

**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**



DIQUE 3. PINILLOS

**INFORME DE ANALISIS DE ESTABILIDAD DE 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:	INFORME DE ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA DIQUE 3. PINILLOS	
Versión	Cambios Realizados	Fecha
0	Versión original	AGOSTO 4 2015
1	Se modifica documento en atención a observaciones oficio 161 de Agosto de 2015	SEPT. 10 2015

ELABORADO POR:

Versión	Nombre	Firma	Fecha
0	EDUARDO GOMEZ		AGOSTO 4 2015
1	EDUARDO GOMEZ		SEPT. 10 2015

REVISADO POR:

Versión	Nombre	Firma	Fecha
0	DONALDO CASTILLA		AGOSTO 4 2015
1	DONALDO CASTILLA		SEPT. 10 2015

APROBADO POR:

Versión	Nombre	Firma	Fecha
0	ALBERTO DURAN		AGOSTO 4 2015
1	ALBERTO DURAN		SEPT. 10 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 Cargas.....	8
2.2.3 Condiciones de carga y de análisis	8
2.2.4 Secciones de análisis	8
2.3 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS GEOTÉCNICOS	9
2.3.1 Estabilidad general del relleno del dique.....	9
2.3.2 Análisis de capacidad portante	15
2.3.3 Verificación de ocurrencia de tubificación	17
2.3.4 Análisis de potencial de licuación	17
3. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS	20
3.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GENERAL	20
3.1.1 Curvas de variación del FS con la altura de la lámina de agua	21
3.2 ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	22
3.3 VERIFICACIÓN DE OCURRENCIA DE TUBIFICACIÓN	23
3.3.1 Verificación de ocurrencia de tubificación en la pata aguas abajo del dique	23
4. CONCLUSIONES	28
5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	30

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Esquema del criterio de la lámina de agua para los análisis de estabilidad del dique en su condición actual, tomado del comunicado OFC-FONADA-MOJANA-2015-37 enviado por la interventoría del proyecto	7
Figura 2-2. Esquema de la sección de análisis en la Abs. K0 + 040.....	11
Figura 2-3. Esquema de la sección de análisis en la Abs. K0 + 120.....	11
Figura 2-4. Esquema de la sección de análisis en la Abs. K0+200.....	11
Figura 2-5. Gráfico para el cálculo del factor de capacidad portante N_c para cimientos superficiales apoyados en suelos cohesivos de dos capas.	16
Figura 3-3. Curvas de FS vs. Lámina de agua para las secciones de análisis del dique Pinillos.....	21
Figura 3-4. Sección de análisis del gradiente hidráulico para el análisis por tubificación, donde se muestran los puntos de verificación.	23
Figura 3-5. Resultado del análisis de redes de flujo por medio del cual se obtiene el gradiente hidráulico para determinar la posibilidad de que se presente tubificación en la pata del dique de la Sección 1.....	24
Figura 3-6. Resultado del análisis de redes de flujo por medio del cual se obtiene el gradiente hidráulico para determinar la posibilidad de que se presente tubificación en la pata del dique de la Sección 2.....	24
Figura 3-7. Resultado del análisis de redes de flujo por medio del cual se obtiene el gradiente hidráulico para determinar la posibilidad de que se presente tubificación en la pata del dique de la Sección 3.....	25

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1. Factores de seguridad mínimos para los análisis de estabilidad general.....	9
Tabla 2-2. Criterio de determinación la aceleración horizontal para análisis pseudo-estáticos, tomado de la NSR 10 (AIS 2010).	10
Tabla 2-3. Zonificación global de la estructura (Basado en la zonificación geotécnica y geométrica realizada en el informe de caracterización dique Pinillos (Suelos Ingeniería, 2015).	12
Tabla 2-4. Resumen de las secciones de análisis para la estabilidad general del dique Pinillos.	13
Tabla 2-5. Resumen de parámetros geomecánicos empleados en los análisis de estabilidad general y otros análisis geotécnicos.	14
Tabla 2-6. Valor de gradiente hidráulico máximo según el tipo de material (Bowles, 1997).	17
Tabla 3-1. Factores de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad general para diferentes condiciones de carga para las secciones de análisis del dique en el tramo de estudio.	20
Tabla 3-4. Indicación de la relación de la altura de la lámina de agua relativa a la altura de la estructura con la elevación en metros sobre el nivel del mar (msnm).	22
Tabla 3-5. Resumen de resultados del análisis de capacidad portante para el dique Pinillos.	22
Tabla 3-6. Resultados de la verificación de los gradientes hidráulicos en la pata aguas abajo del nuevo dique.	25
Tabla 3-7. Resumen de datos de entrada para el modelo de potencial de licuación, obtenidos de la perforación PT-DP-1.....	26
Tabla 3-8. Resumen de resultados del análisis de potencial de licuación de las arenas sueltas encontradas superficialmente en el sitio.....	27

LISTA DE ANEXOS

Anexo A. Análisis de estabilidad general y verificación de ocurrencia de tubificación

Anexo B. Capacidad portante en condiciones drenadas

Anexo C. Capacidad portante en condiciones no drenadas

Anexo D. Análisis de potencial de licuación.

Anexo E. Resumen de parámetros geomecánicos

1. INTRODUCCIÓN

Este informe es parte del contrato número 200 de 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 estabilidad del dique 3 Pinillos.

Con base en la información obtenida durante la etapa de caracterización, se procedió con los análisis de estabilidad geotécnicos pertinentes para determinar las condiciones actuales de las estructuras. Se destaca que durante la fase de caracterización y considerando que la estructura del dique Pinillos falló por socavación severa provocando desprendimiento de la cresta y el cuerpo afectando drásticamente un tramo de aproximadamente 200m, los análisis se enfocarán en la estructura paralela a este (véase referencia [10] Capítulo 2). Dicha estructura consiste en una vía con un ancho de cresta que varía entre 2 y 4m, la cual se revisará y con los resultados se conocerá su estabilidad desde el punto de vista geotécnico para en una etapa posterior (etapa de diseño) realizar una proyección en elevación y extensión, conservando parte de la estructura existente, con el fin de convertirla en un nuevo dique carreteable.

En este informe se presenta 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 de sus características y a los materiales que conforman su 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, se hizo con base en la información recolectada durante la campaña de exploración llevada a cabo en la zona y por medio de visitas 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 la zona del dique, que es presentado a manera de referencia en varios puntos de este informe.

Los resultados del presente informe servirán de guía y referencia para el diseño a nivel de ingeniería básica del dique. La siguiente etapa de diseño básico se enfocará en los sitios críticos que se identifiquen durante los análisis presentados en este informe y se enfocará en las verificaciones geotécnicas que permitan determinar que el terraplén es una estructura segura y capaz de resistir las diferentes condiciones de carga y escenarios de operación.

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

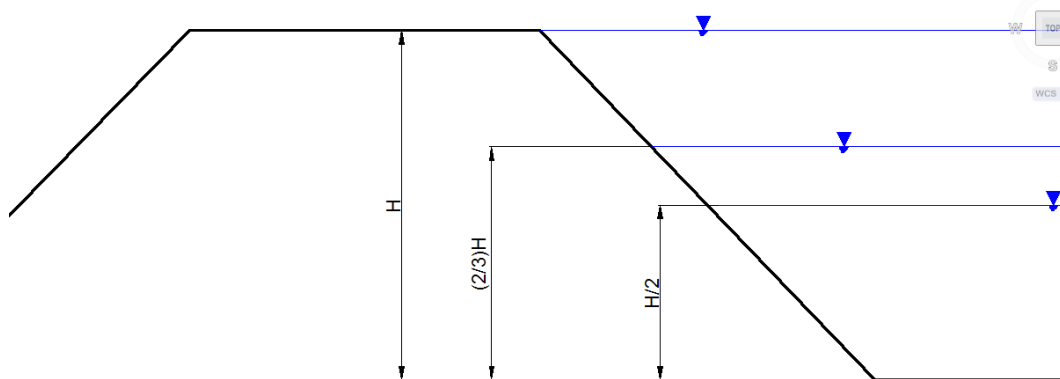
2. METODOLOGÍA Y CRITERIOS DE DISEÑO

En este capítulo se presenta un compendio de las metodologías y criterios de diseño empleados para la verificación de la estabilidad general, cálculo de capacidad portante, tubificación y potencial de licuación.

2.1 CRITERIOS GENERALES PARA LOS ANÁLISIS

Los niveles de la lámina de agua para los análisis de estabilidad serán los indicados por el Fondo Adaptación. Estos niveles dependen de la geometría de la sección del dique empleada para los análisis, pero no necesariamente coinciden a un nivel de aguas con una cota específica para toda la zona, asociada a un periodo de retorno de inundación. En la Figura 2-1 se presenta un esquema donde se indica el criterio de selección de la lámina de agua para cada una de las secciones de análisis.

Figura 2-1. Esquema del criterio de la lámina de agua para los análisis de estabilidad del dique en su condición actual, tomado del comunicado OFC-FONADA-MOJANA-2015-37 enviado por la interventoría del proyecto



2.2 INSUMOS Y CONSIDERACIONES PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

2.2.1 Información básica

Para el desarrollo de los análisis de estabilidad se tuvo en cuenta la siguiente información:

1. Secciones de análisis obtenidas por medio de un levantamiento topográfico de secciones de la estructura y de verificaciones de su geometría durante la visita de inspección visual.
2. Resultado e interpretación de las investigaciones geotécnicas correspondiente a exploraciones de campo y ensayos de laboratorio. (Suelos Ingeniería, 2015)
3. Identificación y caracterización de los materiales presentes en la zona, acompañado de un perfil geológico-geotécnico del suelo de fundación de la estructura.

2.2.2 Cargas

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

1. Peso propio de la estructura
2. Carga hidrostática de los cuerpos de agua cercano en caso de inundaciones (en este caso corresponde al Río Magdalena)
3. Carga generada por el tráfico vehicular sobre la cresta del terraplén.
4. Cargas por sismo

El terraplén es en la actualidad una vía en donde solo pueden circular motos. De acuerdo con la topografía la cresta el dique no es horizontal a lo largo de toda su longitud, presentando variaciones tanto en su ancho, que varía entre 1.0m y 4.0m, como en la pendiente, llegando a ser incluso de hasta del 10%. Estas variaciones se presentan posiblemente después de generarse procesos erosivos que fueron definiendo esta nueva forma del terraplén.

Debido a que sobre este dique no circula tráfico pesado, no se considerará para los análisis ninguna carga sobre cresta.

2.2.3 Condiciones de carga y de análisis

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

1. Condición estática a largo plazo con flujo estacionario. Este análisis se hará en condiciones drenadas para cada uno de los niveles de agua establecidos en diferentes alturas según lo presentado en la Sección 2.1.
2. Condición de desembalse rápido. Para este análisis se tendrá en cuenta un nivel de aguas colgado dentro de la estructura del terraplén, que será generado solo para la condición más crítica de inundación, que en este caso corresponde nivel de aguas con altura igual al de la estructura del terraplén. Para esta condición de análisis se emplearon los parámetros drenados del material (esfuerzos efectivos), toda vez que de considerar una condición no drenada el nivel freático colgado dentro del cuerpo del dique no tendrá ningún efecto dentro de la estabilidad.
3. Condición de sismo. Este análisis se hará adoptando la resistencia al corte no drenado del material (esfuerzos totales). 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. Esta resulta ser la condición crítica en el caso de los suelos aluviales finos encontrados en la zona, que presentan un comportamiento mecánico significativamente más competente en condiciones drenadas que no drenadas.

2.2.4 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:

Por medio del perfil geológico-geotécnico y de la clasificación y caracterización de los materiales presentes en la zona, se identificaron 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 los sitios donde los estratos menos competentes tienen un mayor espesor. Dentro de estas zonas críticas de la fundación se buscó por medio de los perfiles topográficos e información obtenida de campo la sección geométrica más desfavorable. Esta sección geométrica corresponde a la que tuviese mayor altura y taludes más empinados.

Si ninguna de las secciones de análisis determinadas por medio de la metodología descrita en el párrafo anterior corresponde a la sección geométrica crítica en toda la extensión del tramo en estudio, se generará una sección de análisis adicional correspondiente a la sección geométrica más desfavorable, adoptando las condiciones de la fundación sobre la cual se encuentre esta sección del terraplén.

Adicionalmente se harán análisis sobre secciones particulares que representen una condición de riesgo por la composición de la fundación, por fenómenos como tubificación y/o potencial de licuación.

2.3 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

A continuación se presenta un compendio de las metodologías y criterios empleados para hacer la evaluación geotécnica del terraplén en su estado actual. Estos análisis tienen en cuenta los criterios e insumos descritos en las secciones anteriores de este capítulo.

2.3.1 Estabilidad general del relleno del terraplén

Para la verificación de la estabilidad general del terraplén en su condición actual se tuvieron en cuenta los requisitos mínimos recomendados por El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (EM-1110-2-1913, 2000). Para la condición de sismo se tuvo en cuenta el factor de seguridad mínimo recomendado por la Norma Sismo Resistente Colombiana (NSR 10, (AIS, 2010)). 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.

Tabla 2-1. Factores de seguridad mínimos para los análisis de estabilidad general

Caso	Condición de diseño	F.S. mínimo	Taludes	Observaciones	Referencia
1	Operación en épocas de verano, flujo establecido con nivel de aguas en la elevación encontrada durante la campaña de exploración	1.40	Aguas arriba y aguas abajo	Esfuerzos efectivos; Con nivel freático	(EM-1110-2-1913, 2000)
2	Operación en épocas de invierno, flujo establecido con nivel de agua variable con base en altura de la estructura ($H/2$, $2/3H$ y H)	1.30	Aguas arriba y aguas abajo	Esfuerzos efectivos; Con nivel freático	(EM-1110-2-1913, 2000)
3	Desembalse rápido desde el nivel máximo de inundación con base en la altura de la estructura (H) hasta el nivel del TN	1.20	Aguas arriba	Esfuerzos efectivos; Con nivel freático colgado	(EM-1110-2-1913, 2000)

Caso	Condición de diseño	F.S. mínimo	Taludes	Observaciones	Referencia
4	Condición de sismo	1.05	Aguas arriba y aguas abajo	Fundación condición UU; Relleno condición UU; Esfuerzos totales;	(NSR 10, (AIS, 2010))

La estabilidad de las estructuras se analizó bajo condiciones de carga estática y de sismo mediante análisis estáticos y pseudo-estáticos, respectivamente. En estos se buscan distintas superficies de deslizamiento o superficies 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 (NSR 10, referencia (AIS 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. Para la fuerza vertical se tomara la mitad del valor de la fuerza horizontal

Tabla 2-2. Criterio de determinación la aceleración horizontal para análisis pseudo-estáticos, tomado de la NSR 10 (AIS 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 dique 3 Pinillos se encuentra en una zona de sismicidad INTERMEDIA, según Norma Sismo Resistente Colombiana (NSR 10, (AIS 2010)), con una aceleración pico del terreno (PGA) de 0.10. En el documento de caracterización geotécnica y geométrica (Suelos Ingeniería, 2015) se presenta con más detalle este tema.

2.3.1.1 Sección o secciones de análisis

Con base en el criterio descrito en el Numeral 2.2, se determinaron las secciones sobre las cuales se ejecutaron los análisis de estabilidad general. Las secciones sobre las cuales se llevaron a cabo los análisis de estabilidad se resumen en la Tabla 2-4 y un esquema de cada una de las secciones se presenta de la Figura 2-2 a la Figura 2-4. Estas secciones que representan los puntos críticas de la estructura se relacionaron con las zonificaciones tanto geotécnica como geométricas presentada en el informe DIQUE PINILLOS, INFORME DE CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA Y GEOTÉCNICA DE LA ESTRUCTURA (Suelos Ingeniería, 2015), por medio de una zonificación global. Esta zonificación se presenta en la Tabla 2-3, y en la Tabla 2-4 se muestra a qué zonas corresponde cada sección adoptada para los análisis.

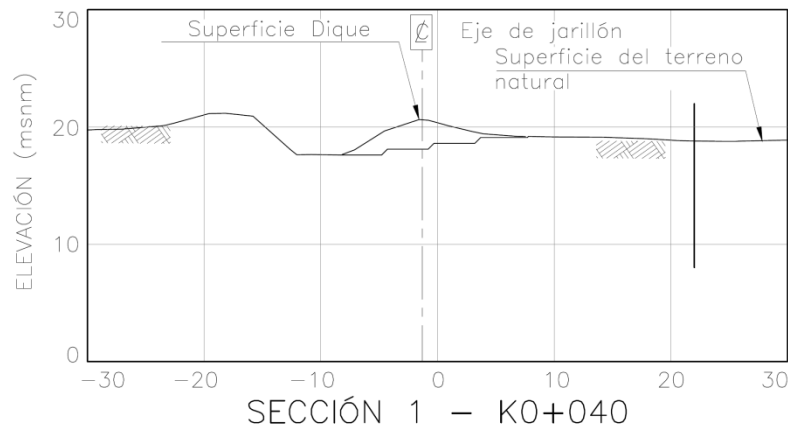


Figura 2-2. Esquema de la sección de análisis en la Abs. K0 + 040.

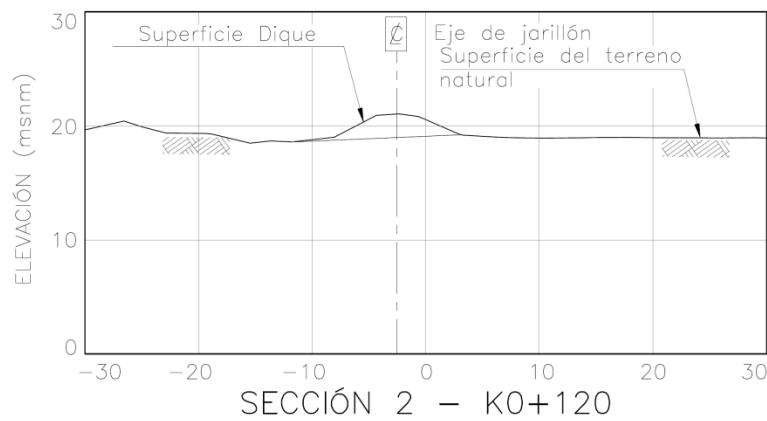


Figura 2-3. Esquema de la sección de análisis en la Abs. K0 + 120

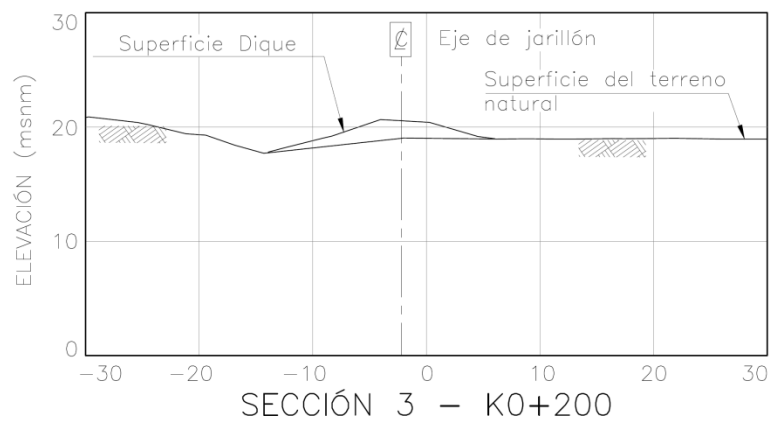


Figura 2-4. Esquema de la sección de análisis en la Abs. K0+200.

Tabla 2-3. Zonificación global de la estructura (Basado en la zonificación geotécnica y geométrica realizada en el informe de caracterización dique Pinillos (Suelos Ingeniería, 2015).

Dique Pinillos			
Zona global	Zona geométrica	Zona Geotécnica	Absciza
Zona 3	Zona 3	Zona 2	K0 + 180 - K0 + 294.1
Zona 2	Zona 2	Zona 1	K0 + 040 - K0 + 180
Zona 1	Zona 1	Zona 1	K0 + 000 - K0 + 040

Tabla 2-4. Resumen de las secciones de análisis para la estabilidad general del terraplén.

Zona o sección de análisis	Nota	Composición de la estructura	Composición de la fundación	Abs. Zonificación global	Geometría de la estructura					Prof. NF actual desde la cresta (m)
					Altura (m)	Elevación de la cresta (msnm)	Ancho de cresta (m)	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo	
1	Sección del dique con geometría crítica (sección más alta)	Arcillas de consistencia firme	Arcilla de baja plasticidad 1	K0+000 - K0+040	2,5	20,5	1	2,0H:1V	4H:1V	5
			Limo de baja plasticidad 1							
			Arcilla de alta plasticidad							
			Limo de baja plasticidad 2							
2	Sección del dique con geometría crítica (pendientes más altas)	Arcillas de consistencia firme	Arcilla de baja plasticidad 1	K0+040 - K0+180	2	21,05	3,7	2,0H:1V	2,5H:1V	5
			Limo de baja plasticidad 1							
			Arcilla de alta plasticidad							
			Limo de baja plasticidad 2							
3	Sección con arenas en la fundación	Arcillas de consistencia firme	Arcilla de baja plasticidad 1	K0+180 - K0+294.1	1,5	20,65	4,3	4,0H:1V	5,0H:1V	6
			Arena Limosa 1							
			Arcilla de baja plasticidad 2							
			Arena Limosa 2							
			Limo de baja plasticidad 2							

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

Con base en la caracterización de los materiales que conforman el cuerpo del terraplén y el suelo de fundación de la zona de interés, que se presentó en el documento DIQUE PINILLOS, 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, tanto para condiciones drenadas como no drenadas, la mayoría de ellos resulta ser el promedio de todos los datos analizados. En el Anexo E se presenta la siguiente tabla de manera más detallada, contiene los rangos máximos y mínimos dentro de los cuales oscilaban los parámetros estudiados, según lo plasmado en el informe de caracterización Dique Pinillos. En la Tabla 2-5 se presenta un resumen de los parámetros geomecánicos empleados para los análisis de estabilidad general y otros análisis geotécnicos.

Tabla 2-5. Resumen de parámetros geomecánicos empleados en los análisis de estabilidad general y otros análisis geotécnicos.

Material	Consistencia o descripción de densidad	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{hum} (kN/m ³)	Resistencia al corte no drenado	Resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos		Permeabilidad
					Su (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	
(Estructura del dique) Arcilla de baja plasticidad	Firme	10	15.9	17.5	50.0	35.0	33	1.5x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de baja plasticidad 1	Medio firme a blanda	22	13.9	17.0	25.0	20.0	16	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de baja plasticidad 2	Firme	22	14.3	17.5	25.0	28.0	33	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de alta plasticidad	Firme	21	13.1	15.6	60.0	34.0	29	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Limo de baja plasticidad 1	Media	24	14.4	17.9	NA	NA	30	5.0x10 ⁻⁴
(Suelo de fundación) Limo de baja plasticidad 2	Firme	24	14.4	17.9	50.0	0.0	27	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arena Limosa 1	Medio Suelta	20	13.3	16.0	NA	0.0	30	6.7x10 ⁻³
(Suelo de fundación) Arena limosa 2	Medio Suelta	20	13.3	16.0	NA	0.0	30	6.7x10 ⁻³

2.3.1.3 Curvas de variación del FS con la altura de la lámina de agua

Con el fin de que los resultados de los análisis de estabilidad general sirvan como un dato de entrada a los modelos hidrológicos adelantados actualmente por el Fondo Adaptación para la zona de La Mojana, se generarán curvas que muestren la variación del factor de seguridad con el aumento de la lámina de agua en caso de inundación. Para cada sección de análisis antes descrita se generará una curva de este tipo comenzando con la altura del NF medida en campo durante la campaña de exploración.

2.3.2 Análisis de capacidad portante

Se hicieron análisis de capacidad portante del 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 terraplén para el que se hará el análisis no es una estructura recientemente construida, es pertinente hacer análisis de capacidad portante solo a largo plazo. De cualquier forma para revisar las condiciones críticas del suelo de fundación y considerar una situación en la cual el suelo pueda verse sometido a esfuerzos que no permitan la disipación de un exceso de presión de poros en los materiales finos de fundación, se llevaron a cabo análisis de capacidad portante en condiciones no drenadas.

2.3.2.1 Capacidad portante en condiciones no drenadas o a corto plazo

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):

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

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.

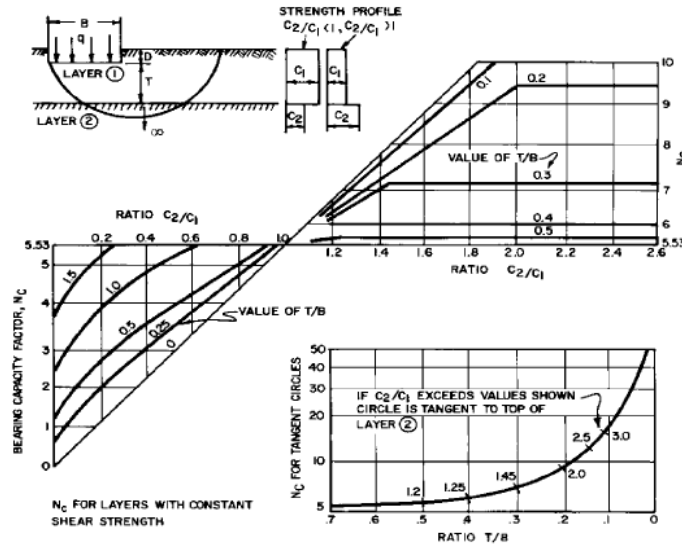
D_f , Profundidad de desplante del cimiento.

Para el caso de suelos cohesivos estratificados de dos capas, el factor de capacidad portante N_c se determinó de acuerdo al gráfico que se presenta en la Figura 2-5. 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.
- C2/C1: 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 2-5. 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 tres ($FS = 2.5$), como se presenta a continuación:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{2.5}$$

Para verificar que el suelo de fundación es apto para soportar las cargas aplicadas por los rellenos del terraplén, la carga admisible deberá ser mayor que la carga aplicada.

2.3.2.2 Capacidad portante en condiciones drenadas o a largo plazo

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.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{ys},$ Factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{yd},$ Factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{yi},$ 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 dos punto cinco (2.5), la cual deberá ser mayor a la carga aplicada para cumplir con el criterio de capacidad portante.

2.3.3 Verificación de ocurrencia de tubificación

Debido a que se detectó en la zona del terraplén un estrato compuesto de arcilla y limos con contenido de arena, se hará una verificación para determinar si hay sitios que se presente una falla subterránea del suelo de fundación por ocurrencia de tubificación. Con este fin se calculó el gradiente hidráulico (i) en dos puntos críticos del estrato aluvial por medio de análisis de redes de flujo. 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 2-6 se resumen los gradientes críticos para cada estrato.

Tabla 2-6. Valor de gradiente hidráulico máximo según el tipo de material (Bowles, 1997).

Material	G_s	γ (kN/m^3)	γ_w (kN/m^3)	w (%)	e	i_{\max}
(Estructura del dique) Arcillas de baja plasticidad	2.74	17.5	9.81	20	1.05	0.824
(Suelo de fundación, depósito aluvial) Arcillas y limos con contenido de arena	2.69	15.9	9.81	20	1.05	0.849

Para determinar los valores de los gradientes hidráulicos se ejecutaron análisis de redes de flujo para la condición crítica de inundación descrita en el Numeral 2.2, que corresponde un nivel de agua con una altura igual a H . Los análisis de infiltración se realizaron por medio de análisis de elementos finitos (FEM) en el software SLIDE® de Rocscience.

2.3.4 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 medio sueltas 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):

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

Donde,

a_{max} , Corresponde al PGA, que en este caso es igual a 0.10g.

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:

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

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

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

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

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

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

D_{50} , 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.

$$FS_{licuación} = CRR / CSR$$

3. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

En este capítulo se presentan los resultados de los análisis geotécnicos llevados a cabo para verificar las condiciones actuales del dique. La metodología y criterios considerados para realizar los análisis son los descritos en el Capítulo 2

3.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GENERAL

En la Tabla 3-1 se presenta los factores de seguridad de las secciones de análisis del terraplén, obtenidos para las condiciones de carga y análisis descritas en el Numeral 2.2.3. En la Tabla 2-4 se presentan las secciones sobre las que ejecutaron los análisis de estabilidad.

En el Anexo A se presentan los resultados de los análisis de estabilidad realizados con el programa SLIDE de Rocscience y la geometría de las superficies de fallas potencial consideradas en los análisis. Con el fin de determinar la condición de falla crítica para cada condición de carga se analizaron mecanismos de falla circular atravesando la fundación, y atravesando únicamente el cuerpo del terraplén.

Tabla 3-1. Factores de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad general para diferentes condiciones de carga para las secciones de análisis del dique en el tramo de estudio.

Caso	Condición de diseño	F.S. mínimo	F.S. resultado de los análisis					
			Sección 1		Sección 2		Sección 3	
			Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
1	Operación en épocas de verano, NF medio en campo	1.40	3.97	9.59	4.94	5.87	4.55	7.01
2	Operación en épocas de invierno, Nivel de aguas igual a H/2	1.30	4.59	8.63	6.12	5.27	4.13	5.50
	Operación en épocas de invierno, Nivel de aguas igual a 2/3 H		5.35	8.50	6.86	5.20	4.79	5.05
	Operación en épocas de invierno, Nivel de aguas igual a H		7.88	7.54	9.57	4.85	6.84	4.44
3	Desembalse rápido	1.20	3.94	NA	4.94	NA	4.545	NA
4	Condición de sismo	1.05	2.40	5.55	5.38	3.63	3.07	4.33

Como se puede observar en la Tabla 3-1, todas las secciones de análisis satisfacen el factor de seguridad mínimo requerido para la condición de operación en épocas de verano. Para las condiciones de operación en épocas de invierno, los factores de seguridad obtenidos en todas las secciones están por encima del valor mínimo requerido de 1.30.

Para el caso de desembalse rápido desde el nivel de inundación H hasta la pata del dique aguas arriba, el factor de seguridad obtenido en las tres secciones analizadas satisface las condiciones mínimas requeridas ($FS_{\min} = 1.2$). Así mismo para la condición de sismo, todas las secciones satisfacen el factor de seguridad mínimo de 1.05.

Por medio de los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad se puede concluir que el dique en su estado actual es competente para soportar las cargas a las que se encuentra sometido.

Lo mismo expresado en el párrafo anterior ocurre para la condición en la que se presenten inundaciones (entiéndase por inundación la condición en que la lámina de agua respecto a la altura de la estructura (H) en una sección específica es mayor a $H/2$); el dique podrá soportar las cargas a las que estará sometido durante inundaciones, y no se esperan fallas repentinas del mismo por estabilidad general.

3.1.1 Curvas de variación del FS con la altura de la lámina de agua

De acuerdo a lo descrito en el Numeral 2.3.1.3, se generaron curvas para cada sección de análisis donde se plasma la variación del factor de seguridad (FS) con base en los cambios en el nivel de lámina de agua en caso de inundación, comenzando con el nivel freático (NF) encontrado en el sitio durante la campaña de exploración. Se plasmó para cada sección los resultados obtenidos en la cara aguas abajo, que se ve afectada negativamente con el aumento en la lámina de agua. En la cara aguas arriba (cómo se puede ver en la Tabla 3-1 y en el Anexo A) el FS aumenta a mayor altura de la lámina de agua, debido a que el agua representa un soporte para la cara del talud, que es mayor a medida que crece la lámina de agua. En la Figura 3-1 se presentan las curvas para las secciones de análisis consideradas en este tramo del dique. En la Tabla 3-2 se indica a qué elevación sobre el nivel del mar (msnm) corresponde cada altura de lámina de agua relativa a la altura de la estructura.

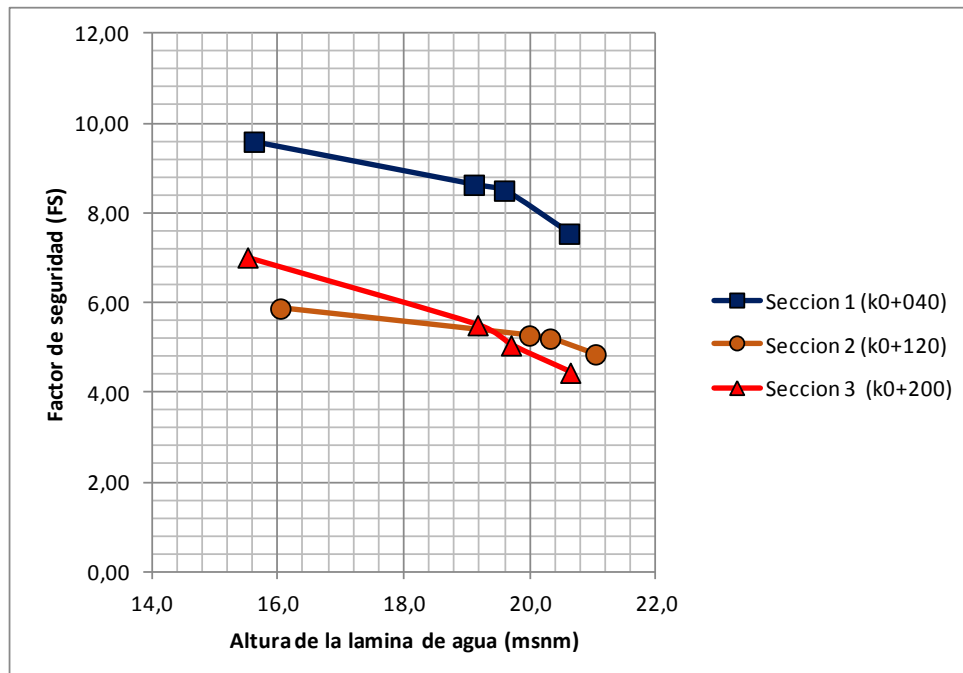


Figura 3-1. Curvas de FS vs. Lámina de agua para las secciones de análisis del terraplén.

Tabla 3-2. Indicación de la relación de la altura de la lámina de agua relativa a la altura de la estructura con la elevación en metros sobre el nivel del mar (msnm).

Altura de la lámina de agua					
Sección 1		Sección 2		Sección 3	
Respecto a la estructura	EL (msnm)	Respecto a la estructura	EL (msnm)	Respecto a la estructura	EL (msnm)
NF medido in-situ	15.6	NF medido in-situ	16.1	NF medido in-situ	15.5
H/2	19.1	H/2	20.0	H/2	19.2
2/3H	19.6	2/3H	20.3	2/3H	19.7
H	20.6	H	21.1	H	20.7

3.2 ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE

Para cada una de las secciones de análisis descritas para la estabilidad general se determinó la capacidad portante del depósito aluvial de fundación en condición drenada (largo plazo) y en condición no drenada (a corto plazo). Así mismo se verificó que el esfuerzo máximo aplicado por el relleno no superara el esfuerzo admisible del suelo de cimentación (q_{adm}). En la Tabla 2-4 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 y C del presente informe.

Tabla 3-3. Resumen de resultados del análisis de capacidad portante para el dique Pinillos.

Sección	Condición	B (m)	Df (m)	q_{ult} (kPa)	FS recomendado	q_{adm} (kPa)	q_{apli} (kPa)	$q_{adm} \geq q_{apli}$	FS obtenido (q_{ult}/q_{apli})
1	Drenada	12	0	461	2.5	184	44	CUMPLE	10.5
	No drenada			155		62		CUMPLE	3.6
2	Drenada	11	0	451		180	35	CUMPLE	12.9
	No drenada			146		58		CUMPLE	4.2
3	Drenada	15	0	494		197	26	CUMPLE	18.8
	No drenada			149		60		CUMPLE	5.7

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 2-4 los análisis de capacidad portante para la condición drenada arroja resultados satisfactorios con un factor de seguridad (FS) igual a dos punto cinco (2,5). Esta condición es representativa del suelo de fundación del dique en este tramo, independientemente de si la zona se encuentra en temporada de sequías o inundaciones. Considerando que esta estructura fue construida hace varios años, es de esperarse que los excesos de presión de poros en estos suelos aluviales se haya disipado, así se trate de un estrato arcilloso.

Por otro lado el análisis de capacidad portante en condición no drenada ejecutado arroja, para un factor de seguridad de dos punto cinco (2,5), los esfuerzos aplicados no superan los esfuerzos admisibles. De cualquier forma, como se explicó en el párrafo anterior esta condición no es representativa del estado actual del suelo de fundación en la zona. Debe tenerse en cuenta que esta condición puede presentarse si sobre el suelo saturado se aplican en corto plazo nuevas cargas a las que la fundación no haya estado sometida antes. Esto puede ocurrir durante la construcción de una estructura adicional o complementaria en la zona y deberá revisarse nuevamente con cuidado, si para la etapa de diseño se considera la reconfiguración o agrandamiento de las estructuras en esta zona.

3.3 VERIFICACIÓN DE OCURRENCIA DE TUBIFICACIÓN

3.3.1 Verificación de ocurrencia de tubificación en la pata aguas abajo del dique

Por medio de análisis de redes de flujo se verificó la posibilidad de ocurrencia de tubificación se verificó la posibilidad de ocurrencia de tubificación en la pata aguas abajo de cada una de las secciones análisis.

En la Figura 3-2 se muestran dos puntos de la fundación donde se verificó que el gradiente hidráulico fuera menor al valor máximo admisible (véase Tabla 2-6).

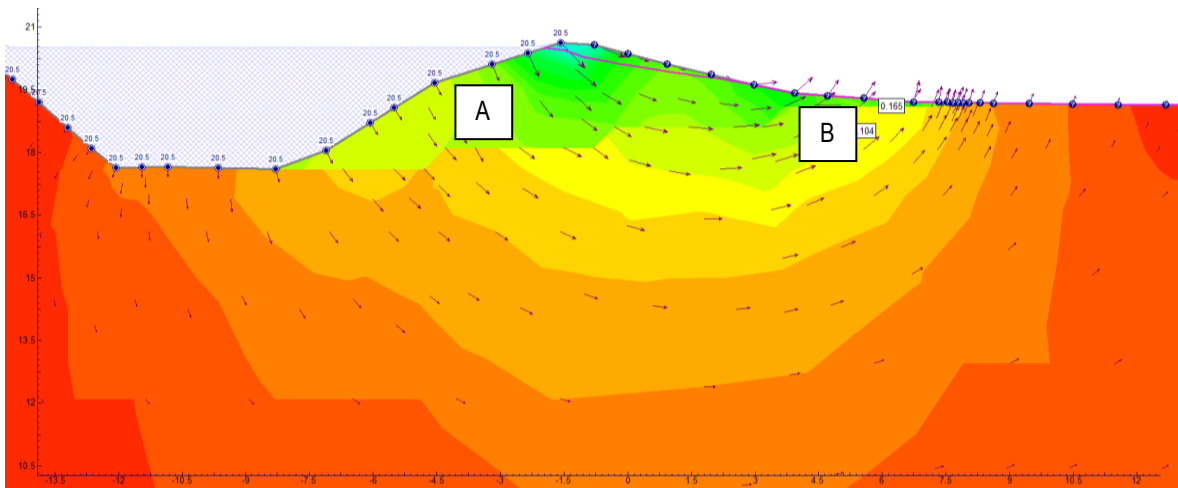


Figura 3-2. Sección de análisis del gradiente hidráulico para el análisis por tubificación, donde se muestran los puntos de verificación.

En la Figura 3-3, Figura 3-4, Figura 3-5 y en el Anexo A se presenta el valor del gradiente hidráulico obtenido en la pata aguas abajo para cada sección del dique por medio de los análisis de redes de flujo. Adicionalmente en la Tabla 3-4 se presenta el gradiente hidráulico obtenido en cada sección para la condición crítica de inundación comparados contra el valor máximo admisible.

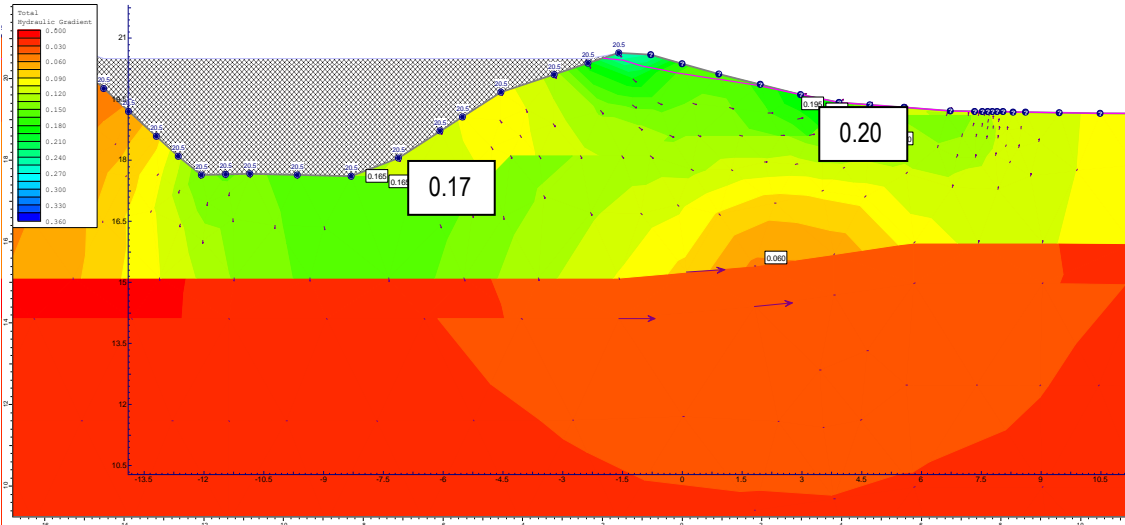


Figura 3-3. Resultado del análisis de redes de flujo por medio del cual se obtiene el gradiente hidráulico para determinar la posibilidad de que se presente tubificación en la pata del dique de la Sección 1.

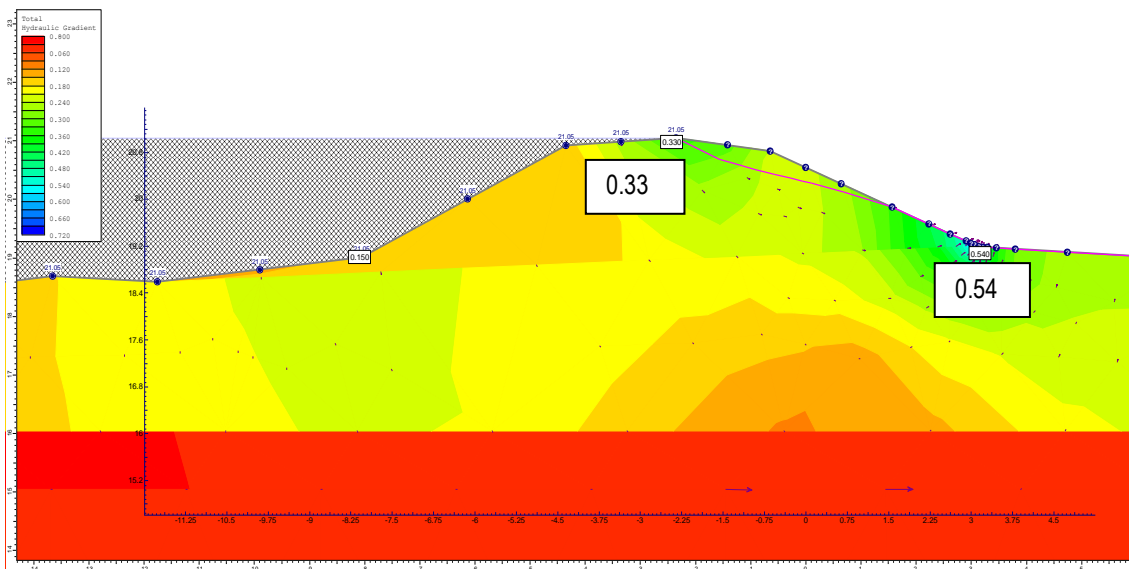


Figura 3-4. Resultado del análisis de redes de flujo por medio del cual se obtiene el gradiente hidráulico para determinar la posibilidad de que se presente tubificación en la pata del dique de la Sección 2.

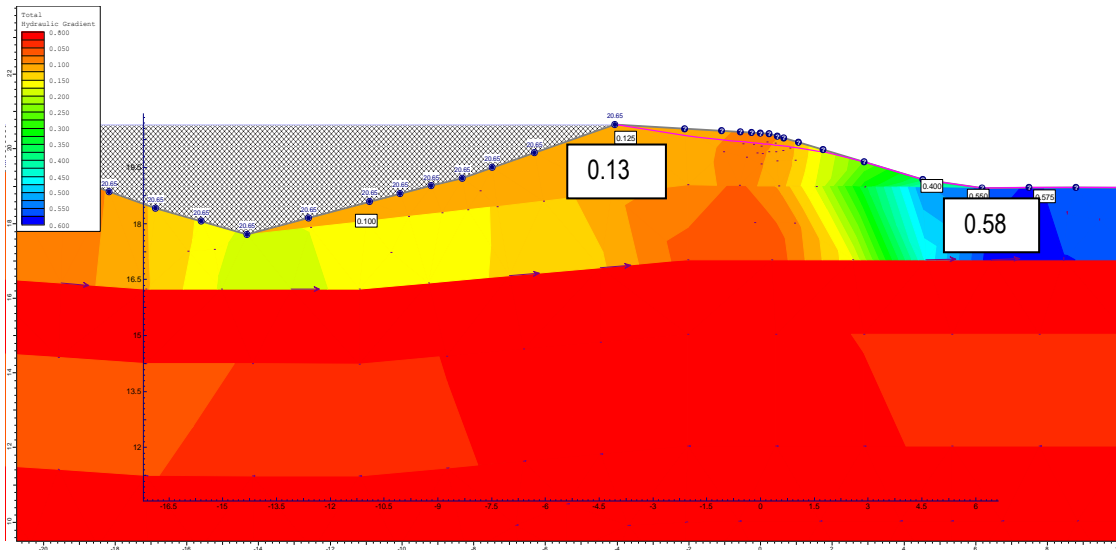


Figura 3-5. Resultado del análisis de redes de flujo por medio del cual se obtiene el gradiente hidráulico para determinar la posibilidad de que se presente tubificación en la pata del dique de la Sección 3.

Tabla 3-4. Resultados de la verificación de los gradientes hidráulicos en la pata aguas abajo del terraplén.

Sección	Material	Gradiente hidráulico máximo	Gradiente hidráulico en la pata aguas abajo del dique	Verificación
1	Arcillas con contenido de arenas finas	0.82	0.200	Cumple
2			0.540	Cumple
3			0.580	Cumple

Como se puede observar en la Tabla 3-5 y en las Figuras 3-4, 3-5 y 3-6, el gradiente hidráulico que se presenta por la infiltración de agua a través del dique durante la creciente de diseño es menor al máximo permitido antes de presentarse tubificación en limos (igual a 0.82). Se concluye entonces que el dique existente se comportará adecuadamente dentro del cuerpo del dique nuevo propuesto, ante la posibilidad de tubificación.

ANÁLISIS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN

De acuerdo a lo precisado en el informe de caracterización geotécnica (Suelos Ingeniería, 2015) en la zona geotécnica dos (2) que va desde la Abs. K0+180 y K0+294.1, el dique se encuentra cimentado sobre un estrato aluvial compuesto de arenas medio sueltas de espesor variable. 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-DPN-1, que fue ejecutada en esta zona. En la Tabla 3-5 se muestran los datos de entrada para los análisis.

Tabla 3-5. Resumen datos de entrada para el modelo de potencial de licuación, obtenidos de la perforación PT-DPN-1.

Muestra	Profundidad Inicial (m)	Profundidad final (m)	N ₆₀ (golpes/pie)	D ₅₀ (mm)	% Pasa 200	γ (kN/m ³)
1	0,00	0,50	10	0,004	83,43	17,5
2	0,50	1,00	15	0,004	83,43	17,5
3	1,00	1,50	12	0,004	83,43	17,5
4	1,50	2,00	11	0,001	83,43	17,5
5	2,00	2,50	14	0,001	83,43	17,5
6	2,50	3,00	12	0,001	83,43	17,5
7	3,00	3,50	13	0,001	83,43	17,5
8	3,50	4,00	11	0,2	17,14	15,7
9	4,00	4,50	15	0,2	17,14	15,7
10	4,50	5,00	12	0,2	17,14	15,7
11	5,00	5,50	7	0,2	17,14	15,7
12	5,50	6,00	7	0,2	17,14	15,7
13	6,00	6,50	11	0,004	80,06	17,5
14	6,50	7,00	7	0,004	80,06	17,5
15	7,00	7,50	12	0,004	80,06	17,5
16	7,50	8,00	17	0,004	80,06	17,5
17	8,00	8,50	17	0,004	80,06	17,5
18	8,50	9,00	16	0,004	80,06	17,5
19	9,00	9,50	11	0,2	17,14	15,7
20	9,50	10,00	12	0,2	17,14	15,7
21	10,00	10,50	11	0,2	20,37	15,7
22	10,50	11,00	11	0,2	20,37	15,7
23	11,00	11,50	11	0,2	20,37	15,7
24	11,50	12,00	11	0,2	20,37	15,7
25	12,00	12,50	9	0,2	20,37	15,7
26	12,50	13,00	9	0,2	20,37	15,7
27	13,00	13,50	27	0,0001	99,26	17,5
28	13,50	14,00	27	0,0001	99,26	17,5
29	14,00	14,50	17	0,0001	99,26	17,5
30	14,50	15,00	17	0,0001	99,26	17,5
31	15,00	15,50	17	0,0001	99,26	17,5

Por medio de la metodología descrita en el Numeral 2.3.4, se determinó el potencial de licuación del estrato aluvial compuesto de arenas sueltas que se encuentran superficialmente. 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 sueltas encontradas superficialmente en el sitio.

Muestra	R1	R2	R3	CRR final	FS licuación	Condición
1	0,173	10,000	3,2	23,6	160,0	No licuable
2	0,137	10,000	3,2	23,6	160,2	No licuable
3	0,097	10,000	3,2	23,5	160,4	No licuable
4	0,077	10,000	3,2	23,5	160,7	No licuable
5	0,078	10,000	3,2	23,5	161,4	No licuable
6	0,067	10,000	3,2	23,4	161,9	No licuable
7	ND	10,000	3,2	23,4	162,5	No licuable
8	0,053	0,055	0,0	0,2	1,3	No licuable
9	0,061	0,055	0,0	0,2	1,4	No licuable
10	ND	0,055	0,0	0,2	1,3	No licuable
11	0,038	0,055	0,0	0,2	1,1	No licuable
12	0,037	0,055	0,0	0,2	1,1	No licuable
13	ND	10,000	3,0	23,2	155,4	No licuable
14	0,033	10,000	3,0	23,1	156,6	No licuable
15	0,043	10,000	3,0	23,2	158,0	No licuable
16	ND	10,000	3,0	23,2	159,2	No licuable
17	0,047	10,000	3,0	23,2	160,3	No licuable
18	0,044	10,000	3,0	23,2	161,3	No licuable
19	0,036	0,055	0,0	0,2	1,1	No licuable
20	0,037	0,055	0,0	0,2	1,1	No licuable
21	0,034	0,055	0,0	0,2	1,1	No licuable
22	0,033	0,055	0,0	0,2	1,1	No licuable
23	0,032	0,055	0,0	0,2	1,1	No licuable
24	0,032	0,055	0,0	0,2	1,1	No licuable
25	0,030	0,055	0,0	0,1	1,1	No licuable
26	0,029	0,055	0,0	0,1	1,1	No licuable
27	0,048	10,000	3,8	24,5	188,5	No licuable
28	0,047	10,000	3,8	24,5	192,1	No licuable
29	0,036	10,000	3,8	24,5	195,7	No licuable
30	0,035	10,000	3,8	24,5	199,5	No licuable
31	0,035	10,000	3,8	24,5	203,4	No licuable

Como se puede apreciar en la Tabla 3-6 el estrato aluvial compuesto por arenas medio sueltas no presenta susceptibilidad a licuación. Con este criterio se puede concluir que la zona donde la estructura se encuentra cimentada no es susceptible a fallar durante un evento sísmico.

4. CONCLUSIONES

Con base en la caracterización geométrica del dique Pinillos, y de la caracterización de los materiales que conforman su estructura y suelo de fundación, se hicieron análisis geotécnicos encaminados a determinar las condiciones y estado actual del dique, y su grado de estabilidad ante la ocurrencia de fenómenos como inundación y sismo. De estos análisis se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1. Se hicieron análisis de estabilidad general para las tres secciones definidas. Dichos análisis cumplieron con los factores de seguridad mínimos requeridos. Ninguna de las caras aguas abajo de las secciones se encuentran en un estado marginal con respecto al factor de seguridad mínimo requerido para la condición de operación en épocas de lluvia (o en caso de inundación) cuando el nivel de la lámina de agua se encuentra a la altura H.
2. Por medio de los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad se puede concluir que el terraplén en su estado actual es competente para soportar las cargas a las que se encuentra sometido. Esto mismo ocurre para la condición de amenaza por inundaciones, donde el terraplén podrá soportar las cargas a las que estará sometido en caso de crecientes.
3. Los análisis de estabilidad general para este tramo del dique arrojaron una condición más crítica en el caso de inundación que en el caso de sismo.
4. Se presentaron curvas de la variación del FS respecto al aumento de la lámina de agua para la condición crítica de cada sección de análisis para este tramo del dique. En estas curvas se pudo ver como en la cara aguas abajo, el FS ante estabilidad general del dique disminuye a medida que se presenta un nivel más alto de la lámina de agua por motivo de inundación.
5. Se hicieron análisis de capacidad portante en condición drenada y no drenada para las tres secciones definidas para los análisis de estabilidad general. Los análisis de capacidad portante en ambas condiciones arrojaron en todos los casos resultados satisfactorios para un factor de seguridad de dos punto cinco (2.5). Debido a que el dique en esta zona fue construido hace varios años, el suelo de fundación se encuentra en la actualidad en una condición drenada.
6. En la etapa de diseño debe revisarse con cuidado la capacidad portante del suelo debido a que es posible que se recomienden en esta zona, medidas que impliquen la aplicación de cargas a corto plazo, generando una condición no drenada en los aluviales finos de la fundación.
7. Dado que el terraplén está compuesto por arcillas de baja plasticidad, se realizaron análisis para verificar la ocurrencia de tubificación en la pata aguas abajo del dique. De esta manera se halló que el gradiente hidráulico que se presenta por la infiltración de agua a través del dique durante una inundación de altura (H), es menor al máximo permitido, antes de presentarse tubificación. Se concluye que la estructura no es susceptible a fallar por tubificación en escenarios de inundación. Durante la etapa de diseño deberá considerarse que la construcción de un dren pata en la cara aguas abajo del dique, puede mitigar la ocurrencia de tubificación en este punto.
8. En la Zona Geotécnica 2 que se encuentra entre las Abs. K0+180 y K0+294.1 se encontró que el suelo de fundación está compuesto de arenas finas medio sueltas. En este sector los depósitos aluviales gruesos

cumplen los criterios para considerarse potencialmente licuables, por lo que se adelantó en esta zona un análisis de potencial de licuación. A través de estos análisis se encontró que las arenas sueltas presentes en la zona no son licuables cuando se encuentran sometidas a cargas sísmicas.

9. Debido a que por medio de varios criterios se encontró que el terraplén presenta una geometría muy variable a lo largo de toda su longitud se recomienda para la etapa de diseño establecer una geometría uniforme con un ancho mínimo de cresta para el tipo de cargas al cual estará sometido el nuevo dique.
10. Se consideró pertinente analizar tres secciones, correspondientes a cada zona geotécnica presentada en el informe DIQUE PINILLOS, INFORME DE CARACTERIZACIÓN GEOMÉTRICA Y GEOTÉCNICA DE LA ESTRUCTURA (Suelos Ingeniería, 2015). Las recomendaciones y especificaciones pertinentes para las estructura serán comentadas en el análisis de diseño a nivel de ingeniería básica
 - La sección de análisis 1 (uno) corresponde al perfil estratigráfico de la zona geotécnica 1 (uno); en este tramo del terraplén se tienen arcillas y limos como estrato de fundación, a estos se le realizaron análisis de tubificación y licuación arrojando resultados satisfactorios
 - La sección de análisis 2 (dos) corresponde al perfil estratigráfico de la zona geotécnica 2 (dos); en este tramo del dique se tiene la geometría más crítica, es decir, presenta el talud más alto (en Abs. K0 + 120), lo que puede significar mayor vulnerabilidad en la estabilidad de la estructura ante escenarios de amenaza.
 - La sección de análisis 3 (tres) corresponde al perfil estratigráfico de la zona geotécnica 3 (tres). En este tramo el terraplén presenta el talud más bajo (en Abs. K0 + 200), a estas se le realizaron análisis de capacidad portante en condición no drenada arrojando resultados satisfactorios.

5. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – AIS, 2010. “Normas colombianas de diseño y construcción sísmo resistente NSR-10”.
- [2] Bjerrum, L. 1972. “Embankments on soft ground”. Proceedings of the Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette, In., 2, 1–54.
- [3] Bowles, J. E. 1997. Chapter 4: “Foundation Analysis and Design”. Fifth Edition. McGraw Hill International Editions.
- [4] Day, Robert W. 2006. “Foundation Engineering Handbook” Design and construction with the 2006 International Building Code. Part 2. McGraw Construction. ASCE Press.
- [5] Hynes-Griffin, M. E. y A. G. Franklin, 1984. “Rationalizing the Seismic Coefficient Method”, Miscellaneous Paper G. L. 84-13, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- [6] Naval Facilities Engineering Command., 1983. “Soils and Geology Procedures for Foundation Design of Buildings and Other Structures”. TM 5-818-1/AIR FORCE AFM 88-3, CHAP 3. pp. 16-22. Washington, D.C.
- [7] Timoshenko, S. y J. N. Goodier, 1951. “Theory of Elasticity”, 2d Edition. McGraw Hill.
- [8] U.S. Army Corps of Engineers. Engineering and Design. Design and construction of levees. Engineer Manual EM 1110-2-1913. April, 2000.
- [9] Yilmaz, I. 2000. “Evaluation of shear strength of clayey soils by using their liquidity index”. Bulletin of Engineering and Geological Environmental No. 59 pp. 227-229.
- [10] Suelos Ingenieria. (2015). Dique Pinillos. Caracterización geotécnica y geométrica de la estructura de . Barranquilla.
- [11] Idriss, IM, y RW Boulanger. «Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes.» Soil dynamic and Earthquake Engineering XXVI, n° 2 (2006): 115-130.
- [12] Tatsuoka, F, T Iwasaki, Tokida K, y S Yasuda. «Soils and foundations.» Soils and Foundations IV, n° 4 (1980): 95-111.
- [13] Wald, David J., Vincent Quitoriano, Thomas Heaton, y Hiroo Kanamori. «Relationship between Peak ground acceleration, Peak ground velocity, and Intensity in California.» Earthquake Spectra 15, n° 3 (1999): 557-564.
- [14] Youd, T.L., I.M. Idriss, Ronald Andrus, Ignacio Arango, y Gonzalo Castro. Liquefaction resistance for soils. Reporte, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001.
- [15] INVIAS (2014). Manual de diseño geométrico de carreteras.

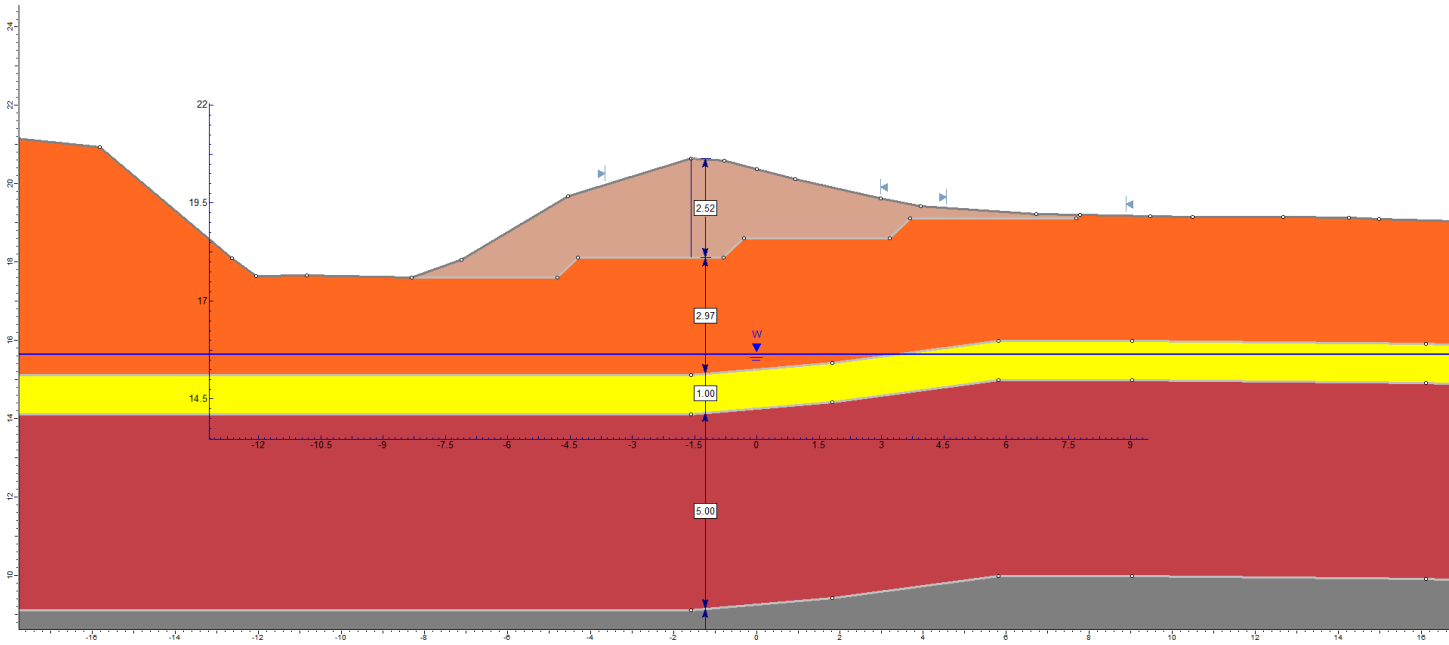
ANEXO A.

ANALISIS DE ESTABILIDAD GENERAL Y VERIFICACION DE OCURRENCIA DE TUBIFICACION

RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

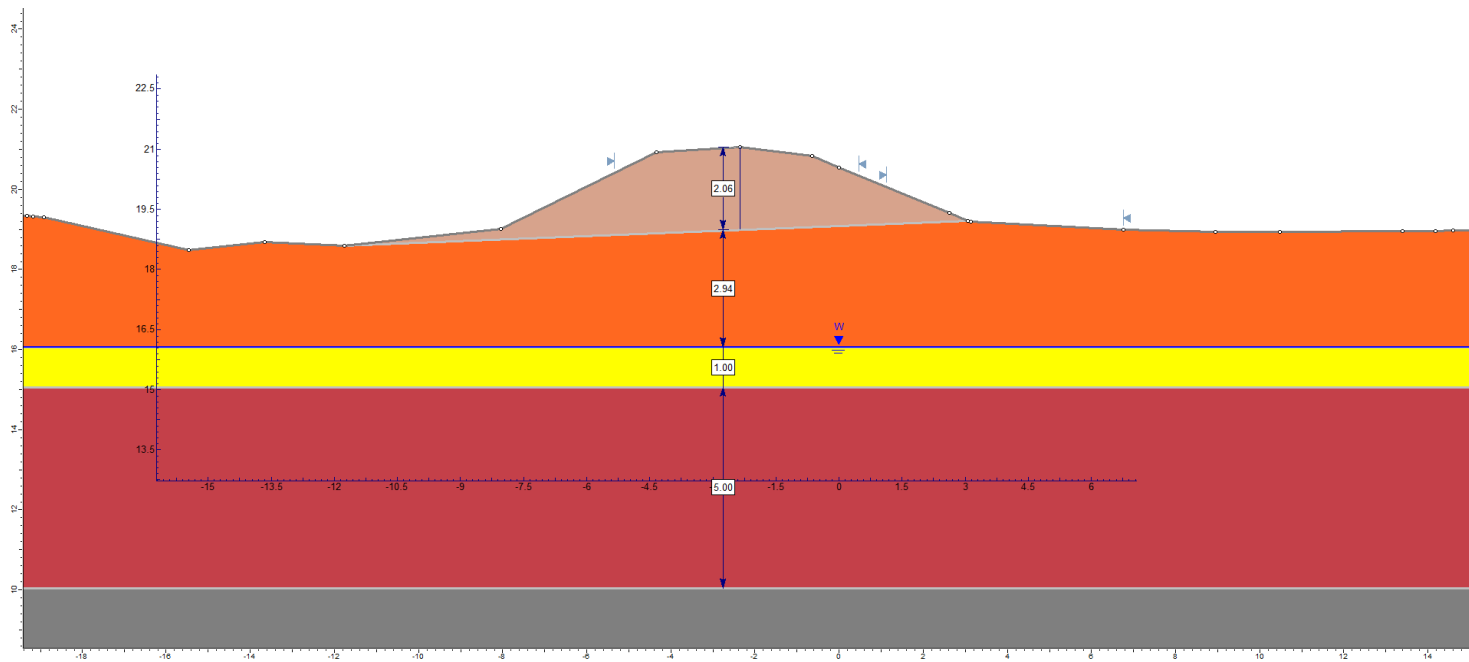
Material	Consistencia o descripción de densidad	w (%)	Y _d (kN/m³)	Y _{hum} (kN/m³)	Resistencia al corte no drenado	Resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos		Permeabilidad
					Su (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	
(Estructura del dique) Arcilla de baja plasticidad	Firme	10	15.9	17.5	50.0	35.0	33	1.5x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de baja plasticidad 1	Medio firme a blanda	22	13.9	17.0	25.0	20.0	16	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de baja plasticidad 2	Firme	22	14.3	17.5	25.0	28.0	33	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de alta plasticidad	Firme	21	13.1	15.6	60.0	34.0	29	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Limo de baja plasticidad 1	Media	24	14.4	17.9	NA	NA	30	5.0x10 ⁻⁴
(Suelo de fundación) Limo de baja plasticidad 2	Firme	24	14.4	17.9	50.0	0.0	27	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arena Limosa 1	Medio Suelta	20	13.3	16.0	NA	0.0	30	6.7x10 ⁻³
(Suelo de fundación) Arena limosa 2	Medio Suelta	20	13.3	16.0	NA	0.0	30	6.7x10 ⁻³

SECCIÓN DE ANÁLISIS 1 - ABS. K0 + 040

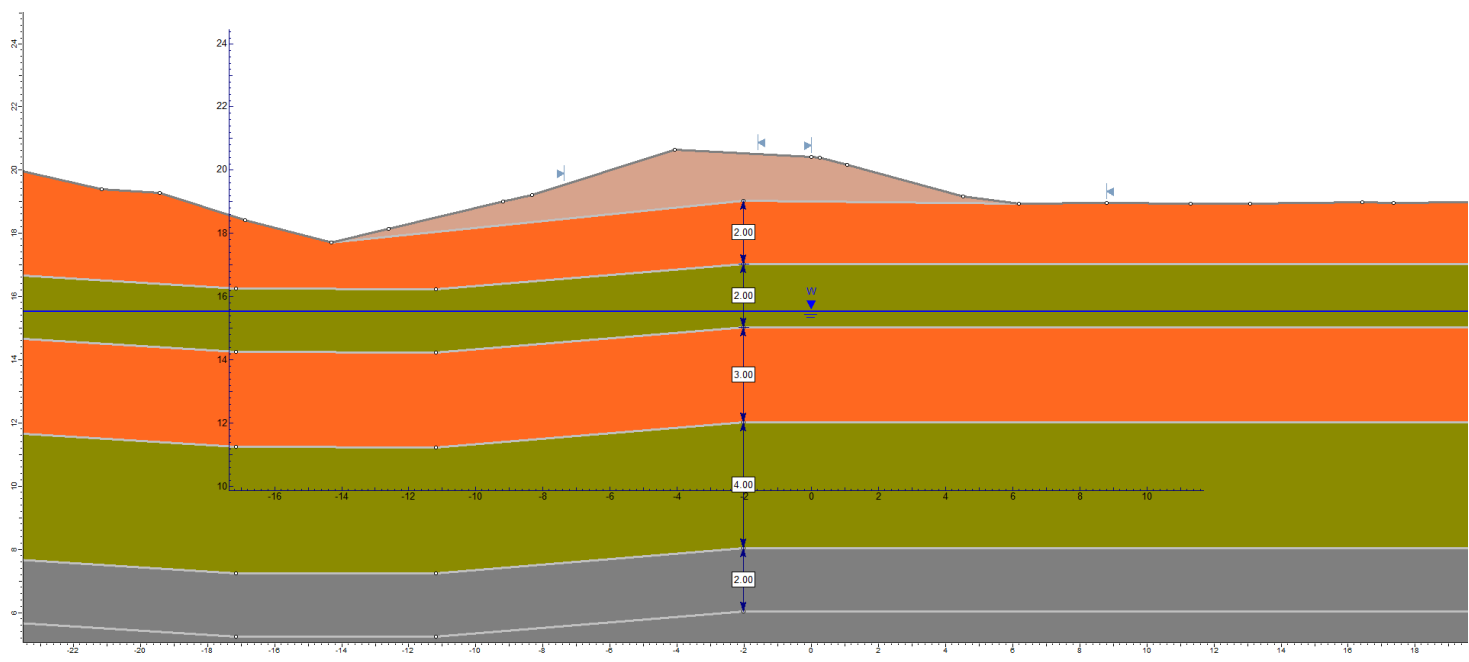


RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

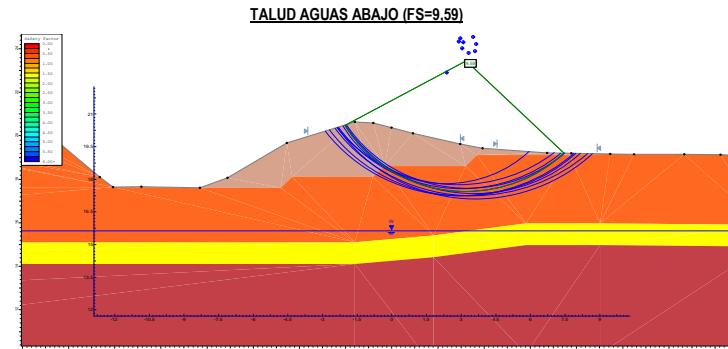
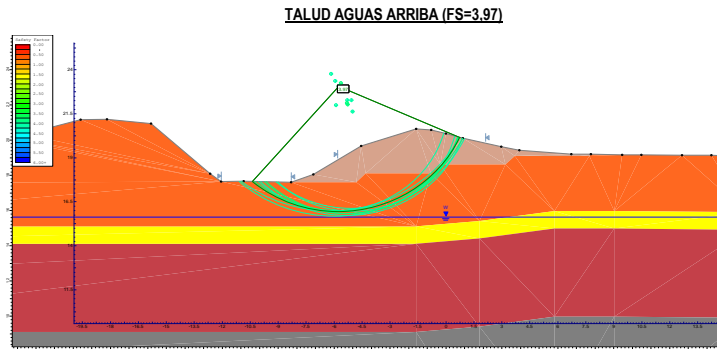
SECCIÓN DE ANÁLISIS 2 - ABS. K0 + 120



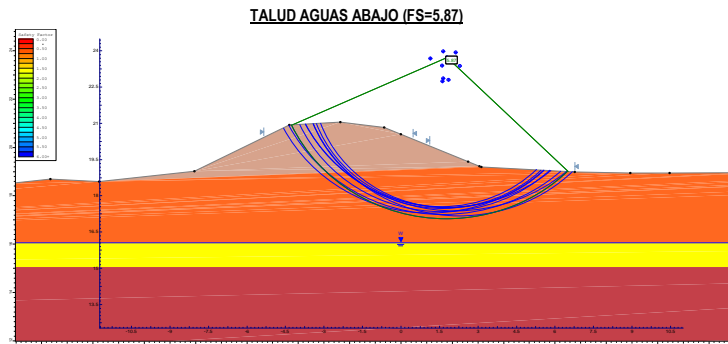
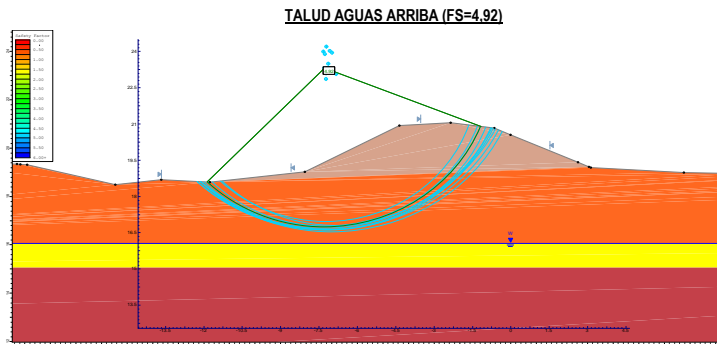
SECCIÓN DE ANÁLISIS 3 - ABS. K0+200



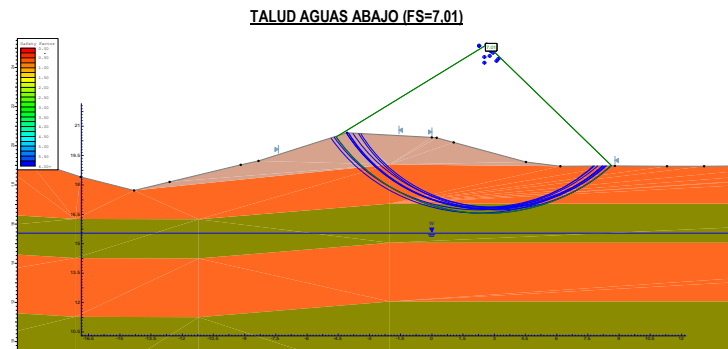
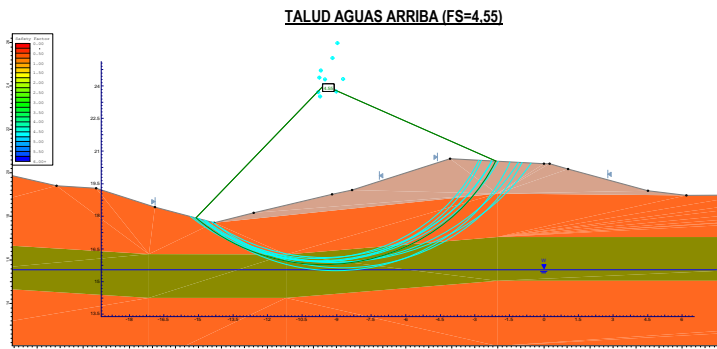
SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040



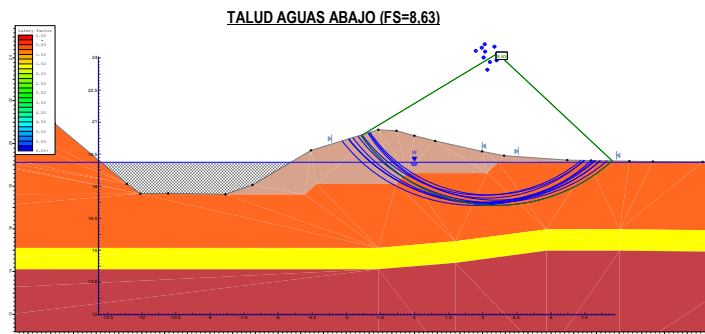
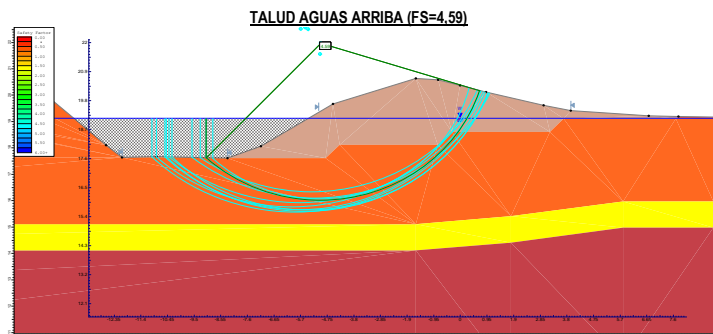
SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120



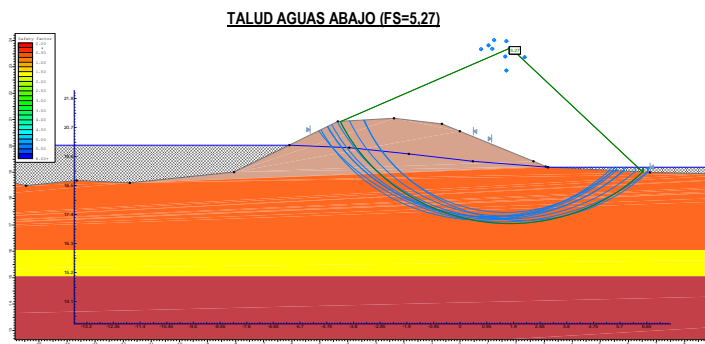
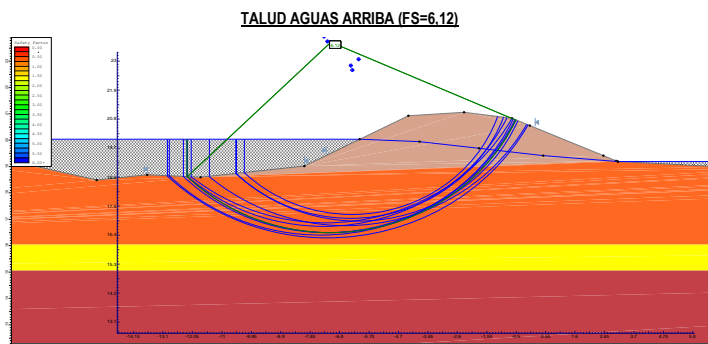
SECCIÓN 3 - ABS. K0+200



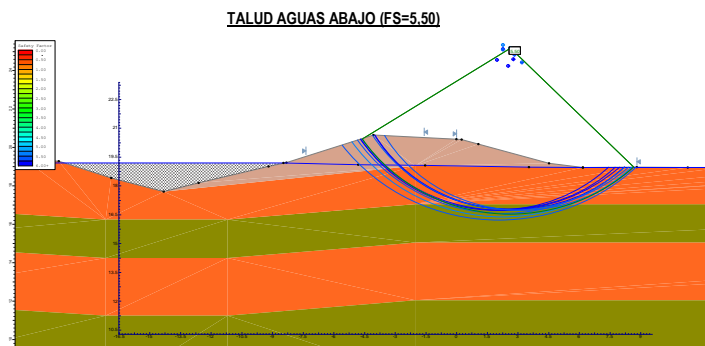
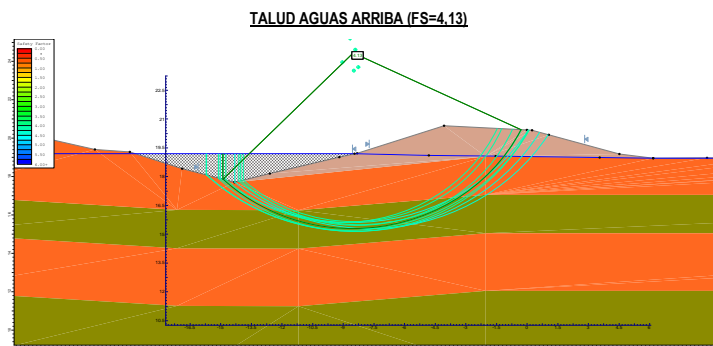
SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040



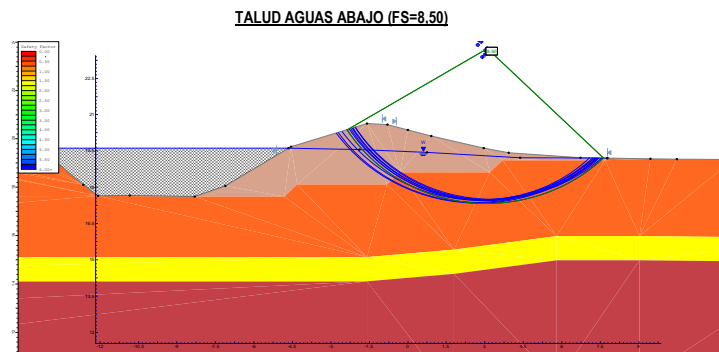
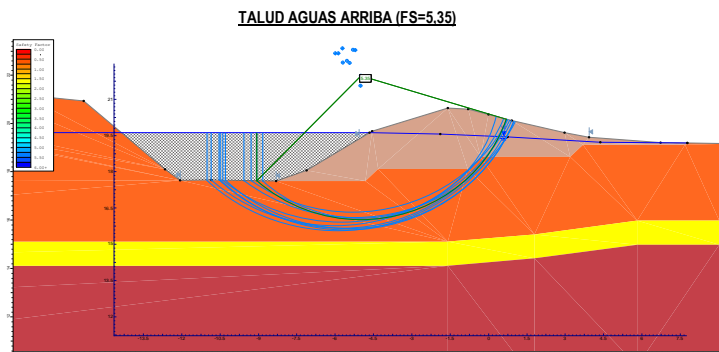
SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120



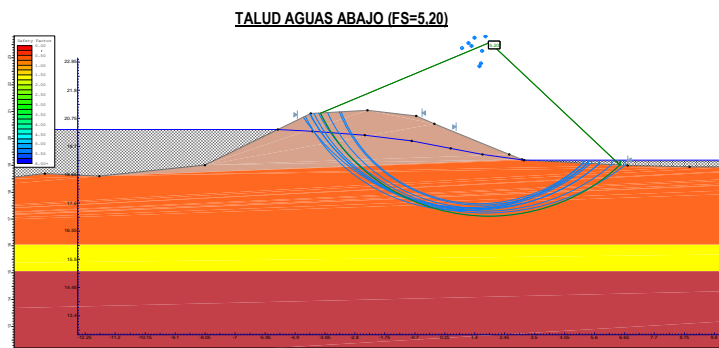
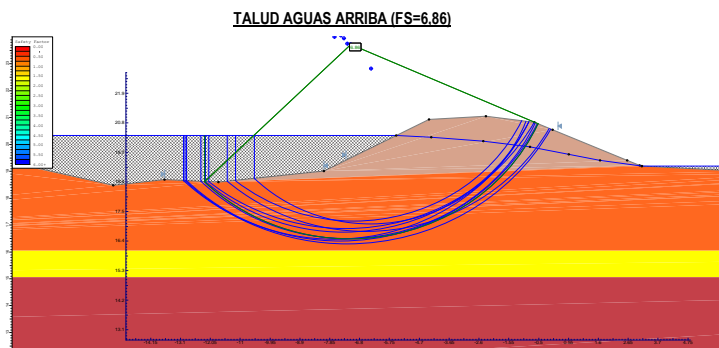
SECCIÓN 3 - ABS. K0+200



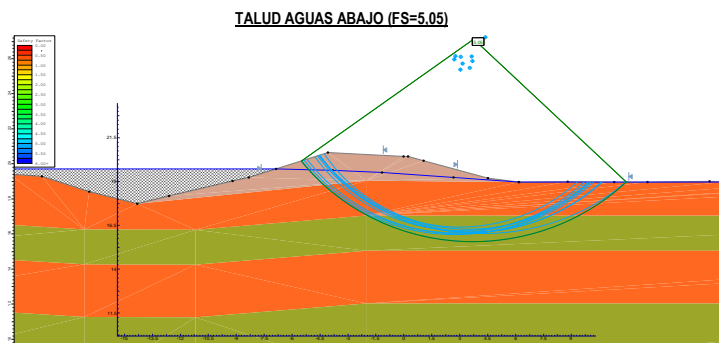
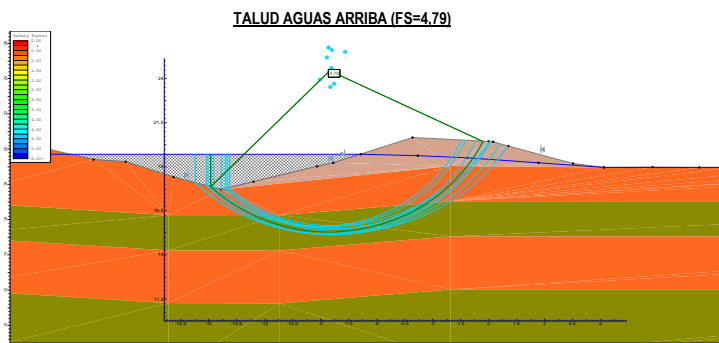
SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040



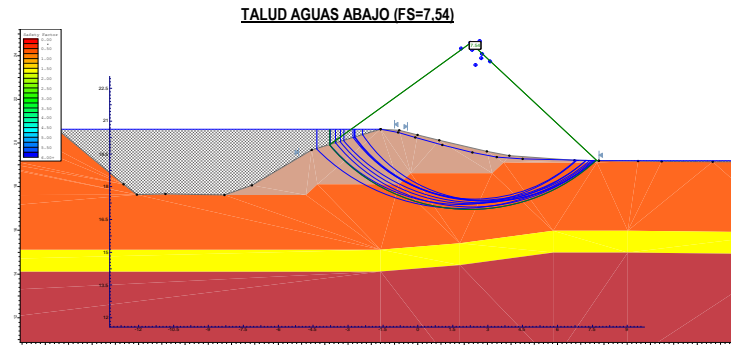
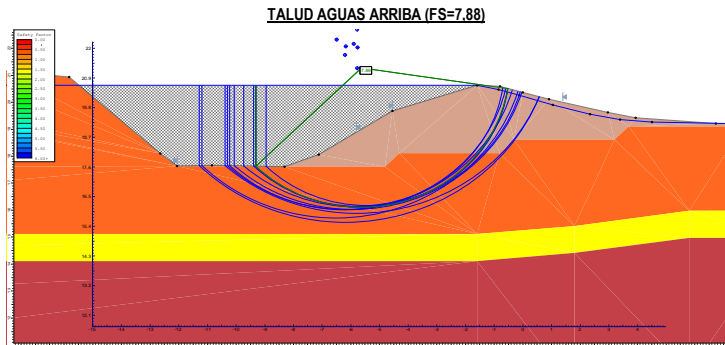
SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120



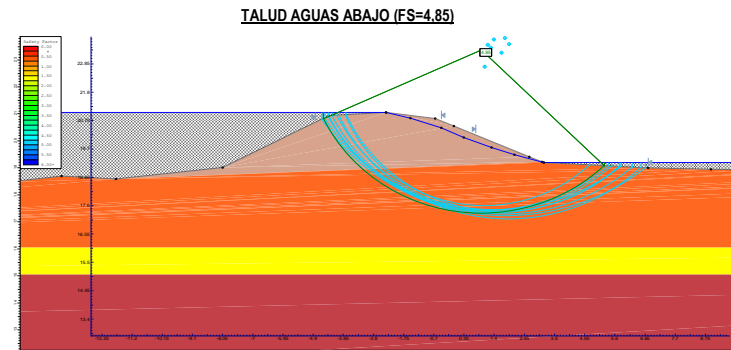
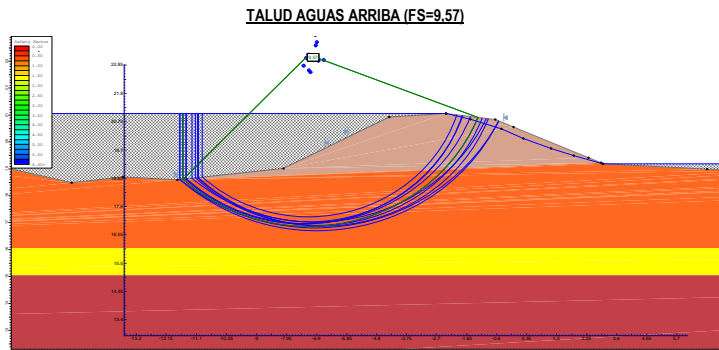
SECCIÓN 3 - ABS. K0+200



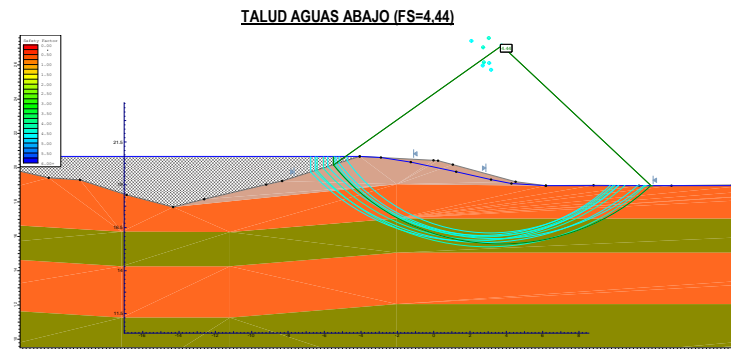
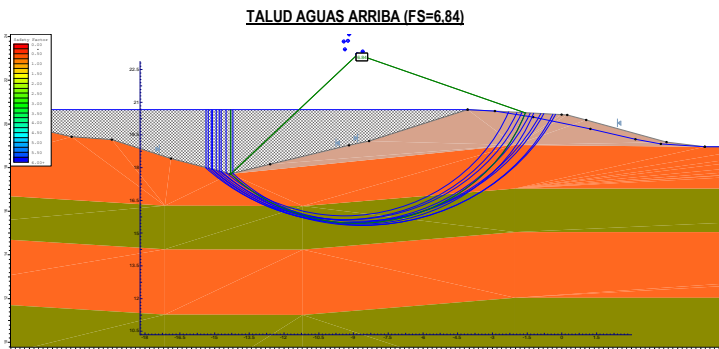
SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040



SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120

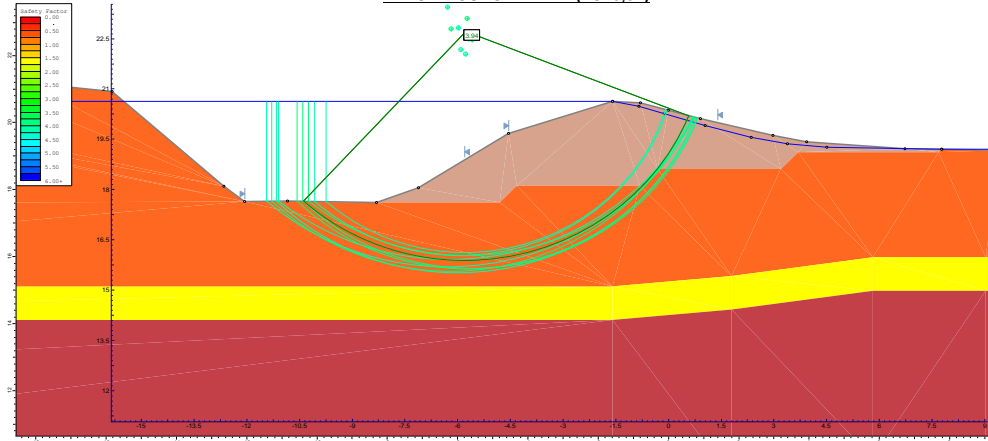


SECCIÓN 3 - ABS. K0+200



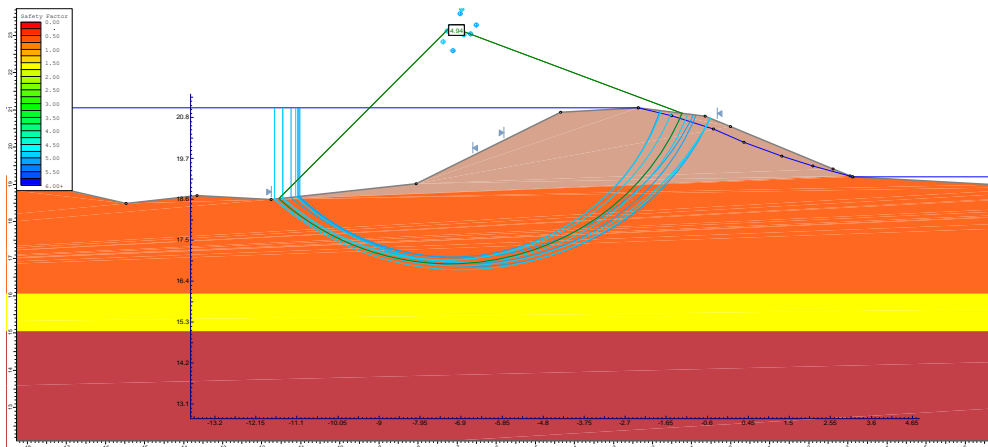
SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040

TALUD AGUAS ARRIBA (FS=3,94)



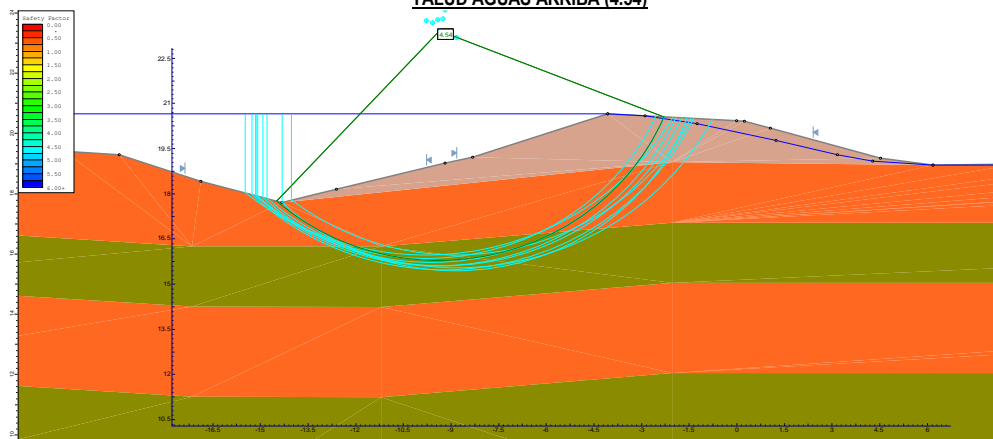
SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120

TALUD AGUAS ARRIBA (FS=4,94)

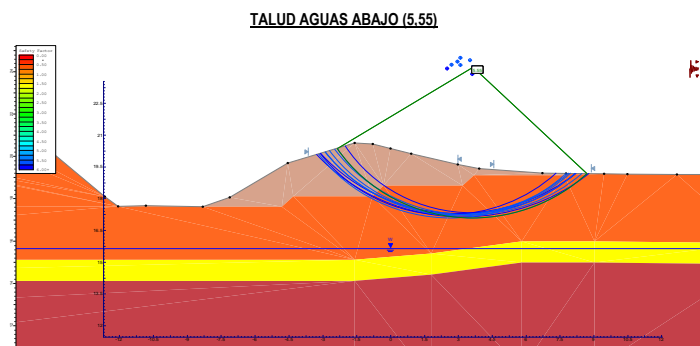
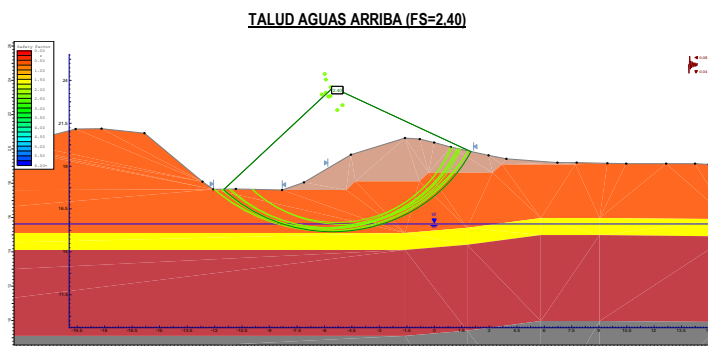


SECCIÓN 3 - ABS. K0+200

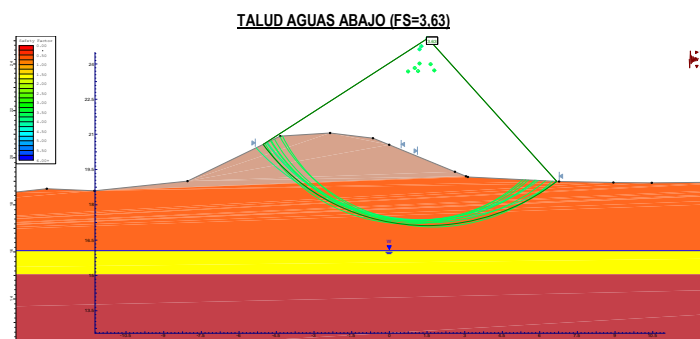
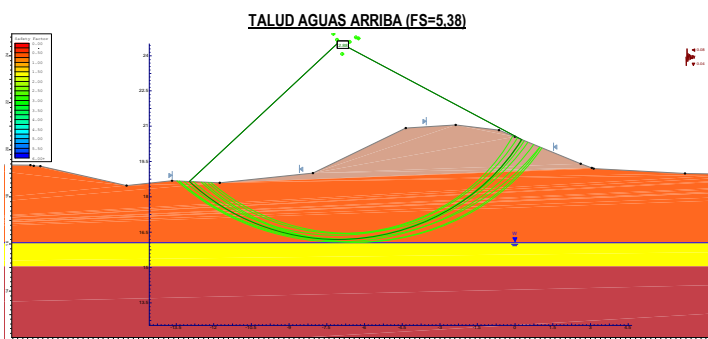
TALUD AGUAS ARRIBA (4.54)



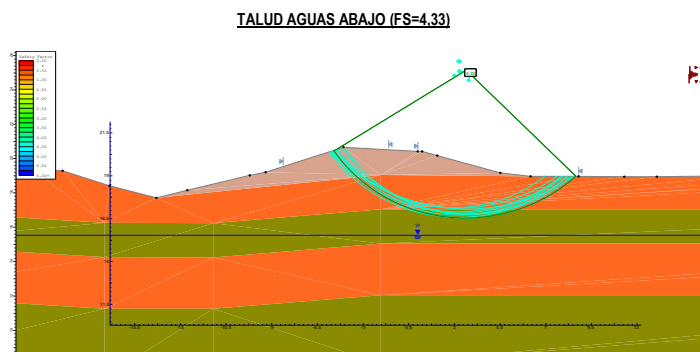
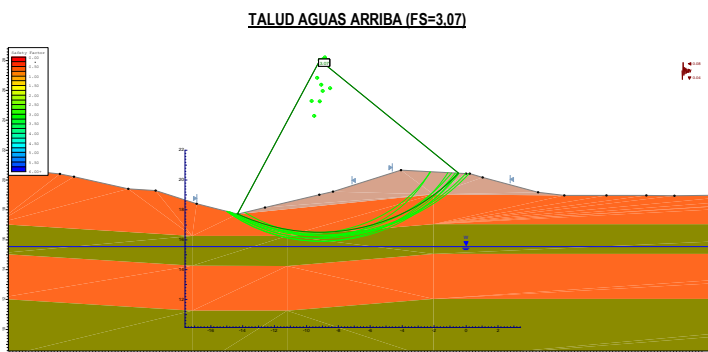
SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040



SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120



SECCIÓN 3 - ABS. K0 + 200



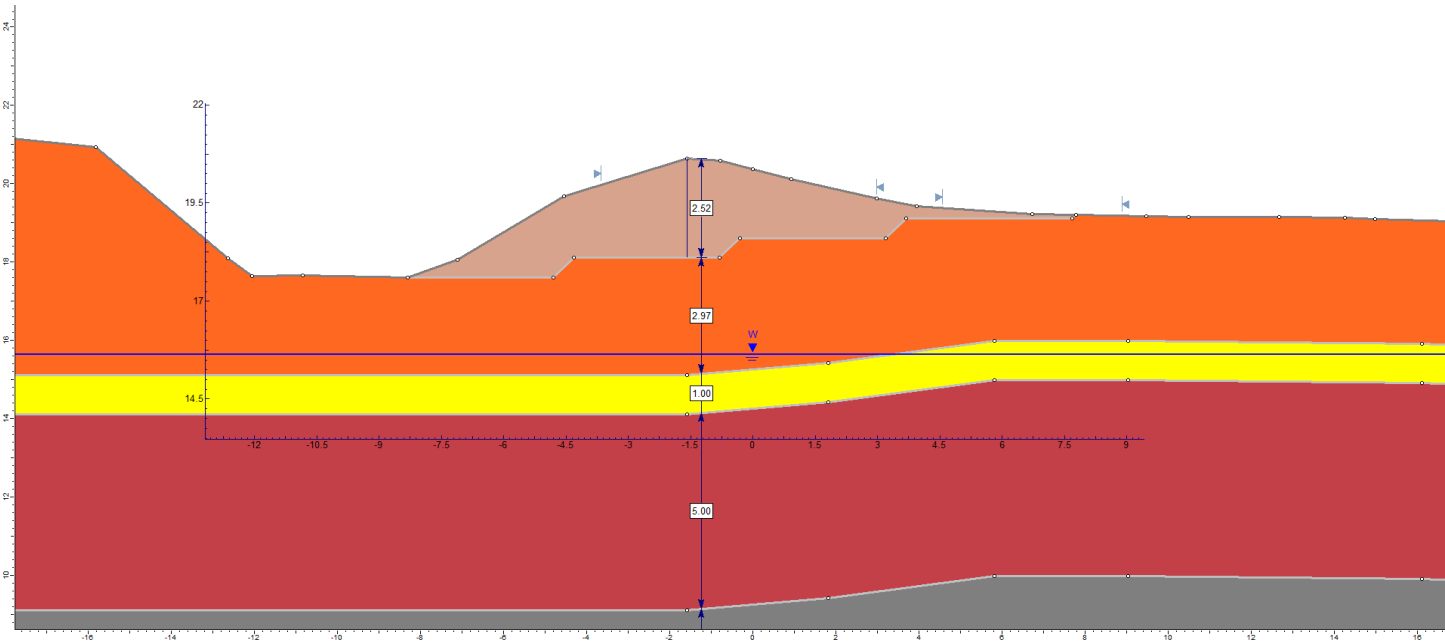
Anexo A - Verificación de la ocurrencia de tubificación - Secciones de análisis y parámetros geotécnicos

Ver. 1
Hoja: 1 de 3

RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS

Material	Consistencia o descripción de densidad	w (%)	Y _d (kN/m³)	Y _{hum} (kN/m³)	Resistencia al corte no drenado	Resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos		Permeabilidad
					Su (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	
(Estructura del dique) Arcilla de baja plasticidad	Firme	10	15.9	17.5	50.0	35.0	33	1.5x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de baja plasticidad 1	Medio firme a blanda	22	13.9	17.0	25.0	20.0	16	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de baja plasticidad 2	Firme	22	14.3	17.5	25.0	28.0	33	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de alta plasticidad	Firme	21	13.1	15.6	60.0	34.0	29	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Limo de baja plasticidad 1	Media	24	14.4	17.9	NA	NA	30	5.0x10 ⁻⁴
(Suelo de fundación) Limo de baja plasticidad 2	Firme	24	14.4	17.9	50.0	0.0	27	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arena Limosa 1	Medio Suelta	20	13.3	16.0	NA	0.0	30	6.7x10 ⁻³
(Suelo de fundación) Arena limosa 2	Medio Suelta	20	13.3	16.0	NA	0.0	30	6.7x10 ⁻³

SECCIÓN DE ANÁLISIS 1 - ABS. K0 + 040

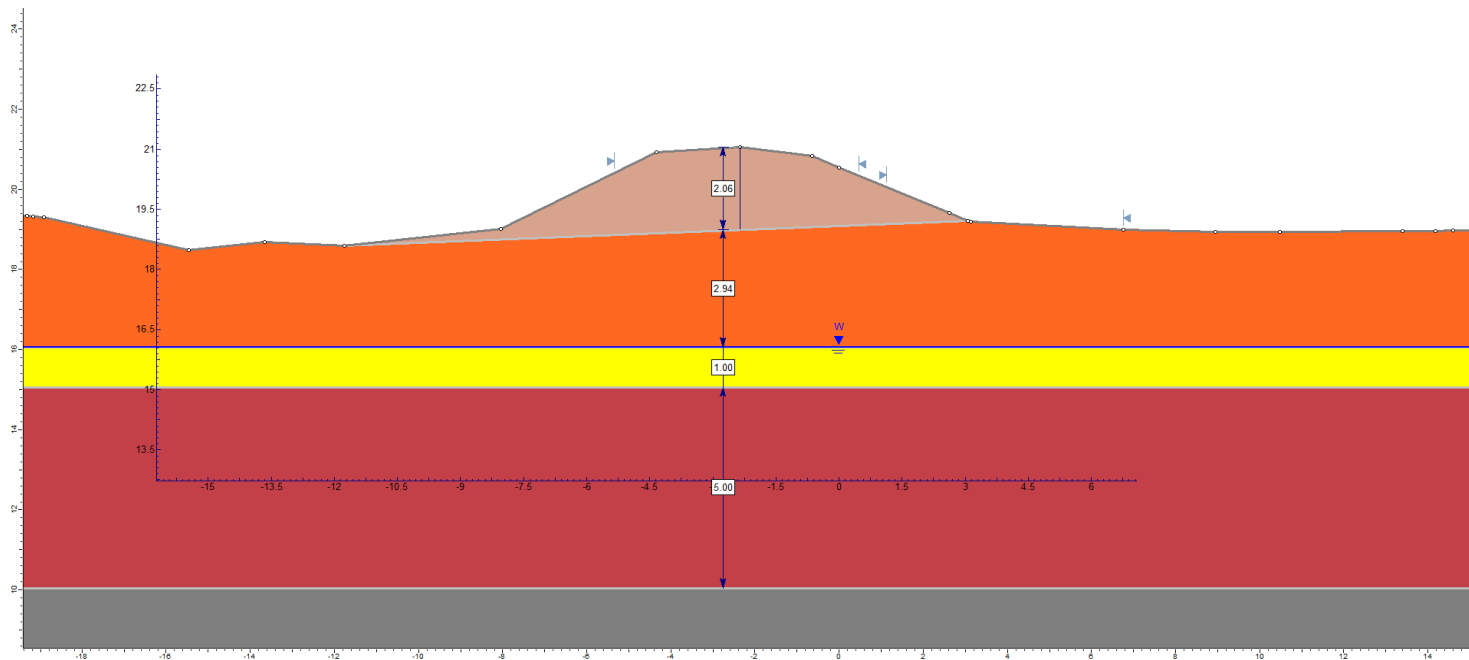


Anexo A - Verificación de la ocurrencia de tubificación - Secciones de análisis y parámetros geotécnicos

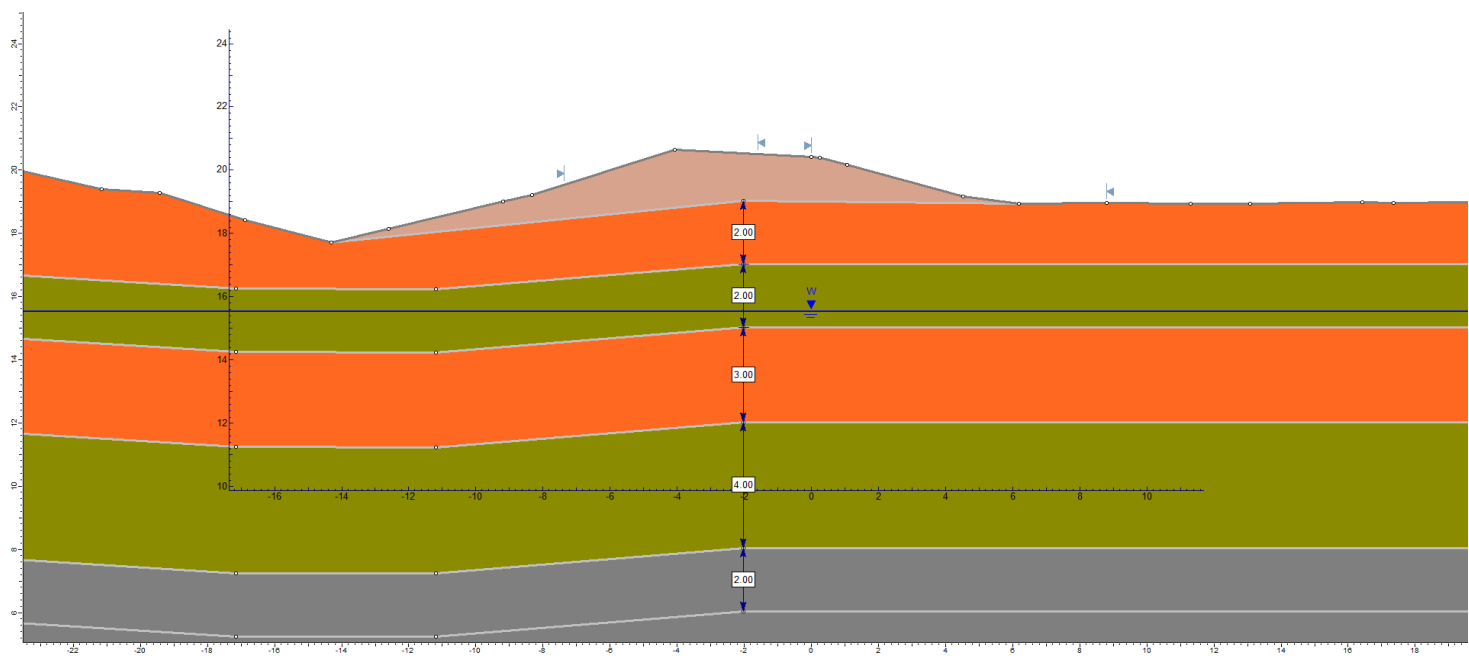
Ver. 1
Hoja: 2 de 3

RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS

SECCIÓN DE ANÁLISIS 2 - ABS. K0 + 120



SECCIÓN DE ANÁLISIS 3 - ABS. K0+200



Anexo A - Verificación de la ocurrencia de tubificación

Ver. 0
Hoja: 3 de 3

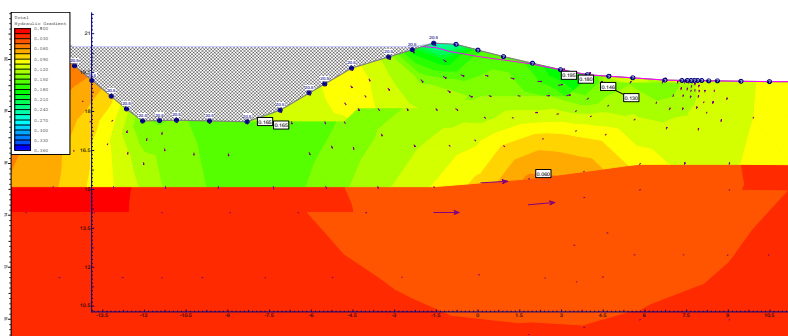
Debido a que se detectó en esta zona del dique marginal Pinillos un estrato compuesto de Limos arenos, se hará una verificación para determinar si hay sitios que se presente una falla subterránea del suelo de fundación por ocurrencia de tubificación. Con este fin se calculó el gradiente hidráulico (i) en dos puntos críticos del estrato aluvial granular por medio de análisis de redes de flujo. 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

SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040

VERIFICACIÓN DE LA OCURRENCIA DE TUBIFICACIÓN



Análisis aguas abajo

i modelo [-]	0.200
G_s [-]	2.690
e [-]	1.050
i suelos [-]	0.824

Análisis aguas arriba

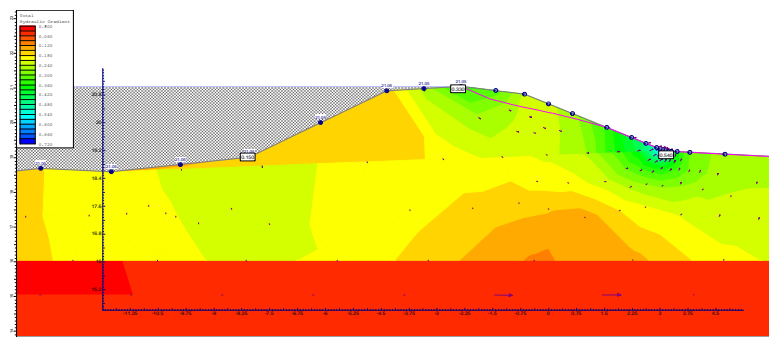
i modelo [-]	0.170
G_s [-]	2.690
e [-]	1.050
i suelos [-]	0.824

Conclusiones:

i modelo < i suelos
Por lo tanto se espera no ocurra tubificación

SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120

VERIFICACIÓN DE LA OCURRENCIA DE TUBIFICACIÓN



Análisis aguas abajo

i modelo [-]	0.540
G_s [-]	2.740
e [-]	1.050
i suelos [-]	0.849

Análisis aguas arriba

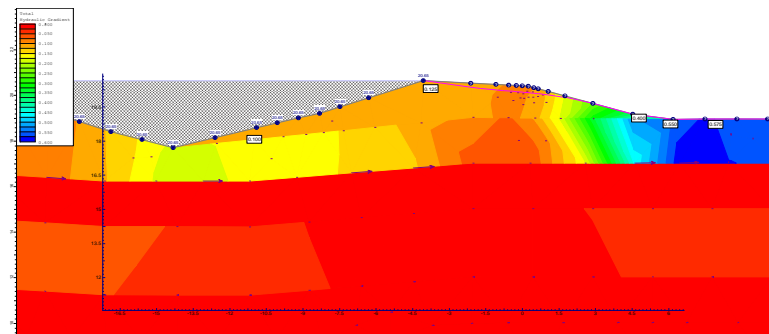
i modelo [-]	0.330
G_s [-]	2.740
e [-]	1.050
i suelos [-]	0.849

Conclusiones:

i modelo < i suelos
Por lo tanto se espera no ocurra tubificación

SECCIÓN 3 - ABS. K0+200

VERIFICACIÓN DE LA OCURRENCIA DE TUBIFICACIÓN



Análisis aguas abajo

i modelo [-]	0.580
G_s [-]	2.740
e [-]	1.050
i suelos [-]	0.849

Análisis aguas arriba

i modelo [-]	0.130
G_s [-]	2.740
e [-]	1.050
i suelos [-]	0.849

Conclusiones:

i modelo < i suelos
Por lo tanto se espera no

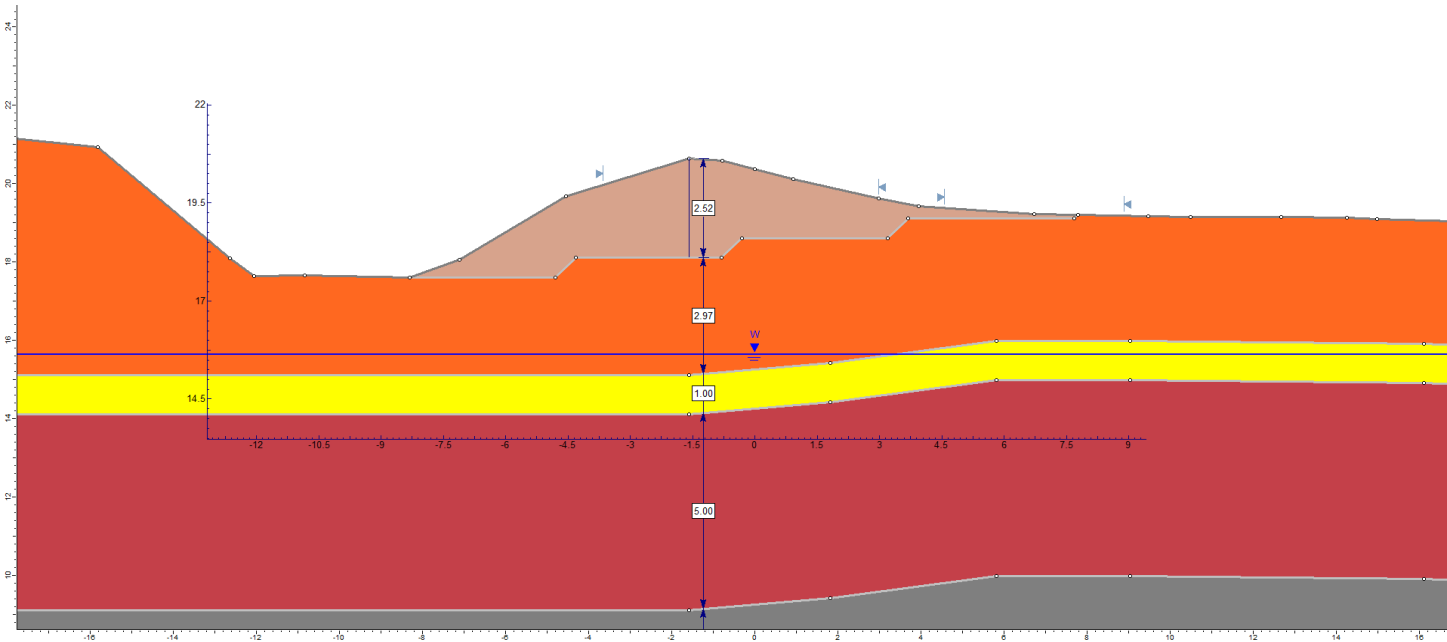
ANEXO B.

CAPACIDAD PORTANTE EN CONDICIONES DRENADAS

RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Material	Consistencia o descripción de densidad	w (%)	Y _d (kN/m³)	Y _{hum} (kN/m³)	Resistencia al corte no drenado	Resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos		Permeabilidad
					Su (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	
(Estructura del dique) Arcilla de baja plasticidad	Firme	10	15.9	17.5	50.0	35.0	33	1.5x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de baja plasticidad 1	Medio firme a blanda	22	13.9	17.0	25.0	20.0	16	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de baja plasticidad 2	Firme	22	14.3	17.5	25.0	28.0	33	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de alta plasticidad	Firme	21	13.1	15.6	60.0	34.0	29	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Limo de baja plasticidad 1	Media	24	14.4	17.9	NA	NA	30	5.0x10 ⁻⁴
(Suelo de fundación) Limo de baja plasticidad 2	Firme	24	14.4	17.9	50.0	0.0	27	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arena Limosa 1	Medio Suelta	20	13.3	16.0	NA	0.0	30	6.7x10 ⁻³
(Suelo de fundación) Arena limosa 2	Medio Suelta	20	13.3	16.0	NA	0.0	30	6.7x10 ⁻³

SECCIÓN DE ANÁLISIS 1 - ABS. K0 + 040

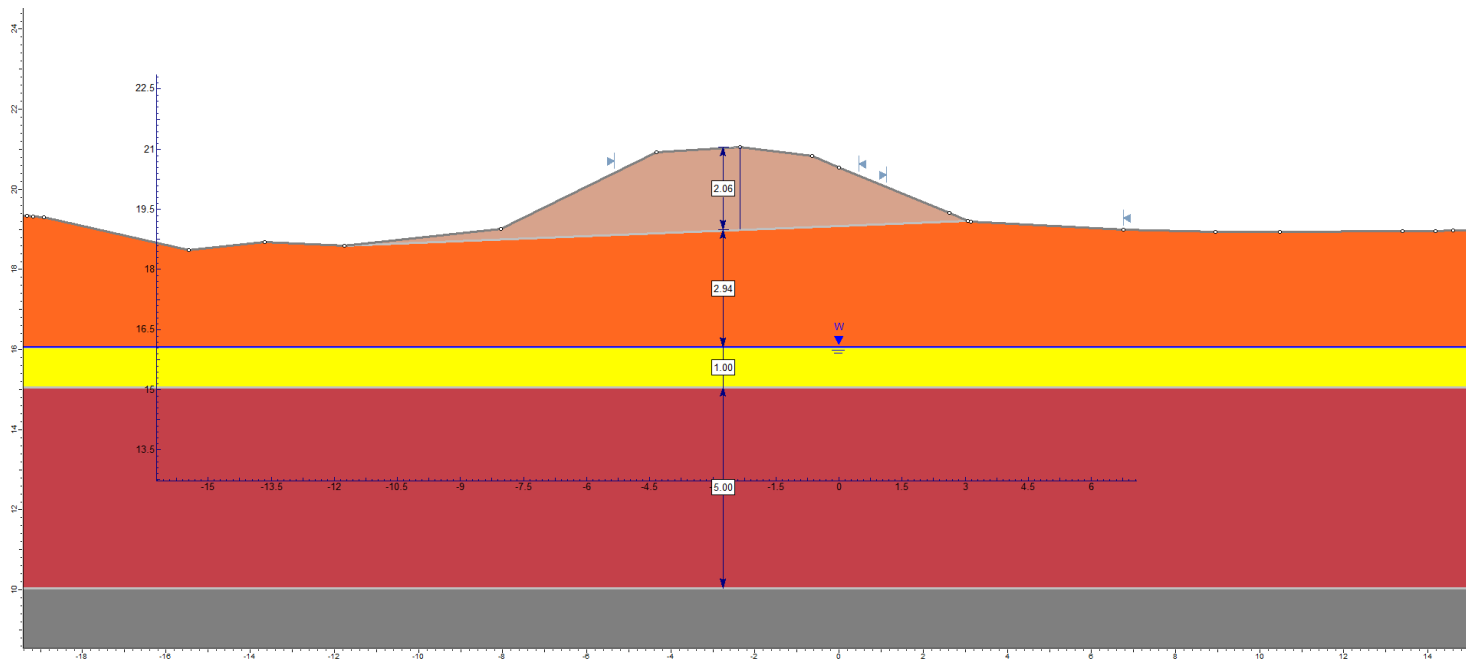


Anexo B - Capacidad portante en condiciones drenadas - Secciones de análisis y parámetros geotécnicos

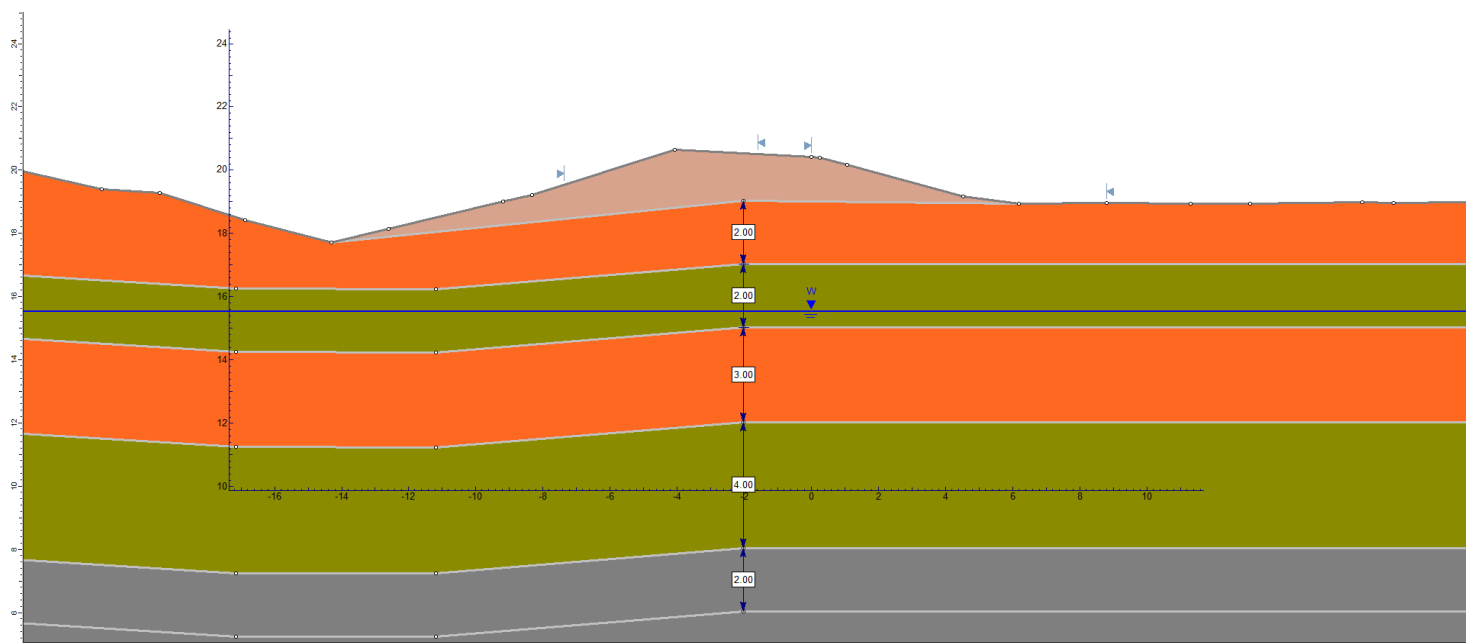
Ver. 1
Hoja: 2 de 3

RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

SECCIÓN DE ANÁLISIS 2 - ABS. K0 + 120



SECCIÓN DE ANÁLISIS 3 - ABS. K0+200



Anexo B - Capacidad portante en condiciones drenadas

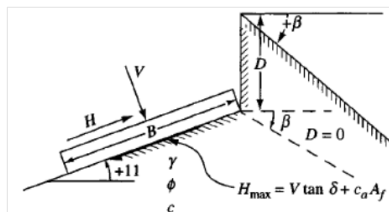
Ver. 1
Hoja: 3 de 3

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:

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.

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$



SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040

CAPACIDAD PORTANTE ($q_{adm}=kPa$)

Df [m]	0	B/L [-]	0.3	Angulo de fricción entre base y suelo, δ [Grados]	Angulo de inclinación de la base, α [°]	γ [kN/m3]	17.5
NF [m]	6	D/B [-]	0	δ [°]	α [°]	H [m]	2.5
γ sobre Df	17.5	Parámetro para definir factores de capacidad portante (VESIC), k [-]			Ang. de inclin. del terreno, β max 45° [°]	$q_{aplicada}$ [kPa]	44
γ bajo Df	17.5	k [-]	0	Cargas (solo para cargas inclinadas)	β max 45° [°]		
γ saturado Df	17.5	e_g/B [m]	0	C. vertical, V[kN]			
Esf. sob. efect q [kPa]	0	e_L/L [m]	0	C. hor. Paral. a B, HB [kN]	FS mínimo [-]	2.5	
Cohesión, c [kPa]	20	e_g [m]	-	C. ver. Paral. a L, HL [kN]			
Ang. Fricción, ϕ [°]	16	e_L [m]	-	Hmax [kN]			
Ang. Fricción, ϕ [rad]	0.28	B' [m]	12	Hi [kN]			
Coef. Emp. Pas., kp [-]	1.76	L' [m]	40	mB [-]			
		Área efectiva, Af [m2]		mL [-]			
B [m]	12	Af [m2]	480	m [-]			
L [m]	40	B'/L' [-]	0.3	Adhesion, Ca [kPa]	10		
					q_{ult} [kPa]	461	
					q_{adm} [kPa]	184	
					FS obtenido [-]	10.5	

Conclusiones:

$q_{aplicada} < q_{admisible}$
Por lo tanto la capacidad actual del suelo de fundación del dique es aceptable

SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120

CAPACIDAD PORTANTE ($q_{adm}=kPa$)

Df [m]	0	B/L [-]	0.0785714	Angulo de fricción entre base y suelo, δ [Grados]	Angulo de inclinación de la base, α [°]	γ [kN/m3]	17.5
NF [m]	6	D/B [-]	0	δ [°]	α [°]	H [m]	2
γ sobre Df	17.5	Parámetro para definir factores de capacidad portante (VESIC), k [-]			Ang. de inclin. del terreno, β max 45° [°]	$q_{aplicada}$ [kPa]	35
γ bajo Df	17.5	k [-]	0	Cargas (solo para cargas inclinadas)	β max 45° [°]		
γ saturado Df	17.5	e_g/B [m]	0	C. vertical, V[kN]			
Esf. sob. efect q [kPa]	0	e_L/L [m]	0	C. hor. Paral. a B, HB [kN]	FS [-]	2.5	
Cohesión, c [kPa]	20	e_g [m]	-	C. ver. Paral. a L, HL [kN]			
Ang. Fricción, ϕ [°]	16	e_L [m]	-	Hmax [kN]			
Ang. Fricción, ϕ [rad]	0.28	B' [m]	11	Hi [kN]			
Coef. Emp. Pas., kp [-]	1.76	L' [m]	140	mB [-]			
		Área efectiva, Af [m2]		mL [-]			
B [m]	11	Af [m2]	1540	m [-]			
L [m]	140	B'/L' [-]	0.0785714	Adhesion, Ca [kPa]	10		
					q_{ult} [kPa]	451	
					q_{adm} [kPa]	180	
					FS obtenido [-]	12.9	

Conclusiones:

$q_{aplicada} < q_{admisible}$
Por lo tanto la capacidad actual del suelo de fundación del dique es aceptable

SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 200

CAPACIDAD PORTANTE ($q_{adm}=kPa$)

Df [m]	0	B/L [-]	0.15	Angulo de fricción entre base y suelo, δ [Grados]	Angulo de inclinación de la base, α [°]	γ [kN/m3]	17.5
NF [m]	6	D/B [-]	0	δ [°]	α [°]	H [m]	1.5
γ sobre Df	17.5	Parámetro para definir factores de capacidad portante (VESIC), k [-]			Ang. de inclin. del terreno, β max 45° [°]	$q_{aplicada}$ [kPa]	26
γ bajo Df	17.5	k [-]	0	Cargas (solo para cargas inclinadas)	β max 45° [°]		
γ saturado Df	17.5	e_g/B [m]	0	C. vertical, V[kN]			
Esf. sob. efect q [kPa]	0	e_L/L [m]	0	C. hor. Paral. a B, HB [kN]	FS [-]	2.5	
Cohesión, c [kPa]	20	e_g [m]	-	C. ver. Paral. a L, HL [kN]			
Ang. Fricción, ϕ [°]	16	e_L [m]	-	Hmax [kN]			
Ang. Fricción, ϕ [rad]	0.28	B' [m]	15	Hi [kN]			
Coef. Emp. Pas., kp [-]	1.76	L' [m]	100	mB [-]			
		Área efectiva, Af [m2]		mL [-]			
B [m]	15	Af [m2]	1500	m [-]			
L [m]	100	B'/L' [-]	0.15	Adhesion, Ca [kPa]	10		
					q_{ult} [kPa]	494	
					q_{adm} [kPa]	197	
					FS obtenido [-]	18.8	

Conclusiones:

$q_{aplicada} < q_{admisible}$
Por lo tanto la capacidad actual del suelo de fundación del dique es aceptable

ANEXO C.

CAPACIDAD PORTANTE EN CONDICIONES NO DRENADAS

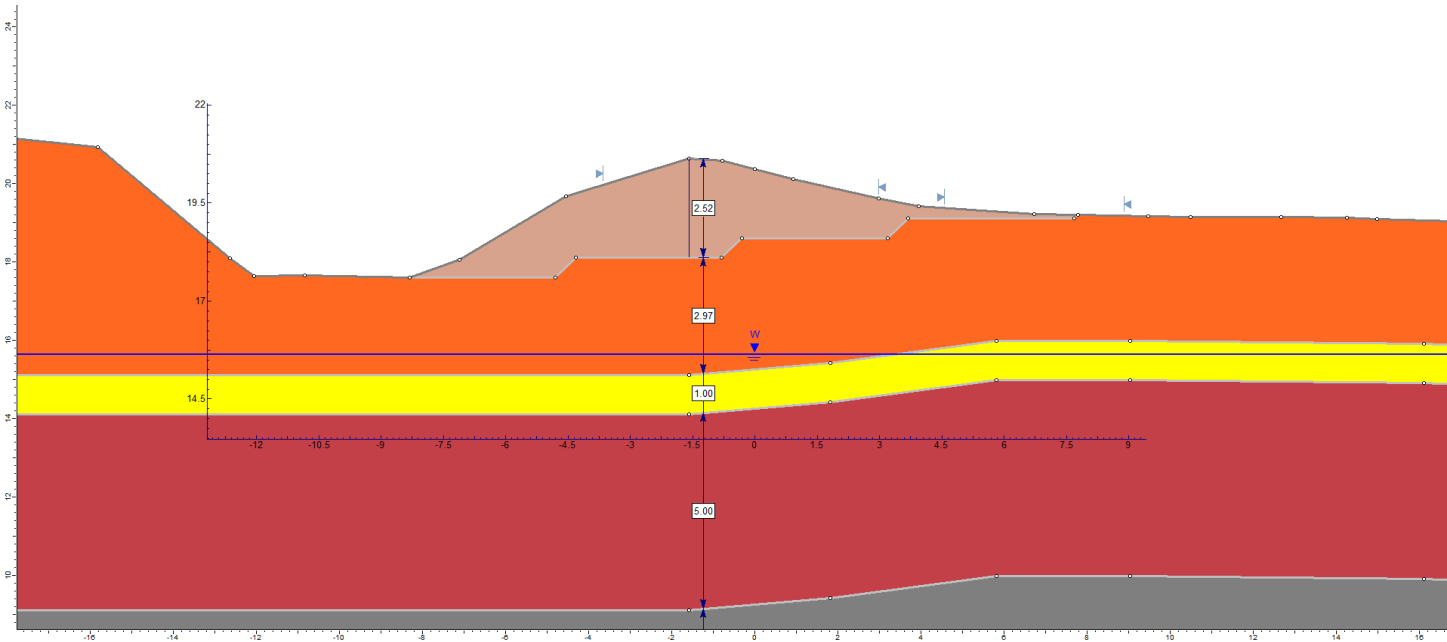
Anexo C - Capacidad portante en condiciones no drenadas - Secciones de análisis y
parámetros geotécnicos

Ver. 1
Hoja: 1 de 3

RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Material	Consistencia o descripción de densidad	w (%)	Y _d (kN/m³)	Y _{hum} (kN/m³)	Resistencia al corte no drenado	Resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos		Permeabilidad
					Su (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	
(Estructura del dique) Arcilla de baja plasticidad	Firme	10	15.9	17.5	50.0	35.0	33	1.5x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de baja plasticidad 1	Medio firme a blanda	22	13.9	17.0	25.0	20.0	16	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de baja plasticidad 2	Firme	22	14.3	17.5	25.0	28.0	33	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arcilla de alta plasticidad	Firme	21	13.1	15.6	60.0	34.0	29	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Limo de baja plasticidad 1	Media	24	14.4	17.9	NA	NA	30	5.0x10 ⁻⁴
(Suelo de fundación) Limo de baja plasticidad 2	Firme	24	14.4	17.9	50.0	0.0	27	2.4x10 ⁻⁵
(Suelo de fundación) Arena Limosa 1	Medio Suelta	20	13.3	16.0	NA	0.0	30	6.7x10 ⁻³
(Suelo de fundación) Arena limosa 2	Medio Suelta	20	13.3	16.0	NA	0.0	30	6.7x10 ⁻³

SECCIÓN DE ANÁLISIS 1 - ABS. K0 + 040

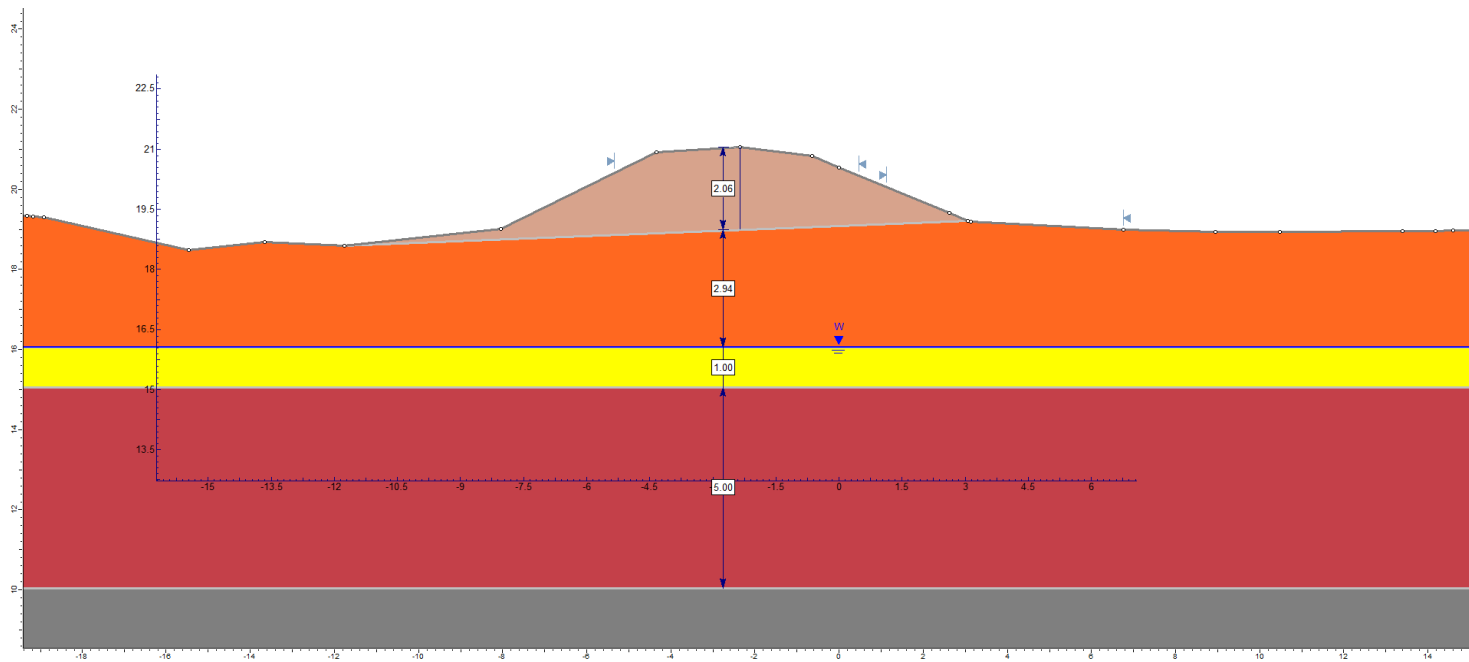


Anexo C - Capacidad portante en condiciones no drenadas - Secciones de análisis y
parámetros geotécnicos

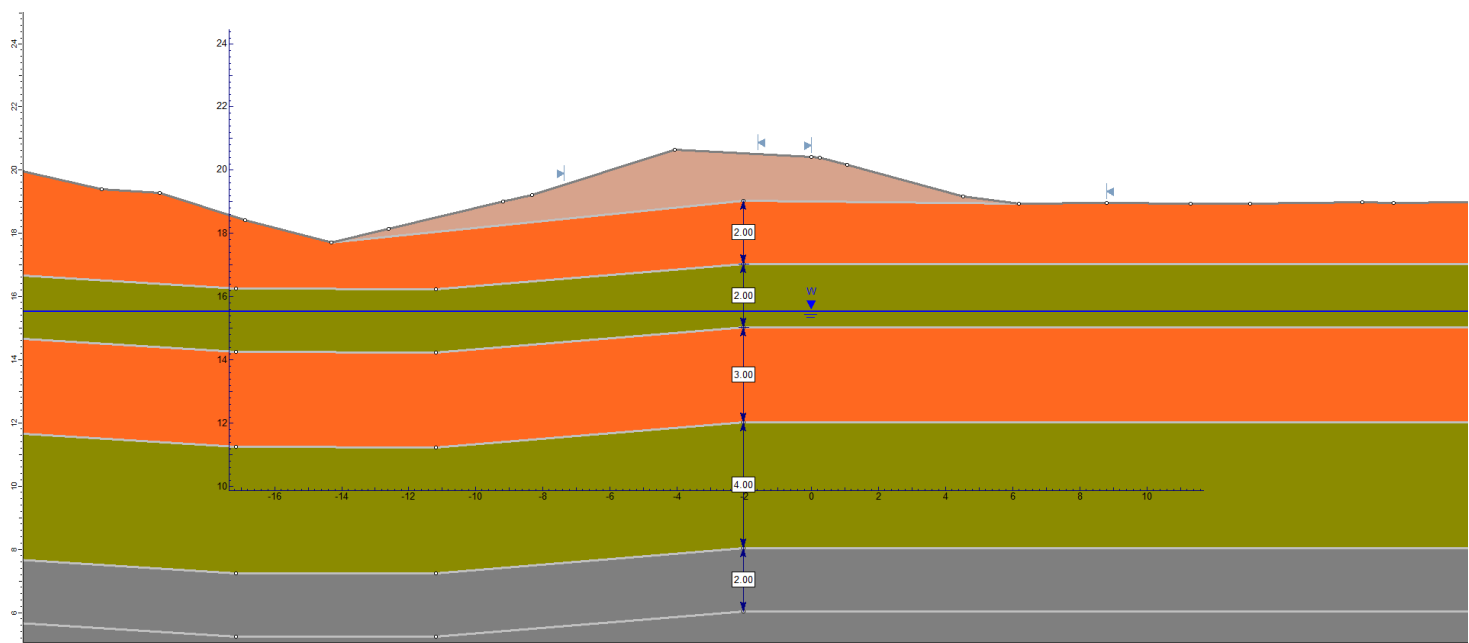
Ver. 1
Hoja: 2 de 3

RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

SECCIÓN DE ANÁLISIS 2 - ABS. K0 + 120



SECCIÓN DE ANÁLISIS 3 - ABS. K0+200



Anexo C - Capacidad portante en condiones no drenadas

Ver. 1
Hoja: 3 de 3

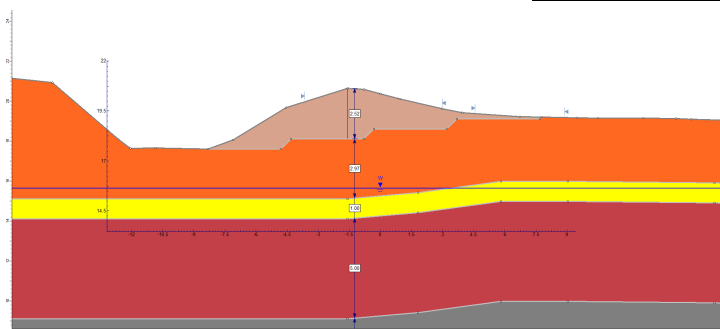
La capacidad portante de la estructura cimentada en suelos cohesivos o materiales con un importante contenido de finos (mayor al 35%) en condiciones no drenadas, se calculó mediante la siguiente ecuación, propuesta por el Foundation Engineering Handbook de la ASCE (Day Robert W, 2006):

Donde,
Nc, Factor de capacidad portante adimensional igual a 5,7.
Su, 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

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

SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040

CAPACIDAD PORTANTE (qamd=kPa)



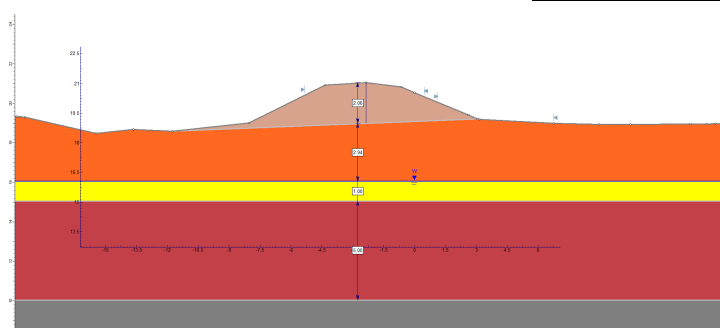
Nc [-]	5.7	γ [kN/m ³]	17.5
Su [kPa]	25	H [m]	2.5
B [m]	12	q _{aplicada} [kPa]	44
L [m]	40		
γ [kN/m ³]	17.5		
Df [m]	0		
FS mínimo [-]	2.5		
q _{ult} [kPa]	155		
q _{adm} [kPa]	62		
FS obtenido [-]	3.6		

Conclusiones:

q_{aplicada} < q_{admisible}
Por lo tanto la capacidad actual del suelo de fundación del dique es

SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120

CAPACIDAD PORTANTE (qamd=kPa)



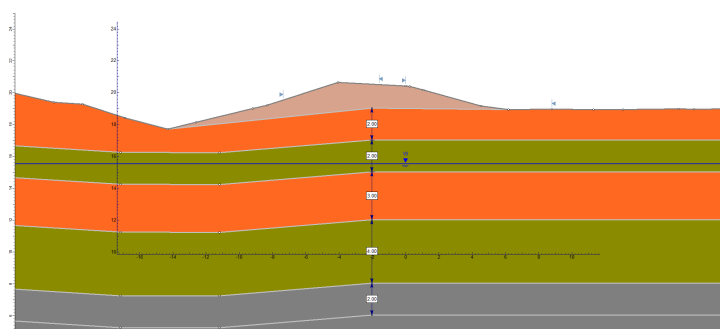
Nc [-]	5.7	γ [kN/m ³]	17.5
Su [kPa]	25	H [m]	2
B [m]	11	q _{aplicada} [kPa]	35
L [m]	140		
γ [kN/m ³]	18.3		
Df [m]	0		
FS [-]	2.5		
q _{ult} [kPa]	146		
q _{adm} [kPa]	58		
FS obtenido [-]	4.2		

Conclusiones:

q_{aplicada} < q_{admisible}
Por lo tanto la capacidad actual del suelo de fundación del dique es

SECCIÓN 3 - ABS. K0+200

CAPACIDAD PORTANTE (qamd=kPa)



Nc [-]	5.7	γ [kN/m ³]	17.5
Su [kPa]	25	H [m]	1.5
B [m]	15	q _{aplicada} [kPa]	26
L [m]	100		
γ [kN/m ³]	18.3		
Df [m]	0		
FS [-]	2.5		
q _{ult} [kPa]	149		
q _{adm} [kPa]	60		
FS obtenido [-]	5.7		

Conclusiones:

q_{aplicada} < q_{admisible}
Por lo tanto la capacidad actual del suelo de fundación del dique es

ANEXO D.

ANALISIS DE POTENCIAL DE LICUACION

Parámetros del sitio				Parámetros del suelo						
Esfuerzo inicial (kN/m ²)	0			Muestra	Profundidad d inicial (m)	Profundidad d final (m)	N ₆₀ (golpes/pie)	D ₅₀ (mm)	% Pasa 200	γ (kN/m ³)
Profundidad del nivel freático (m)	0			1	0	0.5	10	0.004	83.43	17.5
Densidad del agua (kN/m ³)	9.81			2	0.5	1	15	0.004	83.43	17.5
MSF	1.770			3	1	1.5	12	0.004	83.43	17.5
				4	1.5	2	11	0.001	83.43	17.5
Aceleración máxima (a _{max} /g)	0.1			5	2	2.5	14	0.001	83.43	17.5
Magnitud de momento en el sismo de diseño	6			6	2.5	3	12	0.001	83.43	17.5
				7	3	3.5	13	0.001	83.43	17.5
				8	3.5	4	11	0.2	17.14	15.7
				9	4	4.5	15	0.2	17.14	15.7
				10	4.5	5	12	0.2	17.14	15.7
				11	5	5.5	7	0.2	17.14	15.7
				12	5.5	6	7	0.2	17.14	15.7
				13	6	6.5	11	0.004	80.06	17.5
				14	6.5	7	7	0.004	80.06	17.5
				15	7	7.5	12	0.004	80.06	17.5
				16	7.5	8	17	0.004	80.06	17.5
				17	8	8.5	17	0.004	80.06	17.5
				18	8.5	9	16	0.004	80.06	17.5
				19	9	9.5	11	0.2	17.14	15.7
				20	9.5	10	12	0.2	17.14	15.7
				21	10	10.5	11	0.2	20.37	15.7
				22	10.5	11	11	0.2	20.37	15.7
				23	11	11.5	11	0.2	20.37	15.7
				24	11.5	12	11	0.2	20.37	15.7
				25	12	12.5	9	0.2	20.37	15.7
				26	12.5	13	9	0.2	20.37	15.7
				27	13	13.5	27	0.0001	99.26	17.5
				28	13.5	14	27	0.0001	99.26	17.5
				29	14	14.5	17	0.0001	99.26	17.5
				30	14.5	15	17	0.0001	99.26	17.5
				31	15	15.5	17	0.0001	99.26	17.5

Análisis de la demanda al suelo por licuación						Análisis de la resistencia del suelo por licuación					
Muestra	σ _v (kN/m ²)	σ' _v (kN/m ²)	r _d	τ _{av} (kN/m ²)	CSR	Muestra	R1	R2	R3	CRR _{1,5}	CRR _{total}
1	4.375	1.9225	0.998	0.284	0.148	1	0.173	10.000	3.177	13.351	23.628
2	13.125	5.7675	0.994	0.848	0.147	2	0.137	10.000	3.177	13.314	23.563
3	21.875	9.6125	0.990	1.408	0.147	3	0.097	10.000	3.177	13.274	23.493
4	30.625	13.4575	0.987	1.964	0.146	4	0.077	10.000	3.177	13.254	23.457
5	39.375	17.3025	0.983	2.515	0.145	5	0.078	10.000	3.177	13.256	23.460
6	48.125	21.1475	0.979	3.062	0.145	6	0.067	10.000	3.177	13.244	23.439
7	56.875	24.9925	0.975	3.605	0.144	7	ND	10.000	3.177	13.241	23.434
8	65.175	28.3875	0.971	4.115	0.145	8	0.053	0.055	0.000	0.108	0.191
9	73.025	31.3325	0.967	4.592	0.147	9	0.061	0.055	0.000	0.115	0.204
10	80.875	34.2775	0.964	5.066	0.148	10	ND	0.055	0.000	0.107	0.189
11	88.725	37.2225	0.960	5.536	0.149	11	0.038	0.055	0.000	0.093	0.164
12	96.575	40.1675	0.956	6.001	0.149	12	0.037	0.055	0.000	0.091	0.162
13	104.875	43.5625	0.952	6.491	0.149	13	ND	10.000	3.042	13.087	23.162
14	113.625	47.4075	0.948	7.004	0.148	14	0.033	10.000	3.042	13.075	23.141
15	122.375	51.2525	0.945	7.513	0.147	15	0.043	10.000	3.042	13.085	23.159
16	131.125	55.0975	0.941	8.018	0.146	16	ND	10.000	3.042	13.091	23.169
17	139.875	58.9425	0.937	8.518	0.145	17	0.047	10.000	3.042	13.089	23.166
18	148.625	62.7875	0.933	9.014	0.144	18	0.044	10.000	3.042	13.086	23.161
19	156.925	66.1825	0.927	9.456	0.143	19	0.036	0.055	0.000	0.091	0.161
20	164.775	69.1275	0.914	9.786	0.142	20	0.037	0.055	0.000	0.092	0.162
21	172.625	72.0725	0.900	10.102	0.140	21	0.034	0.055	0.000	0.088	0.157
22	180.475	75.0175	0.887	10.405	0.139	22	0.033	0.055	0.000	0.088	0.155
23	188.325	77.9625	0.874	10.694	0.137	23	0.032	0.055	0.000	0.087	0.154
24	196.175	80.9075	0.860	10.970	0.136	24	0.032	0.055	0.000	0.087	0.153
25	204.025	83.8525	0.847	11.232	0.134	25	0.030	0.055	0.000	0.084	0.149
26	211.875	86.7975	0.834	11.480	0.132	26	0.029	0.055	0.000	0.084	0.148
27	220.175	90.1925	0.820	11.739	0.130	27	0.048	10.000	3.810	13.859	24.528
28	228.925	94.0375	0.807	12.006	0.128	28	0.047	10.000	3.810	13.858	24.526
29	237.675	97.8825	0.794	12.259	0.125	29	0.036	10.000	3.810	13.847	24.506
30	246.425	101.7275	0.780	12.497	0.123	30	0.035	10.000	3.810	13.846	24.505
31	255.175	105.5725	0.767	12.719	0.120	31	0.035	10.000	3.810	13.845	24.504

Resultados				
Muestra	CSR	CRR _{total}	FS _{licuación}	Condición
1	0.148	23.628	160.04	No licuable
2	0.147	23.563	160.22	No licuable
3	0.147	23.493	160.35	No licuable
4	0.146	23.457	160.73	No licuable
5	0.145	23.460	161.38	No licuable
6	0.145	23.439	161.86	No licuable
7	0.144	23.434	162.46	No licuable
8	0.145	0.191	1.32	No licuable
9	0.147	0.204	1.39	No licuable
10	0.148	0.189	1.28	No licuable
11	0.149	0.164	1.10	No licuable
12	0.149	0.162	1.08	No licuable
13	0.149	23.162	155.44	No licuable
14	0.148	23.141	156.63	No licuable
15	0.147	23.159	157.98	No licuable
16	0.146	23.169	159.21	No licuable
17	0.145	23.166	160.30	No licuable
18	0.144	23.161	161.33	No licuable
19	0.143	0.161	1.13	No licuable
20	0.142	0.162	1.15	No licuable
21	0.140	0.157	1.12	No licuable
22	0.139	0.155	1.12	No licuable
23	0.137	0.154	1.12	No licuable
24	0.136	0.153	1.13	No licuable
25	0.134	0.149	1.11	No licuable
26	0.132	0.148	1.12	No licuable
27	0.130	24.528	188.46	No licuable
28	0.128	24.526	192.09	No licuable
29	0.125	24.506	195.67	No licuable
30	0.123	24.505	199.48	No licuable
31	0.120	24.504	203.39	No licuable