresta. Sin embargo el factor de seguridad encontrado no es bajo he incluso supera el factor de seguridad exigido para muros contención para inundaciones (U.S Department of Transportation 2001), (U.S. Army Corps of Engineers 1989). Por este motivo se considera que no hay riesgo de colapso inmediato en ninguna parte del muro. A pesar de que este debe ser rediseñado para que cumpla con los estándares de diseño contemplados en este informe.

Al evaluar el muro de contención en condiciones normales, donde se usa el nivel freático hallado en campo, se obtienen los factores de seguridad mostrados en la Tabla 3-3.

Tabla 3-3. Resumen de análisis de estabilidad de las secciones del Muro Achí cuando el nivel de la tabla de agua se encuentra donde fue hallado en las perforaciones.

Sección de Análisis	Tramo que representa	Condición Estática		Condición Pseudoestática		Chequeo Excentricidad
		F.S Volcamiento	F.S Deslizamiento	F.S Volcamiento	F.S Deslizamiento	
		FS>3.0	FS>1.6	FS>2.0	FS>1.05	$e > B/6$
1	K0+000 - K0+450	9.4	10.6	2.1	4.7	OK
2	K0+450 - K0+575	22.6	18.9	17.7	6.8	OK

Los anteriores resultados muestran que los factores de seguridad que el muro cumple con todos los criterios de seguridad que exigen la NSR-10 en las condiciones actuales.

La sección 2 donde el muro tiene una altura de 1.0 m normalmente, la fundación es sub utilizada actualmente debido a que el muro tiene valores de estabilidad demasiado altos. Como se verá más adelante, esto permitirá adecuar al muro

para que cumpla con los requerimientos mínimos de seguridad en la etapa de diseño, cambiando levemente la fundación del muro.

De igual manera, una vez realizado el análisis de la cota de la lámina de agua esperada para un periodo de retorno de 100 años, como se observa en la Figura 3-1 y la Figura 3-2 ninguna sección cumple que la corona del dique supere por más de 30 cm el nivel de agua de un periodo de retorno de más de 100 años. Por esta razón aunque el muro en la actualidad cumple con los criterios de estabilidad, en la etapa de diseño se propondrá una solución que implicará el cambio en la geometría del dique.

3.3 ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE

Para cada una de las secciones de análisis, descritas para la estabilidad general del muro, se calculó la capacidad portante del depósito aluvial que subyace la estructura en condiciones drenadas (largo plazo) y no drenada (a corto plazo). Así mismo se verificó que el esfuerzo máximo aplicado debido a la excentricidad del muro, no superara el esfuerzo admisible del suelo de cimentación (q_{adm}). En la Tabla 3-4 se resumen los cálculos de capacidad portante para las distintas secciones de análisis, de acuerdo a la metodología descrita en el Capítulo 2. Las memorias de cálculo de capacidad portante se presentan en los Anexos B del presente informe.

Tabla 3-4. Resumen de los análisis de capacidad portante con la geometría actual.

Condición	B (m)	Df (m)	q_{ult} (kPa)	FS recomendado	q_{adm} (kPa)	q_{apli} (kPa)	$q_{adm} \geq q_{apli}$
Drenada	3	2.2	793.7	3	264.6	82.8	CUMPLE
No drenada			228.6		76.2	53.8	CUMPLE
Drenada	3	2.2	771.2		257.1	60.1	CUMPLE
No drenada			228.6		76.2	44.6	CUMPLE

Donde,

q_{apli} , Esfuerzo promedio aplicado en la base del dique.

B, Ancho máximo.

Df, Profundidad de desplante.

q_{adm} , Esfuerzo máximo admisible de la fundación.

F.S., Factor de seguridad.

Como se puede ver en la Tabla 3-4 los análisis de capacidad portante para la condición drenada arroja resultados satisfactorios con un factor de seguridad (FS) igual a 3. Esta condición es representativa del suelo de fundación para toda su vida útil una vez se han disipado los excesos de presión de poros, causados por la construcción de la estructura.

En general el comportamiento de la fundación en condiciones no drenadas cumple para el factor de seguridad recomendado. Aunque esta condición no es aplicable en el momento ya que los excesos de presión de poros debidos a la construcción del muro, debieron ser disipados en la actualidad.

3.4 ANÁLISIS DE TUBIFICACIÓN

Por medio de análisis de redes de flujo se verificó la posibilidad de ocurrencia de tubificación en la fundación aluvial presente en el suelo de fundación del muro de Achí. En la Tabla 3-5 se muestran dos puntos de la fundación en cada una de las secciones donde se verificó que el gradiente hidráulico fuera menor al valor máximo admisible (véase Tabla 2-3). En la Tabla 3-5 se presentan los gradientes hidráulicos obtenidos en cada punto para la condición crítica de inundación comparados contra el valor máximo admisible. En el Anexo C se presenta el resultado de los análisis de redes flujo por medio de los cuales se obtuvieron los gradientes.

Tabla 3-5. Resumen de los análisis de tubificación con la geometría actual.

Sección	Material	Gradiente hidráulico máximo	Gradiente hidráulico en el suelo de fundación del muro	Verificación
1	Depósito Aluvial 1:	0.95	0.36	cumple
2			0.23	cumple

Como se observa en la tabla anterior los resultados indican que el muro satisface a cabalidad en la actualidad los criterios para tubificación.

3.5 ANÁLISIS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN

De acuerdo a lo precisado en el informe de caracterización geotécnica para esta zona, la zona geotecnia 2 es subyacida por un estrato aluvial compuesto de arenas de espesor variable (Suelos Ingeniería 2015). Por este motivo se consideró pertinente hacer un análisis de potencial de licuación para esta zona. La evaluación se realizó empleando datos obtenidos de la exploración con recobro PT-MACH-3, que fue ejecutada en esta zona. En el Anexo D se presenta la memoria de cálculo de este análisis

Por medio de la metodología descrita en el Numeral 2.3.6, se determinó el potencial de licuación del estrato aluvial compuesto de arenas. Los resultados de dichos análisis se resumen en la Tabla 3-6.

Tabla 3-6. Resumen de resultados del análisis de potencial de licuación de las arenas encontradas en la perforación MACH-3.

Muestra	Profundidad Inicial (m)	Profundidad Final (m)	CSR	CRR _{final}	FS _{licuación}	Condición
14	7.1	7.6	0.206	4.102	19.87	No licuable
15	7.6	8.1	0.206	4.100	19.94	No licuable
16	8.1	8.8	0.205	ND		
17	8.8	9.3	0.204	4.114	20.21	No licuable
18	9.3	9.8	0.201	4.104	20.42	No licuable

ND: No disponible

Como se puede apreciar en la Tabla 3-6 el estrato aluvial arenoso no presenta potencial de licuación ante un sismo de la magnitud que se espera en la zona. Se puede concluir finalmente con este criterio que el muro en Achí no corre riesgo de fallar por licuación en caso de que se presenta un sismo.

3.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL MURO EN LA ACTUALIDAD

Para establecer la cantidad de refuerzo y la lámina, se asumió que el muro cumple con los mínimos requerimientos para una estructura de este tipo de acuerdo a la NSR-10. Este cálculo completamente estimativo calculó los momentos máximos y se halló una sección típica para cada sección de análisis presentada anteriormente. Los resultados son presentados en la Figura 3-3 y la Figura 3-4. Es importante aclarar que no se cuentan con los soportes de campo para realizar un diseño detallado, por lo cual en caso de diseñar el muro se debe validar la información presentada y realizar los ensayos adecuados para determinar con mayor exactitud la cantidad de acero del muro.

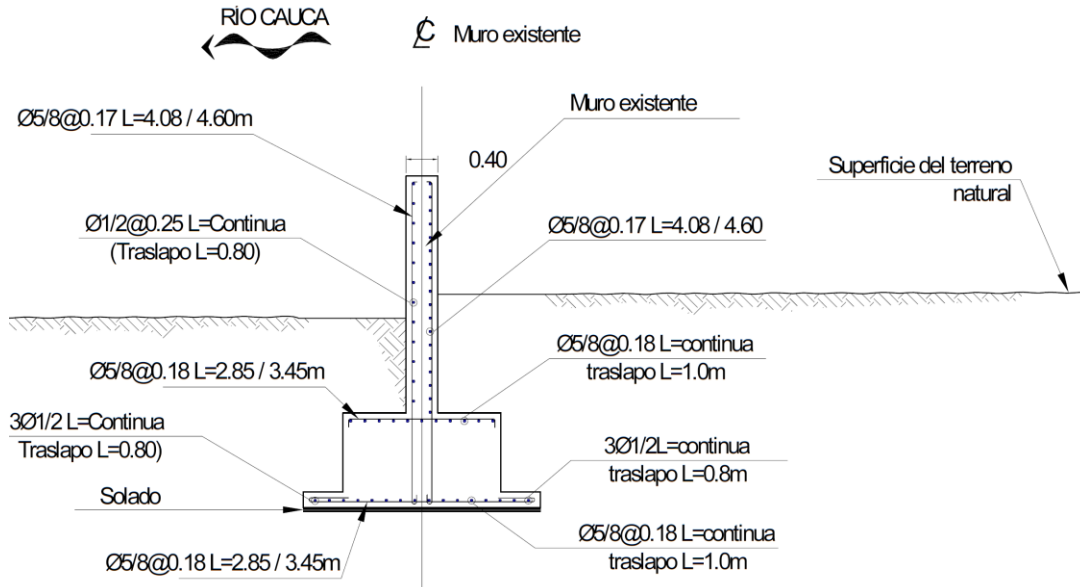


Figura 3-3. Esquema de la sección 1 actual con los aceros de refuerzo mínimos estimados (Abs. K0 +000 a Abs. K0 +450).

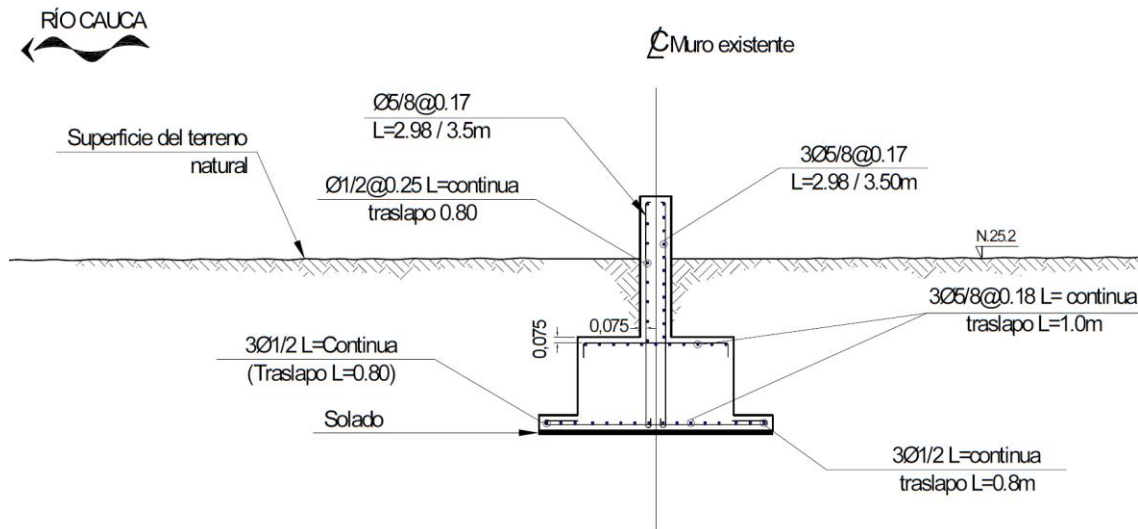


Figura 3-4. Esquema de la sección 2 actual con los aceros de refuerzo mínimos estimados (Abs. K0 +450 a Abs. K0 +575).

4. DISEÑO DE LA NUEVA ESTRUCTURA

Como se observó en el capítulo 3 el muro actualmente no cumple con la altura suficiente para retener las futuras crecientes que se puedan presentar para un periodo de retorno de 100 años. En este capítulo se propondrá a nivel de ingeniería básica el diseño de un muro en concreto que utilice como base el muro actual. Se presentarán dos alternativas para este muro de las cuales poseen la altura suficiente para contener las inundaciones con una tabla de agua especificada por el fondo de adaptación. Las estructuras propuestas cumplen con los requerimientos y especificaciones demandadas por los estándares internacionales, y el código colombiano de diseño de estructuras de contención (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica 2010), y con los requerimientos solicitados por el Fondo Adaptación.

De las dos alternativas presentadas se considera más adecuada la que contempla el realce del muro con la adición de peso al muro con tierra armada. Por este motivo la segunda alternativa será presentada brevemente con los mínimos analices necesarios en este capítulo; mientras en el capítulo 6 se presentará un estimativo del costo de cada una de las alternativas presentadas.

4.1 SECCIONES DE DISEÑO

4.1.1 Primera alternativa, elevación del muro y adición de peso en tierra armada.

Para garantizar la funcionalidad de la estructura se consideraron dos alternativas para intervenir la estructura actual. La primera alternativa contempla la elevación del muro y la adicionar peso a la estructura en concreto armado. Esta propuesta buscó usar como soporte el muro actual con el fin de proponer una solución eficiente. Debido a que las secciones analizadas en el capítulo 3 representan al muro en la actualidad, y sobre estas se cuenta con la información necesaria para realizar un diseño; los diseños presentados en este capítulo parten de las mismas secciones de análisis expuestas en el numeral 3.1. En la Figura 4-1 y la Figura 4-2 se presentan las secciones con las dimensiones las cuales fueron ajustadas de tal forma que se cumplieran los factores de seguridad mínimos para este tipo de estructuras. Los criterios de diseño y los métodos de evaluación fueron explicados y mostrados en el capítulo 2, entre los que se destaca que el muro debe exceder la tabla de agua esperada con un periodo de retorno de 100 años en 30 cm con el fin de dejar un borde de oleaje. En el Anexo J se presentan con más detalle los planos para el muro en concreto propuesto. Adicionalmente se adicionan 30 cm que es aproximadamente lo necesario para contrarrestar los problemas de asentamiento como se verá en el numeral 4.5.

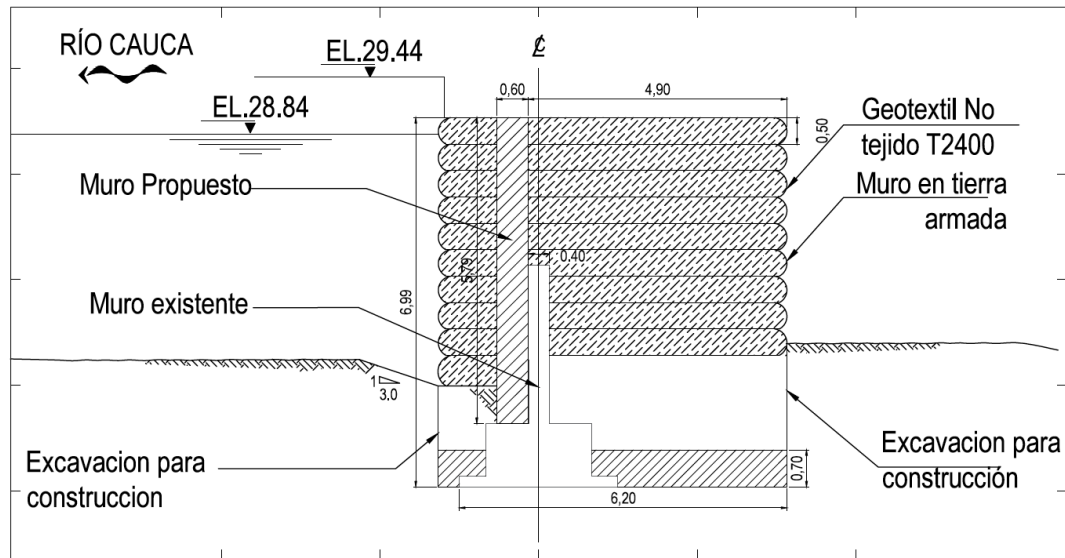


Figura 4-1. Sección propuesta para la Zona geométrica 1 comprendida entre las abscisas K0+000 hasta K0+450.

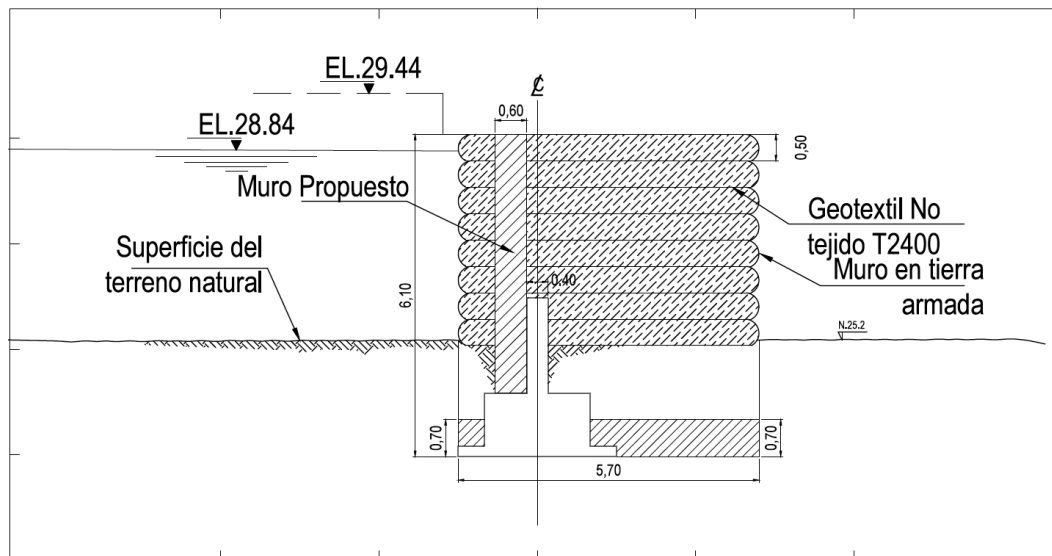


Figura 4-2. Sección propuesta para la Zona geométrica 2 comprendida entre las abscisas K0+450 hasta K0+575.

En la Tabla 4-1 se muestra un resumen de las medidas y alturas que cada sección posee. Es importante notar que la altura de cada sección cuenta con una diferencia de 60 cm los cuales corresponden al borde libre y a los acentamientos obtenidos en los cálculos mostrados en la sección 4.5.

Tabla 4-1. Resumen de las secciones de diseño para el muro en Achí.

RESUMEN DE LAS PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE LAS ZONAS DE DISEÑO		
Sección de Análisis	1	2
Zona Geométrica	I	II

Zona Geotécnica		II	I
Nota de sección		Sección en el apique AP-1	Sección en el apique AP-3
Geometría de la estructura	Altura (m)	4.89	4.20
	Elevación de la cresta (msnm)	29.44	29.44
	Espesor (m)	1.0	1.0
	Profundidad de desplante (m)	1.9	2.2
Altura de la tabla de agua con periodo de retorno de 100 años (m)		4.29	3.60
Material de fundación		Depósito aluvial limoso 1	Depósito aluvial limoso 1
Abscisa		K0+ 090	K0+ 480
Tramo que representa		K0 +000 a K0 +450	K0 +450 a K0 +575

4.1.2 Segunda alternativa, elevación del muro y expansión de la base del mismo.

En la Figura 4-3 y la Figura 4-4 se muestran los esquemas para las secciones uno y dos que representan los mismos tramos para cada sección presentada en la Tabla 4-1. En los esquemas se aprecia que la actividad principal que se requiere para llevar a cabo esta alternativa es aumentar la base del muro actual y elevar el alma del muro hasta que la estructura cumpla con los criterios de estabilidad necesarios.

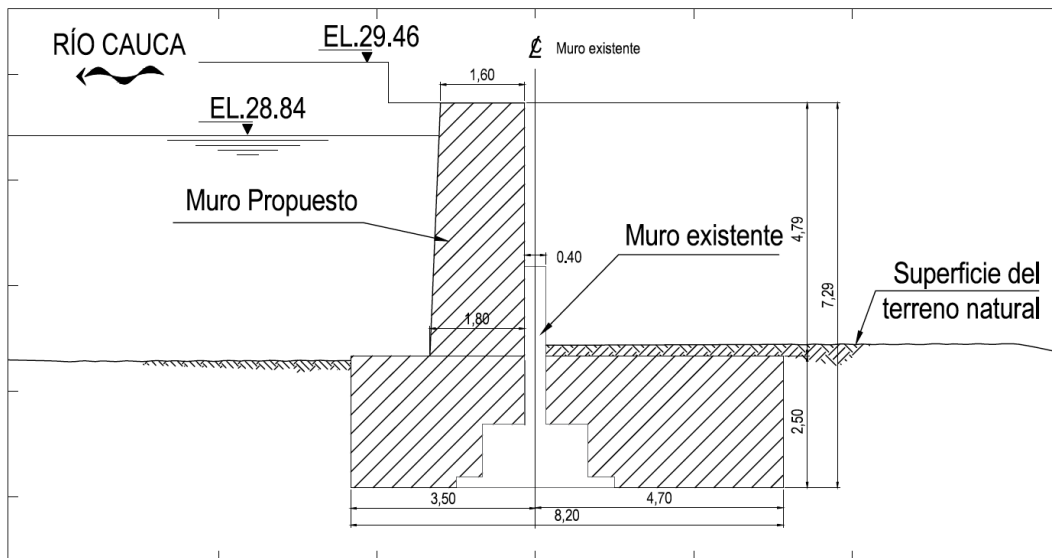


Figura 4-3. Sección propuesta como segunda alternativa para la Zona geométrica 1 comprendida entre las abscisas K0+000 hasta K0+450.

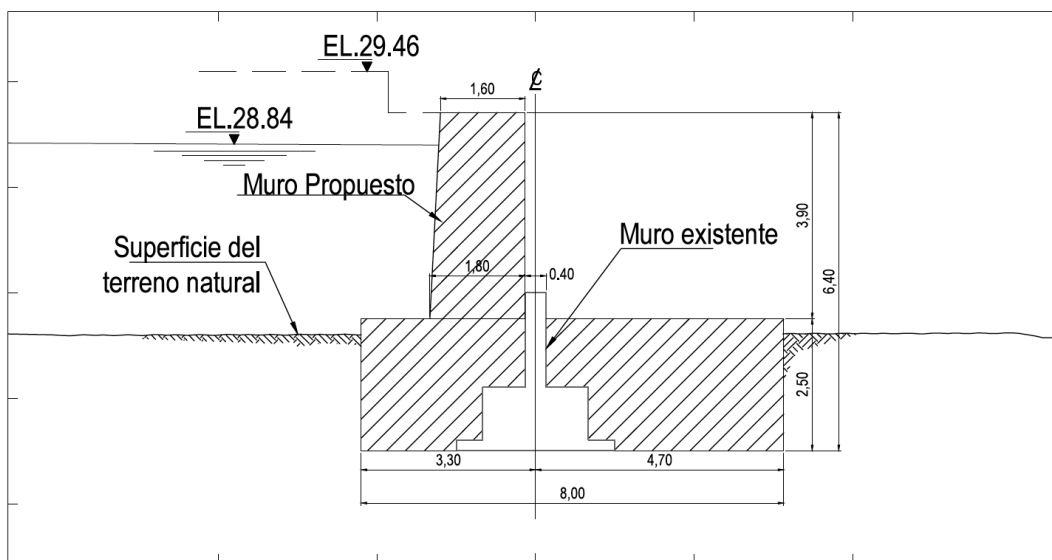


Figura 4-4. Sección propuesta como segunda alternativa para la Zona geométrica 2 comprendida entre las abscisas K0+450 hasta K0+575.

4.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL MURO

4.2.1 Primera alternativa, elevación del muro y adición de peso en tierra armada.

Como se explicó en el capítulo 2 se analizan las secciones propuestas para garantizar la integridad del muro en cuanto a estabilidad. Los resultados de las dos secciones mostradas previamente se muestran en la tabla Figura 3-2. Las memorias de cálculo de estos análisis se muestran en el Anexo E para las condiciones de volcamiento, deslizamiento, y

se evalúa la condición de su fundación por medio de la excentricidad que esta posee. En la Tabla 3-2 se presenta el resumen de los resultados para cada una de las secciones anteriores.

Tabla 4-2. Resumen de análisis de estabilidad de las secciones del Muro Achí con la alternativa escogida.

Sección de Análisis	Tramo que representa	Condición Estática		Condición Pseudoestática		Chequeo Excentricidad
		F.S Volcamiento	F.S Deslizamiento	F.S Volcamiento	F.S Deslizamiento	
		FS>3.0	FS>1.6	FS>2.0	FS>1.05	$e < B/6$
1	K0+000 - K0+450	3.0	2.5	2.4	1.6	OK
2	K0+450 - K0+575	3.0	2.8	2.4	1.4	OK

Como se puede observar el muro en concreto cumple con los diferentes criterios de estabilidad. La sección 1 cumple con todos los criterios aunque es importante notar que a volcamiento los factores de seguridad son similares a los mínimos requeridos. Igualmente para condiciones de volcamiento, la sección dos (2) tiene valores muy similares a los mínimos requeridos. Sin embargo, estos valores se consideran adecuados ya que la condición más crítica evaluada corresponde a un evento de extraña ocurrencia, como lo es el sismo con una tabla de agua de un periodo de retorno de 100 años. De acuerdo a muchos manuales como el brindado por el cuerpo de ingenieros de los Estado Unidos, para estos casos de extraña ocurrencia se pueden tomar valores muy inferiores de seguridad (U.S. Army Corps of Engineers 1989), en comparación con los factores de seguridad mínimos requeridos por la NSR-10 que no contempla diferencias entre condiciones críticas de extraña ocurrencia, y condiciones normales de servicio. Estos valores permiten concluir que el muro en concreto propuesto cumple a cabalidad con los requerimientos de estabilidad evaluados en esta sección. Incluso en comparación con condiciones de diseño de varios manuales internacionales (U.S Department of Transportation 2001), el FS al volcamiento es de 1.5 lo que implica que el muro propuesto en comparación con los estándares internacionales está sobredimensionado.

4.2.2 Segunda alternativa, elevación del muro y expansión de la base del mismo.

Para esta alternativa se evaluó de manera similar los al numeral anterior los criterios de estabilidad. Los resultados obtenidos se resumen en la donde se aprecia que la estructura propuesta cumple con los criterios de estabilidad necesarios. Adicionalmente se observa que la estructura está muy cerca de los mínimos requeridos por lo cual de acuerdo a los criterios definidos sería necesario implementar el diseño propuesto completamente.

Tabla 4-3. Resumen de análisis de estabilidad de las secciones del Muro Achí con la segunda alternativa.

Sección de Análisis	Tramo que representa	Condición Estática		Condición Pseudoestática		Chequeo Excentricidad
		F.S Volcamiento	F.S Deslizamiento	F.S Volcamiento	F.S Deslizamiento	
		FS>3.0	FS>1.6	FS>2.0	FS>1.05	$e < B/6$
1	K0+000 - K0+450	3.0	2.3	2.6	1.5	OK
2	K0+450 - K0+575	3.0	2.2	2.6	1.1	OK

4.3 ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE

De igual manera se evaluaron las fundaciones de las secciones de diseño. Para cada una de las secciones de análisis, descritas para la estabilidad general del muro, se calculó la capacidad portante del depósito aluvial que subyace la estructura en condiciones drenadas (largo plazo) y no drenada (a corto plazo). Así mismo se verificó que el esfuerzo máximo aplicado debido a la excentricidad del muro, no superara el esfuerzo admisible del suelo de cimentación (q_{adm}). En la Tabla 4-4 se resumen los cálculos de capacidad portante para las distintas secciones de análisis, de acuerdo a la metodología descrita en el Capítulo 2. Las memorias de cálculo de capacidad portante se presentan en el Anexos B del presente informe.

Tabla 4-4. Resumen de los análisis de capacidad portante con la geometría actual.

Condición	B (m)	Df (m)	q_{ult} (kPa)	FS recomendado	q_{adm} (kPa)	q_{apli} (kPa)	$q_{adm} \geq q_{apli}$
Drenada	6.6	1.9	882.6	3.0	294.2	188.5	CUMPLE
No drenada			519.2	2.5	207.7		CUMPLE
Drenada	5.7	2.2	860.2	3.0	286.7	168.6	CUMPLE
No drenada				2.5	211.9		CUMPLE

Donde,

q_{apli} , Esfuerzo promedio aplicado en la base del dique.

B, Ancho máximo.

Df, Profundidad de desplante.

q_{adm} , Esfuerzo máximo admisible de la fundación.

F.S., Factor de seguridad.

Como se puede ver en la Tabla 3-4 los análisis de la fundación para capacidad portante son satisfactorios para un FS de igual o superior a 3. Los valores para la sección 1 son muy adecuados en condiciones drenadas, aunque se puede observar que hay una mínima diferencia entre el esfuerzo cortante no drenado admisible y el aplicado al final de la construcción. La sección 2 por el contrario posee mejores condiciones de estabilidad, en el caso de condiciones no drenadas, esto se debe a que en la sección 2 está presente el estrato aluvial 2 el cual tiene una mayor firmeza y mejores propiedades al corte que el estrato aluvial 1.

4.4 ANÁLISIS DE TUBIFICACIÓN

Debido a la diferencia del nivel del agua provocado por el muro de contención, se realiza un análisis de flujo con el fin de determinar si puede haber tubificación en la base del muro de contención propuesto. En la se muestran dos puntos de la fundación en cada una de las secciones donde se verificó que el gradiente hidráulico fuera menor al valor máximo admisible (véase Tabla 2-3). En la Tabla 4-5 se presentan los gradientes hidráulicos obtenidos en cada punto para la condición crítica de inundación comparados contra el valor máximo admisible. En el Anexo G se presenta el resultado de los análisis de redes flujo por medio de los cuales se obtuvieron los gradientes.

Tabla 4-5. Resumen de los análisis de tubificación para las secciones de diseño.

Sección	Material	Gradiente hidráulico máximo	Gradiente hidráulico en el cuerpo del dique existente	Verificación
1	Depósito Aluvial 1:	0.95	0.36	Cumple
2			0.31	Cumple

Como se observa en la tabla anterior los resultados indican que el muro satisface a cabalidad los criterios de tubificación en su estado de servicio donde la tabla de agua es la especificada por el Fondo Adaptación con un periodo de retorno de 100 años.

4.5 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Se realiza el análisis de como la nueva carga del muro causaría un asentamiento sobre el suelo de fundación limoso. Para este análisis se siguieron los métodos explicados en el numeral 2.3.7. El resumen de los resultados es presentado en la Tabla 4-6, y la memoria de cálculo de este informe es presentado en el Anexo H.

Tabla 4-6. Resumen de análisis de estabilidad de las nuevas secciones del Muro San Jacinto del Cauca.

Sección	Asent. Elástico	Asent. Consolidación	Total	< 30 cm
Sección 1	2.15 cm	23.75 cm	25.90 cm	Sí, OK
Sección 2	1.81 cm	22.60 cm	24.42 cm	Sí, OK

Los asentamientos elásticos calculados para las dos secciones diseñadas no superan en ningún caso, los 2.5 cm. Estos asentamientos se encuentran por debajo de lo máximo permitido para este tipo de estructuras (0.30 m) según la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica 2010). Adicionalmente los asentamientos están entre el rango contemplado en la altura del muro que es 30cm superior a la altura de la lámina de agua de diseño.

De igual forma se puede ver en la Tabla 4 5 los asentamientos totales esperados para cada una de las secciones están controlados por los asentamientos por consolidación que representan alrededor del 90% del asentamiento total de la estructura (en los casos de estratos consolidables de importante espesor). Los asentamientos totales se encuentran dentro del rango máximo recomendado por la NSR-10, y en las secciones propuestas se tiene una altura de 30 cm superior a la solicitada adicional al borde libre para contrarrestar los efectos de los asentamientos generados por la estructura.

4.6 DISEÑO ESTRUCTURAL

Con base en las dimensiones y condiciones explicadas en el Capítulo 2, se estimó para el cálculo de cantidades que el acero requerido en el diseño es de 200 kilogramos por metro cúbico.

5. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

5.1 EXCAVACIONES

Las excavaciones corresponden a una limpieza de la capa vegetal superficial existente en el terreno natural (descapote) y la profundización de la superficie hasta el nivel de cimentación del muro. Como se puede observar en la Figura 4-1, es necesario adelantar un excavación en la zona aguas arriba hasta que la distancia desde el menor nivel de la fundación hasta el nivel del terreno natural sea como máximo 2.2 m lo cual se cumple sin la necesidad de excavación en muchos casos. En la sección crítica evaluada como sección 1 es necesario remover 20 cm de material. Estas excavaciones consisten en la limpieza incluye el corte de árboles, arbustos, maleza, troncos, raíces, el retiro de escombros y basuras y la remoción, transporte y desecho de todos los residuos. Esta excavación deberá llevarse a cabo dentro de la huella de la fundación del muro y en el área de relleno.

Los materiales provenientes del descapote y excavación que no se utilicen en la obra, deberán ser retirados y dispuestos en el sitio apropiado para estos materiales. Se deberá tomar las prevenciones que sean necesarias para almacenar el volumen de tierra orgánica y capa vegetal para su posterior utilización si fuera necesario.

5.2 CONTROL DE CALIDAD

Durante la construcción deben hacerse ensayos sobre muestras del concreto del muro para probar su resistencia, además de verificar que los materiales de relleno cumplan con las especificaciones mínimas requeridas.

Deberán ejecutarse durante la construcción una serie de ensayos de laboratorio para verificar que los materiales usados y su colocación, cumplan con los requisitos descritos en este informe. Una lista de los ensayos y con qué frecuencia deben realizarse se presenta a continuación:

- Ensayos de compresión axial en muestras de concreto.
- 1 ensayos de compactación Proctor modificado cada 250 m³.
- Un ensayo de densidad obtenida en el terreno cada 250 m³.

El concreto empleado debe fabricarse con agregados elaborados en las plantas de trituración y mezcla que se usarán durante la ejecución de la obra. Al momento de la obra se deberá suministrar por lo menos cinco (5) muestras de los agregados que esté elaborando y que tenga previsto emplear en la elaboración de concreto proyectado, para que se verifique el cumplimiento de los requisitos granulométricos establecidos para los concretos preparados por los métodos seco y húmedo.

En el caso de que una o más de las muestras no cumplan con los requisitos establecidos en la presente Capítulo se podrá tomar cinco (5) muestras adicionales. Si una de estas muestras adicionales tampoco satisface las especificaciones, las fuentes de suministro o hacer modificaciones a las plantas de trituración, dosificación y mezcla, hasta producir agregados ajustados a las especificaciones.

Se deberá suministrar muestras de cemento y de los aditivos que se propone emplear para la obra, y se harán los ensayos necesarios para verificar que el cemento cumple con los requisitos establecidos y determinar los tiempos de

fraguado inicial y final, así como la resistencia a la compresión a las ocho (8) horas de la mezcla cemento-aditivo, de acuerdo con lo especificado en este Capítulo.

Las mezclas del concreto proyectado se deberán diseñar para obtener en los cubos de prueba resistencias a la compresión de 4,0 MPa a las 8 horas, 15,3 MPa a las 72 horas y 30,6 MPa a los 28 días de edad. Este criterio se fundamenta en la resistencia a la compresión de 3,4 MPa a las 8 horas, de 13,0 MPa a las 72 horas y de 26,0 MPa a los 28 días de edad determinados según la ASTM para cilindros estándar, teniendo en cuenta que la resistencia a la compresión del cilindro estándar equivale al 85% de la resistencia del cubo. Se deberá tener en cuenta que el criterio de resistencia para las mezclas de concreto proyectado ensayadas se basará en que por lo menos un 80% de los ensayos de resistencia a la compresión deberán dar una resistencia igual o superior a la especificada, de acuerdo con el método de evaluación de resistencia del concreto de la versión vigente del American Concrete Institute, ACI-214 R y ACI-506.

Se deben tomar muestras de concreto para realizar ensayos de compresión simple de acuerdo a la Norma Sismo Resistente Colombiana (NSR, 2010); las muestras de concreto colocado deben tomarse no menos de una vez al día, ni menos de una vez por cada 40 metros cúbicos de concreto, ni menos de una vez por cada 200 metros cuadrados de superficie de muros. De igual manera como mínimo, debe tomarse una muestra por cada 50 tandas de mezclado.

5.3 RELLENOS

No se permitirá colocar en el relleno del dique materiales que contengan raíces, troncos, materia orgánica u otros materiales inadecuados o susceptibles de descomponerse.

La granulometría de los materiales deberá tener una distribución que asegure que el relleno quede libre de lentes, bolsas, franjas y capas de material significativamente diferente dentro de una misma zona. No deberá presentarse una acumulación de materiales granulares que interfieran con la compactación adecuada del material fino, y que constituyan una zona con trayectoria preferencial de filtración.

El material de relleno del dique deberá ser excavado, transportado, colocado y extendido en forma tal que se evite segregación. El material de relleno deberá ser descargado y extendido de tal manera que no queden espacios vacíos entre capas sucesivas de material descargado. Cualquier material que se rechace por no cumplir con los requisitos deberá ser retirado, esté o no esté cubierto por otro material de relleno.

Se deberá construir el relleno del dique por medio de la colocación y compactación del material en capas continuas aproximadamente horizontales y con pendiente suficiente en sentido transversal (normal al eje del dique) para asegurar el drenaje adecuado de las aguas de escorrentía.

Después de descargado y extendido el material, y antes de su compactación, si es necesario deberá procederse con su humedecimiento mediante la aplicación de agua en las proporciones indicadas.

Durante los días lluviosos, se deberán tomar precauciones con el fin de evitar que se presente un aumento del contenido de humedad en el material de relleno colocado. Deberá construirse el relleno con pendientes adecuadas para asegurar el drenaje rápido de las aguas. La superficie de los rellenos deberá sellarse mediante compactación con rodillos en el momento en que sea inminente la ocurrencia de precipitación.

Deberán construirse canales o cunetas que corran a lo largo del área de fundación y demás medidas necesarias para evitar la acumulación de agua sobre la superficie de relleno. Cualquier material colocado y/o compactado en el relleno que sufra un aumento en el contenido de humedad que exceda el máximo permitido, deberá retirarse del relleno y reemplazarse por material adecuado.

La compactación deberá efectuarse desde fuera hacia el centro de los diques. Por medio de la compactación de los rellenos deberá obtenerse para el cuerpo del dique densidades de por lo menos el 95% del Proctor Normal.

Para contener el suelo se deben instalar capas de geotextil tejido T2400 o similar, las cuales deben estar dispuestas horizontalmente cada 50 cm hasta completar la altura del muro.

5.4 COMPACTACIÓN

Cada capa de material de relleno deberá ser compactada con el mismo número de pasadas. Esto se debe realizar en forma sistemática y continua, inmediatamente después de extender el material y de humedecerlo. Por espesor de cada capa se entiende el espesor de relleno en estado suelto antes de su compactación.

Durante la compactación de los materiales del cuerpo del dique, el equipo deberá recorrer la capa en sentido paralelo al eje de la estructura, exceptuando los sitios donde esto no sea posible, como son las áreas donde el compactador dé la vuelta. En tales puntos el equipo de compactación deberá recorrer la capa en el sentido en que se pueda lograr la mejor compactación para esa área.

Una pasada significa el recorrido de un compactador sobre la superficie del relleno solamente en una dirección. Para la compactación con compactador vibratorio, deberá mantenerse un traslapo de 50.0 cm entre las superficies recorridas por pasadas adyacentes del compactador.

6. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

Se evaluaron dos alternativas que serán presentadas y como se mostrará en este capítulo la primera alternativa es mucho más viable ya que tiene un menor costo y implicaría una intervención menor que la segunda alternativa.

6.1 PRIMERA ALTERNATIVA, MURO REALZADO CON LASTRE EN TIERRA ARMADA

Las cantidades de obra se calcularon por de secciones que representaran cada tramo geométrico mostrado previamente (Suelos Ingeniería 2015), que permitió determinar el volumen de concreto, de acero y demás materiales en la nueva estructura. En la Tabla 6-1, se presentan las cantidades de obra y presupuesto para esta alternativa. En el Anexo I, se presentan las memorias de cálculo de las cantidades de obra, y demás detalles de este cálculo.

Tabla 6-1 Cantidades de obra y presupuesto para la construcción del nuevo Muro 3 Achí de acuerdo a la alternativa 1 la cual es recomendada como alternativa definitiva.

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	Actividades varias o generales				
1.1	Localización, replanteo, y levantamiento topográfico	m ²	4,025.0	\$4,912	\$19,770,800
2	Manejo de aguas en la obra				
2.1	Evacuación de aguas del sitio del, drenajes y cualquier elemento necesario para garantizar el manejo de las aguas en el sitio de obra	GL	7,559.8	\$7,806	\$59,011,799
3	Excavaciones y movimiento de tierras				
3.1	Descapote y limpieza del sito de obra	m ²	4,025.0	\$9,290	\$37,392,250
3.2	Excavaciones sobre la fundación del muro	m ³	7,559.8	\$13,441	\$101,611,272
4	Protección de superficies				
4.1	Empradizado con pasto convencional	m ²	4,025.0	\$8,498	\$34,204,450
5	Elementos o actividades para el control de calidad de los materiales y la obra				
5.1	Apiques para la extracción de muestras y verificación de las condiciones del relleno del muro	UNID	4.0	\$556,500	\$2,226,000
5.2	Servicios necesarios para la ejecución de ensayos necesarios para el control de calidad de las obras.	m ²	4,025.0	\$18,271	\$73,540,775
6	Colocación del suelo armado				
6.1	Instalación, ejecución y materiales de la tierra armada	m ³	13,910.5	\$99,569	\$1,385,054,575
6	Colocación y materiales del concreto reforzado				
6.1	Instalación, ejecución y materiales del concreto	m ³	3,451.8	\$564,575	\$1,948,799,985
6.2	Instalación, ejecución y materiales del acero	kg	414,210.0	\$5,973	\$2,474,076,330
TOTAL (COSTOS)					\$6,135,688,235

Por medio de las cantidades de cada uno de los elementos necesarios para construcción de la obra y teniendo en cuenta los costos aproximados de materiales y mano de obra en la zona, se hizo un cálculo del presupuesto para la construcción de la estructura propuesta. El costo total de la solución es de \$6,135,688,235 COP, de los cuales el mayor ítem es el acero cuya cantidad es estimada como 120 kg de acero por cada metro cúbico de concreto. Este costo es adecuado si se tiene en cuenta que el muro debe ser alzado hasta 4 m por encima del nivel natural del suelo, y se debe cubrir una longitud de 574.6 metros que corresponde a la longitud pactada con el Fondo Adaptación.

6.2 SEGUNDA ALTERNATIVA MURO REALZADO Y EXPANSIÓN DE LA BASE DEL MURO

Para esta alternativa se generaron dos secciones y se extrapoló cada una de las secciones en el tramo que cada una representa. En el Anexo I se presenta con más detalle estos cálculos los cuales son resumidos en la Tabla 6-2.

Tabla 6-2. Cantidades de obra y presupuesto para la construcción del nuevo Muro 3 Achí.

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	Actividades varias o generales				
1.1	Localización, replanteo, y levantamiento topográfico	m ²	4,025.0	\$4,912	\$19,770,800
2	Manejo de aguas en la obra				
2.1	Evacuación de aguas del sitio del, drenajes y cualquier elemento necesario para garantizar el manejo de las aguas en el sitio de obra	GL	9,961.8	\$7,806	\$77,761,811
3	Excavaciones y movimiento de tierras				
3.1	Descapote y limpieza del sitio de obra	m ²	4,025.0	\$9,290	\$37,392,250
3.2	Excavaciones sobre la fundación del muro	m ³	9,961.8	\$13,441	\$133,896,554
4	Protección de superficies				
4.1	Empradizado con pasto convencional	m ²	4,025.0	\$8,498	\$34,204,450
5	Elementos o actividades para el control de calidad de los materiales y la obra				
5.1	Apiques para la extracción de muestras y verificación de las condiciones del relleno del muro	UNID	4.0	\$556,500	\$2,226,000
5.2	Servicios necesarios para la ejecución de ensayos necesarios para el control de calidad de las obras.	m ²	4,025.0	\$18,271	\$73,540,775
6	Colocación y materiales del concreto reforzado				
6.1	Instalación, ejecución y materiales del concreto	m ³	14,422.8	\$564,575	\$8,142,752,310
6.2	Instalación, ejecución y materiales del acero	kg	1,730,730.0	\$5,973	\$10,337,650,290
TOTAL (COSTOS)					\$18,859,195,240

De acuerdo al presupuesto anterior, si no se adiciona peso al muro, como es el caso de la alternativa uno, y en lugar de esto se extienden las medidas del muro en concreto, la alternativa costaría \$18,859,195,240 COP lo cual hace a esta alternativa mucho más costosa económicamente, e involucra una intervención de mayor tamaño que la primer alternativa. Por este motivo se recomienda escoger la alternativa 1 para desarrollar un diseño detallado.

7. CONCLUSIONES

Con base en los análisis geotécnicos presentados en este informe que están encaminados a determinar las condiciones y estado actual del Muro 3 en Achí del Departamento de Bolívar, especialmente su grado de estabilidad ante la ocurrencia de fenómenos como inundación y sismo, se puede concluir lo siguiente.

1. Se hicieron análisis de estabilidad al muro actual para dos (2) secciones definidas. Estas secciones cumplen con los requerimientos mínimos de estabilidad general, de portante, de tubificación, y de potencial de licuación. Esto indica que en la actualidad el muro no tiene un riesgo considerable de falla inminente desde estos aspectos evaluados.
2. Ninguna de las secciones cumplen con el criterio de inundación y la cota esperada en la lámina de agua para un periodo de retorno de 100 años. Esto indica que el muro actual debe alcanzar una mayor altura para cumplir con la función de contener inundaciones con un periodo de retorno de 100 años.
3. En la evaluación estructural, se asume que el refuerzo necesario del muro actual es el mínimo requerido por la NSR-10 lo que implica que el muro es capaz estructuralmente de soportar las cargas en las condiciones evaluadas en esta estructura. Para un diseño más detallado la cantidad de acero en el muro existente deberá ser establecido confiablemente.
4. De acuerdo con los análisis realizados a la estructura existente, se recomienda utilizar las estructuras existentes como soporte para las futuras a construir. Esto debido a que en la actualidad el muro presenta factores de seguridad muy altas que indica que su estructura puede servir de base para un muro de contención con mayores dimensiones.
5. Los análisis realizados tomaron la información de apiques realizados al muro. Se recomienda para desarrollar un diseño más detallado de estas estructuras, realizar nuevos apiques y ajustar los diseños en caso de ser necesario.
6. Se debe considerar la construcción de obras de drenaje que permitan la captación, manejo y disposición de flujos de escorrentía superficial y subsuperficial en cada una de las estructuras, esto con el ánimo de permitir el correcto funcionamiento de las mismas, garantizando su estabilidad y seguridad.
7. Se hicieron análisis de estabilidad sobre las secciones de análisis críticas de la nueva estructura. Los análisis se hicieron para una condición al (1) final de la construcción, en (2) operación en épocas de verano con NF medido en campo, (3) operación con nivel máximo extraordinario para un $t_r = 100$ años. y (4) sismo. De los análisis de estabilidad se obtuvo que la estructura propuesta exhibe un comportamiento adecuado ante las diferentes condiciones de carga.
8. Se propuso una cantidad de acero de refuerzo para el muro propuesto que garantiza la resistencia estructural del muro de contención. Adicionalmente se propone el uso de acero para el amarre entre los elementos nuevos del muro y los viejos. Se debe realizar también a la superficie de contacto entre ambos muros un tratamiento (ver sección 4.6) para garantizar su correcto funcionamiento.

9. Las estructuras se evaluaron y diseñaron bajo condiciones de la lámina de agua y de carga exigida por los estándares internacionales y las normas Colombianas. La lámina de agua corresponde al nivel con un periodo de retorno de 100 años. Sin embargo estas condiciones de diseño están limitadas a los eventos extremos con un periodo de retorno considerado adecuado por las normas Colombianas. Sin embargo, Los eventos extraordinarios que impliquen condiciones extremas en la estructura no son contemplados en los diseños de estas estructuras.
10. El muro limita hacia el sur con un dique, mientras en el extremo norte no limita con ninguna obra de contención. Se recomienda para futuros estudios analizar esta estructura parte de una solución integral que garantice la protección de la cabecera Municipal de Achí. La evaluación de estas estructuras aledañas se sale del alcance de este proyecto.
11. Se hizo un cálculo de las cantidades de obra necesarias para la construcción del muro de concreto en la cabecera municipal de Achí. Para esta construcción se necesitan 3451 m³ de concreto y 414 toneladas de acero. Adicionalmente se requieren otras actividades para la realización de esta obra como la colocación de suelo armado.
12. El costo de la rehabilitación del muro de contención es de \$6,135,688,235 COP. De este costo el 40% (\$2,474,076,330 COP) corresponde al precio del acero junto con sus actividades de instalación, el cual fue estimado usando una relación de 120 kg de acero por m³ de concreto. El 32% (\$1,948,799,985 COP) corresponde a las actividades y materiales asociados a la instalación del concreto. El 23% (\$1,385,054,575 COP) corresponde a las actividades y materiales asociadas al suelo armado del muro de contención.
13. Se consideró una segunda alternativa cuya intervención consiste en aumentar las dimensiones del muro en concreto hasta que por si solo cumpla con los requerimientos de estabilidad. Para esta alternativa se tendría un costo de \$18,859,195,240 COP lo cual hace a esta alternativa más costosa que la primer alternativa. Por este motivo se recomienda considerar la primera alternativa en caso de diseños detallados.

8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. «Título H Estudios Geotécnicos.» In *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá, 2010.

Day, Robert W. "Foundation Engineering Handbook" Design and construction with the 2006 International Building Code. Vol. Part 2. McGraw construction, 2006.

Idriss, IM, and RW Boulanger. «Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes.» *Soil dynamic and Earthquake Engineering* XXVI, no. 2 (2006): 115-130.

Youd, T.L., I.M. Idriss, Ronald Andrus, Ignacio Arango, and Gonzalo Castro. *Liquefaction resistance for soils*. Reporte, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001.

Tatsuoka, F, T Iwasaki, Tokida K, and S Yasuda. «Soils and foundations.» *Soils and Foundations* IV, no. 4 (1980): 95-111.

Wald, David J., Vincent Quitoriano, Thomas Heaton, and Hiroo Kanamori. «Relationship between Peak ground acceleration, Peak ground velocity, and Intensity in California.» *Earthquake Spectra* 15, no. 3 (1999): 557-564.

Koloski, Jon W., D. Schwarz Sigmund, and Donald W. Tubbs. *Geotechnical properties of geologic materials*. Washington: Engineering geology in Washington, 1989.

Ministerio de Transporte. *Resolución No. 004100*. Resolución, Bogotá: República de Colombia, 2004.

Santamarina, J., A. Altschaeffl, and J. Chameau. *Reliability of Slopes: Incorporating Qualitative Information*. Transportation Research Record 1343, 1992.

Budhu, M. *Soil mechanics and foundations*. Wiley, 2007.

U.S. Army Corps of Engineers. *Design and construction of levees*. Manual, Washington, DC: Department of the Army, 2000.

Bowles, Joseph. *Foundation Analysis and Design*. Quinta. Singapur: McGraw-Hill, 1997.

Suelos Ingeniería. *MURO 3 – ACHI BOLIVAR - INFOMRE DE CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA Y GEOTÉCNICA DE LA ESTRUCTURA*. Informe, Barranquilla: Fondo Adaptación, 2015.

U.S. Army Corps of Engineers. *Retaining and flood walls*. Manual, Washington: EM 1110-2-2502, 1989.

Suelos Ingeniería. *Análisis de estabilidad de la estructura - Dique 8 - Tramo Nechí a San Jacinto*. Infomre, Barranquilla: Fondo Adaptación, 2015.

Suelos Ingeniería. *DIQUE 8 – SAN JACINTO DEL CAUCA 1 DIQUE MARGINAL TRAMO NECHÍ - SAN JACINTO*. Informe, Barranquilla: Fondo Adaptación, 2015.

Suelos Ingeniería. «Informe de caracterización geotécnica y geométrica de la estructura - Dique 9 Tramo Nechí a San Jacinto del Cauca.» Reporte, Barranquilla, 2015.

Timoshenko, S., and J.N Doodier. *Theory of Elasticity*. Segunda. McGraw Hill, 1951.

INVIAS. *Manual de Diseño Geométrico de Carreteras*. Bogotá Colombia: República de Colombia, 2014.

Suelos Ingeniería. *Informe de caracterización geotécnica y geométrica de las protecciones de orilla No 1 y No 2 en Achi*. Caracterización geotécnica y geométrica, Bogotá: Fondo Adaptación, 2015.

Ecovias S.A.S. *INTERVENTORÍA PARA LA URGENCIA MANIFIESTA PRESENTADA EN LOS SITIOS EL CERRO SANTA ANITA, RÍO CAUCA, MUNICIPIO DE NECHÍ, DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA, REGIÓN DE LA MOJANA Y REFORZAMIENTO DE LAS OBRAS EN EL SITIO JOSÉ BRAVO*. Informe Final, Bogotá D.C: INVIAS, 2012.

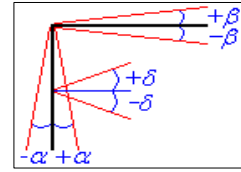
U.S. Army Corps of Engineers. *Design and construction of levees, EM 1110-2-1913*. Manual, Washington, DC: Department of the Army, 2000.

U.S Department of Transportation. *Load and Resistance Factor Desing*. Manual, National Highway Institute, 2001.

ANEXO A. ANALISIS DE ESTABILIDAD GENERAL DEL MURO ACTUAL



Esquema de inclinaciones en la geometría y en las cargas



PARAMETROS DE ENTRADA

Parámetros del relleno			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Ángulo de fricción del suelo, Φ (°)	24	0.0
2	Cohesión efectiva del suelo, c (kPa)	3.0	0.0
3	Peso unitario del suelo, γ (kN/m³)	17.5	0.0
4	Espesor del estrato de suelo 2, H_{e2} (m)		0.00

Características del relleno, del nivel freático y de las cargas			
Ítem	Descripción	Activo	Pasivo
1	Inclinación del relleno detrás del muro, β_1 (°)	0.0	0.0
2	Inclinación de la fundación del muro, β_2 (°)	0.0	0.0
3	Inclinación de interacción muro - relleno, α (°)	90.0	90.0
4	Rugosidad de la superficie de contacto	Rugoso	Rugoso
5	Altura del relleno, H_r (m)	2.40	2.70
6	Altura de la línea de agua H_w (m)		4.10
7	Carga externa sobre el relleno, q_i (kPa)	10.0	10.0

Parámetros sísmicos	
Ítem	Descripción
1	Aceleración pico del suelo
	0.15

Dimensiones del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Altura del muro, H (m)	4.20
2	Espesor del vástago, E (m)	0.40
3	Base, B (m)	3.00
4	Largo de zarpa costado activo, Z_a (m)	1.30
5	Espesor de zarpa costado activo, E_{za} (m)	1.20
6	Largo de zarpa costado pasivo, Z_p (m)	1.30
7	Espesor de zarpa costado pasivo, E_{zp} (m)	1.20
8	Muro con contrafuerte costado activo	NO
9	Altura del contrafuerte costado activo, H_{cfa} (m)	0.00
10	Base del contrafuerte costado activo, B_{cfa} (m)	0.00
11	Muro con contrafuerte costado pasivo	NO
12	Altura del contrafuerte costado pasivo, H_{cfp} (m)	0.00
13	Base del contrafuerte costado pasivo, B_{cfp} (m)	0.00

Parámetros del material del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Peso unitario del muro o contención (kN/m³)	24.0

RESULTADOS

DATOS DE GEOMETRÍA DEL MURO Y CARACTERÍSTICAS DEL RELLENO

Características del relleno y de las cargas			
Ítem	Descripción	Activo	Pasivo
1	Espesor del estrato de suelo 1, H_{e1} (m)	2.4	2.7
2	Inclinación del empuje contra el muro, Suelo 1, δ_{v1} (°)	16.0	16.0
3	Inclinación del empuje contra el muro, Suelo 2, δ_{v2} (°)	0.0	0.0
4	Altura del nivel freático, H_w (m)	2.40	2.70
5	Carga externa sobre el relleno, q_i (kPa)	10.0	10.0
6	Ángulo de fricción muro - fundación (°)		16.0

Características del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Área aferente del muro o contención (m²)	4.80
2	Peso del muro o contención (kN/m)	251.5

Parámetros sísmicos			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente sísmico horizontal ($A_h = 0.8PGA$)		0.12
2	Coefficiente sísmico vertical ($A_v = 1/2A_h$)		0.06
3	ψ		7.28
4	D_a	2.14	1.00

CÁLCULO DE EMPUJES

Coeficientes de empuje y empujes (Activo)					
		Estático		Sismo	
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente de empuje activo estático horizontal, k_a o k_{a0}	0.38	1.00	0.48	0.93
2	Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	14.41	0.00	19.17	0.00
3	Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
5	Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{a2} (kN/m)	8.65	0.00	11.50	0.00
6	Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a3} (kN/m)	7.99	0.00	9.99	0.00
7	Empuje activo total por agua, P_a (kN/m)			82.37	
8	Empuje activo total por estratos, P_i (kN/m)	31.06	0.00	40.66	0.00
9	Empuje activo total en el suelo, P_1 (kN/m)	59.26		66.89	

Coeficientes de empuje y empujes (Pasivo)			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente de empuje pasivo horizontal, k_p	3.68	1.04
2	Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00
3	Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	0.00	0.00
4	Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	98.42	0.00
5	Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	102.31	0.00
6	Empuje pasivo en el suelo por agua, P_{p4} (kN/m)		35.72
7	Empuje pasivo total por estratos, P_p (kN/m)	200.73	0.00
8	Empuje pasivo total en el suelo, P_2 (kN/m)		236.45
9	Empuje del agua en la base del muro		94.50

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

Fuerzas actuantes		
Ítem	Descripción	Valor
1	Por empuje activo de tierras (kN/m)	31.1
2	Por empuje activo del agua (kN/m)	82.4
3	Movimiento del muro por sismo (kN/m)	30.2
4	Empuje activo de tierras en caso de sismo (kN/m)	40.7

Fuerzas resistentes		
Ítem	Descripción	Valor
1	Por fricción del muro con el suelo (kN/m)	45.0
2	Por empuje del agua (kN/m)	35.7
3	Por empujes pasivos (kN/m)	200.7

Estabilidad ante deslizamiento - Condición estática		
Ítem	Descripción	Valor
1	Fuerzas inestabilizantes (kN/m)	113.4
2	Fuerzas resistentes (kN/m)	281.5
3	Factor de seguridad, FS	2.5
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	1.6
5	Cumple por deslizamiento	Ok

Estabilidad ante deslizamiento - Condición con sismo		
Ítem	Descripción	Valor
1	Fuerzas inestabilizantes (kN/m)	153.2
2	Fuerzas resistentes (kN/m)	281.5
3	Factor de seguridad, FS	1.9
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	1.1
5	Cumple por deslizamiento	Ok

RESISTENCIA AL VOLCAMIENTO

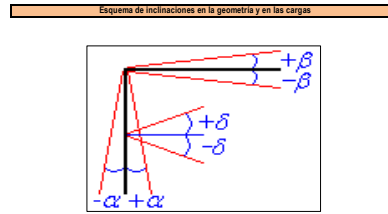
Momentos actuantes					
Ítem	Descripción	Fuerza cond. Estática (kN/m)	Fuerza cond. Sismo (kN/m)	Brazo (m)	Momento cond. Estático (kN/m²)
1	Por empuje de agua		82.4	1.37	112.57
2	Por peso del muro en caso de sismo	N/A	30.2	3.33	N/A
3	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	14.41	19.17	1.20	17.30
4	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	2.40	0.00
5	Suelo 1, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	0.00	0.00	2.40	0.00
6	Suelo 1, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{a2} (kN/m)	8.65	11.50	1.20	10.38
7	Suelo 1, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a3} (kN/m)	7.99	9.99	0.80	6.40
8	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00
9	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00
10	Suelo 2, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
11	Suelo 2, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{a2} (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00
12	Suelo 2, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a3} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
13	Por empuje de agua bajo el muro		94.50	1.50	141.75

Momentos resistentes			
Ítem	Descripción	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)
1	Por peso del muro o contención	251.51	1.50
2	Por empuje de agua	35.72	0.90
3	Suelo 1, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	2.70
4	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	0.00	2.70
5	Suelo 1, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	98.42	1.35
6	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	102.31	0.90
7	Suelo 2, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00
8	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	0.00	0.00
9	Suelo 2, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00
10	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	0.00	0.00

Estabilidad ante volcamiento - Condición estática		
Ítem	Descripción	Valor
1	Momentos inestabilizantes (kN/m)	288.40
2	Momentos resistentes (kN/m)	634.36
3	Factor de seguridad, FS	2.2
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	3.0
5	Cumple por volcamiento	No

Estabilidad ante volcamiento - Condición con sismo		
Ítem	Descripción	Valor
1	Momentos inestabilizantes (kN/m)	399.7
2	Momentos resistentes (kN/m)	634.4
3	Factor de seguridad, FS	1.6
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	2.0
5	Cumple por volcamiento	No

Cálculo de excentricidad		
Ítem	Descripción	Valor
1	Resultante de momento	114.50
2	Carga sobre la fundación	251.51
3	Excentricidad total	0.46
4	Excentricidad máxima	0.50
5	Cumple por volcamiento	Ok



PARAMETROS DE ENTRADA

Parámetros del relleno			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Ángulo de fricción del suelo, ϕ (°)	24	0.0
2	Cohesión efectiva del suelo, c (kPa)	3.0	0.0
3	Peso unitario del suelo, γ (kN/m³)	17.5	0.0
4	Espesor del estrato de suelo 2, H_{e2} (m)		0.00

Características del relleno, del nivel freático y de las cargas			
Ítem	Descripción	Activo	Pasivo
1	Inclinación del relleno detrás del muro, β_1 (°)	0.0	0.0
2	Inclinación de la fundación del muro, β_2 (°)	0.0	0.0
3	Inclinación de interacción muro - relleno, α (°)	90.0	90.0
4	Rugosidad de la superficie de contacto	Rugosa	Rugosa
5	Altura del relleno, H (m)	2.70	2.40
6	Altura de la línea de agua H_w (m)		0.00
7	Carga externa sobre el relleno, q (kPa)	10.0	10.0

Parámetros sísmicos		
Ítem	Descripción	Valor
1	Aceleración pico del suelo	0.15

Dimensiones del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Altura del muro, H (m)	4.20
2	Espesor del vástago, E (m)	0.40
3	Base, B (m)	3.00
4	Largo de zarpa costado activo, Z_a (m)	1.30
5	Espesor de zarpa costado activo, E_{za} (m)	1.20
6	Largo de zarpa costado pasivo, Z_p (m)	1.30
7	Espesor de zarpa costado pasivo, E_{zp} (m)	1.20
8	Muro con contrahuerque costado activo	NO
9	Altura del contrahuerque costado activo, H_{ca} (m)	0.00
10	Base del contrahuerque costado activo, B_{ca} (m)	0.00
11	Muro con contrahuerque costado pasivo	NO
12	Altura del contrahuerque costado pasivo, H_{cp} (m)	0.00
13	Base del contrahuerque costado pasivo, B_{cp} (m)	0.00

Parámetros del material del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Peso unitario del muro o contención (kN/m³)	24.0

RESULTADOS

DATOS DE GEOMETRÍA DEL MURO Y CARACTERÍSTICAS DEL RELLENO

Características del relleno y de las cargas			
Ítem	Descripción	Activo	Pasivo
1	Espesor del estrato de suelo 1, H_{e1} (m)	2.7	2.4
2	Inclinación del empuje contra el muro, Suelo 1, δ_{s1} (°)	16.0	16.0
3	Inclinación del empuje contra el muro, Suelo 2, δ_{s2} (°)	0.0	0.0
4	Altura del nivel freático, H_w (m)	0.00	0.00
5	Carga externa sobre el relleno, q (kPa)	10.0	10.0
6	Ángulo de fricción muro - fundación (°)		16.0

Características del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Área aferente del muro o contención (m²)	4.80
2	Peso del muro o contención (kN/m)	251.5

Parámetros sísmicos			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente sísmico horizontal ($A_h = 0.8PGA$)		0.12
2	Coefficiente sísmico vertical ($A_v = 1/2A_h$)		0.06
3	ψ		7.28
4	D_a	2.14	1.00

CÁLCULO DE EMPUJES

Coeficientes de empuje y empujes (Activo)					
		Estático		Sismo	
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente de empuje activo estático horizontal, k_a o k_{a0}	0.36	1.00	0.48	0.93
2	Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Empuje activo por sobrepeso para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	9.73	0.00	12.94	0.00
4	Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a2} (kN/m)	23.00	0.00	30.58	0.00
5	Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{a3} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a4} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
7	Empuje activo total por agua, P_a (kN/m)			0.00	0.00
8	Empuje activo total por estratos, P_{e1} (kN/m)	32.73	0.00	43.52	0.00
9	Empuje activo total en el suelo, P_1 (kN/m)	32.73		43.52	

Coeficientes de empuje y empujes (Pasivo)			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente de empuje pasivo horizontal, k_p	3.65	1.04
2	Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	87.49	0.00
3	Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	183.72	0.00
4	Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00
5	Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	0.00	0.00
6	Empuje pasivo en el suelo por agua, P_p (kN/m)		0.00
7	Empuje pasivo total por estratos, P_{e2} (kN/m)	271.21	0.00
8	Empuje pasivo total en el suelo, P_2 (kN/m)	271.21	

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

Fuerzas actuantes		
Ítem	Descripción	Valor
1	Por empuje activo de tierras (kN/m)	32.7
2	Por empuje activo del agua (kN/m)	0.0
3	Movimiento del muro por sismo (kN/m)	30.2
4	Empuje activo de tierras en caso de sismo (kN/m)	43.5

Fuerzas resistentes		
Ítem	Descripción	Valor
1	Por fricción del muro con el suelo (kN/m)	72.1
2	Por empuje del agua (kN/m)	0.0
3	Por empujes pasivos (kN/m)	271.2

Estabilidad ante deslizamiento - Condición estática		
Ítem	Descripción	Valor
1	Fuerzas inestabilizantes (kN/m)	32.7
2	Fuerzas resistentes (kN/m)	343.3
3	Factor de seguridad, FS	10.5
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	1.6
5	Cumple por deslizamiento	Ok

Estabilidad ante deslizamiento - Condición con sismo		
Ítem	Descripción	Valor
1	Fuerzas inestabilizantes (kN/m)	73.7
2	Fuerzas resistentes (kN/m)	343.3
3	Factor de seguridad, FS	4.7
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	1.1
5	Cumple por deslizamiento	Ok

RESISTENCIA AL VOLCAMIENTO

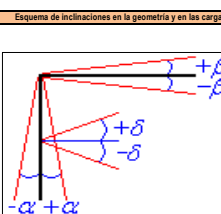
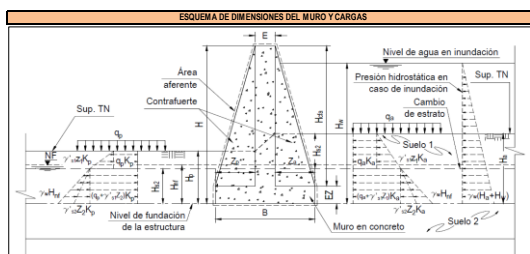
Momentos actuantes					
Ítem	Descripción	Fuerza cond. Estática (kN/m)	Fuerza cond. Sismo (kN/m)	Brazo (m)	Momento cond. Estática (kN/m²)
1	Por empuje de agua		0.0	0.00	0.00
2	Por peso del muro en caso de sismo	N/A	30.2	3.33	N/A
3	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	9.73	12.94	1.35	13.14
5	Suelo 1, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	23.00	30.58	0.90	20.70
6	Suelo 1, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{a3} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
7	Suelo 1, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a4} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
8	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00
9	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00
10	Suelo 2, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
11	Suelo 2, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{a3} (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00
12	Suelo 2, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a4} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00

Momentos resistentes			
Ítem	Descripción	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)
1	Por peso del muro o contención	72.12	0.93
2	Por empuje de agua	0.00	0.00
3	Suelo 1, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	87.49	1.20
4	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	183.72	0.80
5	Suelo 1, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00
6	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	0.00	0.00
7	Suelo 2, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00
8	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	0.00	0.00
9	Suelo 2, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00
10	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	0.00	0.00

Estabilidad ante volcamiento - Condición estática		
Ítem	Descripción	Valor
1	Momentos inestabilizantes (kN/m)	33.84
2	Momentos resistentes (kN/m)	319.28
3	Factor de seguridad, FS	9.4
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	3.0
5	Cumple por volcamiento	Ok

Cálculo de excentricidad	
1. Resultante de momento	40.86
2. Carga sobre la fundación	251.51
3. Excentricidad total	0.16
4. Excentricidad máxima	0.50
5. Cumple por volcamiento	Ok

Estabilidad ante volcamiento - Condición con sismo		
Ítem	Descripción	Valor
1	Momentos inestabilizantes (kN/m)	145.6
2	Momentos resistentes (kN/m)	319.3
3	Factor de seguridad, FS	2.2
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	2.0
5	Cumple por volcamiento	Ok



PARÁMETROS DE ENTRADA

Parámetros del relleno			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Ángulo de fricción del suelo, Φ (°)	24	0.0
2	Cohesión efectiva del suelo, c (kPa)	3.0	0.0
3	Peso unitario del suelo, γ (kN/m ³)	17.5	0.0
4	Espesor del estrato de suelo 2, H_2 (m)		0.00

Características del relleno, del nivel freático y de las cargas			
Item	Descripción	Activo	Pasivo
1	Inclinación del relleno detrás del muro, β (°)	0.0	0.0
2	Inclinación de la fundación del muro, β_f (°)	0.0	0.0
3	Inclinación de interacción muro - relleno, α (°)	90.0	90.0
4	Rugosidad de la superficie de contacto	Rugosa	Rugosa
5	Altura del relleno, H (m)	2.20	2.20
6	Altura de la lámina de agua H_w (m)		2.90
7	Carga externa sobre el relleno, q (kPa)	0.0	10.0

Parámetros sísmicos		
Ítem	Descripción	
1	Aceleración pico del suelo	0.15

Item	Descripción	Valor
1	Altura del muro, H (m)	3.00
2	Espesor del vástago, E (m)	0.40
3	Base, B (m)	3.00
4	Largo de zarpa costado activo, Za (m)	1.30
5	Espesor de zarpa costado activo, Ea (m)	1.20
6	Largo de zarpa costado pasivo, Zp (m)	1.30
7	Espesor de zarpa costado pasivo, Ep (m)	1.20
8	Muro con contrafuerte costado activo	NO
9	Altura del contrafuerte costado activo, Hcfa (m)	0.00
10	Base del contrafuerte costado activo, Bcfa (m)	0.00
11	Muro con contrafuerte costado pasivo	NO
12	Altura del contrafuerte costado pasivo, Hcfp (m)	0.00
13	Base del contrafuerte costado pasivo, Bcfp (m)	0.00

Parámetros del material del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Peso unitario del muro y contención (kN/m ³)	24.0

RESULTADOS

[illegible]

Características del relleno y de las cargas			
Ítem	Descripción	Activo	Pasivo
1	Espesor del estrato de suelo 1, H_u (m)	2.2	2.2
2	Inclinación del empuje contra el muro, Suelo 1, δ_{u1} (°)	16.0	16.0
3	Inclinación del empuje contra el muro, Suelo 2, δ_{u2} (°)	0.0	0.0
4	Altura del nivel freático, H_w (m)	2.20	2.20
5	Carga externa sobre el relleno, q (kPa)	10.0	10.0
6	Ángulo de fricción muro - fundación (°)		16.0

Características del muro		
1	Área aferente del muro o contención (m ²)	4.32
2	Peso del muro o contención (kN/m)	224.1

Parámetros sísmicos				
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2	
1	Coefficiente sísmico horizontal ($A_h = 0.8PGA$)	0.12		
2	Coefficiente sísmico vertical ($A_v = 1/2A_h$)	0.06		
3	ψ	7.28		
4	D_n	2.14	1.00	

CALCULO DE EMPILIES

Coeficientes de empuje y empujes (Activo)						
Ítem	Descripción	Estático		Sismo		
		Suelo 1	Suelo 2	Suelo 1	Suelo 2	
1	Coficiente de empuje activo estático horizontal, K_a o K_{ae}	0.36	1.00	0.48	0.93	
2	Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	5.44	0.00	7.23	0.00	
3	Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	
4	Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{1s} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	
5	Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{2s} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	78.98	
6	Empuje activo por suelo zona mojada, P_{1d} (kN/m)	6.72	0.00	8.40	0.00	
7	Empuje activo total por agua, P_w (kN/m)			41.21		
8	Empuje activo total por estratos, P_{es} (kN/m)	12.16	0.00	15.63	78.98	
9	Empuje activo total en el suelo, P_s (kN/m)		35.87		118.32	

Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente de empuje pasivo horizontal, k_h	3.65	1.04
2	Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca P_{hs} (kN/m)	0.00	0.00
3	Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{hs} (kN/m)	0.00	0.00
4	Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{hs} (kN/m)	80.20	0.00
5	Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{hs} (kN/m)	67.93	0.00
6	Empuje pasivo en el suelo por agua, P_{hs} (kN/m)		23.72
7	Empuje pasivo total por estratos, P_h (kN/m)	148.12	0.00
8	Empuje pasivo total en el suelo, P_h (kN/m)		171.84

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

Fuerzas actuantes		
Ítem	Descripción	Valor
1	Por empuje activo de tierras (kN/m)	12.2
2	Por empuje activo del agua, (kN/m)	41.2
3	Movimiento del muro por sismo (kN/m)	26.9
4	Empuje activo de tierras en caso de sismo (kN/m)	94.6

Fuerzas resistentes		
Ítem	Descripción	Valor
1	Por peso del muro o contención (kN/m)	64.2
2	Por empuje del agua (kN/m)	23.7
3	Por empujes pasivos (kN/m)	148.1

Estabilidad ante deslizamiento - Condición estática		
Ítem	Descripción	Valor
1	Fuerzas inestabilizantes (kN/m)	53.4
2	Fuerzas resistentes (kN/m)	236.1
3	Factor de seguridad, FS	4.4
4	Factor de seguridad mínimo, FS _{mín}	1.6
5	Cumple por deslizamiento	OK

Estabilidad ante deslizamiento - Condición con sismo		
Ítem	Descripción	Valor
1	Fuerzas inestabilizantes (kN/m)	162.7
2	Fuerzas resistentes (kN/m)	236.1
3	Factor de seguridad, FS	1.5
4	Factor de seguridad mínimo, FS _{mín}	1.1
5	Cumple por deslizamiento	OK

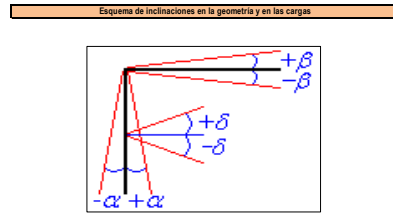
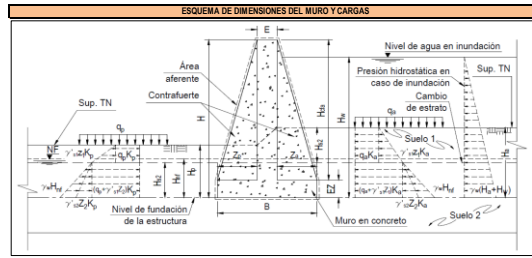
RESISTENCIA AL VOLCAMIENTO

Momentos actuales						
Item	Descripción	Fuerza cond. Estática (kN/m)	Fuerza cond. Sismo (kN/m)	Brazo (m)	Momento cond. Estática (kN/m²)	Momento cond. Sismo (kN/m²)
1	Por empuje de agua		41.2	0.97		39.84
2	Por peso del muro en caso de sismo	N/A	26.9	0.00	N/A	0.00
3	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	5.44	7.23	1.10	5.98	7.96
4	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	2.20	0.00	0.00
5	Suelo 1, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{u1} (kN/m)	0.00	0.00	2.20	0.00	0.00
6	Suelo 1, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{u2} (kN/m)	0.00	0.00	1.10	0.00	0.00
7	Suelo 1, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{u3} (kN/m)	6.72	8.40	0.73	4.93	6.16
8	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00	0.00
9	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00	0.00
10	Suelo 2, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{u4} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	Suelo 2, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{u5} (kN/m)	0.00	78.98	0	0.00	0.00
12	Suelo 2, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{u6} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Momentos resistentes				
Ítem	Descripción	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN/m ²)
1	Por peso del muro o contención	64.25	1.23	78.77
2	Por empuje de agua	23.72	0.73	17.39
3	Suelo 1, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	2.20	0.00
4	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{1s} (kN/m)	0.00	2.20	0.00
5	Suelo 1, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{1w} (kN/m)	80.20	1.10	88.22
6	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{1s} (kN/m)	67.93	0.73	49.81
7	Suelo 2, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0.00
8	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{2s} (kN/m)	0.00	0.00	0.00
9	Suelo 2, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{2w} (kN/m)	0.00	0.00	0.00
10	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{2s} (kN/m)	0.00	0.00	0.00

Estabilidad ante volcamiento - Condición estática			Cálculo de excentricidad	
1	Momentos inestabilizantes (kNm)	50.75	1. Resultante de momento	50.95
2	Momentos resistentes (kNm)	234.19	2. Carga sobre la fundación	224.06
3	Factor de seguridad, FS	4.6	3. Excentricidad total (m)	0.23
4	Factor de seguridad mínimo, FS _{mín}	3.0	4. Excentricidad máxima (m)	0.50
5	Cumple por volcamiento	Ok	5. Carga por volcamiento	Ok

Estabilidad ante volcamiento - Condición con sismo		
1	Momentos inestabilizantes (kN/m)	54.0
2	Momentos resistentes (kN/m)	234.2
3	Factor de seguridad, FS	4.3
4	Factor de seguridad mínimo, FS _{min}	2.0
5	Cumple por volcamiento	Ok



PARAMETROS DE ENTRADA

Parámetros del relleno			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Ángulo de fricción del suelo, ϕ (°)	24	0.0
2	Cohesión efectiva del suelo, c (kPa)	3.0	0.0
3	Peso unitario del suelo, γ (kN/m ³)	17.5	0.0
4	Espesor del estrato de suelo 2, H_{e2} (m)		0.00

Características del relleno, del nivel freático y de las cargas			
Ítem	Descripción	Activo	Pasivo
1	Inclinación del relleno detrás del muro, β_1 (°)	0.0	0.0
2	Inclinación de la fundación del muro, β_2 (°)	0.0	0.0
3	Inclinación de interacción muro - relleno, α (°)	90.0	90.0
4	Rugosidad de la superficie de contacto	Rugosa	Rugosa
5	Altura del relleno, H_1 (m)	2.20	2.20
6	Altura de la lámina de agua H_w (m)		0.00
7	Carga externa sobre el relleno, q_1 (kPa)	0.0	10.0

Parámetros sísmicos	
Ítem	Descripción
1	Aceleración pico del suelo
	0.15

Dimensiones del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Altura del muro, H (m)	3.00
2	Espesor del vástago, E (m)	0.40
3	Base, B (m)	3.00
4	Largo de zarpa costado activo, Z_a (m)	1.30
5	Espesor de zarpa costado activo, E_{za} (m)	1.20
6	Largo de zarpa costado pasivo, Z_p (m)	1.30
7	Espesor de zarpa costado pasivo, E_{zp} (m)	1.20
8	Muro con contrahuerte costado activo	NO
9	Altura del contrahuerte costado activo, H_{ca} (m)	0.00
10	Base del contrahuerte costado activo, B_{ca} (m)	0.00
11	Muro con contrahuerte costado pasivo	NO
12	Altura del contrahuerte costado pasivo, H_{cp} (m)	0.00
13	Base del contrahuerte costado pasivo, B_{cp} (m)	0.00

Parámetros del material del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Peso unitario del muro o contención (kN/m ³)	24.0

RESULTADOS

DATOS DE GEOMETRÍA DEL MURO Y CARACTERÍSTICAS DEL RELLENO

Características del relleno y de las cargas			
Ítem	Descripción	Activo	Pasivo
1	Espesor del estrato de suelo 1, H_{e1} (m)	2.2	2.2
2	Inclinación del empuje contra el muro, Suelo 1, δ_{s1} (°)	16.0	16.0
3	Inclinación del empuje contra el muro, Suelo 2, δ_{s2} (°)	0.0	0.0
4	Altura del nivel freático, H_w (m)	0.00	0.00
5	Carga externa sobre el relleno, q_1 (kPa)	10.0	10.0
6	Ángulo de fricción muro - fundación (°)		16.0

Características del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Área aferente del muro o contención (m ²)	4.32
2	Peso del muro o contención (kN/m)	224.1

Parámetros sísmicos			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente sísmico horizontal ($A_h = 0.8PGA$)		0.12
2	Coefficiente sísmico vertical ($A_v = 1/2A_h$)		0.06
3	ψ		7.28
4	D_a	2.14	1.00

CÁLCULO DE EMPUJES

Coeficientes de empuje y empujes (Activo)				
		Estático		Sismo
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 1
1	Coefficiente de empuje activo estático horizontal, k_a o k_{a0}	0.36	1.00	0.48
2	Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	0.00	0.00	0.00
3	Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0.00
4	Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	15.27	0.00	20.30
5	Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{a2} (kN/m)	0.00	0.00	0.00
6	Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a3} (kN/m)	0.00	0.00	0.00
7	Empuje activo total por agua, P_a (kN/m)			
8	Empuje activo total por estratos, P_{a1} (kN/m)	15.27	0.00	20.30
9	Empuje activo total en el suelo, P_a (kN/m)	15.27	0.00	20.30

Coeficientes de empuje y empujes (Pasivo)				
		Estático		Sismo
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 1
1	Coefficiente de empuje pasivo horizontal, k_p	3.65	1.04	
2	Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	80.20	0.00	
3	Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	154.38	0.00	
4	Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00	
5	Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	0.00	0.00	
6	Empuje pasivo en el suelo por agua, P_p (kN/m)		0.00	
7	Empuje pasivo total por estratos, P_{p1} (kN/m)	234.57	0.00	
8	Empuje pasivo total en el suelo, P_p (kN/m)	234.57	0.00	

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

Fuerzas actuantes		
Ítem	Descripción	Valor
1	Por empuje activo de tierras (kN/m)	15.3
2	Por empuje activo del agua (kN/m)	0.0
3	Movimiento del muro por sismo (kN/m)	26.9
4	Empuje activo de tierras en caso de sismo (kN/m)	20.3

Fuerzas resistentes		
Ítem	Descripción	Valor
1	Por peso del muro o contención (kN/m)	64.2
2	Por empuje del agua (kN/m)	0.0
3	Por empujes pasivos (kN/m)	234.6

Estabilidad ante deslizamiento - Condición estática		
Ítem	Descripción	Valor
1	Fuerzas inestabilizantes (kN/m)	15.3
2	Fuerzas resistentes (kN/m)	298.8
3	Factor de seguridad, FS	19.6
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	1.6
5	Cumple por deslizamiento	Ok

Estabilidad ante deslizamiento - Condición con sismo		
Ítem	Descripción	Valor
1	Fuerzas inestabilizantes (kN/m)	47.2
2	Fuerzas resistentes (kN/m)	298.8
3	Factor de seguridad, FS	6.3
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	1.1
5	Cumple por deslizamiento	Ok

RESISTENCIA AL VOLCAMIENTO

Momentos actuantes					
Ítem	Descripción	Fuerza cond. Estática (kN/m)	Fuerza cond. Sismo (kN/m)	Brazo (m)	Momento cond. Estática (kN/m ²)
1	Por empuje de agua	0.0	0.00	0.00	0.00
2	Por peso del muro en caso de sismo	N/A	26.9	0.00	N/A
3	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	1.10	0.00
5	Suelo 1, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	15.27	20.30	0.73	11.20
6	Suelo 1, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{a2} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
7	Suelo 1, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a3} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
8	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00
9	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00
10	Suelo 2, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
11	Suelo 2, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{a2} (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00
12	Suelo 2, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a3} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00

Momentos resistentes				
Ítem	Descripción	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN/m ²)
1	Por peso del muro o contención	64.25	0.84	53.85
2	Por empuje de agua	0.00	0.00	0.00
3	Suelo 1, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	80.20	1.10	88.22
4	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	154.38	0.73	113.21
5	Suelo 1, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00	0.00
6	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	0.00	0.00	0.00
7	Suelo 2, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0.00
8	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00
9	Suelo 2, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00	0.00
10	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	0.00	0.00	0.00

Estabilidad ante volcamiento - Condición estática		
Ítem	Descripción	Valor
1	Momentos inestabilizantes (kN/m)	11.20
2	Momentos resistentes (kN/m)	255.28
3	Factor de seguridad, FS	22.8
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	3.0
5	Cumple por volcamiento	Ok

Estabilidad ante volcamiento - Condición con sismo		
Ítem	Descripción	Valor
1	Momentos inestabilizantes (kN/m)	14.9
2	Momentos resistentes (kN/m)	255.3
3	Factor de seguridad, FS	17.1
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	2.0
5	Cumple por volcamiento	Ok

ANEXO B. ANALISIS DE CAPACIDAD PORTANTE MURO ACTUAL

Datos de entrada

Propiedades del suelo de fundación

Estrato	Descripción	Espesor	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ'_w (kN/m3)
1	ósito aluvial 1, plasticidad	7.5	3.0	24	17.5
2	ósito aluvial 2, plasticidad	0.0	10.0	22	17.8
Valores promedio			3.0	24.0	17.5

Propiedades geométricas de la fundación

Desplante (Df) [m]	Ancho de la base (B) [m]	Longitud de la base (L) [m]
2.4	3	22,500

Parámetros de la geometría de falla

β (°)	B' (m)	L' (m)	A_f (m ²)	C_a (kPa)	m
0	2.6	22,500	58,069	1.8	2.00

Carga aplicada por la estructura y Momentos sobre la cimentación

q_v (kN/m)	q_h (kN)	e^*_x	Mz (kN•m)
213.6	61.30		44.77

Datos de salida

Factores adimensionales dependientes de ϕ y de la geometría

$N\phi$	N_c	N_q	N_γ
2.37	19.32	9.60	9.44

Factores de forma y profundidad

Sc	Sq	S_γ	dc	dq	d_γ
1.00	1.00	1.00	1.32	1.25	1.00

Factores de inclinación de la carga y del talud al costado

i_c	i_q	i_γ	g_c	g_q	g_γ
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Factores de inclinación de la base

η (°)	bc	bq	b_γ
0	1.00	1.00	1.00

Excentricidad

e (m)
0.21

Resultados

Capacidad última

$q_u = 793.7$ kPa

Carga admisible para FS = 3

$q_{adm} = 264.6$ kPa

Carga máxima aplicada

$q_{max} = 82.8$ kPa

Verificación

CUMPLE

Datos de entrada

Propiedades del suelo de fundación

Estrato	Descripción	Espesor	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ'_w (kN/m3)
1	ósito aluvial 1, plasticidad	4.5	3.0	24	17.5
2	ósito aluvial 2, plasticidad	4.5	10.0	22	17.8
Valores promedio			6.5	23.0	17.7

Propiedades geométricas de la fundación

Desplante (Df) [m]	Ancho de la base (B) [m]	Longitud de la base (L) [m]
2.2	3	22,500

Parámetros de la geometría de falla

β (°)	B' (m)	L' (m)	A_f (m ²)	C_a (kPa)	m
0	2.8	22,500	63,891	3.9	2.00

Carga aplicada por la estructura y Momentos sobre la cimentación

q_v (kN/m)	q_h (kN)	Mz (kN•m)
170.7	42.60	13.69

Datos de salida

Factores adimensionales dependientes de ϕ y de la geometría

$N\phi$	N_c	N_q	N_γ
2.28	18.05	8.66	8.20

Factores de forma y profundidad

Sc	S_q	S_γ	dc	dq	d_γ
1.00	1.00	1.00	1.29	1.23	1.00

Factores de inclinación de la carga y del talud al costado

i_c	i_q	i_γ	g_c	g_q	g_γ
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Factores de inclinación de la base

η (°)	bc	bq	b_γ	Excentricidad e (m)
0	1.00	1.00	1.00	0.08

Resultados

Capacidad última

$q_u = 771.2$ kPa

Carga admisible para FS = 3

$q_{adm} = 257.1$ kPa

Carga máxima aplicada

$q_{max} = 60.1$ kPa

Verificación

CUMPLE

Datos de entrada

1. Geometría y propiedades del subsuelo

Resistencia suelo fundación 1 (Su)	34.30	kPa
Resistencia suelo fundación 2 (Su)	99.30	kPa
Peso unitario suelo fundación (γ_f)	17.7	kN/m ³
Espesor del suelo bajo el cimiento (T)	7.0	m
C_2/C_1	2.9	

2. Geometría y características del Dique

Area Transversal (A) =	
Ancho (B) =	3.0 m
Largo (L) =	22,500 m
Carga total aplicada =	161.3 kN/m
Esfuerzo aplicado, q_0 =	53.8 kPa
Carga vehicular =	0.0 kPa
Profundidad de desplante (D_f) =	2.2 m

Se determinó la capacidad del suelo de fundación por medio de la siguiente expresión:

$$q_{ult} = N_c S_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) + \gamma_f D_f$$

$q_{aplicado}$ = Esfuerzo promedio aplicado en la base del dique

H_{max} = Altura máxima del relleno del dique

B = Ancho máximo

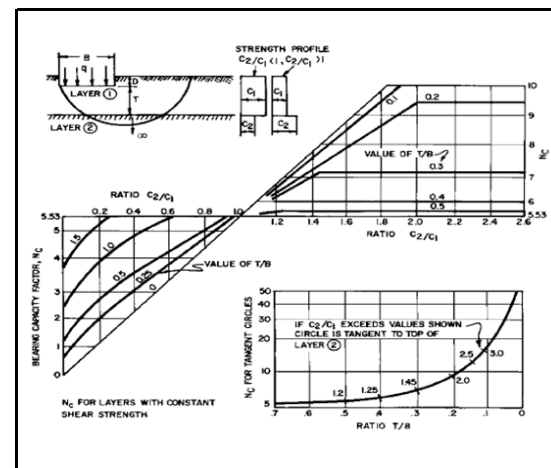
L = Longitud total

D_f = Profundidad de desplante

q_{ult} = Esfuerzo último resistente del suelo de fundación

q_{adm} = Esfuerzo admisible del suelo de fundación

Cálculo del factor de capacidad portante N_c



Resultados

Sección	T/B	N_c	q_{ult} (kPa)	Factor de seguridad (FS)	q_{adm} (kPa)	q_{apli} (kPa)	Verificación
Secc 3, Zona con fundación crítica compuesta de arcillas blandas	2.3	5.53	228.6	3	76.2	53.8	Cumple

Datos de entrada

1. Geometría y propiedades del subsuelo

Resistencia suelo fundación 1 (Su)	34.30	kPa
Resistencia suelo fundación 2 (Su)	99.30	kPa
Peso unitario suelo fundación (γ_f)	17.7	kN/m ³
Espesor del suelo bajo el cimiento (T)	4.0	m
C_2/C_1	2.9	

2. Geometría y características del Dique

Area Transversal (A) =	
Ancho (B) =	3.0 m
Largo (L) =	22,500 m
Carga total aplicada =	133.9 kN/m
Esfuerzo aplicado, q_0 =	44.6 kPa
Carga vehicular =	0.0 kPa
Profundidad de desplante (D_f) =	2.2 m

Se determinó la capacidad del suelo de fundación por medio de la siguiente expresión:

$$q_{ult} = N_c S_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) + \gamma_f D_f$$

$q_{aplicado}$ = Esfuerzo promedio aplicado en la base del dique

H_{max} = Altura máxima del relleno del dique

B = Ancho máximo

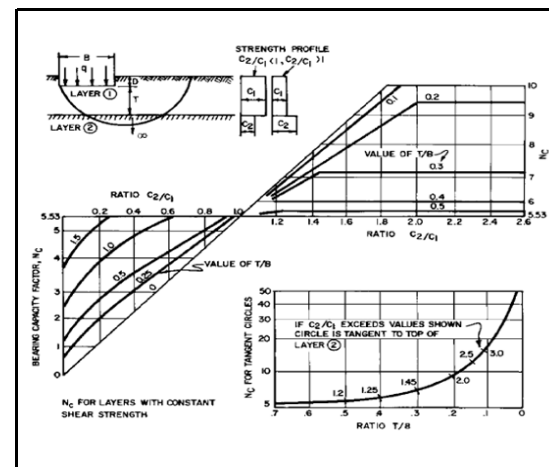
L = Longitud total

D_f = Profundidad de desplante

q_{ult} = Esfuerzo último resistente del suelo de fundación

q_{adm} = Esfuerzo admisible del suelo de fundación

Cálculo del factor de capacidad portante N_c



Resultados

Sección	T/B	Nc	q_{ult} (kPa)	Factor de seguridad (FS)	q_{adm} (kPa)	q_{apli} (kPa)	Verificación
Secc 3, Zona con fundación crítica compuesta de arcillas blandas	1.3	5.53	228.6	3	76.2	44.6	Cumple

ANEXO C.

ANALISIS DE TUIFICACION DEL MURO ACTUAL

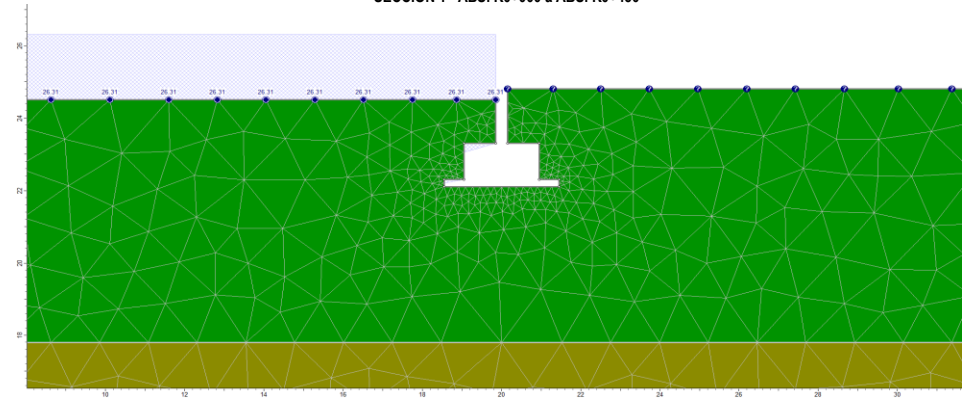
Anexo C - Análisis de tubificación - Secciones y resumen de parámetros

Ver. 0
Hoja: 1 de 2

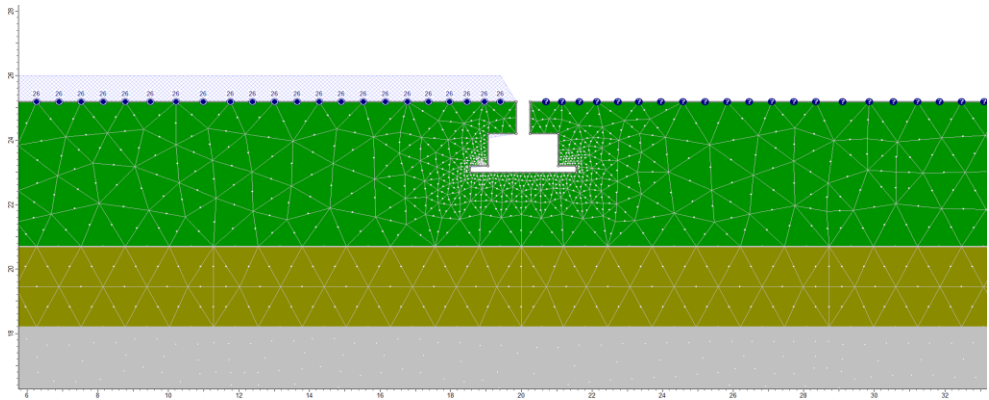
RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Material	Consistencia descripción de densidad	γ_{total} (kN/m³)	E(MPa)	Resistencia al corte no drenado	Resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos		Permeabilidad k (m/s)
				Su (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	
Depósito aluvial limoso 1, plasticidad baja	Medio firme	17.5	41.8	34.3	3	24	3.31E-08
Depósito aluvial 2, plasticidad media	Medio firme	17.8	27,8	99.6	10	22	1.80E-09
Depósito aluvial arcilloso arenoso	ND	17.9	50	50	0	37	3.84E-06

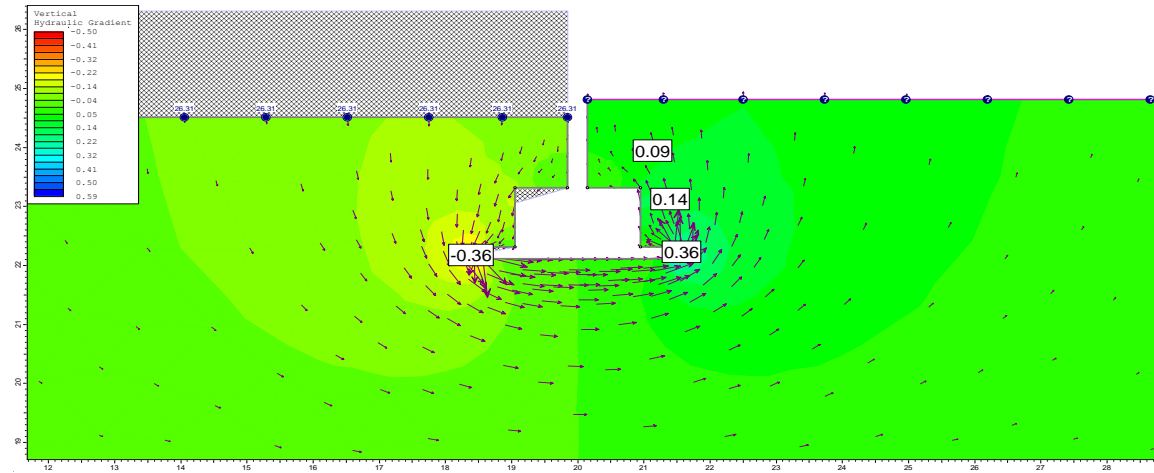
SECCIÓN 1 - ABS. K0+000 a ABS. K0+450



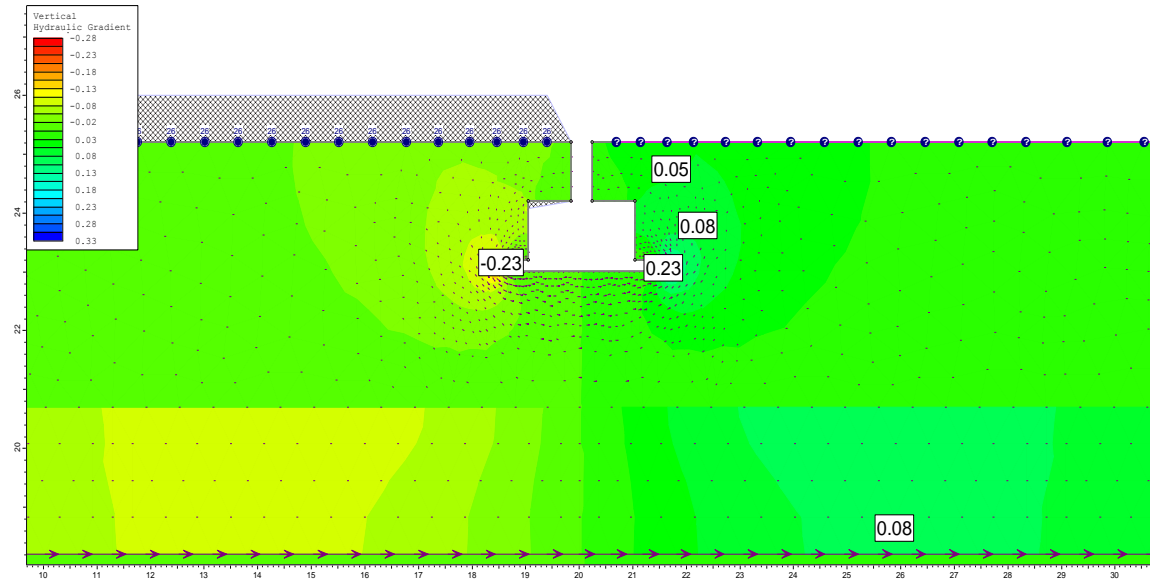
SECCIÓN 2 - ABS. K0+450 a ABS. K0+580



SECCIÓN 1 - ABS. K0+000 a ABS. K0+450



SECCIÓN 2 - ABS. K0+450 a ABS. K0+580



ANEXO D.

ANALISIS DE POTENCIAL DE LICUACION DEL MURO ACTUAL

Parámetros del sitio	
Esfuerzo inicial (kN/m^2)	0
Profundidad del nivel freático (m)	0
Densidad del agua (kN/m^3)	9.81
MSF	1.770
Aceleración máxima (a_{max}/g)	0.15
Magnitud de momento en el sismo de diseño	6

Parámetros del suelo							
Muestra	Profundidad inicial (m)	Profundidad final (m)	(N_{60}) ₁ (golpes/pie)	D_{50} (mm)	% Pasa 200	γ (kN/m^3)	
1	0	0.5	13	0.001	95	17.7	
2	0.5	1	11	0.001	95	17.7	
3	1	1.5	8	0.001	95	17.7	
4	1.5	2	6	0.001	95	17.7	
5	2	2.5	4	0.001	95	17.7	
6	2.5	3	4	0.001	95	17.7	
7	3	3.7	ND	0.001	95	17.7	
8	3.7	4.2	7	0.001	98	17.7	
9	4.2	4.7	4	0.001	98	17.7	
10	4.7	5.4	ND	0.001	98	17.7	
11	5.4	5.9	4	0.001	98	17.7	
12	5.9	6.4	5	0.001	98	17.7	
13	6.4	7.1	ND	0.001	98	17.7	
14	7.1	7.6	10	0.1	58	17.7	
15	7.6	8.1	10	0.1	58	17.7	
16	8.1	8.8	ND	0.1	58	17.7	
17	8.8	9.3	17	0.1	58	17.7	
18	9.3	9.8	13	0.1	58	17.7	

Análisis de la demanda al suelo por licuación					
Muestra	σ_v (kN/m^2)	σ'_v (kN/m^2)	r_d	τ_{ave} (kN/m^2)	CSR
1	4.425	1.9725	0.998	0.431	0.218
2	13.275	5.9175	0.994	1.287	0.217
3	22.125	9.8625	0.990	2.137	0.217
4	30.975	13.8075	0.987	2.980	0.216
5	39.825	17.7525	0.983	3.816	0.215
6	48.675	21.6975	0.979	4.646	0.214
7	59.295	26.4315	0.974	5.633	0.213
8	69.915	31.1655	0.970	6.611	0.212
9	78.765	35.1105	0.966	7.418	0.211
10	89.385	39.8445	0.961	8.378	0.210
11	100.005	44.5785	0.957	9.329	0.209
12	108.855	48.5235	0.953	10.114	0.208
13	119.475	53.2575	0.948	11.047	0.207
14	130.095	57.9915	0.944	11.971	0.206
15	138.945	61.9365	0.940	12.734	0.206
16	149.565	66.6705	0.935	13.640	0.205
17	160.185	71.4045	0.931	14.537	0.204
18	169.035	75.3495	0.919	15.146	0.201

Análisis de la resistencia del suelo por licuación					
Muestra	R1	R2	R3	$CRR_{2.5}$	CRR_{final}
1	0.192	10.000	3.640	13.832	24.480
2	0.115	10.000	3.640	13.755	24.344
3	0.079	10.000	3.640	13.719	24.280
4	0.058	10.000	3.640	13.698	24.244
5	0.042	10.000	3.640	13.682	24.215
6	0.035	10.000	3.640	13.675	24.202
7	ND	10.000	3.640	ND	ND
8	0.040	10.000	3.760	13.800	24.424
9	0.030	10.000	3.760	13.790	24.407
10	ND	10.000	3.760	ND	ND
11	0.027	10.000	3.760	13.787	24.401
12	0.027	10.000	3.760	13.787	24.401
13	ND	10.000	3.760	ND	ND
14	0.035	0.122	2.160	2.318	4.102
15	0.034	0.122	2.160	2.317	4.100
16	ND	0.122	2.160	ND	ND
17	0.042	0.122	2.160	2.325	4.114
18	0.037	0.122	2.160	2.319	4.104

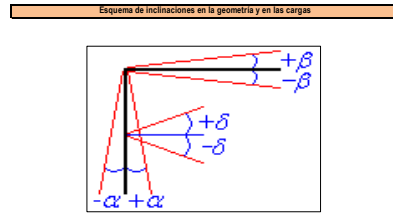
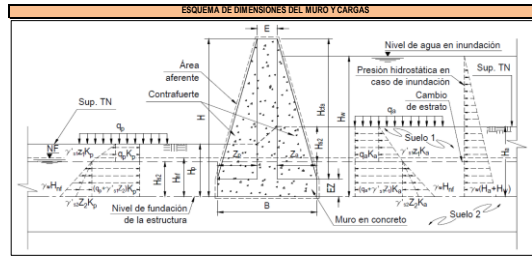
Resultados				
Muestra	CSR	CRR_{final}	$FS_{\text{licuación}}$	Condición
1	0.218	24.480	112.14	No licuable
2	0.217	24.344	111.94	No licuable
3	0.217	24.280	112.08	No licuable
4	0.216	24.244	112.34	No licuable
5	0.215	24.215	112.65	No licuable
6	0.214	24.202	113.03	No licuable
7	0.213 ND	ND	ND	ND
8	0.212	24.424	115.14	No licuable
9	0.211	24.407	115.52	No licuable

ANEXO E.

ANALISIS DE ESTABILIDAD GENERAL DEL MURO PROPUESTO

RESISTENCIA AL VOLCAMIENTO													
Momentos actuales						Momentos resistentes							
Ítem	Descripción	Fuerza cond. Estática (kN/m)	Fuerza cond. Sismo (kN/m)	Brazo (m)	Momento cond. Estático (kN/m²)	Momento cond. Sismo (kN/m²)	Ítem	Descripción	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN/m²)		
1	Por empuje de agua		219.3	2.23		489.05	1	Por peso del muro o contención	1080.93	3.32	3589.47		
2	Por peso del muro en caso de sismo	N/A	129.7	2.43	N/A	315.20	2	Por empuje de agua	35.76	0.90	32.18		
3	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	32.91	42.06	0.93	30.44	38.91	3	Suelo 1, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	2.70	0.00		
4	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	1.85	0.00	0.00	4	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	0.00	2.70	0.00		
5	Suelo 1, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	0.00	0.00	1.85	0.00	0.00	5	Suelo 1, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p1} (kN/m)	0.00	1.35	0.00		
6	Suelo 1, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{p1} (kN/m)	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00	6	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{a1} (kN/m)	241.89	0.90	217.70		
7	Suelo 1, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a1} (kN/m)	4.94	5.94	0.62	3.05	3.66	7	Suelo 2, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0.00		
8	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00	0.00	8	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00		
9	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00	0.00	9	Suelo 2, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00	0.00		
10	Suelo 2, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{a1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00		
11	Suelo 2, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00	0.00							
12	Suelo 2, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00							
13	Por empuje de agua bajo el muro		236.00	3.30		778.80							
Estabilidad ante volcamiento - Condición estática						Estabilidad ante volcamiento - Condición con sismo							
Cálculo de excentricidad						Cálculo de excentricidad							
1	Momentos inestabilizantes (N/m)		1301.33		1. Resultante de momentos al centro		467.95		1	Momentos inestabilizantes (N/m)		1625.6	
2	Momentos resistentes (N/m)		3839.35		2. Carga sobre la fundación		1080.93		2	Momentos resistentes (N/m)		3839.4	
3	Factor de seguridad, FS		3.8		3. Excentricidad total		0.43		3	Factor de seguridad, FS		2.4	
4	Factor de seguridad mínimo, FS _{min}		3.0		4. Excentricidad máxima		1.10		4	Factor de seguridad mínimo, FS _{min}		2.0	
5	Cumple por volcamiento		OK		5. Cumple por excentricidad		OK		5	Cumple por volcamiento		OK	

RESISTENCIA AL VOLCAMIENTO										
Momentos actuantes						Momentos resistentes				
Ítem	Descripción	Fuerza cond. Estática (kN/m)	Fuerza cond. Sismo (kN/m)	Brazo (m)	Momento cond. Estática (kN/m²)	Momento cond. Sismo (kN/m²)	Ítem	Descripción	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)
1	Por empuje de agua	164.8		1.93	318.08		1	Por peso del muro o contención	826.64	2.87
2	Por peso del muro en caso de sismo	N/A	99.2	2.13	N/A	211.62	2	Por empuje de agua	23.74	0.73
3	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	29.11	37.21	1.10	32.02	40.93	3	Suelo 1, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	2.20
4	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	2.20	0.00	0.00	4	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P _{u1} (kN/m)	0.00	2.20
5	Suelo 1, Empuje activo por suelo para la zona seca, P _{u1} (kN/m)	0.00	0.00	2.20	0.00	0.00	5	Suelo 1, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P _{u2} (kN/m)	83.43	1.10
6	Suelo 1, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P _{u2} (kN/m)	0.00	0.00	1.10	0.00	0.00	6	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P _{u3} (kN/m)	160.60	0.73
7	Suelo 1, Empuje activo por suelo zona mojada, P _{u3} (kN/m)	6.99	8.40	0.73	5.12	6.16	7	Suelo 2, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00
8	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00	0.00	8	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P _{u1} (kN/m)	0.00	0.00
9	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00	0.00	9	Suelo 2, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P _{u2} (kN/m)	0.00	0.00
10	Suelo 2, Empuje activo por suelo para la zona seca, P _{u1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P _{u3} (kN/m)	0.00	0.00
11	Suelo 2, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P _{u2} (kN/m)	0.00	78.98	0	0.00	0.00				
12	Suelo 2, Empuje activo por suelo zona mojada, P _{u3} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
13	Por empuje de agua bajo el muro	178.93		2.85		509.96				
Estabilidad ante volcamiento - Condición estática				Cálculo de excentricidad			Estabilidad ante volcamiento - Condición con sismo			
1	Momentos inestabilizantes (kN/m)		865.79	1. Resultante de momento al centro		321.26	1	Momentos inestabilizantes (kN/m)		1087.4
2	Momentos resistentes (kN/m)		2600.04	2. Carga sobre la fundación		826.64	2	Momentos resistentes (kN/m)		2600.0
3	Factor de seguridad, FS		3.0	3. Excentricidad total		0.39	3	Factor de seguridad, FS		2.4
4	Factor de seguridad mínimo, FS _{min}		2.0	4. Excentricidad máxima		0.95	4	Factor de seguridad mínimo, FS _{min}		2.0
5	Cumple por volcamiento		OK	5. Cumple por excentricidad		OK	5	Cumple por volcamiento		OK



PARAMETROS DE ENTRADA

Parámetros del relleno			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Ángulo de fricción del suelo, ϕ (°)	24	0.0
2	Cohesión efectiva del suelo, c (kPa)	3.0	0.0
3	Peso unitario del suelo, γ (kN/m ³)	17.5	0.0
4	Espesor del estrato de suelo 2, H_{e2} (m)		0.00

Características del relleno, del nivel freático y de las cargas			
Ítem	Descripción	Activo	Pasivo
1	Inclinación del relleno detrás del muro, β_1 (°)	0.0	0.0
2	Inclinación de la fundación del muro, β_2 (°)	0.0	0.0
3	Inclinación de interacción muro - relleno, α (°)	90.0	90.0
4	Rugosidad de la superficie de contacto	Rugosa	Rugosa
5	Altura del relleno, H_1 (m)	1.85	2.70
6	Altura de la línea de agua H_w (m)		6.69
7	Carga externa sobre el relleno, q_1 (kPa)	0.00	0.00
8	Longitud de la llave (m): ancho, profundidad	1.0	0.0

Parámetros sísmicos		
Ítem	Descripción	
1	Aceleración pico del suelo	0.15

Dimensiones del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Altura del muro, H (m)	7.28
2	Espesor del vástago, E (m)	2.20
3	Base, B (m)	9.40
4	Largo de zarpa costado activo, Z_a (m)	2.70
5	Espesor de zarpa costado activo, E_{za} (m)	2.50
6	Largo de zarpa costado pasivo, Z_p (m)	4.50
7	Espesor de zarpa costado pasivo, E_{zp} (m)	2.50
8	Muro con contrafuerte costado activo	NO
9	Altura del contrafuerte costado activo, H_{cfa} (m)	0.00
10	Base del contrafuerte costado activo, B_{cfa} (m)	0.00
11	Muro con contrafuerte costado pasivo	NO
12	Altura del contrafuerte costado pasivo, H_{cfp} (m)	0.00
13	Base del contrafuerte costado pasivo, B_{cfp} (m)	0.00

Parámetros del material del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Peso unitario del muro o contención (kN/m ³)	24.0
2	Peso unitario relleno (kN/m ³)	

RESULTADOS

DATOS DE GEOMETRÍA DEL MURO Y CARACTERÍSTICAS DEL RELLENO

Características del relleno y de las cargas			
Ítem	Descripción	Activo	Pasivo
1	Espesor del estrato de suelo 1, H_{e1} (m)	1.9	2.7
2	Inclinación del empuje contra el muro, Suelo 1, δ_{s1} (°)	16.0	16.0
3	Inclinación del empuje contra el muro, Suelo 2, δ_{s2} (°)	0.0	0.0
4	Altura del nivel freático, H_w (m)	1.85	2.70
5	Ángulo de fricción muro - fundación (°)		16.0

Características del muro		
1	Área aferente del muro o contención (m ²)	34.04
2	Peso del muro o contención (kN/m)	966.0

Parámetros sísmicos			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente sísmico horizontal ($A_h = 0.8PGA$)	0.12	
2	Coefficiente sísmico vertical ($A_v = 1/2A_h$)	0.06	
3	ψ	7.28	
4	D_a	2.14	1.00

CÁLCULO DE EMPUJES

Coeficientes de empuje y empujes (Activo)					
		Estático		Sismo	
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente de empuje activo estático horizontal, k_a o k_{a0}	0.38	1.00	0.48	0.93
2	Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	32.91	0.00	42.06	0.00
3	Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
5	Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{a2} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
6	Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a3} (kN/m)	4.94	0.00	5.94	0.00
7	Empuje activo total por agua, P_w (kN/m)		219.30		
8	Empuje activo total por estratos, P_e (kN/m)	37.85	0.00	48.00	0.00
9	Empuje activo total en el suelo, P_1 (kN/m)		54.62		64.77

Coeficientes de empuje y empujes (Pasivo)			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente de empuje pasivo horizontal, k_p	3.79	1.04
2	Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00
3	Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	0.00	0.00
4	Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00
5	Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	241.89	0.00
6	Empuje pasivo en el suelo por agua, P_w (kN/m)		35.76
7	Empuje pasivo total por estratos, P_e (kN/m)	241.89	0.00
8	Empuje pasivo total en el suelo, P_2 (kN/m)		277.65
9	Empuje de agua en la base del muro		277.33

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

Fuerzas actuantes		
Ítem	Descripción	Valor
1	Por empuje activo de tierras (kN/m)	37.9
2	Por empuje activo del agua, (kN/m)	219.3
3	Movimiento del muro por sismo (kN/m)	115.9
4	Empuje activo de tierras en caso de sismo (kN/m)	48.0

Estabilidad ante deslizamiento - Condición estática		
Ítem	Descripción	Valor
1	Fuerzas inestabilizantes (kN/m)	257.2
2	Fuerzas resistentes (kN/m)	584.3
3	Factor de seguridad, FS	2.3
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	1.6
5	Cumple por deslizamiento	OK

Fuerzas resistentes		
Ítem	Descripción	Valor
1	Por peso del muro o contención (kN/m)	306.6
2	Por empuje del agua (kN/m)	35.8
3	Por empujes pasivos (kN/m)	241.9

Estabilidad ante deslizamiento - Condición con sismo		
Ítem	Descripción	Valor
1	Fuerzas inestabilizantes (kN/m)	383.2
2	Fuerzas resistentes (kN/m)	584.3
3	Factor de seguridad, FS	1.5
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	1.1
5	Cumple por deslizamiento	OK

RESISTENCIA AL VOLCAMIENTO

Momentos actuantes						
Ítem	Descripción	Fuerza cond. Estática (kN/m)	Fuerza cond. Sismo (kN/m)	Brazo (m)	Momento cond. Estática (kN/m ²)	Momento cond. Sismo (kN/m ²)
1	Por empuje de agua		219.3	2.23		489.05
2	Por peso del muro en caso de sismo	N/A	115.9	2.43	N/A	281.70
3	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	32.91	42.06	0.93	30.44	38.91
4	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	1.85	0.00	0.00
5	Suelo 1, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	0.00	0.00	1.85	0.00	0.00
6	Suelo 1, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{a2} (kN/m)	0.00	0.00	0.93	0.00	0.00
7	Suelo 1, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a3} (kN/m)	4.94	5.94	0.62	3.05	3.66
8	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00	0.00
9	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00	0.00
10	Suelo 2, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{a1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	Suelo 2, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{a2} (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00	0.00
12	Suelo 2, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{a3} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	Por empuje de agua bajo el muro		277.33	4.70		1303.44

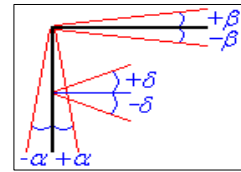
Momentos resistentes			
Ítem	Descripción	Fuerza (kN/m)	Momento (kN/m ²)
1	Por peso del muro o contención	966.04	5.33
2	Por empuje de agua	35.76	0.90
3	Suelo 1, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	2.70
4	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	0.00	2.70
5	Suelo 1, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	1.35
6	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	241.89	0.90
7	Suelo 2, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00
8	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	0.00	0.00
9	Suelo 2, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00
10	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	0.00	0.00

Estabilidad ante volcamiento - Condición estática		
1	Momentos inestabilizantes (kN/m)	1825.98
2	Momentos resistentes (kN/m)	5402.65
3	Factor de seguridad, FS	2.96
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	2.0
5	Cumple por volcamiento	OK

Estabilidad ante volcamiento - Condición con sismo		
1	Momentos inestabilizantes (kN/m)	2116.8
2	Momentos resistentes (kN/m)	5402.6
3	Factor de seguridad, FS	2.56
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	2.0
5	Cumple por volcamiento	OK



Esquema de inclinaciones en la geometría y en las cargas



PARAMETROS DE ENTRADA

Parámetros del relleno			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Ángulo de fricción del suelo, Φ (°)	24	0.0
2	Cohesión efectiva del suelo, c (kPa)	3.0	0.0
3	Peso unitario del suelo, γ (kN/m³)	17.5	0.0
4	Espesor del estrato de suelo 2, H_e (m)		0.00

Características del relleno, del nivel freático y de las cargas			
Ítem	Descripción	Activo	Pasivo
1	Inclinación del relleno detrás del muro, β_1 (°)	0.0	0.0
2	Inclinación de la fundación del muro, β_2 (°)	0.0	0.0
3	Inclinación de interacción muro - relleno, α (°)	90.0	90.0
4	Rugosidad de la superficie de contacto	Rugoso	Rugoso
5	Altura del relleno, H_r (m)	2.20	2.20
6	Altura de la línea de agua H_w (m)		5.80
7	Carga externa sobre el relleno, q (kPa)	0.0	0.0
8	Longitud de la llave (m): ancho, profundidad	0.0	0.0

Parámetros sísmicos	
Ítem	Descripción
1	Aceleración pico del suelo
	0.15

Dimensiones del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Altura del muro, H (m)	6.40
2	Espesor del vástago, E (m)	2.20
3	Base, B (m)	9.20
4	Largo de zarpa costado activo, Z_a (m)	2.50
5	Espesor de zarpa costado activo, E_{za} (m)	2.50
6	Largo de zarpa costado pasivo, Z_p (m)	4.50
7	Espesor de zarpa costado pasivo, E_{zp} (m)	2.50
8	Muro con contrafuerte costado activo	NO
9	Altura del contrafuerte costado activo, H_{cfa} (m)	0.00
10	Base del contrafuerte costado activo, B_{cfa} (m)	0.00
11	Muro con contrafuerte costado pasivo	NO
12	Altura del contrafuerte costado pasivo, H_{cfp} (m)	0.00
13	Base del contrafuerte costado pasivo, B_{cfp} (m)	0.00

Parámetros del material del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Peso unitario del muro o contención (kN/m³)	24.5
2	Peso unitario relleno (kN/m³)	

RESULTADOS

DATOS DE GEOMETRÍA DEL MURO Y CARACTERÍSTICAS DEL RELLENO

Características del relleno y de las cargas			
Ítem	Descripción	Activo	Pasivo
1	Espesor del estrato de suelo 1, H_e (m)	2.2	2.2
2	Inclinación del empuje contra el muro, Suelo 1, δ_{u1} (°)	16.0	16.0
3	Inclinación del empuje contra el muro, Suelo 2, δ_{u2} (°)	0.0	0.0
4	Altura del nivel freático, H_w (m)	2.20	2.20
5	Ángulo de fricción muro - fundación (°)		16.0

Características del muro		
Ítem	Descripción	Valor
1	Área aferente del muro o contención (m²)	31.58
2	Peso del muro o contención (kN/m)	841.5

Parámetros sísmicos			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente sísmico horizontal ($A_h = 0.3PGA$)		0.12
2	Coefficiente sísmico vertical ($A_v = 1/2A_h$)		0.06
3	ψ		7.28
4	D_a	2.14	1.00

CALCULO DE EMPUJES

Coeficientes de empuje y empujes (Activo)					
		Estático		Sismo	
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente de empuje activo estático horizontal, k_a o k_{a0}	0.38	1.00	0.48	0.93
2	Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	29.11	0.00	37.21	0.00
3	Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{u1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
5	Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{u2} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	78.98
6	Empuje activo por suelo zona mojada, P_{u3} (kN/m)	6.99	0.00	8.40	0.00
7	Empuje activo total por agua, P_u (kN/m)			164.84	
8	Empuje activo total por estratos, P_i (kN/m)	36.10	0.00	45.60	78.98
9	Empuje activo total en el suelo, P_1 (kN/m)	59.81		148.30	

Coeficientes de empuje y empujes (Pasivo)			
Ítem	Descripción	Suelo 1	Suelo 2
1	Coefficiente de empuje pasivo horizontal, k_p	3.79	1.04
2	Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00
3	Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	0.00	0.00
4	Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00
5	Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	160.60	0.00
6	Empuje pasivo en el suelo por agua, P_p (kN/m)		23.74
7	Empuje pasivo total por estratos, P_i (kN/m)	160.60	0.00
8	Empuje pasivo total en el suelo, P_2 (kN/m)	164.34	
9	Empuje del agua en la base del muro	259.93	

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

Fuerzas actuantes		
Ítem	Descripción	Valor
1	Por empuje activo de tierras (kN/m)	36.1
2	Por empuje activo del agua (kN/m)	164.8
3	Movimiento del muro por sismo (kN/m)	101.0
4	Empuje activo de tierras en caso de sismo (kN/m)	124.6

Fuerzas resistentes		
Ítem	Descripción	Valor
1	Por peso del muro o contención (kN/m)	258.9
2	Por empuje del agua (kN/m)	23.7
3	Por empujes pasivos (kN/m)	160.6

Estabilidad ante deslizamiento - Condición estática		
Ítem	Descripción	Valor
1	Fuerzas inestabilizantes (kN/m)	200.9
2	Fuerzas resistentes (kN/m)	443.3
3	Factor de seguridad, FS	2.22
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	1.6
5	Cumple por deslizamiento	OK

Estabilidad ante deslizamiento - Condición con sismo		
Ítem	Descripción	Valor
1	Fuerzas inestabilizantes (kN/m)	390.4
2	Fuerzas resistentes (kN/m)	443.3
3	Factor de seguridad, FS	1.1
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	1.1
5	Cumple por deslizamiento	OK

RESISTENCIA AL VOLCAMIENTO

Momentos actuantes					
Ítem	Descripción	Fuerza cond. Estática (kN/m)	Fuerza cond. Sismo (kN/m)	Brazo (m)	Momento cond. Estática (kN/m²)
1	Por empuje de agua		164.8	1.93	315.68
2	Por peso del muro en caso de sismo	N/A	101.0	2.13	N/A
3	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación (kN/m)	29.11	37.21	1.10	32.02
4	Suelo 1, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	2.20	0.00
5	Suelo 1, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{u1} (kN/m)	0.00	0.00	2.20	0.00
6	Suelo 1, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{u2} (kN/m)	0.00	0.00	1.10	0.00
7	Suelo 1, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{u3} (kN/m)	6.99	8.40	0.73	5.12
8	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso del agua de inundación para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00
9	Suelo 2, Empuje activo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0	0.00
10	Suelo 2, Empuje activo por suelo para la zona seca, P_{u1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
11	Suelo 2, Empuje activo zona mojada por sobrepeso, P_{u2} (kN/m)	0.00	78.98	0	0.00
12	Suelo 2, Empuje activo por suelo zona mojada, P_{u3} (kN/m)	0.00	0.00	0.00	0.00
13	Por empuje de agua bajo el muro		259.93	4.60	1195.66

Momentos resistentes				
Ítem	Descripción	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN/m²)
1	Por peso del muro o contención	841.51	5.32	4477.58
2	Por empuje de agua	23.74	0.73	17.41
3	Suelo 1, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	2.20	0.00
4	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	0.00	2.20	0.00
5	Suelo 1, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	1.10	0.00
6	Suelo 1, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	160.60	0.73	117.77
7	Suelo 2, Empuje pasivo por sobrepeso para la zona seca (kN/m)	0.00	0.00	0.00
8	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo para la zona seca, P_{p1} (kN/m)	0.00	0.00	0.00
9	Suelo 2, Empuje pasivo zona mojada por sobrepeso, P_{p2} (kN/m)	0.00	0.00	0.00
10	Suelo 2, Empuje pasivo por suelo zona mojada, P_{p3} (kN/m)	0.00	0.00	0.00

Estabilidad ante volcamiento - Condición estática		
Ítem	Descripción	Valor
1	Momentos inestabilizantes (kN/m)	1551.49
2	Momentos resistentes (kN/m)	4612.76
3	Factor de seguridad, FS	3.0
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	3.0
5	Cumple por volcamiento	OK

Cálculo de excentricidad		
Ítem	Descripción	Valor
1	Resultante de momento al centro	-428.81
2	Carga sobre la fundación	841.51
3	Excentricidad total	-0.51
4	Excentricidad máxima	1.53
5	Cumple por excentricidad	OK

Estabilidad ante volcamiento - Condición con sismo		
Ítem	Descripción	Valor
1	Momentos inestabilizantes (kN/m)	1776.9
2	Momentos resistentes (kN/m)	4612.8
3	Factor de seguridad, FS	2.6
4	Factor de seguridad mínimo, FS_{min}	2.0
5	Cumple por volcamiento	OK

ANEXO F.

ANALISIS DE CAPACIDAD PORTANTE DEL MURO PROPUESTO

Datos de entrada

Propiedades del suelo de fundación

Estrato	Descripción	Espesor	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ'_w (kN/m3)
1	ásito aluvial 1, plasticidad	7.5	3.0	24	17.5
2	ásito aluvial 2, plasticidad	0.0	10.0	22	17.8
Valores promedio			3.0	24.0	17.5

Propiedades geométricas de la fundación

Desplante (Df) [m]	Ancho de la base (B) [m]	Longitud de la base (L) [m]
1.9	6.6	10,000

Parámetros de la geometría de falla

β (°)	B' (m)	L' (m)	A _f (m ²)	Ca (kPa)	m
0	5.7	10,000	57,341	1.8	2.00

Carga aplicada por la estructura y Momentos sobre la cimentación

q _v (kN/m)	q _h (kN)	M _z (kN•m)
1080.9	376.20	468.0

Datos de salida

Factores adimensionales dependientes de ϕ y de la geometría

N ϕ	N _c	N _q	N _γ
2.37	19.32	9.60	9.44

Factores de forma y profundidad

S _c	S _q	S _γ	d _c	d _q	d _γ
1.00	1.00	1.00	1.12	1.09	1.00

Factores de inclinación de la carga y del talud al costado

i _c	i _q	i _γ	g _c	g _q	g _γ
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Factores de inclinación de la base

η (°)	b _c	b _q	b _γ
0	1.00	1.00	1.00

Excentricidad

e (m)
0.43

Resultados

Capacidad última

q_u = 882.6 kPa

Carga admisible para FS = 3

q_{adm} = 294.2 kPa

Carga máxima aplicada

q_{max} = 188.5 kPa

Verificación

CUMPLE

Datos de entrada

Propiedades del suelo de fundación

Estrato	Descripción	Espesor	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ'_w (kN/m ³)
1	ásito aluvial 1, plasticidad	4.5	3.0	24	17.5
2	sito aluvial 2, plasticidad	12.6	10.0	22	17.8
Valores promedio			8.2	22.5	17.7

Propiedades geométricas de la fundación

Desplante (Df) [m]	Ancho de la base (B) [m]	Longitud de la base (L) [m]
2.2	5.7	10,000

Parámetros de la geometría de falla

β (°)	B' (m)	L' (m)	A _f (m ²)	Ca (kPa)	m
0	4.9	10,000	49,387	4.9	2.00

Carga aplicada por la estructura y Momentos sobre la cimentación

q _v (kN/m)	q _h (kN)	M _z (kN•m)
832.7	291.10	316.97

Datos de salida

Factores adimensionales dependientes de ϕ y de la geometría

N ϕ	N _c	N _q	N _{γ}
2.24	17.48	8.25	7.67

Factores de forma y profundidad

S _c	S _q	S _{γ}	d _c	d _q	d _{γ}
1.00	1.00	1.00	1.15	1.12	1.00

Factores de inclinación de la carga y del talud al costado

i _c	i _q	i _{γ}	g _c	g _q	g _{γ}
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Factores de inclinación de la base

η (°)	b _c	b _q	b _{γ}
0	1.00	1.00	1.00

Excentricidad

e (m)
0.38

Resultados

Capacidad última

q_u = 860.2 kPa

Carga admisible para FS = 3

q_{adm} = 286.7 kPa

Carga máxima aplicada

q_{max} = 168.6 kPa

Verificación

CUMPLE

Datos de entrada

1. Geometría y propiedades del subsuelo

Resistencia suelo fundación 1 (Su)	87.80 kPa
Resistencia suelo fundación 2 (Su)	50.00 kPa
Peso unitario suelo fundacion (γ_t)	17.7 kN/m ³
Espesor del suelo bajo el cimiento (T)	7.1 m
C_2/C_1	0.6

2. Geometría y características del Dique

Area Transversal (A) =	
Ancho (B) =	6.6 m
Largo (L) =	22,500 m
Carga total aplicada =	1,080.9 kN/m
Esfuerzo aplicado, q_0 =	163.8 kPa
Carga vehicular =	0.0 kPa
Profundidad de desplante (D_f) =	1.9 m

Se determinó la capacidad del suelo de fundación por medio de la siguiente expresión:

$$q_{ult} = N_c S_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) + \gamma_t D_f$$

$q_{aplicado}$ = Esfuerzo promedio aplicado en la base del dique

H_{max} = Altura máxima del relleno del dique

B = Ancho máximo

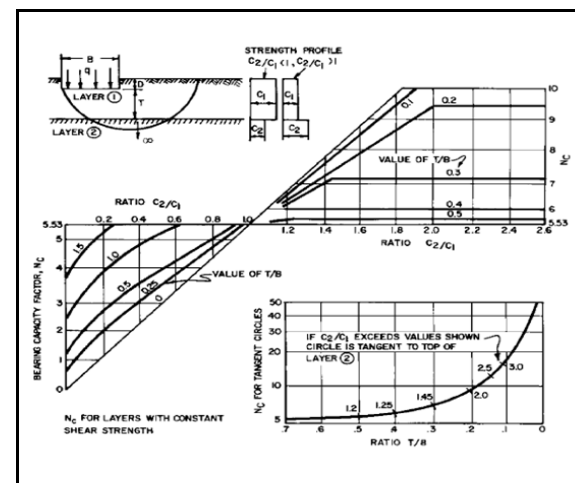
L = Longitud total

D_f = Profundidad de desplante

q_{ult} = Esfuerzo último resistente del suelo de fundación

q_{adm} = Esfuerzo admisible del suelo de fundación

Cálculo del factor de capacidad portante N_c



Resultados

Sección	T/B	N_c	q_{ult} (kPa)	Factor de seguridad (FS)	q_{adm} (kPa)	q_{apli} (kPa)	Verificación
Secc 3, Zona con fundación crítica compuesta de arcillas blandas	1.1	5.53	519.2	2.5	207.7	163.8	Cumple

Datos de entrada

1. Geometría y propiedades del subsuelo

Resistencia suelo fundación 1 (Su)	87.80 kPa
Resistencia suelo fundación 2 (Su)	50.00 kPa
Peso unitario suelo fundacion (γ_t)	17.5 kN/m ³
Espesor del suelo bajo el cimiento (T)	7.1 m
C_2/C_1	0.6

2. Geometría y características del Dique

Area Transversal (A) =	
Ancho (B) =	5.7 m
Largo (L) =	22,500 m
Carga total aplicada =	832.7 kN/m
Esfuerzo aplicado, q_0 =	146.1 kPa
Carga vehicular =	0.0 kPa
Profundidad de desplante (D_f) =	2.2 m

Se determinó la capacidad del suelo de fundación por medio de la siguiente expresión:

$$q_{ult} = N_c S_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) + \gamma_t D_f$$

$q_{aplicado}$ = Esfuerzo promedio aplicado en la base del dique

H_{max} = Altura máxima del relleno del dique

B = Ancho máximo

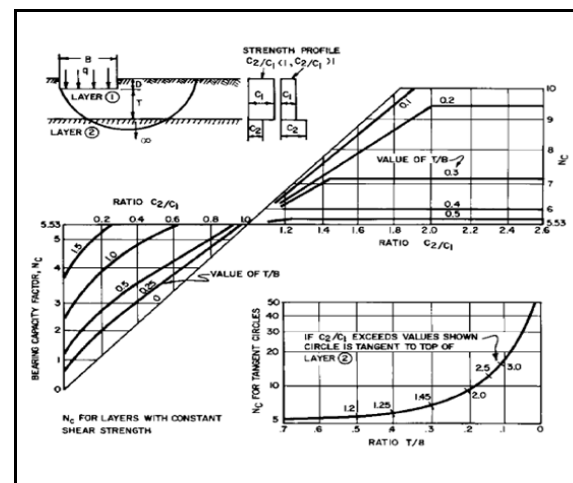
L = Longitud total

D_f = Profundidad de desplante

q_{ult} = Esfuerzo último resistente del suelo de fundación

q_{adm} = Esfuerzo admisible del suelo de fundación

Cálculo del factor de capacidad portante N_c



Resultados

Sección	T/B	N_c	q_{ult} (kPa)	Factor de seguridad (FS)	q_{adm} (kPa)	q_{apli} (kPa)	Verificación
Secc 3, Zona con fundación crítica compuesta de arcillas blandas	1.2	6.8	635.6	3	211.9	146.1	Cumple

ANEXO G.

ANALISIS DE TUBIFICACION DEL MURO PROPUESTO

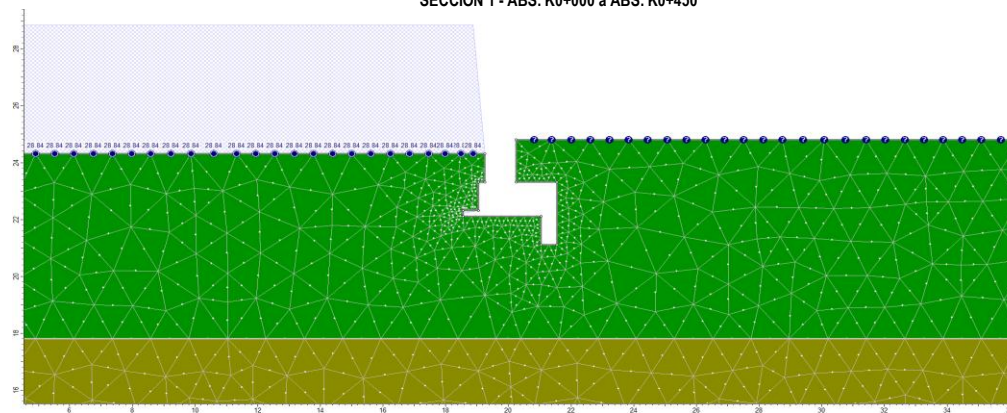
Anexo G - Análisis de tubificación - Secciones y resumen de parámetros

Ver. 0
Hoja: 1 de 2

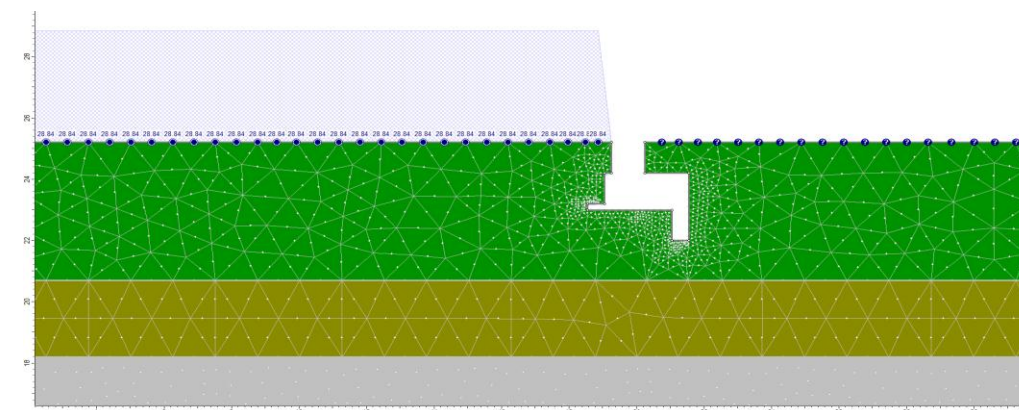
RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Material	Consistencia descripción de densidad	γ_{total} (kN/m³)	E(MPa)	Resistencia al corte no drenado	Resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos		Permeabilidad
				Su (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	
Depósito aluvial limoso 1, plasticidad baja	Medio firme	17.5	41.8	34.3	3	24	3.31E-08
Depósito aluvial 2, plasticidad media	Medio firme	17.8	27.8	99.6	10	22	1.80E-09
Depósito aluvial arcilloso arenoso	ND	17.9	50	50	0	37	3.84E-06

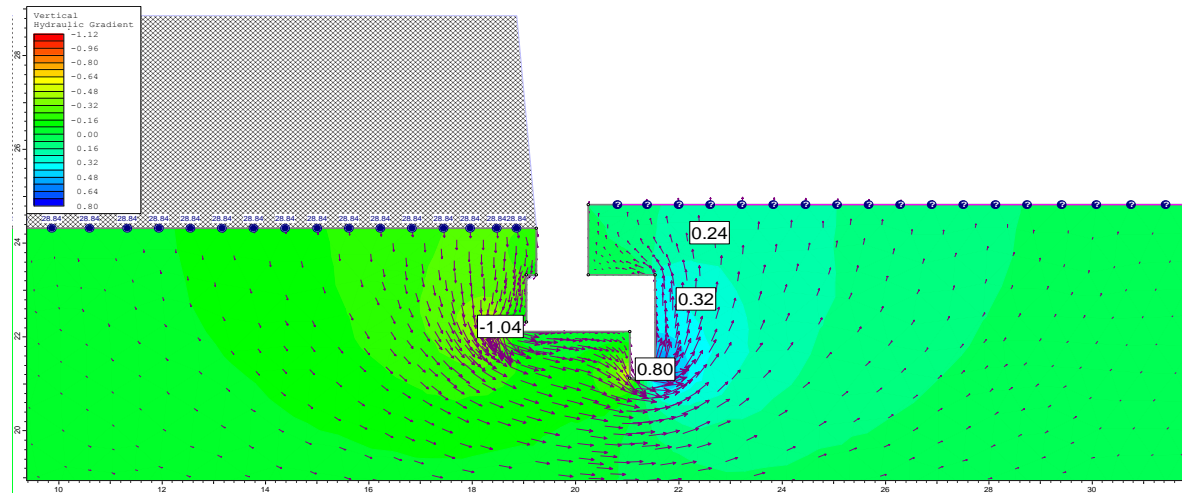
SECCIÓN 1 - ABS. K0+000 a ABS. K0+450



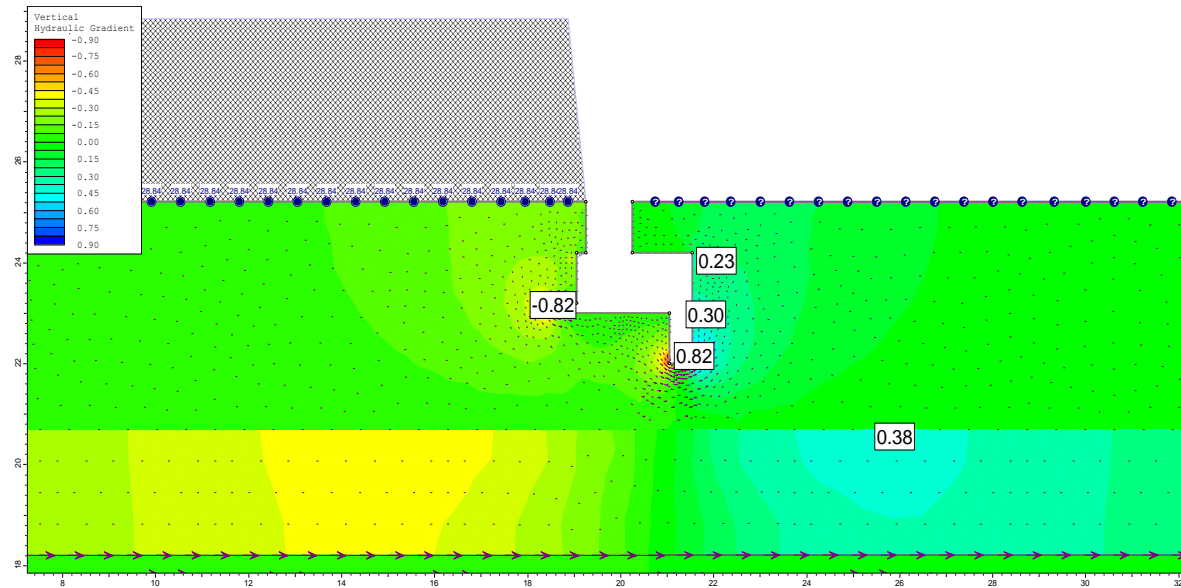
SECCIÓN 2 - ABS. K0+450 a ABS. K0+580



SECCIÓN 1 - ABS. K0+000 a ABS. K0+450



SECCIÓN 2 - ABS. K0+450 a ABS. K0+580



ANEXO H.

ANALISIS DE ASENTAMIENTOS DEL MURO PROPUESTO

Parámetros geotécnicos del subsuelo

Módulo de elasticidad, $E_s = 42$ MPa
Relación de Poisson, $\nu = 0.30$

Geometría y características del cimiento

Ancho (B) = 6.6 m
Largo (L) = 22500.0 m
Carga total aplicada = 1,081 kN/m
Desplante (df) = 2.2 m
Esfuerzo aplicado (q_0) = 163.8 kPa
 $B' = 3.3$ m
 $L' = 11250.0$ m
 $m = 4$ Centro

El asentamiento elástico de una zapata se calcula mediante la siguiente expresión:

Los asentamientos elásticos inmediatos debidos a un cimiento rectangular de dimensiones $B' \times L'$ apoyado sobre la superficie de un medio elástico semi-infinito pueden ser estimados basado en la Teoría de las Elasticidad según la siguiente ecuación: (Timoshenko & Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\nu^2}{E_s} m \left(I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \right) I_F$$

q_0 = presión de contacto en la superficie debido al cimiento.

B' = Ancho del cimiento.

m = Número de esquina relacionada al cimiento, según lo siguiente:

$m = 1$ para asentamiento calculados en una esquina

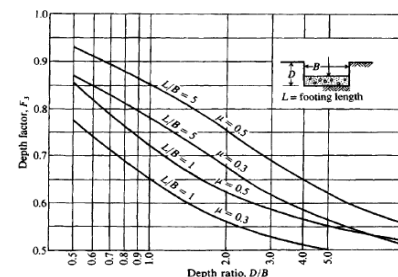
$m = 2$ para asentamiento calculado en la mitad de un lado

$m = 4$ para asentamiento calculado en el centro del cimiento

E_s, ν = Parámetros elásticos del suelo mencionados anteriormente.

I_1 = Factores de influencia, los cuales dependen de L'/B' , H , relación de Poisson y la profundidad de desplante D .

Figure 5-7 Influence factor I_F for footing at a depth D . Use actual footing width and depth dimension for this D/B ratio. Use program FFACTOR for values to avoid interpolation.



H es el espesor del estrato compresible

$H =$	10.0 m
$M = (L'/B') =$	3409.1
$N = (H/B') =$	3.0
$D/B =$	0.33

$I_1 =$	0.369
$I_2 =$	0.154
$I_F =$	1.00
DH =	2.15 cm

$H =$	20.0 m
$M = (L'/B') =$	3409.1
$N = (H/B') =$	6.1
$D/B =$	0.33

$I_1 =$	0.578
$I_2 =$	0.158
$I_F =$	1.00
DH =	3.14 cm

$H =$	30.0 m
$M = (L'/B') =$	3409.1
$N = (H/B') =$	9.1
$D/B =$	0.33

$I_1 =$	0.705
$I_2 =$	0.159
$I_F =$	1.00
DH =	3.74 cm

$H =$	40.0 m
$M = (L'/B') =$	3409.1
$N = (H/B') =$	12.1
$D/B =$	0.33

$I_1 =$	0.795
$I_2 =$	0.159
$I_F =$	1.00
DH =	4.17 cm

Valor adoptado

2.15 cm

Geometría del perfil del subsuelo

$$\rho_c = \mu \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i}{\sigma'_v} \cdot \log \left(\frac{\sigma'_v + \Delta q_v}{\sigma'_v} \right)$$

Cota superficie terreno = 24.8 msnm
Prof. Nivel freático = 7.00 m
Cota nivel freático = 17.8 msnm
 $C_r/(1+e_0) = 0.007$
 $C_r/(1+e_0) = 0.060$
 γ_w del suelo de fundación = 17.5 kN/m³

Geometría y características de la estructura

Ancho (B) = 6.6 m
Largo (L) = 22500.0 m
Carga total aplicada = 1,080.9 kN/m
Esfuerzo aplicado (q_0) = 163.8 kPa
Desplante (df) = 2.2 m
Cota de fundación = 22.6 msnm

El asentamiento por consolidación de una zapata se calcula mediante la siguiente expresión:

Donde:
 μ = Coeficiente de reducción para asentamientos por consolidación.
 ΔH_i = Espesor del i-ésimo estrato.
 $C_r/(1+e_0)$ = Coeficiente de re-compresión del i-ésimo estrato.
 σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de análisis.
 Δq_v = Incremento del esfuerzo vertical a la i-ésima profundidad debido a la carga en superficie (estimada por la Teoría de Boussinesq).

Asentamiento total esperado por consolidación =

237.5 mm

(En el centro de al estructura)

Elevación (msnm)	Prof. Media, z (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	Δq_v (kPa)	$\Delta q_v/q_0$	$C_r/(1+e_0)$	$\sigma'_v + \Delta q_v$ (kPa)	ΔH_i (cm)	$\Delta H_{\text{acumulado}}$ (cm)	z/B
24.80											
24.30	0.50	8.8	0.0	8.75	168.52	0.998	0.060	177.27	7.80	7.80	0.076
23.80											
23.30	1.50	26.3	0.0	26.25	162.26	0.961	0.060	188.51	5.11	12.91	0.227
22.80											
22.30	2.50	43.8	0.0	43.75	147.72	0.875	0.060	191.47	3.83	16.74	0.379
21.80											
21.30	3.50	61.3	0.0	61.25	130.27	0.772	0.060	191.52	2.96	19.70	0.530
20.80											
20.30	4.50	78.8	0.0	78.75	113.93	0.675	0.060	192.68	2.32	22.02	0.682
19.80											
19.30	5.50	96.3	0.0	96.25	100.00	0.592	0.060	196.25	1.85	23.86	0.833
18.80											
18.30	6.50	113.8	0.0	113.75	88.48	0.524	0.060	202.23	1.49	25.36	0.985
17.80											
17.30	7.50	131.3	5.0	126.25	79.02	0.468	0.060	205.27	1.26	26.62	1.136
16.80											
16.30	8.50	148.8	15.0	133.75	71.19	0.422	0.060	204.94	1.11	27.72	1.288
15.80											
15.30	9.50	166.3	25.0	141.25	64.67	0.383	0.060	205.92	0.98	28.70	1.439
14.80											
14.30	10.50	183.8	35.0	148.75	59.17	0.350	0.060	207.92	0.87	29.57	1.591
13.80											
13.30	11.50	201.3	45.0	156.25	54.49	0.323	0.060	210.74	0.78	30.34	1.742
12.80											
12.30	12.50	218.8	55.0	163.75	50.47	0.299	0.060	214.22	0.70	31.04	1.894
11.80											
11.30	13.50	236.3	65.0	171.25	46.98	0.278	0.060	218.23	0.63	31.67	2.045
10.80											

Resultados

Asentamiento Total = 31.7 cm

Coeficiente de reducción (μ) = 0.75

Asentamiento Total Esperado =

23.8 cm

Arcilla sobreconsolidada

Parámetros geotécnicos del subsuelo

Módulo de elasticidad, $E_s = 42$ MPa
Relación de Poisson, $\nu = 0.30$

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\nu^2}{E_s} m \left(I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \right) I_F$$

Geometría y características del cimiento

Ancho (B) = 5.7 m
Largo (L) = 22500.0 m
Carga total aplicada = 833 kN/m
Desplante (df) = 2.2 m
Esfuerzo aplicado (q_0) = 146.1 kPa
 $B' = 2.9$ m
 $L' = 11250.0$ m
 $m = 4$ Centro

El asentamiento elástico de una zapata se calcula mediante la siguiente expresión:

Los asentamientos elásticos inmediatos debidos a un cimiento rectangular de dimensiones $B' \times L'$ apoyado sobre la superficie de un medio elástico semi-infinito pueden ser estimados basado en la Teoría de las Elasticidad según la siguiente ecuación: (Timoshenko & Goodier, 1951):

q_0 = presión de contacto en la superficie debido al cimiento.

B' = Ancho del cimiento.

m = Número de esquina relacionada al cimiento, según lo siguiente:

$m = 1$ para asentamiento calculados en una esquina

$m = 2$ para asentamiento calculado en la mitad de un lado

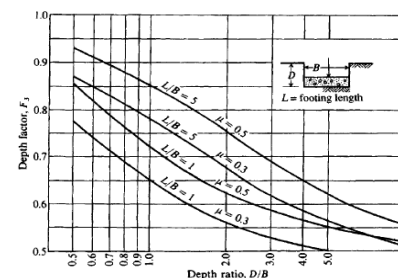
$m = 4$ para asentamiento calculado en el centro del cimiento

E_s, ν = Parámetros elásticos del suelo mencionados anteriormente.

I_i = Factores de influencia, los cuales dependen de L'/B' , H , relación de Poisson y la profundidad de desplante D .

H es el espesor del estrato compresible

Figure 5-7 Influence factor I_F for footing at a depth D . Use actual footing width and depth dimension for this D/B ratio. Use program FFACTOR for values to avoid interpolation.



$H =$	10.0 m
$M = (L'/B') =$	3947.4
$N = (H/B') =$	3.5
$D/B =$	0.39

$I_1 =$	0.412
$I_2 =$	0.155
$I_F =$	1.00
DH =	1.81 cm

$H =$	20.0 m
$M = (L'/B') =$	3947.4
$N = (H/B') =$	7.0
$D/B =$	0.39

$I_1 =$	0.623
$I_2 =$	0.158
$I_F =$	1.00
DH =	2.59 cm

$H =$	30.0 m
$M = (L'/B') =$	3947.4
$N = (H/B') =$	10.5
$D/B =$	0.39

$I_1 =$	0.751
$I_2 =$	0.159
$I_F =$	1.00
DH =	3.05 cm

$H =$	40.0 m
$M = (L'/B') =$	3947.4
$N = (H/B') =$	14.0
$D/B =$	0.39

$I_1 =$	0.842
$I_2 =$	0.159
$I_F =$	1.00
DH =	3.38 cm

Valor adoptado

1.81 cm

Geometría del perfil del subsuelo

$$\begin{aligned} \text{Cota superficie terreno} &= 25.2 \text{ msnm} \\ \text{Prof. Nivel freático} &= 2.83 \text{ m} \\ \text{Cota nivel freático} &= 22.4 \text{ msnm} \\ C_r/(1+e_0) &= 0.007 \\ C_r/(1+e_0) &= 0.062 \\ \gamma_w \text{ del suelo de fundación} &= 17.5 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Geometría y características de la estructura

$$\begin{aligned} \text{Ancho (B)} &= 5.7 \text{ m} \\ \text{Largo (L)} &= 22500.0 \text{ m} \\ \text{Carga total aplicada} &= 832.7 \text{ kN/m} \\ \text{Esfuerzo aplicado (q}_0\text{)} &= 146.1 \text{ kPa} \\ \text{Desplante (df)} &= 2.2 \text{ m} \\ \text{Cota de fundación} &= 23.0 \text{ msnm} \end{aligned}$$

El asentamiento por consolidación de una zapata se calcula mediante la siguiente expresión:

Donde:
 μ = Coeficiente de reducción para asentamientos por consolidación.
 ΔH_i = Espesor del i-ésimo estrato.
 $C_r/(1+e_0)$ = Coeficiente de re-compresión del i-ésimo estrato.
 σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de análisis.
 Δq_v = Incremento del esfuerzo vertical a la i-ésima profundidad debido a la carga en superficie (estimada por la Teoría de Boussinesq).

Asentamiento total esperado por consolidación = 226.0 mm (En el centro de la estructura)

Elevación (msnm)	Prof. Media, z (m)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ'_v (kPa)	Δq_v (kPa)	$\Delta q_v/q_0$	$C_r/(1+e_0)$	$\sigma'_v + \Delta q_v$ (kPa)	ΔH_i (cm)	$\Delta H_{\text{acumulado}}$ (cm)	z/B
25.20											
24.70	0.50	8.8	0.0	8.75	137.44	0.998	0.062	146.19	7.53	7.53	0.088
24.20											
23.70	1.50	26.3	0.0	26.25	131.13	0.952	0.062	157.38	4.79	12.31	0.263
23.20											
22.70	2.50	43.8	0.0	43.75	117.41	0.852	0.062	161.16	3.48	15.80	0.439
22.20											
21.70	3.50	61.3	6.7	54.55	101.95	0.740	0.062	156.50	2.82	18.61	0.614
21.20											
20.70	4.50	78.8	16.7	62.05	88.15	0.640	0.062	150.20	2.36	20.98	0.789
20.20											
19.70	5.50	96.3	26.7	69.55	76.75	0.557	0.062	146.30	1.99	22.96	0.965
19.20											
18.70	6.50	113.8	36.7	77.05	67.54	0.490	0.062	144.59	1.68	24.65	1.140
18.20											
17.70	7.50	131.3	46.7	84.55	60.07	0.436	0.062	144.62	1.43	26.08	1.316
17.20											
16.70	8.50	148.8	56.7	92.05	53.97	0.392	0.062	146.02	1.23	27.31	1.491
16.20											
15.70	9.50	166.3	66.7	99.55	48.92	0.355	0.062	148.47	1.07	28.38	1.667
15.20											
14.70	10.50	183.8	76.7	107.05	44.69	0.324	0.062	151.74	0.93	29.31	1.842
14.20											
13.70	11.50	201.3	86.7	114.55	41.10	0.298	0.062	155.65	0.82	30.13	2.018
13.20											

Resultados

Asentamiento Total = 30.1 cm Coeficiente de reducción (u) = 0.75 Asentamiento Total Esperado = 22.6 cm

ANEXO I.

CALCULO DE CANTIDADES Y ANALISIS DEL PRECIOS UNITARIOS

Anexo I - Cantidades de Obra y presupuesto - Resumen de cantidades y presupuesto - Muro en concreto reforzado Alternativa I

Ver.

Hoja: 1

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	Actividades varias o generales				
1.1	Localización, replanteo, y levantamiento topográfico	m ²	4,025.0	\$ 4,912	\$ 19,770,800
2	Manejo de aguas en la obra				
2.1	Evacuación de aguas del sitio del, drenajes y cualquier elemento necesario para garantizar el manejo de las aguas en el sitio de obra	GL	7,559.8	\$ 7,806	\$ 59,011,799
3	Excavaciones y movimiento de tierras				
3.1	Descapote y limpieza del sito de obra	m ²	4,025.0	\$ 9,290	\$ 37,392,250
3.2	Excavaciones sobre la fundación del muro	m ³	7,559.8	\$ 13,441	\$ 101,611,272
4	Protección de superficies				
4.1	Empradizado con pasto convencional	m ²	4,025.0	\$ 8,498	\$ 34,204,450
5	Elementos o actividades para el control de calidad de los materiales y la obra				
5.1	Apiques para la extracción de muestras y verificación de las condiciones del relleno del muro	UNID	4.0	\$ 556,500	\$ 2,226,000
5.2	Servicios necesarios para la ejecución de ensayos necesarios para el control de calidad de las obras.	m ²	4,025.0	\$ 18,271	\$ 73,540,775
6	Colocación del suelo armado				
6.1	Instalación, ejecución y materiales de la tierra armada	m ³	13,910.5	\$ 99,569	\$ 1,385,054,575
7	Colocación y materiales del concreto reforzado				
7.1	Instalación, ejecución y materiales del concreto	m ³	3,451.8	\$ 564,575	\$ 1,948,799,985
7.2	Instalación, ejecución y materiales del acero	kg	414,210.0	\$ 5,973	\$ 2,474,076,330
				TOTAL (COSTOS)	\$ 6,135,688,235

MEMORIAS DE CANTIDADES

VOLUMEN DE EXCAVACIÓN

	Unidad	Sección 1	Sección 2	Volumen total
Área de excavación	m ²	14.13	9.61	7,559.75
Longitud del tramo	m	450.00	125.00	
Volumen del excavación	m ³	6,358.50	1,201.25	

ÁREA DE DESCAPOTE

	Unidad	Sección 1	Sección 2	Área total
Ancho de descapote	m	7.00	7.00	4,025.00
Longitud del tramo	m	450.00	125.00	
Área de descapote	m ²	3,150.00	875.00	

ÁREA DE EMPRADIZADO

	Unidad	Sección 1	Sección 2	Área total
Logitud del emhradizado	m	7.00	7.00	4,025.00
Longitud del tramo	m	450.00	125.00	
Área de emhradizado	m ²	3,150.00	875.00	

VOLUMEN DE CONCRETO

	Unidad	Sección 1	Sección 2	Volumen total
Área del concreto	m ²	6.14	5.51	3,451.75
Longitud del tramo	m	450.00	125.00	
Volumen del concreto	m ³	2,763.00	688.75	

VOLUMEN EN TIERRA ARMADA

	Unidad	Sección 1	Sección 2	Volumen total
Área de excavación	m ²	25.44	19.70	13,910.50
Longitud del tramo	m	450.00	125.00	
Volumen del excavación	m ³	11,448.00	2,462.50	

Anexo I - Cantidades de Obra y presupuesto - Resumen de cantidades y presupuesto - Muro en concreto reforzado Alternativa II

Ver.

Hoja:

3

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	Actividades varias o generales				
1.1	Localización, replanteo, y levantamiento topográfico	m ²	4,025.0	\$ 4,912	\$ 19,770,800
2	Manejo de aguas en la obra				
2.1	Evacuación de aguas del sitio del, drenajes y cualquier elemento necesario para garantizar el manejo de las aguas en el sitio de obra	GL	9,961.8	\$ 7,806	\$ 77,761,811
3	Excavaciones y movimiento de tierras				
3.1	Descapote y limpieza del sito de obra	m ²	4,025.0	\$ 9,290	\$ 37,392,250
3.2	Excavaciones sobre la fundación del muro	m ³	9,961.8	\$ 13,441	\$ 133,896,554
4	Protección de superficies				
4.1	Empradizado con pasto convencional	m ²	4,025.0	\$ 8,498	\$ 34,204,450
5	Elementos o actividades para el control de calidad de los materiales y la obra				
5.1	Apiques para la extracción de muestras y verificación de las condiciones del relleno del muro	UNID	4.0	\$ 556,500	\$ 2,226,000
5.2	Servicios necesarios para la ejecución de ensayos necesarios para el control de calidad de las obras.	m ²	4,025.0	\$ 18,271	\$ 73,540,775
6	Colocación y materiales del concreto reforzado				
6.1	Instalación, ejecución y materiales del concreto	m ³	14,422.8	\$ 564,575	\$ 8,142,752,310
6.2	Instalación, ejecución y materiales del acero	kg	1,730,730.0	\$ 5,973	\$ 10,337,650,290
				TOTAL (COSTOS)	\$ 18,859,195,240

MEMORIAS DE CANTIDADES

VOLUMEN DE EXCAVACIÓN

	Unidad	Sección 1	Sección 2	Volumen total
Área de excavación	m ²	18.09	14.57	9,961.75
Longitud del tramo	m	450.00	125.00	
Volumen del excavación	m ³	8,140.50	1,821.25	

ÁREA DE DESCAPOTE

	Unidad	Sección 1	Sección 2	Área total
Ancho de descapote	m	7.00	7.00	4,025.00
Longitud del tramo	m	450.00	125.00	
Área de descapote	m ²	3,150.00	875.00	

ÁREA DE EMPRADIZADO

	Unidad	Sección 1	Sección 2	Área total
Logitud del emhradizado	m	7.00	7.00	4,025.00
Longitud del tramo	m	450.00	125.00	
Área de emhradizado	m ²	3,150.00	875.00	

VOLUMEN DE CONCRETO

	Unidad	Sección 1	Sección 2	Volumen total
Área del concreto	m ²	25.52	23.51	14,422.75
Longitud del tramo	m	450.00	125.00	
Volumen del concreto	m ³	11,484.00	2,938.75	

Localización, replanteo y levantamiento topográfico (m2)

1. HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	RENDIMIENTO	VR. UNITARIO O TARIFA	VR. PARCIAL
1.1	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	0.038	\$ 1,326	\$ 50

2. MATERIALES

2.1	LISTON 2 x2x3M.	und	1	0.11	3,570.00	\$ 393
2.2	PUNTILLA 2 CC	lbs	1	0.02	2,040.00	\$ 41
2.3	PIOLA GRUESA 50 METROS	rol	1	0.06	2,550.00	\$ 153
2.4	MINERAL ROJO	kg	1	0.005	7,140.00	\$ 36

3. MANO DE OBRA

3.1	M.O. ALBANILERIA 2 AYUDANTE-1 OFI	hr	1	0.08	23,502.00	\$ 1,880
3.3	M.O. TOPOGRAFIA 1 CADENERO-1 TOP	hr	1	0.03	45,892.00	\$ 1,377

TOTAL COSTOS DIRECTOS M2

\$ 3,930

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%

\$ 982

COSTO TOTAL POR M2

\$ 4,912

Descapote (m2)

1. HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	RENDIMIENTO	VR. UNITARIO O TARIFA	VR. PARCIAL
1.2	RETROEXCAVADORA	hr	1	0.017	\$ 60,000	\$ 1,000
1.3	VOLQUETA	hr	1	0.017	\$ 50,000	\$ 833
1.4	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	1.000	\$ 200	\$ 200

2. MATERIALES

2.1	BOTADERO	m3	1	1.000	\$ 5,000	\$ 5,000
-----	----------	----	---	-------	----------	----------

3. MANO DE OBRA

3.1	OFICIAL DE OBRA	hr	1	0.017	\$ 7,556	\$ 126
3.2	OPERADOR DE EQUIPO	hr	2	0.017	\$ 8,185	\$ 273

TOTAL COSTOS DIRECTOS M2	\$ 7,432
ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%	\$ 1,858
COSTO TOTAL POR M2	\$ 9,290

Excavación (m3)

1. HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	RENDIMIENTO	VR. UNITARIO O TARIFA	VR. PARCIAL
1.1	CARGADOR	hr	1	0.025	\$ 80,000	\$ 2,000
1.2	RETROEXCAVADORA	hr	1	0.025	\$ 60,000	\$ 1,500
1.3	VOLQUETA	hr	1	0.025	\$ 50,000	\$ 1,250
1.4	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	1.000	\$ 200	\$ 200

2. MATERIALES

2.1	BOTADERO	m3	1	1.000	\$ 5,000	\$ 5,000
-----	----------	----	---	-------	----------	----------

3. MANO DE OBRA

3.1	OFICIAL DE OBRA	hr	1	0.025	\$ 7,556	\$ 189
3.2	OPERADOR DE EQUIPO	hr	3	0.025	\$ 8,185	\$ 614

TOTAL COSTOS DIRECTOS M3	\$ 10,753
ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%	\$ 2,688
COSTO TOTAL POR M3	\$ 13,441

Empradizado (m2)

1. HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	RENDIMIENTO	VR. UNITARIO O TARIFA	VR. PARCIAL
1.1	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	1.000	\$ 1,000	\$ 1,000

2. MATERIALES

2.1	GRAMA CONVENCIONAL	m2	1	1.000	\$ 4,000	\$ 4,000
-----	--------------------	----	---	-------	----------	----------

3. MANO DE OBRA

3.1	INSTALADOR	hr	1	0.050	\$ 7,556	\$ 378
3.2	AYUDANTE	hr	1	0.050	\$ 4,407	\$ 220

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.1	DESDE PROVEEDOR AL STIO DE OBRA	gl	1	1.000	\$ 1,200	\$ 1,200
-----	---------------------------------	----	---	-------	----------	----------

TOTAL COSTOS DIRECTOS M2

\$ 6,798

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%

\$ 1,700

COSTO TOTAL POR M2

\$ 8,498

Relleno de tierra armada (m3)

1. HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	RENDIMIENTO	VR. UNITARIO O TARIFA	VR. PARCIAL
1.1	CARGADOR	hr	1	0.025	\$ 80,000	\$ 2,000
1.2	VIBROCOMPACTADOR	hr	1	0.025	\$ 80,000	\$ 2,000
1.3	CARROTANQUE	hr	1	0.020	\$ 50,000	\$ 1,000
1.4	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	1.000	\$ 200	\$ 200

2. MATERIALES

2.1	MATERIAL COMPACTADO	m3	1	1.000	\$ 10,000	\$ 10,000
2.2	AGUA	m3	1	0.100	\$ 3,000	\$ 300
2.3	GEOTEXTIL TEJIDO T2400	m2	1	2.000	\$ 10,000	\$ 20,000

3. MANO DE OBRA

3.1	OFICIAL DE OBRA E INSTALADOR	hr	2	0.025	\$ 7,556	\$ 378
3.2	OPERADOR DE EQUIPO	hr	3	0.025	\$ 8,185	\$ 614
3.2	AYUDANTE	hr	1	0.050	\$ 4,407	\$ 220

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.1	MATERIAL FINO DESDE FUENTE AL SITIO DE OBRA	km	86	1.000	\$ 343	\$ 29,486
4.2	VOLQUETA	hr	1	0.246	\$ 45,000	\$ 11,057
4.2	DESDE PROVEEDOR AL STIO DE OBRA	gl	2	1.000	\$ 1,200	\$ 2,400

TOTAL COSTOS DIRECTOS M3	\$ 79,655
ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%	\$ 19,914
COSTO TOTAL POR M3	\$ 99,569

APU PROYECTO LA MOJANA

CODIGO: GC-R-2

VERSION: 5

FECHA: FEBRERO 13 DE 2012

Concreto 4000 psi (m3)

1. EQUIPOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	RENDIMIENTO	VR. UNITARIO O TARIFA	VR. PARCIAL
1.1	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	1.000	\$ 5,000	\$ 5,000
1.2	VIBRADOR	día	1	0.200	\$ 43,000	\$ 8,600

2. MATERIALES

2.1	CONCRETO DE 4000 PSI, AGRE. 1/2" Y ASENT. 5"	m3	1	1.000	\$ 350,000	\$ 350,000
2.2	AGUA	m3	1	0.100	\$ 3,000	\$ 300
2.2	IMPERMEABILIZANTE	gl	1	1.000	\$ 15,000	\$ 15,000
2.2	FORMALETA	m2	1	2.000	\$ 20,000	\$ 40,000

3. MANO DE OBRA

3.1	OFICIAL	hr	1	0.200	\$ 7,556	\$ 1,511
3.2	AYUDANTE	hr	2	0.200	\$ 4,407	\$ 1,763

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.1	DESDE PROVEEDOR AL STIO DE OBRA - CONCRETO	km	86	1.000	\$ 343	\$ 29,486
-----	--	----	----	-------	--------	-----------

TOTAL COSTOS DIRECTOS M3

\$ 451,660

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%

\$ 112,915

COSTO TOTAL POR M3

\$ 564,575

Acero de refuerzo y figurado (kg)

1. EQUIPOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	RENDIMIENTO	VR. UNITARIO O TARIFA	VR. PARCIAL
1.1	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	1.000	\$ 500	\$ 500

2. MATERIALES

2.1	ACERO CORRUGADO GRADO 60, FY = 42 MPA (FIGURADO)	kg	1	1.000	\$ 3,000	\$ 3,000
2.2	ALAMBRE	kg	1	0.020	\$ 4,000	\$ 80

3. MANO DE OBRA

3.1	OFICIAL (INSTALACIÓN Y FUGURADO)	hr	1	0.100	\$ 7,556	\$ 756
3.2	AYUDANTE	hr	1	0.100	\$ 4,407	\$ 441

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.1	DESDE PROVEEDOR AL STIO DE OBRA - ACERO	km	86	0.000	\$ 250	\$ 2
-----	---	----	----	-------	--------	------

TOTAL COSTOS DIRECTOS KG	\$ 4,778
ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%	\$ 1,195
COSTO TOTAL POR KG	\$ 5,973

Bombeo de agua por metro cúbico de excavación (m³)

1. EQUIPOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	RENDIMIENTO	VR. UNITARIO O TARIFA	VR. PARCIAL
1.1	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	2.000	\$ 900	\$ 1,800
1.2	MOTOBOMBA	gl	1	0.200	\$ 9,000	\$ 1,800

2. MATERIALES

--	--	--	--	--	--	--

3. MANO DE OBRA

3.2	AYUDANTE	hr	1	0.600	\$ 4,407	\$ 2,644
-----	----------	----	---	-------	----------	----------

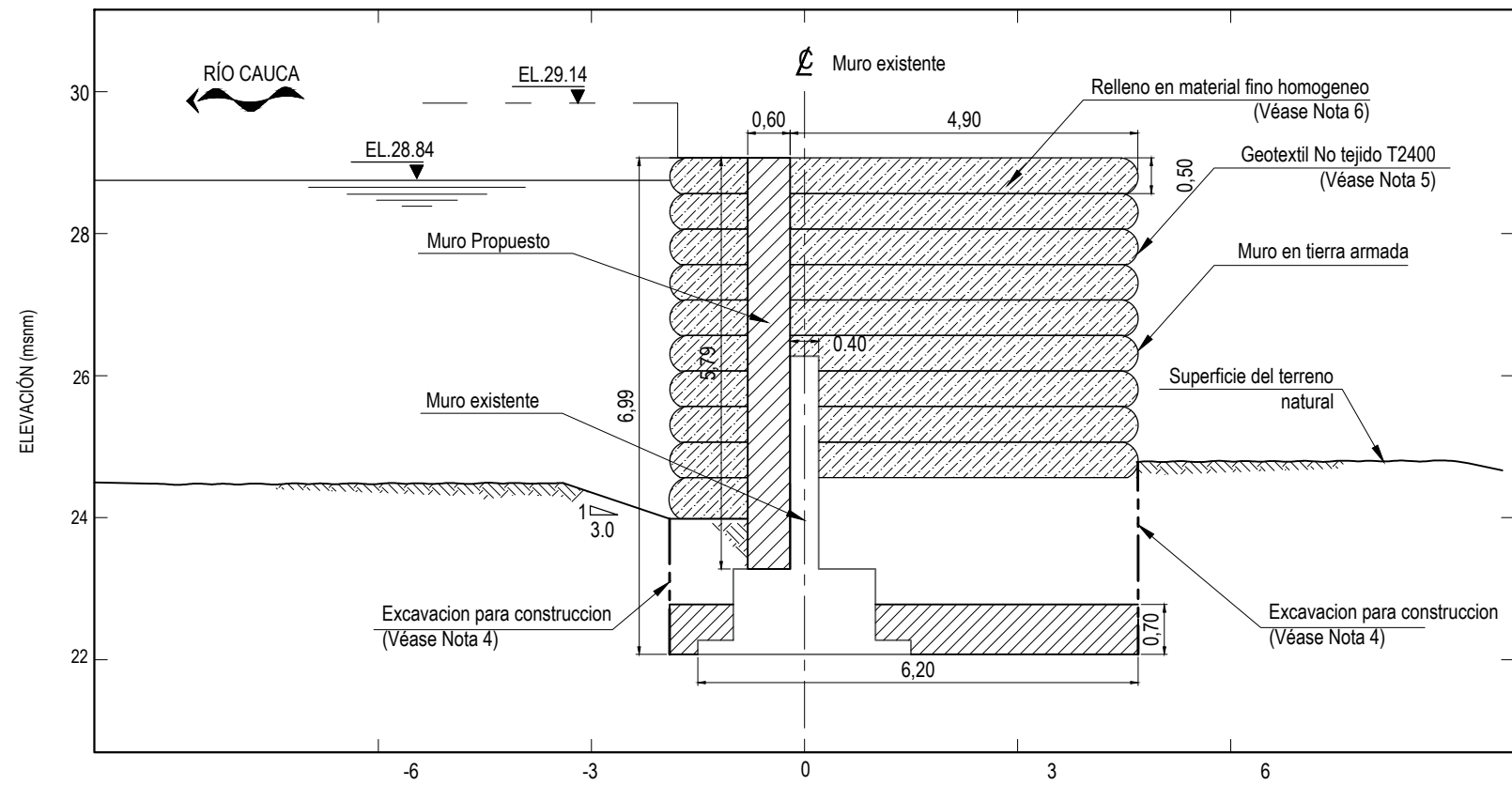
4. ACARREO O TRANSPORTE

--	--	--	--	--	--	--

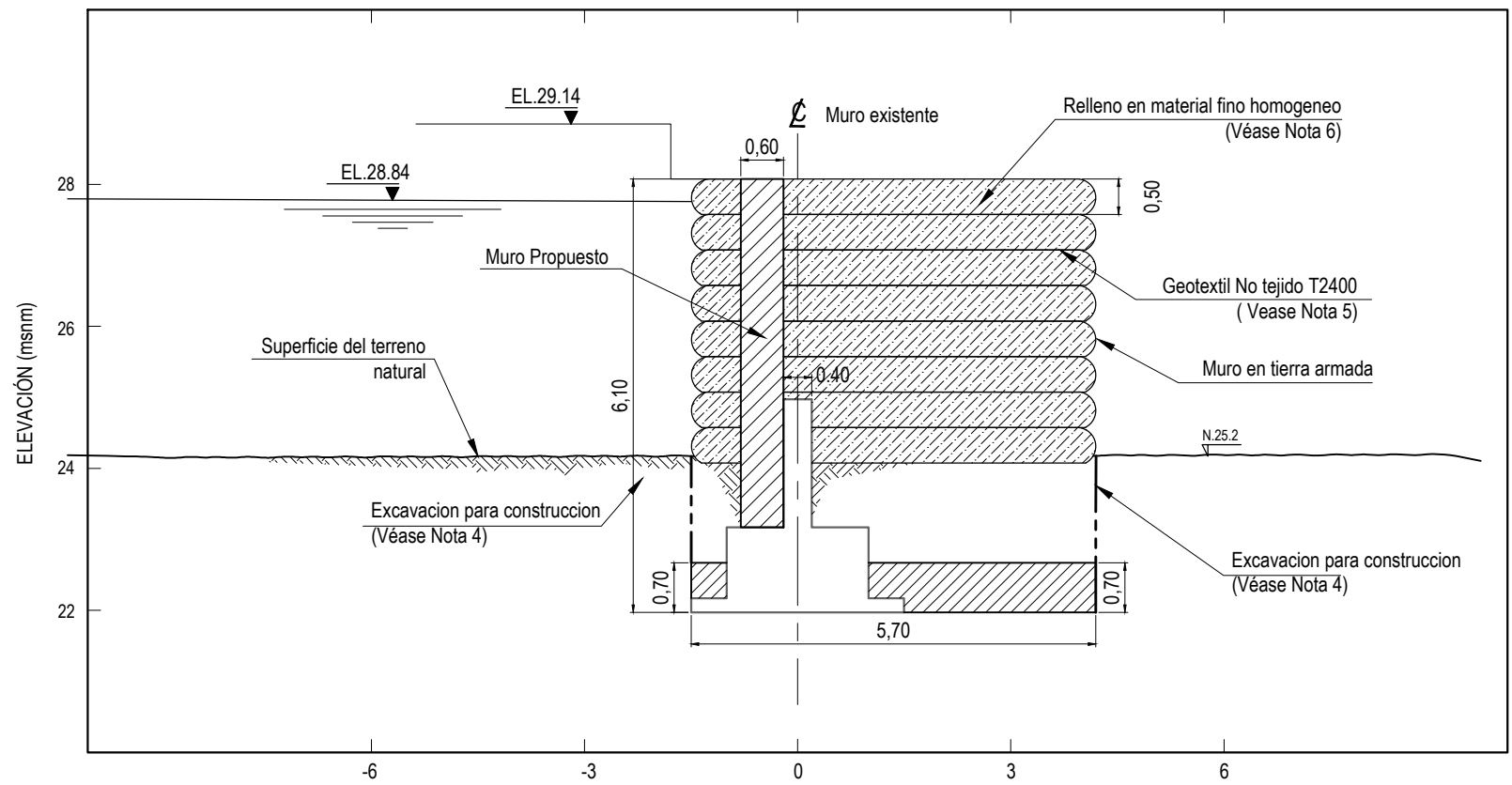
TOTAL COSTOS DIRECTOS m3	\$ 6,244
ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%	\$ 1,561
COSTO TOTAL POR m³	\$ 7,806

ANEXO J.

PLANOS Y ESQUEMAS DEL MURO

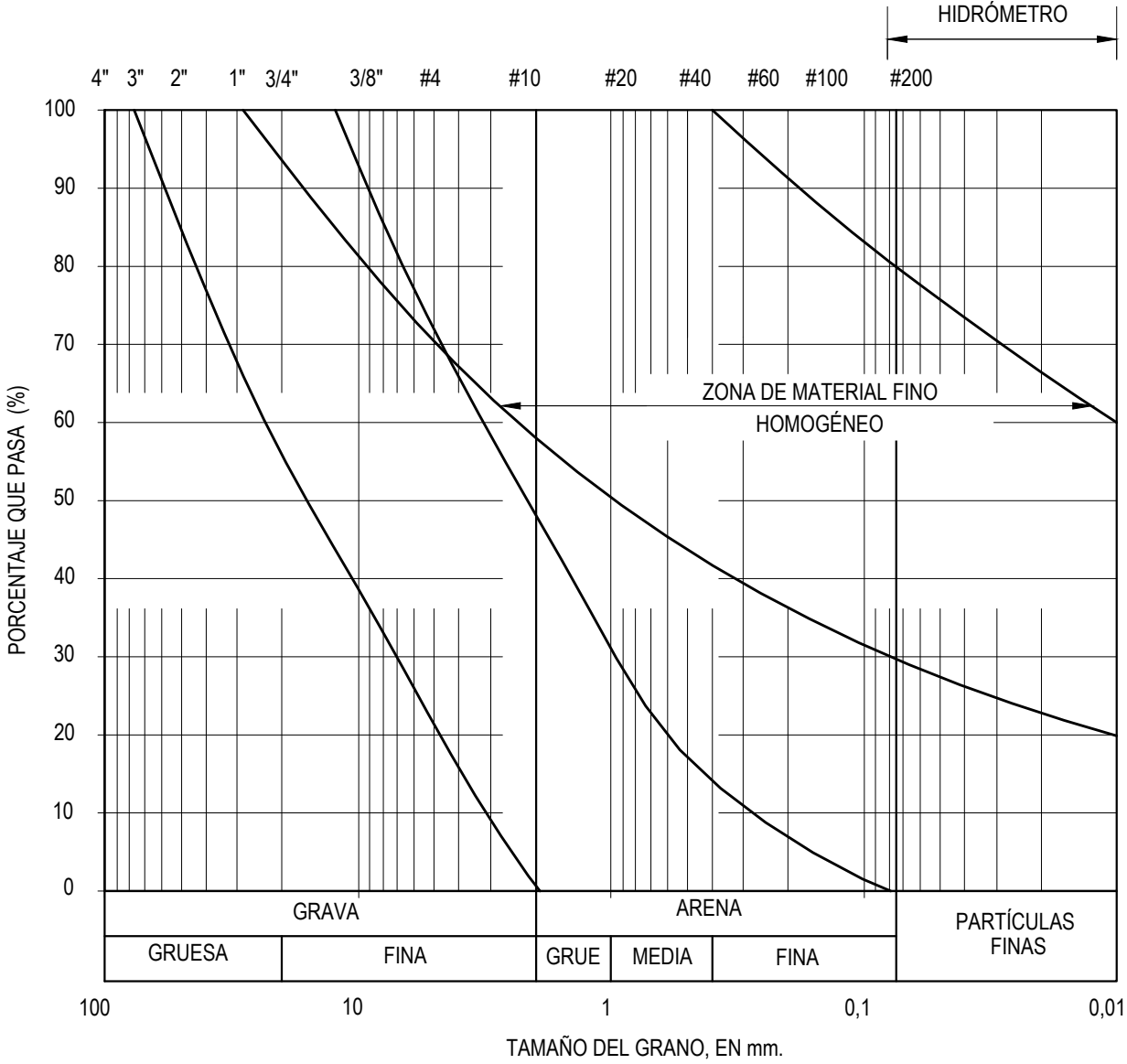


SECCIÓN TÍPICA 1 - MURO ACHI - ABS. K 0+000 A K 0+450



SECCIÓN TÍPICA 2 - MURO ACHI - ABS. K 0+450 A K 0+574.6

BANDAS GRANULOMÉTRICAS PARA MAT. FINO HOMOGÉNEO
SIN ESCALA



NOTAS

1. Todas las dimensiones están dadas en metro y las elevaciones en msnm, excepto otra indicación.
2. Como se indica en este plano, para controlar las inundaciones que se puedan presentar por crecientes del Río Cauca, se propone la construcción de un muro continuo entre el área urbana de la población de Achi y las aguas del Río Cauca. El muro será construido en concreto reforzado y tendrá las dimensiones indicadas en las secciones típicas presentadas en este plano.
3. El concreto del muro deberá ser de por lo menos $f'c = 28$ MPa a los 28 días y el tamaño máximo del agregado de 13 mm. El acero de refuerzo deberá ser como mínimo el presentado en este plano y deberá ser acero corrugado grado 60 con $f' = 420.0$ MPa.
4. La superficie de excavación para la construcción del muro que se indica en este plano, podrá variar durante etapas posteriores del diseño y/o durante la construcción, de acuerdo con las condiciones o estado de los depósitos de suelo y/o de las necesidades que se presenten durante la obra.
5. El material de relleno del cuerpo en el muro de contención deberá ser compactado en capas sucesivas no mayores de hasta 50 cm. La compactación deberá hacerse con equipo vibratorio de compactación de 10 ton, haciendo 10 pasadas por capa. Para la compactación del material este deberá llevarse a la humedad óptima o máximo 3% por encima de esta. El material de relleno debe ser contenido entre capas de geotextil no tejido T2400 o similar. Se debe colocar una capa de geotextil cada 50cm, de material de relleno.
6. El material de relleno del cuerpo del muro deberá construirse con material fino homogéneo, con una granulometría que se encuentre dentro de la banda que se presenta en este plano.

CONVENCIONES:

No.	FECHA	REVISIONES	DIBUJO	REVISION	APROBO
1	14-09-2015	Cambio en las dimensiones del muro propuesto	J.G	D.C	A.D
1	07-09-2015	Cambio en las dimensiones del muro propuesto	J.G	D.C	A.D
0	17-07-2015	VERSION ORIGINAL	J.G	D.C	A.D

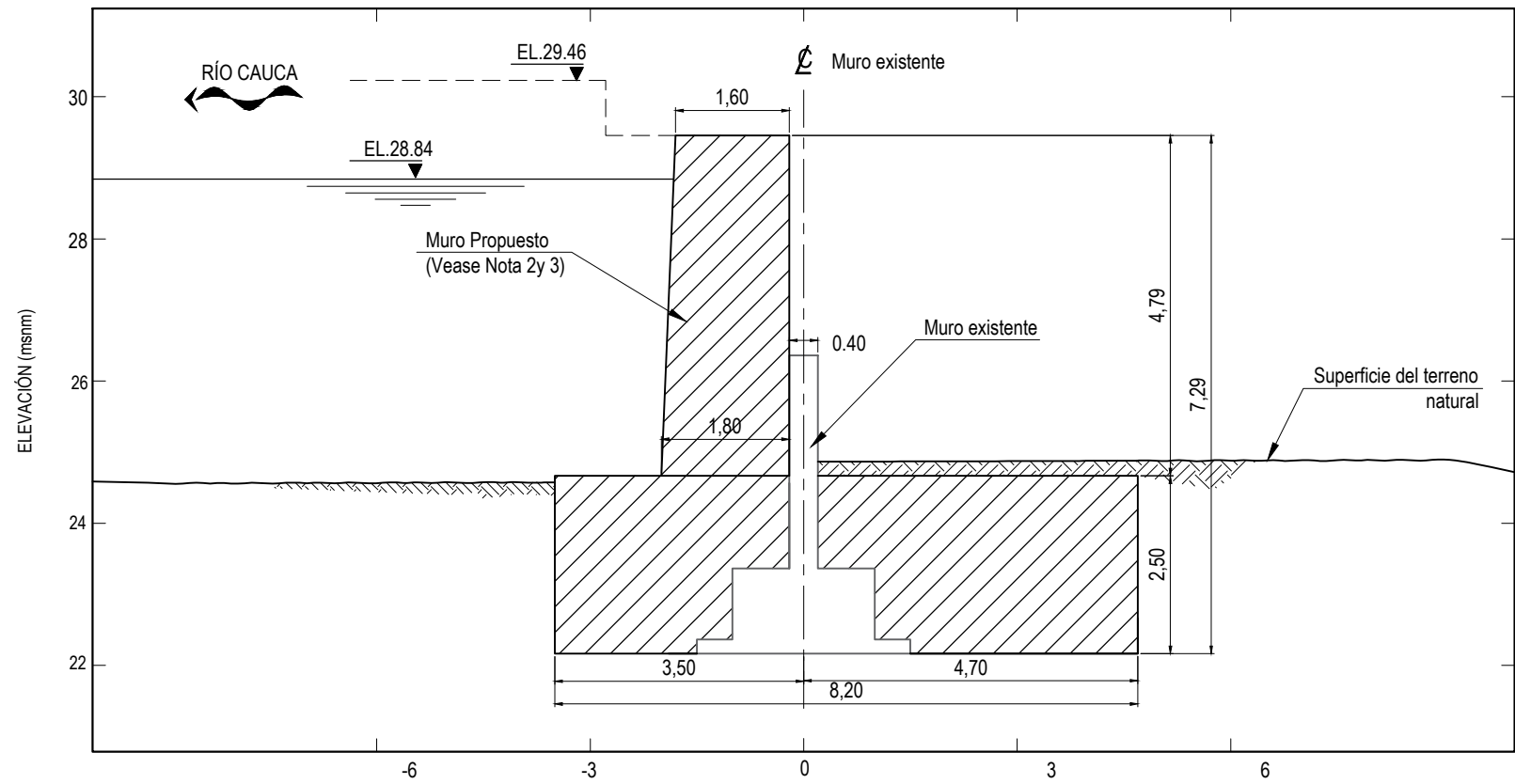
SI SUELOS INGENIERIA S.A.S.
Estudios, diseños y construcciones en geotecnia

DISEÑO:	D.CASTRO	REVISÓ:	D.CASTILLA	APROBO:	A.DURAN	ESC.:	1:100
DIBUJO:	J.GUTIERREZ	FECHA:	SEPTIEMBRE 2015	PLANO No.	2.1		

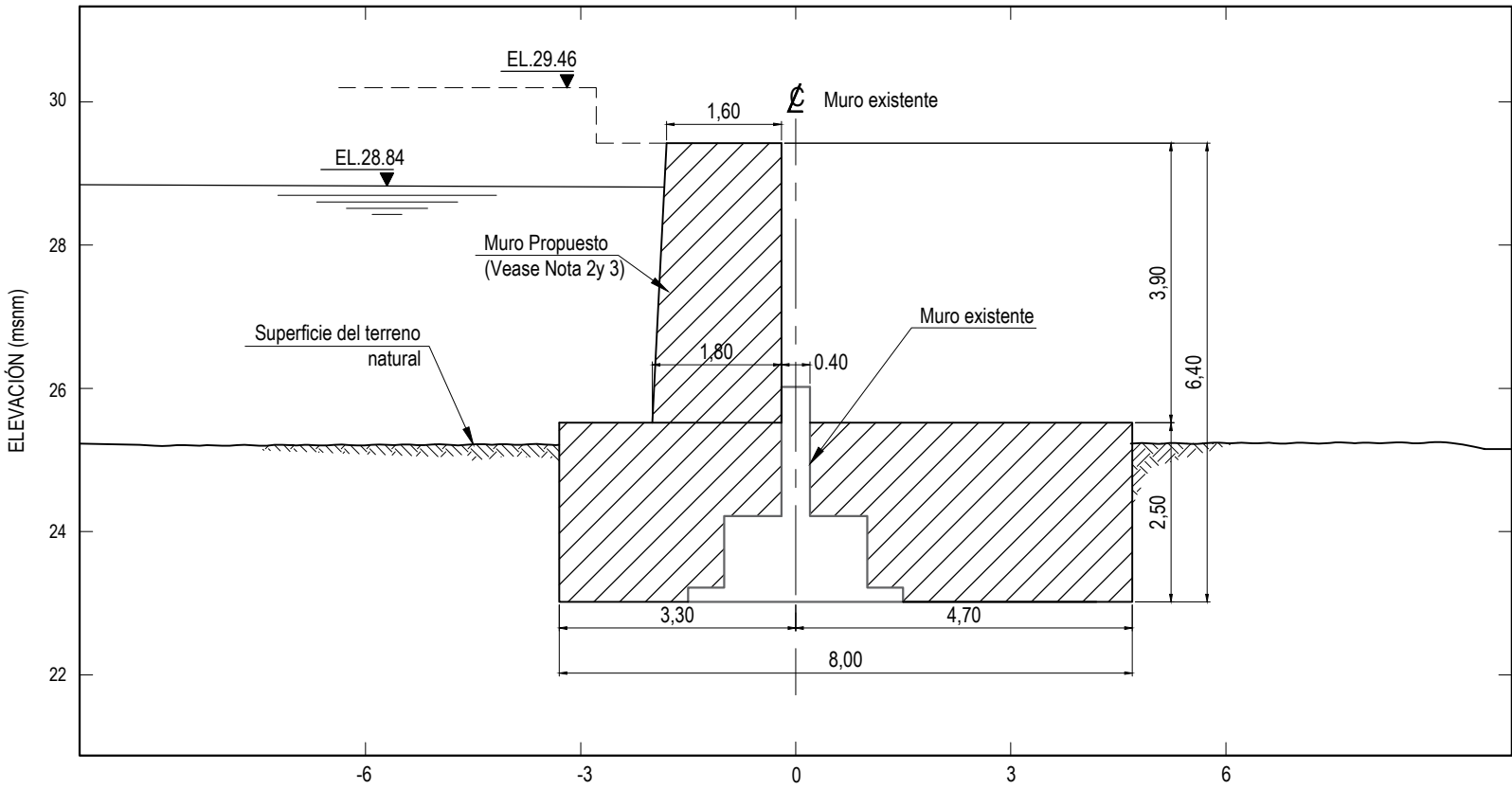
CONTIENE: SECCION TÍPICA MURO DE PROTECCIÓN ACHI



PROYECTO: EVALUACIÓN GEOTÉCNICA Y ESTRUCTURAL DE HASTA 28 OBRAS DE PROTECCIÓN HIDRAULICA LOCALIZADAS EN LOS 11 MUNICIPIOS QUE CONFORMAN EL NÚCLEO DE LA REGIÓN DE LA MOJANA



SECCIÓN TÍPICA 1 - MURO ACHI - ABS. K 0+000 A K 0+450



SECCIÓN TÍPICA 2 - MURO ACHI - ABS. K 0+450 A K 0+574.6

NOTAS

1. Todas las dimensiones están dadas en metro y las elevaciones en msnm, excepto otra indicación.
2. Como se indica en este plano, para controlar las inundaciones que se puedan presentar por crecientes del Río Cauca, se propone la construcción de un muro continuo entre el área urbana de la población de Achi y las aguas del Río Cauca. El muro será construido en concreto reforzado y tendrá las dimensiones indicadas en las secciones típicas presentadas en este plano.
3. El concreto del muro deberá ser de por lo menos $f'c = 28$ MPa a los 28 días y el tamaño máximo del agregado de 13 mm. El acero de refuerzo deberá ser como mínimo el presentado en este plano y deberá ser acero corrugado grado 60 con $f'y = 420.0$ MPa.
4. La superficie de excavación para la construcción del muro que se indica en este plano, podrá variar durante etapas posteriores del diseño y/o durante la construcción, de acuerdo con las condiciones o estado de los depósitos de suelo y/o de las necesidades que se presenten durante la obra.

CONVENCIONES:

0	14-09-2015	VERSION ORIGINAL	J.G	D.C	A.D
No.	FECHA	REVISIONES	DIBUJO	REVISION	APROBO

SI SUELOS INGENIERIA S.A.S.
Estudios, diseños y construcciones en geotecnia

DISEÑO:	D.CASTRO	REVISÓ:	D.CASTILLA	APROBO:	A.DURAN	ESC:	
DIBUJO:	J.GUTIERREZ	FECHA:	SEPTIEMBRE 2015	PLANO No.	2.2		1:100

CONTIENE: SECCIÓN TÍPICA MURO DE PROTECCIÓN ACHI OPCIÓN 2



PROYECTO: EVALUACION GEOTECNICA Y ESTRUCTURAL DE HASTA 28 OBRAS DE PROTECCION HIDRAULICA LOCALIZADAS EN LOS 11 MUNICIPIOS QUE CONFORMAN EL NUCLEO DE LA REGION DE LA MOJANA