

**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 DISEÑO A NIVEL DE INGENIERIA BASICA

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:	DIQUE PINILLOS INFORME DE DISEÑO A NIVEL DE INGENIERÍA BÁSICA	
Versión	Cambios Realizados	Fecha
0	Versión original	AGOSTO 06 2015
1	Se hicieron cambios en el documento de acuerdo a las indicaciones de la interventoría.	SEPT. 15 2015

ELABORADO POR:

Versión	Nombre	Firma	Fecha
0			AGOSTO 06 2015
1	EDUARDO GÓMEZ		SEPT. 15 2015

REVISADO POR:

Versión	Nombre	Firma	Fecha
0			AGOSTO 06 2015
1	DONALDO CASTILLA		SEPT. 15 2015

APROBADO POR:

Versión	Nombre	Firma	Fecha
0			AGOSTO 06 2015
1	ALBERTO DURÁN		SEPT. 15 2015

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	7
2. METODOLOGÍA Y CRITERIOS DE DISEÑO.....	9
2.1 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO	9
2.1.1 Criterios de comportamiento.....	9
2.1.2 Criterios de geometría y operación.....	9
2.1.3 Selección de la estructura del nuevo dique	10
2.2 INSUMOS Y CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL DIQUE.....	13
2.2.1 Información básica.....	13
2.2.2 Cargas.....	13
2.2.3 Condiciones de carga y de análisis.....	14
2.2.4 Esquema de la sección.....	15
2.2.5 Secciones de análisis.....	15
2.3 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS GEOTÉCNICOS	16
2.3.1 Estabilidad general del relleno del dique	16
2.3.2 Análisis de capacidad portante	21
2.3.3 Verificación de ocurrencia de tubificación.....	23
2.3.4 Análisis de drenaje a través del dique	24
2.3.5 Análisis de potencial de licuación	24
2.3.6 Análisis de asentamientos	26
3. CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE RELLENO DE LOS NUEVOS DIQUES	29
3.1 ESPECIFICACIONES DEL MATERIAL DEL CUERPO DEL NUEVO DIQUE.....	29
3.2 PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL MATERIAL DEL CUERPO DEL NUEVO DIQUE	30
4. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS	31
4.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GENERAL	31
4.2 ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE.....	32
4.3 VERIFICACIÓN DE OCURRENCIA DE TUBIFICACIÓN.....	33
4.3.1 Verificación de ocurrencia de tubificación en suelo de fundación y en el cuerpo del dique	33
4.4 ANÁLISIS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN.....	35
4.5 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS	38
5. ELEMENTOS ADICIONALES DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA PARA EL DIQUE	39
5.1 PROTECCIÓN EN LA CARA AGUAS ARRIBA CON GEOCOLCHOES O SIMILAR	39
5.2 CAPA DE RODADURA.....	40
5.3 PROTECCIÓN EN LA CARA AGUAS ABAJO CON EMPRADIZADO	40
5.4 CUNETAS DE DRENAJE	40
5.5 DREN EN LA PATA AGUAS ABAJO.....	41
6. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS	42
6.1 EXCAVACIONES.....	42
6.2 RELLENOS.....	42
6.3 COMPACTACIÓN.....	43

6.4	CONTROL DE CALIDAD	43
6.5	LIMITACIONES.....	44
7.	CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO	45
8.	CONCLUSIONES.....	47
9.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	49

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Esquema de un realce usando la estructura existente como ataguía.....	10
Figura 2-2. Esquema de alternativa de dique en suelo reforzado.	11
Figura 2-3. Esquema de alternativa de tablestacado en el eje del terraplén existente.	11
Figura 2-4. Esquema de alternativa de muro en concreto sobre la cresta del terraplén existente. .	12
Figura 2-5. Esquema de alternativa de dique con núcleo impermeable y espaldones en material granular seleccionado.	12
Figura 2-6. Camión MAZ-MAN 6x4 (clasificación C3 de acuerdo al manual del INVIAS) el que será usado de referencia para las cargas externas aplicadas sobre el dique.	14
Figura 2-7. Sección típica de la geometría del nuevo dique para el dique.	15
Figura 2-8. Esquema de la sección de análisis en la Abs. K0+040.	18
Figura 2-9. Esquema de la sección de análisis en la Abs. K0+120.	18
Figura 2-10. Esquema de la sección de análisis en la Abs. K0+200.	20
Figura 2-11. Gráfico para el cálculo del factor de capacidad portante N_c para cimientos superficiales apoyados en suelos cohesivos de dos capas.	22
Figura 2-12. Estimación del coeficiente de reducción μ para el cálculo del asentamiento por consolidación según el grado de preconsolidación de la arcilla.	28
Figura 3-1. Bandas granulométricas para los materiales fino homogéneo del cuerpo del nuevo dique y del material para el dren pata.	29
Figura 4-1. Sección de análisis del gradiente hidráulico para el análisis por tubificación, donde se muestran los puntos de verificación en la fundación.	33
Figura 4-2. 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 el cuerpo del dique existente de la Sección 1.	33
Figura 4-3. 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 el cuerpo del dique existente de la Sección 2.	34
Figura 4-4. 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 el cuerpo del dique existente de la Sección 3.	34
Figura 4-5. Resumen de resultados de los asentamientos máximos esperados para la estructura propuesta del Dique Pinillos.	38
Figura 5-1. Detalle del anclaje de las geocolchones dentro del cuerpo del dique en material fino homogéneo.	39
Figura 5-2. Banda granulométrica para el material granular para la capa de rodadura.	40

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1. Factores de seguridad mínimos para los análisis de estabilidad general	16
Tabla 2-2. Criterio de determinación la aceleración horizontal para análisis pseudo-estáticos, tomado de la NSR 10 (AIS 2010).	17
Tabla 2-3. Resumen de las secciones de análisis para el diseño del nuevo dique Pinillos.	19
Tabla 2-4. Resumen de parámetros geomecánicos empleados en los análisis de estabilidad general y otros análisis geotécnicos.	21
Tabla 2-5. Valor de gradiente hidráulico máximo para la estructura de control de inundaciones según el tipo de material (Bowles, 1997).	24
Tabla 3-1. Resumen de los requisitos del material para la conformación del nuevo dique.	29
Tabla 3-2. Resumen de parámetros geomecánicos obtenidos para el cuerpo actual del dique.	30
Tabla 4-1. Factores de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad general para diferentes condiciones de carga en secciones diseño propuesto del dique en el tramo de estudio.	31
Tabla 4-2. Resumen de resultados de capacidad portante para el diseño del Dique.	32
Tabla 4-3. Resultados de la verificación de los gradientes hidráulicos en el cuerpo del dique existente.	34
Tabla 4-4. Resumen datos de entrada para el modelo de potencial de licuación, obtenidos de la perforación PT-DPN-1.	36
Tabla 4-5. Resumen de resultados del análisis de potencial de licuación de las arenas medio sueltas encontradas superficialmente en el sitio.	37
Tabla 7-1. Resumen de cantidades de obra y presupuesto para el realce del terraplén de la vía existente para convertirlo en Dique.	45

LISTA DE ANEXOS

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

Anexo B. Capacidad portante en condiciones drenadas y no drenadas

Anexo C. Análisis de potencial de licuación

Anexo D. Análisis de asentamientos

Anexo E. Cantidades de obra y presupuesto

Anexo F. Planos

Anexo G. Registro fotográfico de perforaciones, Registros de formatos de perforaciones.

Anexo H. Ensayos de laboratorio y en sitio realizado a las perforaciones

1. INTRODUCCIÓN

Este informe es parte del contrato número 200 de 2014 entre el FONDO ADAPTACIÓN (FA) y la empresa SUELOS INGENIERÍA (SI) 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 al diseño a nivel de ingeniería básica del dique Pinillos.

Posterior al proceso de caracterización de los materiales que hacen parte de la vía existente (vía en terraplén) paralela al cuerpo del dique que falló y de su fundación, se procedió con el análisis geotécnico de estabilidad de la estructura de la vía existente en la zona. Se analizó esta estructura porque el dique que inicialmente existía fue socavado por el Río y destruido en un tamo de aproximadamente 200m. Este dique se encontraba muy a cercano a la orilla del Río, a diferencia de la vía que se encuentra más alejada de esta y que se presta como una opción para la construcción de un nuevo dique. El nuevo dique consistirá entonces en un realce del terraplén existente por medio de la colocación y compactación de nuevo material de relleno sobre su cara aguas abajo. Para realizar el realce se requerirá un apropiado procedimiento de corte de material sobre el terraplén existente y garantiza un buen empalme en la interfaz del relleno nuevo con el existente.

El análisis realizado sobre el terraplén arrojó que la estructura construida actualmente en la zona se encuentra en buenas condiciones y que no presenta problemas de estabilidad geotécnica ante los criterios de estabilidad general, capacidad portante, tubificación o potencial de licuación. El presente informe consiste en: primero la revisión de la capacidad de la estructura en su estado actual de comportarse adecuadamente ante la aplicación de las cargas a las que estará sometida durante su operación, de acuerdo a los requisitos adoptados y suministrados por el FONDO ADAPTACIÓN, y segundo en la propuesta de una estructura u obras necesario a nivel de ingeniería básica para alcanzar dichas especificaciones, en caso de que no se cumplan.

En este documento se presenta un compendio de las metodologías y criterios empleados para llevar a cabo los análisis geotécnicos pertinentes para avalar el diseño o estructura propuesta, así como el detalle de los resultados obtenidos por medio de dichas verificaciones. Adicionalmente se presenta un resumen de las características de los materiales a emplear en la construcción de la o las estructuras propuestas. Se hará también una descripción de los elementos adicionales, aparte del cuerpo principal, que son necesarios para el correcto funcionamiento de la solución propuesta. Algunas recomendaciones de la construcción y manejo de materiales para los elementos principales de la solución propuesta se presentan en este documento.

La determinación de los sitios específicos donde se llevarán a cabo los análisis para la verificación de la estructura propuesta, se hizo con base en el nivel de las aguas del Río Magdalena para una creciente con un periodo de retorno de 100 años y que fue suministrado por el FA. Adicionalmente se tuvo en cuenta la información recolectada durante las etapas anteriores de caracterización y análisis de estabilidad de la misma estructura.

Finalmente se calcularán las cantidades de obra y presupuesto aproximado para la construcción de las obras necesarias para alcanzar los requisitos mínimos indicados por el FONDO ADAPTACIÓN.

El presente informe se compone de los siguientes capítulos o secciones: (1) Introducción, (2) Metodología y criterios de diseño, (3) Características de los materiales de relleno, (4) Análisis geotécnicos, (5) Elementos adicionales de la

estructura, (6) Recomendaciones constructivas, (7) Cantidades de obra y presupuesto, (8) Conclusiones y (5) Referencias bibliográficas.

2. METODOLOGÍA Y CRITERIOS DE DISEÑO

En este capítulo se presenta un compendio de las metodologías y criterios para el diseño del dique en este tramo de tal forma que cumpla con las especificaciones mínimas requeridas por las normas Colombianas y con las especificaciones suministradas por el Fondo Adaptación.

2.1 CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

2.1.1 Criterios de comportamiento

El comportamiento de la estructura en términos de esfuerzos y deformaciones debe ser satisfactorio, lo que significa que esta no debe presentar un deterioro apreciable o que lo aproxime a la falla ante la aplicación de cargas normales esperadas durante la vida útil de la estructura.

En caso de presentarse cargas asociadas a condiciones extraordinarias (como sismo y crecientes) la estructura no debe fallar súbitamente. En estos casos pueden presentarse agrietamientos, distorsiones y/o desplazamientos permanentes de la estructura, pero que en todo caso puedan ser reparados posteriormente. Estas deformaciones no pueden ser de tal magnitud que representen un riesgo para la seguridad de la estructura o que se traduzcan en una falla repentina de la misma.

2.1.2 Criterios de geometría y operación

De acuerdo a la importancia de esta estructura para controlar las crecientes del Río Magdalena en la zona de La Mojana, el FONDO ADAPTACIÓN definió los siguientes criterios o especificaciones mínimas para el Dique Pinillos:

- El ancho de la cresta del dique debe ser de 3,5 m.
- Las pendientes longitudinales de la cresta del dique en su trazado fueron determinadas con base en la elevación de la lámina de agua del Río Magdalena, para una inundación con un periodo de retorno igual a 100 años ($t_r = 100$ años). El nivel de la lámina de agua fue generado a través de una modelación hidrológica de los principales cuerpos hídricos de la zona de La Mojana ejecutada por parte del FA.
- El Borde Libre debe ser igual a 30.0 cm. La elevación de la cresta del dique fue establecida en cada punto considerando el nivel de la lámina de agua para un $t_r = 100$ años, más un borde libre de 30.0 cm, que buscará proteger el dique ante desbordamiento por efectos como el oleaje o por la incertidumbre en los cálculos de la modelación.
- En la pata aguas abajo del dique se debe construir un dren con material granular que facilite la evacuación de aguas infiltradas en la estructura del dique durante eventos de inundación. El dren pata deberá estar protegido por una capa de geotextil no tejido que evite la migración de finos desde el cuerpo del dique hacia el dren.

2.1.3 Selección de la estructura del nuevo dique

Para la selección de los materiales y metodología constructiva con la que se hará la conformación del dique como un realce del terraplén existente paralelo al dique que falló, se tuvieron en cuenta varias alternativas antes de seleccionar la metodología finalmente propuesta.

El primer paso para determinar si la estructura existente de la vía en terraplén debe o no ser realizada, consistió en cruzar el perfil del nivel de la lámina de agua para una creciente correspondiente a un periodo de retorno específico (en este caso $t_r = 100$ años) contra el perfil de la cresta de la vía actual. A través de este ejercicio se encontró que el terraplén de la vía debe ser realzado en toda su extensión para controlar las aguas de inundación del Río Magdalena según las especificaciones entregadas por el FONDO ADAPTACIÓN.

Teniendo en cuenta que en la actualidad la vía existente tiene un ancho en su cresta de 2.0 - 4.0m para permitir el paso solo de motos, se consideró, como se hace frecuentemente en la práctica, usar la estructura existente como la ataguía de un cuerpo adicional de mayor altura, pero que no requiera una cresta de ancho suficiente para este tipo de tráfico, como lo que se presentan en la Figura 2-1.

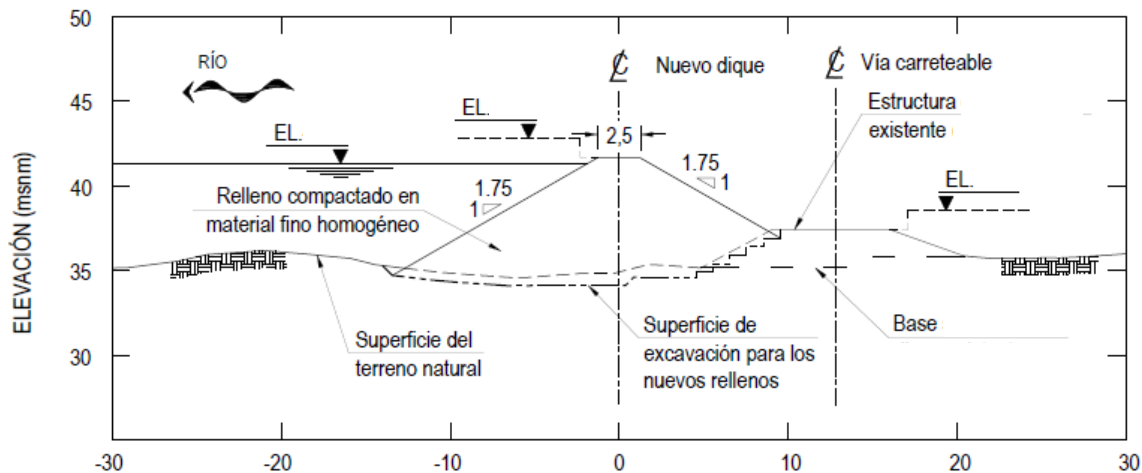


Figura 2-1. Esquema de un realce usando la estructura existente como ataguía.

Sin embargo hacia el lado aguas arriba de la vía no se cuenta con suficiente espacio para la construcción de este tipo de estructura, ya que está limitado por la orilla del río y la zona del dique que falló. Por este motivo se decidió proponer un realce o reconfiguración del terraplén actual en el cual el eje de la nueva estructura se apoye sobre la cara aguas abajo del terraplén de la vía existente.

Como otra alternativa se consideró posteriormente el diseño de un dique en suelo reforzado que permitiera taludes inclinados en las caras del nuevo dique, evitando al máximo la compra de predios (véase Figura 2-2). Sin embargo esta alternativa fue descartada debido tres (3) inconvenientes principalmente. El primero consiste en que para construir una estructura reforzada debía considerarse la remoción total de la estructura existente (terraplén), debido a que ésta última tiene en la actualidad taludes tan inclinados como 4.0H:1V y a que constituiría un obstáculo para el refuerzo de la nueva estructura. El segundo inconveniente consiste en que al tener taludes tan empinados el área de aplicación de cargas en el suelo de fundación es menor, aumentando las solicitaciones sobre el suelo aluvial de cimentación, que es muy blando en algunos tramos del trazado de este nuevo dique. Finalmente, el método constructivo de este tipo de estructuras es relativamente complejo, requiriendo la contratación de un contratista especializado para la ejecución de las obras, mayor tiempo en la ejecución del proyecto y en general mayores costos.

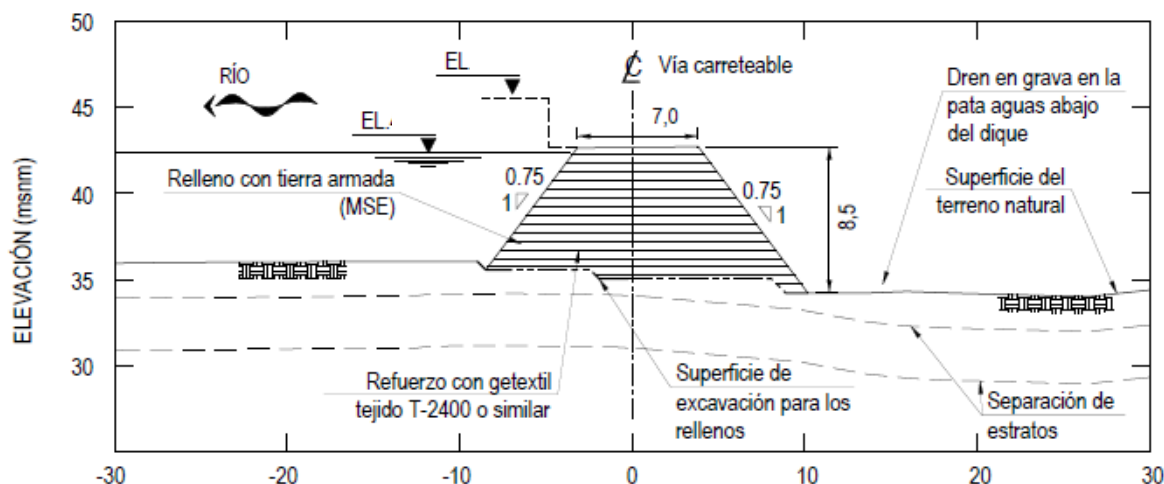


Figura 2-2. Esquema de alternativa de dique en suelo reforzado.

Luego se consideró la alternativa de construir estructuras esbeltas y resistentes como un tablestacado o muro en concreto que permitieran ganar altura sobre la cresta del terraplén existente, para alcanzar la elevación necesaria para controlar las aguas de inundación. En la Figura 2-3 se presenta el esquema de una alternativa con tablestacado construido en el eje del terraplén existente y en la Figura 2-4 se muestra un esquema de un muro en concreto cimentado sobre la cresta del terraplén actual, apoyado en sus extremos sobre micropilotes o columnas de suelo-cemento. Estas alternativas fueron descartadas debido a que este terraplén es usado para el tránsito motorizado. Este tipo de soluciones, que deben ser continuas e ininterrumpidas, representarían un obstáculo para el tránsito y la maniobra de vehículos.

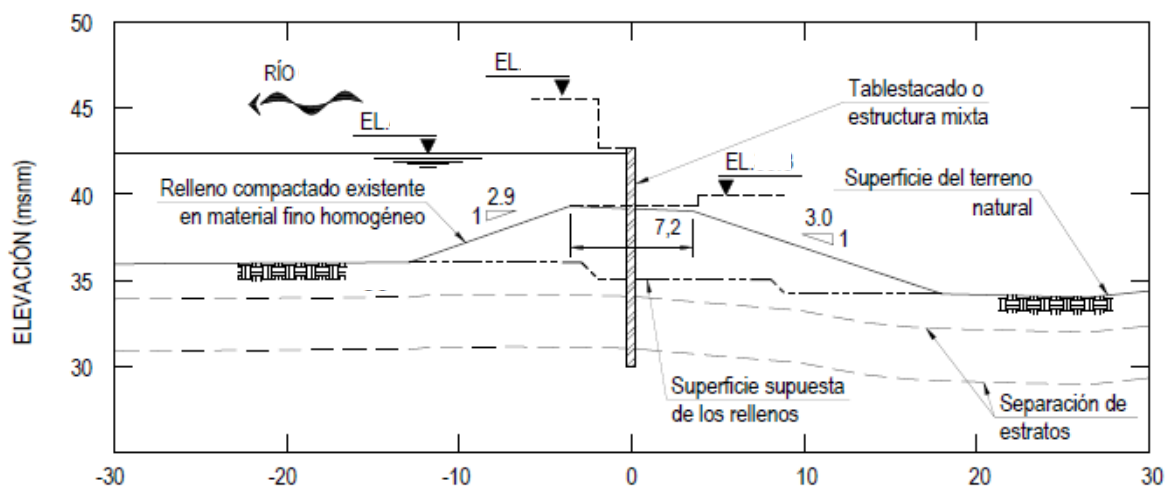


Figura 2-3. Esquema de alternativa de tablestacado en el eje del terraplén existente.

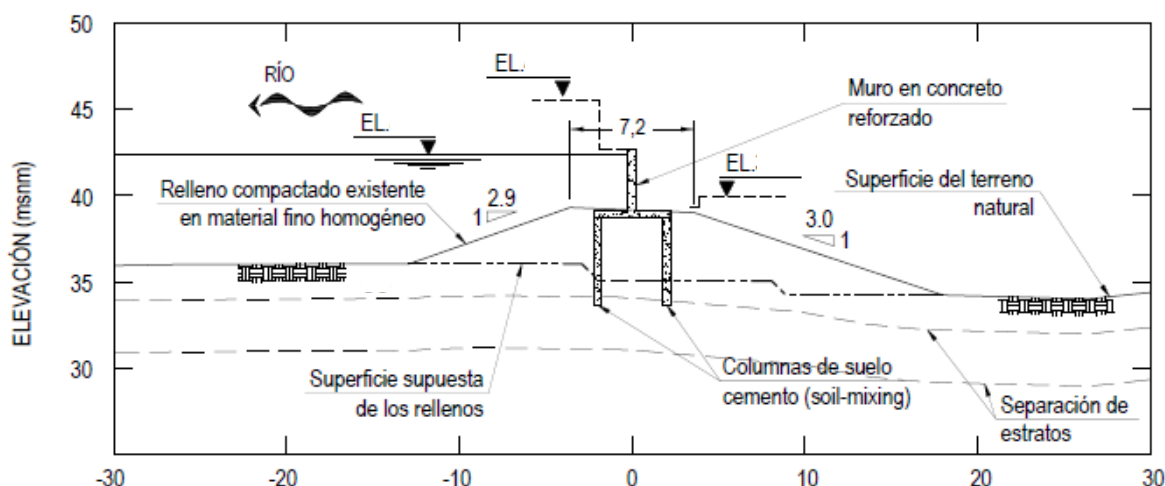


Figura 2-4. Esquema de alternativa de muro en concreto sobre la cresta del terraplén existente.

Adicionalmente se consideró la construcción de un dique compuesto, con núcleo impermeable y espaldones en material granular seleccionado. Esta alternativa, como se muestra en la Figura 2-5 podría construirse con taludes no tan inclinados como en una estructura con cuerpo fino homogéneo. De cualquier forma esta alternativa también fue descartada porque al igual que para el dique con taludes reforzados requeriría el retiro casi en su totalidad del terraplén existente. Adicionalmente para construir esta alternativa sería necesario disponer de grandes cantidades de un material grueso seleccionado, del que no se conoce disponibilidad en la zona y que encarecería el proyecto.

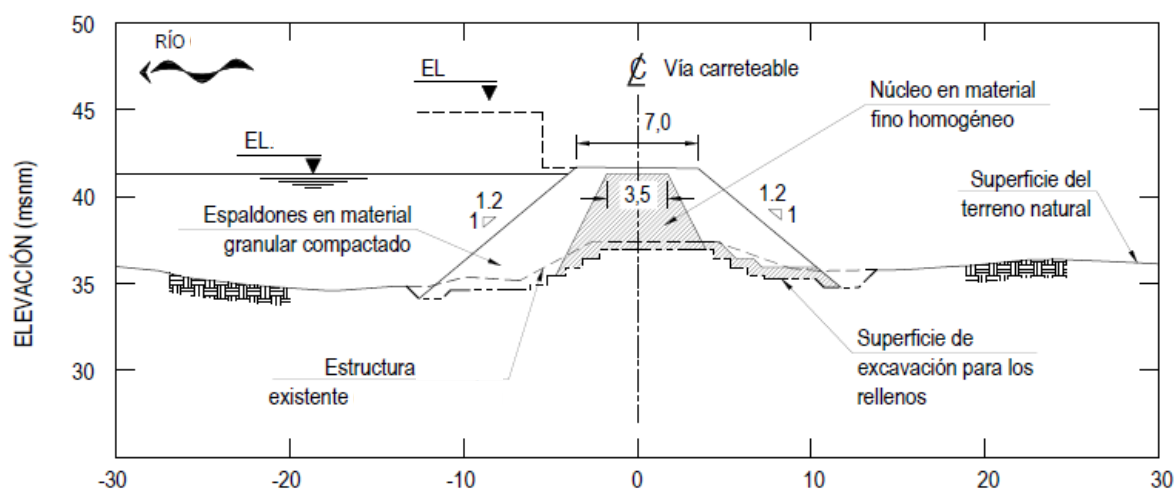


Figura 2-5. Esquema de alternativa de dique con núcleo impermeable y espaldones en material granular seleccionado.

Finalmente, y como se mencionó al inicio, se escogió como la alternativa más viable que consiste en el realce y reconfiguración del terraplén actual, la disposición por capas de material fino homogéneo seleccionado, similar al material que conforma la estructura del dique que falló, como se ve en la Figura 2-7. Esta alternativa aunque significa la construcción de una estructura con taludes un poco más tendidos que otras alternativas, es la que genera un menor impacto en la estructura actual y la que representa un menor costo. Para el realce de la estructura existente, deberá escalonarse su cara aguas abajo de tal forma que sea posible la compactación del material del nuevo dique, y de tal forma que no se generen superficies predefinidas de falla o debilidad dentro del cuerpo de la estructura final. De esta forma se garantiza también el retiro de por lo menos 70.0 cm superficiales del material del cuerpo del terraplén existente.

2.2 INSUMOS Y CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL DIQUE

2.2.1 Información básica

Para el diseño a nivel de ingeniería básica del dique en este tramo se empleó la siguiente información:

1. Secciones de análisis del nuevo dique, obtenidas a partir de un modelo, generado en AutoCAD Civil 3D, de la geometría de la nueva estructura. Estas secciones consideraron la geometría de la vía existente, la cual fue obtenida 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 [10].
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 el diseño de la estructura del nuevo dique en esta zona se consideraron las siguientes cargas:

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

El dique se construirá sobre el alineamiento de una vía existente en terraplén en donde en la actualidad pueden circular motos. De acuerdo con la topografía la cresta del 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 el 10%. Estas variaciones se presentan posiblemente después de generarse procesos erosivos que fueron definiendo esta nueva forma de la estructura.

A pesar que sobre este dique no circula tráfico pesado, se considerará para los análisis una carga sobre cresta generada por un camión dobletrque de acuerdo a lo expuesto a continuación.

La carga viva debido al tráfico vehicular usada para los diseños fue determinada acorde a la carga máxima esperada a la que estará sometido el dique durante su vida útil. Debido a que en la zona se ejecutan en la actualidad obras de remediación y mejoramiento que involucran el transporte de materiales de cantera hacia los sitios de obra, se consideró que los vehículos con mayor peso que transitarán sobre la estructura serán volquetas de transporte de material. Según la designación de los vehículos de transporte de cargas en el territorio nacional del INVIAS [15], una volqueta corresponde a un vehículo de tres ejes (dobletroque) que aplica una carga en el eje más pesado (tándem) de 11 ton. Con el fin de tener mayor precisión en el diseño, se buscaron las especificaciones de un vehículo real, similar a los que se espera transiten en la zona. Se empleó en este caso una volqueta de tipo MA3-MAN 6x4 (capacidad 12 m3). En la Figura 2-6 se presentan esquemas de la volqueta que muestran las fuerzas que ésta aplica en una condición de carga máxima, además de su geometría.

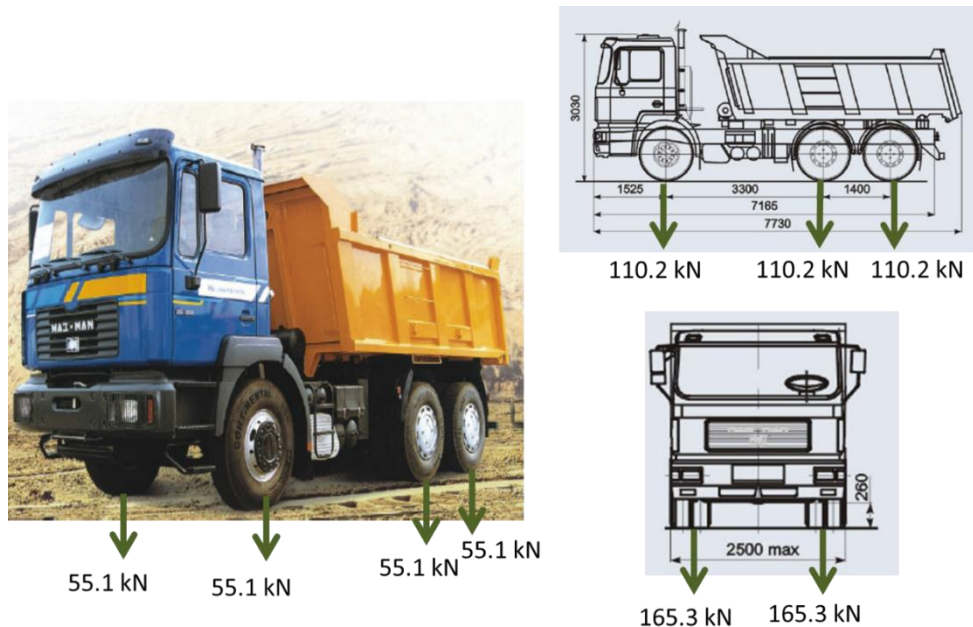


Figura 2-6. Camión MAZ-MAN 6x4 (clasificación C3 de acuerdo al manual del INVIAS) el que será usado de referencia para las cargas externas aplicadas sobre el dique.

2.2.3 Condiciones de carga y de análisis

Las condiciones de carga consideradas para el diseño del dique son las que se listan a continuación:

1. Final de la construcción (sin agua). Esta condición ocurre solo al final de la construcción de las obras, mientras se disipa el exceso de presión de poros causado en los suelos por la aplicación de nuevas cargas. Debido a que la aplicación de cargas es rápida, esta condición se estudió empleando la resistencia al corte no drenado del suelo (esfuerzos totales).
2. Condición estática a largo plazo con flujo estacionario. Este análisis se hará en condiciones drenadas para el nivel freático detectado en campo durante la campaña de exploración geotécnica.
3. Condición estática con flujo estacionario para un nivel de aguas extraordinario. Este análisis se hará en condiciones drenadas para el nivel de la lámina de agua del Río Magdalena en caso de un creciente con un periodo de retorno de 100 años ($t_r = 100$ años).
4. Condición de desembalse rápido. Para este análisis se tendrá en cuenta un nivel de aguas colgado dentro de la estructura del dique, desde el nivel de aguas para un periodo de retorno ($t_r=100$ años) y el nivel del terreno natural. 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.
5. 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. En el caso de sismo no se considerarán las cargas vehiculares ya que esto representa una condición de cargas muy desfavorable y con pocas probabilidades de ocurrencia.

2.2.4 Esquema de la sección

Con base en los criterios de geometría y operación listados anteriormente se generó un modelo geométrico en 3D de la estructura del dique. Este modelo, que se creó para el dique en toda su extensión, permitió generar secciones de la estructura que varían en extensión a medida que varía el terreno natural y la geometría del dique existente. En la Figura 2-7 se presenta un esquema de la geometría del nuevo dique propuesto. Este dique corresponde también a la alternativa de dique seleccionada de acuerdo de lo descrito en el Numeral 2.1.3. Esta geometría y esquema del nuevo Dique aplica Pinillos en toda su extensión (o entre las Abs. K0+000 y K0+278).

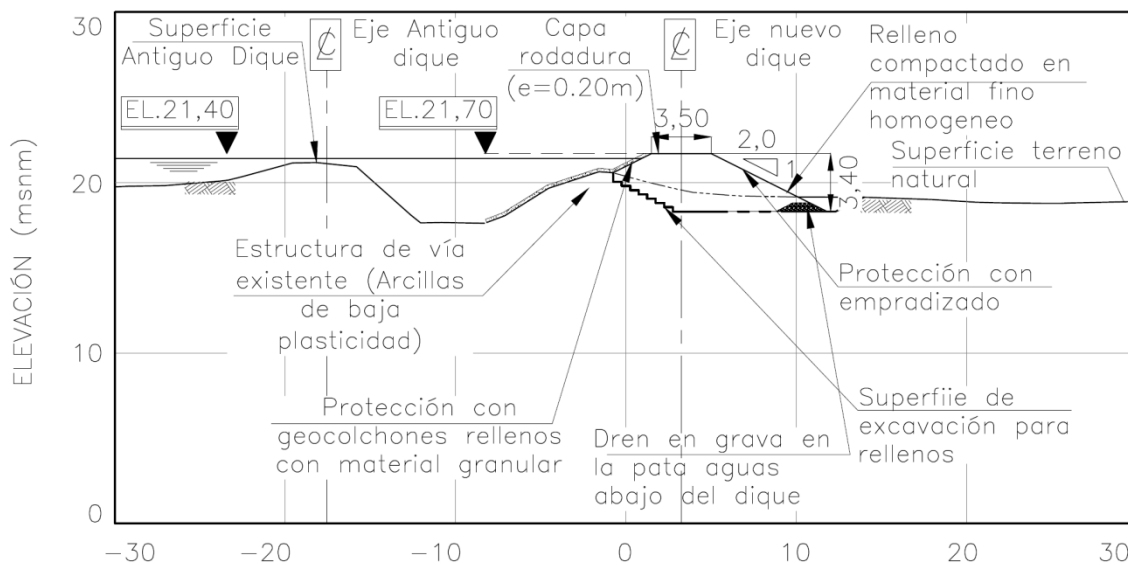


Figura 2-7. Sección típica de la geometría del nuevo dique para el dique.

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:

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 buscará la geometría más desfavorable entre los perfiles creados a través del modelo geométrico generado en AutoCAD Civil 3D. Esta sección geométrica corresponde a la que tenga mayor altura.

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 dique.

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 de la nueva estructura del dique. 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 dique

Para la verificación de la estabilidad general del dique 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
1	Final de la construcción	1.3	Aguas arriba y aguas abajo	Fundación condición UU, relleno condición UU, esfuerzos totales
2	Operación en épocas de verano con NF encontrado durante la campaña de exploración	1.4	Aguas arriba y aguas abajo	Esfuerzos efectivos, con nivel freático
3	Operación con nivel máximo extraordinario para $t_r = 100$ años	1.3	Aguas arriba y aguas abajo	Esfuerzos efectivos, con nivel freático
4	Desembalse rápido desde nivel máximo extraordinario hasta el terreno natural	1.2	Aguas arriba	Esfuerzos efectivos, con nivel freático colgado
5	Condición de sismo	1.05	Aguas arriba y aguas abajo	Fundación condición UU, relleno condición UU, esfuerzos totales

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.

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 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 para este tramo del dique [15] 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 2.2.5, se determinaron las secciones sobre las cuales se ejecutaron los análisis de estabilidad general y el resto de análisis geotécnicos. Las secciones sobre las cuales se llevaron a cabo los análisis de estabilidad se resumen en la Tabla 2-3 y un esquema de cada una de las secciones se presenta de la Figura 2-8 a la Figura 2-10.

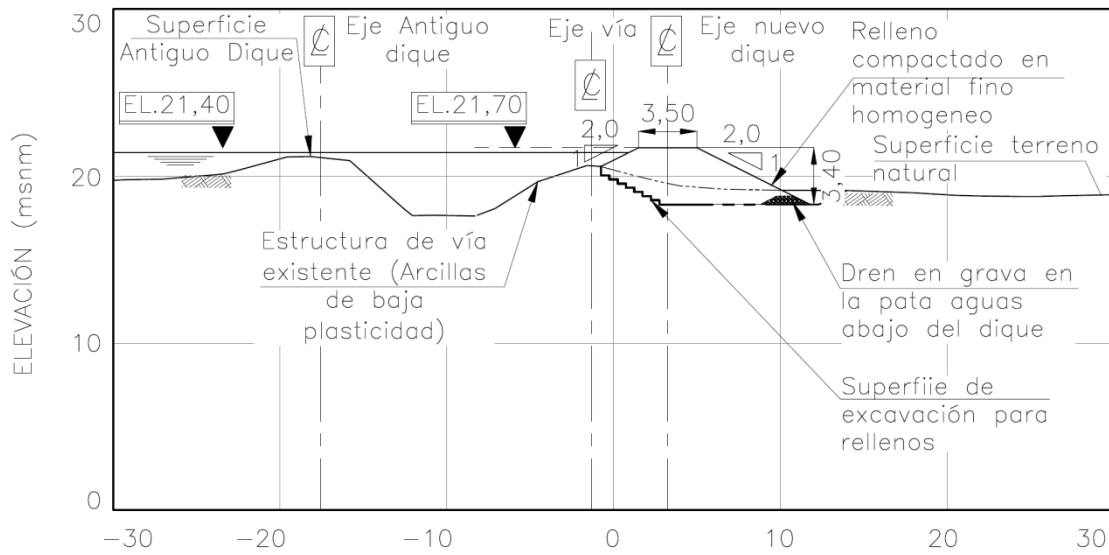


Figura 2-8. Esquema de la sección de análisis en la Abs. K0+040.

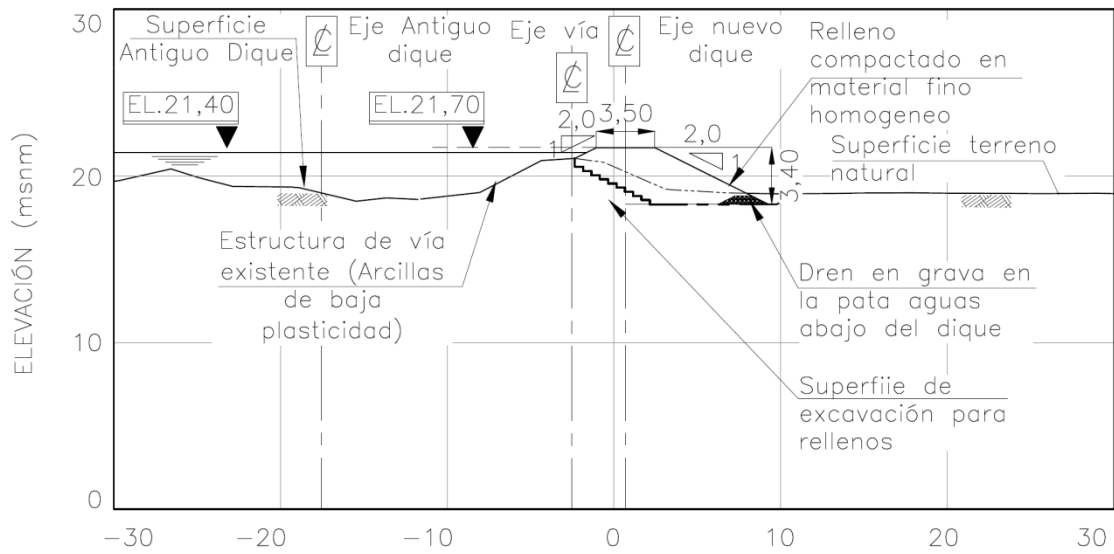


Figura 2-9. Esquema de la sección de análisis en la Abs. K0+120.

Tabla 2-3. Resumen de las secciones de análisis para el diseño del nuevo dique Pinillos.

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							

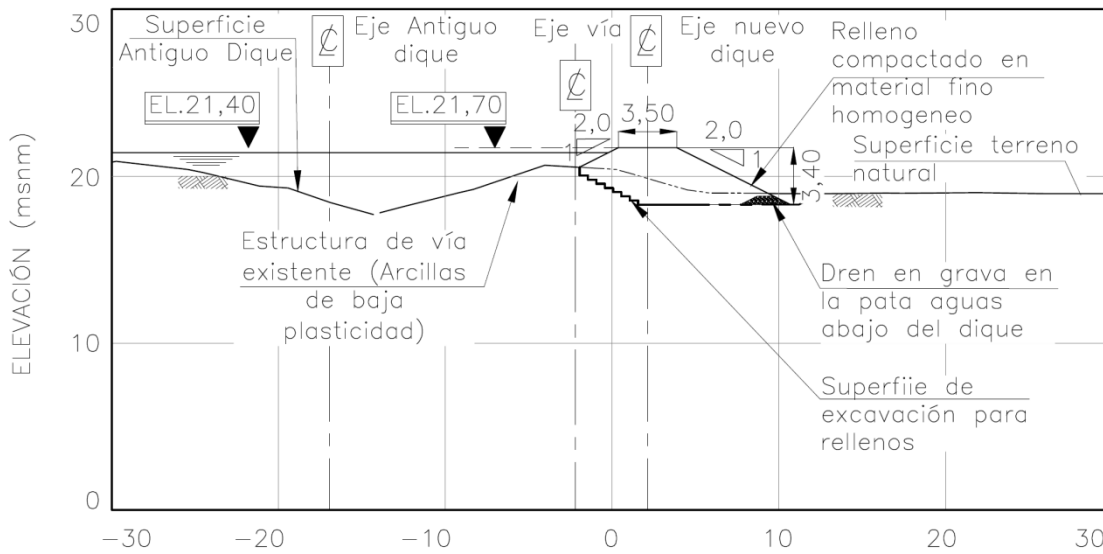


Figura 2-10. Esquema de la sección de análisis en la Abs. K0+200.

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 dique existente 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 [10], se determinaron los parámetros geomecánicos más adecuados para representar el comportamiento de estos materiales, tanto para condiciones drenadas como no drenadas. En la Tabla 2-4 se presenta un resumen de los parámetros geomecánicos empleados para los análisis de estabilidad general y otros análisis geotécnicos en este tramo del dique.

En la Tabla 3-2 también se presentan los parámetros geomecánicos del material homogéneo que conformará el cuerpo del nuevo dique construido sobre la vía existente (véase Figura 2-7). Los parámetros geomecánicos de este material fueron seleccionados con base en la caracterización hecha para la estructura existente en los tres tramos del dique y con base en los parámetros adoptados comúnmente para materiales finos homogéneos compactados en la práctica.

Debido a que se encontró (por medio de ensayos de SPT ejecutados en el cuerpo de la vía) que el cuerpo del terraplén de la vía existente se encuentra en una consistencia firme y a que los parámetros geomecánicos adoptados en el informe de caracterización [10] corresponden a un material competente, se concluyó que los parámetros del material seleccionado que conformará el nuevo dique pueden ser similares o inclusive mejores que los del cuerpo del terraplén de la vía existente. De cualquier forma, como se menciona en el Capítulo 3, para los análisis se tomaron los parámetros geomecánicos medios de los obtenidos para el dique existente con el fin de compensar incertidumbres en la caracterización de los materiales y/o en la selección o compactación del material durante el proceso constructivo.

Tabla 2-4. 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

2.3.2 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 sobre el suelo de fundación se aplicarán nuevas cargas correspondientes a la conformación del nuevo dique sobre el terraplén de al vía existente, deberán hacerse análisis tanto a corto (condición no drenada-esfuerzos totales) como a largo plazo (condición drenada-esfuerzos efectivos).

Los análisis de capacidad portante se ejecutaron considerando tanto el peso del dique nuevo como del dique existente y por el agua en caso de inundación para un periodo de retorno de 100 años. Estas cargas corresponden al conjunto de cargas Carga Muerta + Carga Viva Máxima, por lo que el factor de seguridad mínimo para estos cálculos según la Norma Sismo Resistente Colombiana [1] es de 2.5.

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.

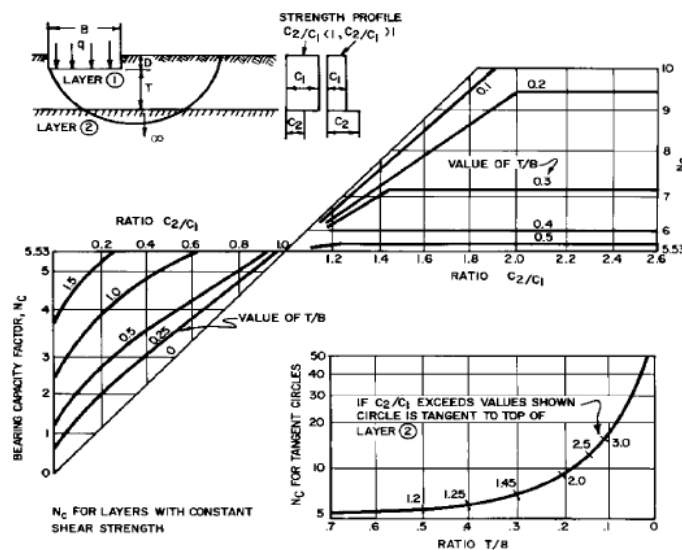
D_f , Profundidad de desplante del cimiento.

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 2-11. 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 2-11. 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:

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

Para verificar que el suelo de fundación es apto para soportar las cargas aplicadas por los rellenos del dique, 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:

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

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 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 esta zona del dique un estrato compuesto de arcilla y limos con contenido de arena, se hará una verificación para determinar si es posible que se presente una falla subterránea del suelo de fundación por ocurrencia de tubificación o lavado de finos. Con este fin se calculó el gradiente hidráulico (i) en varios puntos críticos del estrato aluvial granular por medio de análisis de redes de flujo. Lo anterior puede a su vez además de provocar fallas súbitas de la estructura, generar problemas por ocurrencia de infiltraciones a través del dique. 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). El valor máximo del gradiente hidráulico adoptado para los finos en la fundación es de 0.85..

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

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 2-5 se resumen los gradientes críticos para cada estrato.

Tabla 2-5. Valor de gradiente hidráulico máximo para la estructura de control de inundaciones 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 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.

2.3.4 Análisis de drenaje a través del dique

En los diques se debe asegurar el control del flujo del agua a través de la estructura. Con la finalidad de manejar los diferentes grados de infiltración que se puedan generar frente a los escenarios a los que estará expuesto la estructura (inundaciones, crecidas del río), se diseñó un dren pata teniendo en cuenta una capacidad de evacuación como caudal unitario calculado con la siguiente ecuación (Darcy, 1850):

$$Q = KiA$$

Donde:

k = permeabilidad del material del dren pata.

i = gradiente hidráulico, igual a la pendiente del nivel de fundación del talud aguas abajo, medido desde el eje hasta la pata del dique.

A = área de la sección transversal del dren, igual a la altura del mismo por un (1) metro de profundidad.

Para determinar la altura del diseño del dren pata de cada sección de estudio se ejecutaron análisis de flujo para la condición crítica de diseño, la cual corresponde al nivel de la tabla de agua con un periodo de retorno de 100 años el cual fue especificado por el FONDO ADAPTACIÓN, esto se hizo con la finalidad de obtener la altura mínima de la lámina de agua con un caudal definido. Los análisis de flujo se realizaron por medio de elementos finitos (FEM) en el software SLIDE de Rocscience.

2.3.5 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 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 0.15g.

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:

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

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

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

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

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

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

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.

$$FS_{licuación} = CRR / CSR$$

2.3.6 Análisis de asentamientos

En el análisis de asentamientos se tuvieron en cuenta tanto asentamientos inmediatos y asentamientos por consolidación.

Los asentamientos inmediatos son comúnmente llamados asentamientos elásticos y se calcularon tanto para 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 dique propuesto, se calcularon los dos tipos de asentamientos debido a la existencia de suelos arcillosos 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.

2.3.6.1 Asentamientos elásticos inmediatos

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, [¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.]):

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

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

Es y v, Parámetros elásticos del suelo: módulo de Young y relación de Poisson.

I1, I2 y IF, Factores de influencia, los cuales dependen de L'/B', espesor del estrato compresible H, relación de Poisson y la profundidad de desplante Df.

2.3.6.2 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 2-12.

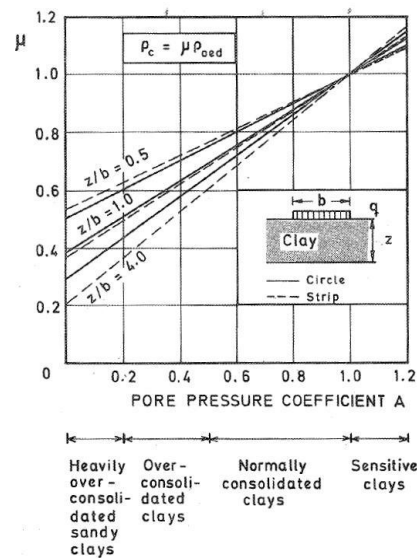
ΔH_i , Espesor del i-ésimo estrato.

$C_{ri}/(1+e_{0i})$, 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 Df (estimada por la teoría de Boussinesq).

Figura 2-12. 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 arcilloso y la relación entre el espesor del estrato compresible y el ancho de la zapata equivalente, según se ve en la Figura 2-12. Para arcillas normalmente consolidadas, éste coeficiente varía entre 0,5 y 1,0. Para este diseño del dique 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 [10].

3. CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE RELLENO DE LOS NUEVOS DIQUES

3.1 ESPECIFICACIONES DEL MATERIAL DEL CUERPO DEL NUEVO DIQUE

El material del relleno para la reconformación o realce del terraplén de la vía existente para convertirla en dique deberá cumplir como mínimo con las especificaciones presentadas en la Tabla 3-1. Estas especificaciones coinciden con lo presentado en la Norma INVIAS INV-2014 [15] y por lo requerido por normas internacionales.

Tabla 3-1. Resumen de los requisitos del material para la conformación del nuevo dique.

Clasificación	Material con porcentaje de finos máximo 30%
Límite Líquido	$\leq 40\%$
Índice de Plasticidad (IP)	$\geq 15\%$
Materia orgánica	$\leq 2\%$
Proctor Modificado	Peso unitario = 95% del Proctor mod. $\omega_{Compactada} = \omega_{\text{óptima}} + 5\%$

La granulometría del material fino extraído de una fuente específica para la conformación el cuerpo del nuevo dique deberá encontrarse dentro de una banda granulométrica que represente lo especificado en el Tabla 3-1. La banda granulométrica para este material se presenta en la Figura 3-1.

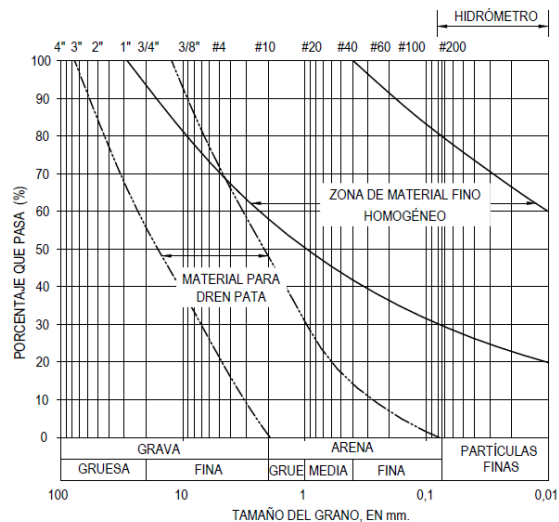


Figura 3-1. Bandas granulométricas para los materiales fino homogéneo del cuerpo del nuevo dique y del material para el dren pata.

Deberá ejecutarse en una etapa posterior del proyecto una campaña de exploración detallada encaminada a encontrar fuentes de material, de las cuales pueda extraerse el suelo para el cuerpo del dique, que cumpla las especificaciones antes mencionadas.

Sobre las muestras extraídas de las exploraciones que se ejecuten durante esta campaña de exploración, deberán ejecutarse ensayos de clasificación y caracterización. Deberán hacerse ensayos de límites de Atterberg para verificar que la plasticidad del material es tal ($IP \geq 15\%$) que este no se vea afectado por cambios normales en la humedad y que su límite líquido es adecuado ($LL \geq 14\%$). Ensayos de la humedad natural de los materiales permitirá, comparado con la humedad óptima obtenida de los ensayos de Proctor, determinar si el suelo puede ser excavado y directamente usado para conformar el cuerpo de los diques o si deberá pasar primero por un proceso de aireado y secado. Así mismo deberán ejecutarse ensayos de contenido de materia orgánica, granulometría, peso unitario, compresión confinada, corte directo y pin-hole, entre otros.

3.2 PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL MATERIAL DEL CUERPO DEL NUEVO DIQUE

Para la adopción de los parámetros geomecánicos del material del nuevo dique se tuvo en cuenta que este será similar al material del dique existente. Es decir, que en la medida que sea posible se utilizará material de la zona para la construcción del nuevo dique. Lo anterior teniendo en cuenta la disponibilidad de este tipo de materiales en la zona. Adicionalmente se tuvo en cuenta que el cuerpo del dique actual en la zona se encuentra en un estado de consistencia firme. Este estado de consistencia permite concluir, primero que el dique actual se encuentra en un estado adecuado de compactación para recibir las cargas del nuevo dique y para hacer parte de la estructura final, y segundo que los parámetros geomecánicos de la nueva parte de la estructura serán iguales o superiores a los del dique existente.

En la Tabla 3-2 se presenta un resumen de los parámetros geomecánicos y de permeabilidad obtenidos para el terraplén de la vía existente y los cuales fueron utilizados para el diseño de la nueva estructura del dique.

Tabla 3-2. Resumen de parámetros geomecánicos obtenidos para el cuerpo actual del dique.

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) arcillas de baja plasticidad	Firme	10	15.9	17.5	50.0	35.0	33	1.5×10^{-5}

4. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

En este capítulo se presentan los resultados de los análisis geotécnicos llevados a cabo para verificar la estabilidad de la estructura propuesta para hacer un control adecuado de las aguas del Río Magdalena durante las épocas de invierno según las especificaciones del FONDO ADAPTACIÓN (Entiéndase por especificación el nivel de la tabla de agua máximo registrado) .La metodología y criterios considerados para realizar los análisis son los descritos en el Capítulo 2.

4.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GENERAL

En la Tabla 4-1 se presenta los factores de seguridad obtenidos de las secciones de análisis del dique, obtenidos para las condiciones de carga y análisis descritas en el Numeral 2.2.3. En la Tabla 2-3 se resumen 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 dique.

Tabla 4-1. Factores de seguridad obtenidos de los análisis de estabilidad general para diferentes condiciones de carga en secciones diseño propuesto del dique en el tramo de estudio.

Número	Condición de diseño	F.S. mínimo	Factor de seguridad obtenido					
			Sección 1		Sección 2		Sección 3	
			Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo	Aguas arriba	Aguas abajo
1	Final de la construcción	1.30	1.53	1.54	1.73	1.44	2.22	1.83
2	Operación en épocas de verano con NF medio en campo	1.40	2.13	2.13	2.77	2.01	2.56	2.09
3	Operación con nivel máximo extraordinario para $t_r = 100$ años	1.30	2.43	1.82	2.52	1.78	2.31	1.71
4	Desembalse rápido desde nivel máximo extraordinario hasta el terreno natural	1.20	2.13	NA	2.28	NA	2.56	NA
5	Sismo	1.05	1.28	1.33	1.48	1.27	1.88	1.63

Como se puede ver en la Tabla 4-1 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.

4.2 ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE

Para cada una de las secciones de análisis, descritas para la estabilidad general, se calculó la capacidad portante del depósito aluvial de fundación en condiciones drenadas (largo plazo) y no drenadas (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 4-2 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 Anexo B del presente informe.

Tabla 4-2. Resumen de resultados de capacidad portante para el diseño del Dique.

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	20.0	0.0	528	2.5	211	60	CUMPLE	8.9
	No drenada			164		66		CUMPLE	2.8
2	Drenada	17.0	0.0	508		203	60	CUMPLE	8.5
	No drenada			148		59		CUMPLE	2.5
3	Drenada	25.0	0.0	595		238	60	CUMPLE	10.0
	No drenada			153		61		CUMPLE	2.6

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 4-2 los análisis de capacidad portante para la condición drenada arroja resultados satisfactorios con un factor de seguridad (FS) igual a 2.5. Esta condición es representativa del suelo de fundación del Dique para toda su vida útil una vez se han disipado los excesos de presión de poros, causados por la construcción del realce o mejoramiento de la estructura.

En general el comportamiento de la fundación en condiciones no drenadas para todo el trazado del Dique cumple para el factor de seguridad recomendado.

4.3 VERIFICACIÓN DE OCURRENCIA DE TUBIFICACIÓN

4.3.1 Verificación de ocurrencia de tubificación en suelo de fundación y en el cuerpo del dique

Por medio de análisis de redes de flujo se verificó la posibilidad de ocurrencia de tubificación en el aluvial fino presente en el suelo de fundación del dique. En la Figura 4-1 se muestran dos puntos de la fundación donde se verificó que el gradiente hidráulico fuera menor al valor máximo admisible (véase Tabla 2-5).

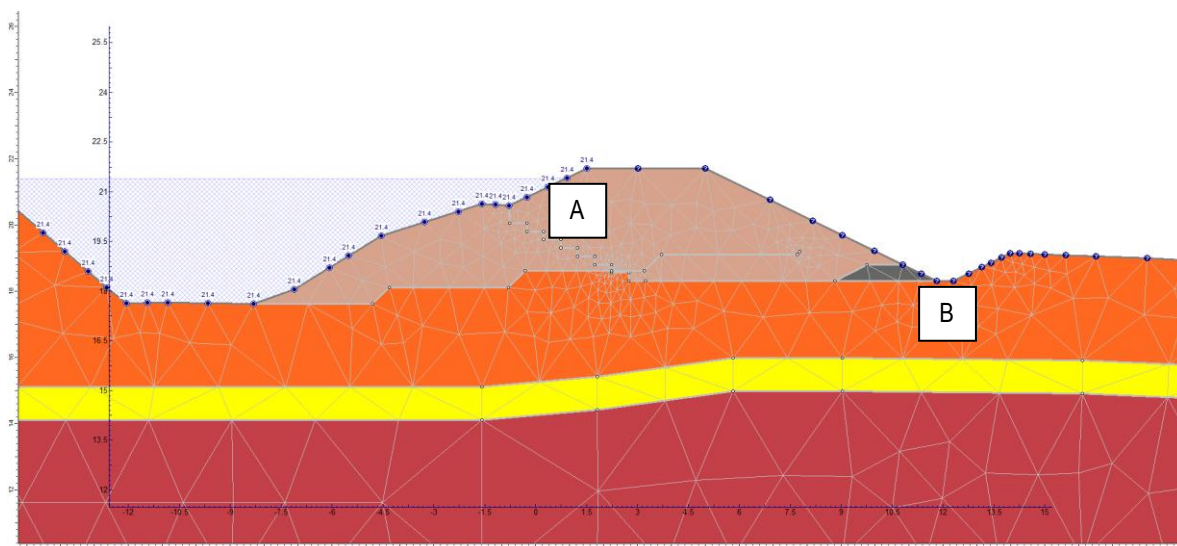


Figura 4-1. Sección de análisis del gradiente hidráulico para el análisis por tubificación, donde se muestran los puntos de verificación en la fundación.

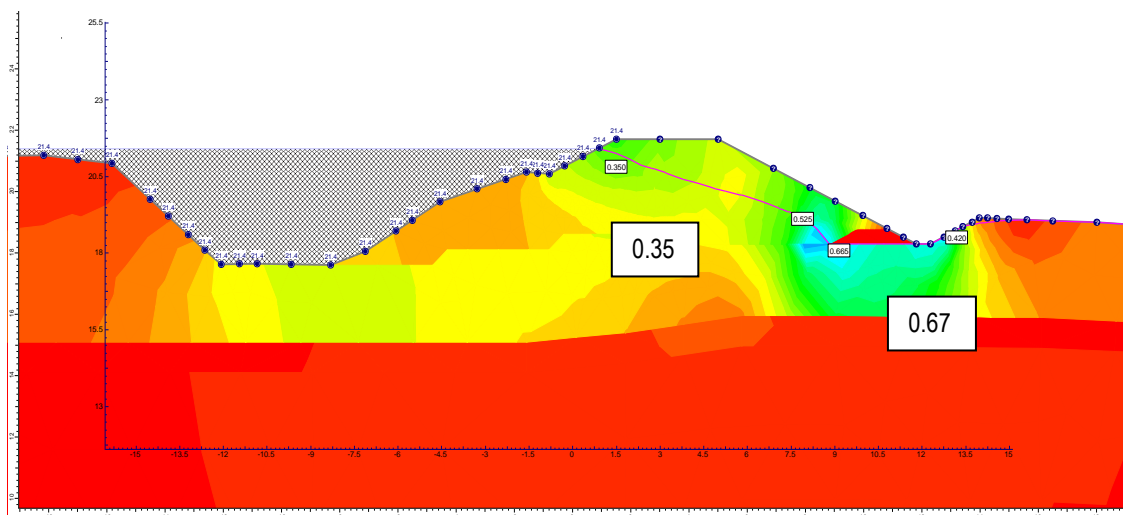


Figura 4-2. Resultado del análisis de redes de flujo por medio del cual se obtiene el gradiente hidráulico para determinar la posibilidad de que se presente tubificación en el cuerpo del dique existente de la Sección 1

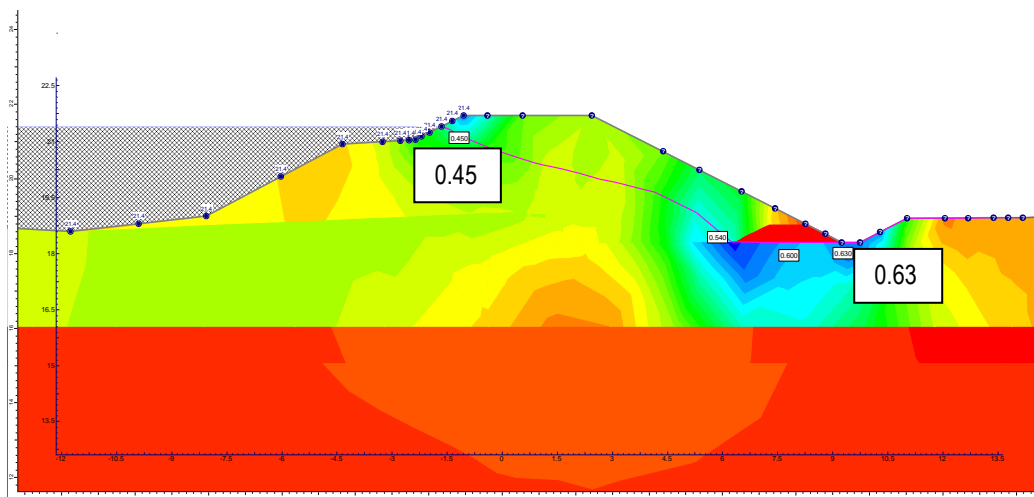


Figura 4-3. Resultado del análisis de redes de flujo por medio del cual se obtiene el gradiente hidráulico para determinar la posibilidad de que se presente tubificación en el cuerpo del dique existente de la Sección 2.

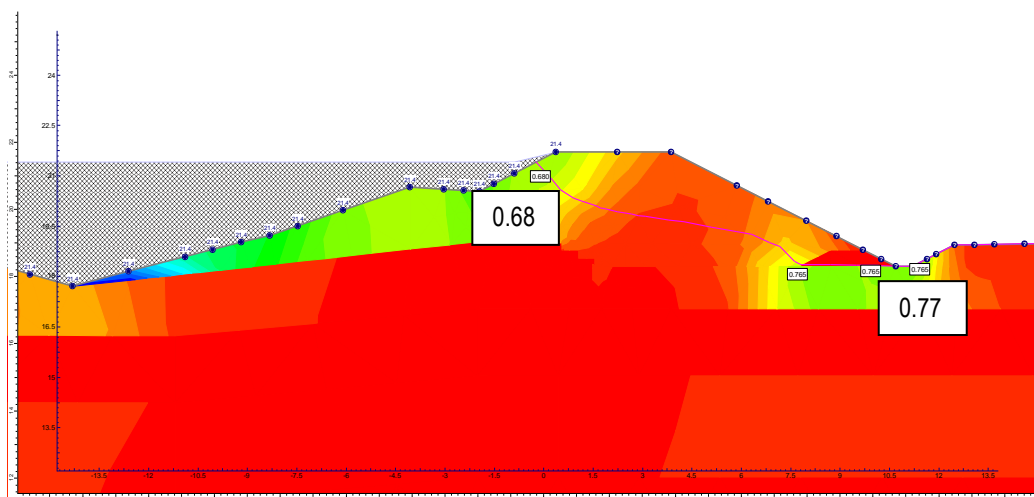


Figura 4-4. Resultado del análisis de redes de flujo por medio del cual se obtiene el gradiente hidráulico para determinar la posibilidad de que se presente tubificación en el cuerpo del dique existente de la Sección 3.

Tabla 4-3. Resultados de la verificación de los gradientes hidráulicos en el cuerpo del dique existente.

Sección	Material	Gradiente hidráulico máximo	Gradiente hidráulico en el cuerpo del dique existente	Verificación
1	Limos areno-arcillosos	0.85	0.67	cumple
2			0.63	cumple
3			0.77	cumple

Como se puede observar en la Tabla 4-3 y en la Figura 4-2 hasta Figura 4-4, 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 0.85). Se concluye entonces que el dique existente se comportará adecuadamente dentro del cuerpo del dique nuevo propuesto, ante la posibilidad de tubificación.

De cualquier forma se deberá realizar la construcción de un dren pata en gravas forrado con geotextil no tejido en la cara aguas abajo del dique, con el fin de facilitar la filtración de aguas a través de la estructura y aliviar las presiones que se puedan generar por dicha filtración. Un recubrimiento en geotextil del dren evitará la migración de finos del cuerpo del dique hacia el dren.

4.4 ANÁLISIS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN

De acuerdo a lo precisado en el informe de caracterización geotécnica para este tramo del dique (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 4-4 se muestran los datos de entrada para los análisis.

Tabla 4-4. 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 4-5.

Tabla 4-5. Resumen de resultados del análisis de potencial de licuación de las arenas medio sueltas encontradas superficialmente en el sitio.

Muestra	R1	R2	R3	CRRfinal	FSlicuaefacción	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 4-5 el estrato aluvial compuesto por arenas medio sueltas 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

Dique Pinillos, no corre riesgo de fallar en caso de que se presenta un sismo ya sea por falla del cuerpo del dique o por falla de su fundación.

4.5 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Se hizo una revisión de los asentamientos máximos esperados para cada una de las secciones de análisis determinadas para los análisis de estabilidad general y descritas en la Tabla 2-3. La metodología empleada para estos análisis es la descrita en el 2.3.6. El asentamiento total de la estructura propuesta, se calculó sumando los asentamientos elásticos del suelo de fundación que se presentan a corto plazo luego de la construcción del nuevo dique y los asentamientos por consolidación a largo plazo, por la salida paulatina del agua entre partículas de los suelo finos.

Las memorias de cálculo de dichos análisis se presentan en el Anexo D del presente informe. Los asentamientos máximos esperados para cada sección se resumen en la Tabla 4-4.

Figura 4-5. Resumen de resultados de los asentamientos máximos esperados para la estructura propuesta del Dique Pinillos.

Sección	Asentamientos elásticos - Aluvial fino (cm)	Asentamientos por consolidación (cm)	Asentamientos totales (cm)	Altura de la sección (m)	% respecto a la altura de la sección
1	1.60	9.81	11.41	3.4	3.3%
2	1.59	9.86	11.45	3.4	3.3%
3	1.59	9.58	11.17	3.4	3.3%

Los asentamientos totales calculados para las tres secciones de análisis no superan en ningún caso, los 12 cm. Estos asentamientos se encuentran por debajo de lo máximo permitido para este tipo de estructuras (30.0 cm) según la NSR-10 [1].

Como se puede ver en la Tabla 4-4 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).

5. ELEMENTOS ADICIONALES DE LA ESTRUCTURA PROPUESTA PARA EL DIQUE

5.1 PROTECCIÓN EN LA CARA AGUAS ARRIBA CON GEOCOLCHOES O SIMILAR

Para evitar el deterioro de la cara en contacto con las aguas del Río Magdalena en caso de crecientes, deberá instalarse un mecanismo de protección, que sea capaz de proteger el cuerpo en material fino homogéneo de las fuertes corrientes y/o de los objetos que pueda arrastrar el río.

En este caso se propone la instalación una capa de geocolchones de aproximadamente 20.0 cm de espesor, rellenos de material granular en toda la cara mojada del dique, hasta una altura de 70.0 cm por debajo de la cresta (como se muestra en la Figura 2-7).

El anclaje en la parte superior de los geocolchones deberá hacerse como se muestran en la Figura 5-1, por medio de una franja de geotextil para el anclaje por medio de ganchos. Este deberá hacerse dentro de una de las capas superiores del relleno de material del dique, por lo que previo a la construcción deberán realizarse planos detallados de diseño, donde se plasme el punto de instalación y anclaje de este elemento y donde se verifique que este no interfiera con la construcción de la capa de rodadura u otros elementos de la estructura del dique.

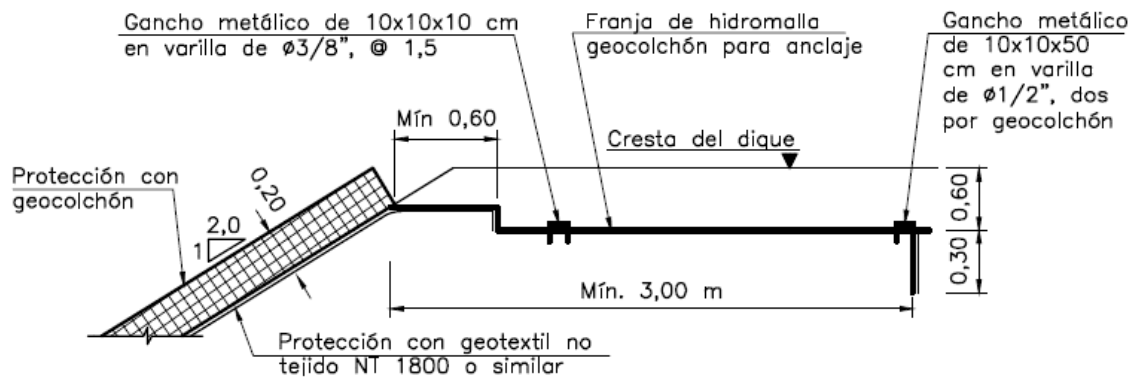


Figura 5-1. Detalle del anclaje de las geocolchones dentro del cuerpo del dique en material fino homogéneo.

Entre la protección con geocolchones y el cuerpo en material homogéneo del dique deberá instalarse una capa de geotextil de separación NT 1800 o similar para evitar la migración de materiales finos del cuerpo del dique hacia el material grueso de los geocolchones.

En etapas posteriores del proyecto podrá hacerse una evaluación más detallada de alternativas de protección para esta cara, de tal forma que se verifique que esta representa la alternativa de protección más económica.

5.2 CAPA DE RODADURA

Para facilitar el tránsito sobre la estructura del nuevo dique propuesto y de tal forma que este no deteriore el cuerpo homogéneo del dique, deberá construirse una capa de rodadura de por lo menos 20.0 cm de espesor en material granular seleccionado, como se muestra en la Figura 2-7.

Esta capa de rodadura, o para efectos prácticos, la cresta de la estructura deberá tener un bombeo en tramos rectos 1% hacia la cara aguas abajo del dique, para facilitar el flujo de las aguas de escorrentía.

El material de la capa de rodadura deberá cumplir con lo especificado en las Normas Colombianas del Instituto Nacional de Vías (INV-2014) [15] y debe ajustarse a la curva granulométrica que se presenta en la Figura 5-2.

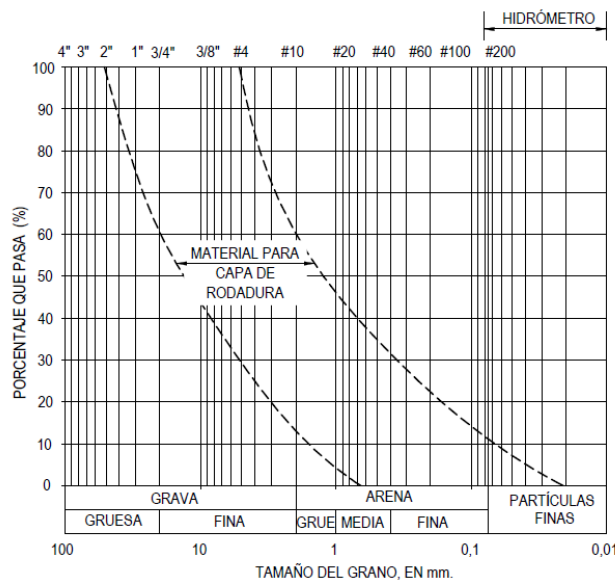


Figura 5-2. Banda granulométrica para el material granular para la capa de rodadura.

Esta capa de rodadura deberá estar separada del cuerpo del dique por medio de una capa de geotextil de separación NT 1800 o similar que ayude a al movimiento de aguas de filtración de la superficie hacia los costados de la estructura y que evite el flujo o migración de materiales de una zona a otra de la estructura.

5.3 PROTECCIÓN EN LA CARA AGUAS ABAJO CON EMPRADIZADO

Para controlar la erosión de la cara aguas abajo de la estructura por el paso de aguas de escorrentía, esta deberá protegerse con empedrado. Así mismo la cara aguas arriba, sobre la protección con geocolchones deberá instalarse empedrado para evitar la erosión y deterioro en este punto. En la Figura 2-7 se muestra sobre la sección típica de la estructura propuesta los puntos que deberán protegerse con empedrado.

5.4 CUNETAS DE DRENAJE

De tal forma que haya una evacuación eficiente de las aguas de escorrentía y de que estas no deterioren las caras o el cuerpo de la estructura propuesta, deberán construirse cunetas de drenaje tanto en la cresta del dique como en la pata aguas abajo del mismo.

La cuneta en la cresta del dique, deberá construirse en concreto sobre una capa de geotextil-geomembrana-geotextil, para evitar las filtraciones de agua hacia el cuerpo del dique y el deterioro de la capa de geomembrana impermeabilizante.

5.5 DREN EN LA PATA AGUAS ABAJO

En la pata aguas abajo del dique se debe construir un dren con material granular que facilite la evacuación de aguas infiltradas en la estructura del dique durante eventos de inundación. El dren pata deberá estar protegido por una capa de geotextil no tejido que evite la migración de finos desde el cuerpo del dique hacia el dren.

El dren deberá conformarse con material granular de tamaño máximo 3" sin finos y deberá ajustarse a la banda que se presenta en la Figura 3-1. El dren deberá tener una altura mínima de 0.6 m que corresponde a una capa de material compactado y ancho de base menor de 3.0 m para facilitar la disposición y composición del material del cuerpo del dique sobre el dren, envuelto en geotextil NT 1800 o similar. Cuando la sección del dique tenga una altura menor a 2.0 m no será necesaria la construcción del dren pata.

6. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

6.1 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 por lo menos 70.0 cm desde la superficie del terreno natural (rasante) o hasta que exista una superficie plana y uniforme que permita la construcción de los rellenos. 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 dique.

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.

Para la correcta disposición y compactación de los materiales de relleno del nuevo dique sobre la estructura existente, deberá hacerse en escalonamiento en las caras de este último. Deberán retirarse 50.0 cm superficiales de la estructura existente y luego se hará un corte a manera de escalones de 50.0 cm de huella con 25.0 cm de contrahuella, o con la geometría que más facilite la construcción de los nuevos rellenos, aprovechando al máximo el cuerpo del terraplén existente. Este escalonamiento deberá siempre como mínimo respetar una relación de 2 a 1 respecto a la huella con la contrahuella.

6.2 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.

6.3 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.

6.4 CONTROL DE CALIDAD

Durante la construcción puede hacerse un monitoreo del incremento de la presión de poros tanto de los rellenos como de las capas superficiales de la fundación de los diques, por medio de piezómetros. Si se observa un incremento de presión de poros, la construcción debe ser detenida hasta que la presión descienda a un valor predeterminado como seguro.

Deberán instalarse mojones de referencia en ambos costados de la cresta del nuevo dique que permitan controlar las deformaciones que se sufra durante su vida útil. Controlando que los desplazamientos en la cresta no superen las dimensiones del borde libre (30.0 cm) o contraflecha adoptados para la estructura. En caso que se superen dichas dimensiones deberá realizarse un mantenimiento de la estructura, aumentando su nivel hasta que se cumplan las especificaciones mínimas de seguridad.

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:

- Un ensayo de granulometría cada 1000 m³.
- Un ensayo de humedad natural cada 1000 m³.
- Límites de Atterberg cada 1000 m³.

- 2 ensayos de compactación Proctor modificado cada 1000 m³.
- Un ensayo de densidad obtenida en el terreno cada 2000 m².
- Una compresión inconfiada en el suelo de fundación cada 2000 m².

6.5 LIMITACIONES

El diseño del dique Pinillos como estructura de protección, se hizo con el fin de impedir totalmente el paso del agua (de la cara aguas arriba a la cara aguas abajo), siempre y cuando las condiciones que se presenten en la zona estén dentro de las circunstancias críticas descritas a lo largo de este informe. Los niveles de agua máximo para los que fue diseñado el dique fueron especificados por el FONDO ADAPTACION (Este nivel de la tabla de agua corresponde a un período de retorno de 100 años).

7. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

Las cantidades de obra se calcularon por medio de un modelo generado en AutoCAD Civil 3D, que permitió determinar los volúmenes de relleno de la nueva estructura propuesta y de corte para la estructura del dique existente. Se utilizaron como base las secciones mostrada en el numeral 2.3.1.1. El resto de cálculos para cantidades de obra se realizaron por medio de la metodología de secciones aferentes, para la cual se adoptó una sección característica por zona. Fue seleccionada una sección promedio teniendo en cuenta las alturas dentro de las cuales oscilaba cada uno de los tramos en lo que fue separado el dique y se hicieron las cantidades en base a esta.

En la Tabla 7-1 se presentan las cantidades de obra y presupuesto para la construcción del nuevo Dique Pinillos. Para el cálculo del costo del ítem manejo de aguas se consideró tomó porcentaje del 3%. En el Anexo E se presentan las memorias de cálculo de las cantidades de obra.

Tabla 7-1. Resumen de cantidades de obra y presupuesto para el realce del terraplén de la vía existente para convertirlo en Dique.

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	Actividades varias o generales				
1.1	Localización, replanteo y levantamiento topográfico	m ²	5880.00	\$4,912	\$28,882,560
2	Manejo de aguas en la obra				
2.1	Evacuación de aguas del sitio de fundación, drenajes y cualquier elemento necesario para garantizar el manejo de las aguas en el sitio de obra	GL	1	\$69,569,254	\$69,569,254
3	Excavaciones y movimiento de tierras				
3.1	Descapote y limpieza del sitio de obra	m ²	5880	\$68,218	\$401,121,840
3.2	Excavaciones en suelo para la fundación del dique (INVIAS Art 210-07)	m ³	1176	\$72,369	\$85,105,944
3.3	Excavaciones adicional (INVIAS Art 210-07)	m ³	1764	\$72,369	\$127,658,916
4	Rellenos del cuerpo del dique				
4.1	Relleno con material fino homogéneo seleccionado para el cuerpo del dique (INVIAS Cap2- Art 220)	m ³	7344.12	\$79,307	\$582,440,125
4.2	Relleno en material granular (filtro) para el dren de pata aguas abajo (INVIAS 673-07)	m ³	294	\$141,807	\$41,691,258

4.3	Material seleccionado para el afirmado en la cresta del dique (INVIAS 311-07)	m ³	205.8	\$146,281	\$30,104,630
5	Protección de superficies y taludes				
5.1	Empradizado con pasto convencional (Invias Art 810)	m ²	2058	\$8,497	\$17,486,826
5.2	Geotextil no tejido para la separación dren con el cuerpo del dique (NT-1800 o similar)	m ²	1831.62	\$12,247	\$22,431,850
	Geotextil no tejido para la separación de la protección con flexocreto y el cuerpo del dique (NT-1800 o similar)	m ²	2768.5	\$5,275	\$14,603,838
	Geotextil no tejido para la separación de la capa de rodadura (NT-1800 o similar)	m ²	1029	\$12,247	\$12,602,163
	Geotextil no tejido para la protección de la geomembrana de cunetas (NT-1800 o similar)	m ²	882	\$15,997	\$14,109,354
5.3	Geomembrana para evitar la filtración a través de cunetas (NT-1800 o similar)	m ²	882	\$15,997	\$14,109,354
5.4	Flexocreto para la protección de la cara aguas arriba (NT-1800 o similar)	m ²	2768.5	\$112,306	\$310,919,161
5.5	Concreto para el recubrimiento de cunetas de f'c = 21.0 Mpa, con agregado de 1/2".	m ³	73.5	\$359,255	\$26,405,243
6	Elementos o actividades para el control de calidad de los materiales y la obra				
6.1	Apiques para la extracción de muestras y verificación de las condiciones del relleno del dique	m ³	30	\$131,753	\$3,952,590
6.2	Servicios de laboratorio para la ejecución de ensayos necesarios para el control de calidad de las obras	GL	1	\$7,000,000	\$7,000,000
7	Instrumentación geotécnica para verificación del comportamiento de la estructura				
7.1	Mojones de referencia sobre la cresta y taludes del dique (1 mojón cada 100 ml de dique)	Und	3	\$634,185	\$1,902,555
COSTO TOTAL DE LA OBRA (COP)					\$ 1,812,097,461

8. CONCLUSIONES

Con base en el proceso de diseño geotécnico del Dique Pinillos hacen las siguientes conclusiones:

1. Luego de considerar varias alternativas de diques se concluyó que un dique en material fino homogéneo representa la mejor alternativa para reconformar o realzar el terraplén de la vía existente paralela al antiguo dique, de tal forma que pueda controlar el nivel de aguas correspondientes a una inundación con periodo de retorno igual a 100 años y que cumpla con los requisitos planteados por el FONDO ADAPTACIÓN.
2. Para los análisis geotécnicos realizados sobre las secciones críticas del dique propuesto para verificar su estabilidad, se emplearon las cargas máximas a las que se prevé podrá estar sometida la estructura durante su vida útil. Así mismo se consideraron diferentes condiciones de análisis o combinaciones de cargas, tanto en caso estático como dinámico.
3. Con base en los criterios de geometría y operación entregados por el FONDO ADAPTACIÓN se generó un modelo geométrico en 3D de la estructura del dique. Este modelo, que se creó para el dique en toda su extensión, permitió generar secciones de la estructura que varían en extensión a medida que varía el terreno natural y la geometría del dique existente.
4. El material de relleno del cuerpo de dique deberá menor de 30% de fracción fina. El límite líquido del material deberá ser por lo menos del 40% y debe ser media a alta plasticidad ($IP \geq 15$). El material debe tener un bajo contenido de materia orgánica, que no debe ser mayor al 2%. Este material debe ser compactado a por lo menos un 95% de su densidad óptima.
5. Para la adopción de los parámetros geomecánicos del material del nuevo dique se tuvo en cuenta que este será similar al material del cuerpo del dique existente. Se tuvo en cuenta también para la selección de los parámetros que hay disponibilidad de este tipo de material en la zona.
6. Se hicieron análisis de estabilidad general sobre las secciones de análisis críticas de la nueva estructura del Dique. 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 $tr = 100$ años, (4) desembalse rápido y (5) sismo. De los análisis de estabilidad se obtuvo que la estructura propuesta exhibe un comportamiento adecuado ante las diferentes condiciones de carga.
7. Para cada una de las secciones de análisis, se calculó la capacidad portante del depósito aluvial de fundación en condiciones drenadas (largo plazo) y no drenadas (a corto plazo). De estos análisis se obtuvo que el comportamiento de la fundación en condición drenada arroja resultados satisfactorios con un factor de seguridad (FS) igual a 2.5.
8. En general el comportamiento de la fundación en condiciones no drenadas para todo el trazado es satisfactorio para un factor de seguridad de 2.5.
9. Por medio de análisis de redes de flujo se verificó la posibilidad de ocurrencia de tubificación en el aluvial granular compuesto por arenas finas presente en el suelo de fundación del dique y en el cuerpo existente del terraplén (que hará parte de la estructura final) compuesto de arcillas de baja plasticidad. Se calculó con base

en las características de cada uno de estos materiales los gradientes hidráulicos máximos a los que podrán someterse antes de presentar tubificación o lavado de finos entre partículas más granulares. Finalmente se concluyó que el suelo de fundación del dique Pinillos, no corre riesgo de fallar por tubificación, aún en caso de inundación. De cualquier forma se propone la construcción de un dren pata en gravas forrado con geotextil no tejido en la cara aguas abajo del dique, con el fin de facilitar la filtración de aguas a través de la estructura y aliviar las presiones que se puedan generar por dicha filtración.

10. Para los estratos de arenas encontrados en la fundación se realizó un análisis del potencial de licuación para verificar, que no se corre riesgo ante la ocurrencia de este fenómeno en caso de sismo. Dichos análisis se hicieron por medio de la metodología de Idriss y Boulanger (2006) y empleando los datos de la perforación PT-DPN-1 que es representativa de la zona. Se encontró por medio de estos análisis que el estrato aluvial compuesto por arenas medio sueltas no presenta potencial de licuación ante un sismo de la magnitud que se espera en la zona.
11. Se hizo una revisión de los asentamientos máximos esperados para cada una de las secciones de análisis determinadas para los análisis de estabilidad general. El asentamiento total de la estructura propuesta, se calculó sumando los asentamientos elásticos del suelo de fundación que se presentan a corto plazo luego de la construcción del nuevo dique y los asentamientos por consolidación a largo plazo, por la salida paulatina del agua entre partículas de los suelo finos. Se encontró que donde existen estratos consolidables de un espesor importante, los asentamientos totales están controlados por los asentamientos por consolidación. Los asentamientos totales se encuentran en todos los casos dentro del rango máximo recomendado por la NSR-10.
12. Se recomendó la protección con flexocreto o colchacreto en la cara aguas arriba o mojada de la estructura propuesta, para evitar el deterioro de este costado del dique que se encontrará en contacto con las aguas del Río Magdalena en caso de crecientes. Así mismo se recomendó para la protección de la cara aguas abajo de la estructura y de la parte superior de la cara aguas arriba un protección con empedrado. Para el correcto funcionamiento del dique como vía carretable la construcción de una capa de rodadura en la cresta de la estructura.
13. Para el correcto drenaje de aguas dentro de la estructura y de manera superficial se recomendó respectivamente la construcción de un dren pata en material granular forrado con geotextil, y de cuentas de drenaje en la cresta del dique y en la pata aguas abajo de la estructura.
14. Se hizo un cálculo de las cantidades de obra necesarias para la construcción de la reconformación o realce del dique Pinillos y se encontró que se requieren cerca de 7,344m³ de material fino homogéneo para el cuerpo del dique en este tramo. Adicionalmente para construcción de esta estructura se requiere la excavación de aproximadamente 1,176 m³, de material del sitio.
15. 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 \$ 1,812,097,461 COP.

9. 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 Ingeniería. (2015). Dique Pinillos - Caracterización Geotécnica y Geométrica de La Estructura. 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.
- [16]. Suelos Ingeniería. (2015). Dique Pinillos – Análisis de Estabilidad de La Estructura. Barranquilla.

ANEXO A.

ANALISIS DE ESTABILIDAD GENERAL Y VERIFICACION DE OCURRENCIA DE TUBIFICACION

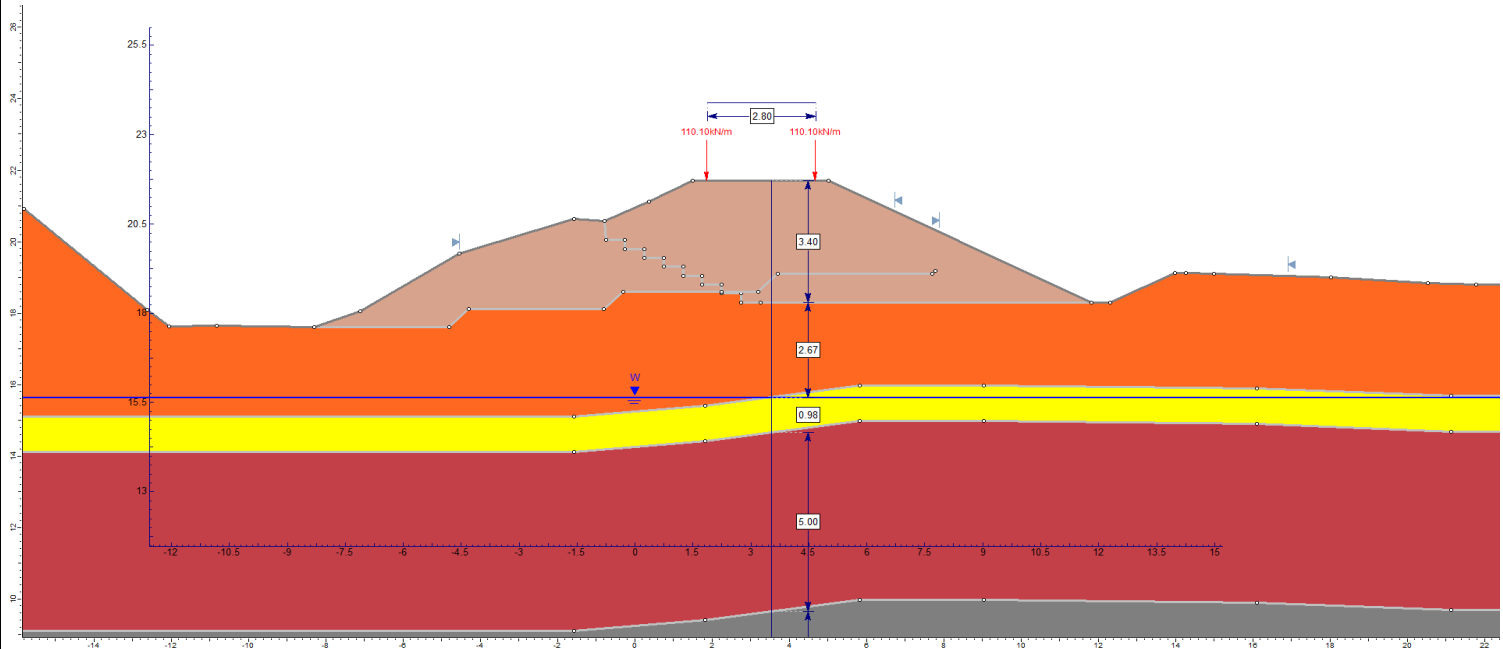
Anexo A - Estabilidad general - Secciones de análisis y parámetros geotécnicos

Ver. 1
Hoja: 1 de 7

RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

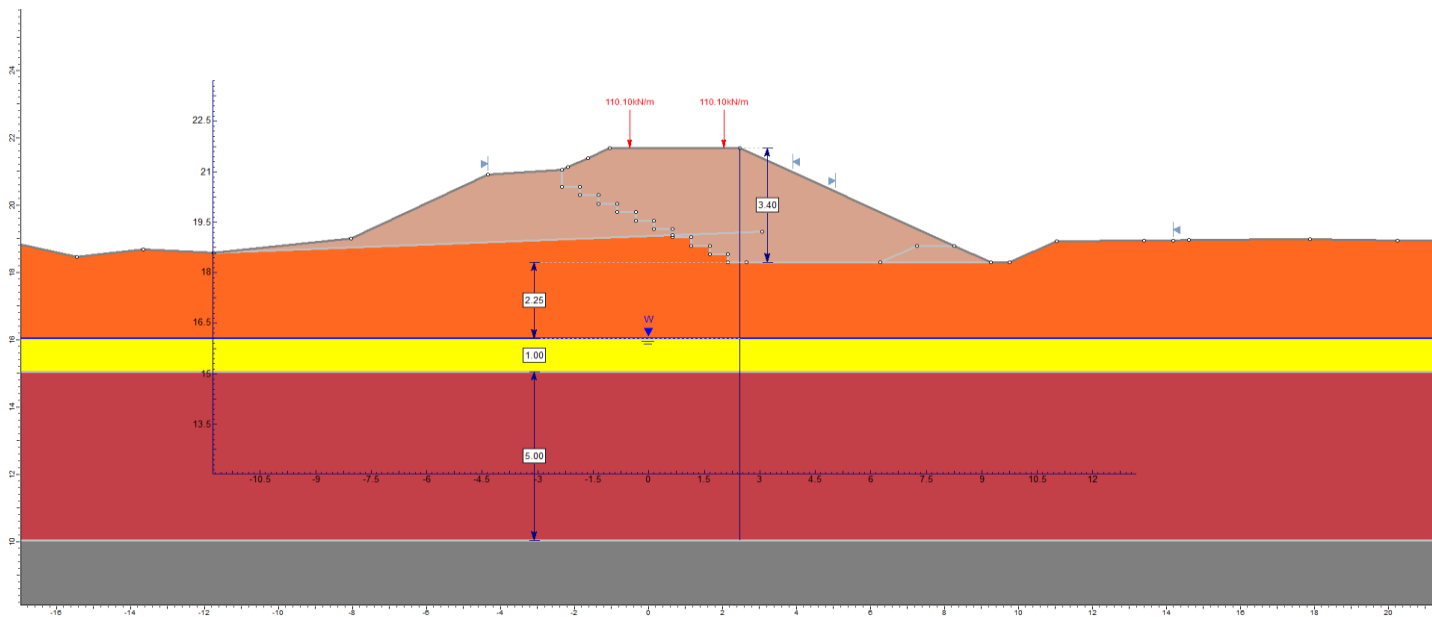
Material	Consistencia o descripción de densidad	w (%)	Ya (kN/m³)	Yhum (kN/m³)	Resistencia al corte no drenado	Resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos		Permeabilidad
					Su (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	k (cm/s)
(Estructura del dique) Arcilla de baja plasticidad	Firme	10	15.9	17.5	50.0	35.0	33	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

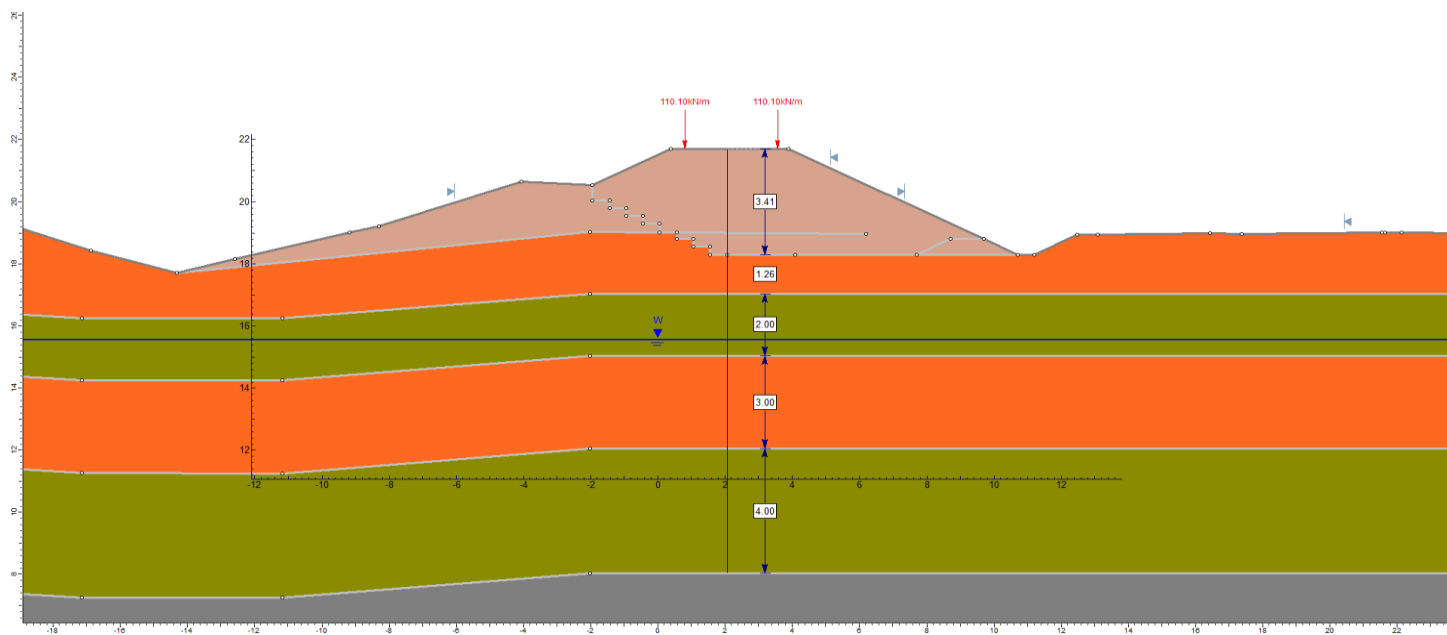


RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

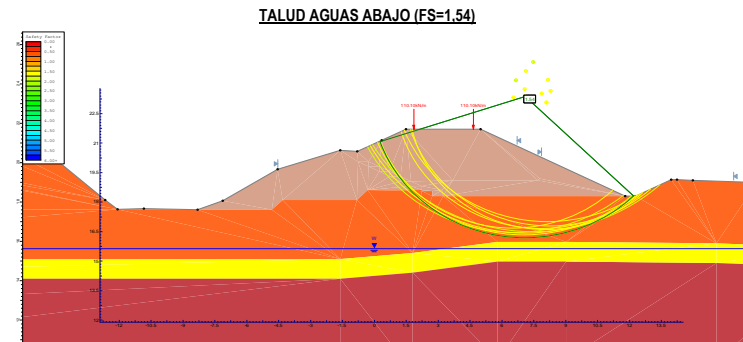
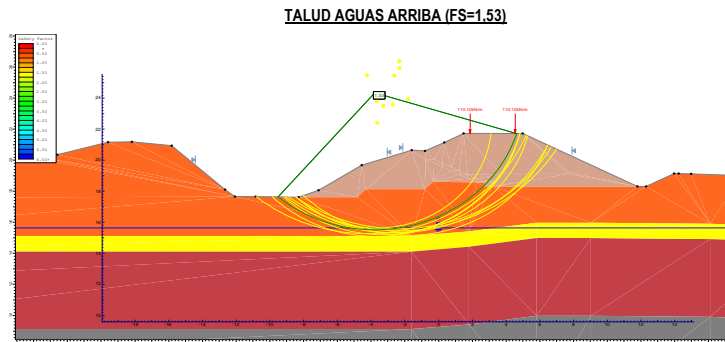
SECCIÓN DE ANÁLISIS 2 - ABS. K0 + 120



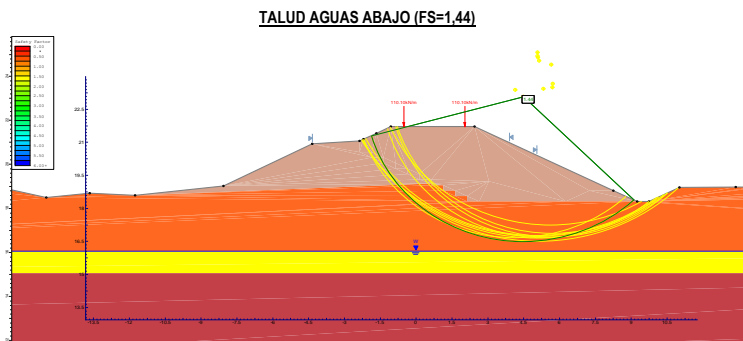
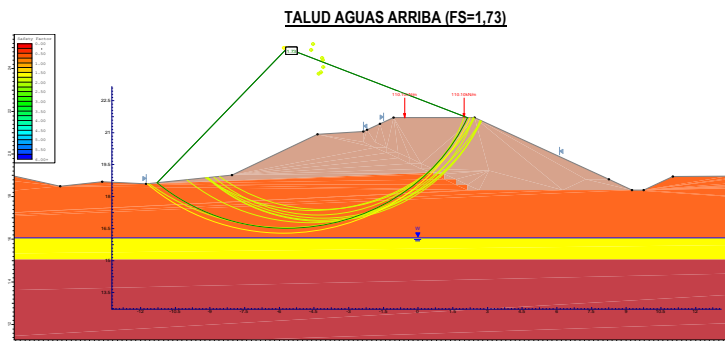
SECCIÓN DE ANÁLISIS 3 - ABS. K0+200



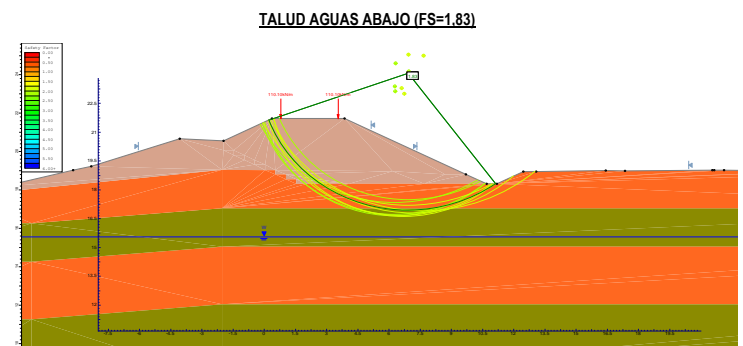
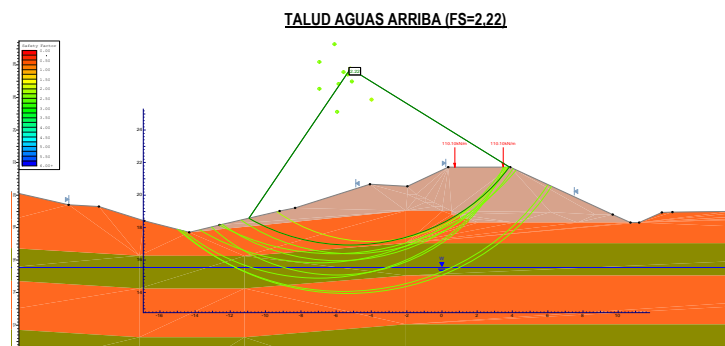
SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040



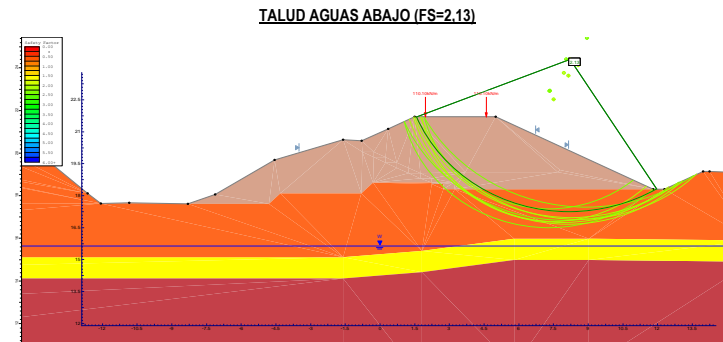
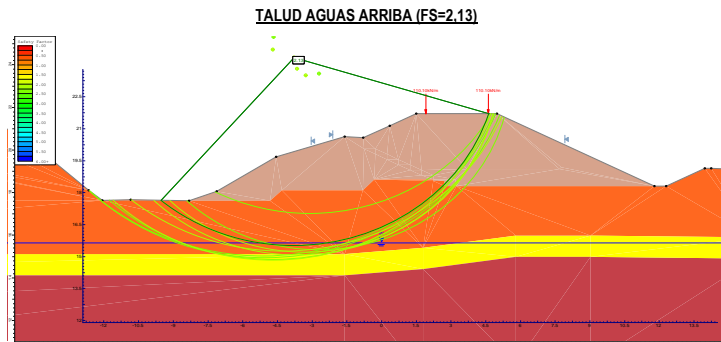
SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120



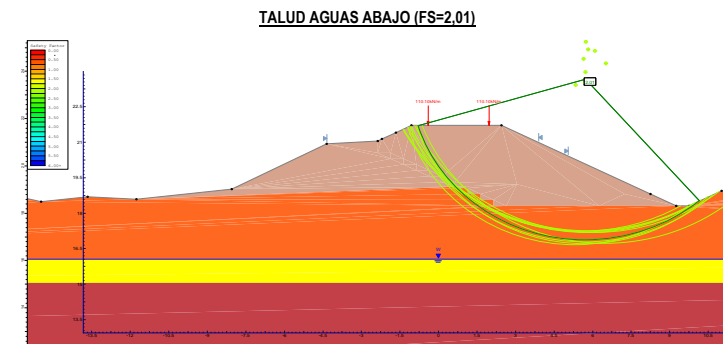
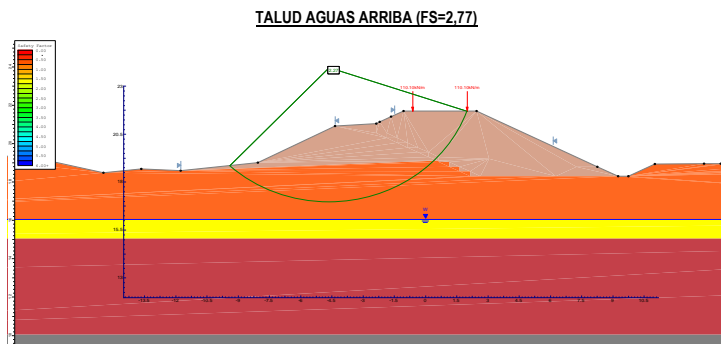
SECCIÓN 3 - ABS. K0+200



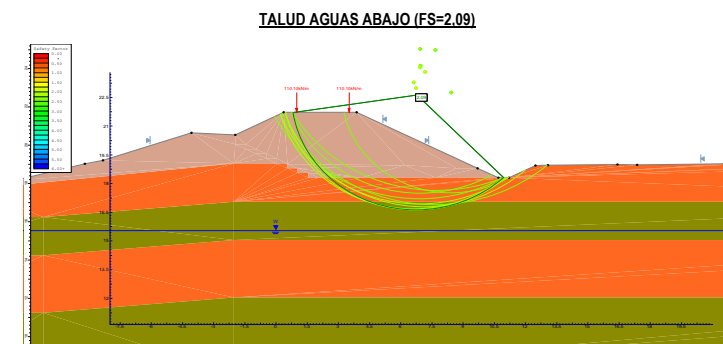
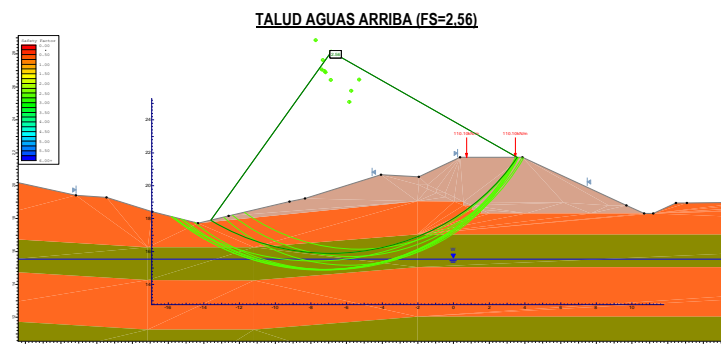
SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040



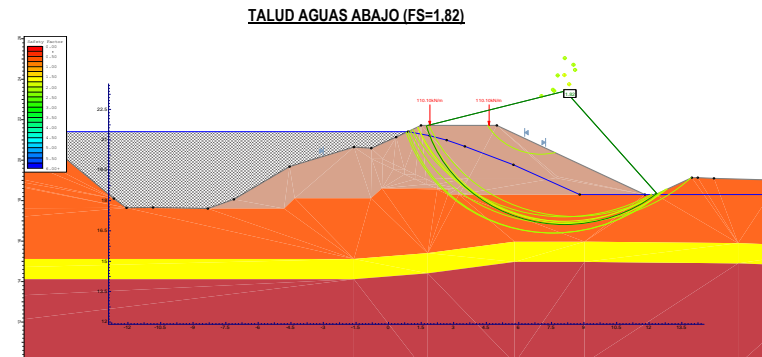
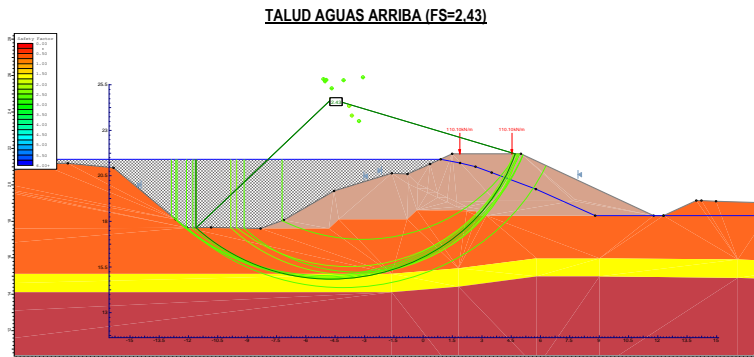
SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120



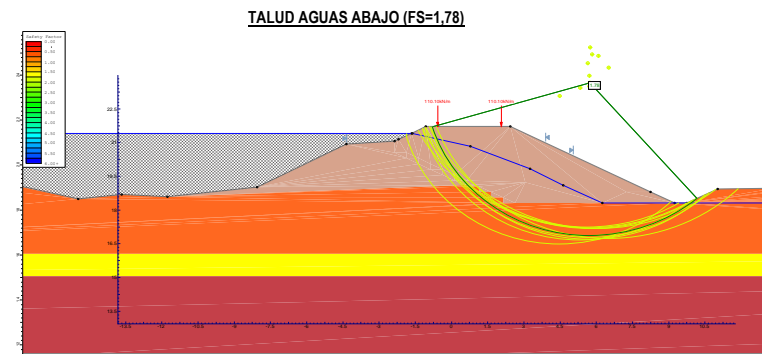
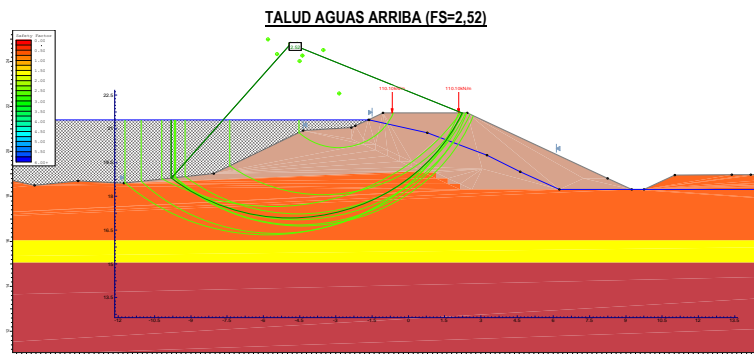
SECCIÓN 3 - ABS. K0+200



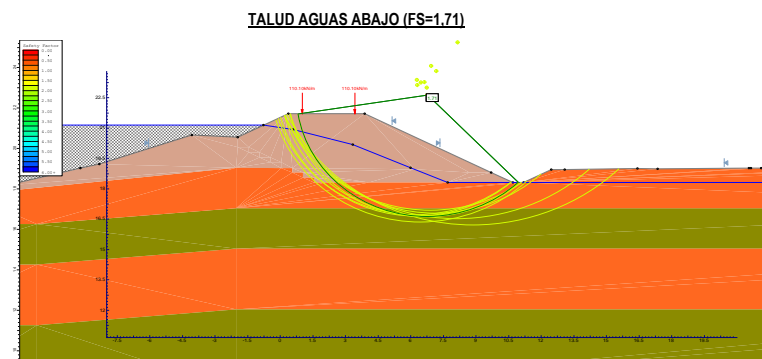
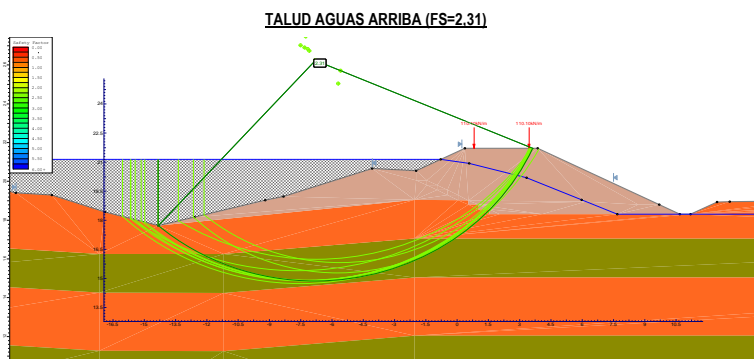
SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040



SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120

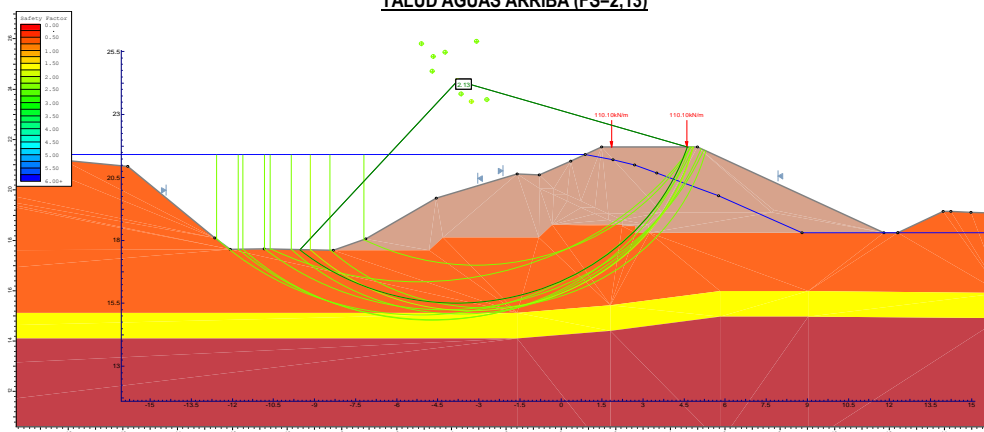


SECCIÓN 3 - ABS. K0+200



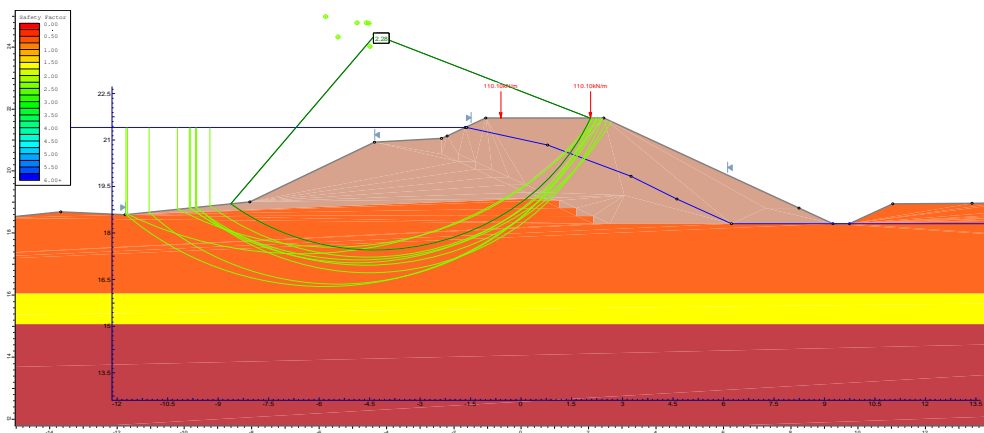
SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040

TALUD AGUAS ARRIBA (FS=2,13)



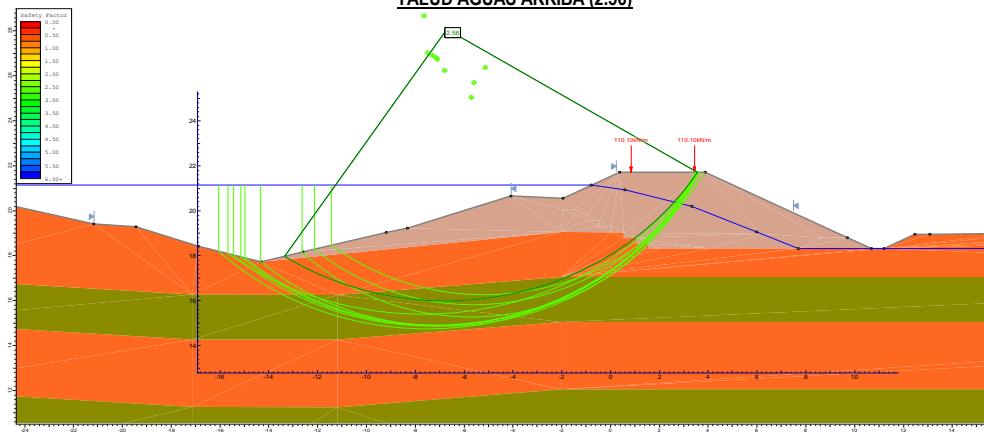
SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120

TALUD AGUAS ARRIBA (FS=2,28)



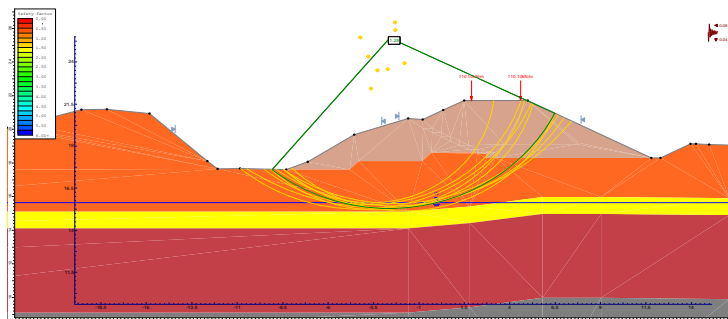
SECCIÓN 3 - ABS. K0+200

TALUD AGUAS ARRIBA (2.56)

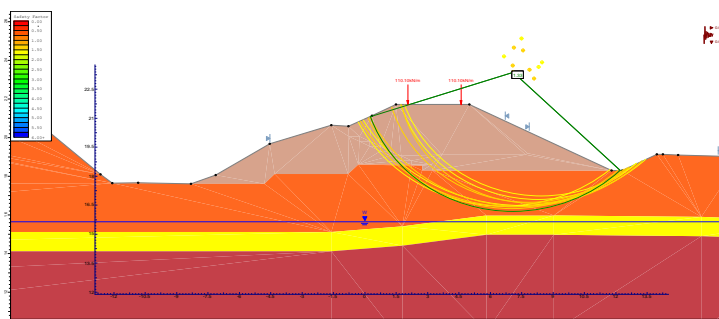


SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040

TALUD AGUAS ARRIBA (FS=1.28)

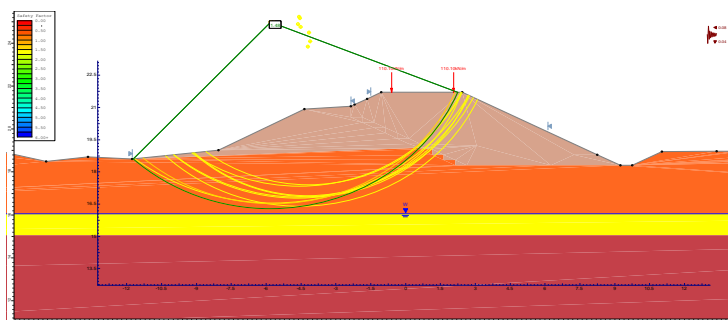


TALUD AGUAS ABAJO (1.33)

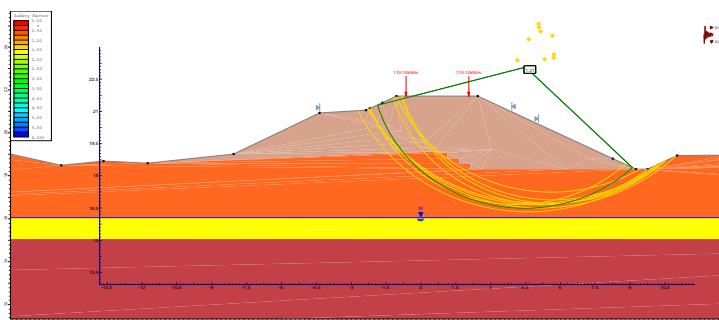


SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120

TALUD AGUAS ARRIBA (FS=1.48)

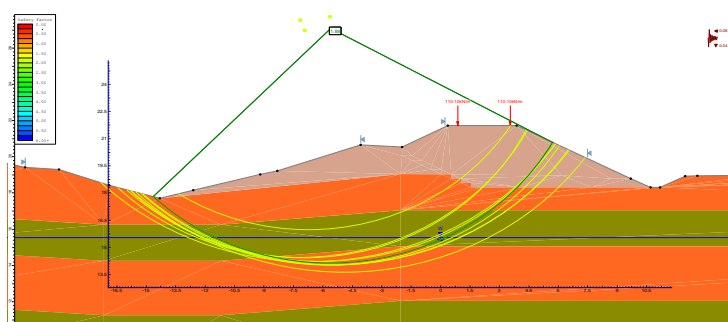


TALUD AGUAS ABAJO (FS=1.27)

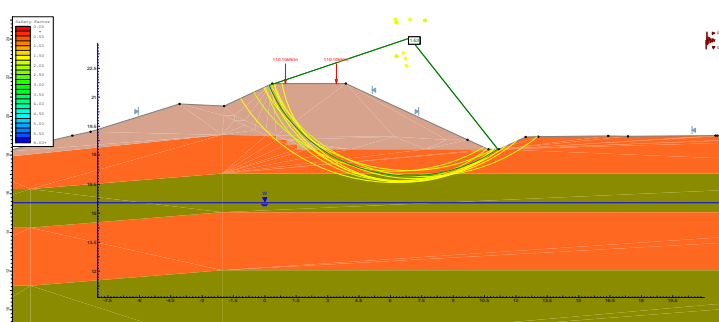


SECCIÓN 3 - ABS. K0 + 200

TALUD AGUAS ARRIBA (FS=1.88)



TALUD AGUAS ABAJO (FS=1.63)



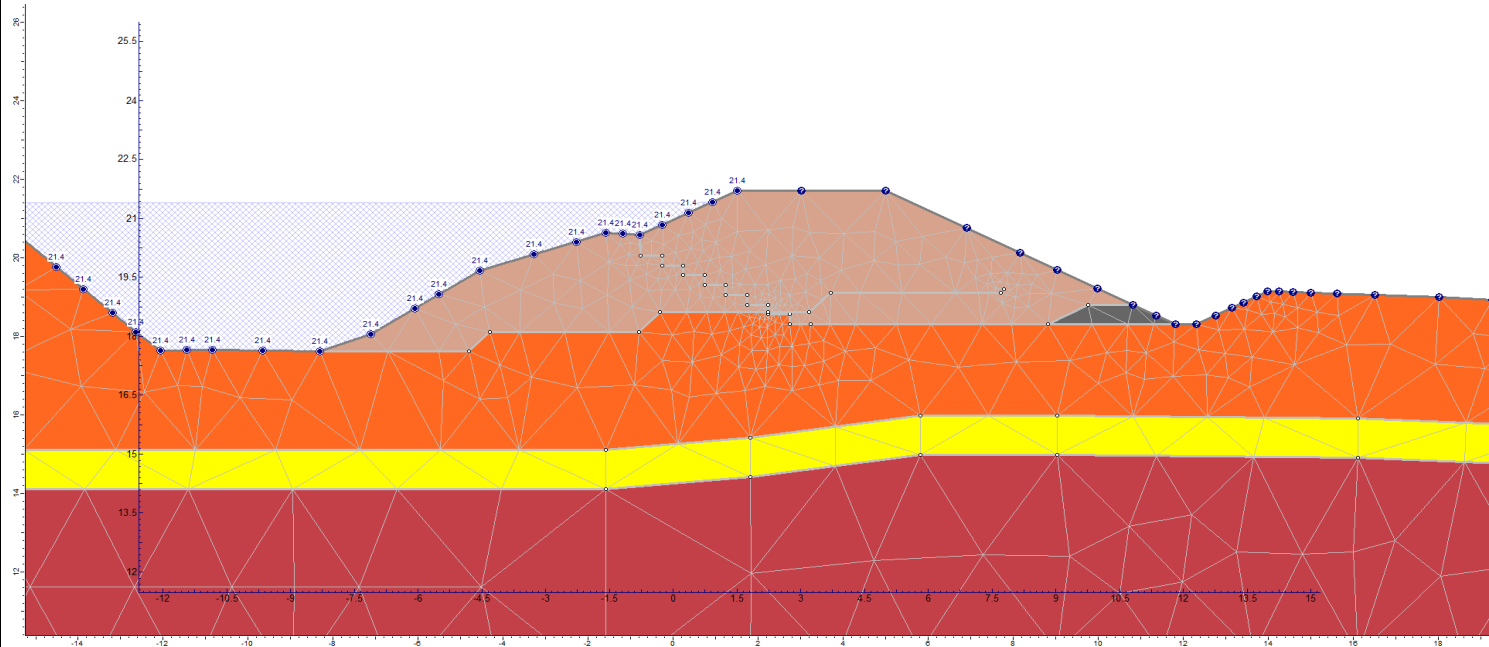
Anexo A - Verificación de la ocurrencia de tubificación - Secciones de análisis y parámetros geotécnicos

Ver. 1
Hoja: 1 de 3

RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS

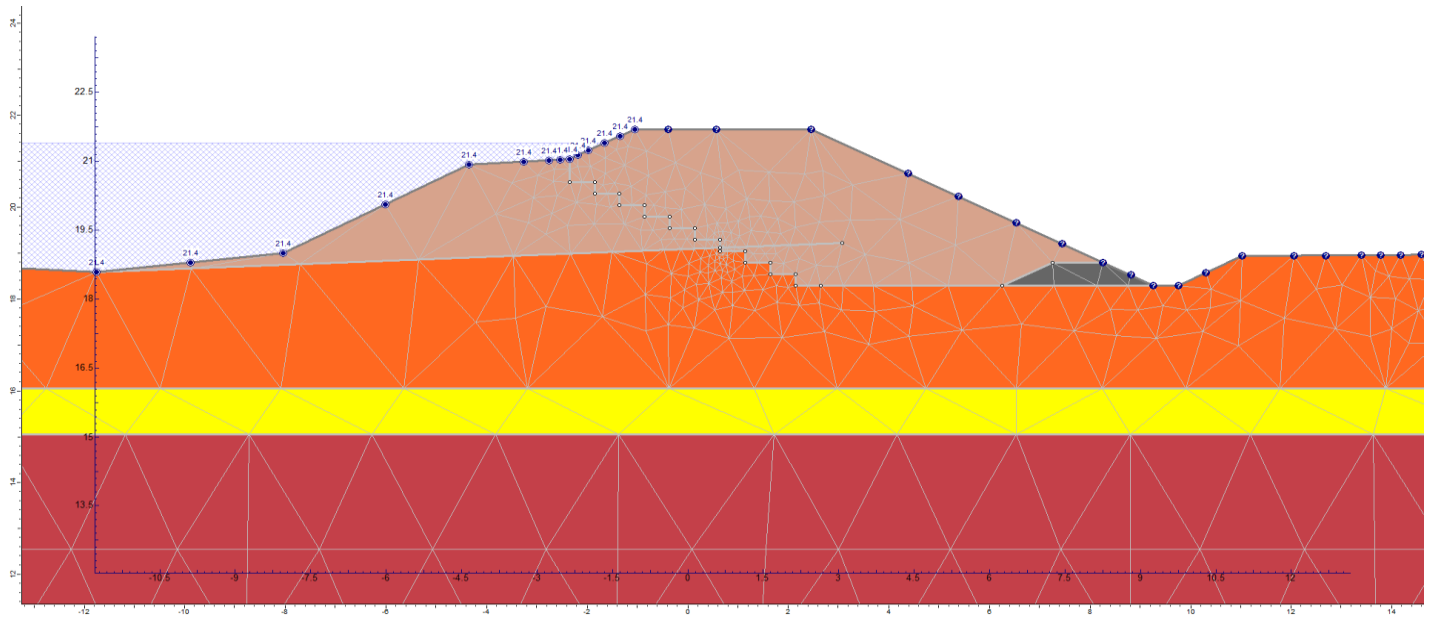
Material	Consistencia o descripción de densidad	w (%)	Ya (kN/m³)	Yhum (kN/m³)	Resistencia al corte no drenado	Resistencia al corte en términos de esfuerzos efectivos		Permeabilidad
					Su (kPa)	c' (kPa)	φ' (°)	k (cm/s)
(Estructura del dique) Arcilla de baja plasticidad	Firme	10	15.9	17.5	50.0	35.0	33	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

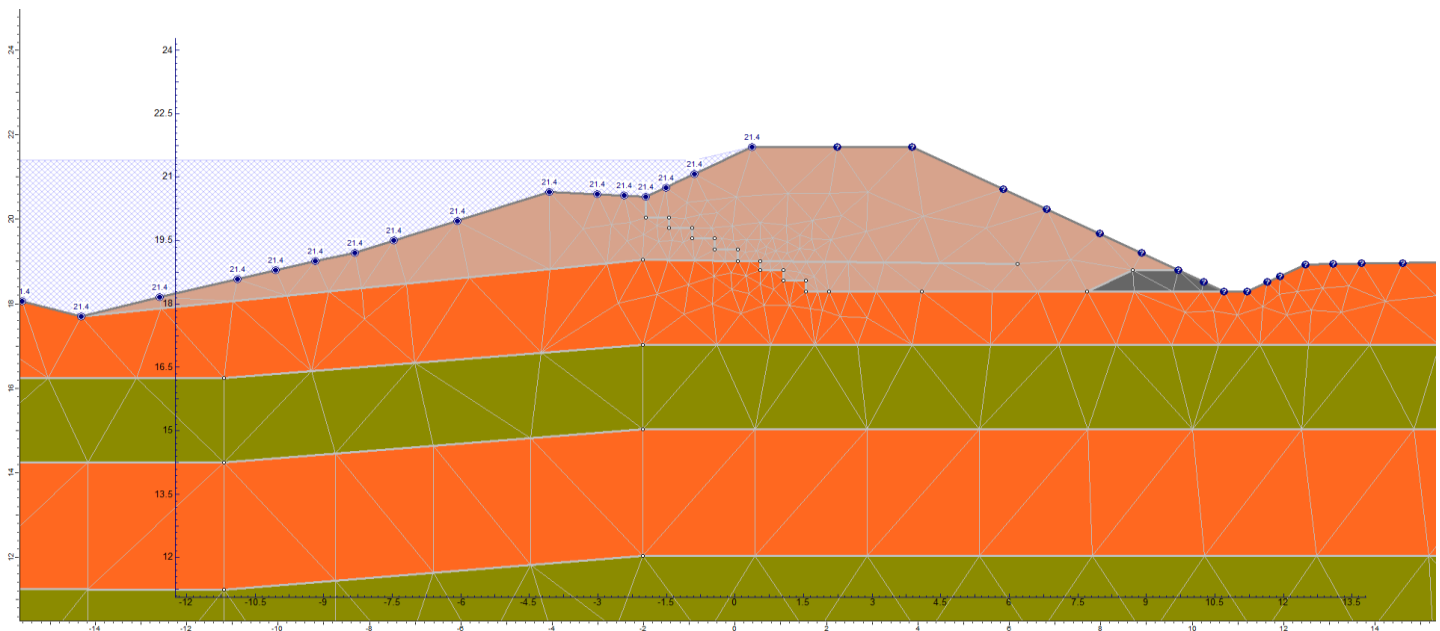


RESUMEN DE PARÁMETROS PARA LOS ANÁLISIS

SECCIÓN DE ANÁLISIS 2 - ABS. K0 + 120



SECCIÓN DE ANÁLISIS 3 - ABS. K0+200



Anexo A - Verificación de la ocurrencia de tubificación

Ver. 1
Hoja: 3 de 3

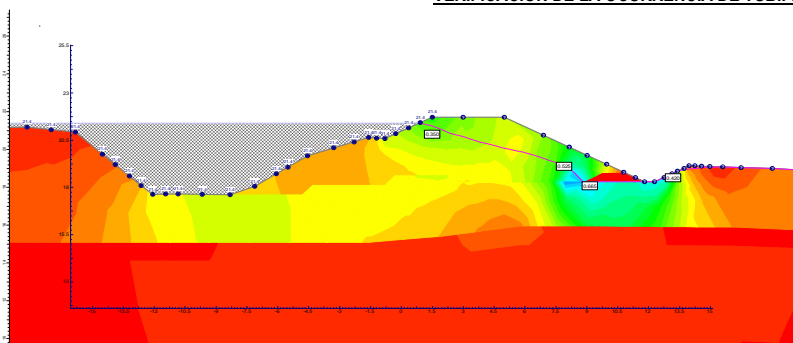
Debido a que se detectó en esta zona del dique Pinillos un estrato compuesto de Limos arenos, se hará una verificación para determinar si hay sitios que se presente una falla subterránea del suelo de fundación por ocurrencia de tubificación. Con este fin se calculó el gradiente hidráulico (i) en dos 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 [-]	0.670
G_s [-]	2.690
e [-]	1.050
i suelos [-]	0.824

Análisis aguas arriba

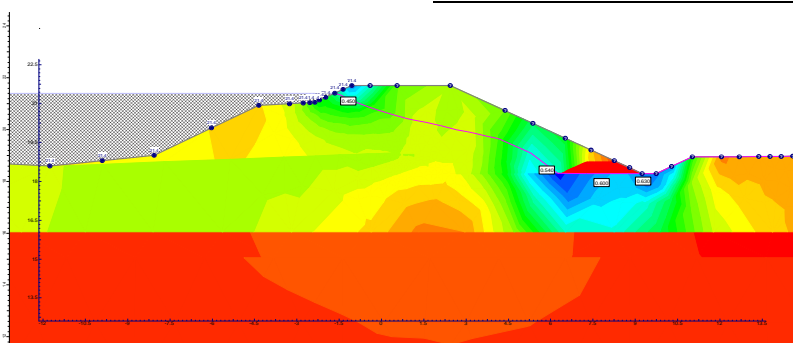
i modelo [-]	0.350
G_s [-]	2.690
e [-]	1.050
i suelos [-]	0.824

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 [-]	0.630
G_s [-]	2.740
e [-]	1.050
i suelos [-]	0.849

Análisis aguas arriba

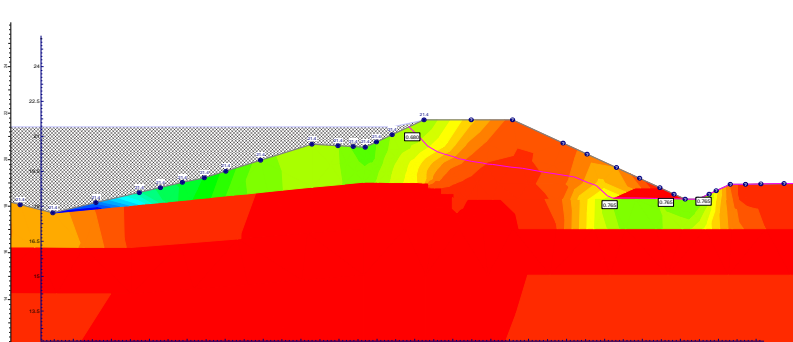
i modelo [-]	0.450
G_s [-]	2.740
e [-]	1.050
i suelos [-]	0.849

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 [-]	0.770
G_s [-]	2.740
e [-]	1.050
i suelos [-]	0.849

Análisis aguas arriba

i modelo [-]	0.680
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 Y NO DRENADAS

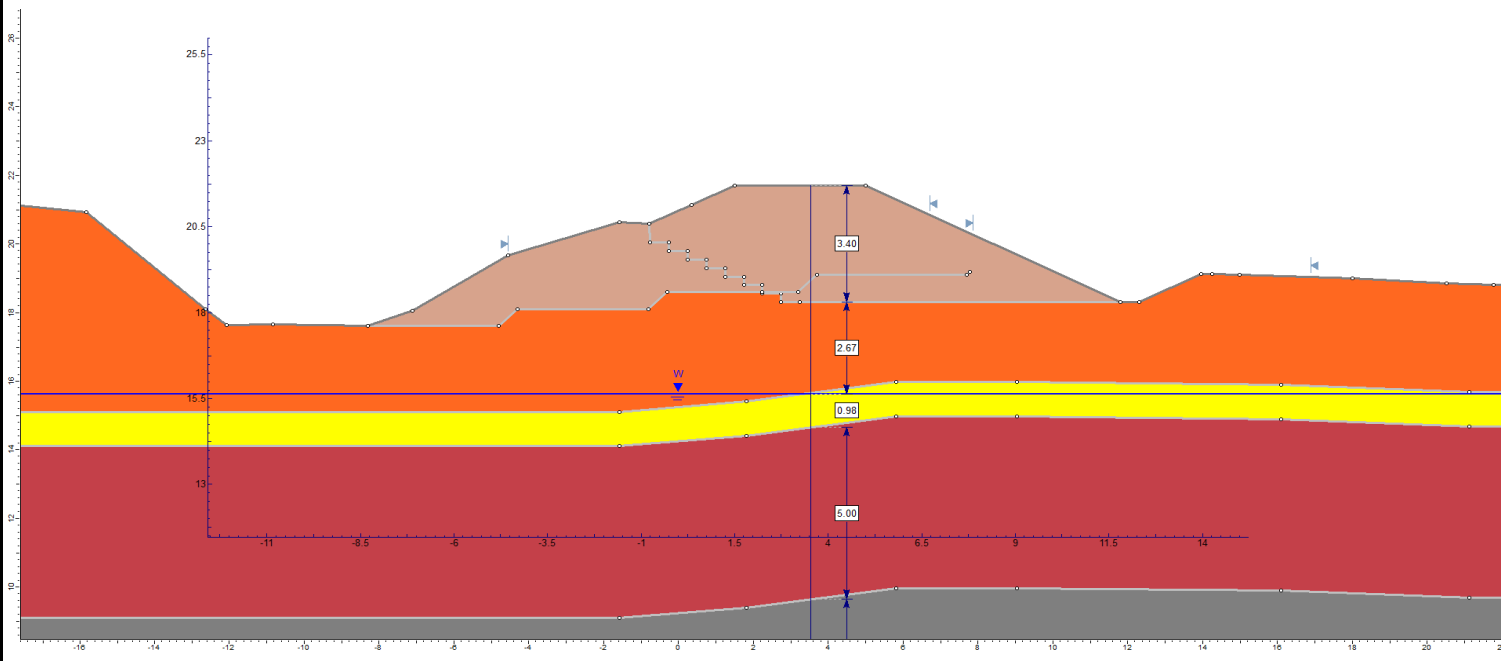
Anexo B - Capacidad portante en condiciones drenadas - Secciones de análisis y parámetros geotécnicos

Ver. 1
Hoja: 1 de 3

RESUMEN DE PARÁMETROS

Material	Consistencia o descripción de densidad	w (%)	Y _a (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' (°)	k (cm/s)
(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

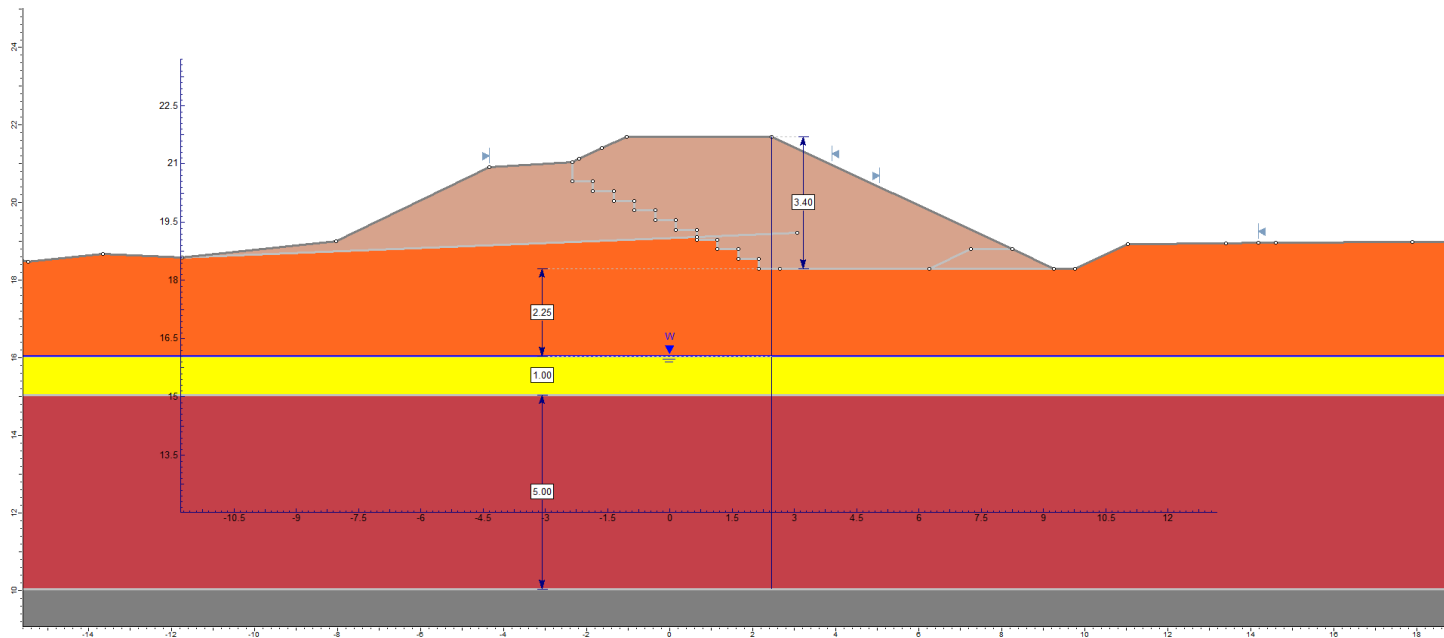


Anexo B - Capacidad portante en condiciones drenadas - Secciones de análisis y parámetros geotécnicos

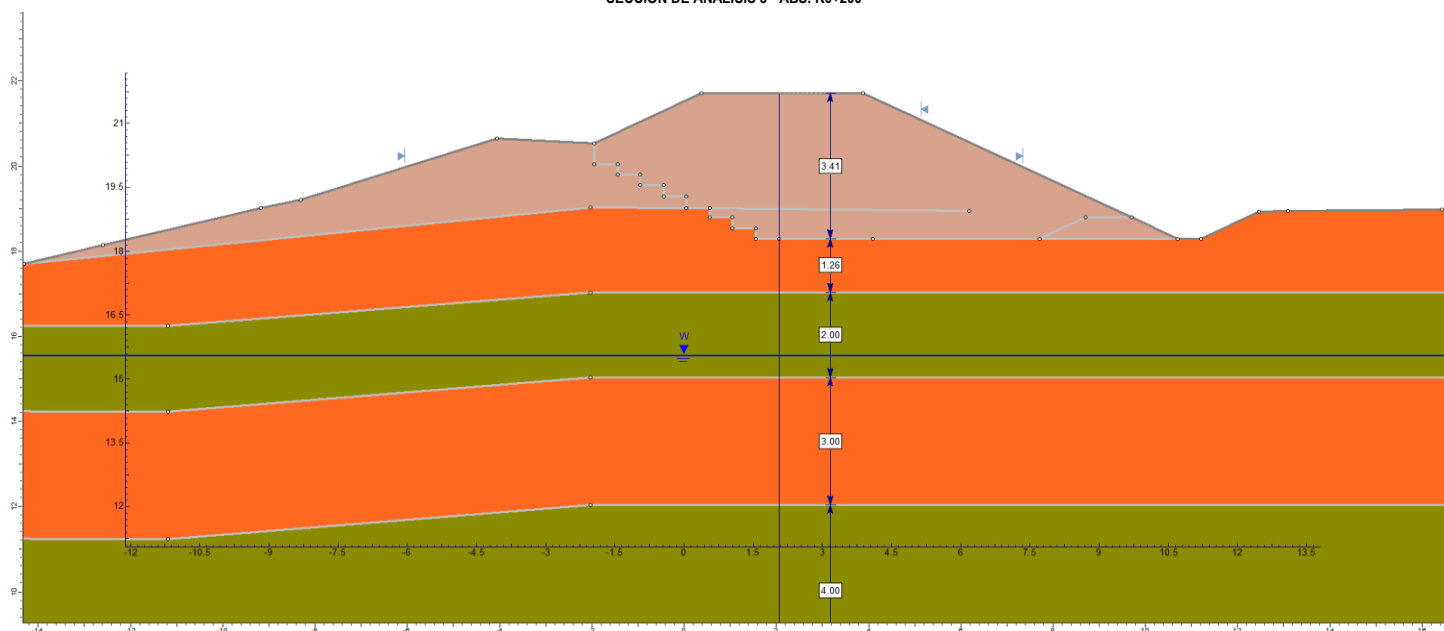
Ver. 1
Hoja: 2 de 3

RESUMEN DE PARÁMETROS

SECCIÓN DE ANÁLISIS 2 - ABS. K0 + 120



SECCIÓN DE ANÁLISIS 3 - ABS. K0+200



Anexo B - Capacidad portante en condiones drenadas

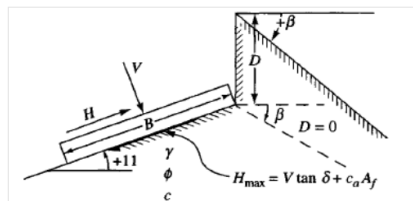
Ver. 1
Hoja: 3 de 3

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_{γs}, Factores de forma.
F_{cd}, F_{qd}, F_{γd}, Factores de profundidad.

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



SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040

CAPACIDAD PORTANTE (q_{amd}=kPa)

Df [m]	0	B/L [-]	0.5	Angulo de fricción entre base y suelo, δ [Grados]	Angulo de inclinación de la base, α [°]	γ [kN/m3]	18
NF [m]	6	D/B [-]	0	δ [°]	α [°]	H [m]	3.4
γ sobre Df	17.3	Parámetro para definir factores de capacidad portante (VESIC), k [-]		Parámetro para definir factores de capacidad portante (VESIC), k [-]	Ang. de inclin. del terreno, β max 45° [°]	q _{aplicada} [kPa]	60
γ bajo Df	17.3	k [-]	0	Cargas (solo para cargas inclinadas)	β max 45° [°]		
γ saturado Df	17.3	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 _s [m]	-	C. ver. Paral. a L, HL [kN]			
Ang. Fricción, φ [°]	16	e _l [m]	-	Hmax [kN]	Nivel freático, caso	CASO 2	Conclusiones:
Ang. Fricción, φ [rad]	0.28	B' [m]	20	Hi [kN]			q _{aplicada} < q _{admisible}
Coef. Emp. Pas., kp [-]	1.76	L' [m]	40	mB [-]			Por lo tanto la capacidad actual del suelo de fundación del dique es aceptable
		Área efectiva, Af [m2]		mL [-]			
B [m]	20	Af [m2]	800	m [-]	q _{ult} [kPa]	528	
L [m]	40	B'/L' [-]	0.5	Adhesion, Ca [kPa]	q _{adm} [kPa]	211	
					FS obtenido [-]	8.9	

SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120

CAPACIDAD PORTANTE (q_{amd}=kPa)

Df [m]	0	B/L [-]	0.1	Angulo de fricción entre base y suelo, δ [Grados]	Angulo de inclinación de la base, α [°]	γ [kN/m3]	18
NF [m]	6	D/B [-]	0	δ [°]	α [°]	H [m]	3.4
γ sobre Df	17.3	Parámetro para definir factores de capacidad portante (VESIC), k [-]		Parámetro para definir factores de capacidad portante (VESIC), k [-]	Ang. de inclin. del terreno, β max 45° [°]	q _{aplicada} [kPa]	60
γ bajo Df	17.3	k [-]	0	Cargas (solo para cargas inclinadas)	β max 45° [°]		
γ saturado Df	17.3	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 _s [m]	-	C. ver. Paral. a L, HL [kN]			
Ang. Fricción, φ [°]	16	e _l [m]	-	Hmax [kN]	Nivel freático, caso	CASO 2	Conclusiones:
Ang. Fricción, φ [rad]	0.28	B' [m]	17	Hi [kN]			q _{aplicada} < q _{admisible}
Coef. Emp. Pas., kp [-]	1.76	L' [m]	140	mB [-]			Por lo tanto la capacidad actual del suelo de fundación del dique es aceptable
		Área efectiva, Af [m2]		mL [-]			
B [m]	17	Af [m2]	2380	m [-]	q _{ult} [kPa]	508	
L [m]	140	B'/L' [-]	0.121	Adhesion, Ca [kPa]	q _{adm} [kPa]	203	
					FS obtenido [-]	8.5	

SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 200

CAPACIDAD PORTANTE (q_{amd}=kPa)

Df [m]	0	B/L [-]	0.25	Angulo de fricción entre base y suelo, δ [Grados]	Angulo de inclinación de la base, α [°]	γ [kN/m3]	18
NF [m]	6	D/B [-]	0	δ [°]	α [°]	H [m]	3.4
γ sobre Df	17.5	Parámetro para definir factores de capacidad portante (VESIC), k [-]		Parámetro para definir factores de capacidad portante (VESIC), k [-]	Ang. de inclin. del terreno, β max 45° [°]	q _{aplicada} [kPa]	60
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 _s [m]	-	C. ver. Paral. a L, HL [kN]			
Ang. Fricción, φ [°]	16	e _l [m]	-	Hmax [kN]	Nivel freático, caso	CASO 2	Conclusiones:
Ang. Fricción, φ [rad]	0.28	B' [m]	25	Hi [kN]			q _{aplicada} < q _{admisible}
Coef. Emp. Pas., kp [-]	1.76	L' [m]	100	mB [-]			Por lo tanto la capacidad actual del suelo de fundación del dique es aceptable
		Área efectiva, Af [m2]		mL [-]			
B [m]	25	Af [m2]	2500	m [-]	q _{ult} [kPa]	595	
L [m]	100	B'/L' [-]	0.25	Adhesion, Ca [kPa]	q _{adm} [kPa]	238	
					FS obtenido [-]	10.0	

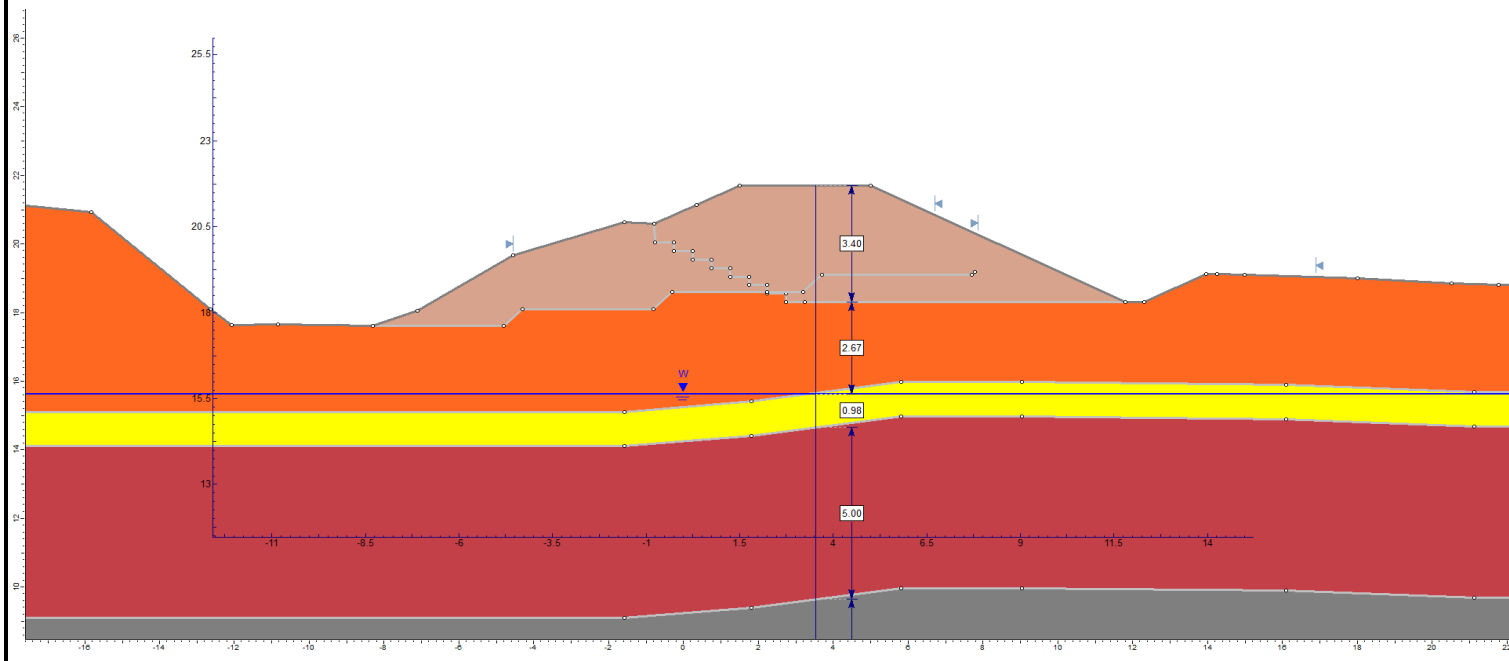
Anexo B - Capacidad portante en condiciones no drenadas - Secciones de análisis y parámetros geotécnicos

Ver. 1
Hoja: 1 de 3

RESUMEN DE PARÁMETROS

Material	Consistencia o descripción de densidad	w (%)	Y _a (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' (°)	k (cm/s)
(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

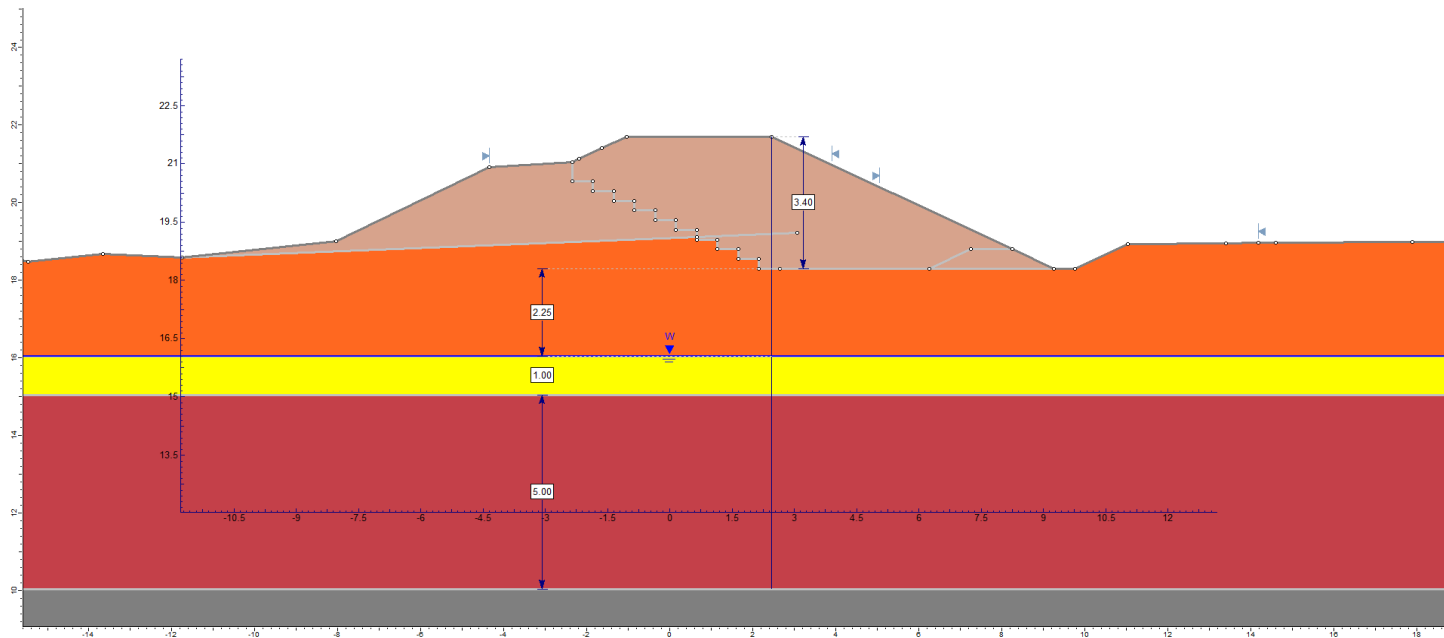


Anexo B - Capacidad portante en condiciones no drenadas - Secciones de análisis y
parámetros geotécnicos

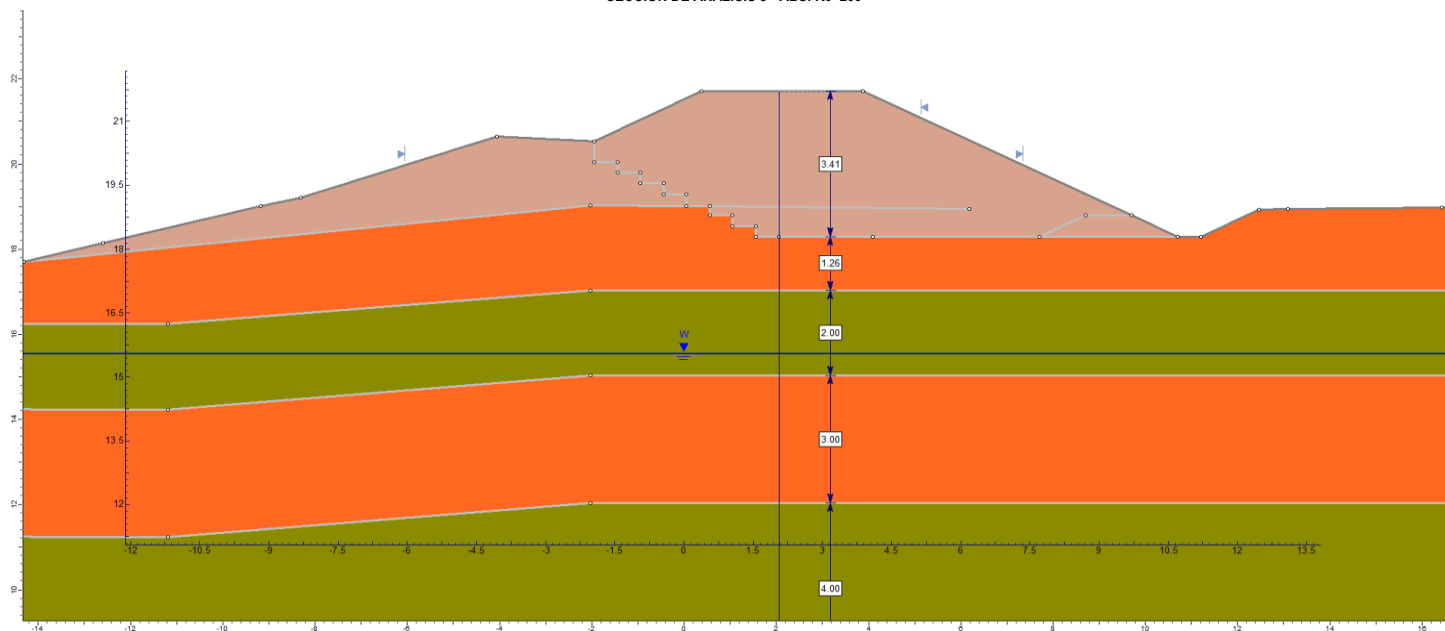
Ver. 1
Hoja: 2 de 3

RESUMEN DE PARÁMETROS

SECCIÓN DE ANÁLISIS 2 - ABS. K0 + 120



SECCIÓN DE ANÁLISIS 3 - ABS. K0+200



Anexo B - 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 (mayoral 35%) en condiciones no drenadas, se calculó mediante la siguiente ecuación, propuesta por el Foundation Engineering Handbook de la ASCE (Day Robert W, 2006):

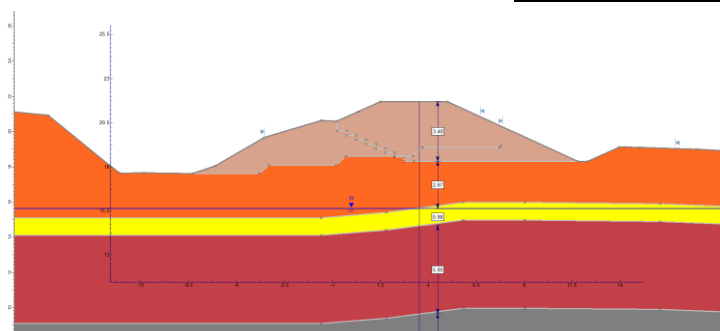
$$q_{ult} = N_c S_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) + \gamma_t D_f$$

Donde,

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.
γt, Peso unitario total del suelo.

SECCIÓN 1 - ABS. K0 + 040

CAPACIDAD PORTANTE (qamd=kPa)



Nc [-]	5.7
Su [kPa]	25
B [m]	20
L [m]	40
γ [kN/m3]	17.5
Df [m]	0
FS [-]	2.5

γ [kN/m3]	17.5
H [m]	3.4
qaplicada [kPa]	60

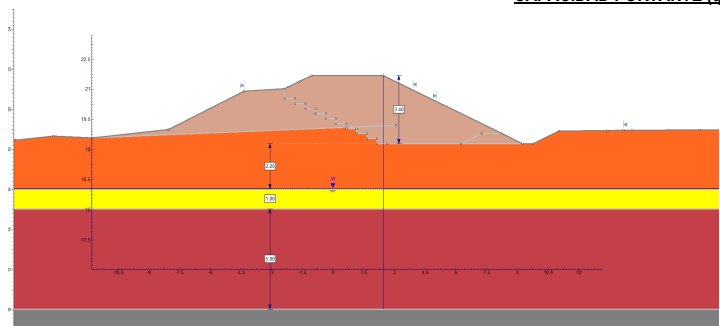
Conclusiones:

qaplicada < qadmisible
Por lo tanto la capacidad actual del suelo de fundación del dique es

qult [kPa]	164
qadm [kPa]	66
	2.8

SECCIÓN 2 - ABS. K0 + 120

CAPACIDAD PORTANTE (qamd=kPa)



Nc [-]	5.7
Su [kPa]	25
B [m]	17
L [m]	140
γ [kN/m3]	18.3
Df [m]	0
FS [-]	2.5

γ [kN/m3]	17.5
H [m]	3.4
qaplicada [kPa]	60

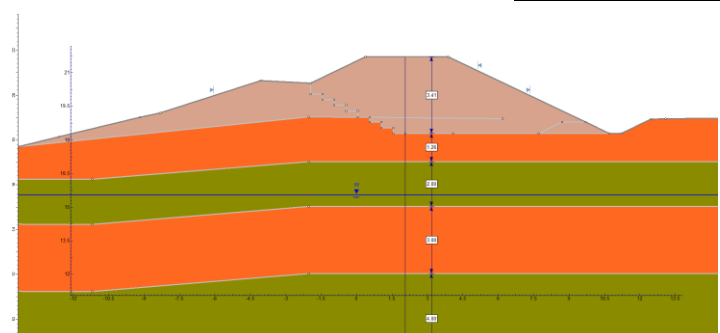
Conclusiones:

qaplicada < qadmisible
Por lo tanto la capacidad actual del suelo de fundación del dique es

qult [kPa]	148
qadm [kPa]	59
	2.5

SECCIÓN 3 - ABS. K0+200

CAPACIDAD PORTANTE (qamd=kPa)



Nc [-]	5.7
Su [kPa]	25
B [m]	25
L [m]	100
γ [kN/m3]	18.3
Df [m]	0
FS [-]	2.5

γ [kN/m3]	17.5
H [m]	3.4
qaplicada [kPa]	60

Conclusiones:

qaplicada < qadmisible
Por lo tanto la capacidad actual del suelo de fundación del dique es

qult [kPa]	153
qadm [kPa]	61
	2.6

ANEXO C.

ANALISIS DE POTENCIAL DE LICUACION

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)	0.1
Magnitud de momento en el sismo de diseño	6

Parámetros del suelo

Muestra	Profundidad Inicial (m)	Profundidad final (m)	N ₆₀ (golpes/pie)	D ₅₀ (mm)	% Pasa 200	γ (kN/m ³)
1	0	0.5	10	0.004	83.43	17.5
2	0.5	1	15	0.004	83.43	17.5
3	1	1.5	12	0.004	83.43	17.5
4	1.5	2	11	0.001	83.43	17.5
5	2	2.5	14	0.001	83.43	17.5
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

Muestra	α _v (kN/m ³)	σ' _v (kN/m ²)	r _d	ε _{max} (kN/m ²)	CSR
1	4.375	1.9225	0.998	0.284	0.148
2	13.125	5.7675	0.994	0.848	0.147
3	21.875	9.6125	0.990	1.408	0.147
4	30.625	13.4575	0.987	1.964	0.146
5	39.375	17.3025	0.983	2.515	0.145
6	48.125	21.1475	0.979	3.062	0.145
7	56.875	24.9925	0.975	3.605	0.144
8	65.175	28.3875	0.971	4.115	0.145
9	73.025	31.3325	0.967	4.592	0.147
10	80.875	34.2775	0.964	5.066	0.148
11	88.725	37.2225	0.960	5.536	0.149
12	96.575	40.1675	0.956	6.001	0.149
13	104.875	43.5625	0.952	6.491	0.149
14	113.625	47.4075	0.948	7.004	0.148
15	122.375	51.2525	0.945	7.513	0.147
16	131.125	55.0975	0.941	8.018	0.146
17	139.875	58.9425	0.937	8.518	0.145
18	148.625	62.7875	0.933	9.014	0.144
19	156.925	66.1825	0.927	9.456	0.143
20	164.775	69.1275	0.914	9.786	0.142
21	172.625	72.0725	0.900	10.102	0.140
22	180.475	75.0175	0.887	10.405	0.139
23	188.325	77.9625	0.874	10.694	0.137
24	196.175	80.9075	0.860	10.970	0.136
25	204.025	83.8525	0.847	11.232	0.134
26	211.875	86.7975	0.834	11.480	0.132
27	220.175	90.1925	0.820	11.739	0.130
28	228.925	94.0375	0.807	12.006	0.128
29	237.675	97.8825	0.794	12.259	0.125
30	246.425	101.7275	0.780	12.497	0.123
31	255.175	105.5725	0.767	12.719	0.120

Análisis de la resistencia del suelo por licuación

Muestra	R1	R2	R3	CRR ₁₅	CRR _{max}
1	0.173	10.000	3.177	13.351	23.628
2	0.137	10.000	3.177	13.314	23.563
3	0.097	10.000	3.177	13.274	23.493
4	0.077	10.000	3.177	13.254	23.457
5	0.078	10.000	3.177	13.256	23.460
6	0.067	10.000	3.177	13.244	23.439
7	ND	10.000	3.177	13.241	23.434
8	0.053	0.055	0.000	0.108	0.191
9	0.061	0.055	0.000	0.115	0.204
10	ND	0.055	0.000	0.107	0.189
11	0.038	0.055	0.000	0.093	0.164
12	0.037	0.055	0.000	0.091	0.162
13	ND	10.000	3.042	13.087	23.162
14	0.033	10.000	3.042	13.075	23.141
15	0.043	10.000	3.042	13.085	23.159
16	ND	10.000	3.042	13.091	23.169
17	0.047	10.000	3.042	13.089	23.166
18	0.044	10.000	3.042	13.086	23.161
19	0.036	0.055	0.000	0.091	0.161
20	0.037	0.055	0.000	0.092	0.162
21	0.034	0.055	0.000	0.088	0.157
22	0.033	0.055	0.000	0.088	0.155
23	0.032	0.055	0.000	0.087	0.154
24	0.032	0.055	0.000	0.087	0.153
25	0.030	0.055	0.000	0.084	0.149
26	0.029	0.055	0.000	0.084	0.148
27	0.048	10.000	3.810	13.859	24.528
28	0.047	10.000	3.810	13.858	24.526
29	0.036	10.000	3.810	13.847	24.506
30	0.035	10.000	3.810	13.846	24.505
31	0.035	10.000	3.810	13.845	24.504

Resultados

Muestra	CSR	CRR _{max}	FS _{licuacion}	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

ANEXO D.

ANALISIS DE ASENTAMIENTOS

SECCIÓN 1

1. CARACTERÍSTICAS ESTRATO DE APOYO

Tipo suelo =	CL		
γ_{TOTAL} =	17.5	kN/m ³	γ_{TOTAL} : peso específico del suelo de fundación
e_0 =	1.05		e_0 : relación de vacíos inicial
C_r =	0.02		C_r : pendiente de línea de suelo sobreconsolidado dibujada en el plano e-log(σ)
C_c =	0.200		C_c : pendiente de línea de suelo normal consolidado dibujada en el plano e-log(σ)

2. CARACTERÍSTICAS CIMIENTO

D_f =	0.00	m	B =	20.00	m	D/B =	0.00	L/B =	2.00
t =	0.25	m	L =	40.00	m				

3. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

Metodología:

NF =	5.0	m	z [m]	σ'_0 [kPa]	$m=B/z$	$n=L/z$	I_σ [-]	$\Delta\sigma$ [kPa]	$\Delta\delta_c$ [cm]
σ'_p =	10.0	kN/m ²	0.00	0.00	inf.	inf.	1.00	59.50	2.02
$\Delta\sigma$ =	59.5	kN/m ²	0.40	7.00	50.00	100.00	0.42	24.84	1.77
H =	6.00	m	0.80	14.00	25.00	50.00	0.43	25.76	1.39
L/B =	2.00		1.20	21.00	16.67	33.33	0.45	26.67	1.16
			1.60	28.00	12.50	25.00	0.46	27.58	1.01
			2.00	35.00	10.00	20.00	0.48	28.48	0.90
			2.40	42.00	8.33	16.67	0.49	29.37	0.81
			2.80	49.00	7.14	14.29	0.51	30.25	0.75
$\delta_{c \text{ centro}}$ =	9.81	cm	3.20	56.00	6.25	12.50	0.52	31.11	0.00
			3.60	63.00					

Δq : presión de contacto

H : profundidad de influencia de la carga.

B : dimensión menor del cimiento.

L : dimensión mayor del cimiento.

I_G , I_R y I_E : factores de influencia.

D_f : profundidad de desplante.

t : espesor cimiento.

Caso	Condición	Ecuación de asentamiento
Suelo Normalmente consolidado	$\sigma'_0 > \sigma'_p$	$\delta_c = \frac{H_0}{1+e_0} Cc \text{Log} \left[\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right]$
Suelo Sobreconsolidado	$\sigma'_0 + \Delta\sigma' \geq \sigma'_p$	$\delta_c = \frac{H_0}{1+e_0} \left[Cr \text{Log} \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + Cc \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_p} \right) \right]$
Suelo Sobreconsolidado	$\sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma'_p$	$\delta_c = \frac{H_0}{1+e_0} Cr \text{Log} \left[\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right]$

SECCIÓN 2

1. CARACTERÍSTICAS ESTRATO DE APOYO

Tipo suelo =	CL		
γ_{TOTAL} =	17.5	kN/m ³	γ_{TOTAL} : peso específico del suelo de fundación
e_0 =	1.05		e_0 : relación de vacíos inicial
C_r =	0.02		C_r : pendiente de línea de suelo sobreconsolidado dibujada en el plano e-log(σ)
C_c =	0.200		C_c : pendiente de línea de suelo normal consolidado dibujada en el plano e-log(σ)

2. CARACTERÍSTICAS CIMIENTO

D_f =	0.00	m	B =	17.00	m	D/B =	0.00	L/B =	7.06
t =	0.25	m	L =	120.00	m				

3. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

Metodología:

NF =	5.0	m	z [m]	σ'_0 [kPa]	$m=B/z$	$n=L/z$	I_σ [-]	$\Delta\sigma$ [kPa]	$\Delta\delta_c$ [cm]
σ'_p =	10.0	kN/m ²	0.00	0.00	inf.	inf.	1.00	59.50	2.03
$\Delta\sigma$ =	59.5	kN/m ²	0.40	7.00	42.50	300.00	0.42	24.89	1.77
H =	6.00	m	0.80	14.00	21.25	150.00	0.43	25.87	1.40
L/B =	7.06		1.20	21.00	14.17	100.00	0.45	26.84	1.17
			1.60	28.00	10.63	75.00	0.47	27.80	1.02
			2.00	35.00	8.50	60.00	0.48	28.75	0.91
			2.40	42.00	7.08	50.00	0.50	29.68	0.82
			2.80	49.00	6.07	42.86	0.51	30.59	0.76
$\delta_{c \text{ centro}}$ =	9.86	cm	3.20	56.00	5.31	37.50	0.53	31.49	0.00
			3.60	63.00					

Δq : presión de contacto

H : profundidad de influencia de la carga.

B : dimensión menor del cimiento.

L : dimensión mayor del cimiento.

I_G , I_R y I_E : factores de influencia.

D_f : profundidad de desplante.

t : espesor cimiento.

Caso	Condición	Ecuación de asentamiento
Suelo Normalmente consolidado	$\sigma'_0 > \sigma'_p$	$\delta_c = \frac{H_0}{1+e_0} Cc \text{Log} \left[\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right]$
Suelo Sobreconsolidado	$\sigma'_0 + \Delta\sigma' \geq \sigma'_p$	$\delta_c = \frac{H_0}{1+e_0} \left[Cr \text{Log} \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + Cc \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_p} \right) \right]$
Suelo Sobreconsolidado	$\sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma'_p$	$\delta_c = \frac{H_0}{1+e_0} Cr \text{Log} \left[\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right]$

SECCIÓN 3

1. CARACTERÍSTICAS ESTRATO DE APOYO

Tipo suelo =	CL		
γ_{TOTAL} =	17.5	kN/m ³	γ_{TOTAL} : peso específico del suelo de fundación
e_0 =	1.05		e_0 : relación de vacíos inicial
C_r =	0.02		C_r : pendiente de línea de suelo sobreconsolidado dibujada en el plano e-log(σ)
C_c =	0.200		C_c : pendiente de línea de suelo normal consolidado dibujada en el plano e-log(σ)

2. CARACTERÍSTICAS CIMIENTO

D_f =	0.00	m	B =	25.00	m	D/B =	0.00	L/B =	4.56
t =	0.25	m	L =	114.10	m				

3. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

Metodología:

NF =	10.0	m	z [m]	σ'_0 [kPa]	$m=B/z$	$n=L/z$	I_σ [-]	$\Delta\sigma$ [kPa]	$\Delta\delta_c$ [cm]
σ'_p =	10.0	kN/m ²	0.00	0.00	inf.	inf.	1.00	59.50	2.01
$\Delta\sigma$ =	59.5	kN/m ²	0.40	7.00	62.50	285.25	0.41	24.59	1.75
H =	6.00	m	0.80	14.00	31.25	142.63	0.42	25.27	1.36
L/B =	4.56		1.20	21.00	20.83	95.08	0.44	25.94	1.13
			1.60	28.00	15.63	71.31	0.45	26.61	0.98
			2.00	35.00	12.50	57.05	0.46	27.27	0.86
			2.40	42.00	10.42	47.54	0.47	27.93	0.78
			2.80	49.00	8.93	40.75	0.48	28.58	0.71
$\delta_{c \text{ centro}}$ =	9.58	cm	3.20	56.00	7.81	35.66	0.49	29.23	0.00
			3.60	63.00					

Δq : presión de contacto

H : profundidad de influencia de la carga.

B : dimensión menor del cimiento.

L : dimensión mayor del cimiento.

I_G , I_R y I_E : factores de influencia.

D_f : profundidad de desplante.

t : espesor cimiento.

Caso	Condición	Ecuación de asentamiento
Suelo Normalmente consolidado	$\sigma'_0 > \sigma'_p$	$\delta_c = \frac{H_0}{1+e_0} Cc \text{Log} \left[\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right]$
Suelo Sobreconsolidado	$\sigma'_0 + \Delta\sigma' \geq \sigma'_p$	$\delta_c = \frac{H_0}{1+e_0} \left[Cr \text{Log} \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + Cc \text{Log} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_p} \right) \right]$
Suelo Sobreconsolidado	$\sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma'_p$	$\delta_c = \frac{H_0}{1+e_0} Cr \text{Log} \left[\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right]$

SECCIÓN 1

1. PARÁMETROS DEL SUELO

Tipo suelo = **COHESIVO**

Es ponderado = **3500.00** t/m²

μ = **0.3**

2. GEOMETRÍA DEL CIMIENTO

D_f = **0** m

B = **20.00** m

t = **-** m

L = **40.00** m

3. ASENTAMIENTO ELÁSTICO

Metodología = **Timoshenko and Goodier, 1951**

q_o = **5.89** t/m²

H = **6** m

L/B = **2.00**

D_f/B = **0.00**

B'_{centro} [m] = **10**

B'_{esquina} [m] = **20.00**

m_{centro} = **4**

L'_{centro} [m] = **20**

L'_{esquina} [m] = **40.00**

m_{esquina} = **1**

M_{centro} = **2.00**

N_{centro} = **0.6**

$I_{1\text{centro}}$ = **0.06**

$I_{2\text{centro}}$ = **0.09**

$I_{F\text{centro}}$ = **0.99**

M_{esquina} = **2.00**

N_{esquina} = **0.3**

$I_{1\text{esquina}}$ = **0.02**

$I_{2\text{esquina}}$ = **0.06**

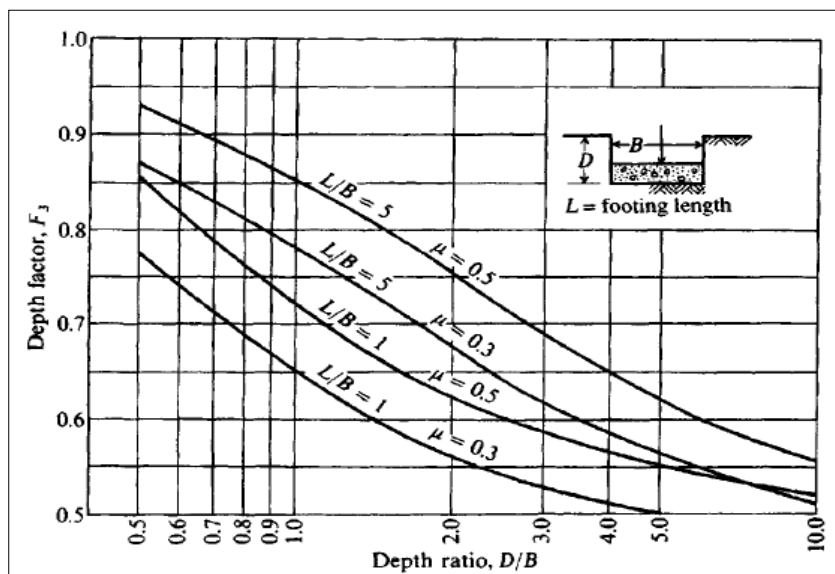
$I_{F\text{esquina}}$ = **0.99**

ΔH_{centro} = **1.60** cm

$\Delta H_{\text{esquina}}$ = **0.46** cm

$K_{S\text{centro}}$ = **367.7** t/m³

$K_{S\text{esquina}}$ = **1291.4** t/m³



γ : Peso unitario (t/m³)

μ : relación de poisson

E_s : módulo de elasticidad, kPa

D_f : Profundidad de desplante, m

t : espesor del cimiento, m

B : ancho del cimiento, m

L : Largo del cimiento, m

Q : carga vertical aplicada, ton

q_o : presión de contacto, t/m²

H : profundidad de influencia de la carga, m

I_1 , I_2 y I_F : factores de influencia.

B'_{centro} : $B/2$, m

B'_{esquina} : B , m

L'_{centro} : $L/2$, m

L'_{esquina} : L , m

SECCIÓN 2

1. PARÁMETROS DEL SUELO

Tipo suelo = **COHESIVO**

Es ponderado = **3500.00** t/m²

μ = **0.3**

2. GEOMETRÍA DEL CIMIENTO

D_f = **0** m

B = **17.00** m

t = **-** m

L = **120.00** m

3. ASENTAMIENTO ELÁSTICO

Metodología = **Timoshenko and Goodier, 1951**

q_o = **5.89** t/m²

H = **6** m

L/B = **7.06**

D_f/B = **0.00**

B'_{centro} [m] = **8.5**

B'_{esquina} [m] = **17.00**

m_{centro} = **4**

L'_{centro} [m] = **60**

L'_{esquina} [m] = **120.00**

m_{esquina} = **1**

M_{centro} = **7.06**

N_{centro} = **0.70588**

$I_{1\text{centro}}$ = **0.07**

$I_{2\text{centro}}$ = **0.11**

$I_{F\text{centro}}$ = **0.99**

M_{esquina} = **7.06**

N_{esquina} = **0.352941**

$I_{1\text{esquina}}$ = **0.02**

$I_{2\text{esquina}}$ = **0.07**

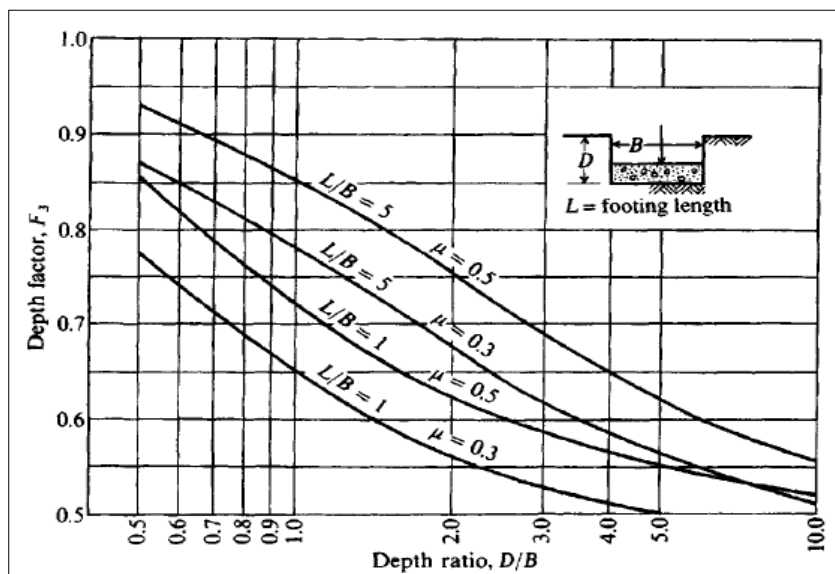
$I_{F\text{esquina}}$ = **0.99**

ΔH_{centro} = **1.59** cm

$\Delta H_{\text{esquina}}$ = **0.46** cm

$K_{S\text{centro}}$ = **370.0** t/m³

$K_{S\text{esquina}}$ = **1294.4** t/m³



γ : Peso unitario (t/m³)

μ : relación de poisson

E_s : módulo de elasticidad, kPa

D_f : Profundidad de desplante, m

t : espesor del cimiento, m

B : ancho del cimiento, m

L : Largo del cimiento, m

Q : carga vertical aplicada, ton

q_o : presión de contacto, t/m²

H : profundidad de influencia de la carga, m

I_1 , I_2 y I_F : factores de influencia.

B'_{centro} : $B/2$, m

B'_{esquina} : B , m

L'_{centro} : $L/2$, m

L'_{esquina} : L , m

SECCIÓN 3

1. PARÁMETROS DEL SUELO

Tipo suelo = **COHESIVO**

Es ponderado = **3500.00** t/m²

μ = **0.3**

2. GEOMETRÍA DEL CIMIENTO

D_f = **0** m

B = **17.00** m

t = **-** m

L = **114.10** m

3. ASENTAMIENTO ELÁSTICO

Metodología = **Timoshenko and Goodier, 1951**

q_o = **5.89** t/m²

H = **6** m

L/B = **6.71**

D_f/B = **0.00**

B'_{centro} [m] = **8.5**

B'_{esquina} [m] = **17.00**

m_{centro} = **4**

L'_{centro} [m] = **57.05**

L'_{esquina} [m] = **114.10**

m_{esquina} = **1**

M_{centro} = **6.71**

N_{centro} = **0.70588**

$I_{1\text{centro}}$ = **0.07**

$I_{2\text{centro}}$ = **0.11**

$I_{F\text{centro}}$ = **0.99**

M_{esquina} = **6.71**

N_{esquina} = **0.352941**

$I_{1\text{esquina}}$ = **0.02**

$I_{2\text{esquina}}$ = **0.07**

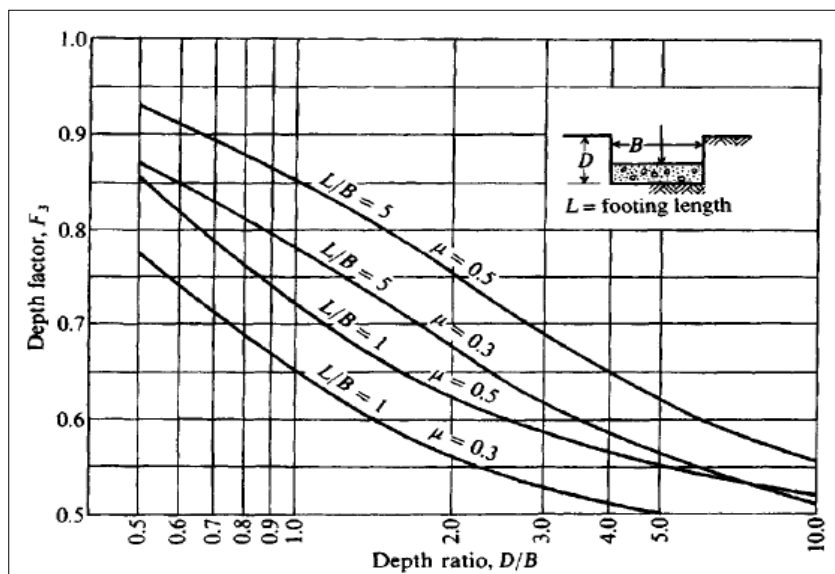
$I_{F\text{esquina}}$ = **0.99**

ΔH_{centro} = **1.59** cm

$\Delta H_{\text{esquina}}$ = **0.46** cm

$K_{S\text{centro}}$ = **370.1** t/m³

$K_{S\text{esquina}}$ = **1294.6** t/m³



γ : Peso unitario (t/m³)

μ : relación de poisson

E_s : módulo de elasticidad, kPa

D_f : Profundidad de desplante, m

t : espesor del cimiento, m

B : ancho del cimiento, m

L : Largo del cimiento, m

Q : carga vertical aplicada, ton

q_o : presión de contacto, t/m²

H : profundidad de influencia de la carga, m

I_1 , I_2 y I_F : factores de influencia.

B'_{centro} : $B/2$, m

B'_{esquina} : B , m

L'_{centro} : $L/2$, m

L'_{esquina} : L , m

ANEXO E.

CANTIDADES DE OBRAS Y PRESUPUESTO

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	Actividades varias o generales				
1.1	Localización, replanteo y levantamiento topográfico	m ²	5880.00	\$4,912	\$28,882,560
2	Manejo de aguas en la obra				
2.1	Evacuación de aguas del sitio de fundación, drenajes y cualquier elemento necesario para garantizar el manejo de las aguas en el sitio de obra	GL	1	\$69,569,254	\$69,569,254
3	Excavaciones y movimiento de tierras				
3.1	Descapote y limpieza del sitio de obra	m ²	5880	\$68,218	\$401,121,840
3.2	Excavaciones en suelo para la fundación del dique (INVIAS Art 210-07)	m ³	1176	\$72,369	\$85,105,944
3.3	Excavaciones adicional (INVIAS Art 210-07)	m ³	1764	\$72,369	\$127,658,916
4	Rellenos del cuerpo del dique				
4.1	Relleno con material fino homogéneo seleccionado para el cuerpo del dique (INVIAS Cap2- Art 220)	m ³	7344.12	\$79,307	\$582,440,125
4.2	Relleno en material granular (filtro) para el dren de agua abajo (INVIAS 673-07)	m ³	294	\$141,807	\$41,691,258
4.3	Material seleccionado para el afirmado en la cresta del dique (INVIAS 311-07)	m ³	205.8	\$146,281	\$30,104,630
5	Protección de superficies y taludes				
5.1	Empradizado con pasto convencional (Invias Art 810)	m ²	2058	\$8,497	\$17,486,826
5.2	Geotextil no tejido para la separación dren con el cuerpo del dique (NT-1800 o similar)	m ²	1831.62	\$12,247	\$22,431,850
	Geotextil no tejido para la separación de la protección con flexocreto y el cuerpo del dique (NT-1800 o similar)	m ²	2768.5	\$5,275	\$14,603,838
	Geotextil no tejido para la separación de la capa de rodadura (NT-1800 o similar)	m ²	1029	\$12,247	\$12,602,163
	Geotextil no tejido para la protección de la geomembrana de cunetas (NT-1800 o similar)	m ²	882	\$15,997	\$14,109,354
5.3	Geomembrana para evitar la filtración a través de cunetas (NT-1900 o similar)	m ²	882	\$15,997	\$14,109,354
5.4	Flexocreto para la protección de la cara aguas arriba (NT-1800 o similar)	m ²	2768.5	\$112,306	\$310,919,161
5.5	Concreto para el recubrimiento de cunetas de f'c = 21.0 Mpa, con agregado de 1/2"	m ³	73.5	\$359,255	\$26,405,243
6	Elementos o actividades para el control de calidad de los materiales y la obra				
6.1	Apiques para la extracción de muestras y verificación de las condiciones del relleno del dique	m ³	30	\$131,753	\$3,952,590
6.2	Servicios de laboratorio para la ejecución de ensayos necesarios para el control de calidad de las obras	GL	1	\$7,000,000	\$7,000,000
7	Instrumentación geotécnica para verificación del comportamiento de la estructura				
7.1	Mojones de referencia sobre la cresta y taludes del dique (1 mojón cada 100 ml de dique)	Und	3	\$634,185	\$1,902,555
COSTO TOTAL DE LA OBRA (COP)					\$ 1,812,097,461

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

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.1	DESDE LA OBRA AL BOTADERO	km	100	1.000	\$ 343	\$ 34,286
4.2	VOLQUETA	hr	1	0.286	\$ 45,000	\$ 12,857

TOTAL COSTOS DIRECTOS M2 \$ 54,575

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25% \$ 13,644

COSTO TOTAL POR M2 \$ 68,219

APU PROYECTO LA MOJANA

CODIGO: GC-R-2

VERSION: 5

FECHA: FEBRERO 13 DE 2012

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

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.1	DESDE LA OBRA AL BOTADERO	km	100	1.000	\$ 343	\$ 34,286
4.2	VOLQUETA	hr	1	0.286	\$ 45,000	\$ 12,857

TOTAL COSTOS DIRECTOS M3

\$ 57,896

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%

\$ 14,474

COSTO TOTAL POR M3

\$ 72,370

Material seleccionado para la reconfiguración del dique (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

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

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.1	DESDE FUENTE DE MATERIAL AL SITIO DE OBRA	km	100	1.0	\$ 343	\$ 34,286
4.2	VOLQUETA	hr	1	0.286	\$ 45,000	\$ 12,857

TOTAL COSTOS DIRECTOS M3

\$ 63,446

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%

\$ 15,861

COSTO TOTAL POR M3

\$ 79,307

Material seleccionado para el afirmado en la cresta del dique (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	MOTONIVELADORA	hr	1	0.025	\$ 135,000	\$ 3,375
1.3	VIBROCOMPACTADOR	hr	1	0.025	\$ 80,000	\$ 2,000
1.4	CARROTANQUE	hr	1	0.020	\$ 50,000	\$ 1,000
1.5	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	1.000	\$ 200	\$ 200

2. MATERIALES

2.1	MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO	m3	1	1.000	\$ 60,000	\$ 60,000
2.2	AGUA	m3	1	0.100	\$ 3,000	\$ 300

3. MANO DE OBRA

3.1	OFICIAL DE OBRA	hr	1	0.025	\$ 7,556	\$ 189
3.2	OPERADOR DE EQUIPO	hr	4	0.025	\$ 8,185	\$ 819

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.1	DESDE FUENTE DE MATERIAL AL SITIO DE OBRA	km	100	1.000	\$ 343	\$ 34,286
4.2	VOLQUETA	hr	1	0.286	\$ 45,000	\$ 12,857

TOTAL COSTOS DIRECTOS M3

\$ 117,025

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%

\$ 29,256

COSTO TOTAL POR M3

\$ 146,282

Relleno en material granular (filtro) para el dren de pata aguas abajo (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
1.3	VIBROCOMPACTADOR	hr	1	0.025	\$ 80,000	\$ 2,000
1.4	CARROTANQUE	hr	1	0.020	\$ 50,000	\$ 1,000
1.5	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	1.000	\$ 200	\$ 200

2. MATERIALES

2.1	MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO	m3	1	1.000	\$ 60,000	\$ 60,000
2.2	AGUA	m3	1	0.100	\$ 3,000	\$ 300

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

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.1	DESDE FUENTE DE MATERIAL AL SITIO DE OBRA	km	100	1.000	\$ 343	\$ 34,286
4.2	VOLQUETA	hr	1	0.286	\$ 45,000	\$ 12,857

TOTAL COSTOS DIRECTOS M3 \$ 113,446

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25% \$ 28,361

COSTO TOTAL POR M3 \$ 141,807

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

APU PROYECTO LA MOJANA

CODIGO: GC-R-2

VERSION: 5

FECHA: FEBRERO 13 DE 2012

Geotextil no tejido de separación (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	GEOTEXTIL NO TEJIDO NT-1800 O SIMILAR	m2	1	1.000	\$ 7,000	\$ 7,000
-----	---------------------------------------	----	---	-------	----------	----------

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

\$ 9,798

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%

\$ 2,450

COSTO TOTAL POR M2

\$ 12,248

Geomembrana para evitar la filtración a través de cunetas (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	GEOMEMBRANA (HDPE 40 MIL O SIMILAR)	m2	1	1.00	\$ 10,000	\$ 10,000
-----	-------------------------------------	----	---	------	-----------	-----------

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 \$ 12,798

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25% \$ 3,200

COSTO TOTAL POR M2 \$ 15,998

Flexocreto (m2)

1. HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	RENDIMIENTO	VR. UNITARIO O TARIFA	VR. PARCIAL
1.1	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	1.000	\$ 15,000	\$ 15,000
1.2	MANGUERA Y SISTEMA DE LLENAO DE 3"	und	1	0.025	\$ 400,000	\$ 10,000
1.3	ANCLAJES	gl	1	0.025	\$ 200,000	\$ 5,000

2. MATERIALES

1.1	FLEXOCRETO 10,000 O SIMILAR	m2	1	1.000	\$ 14,000	\$ 14,000
1.2	MORTERO FLUIDO	m3	1	0.010	\$ 300,000	\$ 3,000
1.3	COSTURA DE FLEXOCRETO	gl	1	1.000	\$ 1,000	\$ 1,000

3. MANO DE OBRA

3.1	OFICIAL (MANIPULACIÓN DEL MORTERO)	hr	1	0.050	\$ 7,556	\$ 378
3.2	AYUDANTE	hr	4	0.050	\$ 4,407	\$ 881
3.3	MANO DE OBRA ANCLAJE	hr	1	0.050	\$ 80,000	\$ 4,000

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.1	DESDE PROVEEDOR AL STIO DE OBRA - FLEXOCRETO	gl	1	1.000	\$ 2,300	\$ 2,300
4.2	DESDE PROVEEDOR AL STIO DE OBRA - MORTERO	km	100	1.000	\$ 343	\$ 34,286

TOTAL COSTOS DIRECTOS M2

\$ 89,845

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%

\$ 22,461

COSTO TOTAL POR M2

\$ 112,306

APU PROYECTO LA MOJANA

CODIGO: GC-R-2

VERSION: 5

FECHA: FEBRERO 13 DE 2012

Concreto 2000 psi (m3)

1. EQUIPOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	RENDIMIENTO	VR. UNITARIO O TARIFA	VR. PARCIAL
1.1	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	1.000	\$ 2,000	\$ 2,000

2. MATERIALES

2.1	CONCRETO DE 2000 PSI, AGRE. 1/2" Y ASENT. 5"	m3	1	1.000	\$ 250,000	\$ 250,000
2.2	AGUA	m3	1	0.100	\$ 3,000	\$ 300

3. MANO DE OBRA

3.1	OFICIAL	hr	1	0.050	\$ 7,556	\$ 378
3.2	AYUDANTE	hr	2	0.050	\$ 4,407	\$ 441

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.1	DESDE PROVEEDOR AL STIO DE OBRA - CONCRETO	km	100	1.000	\$ 343	\$ 34,286
-----	--	----	-----	-------	--------	-----------

TOTAL COSTOS DIRECTOS M3	\$ 287,404
ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%	\$ 71,851
COSTO TOTAL POR M3	\$ 359,255

Mojones de referencia (und)

1. EQUIPOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	RENDIMIENTO	VR. UNITARIO O TARIFA	VR. PARCIAL
1.1	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	1.000	\$ 15,000	\$ 15,000

2. MATERIALES

2.1	CONCRETO DE 3000 PSI, AGRE. 1/2" Y ASENT. 5"	m3	1	0.400	\$ 330,000	\$ 132,000
2.2	AGUA	m3	1	0.100	\$ 3,000	\$ 300
2.3	VARILLA DE ACERO FY = 420 MPA, DIAM. 1"	kg	1	1.000	\$ 4,000	\$ 4,000
2.4	TUBERÍA DE ACERO, DIAM. 4"	ml	1	1.000	\$ 43,000	\$ 43,000
2.5	PLATINA DE BRONCE	und	1	1.000	\$ 45,000	\$ 45,000

3. MANO DE OBRA

3.1	OFICIAL	hr	1	9.000	\$ 12,593	\$ 113,333
3.2	AYUDANTE	hr	2	9.000	\$ 7,556	\$ 136,000

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.2	DESDE PROVEEDOR AL STIO DE OBRA - CONCRETO	km	100	0.400	\$ 343	\$ 13,714
4.2	DESDE PROVEEDOR AL STIO DE OBRA - OTROS	gl	1	1.000	\$ 5,000	\$ 5,000

TOTAL COSTOS DIRECTOS M3

\$ 507,348

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25%

\$ 126,837

COSTO TOTAL POR UNIDAD

\$ 634,185

Apiques para ensayos (m3)

1. HERRAMIENTAS Y EQUIPOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	CANTIDAD	RENDIMIENTO	VR. UNITARIO O TARIFA	VR. PARCIAL
1.5	HERRAMIENTA MENOR	gl	1	1.000	\$ 15,000	\$ 15,000

2. MATERIALES

2.1	EXTRACCIÓN Y PREPARACIÓN DE MUESTRAS	m3	1	1.000	\$ 55,000	\$ 55,000
-----	--------------------------------------	----	---	-------	-----------	-----------

3. MANO DE OBRA

3.1	OFICIAL	hr	1	0.330	\$ 7,556	\$ 2,493
3.2	AYUDANTE	hr	2	0.330	\$ 4,407	\$ 2,909

4. ACARREO O TRANSPORTE

4.1	DESDE FRENTE DE OBRA A CAMPAMENTO	km	15	1.000	\$ 2,000	\$ 30,000
-----	-----------------------------------	----	----	-------	----------	-----------

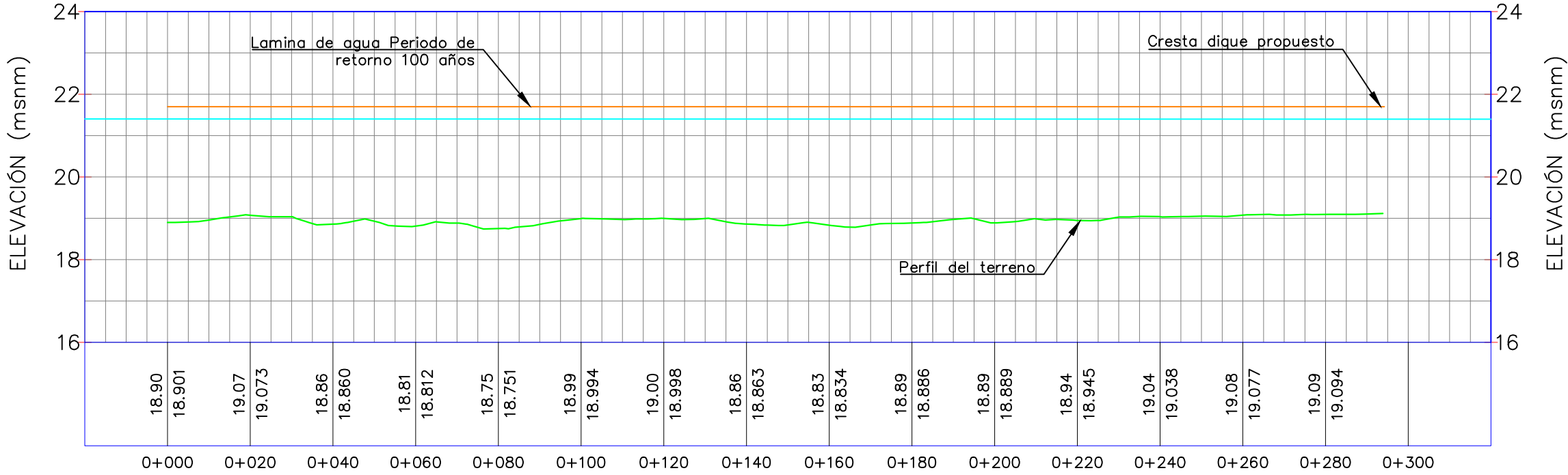
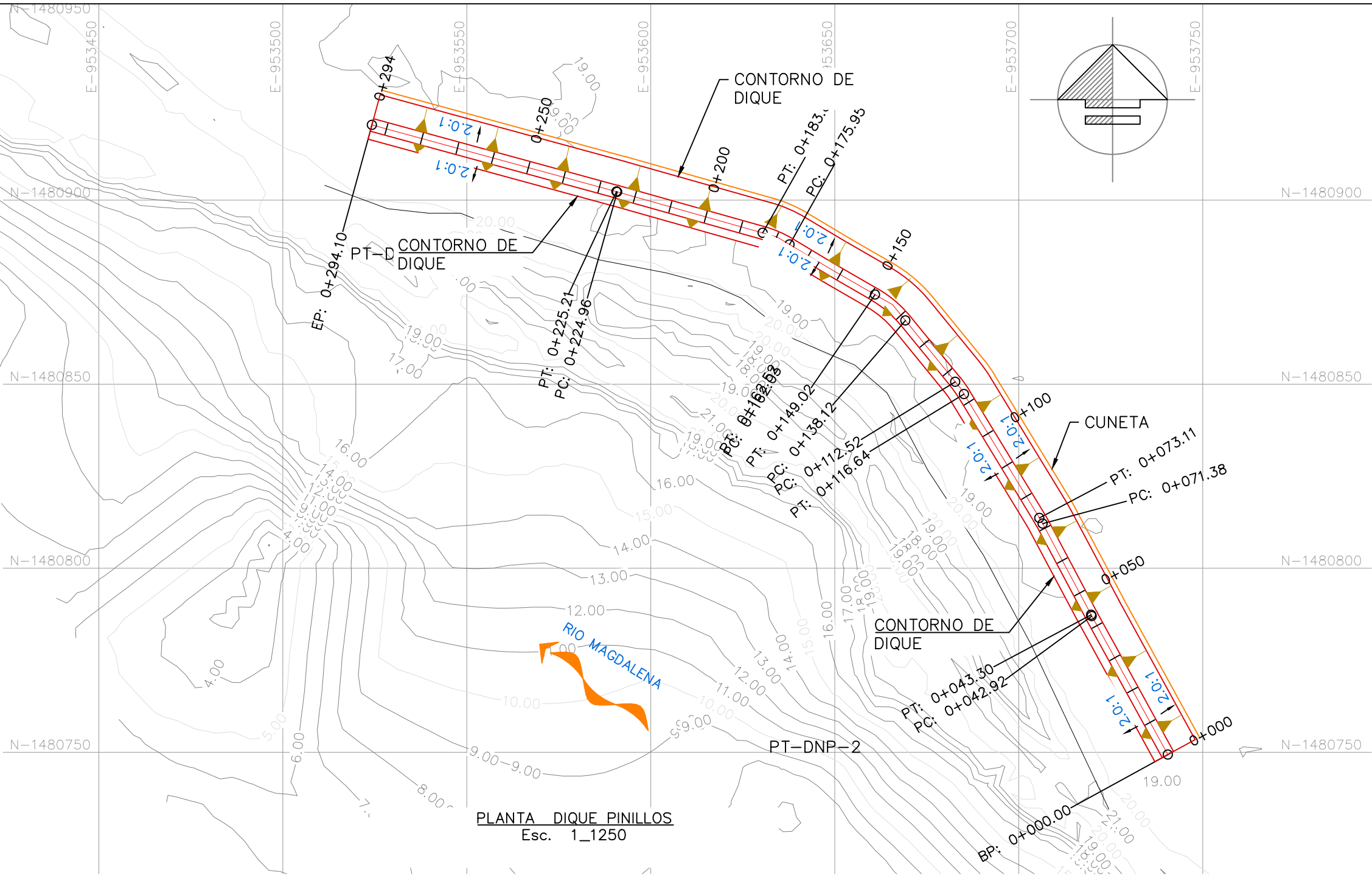
TOTAL COSTOS DIRECTOS M3 \$ 105,402

ADMINISTRACION, IMPREVISTOS Y UTILIDAD (AIU) 25% \$ 26,351

COSTO TOTAL POR M3 \$ 131,753

ANEXO F.

PLANOS



NOTA:

1. Dimensiones se encuentran en metros y elevaciones en msnm a menos que se indique lo contrario.
2. La superficie del terreno natural es aproximada y es extraída de un levantamiento LIDAR hecho en la zona, suministrado por el FONDO ADAPTACIÓN. La precisión de este levantamiento es de puntos cada 5.0 x 5.0 m, por lo que existe incertidumbre acerca de algunos puntos del terreno. La fundación y altura de la estructura podrá variar al emplear una topografía más detallada de la zona.

PERFIL LONGITUDINAL POR EL EJE DEL DIQUE
Esc. Vertical 1_125
Esc. Horizontal 1_1250

CONVENCIONES:

0	04-08-2015	VERSION ORIGINAL	J.G	E.G
No.	FECHA	REVISIONES	DIBUJO	REVISION

SI

SUELOS INGENIERIA S.A.S.

Estudios, diseños y construcciones en geotecnia

CAD

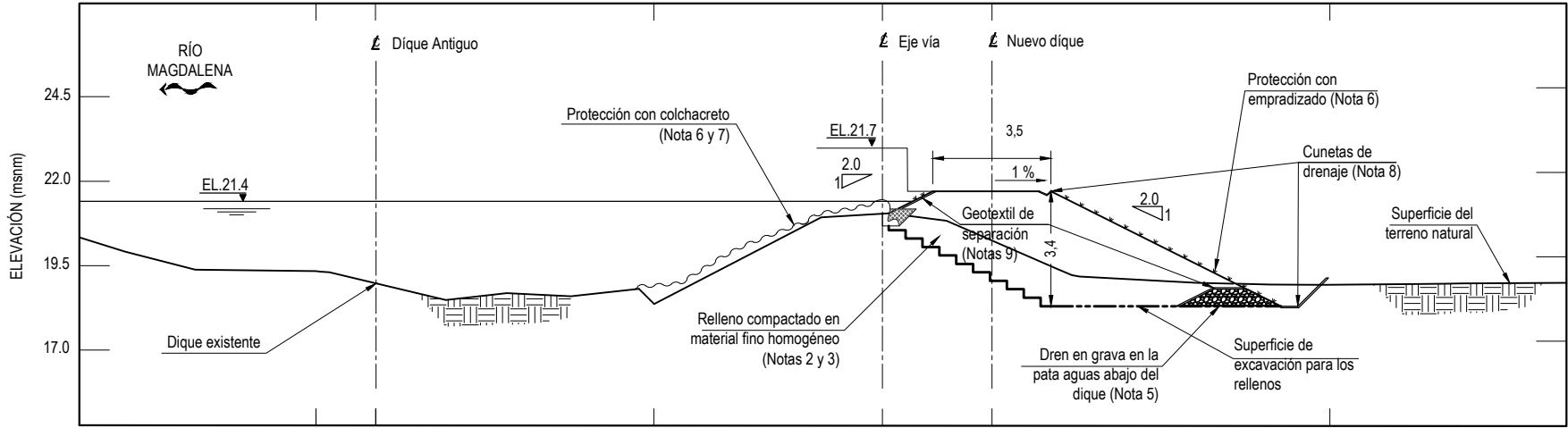
DISERNO:	E.GOMEZ	REVISOR:	D.CASTILLA	APROBADO:	A.DURAN	ESC.:
DIBUJO:	J.GUTIERREZ	FECHA:	AGOSTO 2015	PLANO No.	1	IND.

CONTIENE: PLANTA PERFIL DIQUE PINILLOS

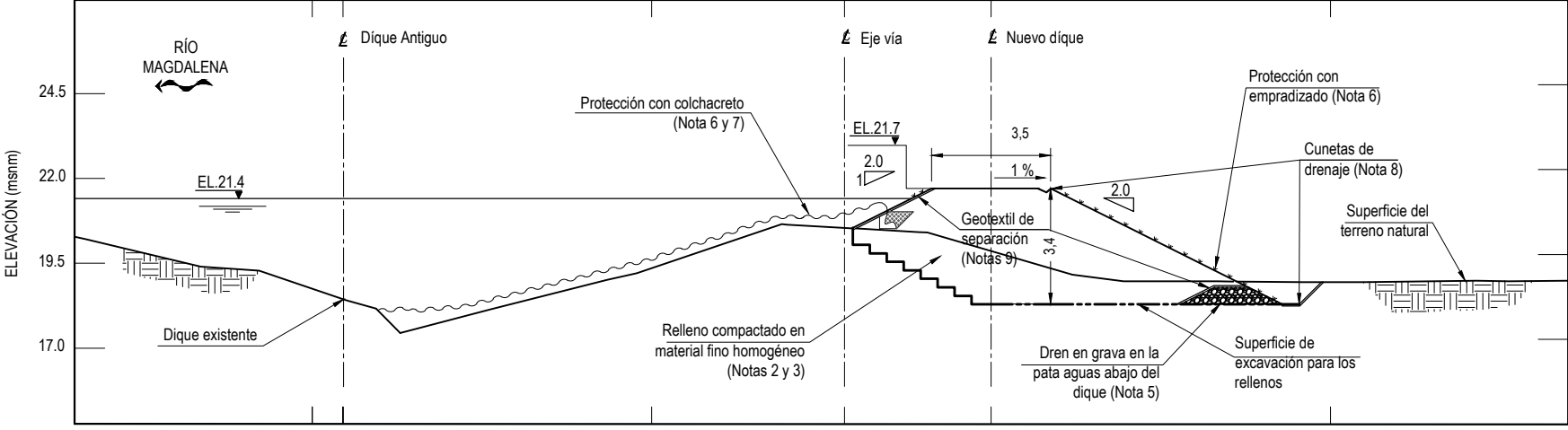
Fondo Adaptación

Trabajamos en la Reconstrucción Gestionando el Riesgo de Desastres

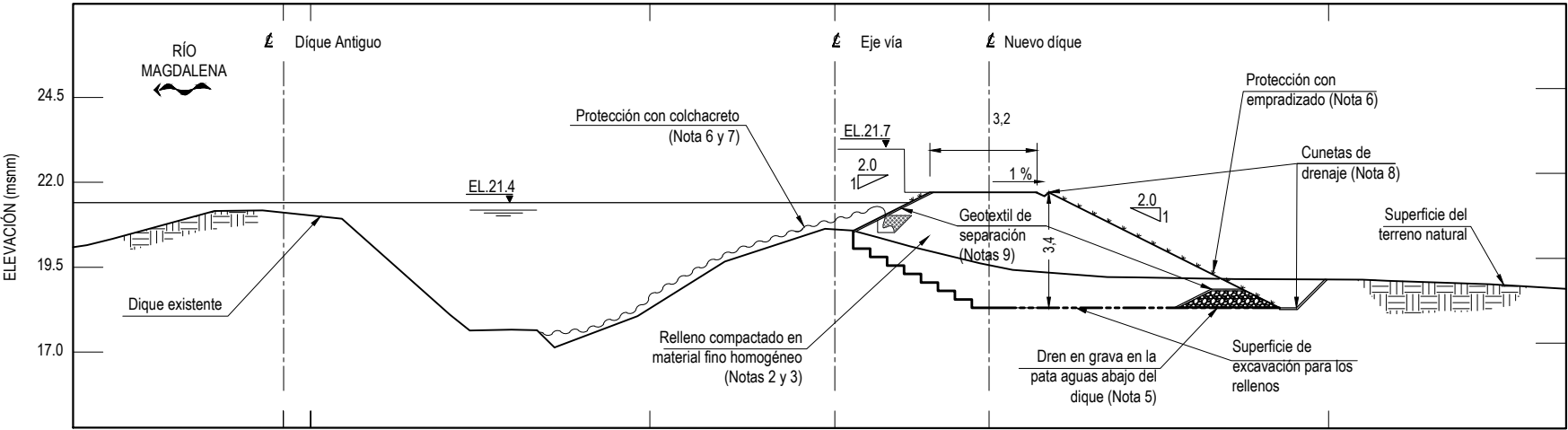
PROYECTO: EVALUACION GEOTECNICA Y ESTRUCTURAL DE HASTA 28 OBRAS DE PROTECCION HIDRAULICA LOCALIZADAS EN LOS 11 MUNICIPIOS QUE CONFORMAN EL NUCLEO DE LA REGION DE LA MOJANA



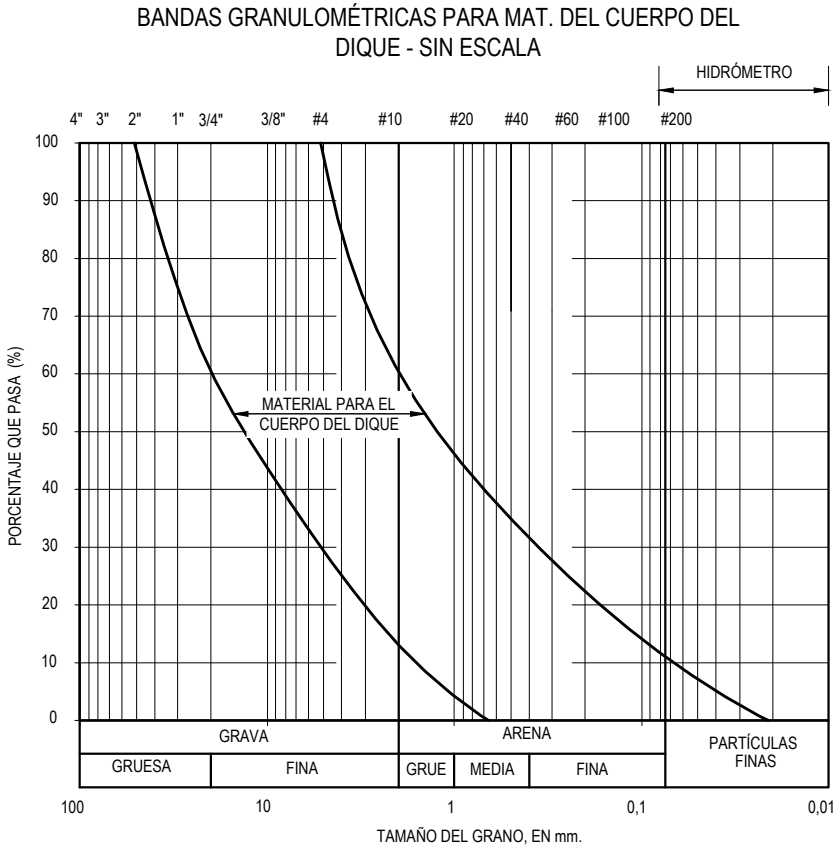
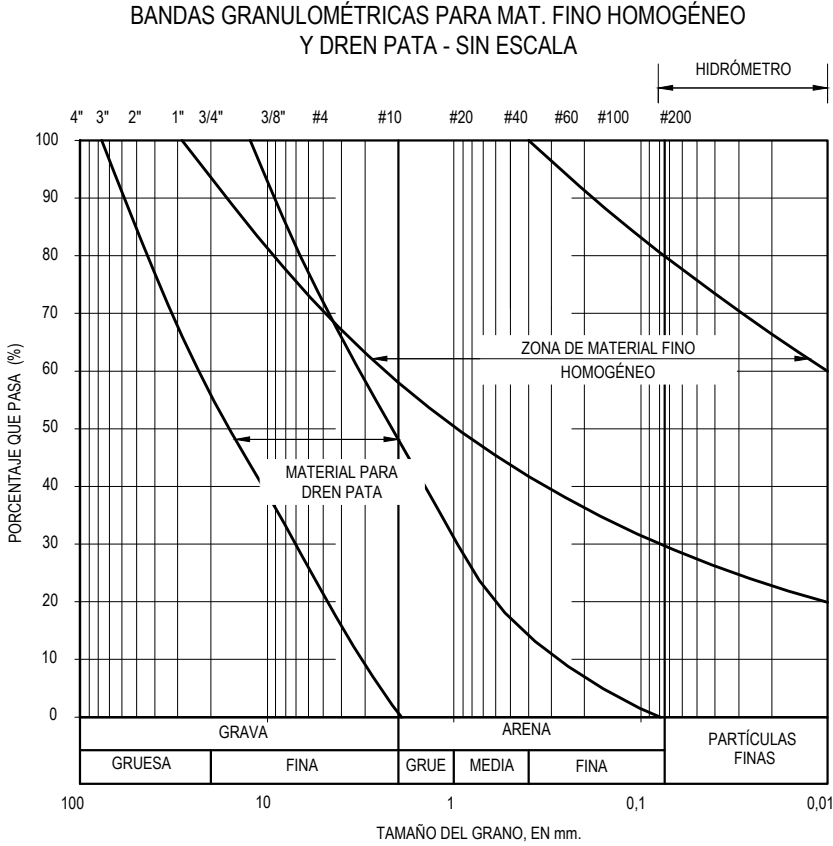
SECCIÓN TÍPICA 2 - DIQUE PINILLOS - ABS. K0+040 - K 0+120
ESCALAS HORIZONTAL Y VERTICAL



SECCIÓN TÍPICA 3 - DIQUE PINILLOS - ABS. K0+120 - K 0+294
ESCALAS HORIZONTAL Y VERTICAL



SECCIÓN TÍPICA - DIQUE PINILLOS - ABS. K0+000 - K 0+040
ESCALAS HORIZONTAL Y VERTICAL



NOTAS

1. Dimensiones se encuentran en metros y elevaciones en msnm a menos que se indique lo contrario.
2. El cuerpo del Nuevo Dique deberá construirse con material fino homogéneo, con una granulometría que se encuentre dentro de la banda que se presenta en este plano. El material seleccionado para la construcción del cuerpo del dique deberá cumplir con las especificaciones presentadas en el Informe de Diseño del cual estos planos son anexos.
3. El material del cuerpo del Nuevo Dique deberá ser compactado en capas sucesivas no mayores de 30.0 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.

4. Para la construcción de los rellenos deberá hacerse una limpieza y descapote, seguida de una excavación de 50.0 cm desde el nivel del terreno natural, o hasta conseguir una superficie uniforme para la colocación de las primeras capas de material de relleno.
5. La granulometría del material granular para la construcción del dren pata deberá estar dentro de la banda presentada en este plano. El dren deberá estar forrado con una capa de geotextil NT-1800 o similar. El dren deberá tener una altura de 1.00 m y ancho de base de por lo menos 4.0 m. Cuando la sección del dique tenga una altura menor a 2.0 m no será necesaria la construcción del dren pata.
6. La cara aguas abajo del dique y la cara aguas arriba por encima la protección con geocolchones deberán ser protegida con empedrado.

7. La cara aguas arriba del dique deberá ser protegida con geocolchones rellenos de material granular. Estos elementos deberán ser anclados sobre una capa de material compactado, aproximadamente 60.0 cm por debajo del nivel de la cresta del dique. El material granular de relleno deberá ser el recomendado y especificado por el proveedor de los geocolchones. Deberá instalarse una capa de geotextil no tejido de separación NT-1800 o similar entre los geocolchones y el cuerpo del dique.
8. La superficie del terreno natural es aproximada y es extraída de un levantamiento LIDAR hecho en la zona, suministrado por el FONDO ADAPTACIÓN. La precisión de este levantamiento es de puntos cada 5.0 x 5.0 m, por lo que existe incertidumbre acerca de algunos puntos del terreno. La fundación y altura de la estructura podrá variar al emplear una topografía más detallada de la zona.

9. En la cresta y pata del costado aguas abajo del dique se construirán cunetas de drenaje en concreto con una capa de geomembrana y geotextil en su base para evitar filtraciones. Estas cunetas ayudam a la evacuación de las aguas de escorrentía y de aguas de infiltración a través de la estructura del dique.
10. La Cresta deberá construirse con un bombeo de 1% hacia la cara aguas abajo para ayudar a la evacuación de aguas de escorrentía. Entre la capa de rodadura y el cuerpo del dique deberá instalarse una capa de geotextil no tejido de separación NT-1800 o similar.

CONVENCIONES:

0	30-07-2015	Version Original	W.H	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.: 1:150
DIBUJO: J. GUTIERREZ	FECHA: JULIO 2015	PLANO: 2	

CONTIENE: SECCION TIPICA DIQUE PINILLOS



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