ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE ANOLAIMA, CUNDINAMARCA

CONTRATO No EPC-PDA-C-253

.

PRODUCTO No. 2
ESTUDIOS Y DISEÑOS DE DETALLE

VOLUMEN III – DISEÑOS GEOTÉCNICOS

EPC-P2-253-F
VERSIÓN FINAL

SEPTIEMBRE DE 2018
BOGOTÁ, D.C.

CUADRO DE RESPONSABILIDADES

Título de Documento		PRODUCTO No. 2 – ESTUDIOS Y DISEÑOS DE DETALLE VOLUMEN III – DISEÑOS GEOTÉCNICOS				
Código de Documento		EPC-P2-253-F				
Responsables		NÚMERO DE REVISIÓN				
		0	1	2	3	Final
Elaboró	Firmas					
	Nombres	Hildebrando Ciendua	Hildebrando Ciendua	Hildebrando Ciendua	Hildebrando Ciendua	Hildebrando Ciendua
	Fecha	Enero de 2018	Mayo de 2018	Junio de 2018	Agosto de 2018	Septiembre de 2018
Revisó	Firma					
	Nombre	Gustavo Barreto	Gustavo Barreto	Gustavo Barreto	Gustavo Barreto	William Uscategui
	Fecha	Enero de 2018	Mayo de 2018	Junio de 2018	Agosto de 2018	Septiembre de 2018
Aprobó	Firma					
	Nombre	Gustavo Barreto	Gustavo Barreto	Gustavo Barreto	Gustavo Barreto	William Uscategui
	Fecha	Enero de 2018	Mayo de 2018	Junio de 2018	Agosto de 2018	Septiembre de 2018

CUADRO DE MODIFICACIONES

No. REVISIÓN	CAPÍTULO MODIFICADO	FECHA	OBSERVACIONES
1	Todo	Mayo de 2018	Se separa el producto por volúmenes de acuerdo a cada una de las especialidades y se atienden la totalidad de observaciones recibidas a la fecha.
2	9.2	Junio de 2018	Se ajustan los asentamientos con la carga presentada en el componente estructural.
3	Todo	Agosto de 2018	Se ajusta el documento con los resultados de los sondeos adicionales.
Final	Todo	Septiembre de 2018	Revisión general de formato para entrega final. Se complementan los riesgos de amenaza por avenidas torrenciales al municipio.

LISTA DE DISTRIBUCIÓN

DEPENDENCIA	No. COPIAS	FECHA DE ENVÍO	OBSERVACIONES
EPC - Interventoría	1	Enero 12 de 20108	Se entrega copia física y magnética.
EPC - Interventoría	1	Abril de 2018	Se entrega copia magnética.
EPC - Interventoría	1	Junio de 2018	Se entrega copia magnética.
EPC - Interventoría	1	Agosto de 2018	Se entrega copia magnética.

TABLA DE CONTENIDO

1. JUSTIFICACIÓN 6

2. INTRODUCCIÓN 7

3. OBJETIVOS Y ALCANCE DEL PROYECTO 8

3.1. OBJETIVO GENERAL 8
3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 8
3.3. ALCANCE 8

4. INFORMACION GENERAL 9

4.1. ÁREA DE ESTUDIO 9
4.2. LOCALIZACIÓN 9
4.2.1. Límites 10

5. DESCRIPCIÓN Y LOCALIZACIÓN DE LAS OBRAS 11

6. ESTUDIO GEOTÉCNICO 14

6.1. ALCANCE 14
6.2. METODOLOGÍA GENERAL 14
6.3. NORMATIVIDAD 14
6.4. FUENTES DE INFORMACIÓN SECUNDARIA 15

7. MARCO GEOLOGICO 16

7.1. ESTRATIGRAFÍA 17
7.2. AMENAZA POR REMOCIÓN EN MASA Y AVENIDAS TORRENCIALES 18

8. INVESTIGACIONES DEL SUBSUELO 23

8.1. TRABAJOS DE CAMPO 23
8.2. ENSAYOS DE LABORATORIO 23
8.3. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO 24
8.3.1. Sondeo No. 1 24
8.3.2. Sondeo No. 2 25
8.3.3. Sondeo No. 3 27
8.4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS 28
8.5. NIVEL FREÁTICO 30

9. ANÁLISIS GEOTÉCNICO 31

9.1. CAPACIDAD PORTANTE Y DEFORMACIÓN 31
9.2. ASENTAMIENTOS 33
9.3. ASPECTOS DE EMPUJE DE TIERRAS 34
9.4. MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE 34
9.5. PARÁMETROS PARA ANÁLISIS SEUDOESTÁTICO 34
9.6. POTENCIAL DE LICUACIÓN 36
9.7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LADERA 37

8.3.4. Factores de Seguridad Admisibles 37
8.3.5. Análisis de Estabilidad Condiciones Actuales 38
8.3.6. Análisis de Estabilidad con obras 38

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 40

11. LIMITACIONES DEL ESTUDIO 41

12. INFORMACIÓN DE REFERENCIA 42

13. LISTADO DE ANEXOS 43

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 4-1. LÍMITES DEL MUNICIPIO. 10
TABLA 8.1. RESUMEN DE ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN FÍSICA Y GEOMECÁNICA 24
TABLA 8.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO. 30
TABLA 9.1. TIPO DE PERFIL DE SUELO - NSR-10. 36
TABLA 9.2. FACTORES DE SEGURIDAD BÁSICOS MÍNIMOS DIRECTOS 37
TABLA 9.3. RESUMEN DE LOS RESULTADOS MODELACIÓN – CONSTRUCCIÓN TANQUE. 39

INDÍCE DE FIGURAS

FIGURA 4-1. LOCALIZACIÓN EN EL DEPARTAMENTO. 10
FIGURA 5-1 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO. 11
FIGURA 5-2. PLANTA DEL TANQUE PROPUESTO. 12
FIGURA 5-3. PERFIL DEL TANQUE PROPUESTO – CORTE A – A'. 12
FIGURA 5-4. PERFIL DEL TANQUE PROPUESTO – CORTE B – B'. 13
FIGURA 7-1. GEOLOGÍA REGIONAL 16
FIGURA 7-2. MAPA URBANO 09. AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA SUELO NO SATURADO SIN SISMO, MUNICIPIO DE ANOLAIMA. 19
FIGURA 7-3. MAPA URBANO 17. AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA SUELO NO SATURADO CON SISMO, MUNICIPIO DE ANOLAIMA. 20
FIGURA 7-4. MAPA URBANO 25. AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA SUELO SATURADO SIN SISMO, MUNICIPIO DE ANOLAIMA. 20
FIGURA 7-5. MAPA URBANO 25. AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA SUELO SATURADO CON SISMO, MUNICIPIO DE ANOLAIMA. 21
FIGURA 7-6. MAPA URBANO 01. AMENAZA POR AVENIDAS TORRENCIALES, MUNICIPIO DE ANOLAIMA. 21
FIGURA 7-7. MAPA URBANO DE AMENAZA Y RIESGO MUNICIPIO DE ANOLAIMA. EOT 2001. 22
FIGURA 8-1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO 1 25
FIGURA 8-2. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO 2 26
FIGURA 8-3. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO 3 28
FIGURA 8-4. PARÁMETROS DE RESISTENCIA VS PROFUNDIDAD 29
FIGURA 9-1. CIMENTACIÓN SUPERFICIAL SOBRE LA PARTE SUPERIOR DE UN TALUD. 31
FIGURA 9-2. FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA ($N\gamma q$). 32
FIGURA 9-3. FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA (Ncq). 33
FIGURA 9-4. MODELACIÓN DE LOS ASENTAMIENTOS. 34
FIGURA 9-5. AMENAZA SÍSMICA NSR 10 EN FUNCIÓN DE AA Y AV. 35
FIGURA 9-6. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS UTILIZADOS EN EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD. 37
FIGURA 9-7. CONDICIÓN ESTÁTICA SATURADA. 38
FIGURA 9-8. CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICO SATURADO (AH=0.12 G). 38
FIGURA 9-9. CONDICIÓN ESTÁTICA SATURADA – TANQUE. 39
FIGURA 9-10. CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA SATURADA – TANQUE 39

1. JUSTIFICACIÓN

En el producto 1 del presente contrato de consultoría, se realizó una evaluación y diagnóstico del sistema de acueducto para el casco urbano del municipio de Anolaima, obteniéndose lo siguiente: actualmente tiene una capacidad de almacenamiento de 405 m^3 de agua potable para una población actual en el casco urbano de 3,884 habitantes, en el intervalo de mayor demanda, dicha capacidad no es suficiente para su distribución, por lo cual la calidad del servicio es deficiente, se ve afectada con mayor intensidad en épocas de verano y los fenómenos climatológicos, como es el caso del fenómeno del niño, además, se evidencian bajas presiones con que se suministra el agua a ciertos sectores del casco urbano de acuerdo a los análisis, en horas de poca demanda el volumen existente es suficiente para atender la población del casco urbano actual; no obstante, en épocas de fiesta donde llega un número considerable de población flotante hay un déficit de almacenamiento, razón por la cual se requiere un nuevo tanque prontamente que supla las necesidades actuales del municipio y atienda el crecimiento del mismo.

Teniendo en consideración el aumento progresivo de la población, se espera al año 2043 una población urbana cercana a los 12,620 habitantes, para lo cual será necesario un nuevo tanque de almacenamiento con un volumen cercano a los 550 m^3. Adicionalmente, una vez realizado el análisis del estudio geotécnico se determinó que las características del suelo no son muy buenas y adicionalmente el terreno tiene una topografía empinada que dificulta las labores constructivas y de cimentación; por lo anterior, se recomienda que el tanque se construya enterrado para evitar construir grandes pilotes de cimentación que encarezcan las obras y que la construcción del mismo se realice en una única etapa para evitar la desestabilización del terreno con las diferentes fases constructivas.

Por lo anterior, fue necesario entonces encontrar la mejor opción que mantenga la mayor reserva de agua posible para la población actual como para la población futura proyectada, debido a que este es un elemento fundamental en el suministro y aprovechamiento de agua potable, cuyo fin es el bienestar y mejoramiento de la calidad de vida de la población del municipio de Anolaima; a partir de lo anterior, se elaboró el Producto No. 1 “Diagnóstico, análisis y selección de alternativas”, donde se desarrolló como su nombre lo indica, el correspondiente análisis de alternativas y se seleccionó la alternativa más viable.

Dentro del presente informe, se desarrolla los diseños geotécnicos de la alternativa seleccionada.

2. INTRODUCCIÓN

La Administración Municipal del municipio de Anolaima gestionó a través de los recursos del programa "Agua para la Prosperidad – Plan Departamental de Agua de Cundinamarca" el direccionamiento de recursos tendientes a la ejecución de proyectos que estimulen y fortalezcan el desarrollo de la población de Anolaima para elevar su calidad de vida. De acuerdo con lo anterior, Empresas Publicas de Cundinamarca ESP S.A. aprobó un presupuesto para la elaboración de los "ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE ANOLAIMA, CUNDINAMARCA"; proceso que fue abierto el día 6 de abril de 2016 mediante la resolución 268 bajo la modalidad de Concurso de Méritos Abierto No. CM-PDA-005-2017 y adjudicado el día 8 de mayo de 2017 a H2O-CONSULTING SAS. El día 5 de julio de 2017 se llevó a cabo la firma del contrato no. EPC-PDA-C-253 y posteriormente, el día 30 de octubre de 2017, se realizó la firma del Acta de Inicio del mismo.

Dentro de las actividades que comprenden el contrato en curso, se enumeran:

- Producto 1 – Diagnóstico, Análisis y Selección de Alternativas.
- Producto 2 – Estudios y Diseños de Detalle.
- Presentación del proyecto ante el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (MVCT) y/o entidad competente; así como la obtención del concepto de proyecto viable emitido por la entidad competente.

Una vez ejecutado el diagnóstico y análisis de los sistemas existentes de acueducto en la zona urbana del Municipio de Anolaima, se elaboró el correspondiente análisis de alternativas, seleccionada la alternativa más viable para el sistema de almacenamiento; se determinó como OBRA PRIORITARIA LA CONSTRUCCIÓN DE UN TANQUE NUEVO DE ALMACENAMIENTO DE 777 m^3 DE CAPACIDAD, EN CONCRETO REFORZADO, CON SUS CORRESPONDIENTES ELEMENTOS HIDRÁULICOS, de acuerdo a criterios geotécnicos, estructurales, hidráulicos, económicos, ambientales y sociales, todo enmarcado dentro de la ejecución del Contrato de Consultoría No. EPC-PDA-C-253.

Para dar alcance a lo anterior, dentro del producto No. 2 de la consultoría se desarrollan los ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE, para el casco urbano del municipio de Anolaima, Cundinamarca. Es importante mencionar que el presente informe se presenta el VOLUMEN II – DISEÑOS GEOTÉCNICOS del producto en cuestión, el cual se divide en los siguientes tomos:

VOLUMEN I	DISEÑOS HIDRÁULICOS
VOLUMEN II	DISEÑOS ESTRUCTURALES
VOLUMEN III	DISEÑOS GEOTÉCNICOS
VOLUMEN IV	ESTUDIO PREDIAL
VOLUMEN V	ESTUDIO AMBIENTAL
VOLUMEN VI	DESARROLLO DE INFRAESTRUCTURAS POR ETAPAS
VOLUMEN VII	MANUAL DE OPERACIONES Y MANTENIMIENTO

3. OBJETIVOS Y ALCANCE DEL PROYECTO

3.1. OBJETIVO GENERAL

Elaborar los "ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE ANOLAIMA, CUNDINAMARCA"

3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recopilar y analizar la información existente del área de estudio y el sistema de distribución de agua potable actual.
- Diagnosticar el sistema de abastecimiento actual y determinar los requerimientos del tanque de almacenamiento que proporcionen un funcionamiento óptimo del mismo.
- Presentar diferentes alternativas de diseño del tanque de almacenamiento de agua potable para el casco urbano del municipio de Anolaima, Cundinamarca.
- Seleccionar la alternativa óptima para tanque de almacenamiento de agua potable para el casco urbano del municipio de Anolaima, Cundinamarca
- Elaborar los diseños de detalle para la construcción del tanque de almacenamiento de agua potable para el casco urbano del municipio de Anolaima, Cundinamarca
- Presentar el proyecto ante el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (MVCT) y/o entidad competente.
- Obtener del concepto de proyecto viable emitido por la entidad competente.

3.3. ALCANCE

El presente documento, así como los demás productos de esta consultoría, fueron ejecutados en conformidad con lo señalado en el ANEXO 1 – "Especificaciones técnicas y alcance de la Consultoría" del contrato de consultoría y lo señalado en el documento especificaciones técnicas que fue publicado en proceso de selección y que hace parte integral del mismo. De igual manera se tuvieron en cuenta las adendas a estos documentos y lo pactado en actas de reunión con la supervisión del contrato, así como lo consignado en el plan de trabajo de la Consultoría aprobado por la Interventoría.

4. INFORMACION GENERAL

En el Producto No. 1 “Diagnóstico, análisis y selección de alternativas” se realizó, como su nombre lo indica, la recopilación de la información existente de estudios y diseños realizados previamente en el área de estudio. Dicha información fue revisada, digitalizada en caso de ser necesario y organizada de forma tal que fuese de fácil identificación la información aplicable a esta consultoría. A continuación, se realiza un breve resumen de los hallazgos realizados para el municipio de Anolaima.

4.1. ÁREA DE ESTUDIO

El municipio de Anolaima posee una extensión de 118.837 Km^2, de los cuales 0.87 Km^2 representan el área urbana del mismo y 1.19 Km^2 el área rural. A su vez, el sector urbano está compuesto por la cabecera municipal que representa el 91,5% y el suelo de expansión urbana que representa el 8,5%; en el caso del suelo en el sector rural, la distribución es la siguiente: Sector rural (99,57%), Centro poblado rural La Florida (0,36%), Centro poblado rural Reventones (0,03%), Centro poblado rural Corralejas (0,03%) y Centro poblado rural Boquerón de Ilό (0,003%). Este municipio se encuentra a 1.668 m.s.n.m. y su temperatura media se registra en 20°C.

4.2. LOCALIZACIÓN

El municipio de Anolaima, está localizado al occidente del departamento de Cundinamarca, a 71 km de Bogotá, está ubicado en el pie de monte de uno de los brazos de la Cordillera Oriental, denominado Cruz Verde.

Pertenece a la Provincia del Tequendama, su cabecera está situada a los 4°45´48” de latitud norte y 74°27´53” de longitud oeste de Greenwich.

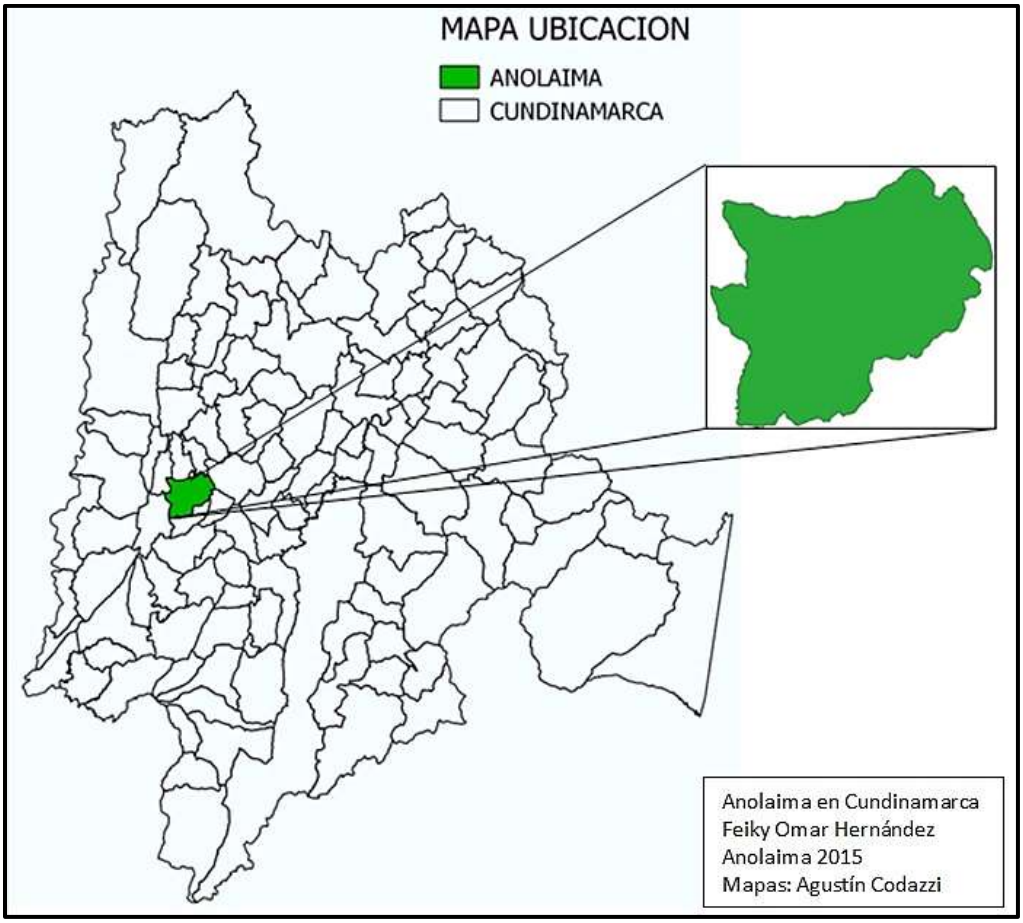


FIGURA 4-1. LOCALIZACIÓN EN EL DEPARTAMENTO.
*Fuente: Página del municipio

4.2.1. Límites

Conformado por 32 veredas y 4 centros poblados, el municipio de Anolaima posee los siguientes límites:

TABLA 4-1. LÍMITES DEL MUNICIPIO.

LIMITES	MUNICIPIO LIMITE
Norte	Guayabal de Síquima y Albán
Sur	Facatativá y Zipacón
Oriente	Cachipay
Occidente	Quipile, Bituima

5. DESCRIPCIÓN Y LOCALIZACIÓN DE LAS OBRAS

El sitio de proyecto se localiza al oriente del casco urbano del municipio del Anolaima, Cundinamarca. En la Figura 5-1 se presenta la localización:



FIGURA 5-1 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.
*Fuente: Imagen Satelital Google Earth (2017).

El proyecto comprende el diseño de un tanque de almacenamiento de agua potable de dimensiones aproximadas de 11,1 x 20,9 x 3,4 m Inicialmente se proyecta un tanque en concreto reforzado apoyado sobre una losa de concreto. A continuación, se presentan la planta y secciones del tanque:

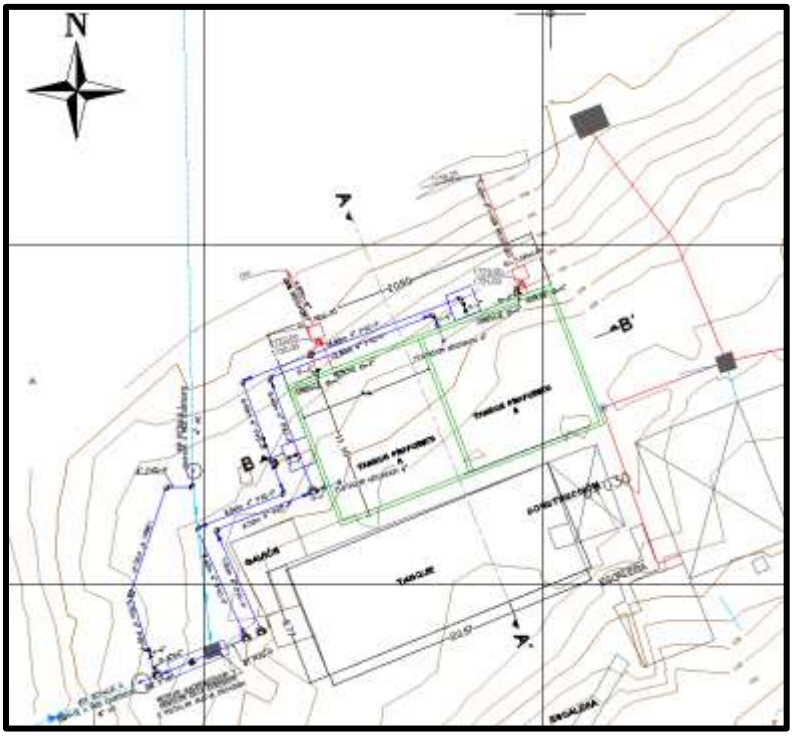


FIGURA 5-2. PLANTA DEL TANQUE PROPUESTO.



FIGURA 5-3. PERFIL DEL TANQUE PROPUESTO – CORTE A – A'.

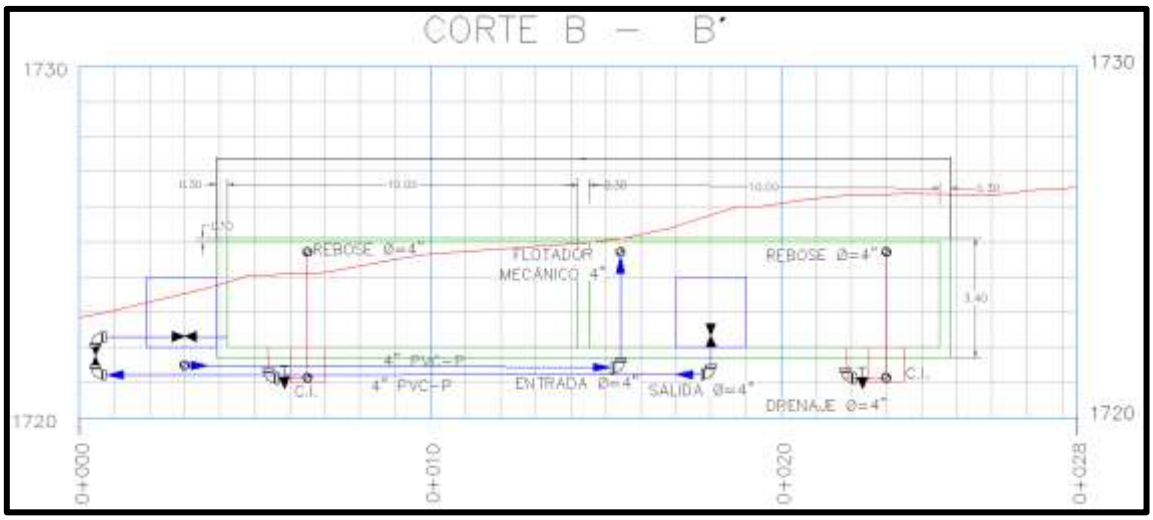


FIGURA 5-4. PERFIL DEL TANQUE PROPUESTO – CORTE B – B'.

6. ESTUDIO GEOTÉCNICO

El presente informe contiene las investigaciones geotécnicas realizadas en el desarrollo del proyecto del Tanque de Almacenamiento de Anolaima, con el fin de establecer la caracterización geotécnica de la zona y determinar las recomendaciones de cimentación en cuanto a condiciones de capacidad de soporte, nivel de cimentación, estabilidad de las excavaciones y demás recomendaciones constructivas de tipo geotécnico que sean pertinentes.

En el desarrollo de este informe, se presentan las características geotécnicas generales de la zona del proyecto, los resultados y análisis de resultados de la investigación del subsuelo, incluyendo trabajos de campo y ensayos de laboratorio, la determinación de parámetros geotécnicos para el diseño de las fundaciones de las estructuras.

6.1. ALCANCE

El alcance del estudio comprende el análisis de la información existente, la investigación del subsuelo, la caracterización geotécnica y los análisis de ingeniería para determinar de la capacidad de soporte y compresibilidad del suelo de fundación para la cimentación de las nuevas estructuras.

6.2. METODOLOGÍA GENERAL

Los estudios geotécnicos se desarrollaron de acuerdo con la siguiente metodología:

- Recopilación y análisis de la información existente (se refiere a cualquier tipo de información geotécnica y/o otros estudios útiles para el proyecto en caso de que lo hubiere; sin embargo, en este caso no se encontró información de referencia).
- Reconocimiento detallado del sitio del proyecto.
- Investigación de campo, mediante la ejecución de sondeos manuales y ensayos in situ y laboratorio.
- Procesamiento y análisis de la información geotécnica. Determinación de parámetros.
- Análisis de ingeniería.
- Conclusiones del estudio y recomendaciones generales a seguir para la construcción de las cimentaciones.
- Elaboración del informe Geotécnico con la descripción y resultados de las actividades anteriormente anotadas.

6.3. NORMATIVIDAD

- ASTM D4318, Standard Test Methods For Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.
- NTC 4630 Procedimientos Para La Determinación De Los Límites De Consistencia.
- Resolución 330 de 2017, por la cual se adopta el Reglamento técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS. Capítulo 1, Artículo 10 y Capítulo 2, Artículos 21 y 22

- Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (NSR-10). Título.

6.4. FUENTES DE INFORMACIÓN SECUNDARIA

Como primera actividad dentro del desarrollo del proyecto se recopiló y analizó toda la información aplicable al proyecto en lo relacionado con aspectos de geología y/o geotecnia. Las fuentes de información básica corresponden a lo consultado en la normativa vigente de construcción sismo resistente, y a los documentos suministrados por la Alcaldía municipal de Anolaima, los cuales contienen los Estudios previos, Anexos del Pliego de condiciones del presente contrato y demás términos de referencia pertinentes al proyecto a realizar. A continuación, se presenta el listado de los documentos consultados y analizados:

- Municipio de Anolaima. Acuerdo Nº 005 de 2016. “Por medio del cual se adopta el Plan de Desarrollo del municipio de Anolaima Cundinamarca 2016-2019- por una Anolaima productiva, turística y de valores”.
- Optimización de redes de acueducto casco urbano municipio de Anolaima. Contrato de consultoría Nº 0.28-2011. Ing. Jesús Jiménez Lozano.
- Zonas de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño. Reglamento colombiano de construcción sismo resistente. Título A – Requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente. 2010
- Mapas de amenaza por fenómenos de remoción en masa y avenidas torrenciales. Municipio de Anolaima – Cabecera municipal. Secretaría de Planeación. Gobernación de Cundinamarca. 2015.
- Plan Maestro de Acueducto, municipio de Anolaima – Cundinamarca. Geología para ingeniería. J. M. Naranjo P. Informe final. Alcaldía municipal de Anolaima. 2007.
- Estudio de suelos y cimentaciones. Planta de tratamiento y desarenador. Ing. Fernando nieto. Municipio de Anolaima. 2007.

7. MARCO GEOLOGICO

La zona de estudio está localizada sobre depósitos fluvio-glaciares redondeados de las formaciones Simijaca, Capotes y Conejo, del periodo Cretácico, pertenecientes al grupo Villeta. Los suelos de la formación Simijaca están compuestos de arcillolitas y ludolitas negra a gris oscuro con esporádicas intercalaciones de arenita de cuarzo, de grano fino. Por otra parte, los suelos de la formación Conejo, se componen de una sucesión de arcillolita y lodolita, algo calcárea, gris con esporádicas capas medias de limolita, arenita de cuarzo de grano fino y caliza biomicrítica. (Véase la Figura 7-1)

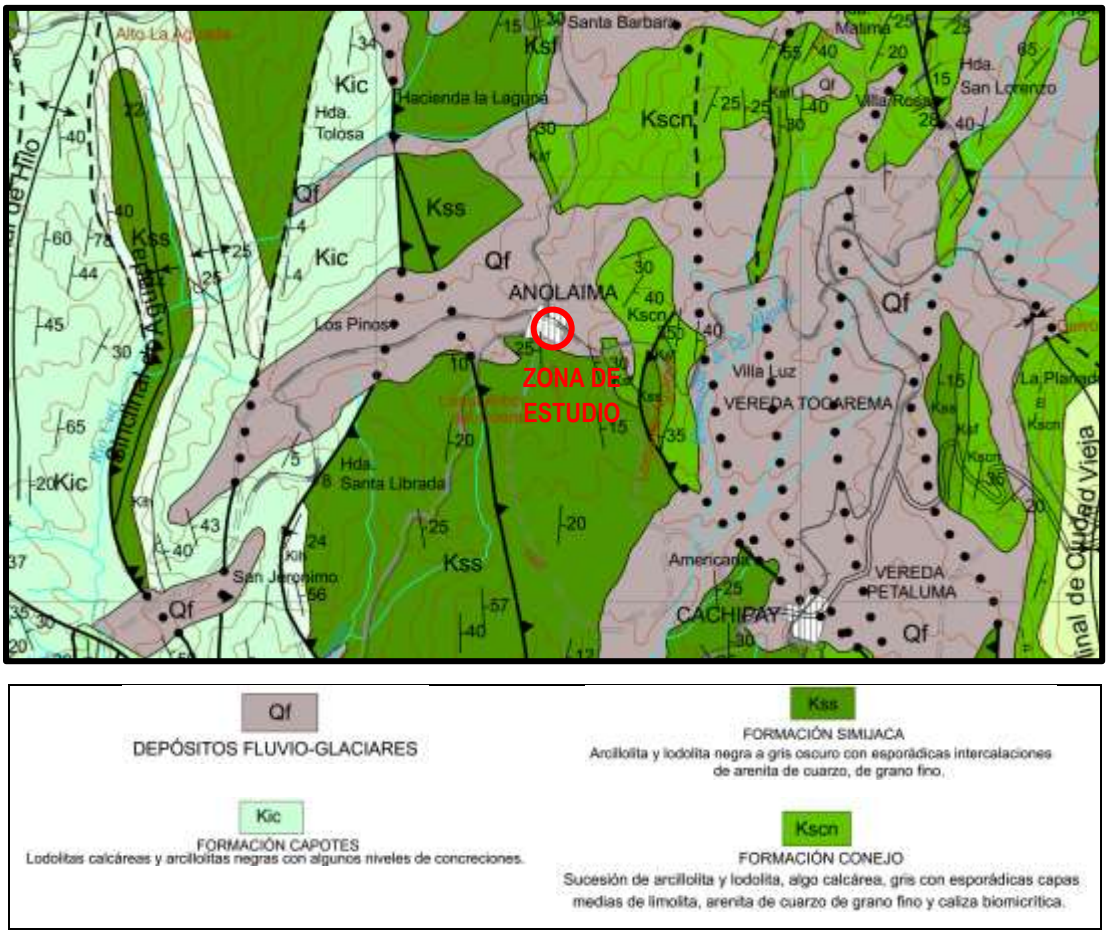


FIGURA 7-1. GEOLOGÍA REGIONAL
*Fuente: Plancha 227 La Mesa. INGEOMINAS. 1998.

Para la descripción de la geología local del sitio de estudio, se tomó como referencia la contenida en el Informe final de geología para ingeniería del Plan Maestro de Acueducto del municipio de Anolaima.[1]

[1] Plan Maestro de Acueducto, Municipio de Anolaima – Cundinamarca. Geología para ingeniería. J. M. Naranjo P. informe final. Alcaldía municipal de Anolaima. 2007.

En el área del proyecto se presentan rocas sedimentarias del Cretáceo cubiertas parcialmente por depósitos recientes principalmente de tipo coluvial y fluvioglacial.

7.1. ESTRATIGRAFÍA

a) Cuaternario

Al Cuaternario pertenecen los niveles de suelo orgánico y los depósitos no consolidados (coluviales y fluvioglaciales).

b) Horizonte de Suelo Orgánico (Qog)

Desde superficie es el primer nivel estratigráfico y está compuesto por arcilla y limo de color gris claro a oscuro con presencia de raíces y fisurado superficialmente; tiene un espesor aproximado de 80 cm y presenta buena continuidad en las dos laderas que componen las vertientes.

c) *Depósitos Fluvioglaciales (Qfg)*

Estos depósitos se encuentran cubriendo rocas de arenisca y lutita y están compuestos por bloques angulosos de arenisca de diámetro medio de 2 m en una matriz arcillolimosa de color amarillo y gris de alta consistencia. El tamaño de los bloques y el espesor de estos depósitos indican una relativa alta torrencialidad de los antiguos cauces que forman los valles. Este tipo de depósitos se observan en la zona de captación del acueducto. (Ver Fotografía 7.1)



FOTOGRAFÍA 7.1. DEPÓSITOS FLUVIOGLACIALES AFLORANDO EN UNA AMPLIA ZONA CERCANA A LA ESTRUCTURA DE BOCATOMA.
*Fuente: El consultor.

d) Depósitos coluviales (Qco)

Están conformados por materiales producto del fracturamiento de las rocas y degradación de las laderas, de composición heterogénea. La mayor parte de estos depósitos se componen de fragmentos angulares y heterométricos de areniscas, englobados en una matriz limo arcillosa; en una proporción del orden de 40% de

matriz por 60% de arenisca. Estos depósitos, aunque no prevalecen en el sector, se observan en inmediaciones de la nueva planta de tratamiento. (Ver Fotografía 7.2)



FOTOGRAFÍA 7.2. DEPÓSITOS COLUVIALES EN CERCANÍA A LA ZONA DE IMPLANTACIÓN DE LA NUEVA PLANTA DE TRATAMIENTO. NÓTESE LA BAJA PENDIENTE Y COBERTURA DE PASTOS.
*Fuente: El consultor.

e) Nivel de Roca (R)

Corresponde a niveles de roca del Grupo Villeta. Se compone de arcillolita, areniscas y lutitas de color habano y gris de media a alta consistencia de espesor medio de 5 metros. Su continuidad en profundidad y lateral es notoria en la zona de estudio, siendo este un buen nivel de desplante para la cimentación de las estructuras de mayor importancia como lo es la planta de tratamiento.

7.2. AMENAZA POR REMOCIÓN EN MASA Y AVENIDAS TORRENCIALES

De acuerdo con los estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo del municipio de Anolaima[2], se establece el nivel de amenaza por remoción en masa de la zona de intervención para las diferentes condiciones de análisis del suelo, a saber:

- Suelo no saturado sin sismo
- Suelo saturado sin sismo
- Suelo no saturado con sismo
- Suelo saturado con sismo

De acuerdo con lo anterior la zona de estudio se localiza en una zona amenaza baja por fenómenos de remoción en masa en condición de suelo no saturado y sin sismo (Ver Figura 7-2), sin embargo presenta amenaza de alta a muy alta para condiciones de sismo y saturación del suelo (Ver Figura 7-3, Figura 7-4 y Figura 7-5). **Así mismo, el sitio de intervención se encuentra ubicado en una zona que no presenta amenaza por avenidas torrenciales (Ver Figura 7-6).**

[2] Mapas de amenaza por fenómeno de remoción en masa y avenidas torrenciales en el municipio de aNolaima. secretaria de planeación, secretaría de planeación, Gobernación de Cundinamarca. 2015.

A continuación, se muestran los mapas de amenaza por remoción en masa, de acuerdo a las condiciones descritas anteriormente:

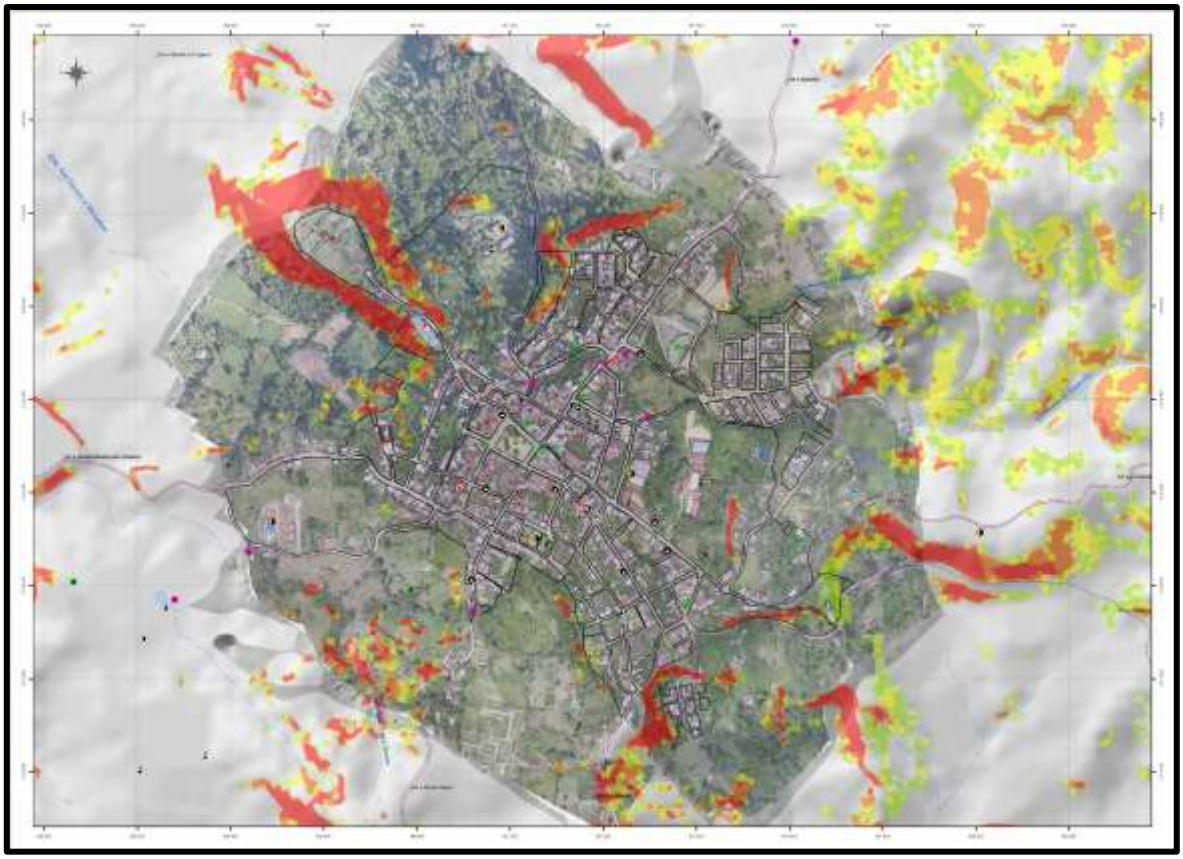


FIGURA 7-2. MAPA URBANO 09. AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA SUELO NO SATURADO SIN SISMO, MUNICIPIO DE ANOLAIMA.
Fuente: Gobernación de Cundinamarca. 2015.

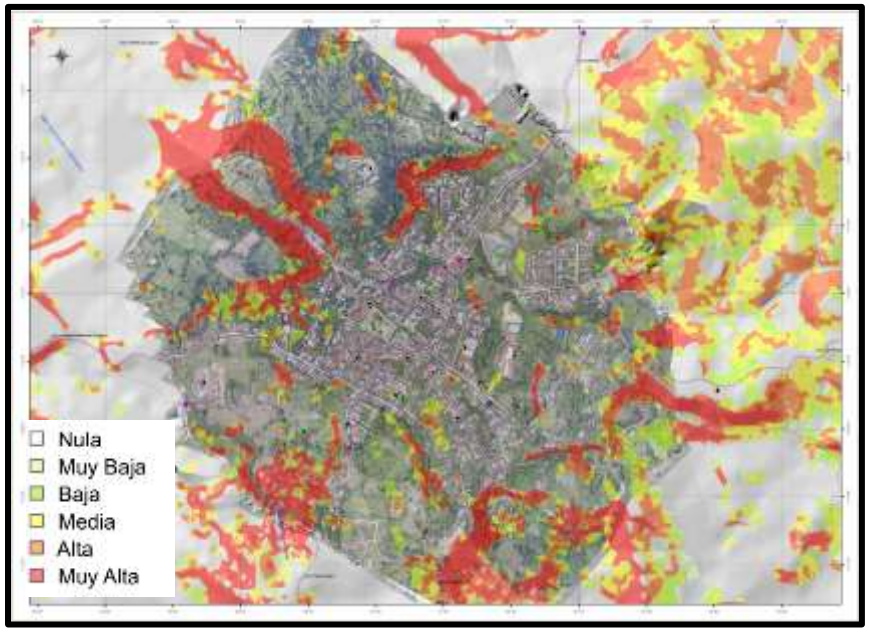


FIGURA 7-3. MAPA URBANO 17. AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA SUELO NO SATURADO CON SISMO, MUNICIPIO DE ANOLAIMA.
Fuente: Gobernación de Cundinamarca. 2015.

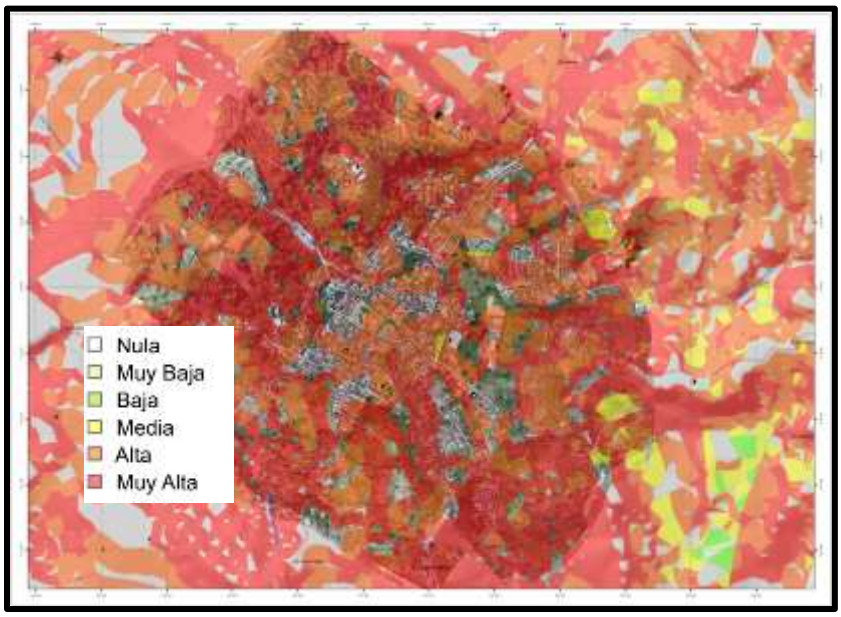


FIGURA 7-4. MAPA URBANO 25. AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA SUELO SATURADO SIN SISMO, MUNICIPIO DE ANOLAIMA.
Fuente: Gobernación de Cundinamarca. 2015.

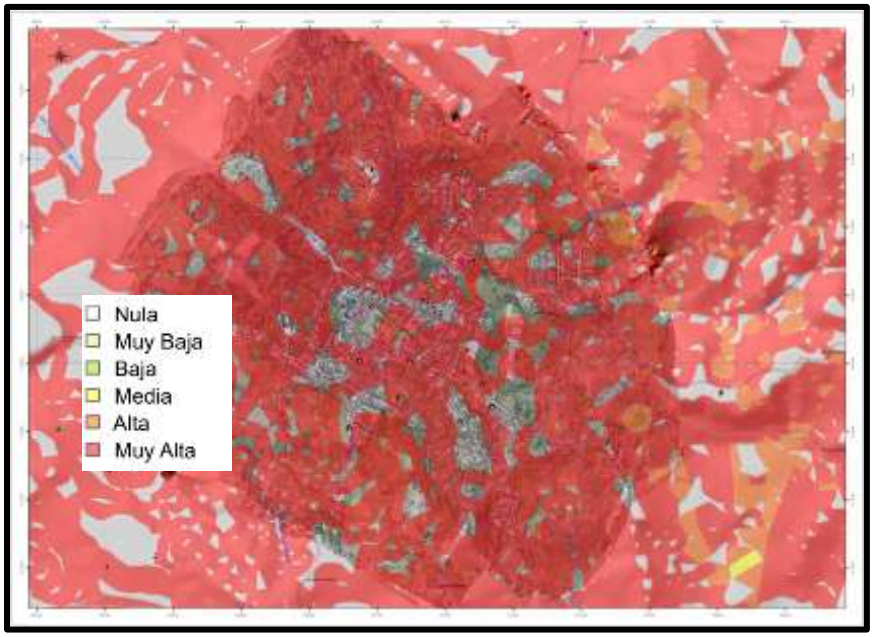


FIGURA 7-5. MAPA URBANO 25. AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA SUELO SATURADO CON SISMO, MUNICIPIO DE ANOLAIMA.
Fuente: Gobernación de Cundinamarca. 2015

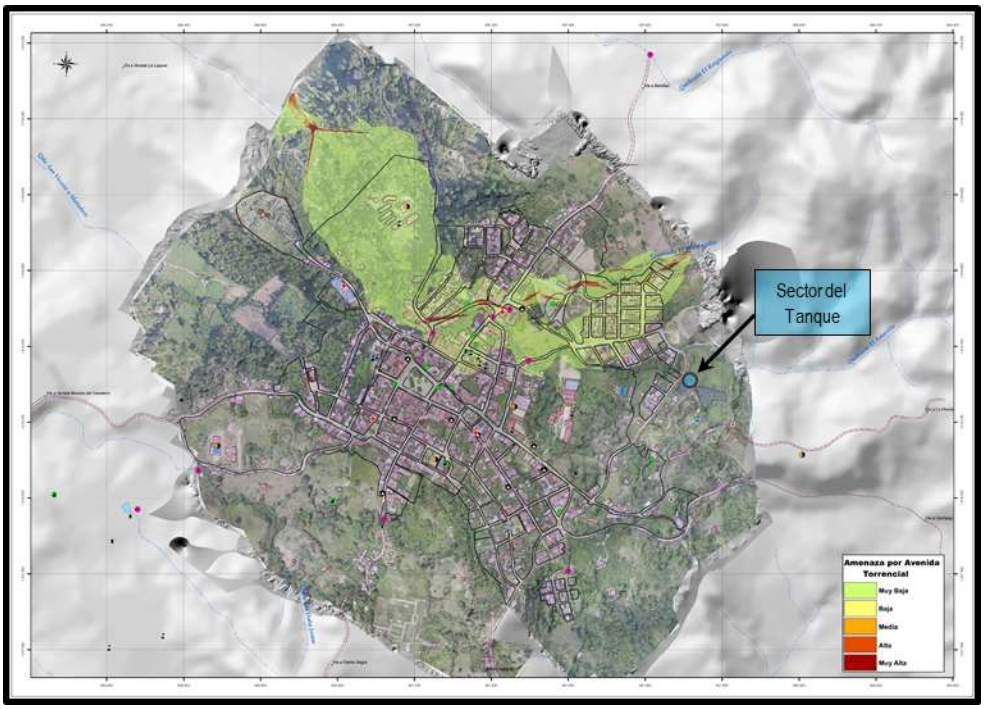


FIGURA 7-6. MAPA URBANO 01. AMENAZA POR AVENIDAS TORRENCIALES, MUNICIPIO DE ANOLAIMA.
Fuente: Gobernación de Cundinamarca. 2015

Por otra parte, en el Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Anoliama, se presenta el Mapa de Amenaza y Riesgos Urbano, con fecha de 2001, en el cual se identifican los sectores correspondientes a "deslizamientos", "hundimientos" y desplazamientos" -Ver Figura 7-7. En la mencionada figura se observa que

los predios en los cuales se proyecta la construcción del tanque, no se presenta ningún tipo de amenaza, establecida en el EOT del municipio.

De igual forma, en el desarrollo de este documento se presentan los análisis de estabilidad correspondientes en los cuales se verifica su viabilidad técnica.

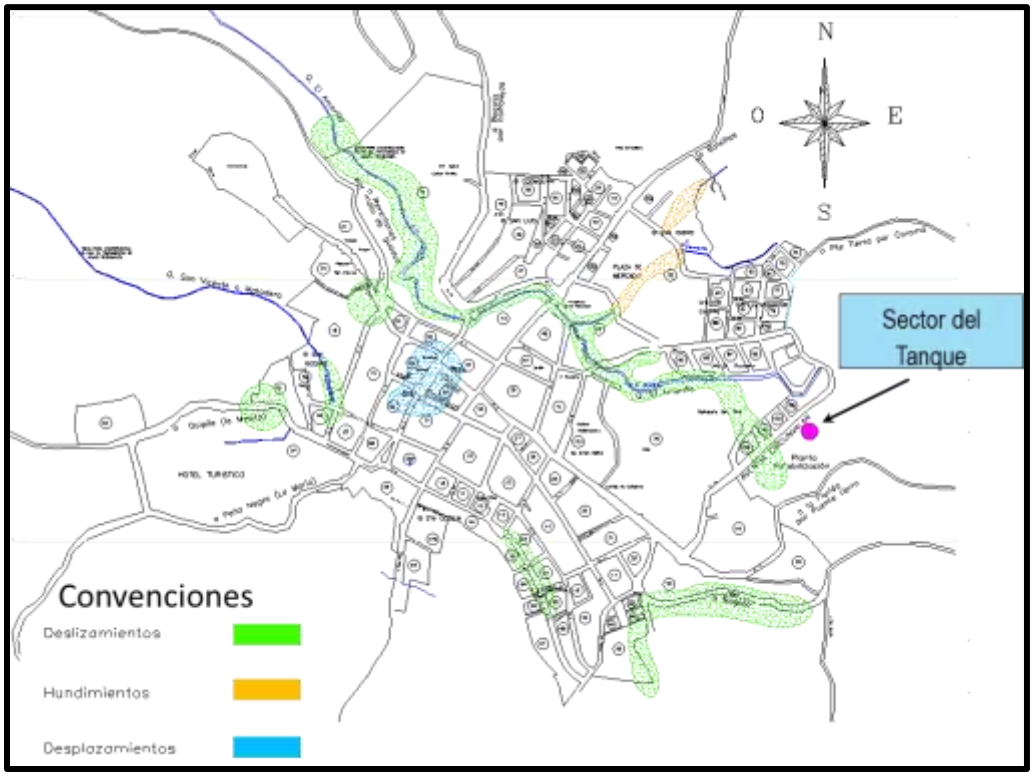


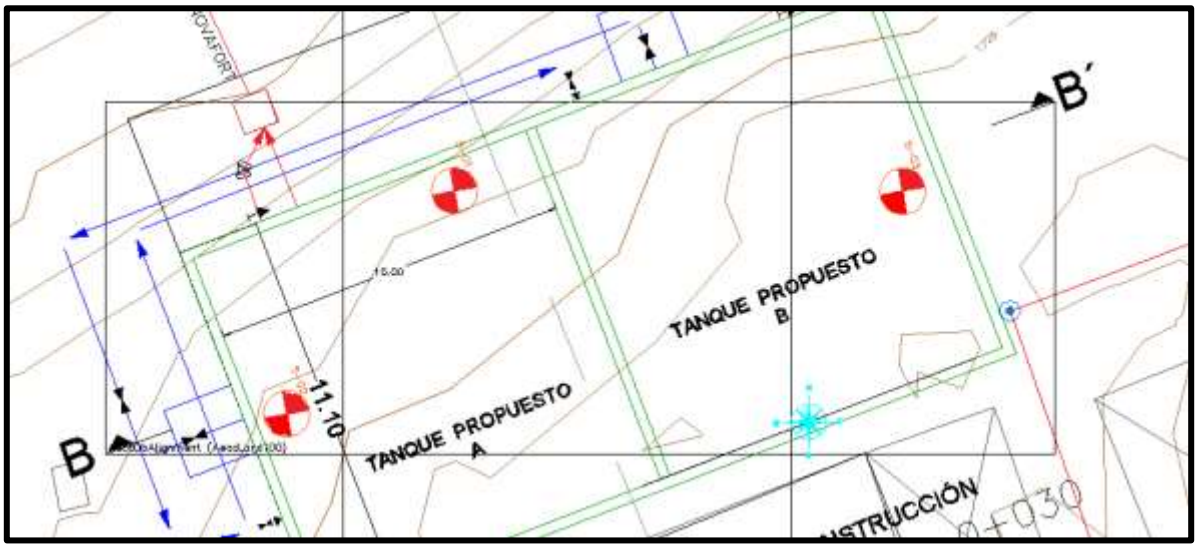
FIGURA 7-7. MAPA URBANO DE AMENAZA Y RIESGO MUNICIPIO DE ANOLAIMA. EOT 2001.

8. INVESTIGACIONES DEL SUBSUELO

Las investigaciones del subsuelo consisten en la determinación de las características físicas y mecánicas de los suelos, mediante la ejecución de exploraciones de campo y ensayos de laboratorio en los sitios escogidos donde se desarrollará el proyecto.

8.1. TRABAJOS DE CAMPO

Con el fin de establecer las características de los suelos de fundación se realizaron tres (3) sondeos con profundidades entre 6,0 m y 10,0 m. La siguiente figura muestra la localización en planta de los sondeos realizados:



FOTOGRAFÍA 8.1. LOCALIZACIÓN DE EXPLORACIÓN.

El sondeo con taladro se realizó con equipo de mecánico efectuando muestreo con tubo Shelby y/o Split-Spoon de acuerdo con el tipo de material encontrado. En cada una de las perforaciones se efectúo el levantamiento del perfil estratigráfico y nivel freático existente. De igual forma se realizaron ensayos in-situ de resistencia mediante la ejecución del ensayo de SPT.

8.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Durante la realización de las exploraciones se tomaron muestras representativas para efectuar ensayos de laboratorio, cuyos resultados sirvieron de base para la caracterización de los suelos. En cada uno de los sondeos se tomaron muestras de cada uno de los suelos típicos encontrados, las cuales se sometieron a ensayos de laboratorio tales como: Humedad natural, Límites de Atterberg y Granulometría y compresión inconfinada. En la tabla 8.1 se presenta un resumen de los ensayos de laboratorio realizados.

TABLA 8.1. RESUMEN DE ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN FÍSICA Y GEOMECÁNICA

ID	Sondeo	Muestra	Profundidad (m)		ω_n	Limites (%)			Granulometria (%)			USCS	Peso unitario húmedo (ton/m^3)	Peso unitario seco (ton/m^3)	Resistencia a la compresión inconfinada (ton/m^2)
			Inicio	Fin	%	LL	LP	IP	Gravas	Arenas	Finos				
1	PT-1	1	0.00	0.50	78%										
2	PT-1	2	0.50	10.00	79%										
3	PT-1	3	1.00	1.50	87%				1%	63%	37%	SM			
4	PT-1	4	1.50	2.00	78%				2%	54%	44%	SM			
5	PT-1	5	2.00	2.50									0.96		10.4
6	PT-1	6	2.50	3.00	89%				0%	57%	44%	SM			
7	PT-1	7	3.00	3.50	80%										
8	PT-1	8	3.50	4.00	88%										
9	PT-1	9	4.00	4.50	115%										
10	PT-1	10	4.50	5.00	33%										
11	PT-1	11	5.00	6.00									0.88		11.3
12	PT-1	12	6.50	8.00	33%										
13	PT-1	14	9.50	10.00	31%										
14	PT-2	2	0.80	1.00	32%	43.18	29.77	13.41				ML			
15	PT-2	3	1.70	1.90					45	46	10	SM			
16	PT-2	4	2.70	2.90	86%	45.49	45.04	0.45				ML			
17	PT-2	5	3.70	3.90	72%	56.03	53.81	2.22				MH			
18	PT-2	6	4.30	4.50					3	14	82	MH			
19	PT-2	7	5.00	5.20	99%		NP					ML			
20	PT-2	8	5.70	5.90	88%		NP		11	45	44	SM			
21	PT-3	1	0.40	0.60	49%				29	26	46	GM			
22	PT-3	2	1.70	1.90	73%	62.59	59.46	3.13				MH			
23	PT-3	3	2.70	2.90	73%	64.2	63.27	0.93				MH			
24	PT-3	4	3.70	3.90	97%				9	64	27	SM			
25	PT-3	6	5.00	5.20	26%	45.2	36.1	9.1				ML			
26	PT-3	7	5.70	5.90	31%			0							

8.3. PERFIL ESTRATIGRÁFICO PROMEDIO

De acuerdo con las investigaciones del subsuelo y los resultados de los ensayos de laboratorio realizados para cada sitio, se deduce el siguiente perfil estratigráfico promedio con sus correspondientes descripciones, y propiedades físicas y de resistencia. (Ver ANEXO I).

8.3.1. Sondeo No. 1

- De 0.00 m a 1.50 m de profundidad en promedio, se encontró limo amarillo de densidad y consistencia media. El número de golpes obtenido del ensayo SPT fue de 13.
- De 1.50 m a 3.00 m de profundidad en promedio, se encontró limo café y negro. El número de golpes obtenido del ensayo de SPT fue de 23.
- De 3.00 m a 6.50 m de profundidad en promedio, se encontró limo arcilloso de baja plasticidad y consistencia dura. El número de golpes obtenido del ensayo de SPT varía entre 23 y 65. A partir de los 5.00 m de profundidad no fue posible realizar el ensayo de SPT debido a la dureza del suelo.
- De 6.50 m a 8.00 m de profundidad en promedio, se encontró arcillolita altamente meteorizada de consistencia dura. Debido a la dureza del suelo no fue posible realizar SPT.

- De 8.00 m a 10.00 m de profundidad en promedio, se encontró arcillolita de dureza media y consistencia dura. El número de golpes obtenido del ensayo de SPT varía del rechazo a 90.

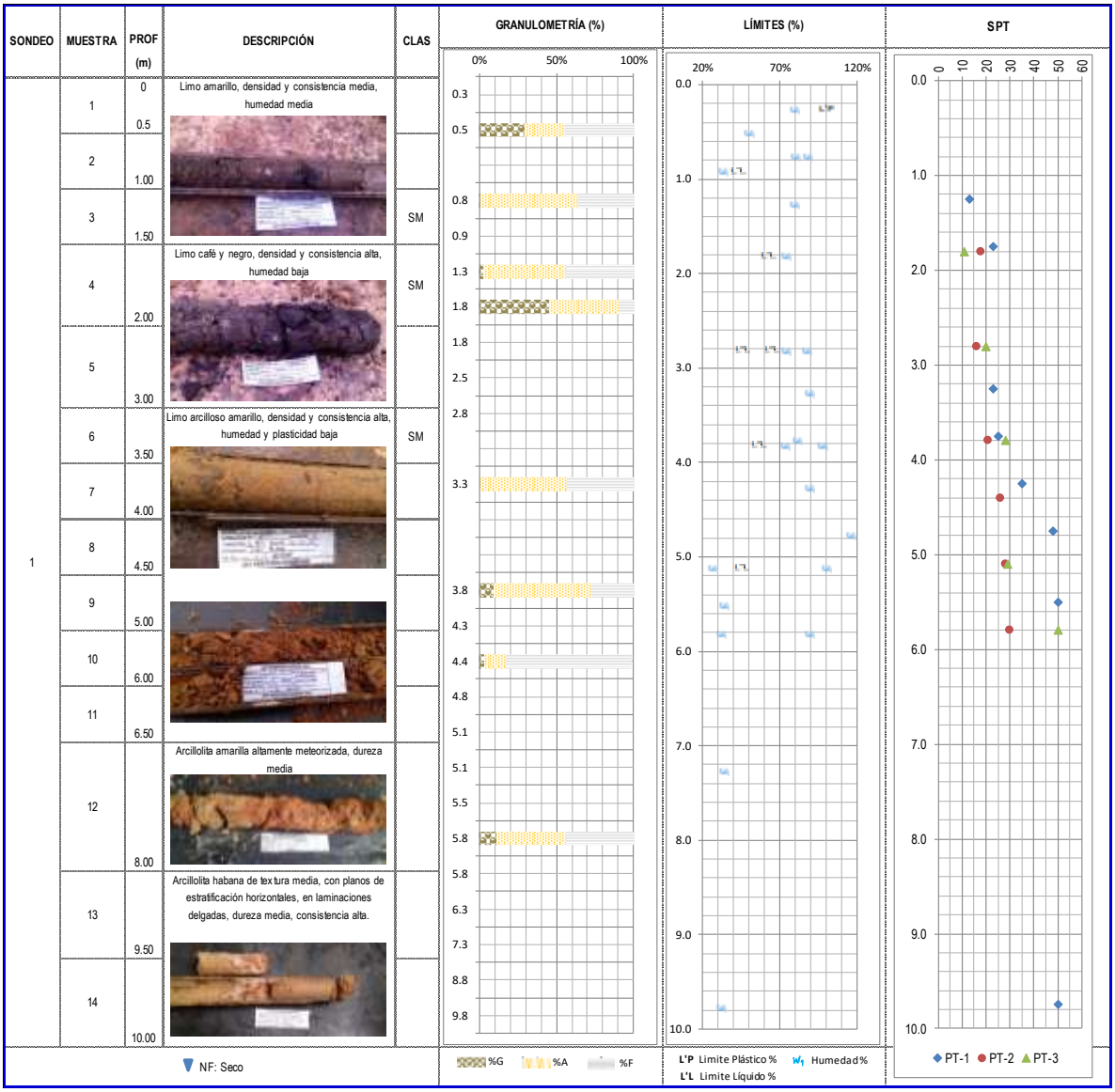


FIGURA 8-1. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO 1

8.3.2. Sondeo No. 2

- De 0.00 m a 4.00 m de profundidad en promedio, se encontró una arena limosa con grava, con presencia de finos de baja plasticidad.
- De 4.00 m 4.50 m de profundidad en promedio, se encontró limo de alta plasticidad con arena.
- De 4.50 m 6.00 m de profundidad en promedio, se encontró arena limosa donde los finos son de baja plasticidad.

Profundidad (m)	Litología	Descripción del suelo	Clasificacion USCS	Muestra alterada	Muestra inalterada	wn (%)	LL (%)	LP (%)	Grava (%)	Arena (%)	Finos(%)	γ_{total} (T/m³)	γ_{seco} (T/m³)	Gravedad Especifica	Qu (kg/cm²)	Cu (kg/cm²)	ϕ (°)	SPT (golpes por 15 cm)	Veleta Inalterada Cu (kg/cm²)	Veleta Alterada Cu
0.0		Capa vegetal																		
0.5		Arena Limosa con Grava donde los finos son de Baja Plasticidad	SM	▒																
1.0				▒		32,3	43,2	29,8												
1.5																		8,0		
2.0				▒					44,9	45,5	9,6							9,0		
2.5																		9,0		
3.0																		6,0		
3.5				▒		86,2	45,5	45										8,0		
4.0																		8,0		
4.5		Limo con Arena de Alta Plasticidad	MH															10,0		
				▒		72,2	56,0	53,8										10,0		
																		11,0		
																		13,0		
				▒					3,2	14,5	82,4							13,0		
																		13,0		

Hoja: 1 De: 2 Para este sondeo — R: Rechazo en el ensayo de SPT — Muestra: Alterada ▒ Inalterada

Profundidad (m)	Litología	Descripción del suelo	Clasificacion USCS	Muestra alterada	Muestra inalterada	wn (%)	LL (%)	LP (%)	Grava (%)	Arena (%)	Finos(%)	γ_{total} (T/m³)	γ_{seco} (T/m³)	Gravedad Especifica	Qu (kg/cm²)	Cu (kg/cm²)	ϕ (°)	SPT (golpes por 15 cm)	Veleta Inalterada Cu (kg/cm²)	Veleta Alterada Cu
4.5		Arena Limosa donde los finos son de Baja Plasticidad	SM															13,0		
5.0				▒		99,1	NL	NP										14,0		
5.5																		14,0		
6.0				▒		88,8	NL	NP	10,9	45,1	44,1							15,0		
																		15,0		

FIGURA 8-2. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO 2

8.3.3. Sondeo No. 3

- De 0.00 m a 1.50 m de profundidad en promedio, se encontró una grava limosa con arena, con presencia de finos de alta plasticidad.
- De 1.50 m 6.00 m de profundidad en promedio, se encontró arena limosa con presencia de finos de alta plasticidad.

Profundidad (m)	Litología	Descripción del suelo	Clasificacion USCS	Muestra alterada	Muestra inalterada	wn (%)	LL (%)	LP (%)	Grava (%)	Arena (%)	Finos(%)	γ_{total} (T/m³)	γ_{seco} (T/m³)	Gravedad Especifica	Qu (kg/cm²)	Cu (kg/cm²)	ϕ (°)	SPT (golpes por 15 cm)	Veleta Inalterada Cu (kg/cm²)	Veleta Alterada Cu
0.0		Capa vegetal																		
0.5		Grava Limosa con Arena donde los Finos son de Alta Plasticidad	GM			49,2			28,6	25,9	45,5									
1.5																		5,0		
2.0		Arena Limosa donde los finos son de Alta Plasticidad				73	62,6	59,5										6,0		
																		5,0		
2.5																		9,0		
3.0							64,2	63,3										10,0		
																		10,0		
3.5			SM															12,0		
4.0						96,6												14,0		
																		14,0		
4.5																				

Hoja: 1 De: 2 Para este sondeo — R: Rechazo en el ensayo de SPT — Muestra: Alterada — Inalterada

Profundidad (m)	Litología	Descripción del suelo	Clasificacion USCS	Muestra alterada	Muestra inalterada	wn (%)	LL (%)	LP (%)	Grava (%)	Arena (%)	Finos(%)	γ_{total} (T/m³)	γ_{seco} (T/m³)	Gravedad Especifica	Qu (kg/cm²)	Cu (kg/cm²)	ϕ (°)	SPT (golpes por 15 cm)	Veleta Inalterada Cu (kg/cm²)	Veleta Alterada Cu
4.5		Arena Limosa donde los finos son de Alta Plasticidad	SM																	
5.0																		12,0		
						25,5	45,2	36,1										13,0		
																		16,0		
5.5																				
																		25,0		
						34,2												25,0		
																		26,0		
6.0																				

FIGURA 8-3. PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO 3

De acuerdo con los ensayos de laboratorio realizados en los sondeos a los materiales tipo suelo se establecen las siguientes propiedades: el porcentaje de finos varía entre 10% y 80%, el porcentaje de arenas entre 15% y 65 % y el porcentaje de gravas varía entre 0 % y 45%. La humedad varía entre 25 % y 115 %.

8.4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Con base en los resultados de los ensayos de laboratorio y la caracterización geotécnica realizada se determinaron los parámetros geotécnicos para los análisis de ingeniería.

En general, los parámetros geotécnicos a utilizar en los análisis de capacidad portante y estabilidad, tales como peso unitario, resistencia al corte y compresibilidad, se determinaron principalmente por correlación a partir de los ensayos de SPT. En el ANEXO II se presentan las memorias de cálculo para la normalización del SPT. En la Figura 8-4 se presenta la variación del número de golpes SPT, ángulo de fricción y módulo de elasticidad con la profundidad.

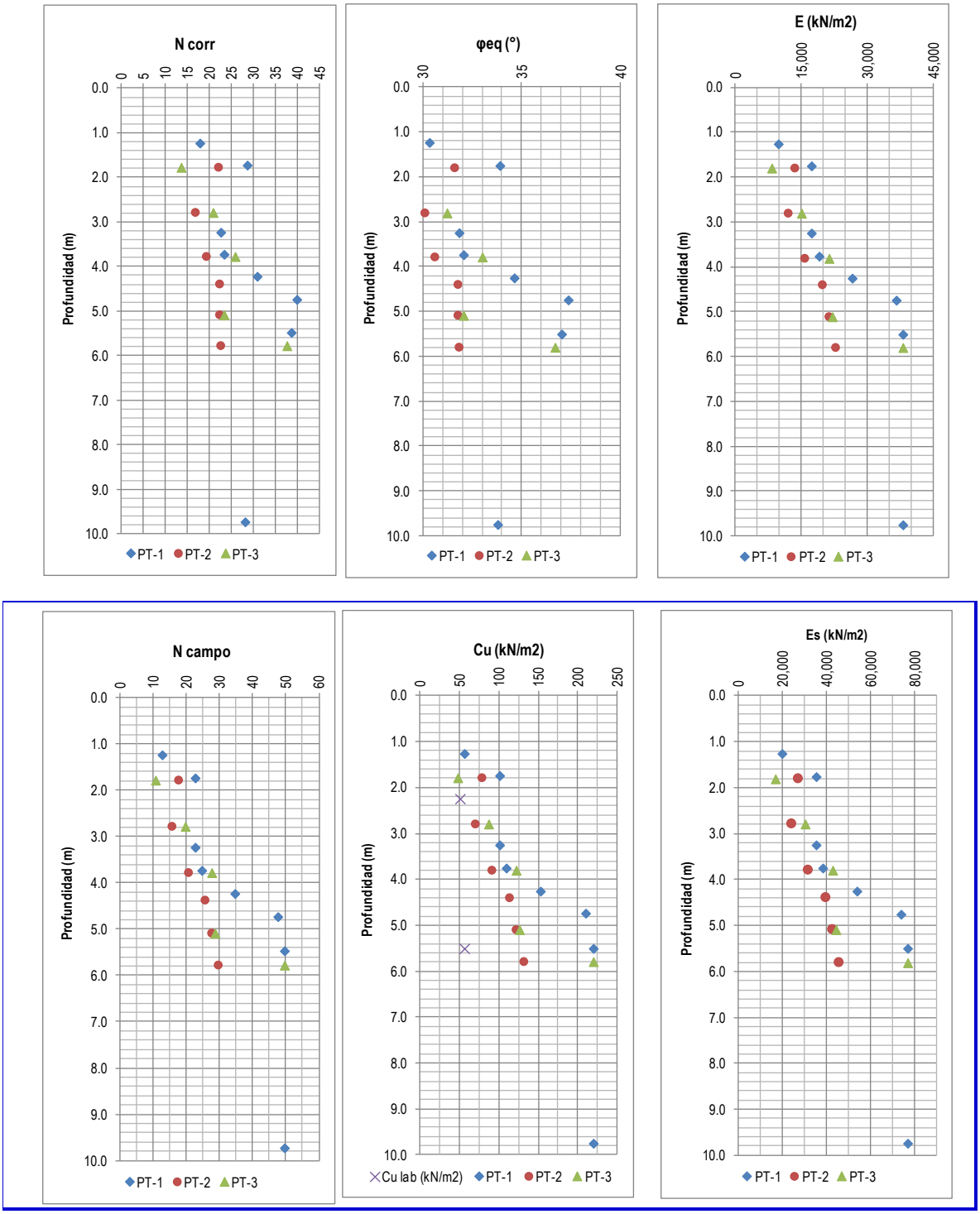


FIGURA 8-4. PARÁMETROS DE RESISTENCIA VS PROFUNDIDAD

De acuerdo con lo anterior, así como los ensayos de laboratorio y valores típicos de referencia encontrados en la literatura técnica relacionada, se adoptaron los siguientes parámetros de resistencia.

TABLA 8.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO.

Material	Angulo De Fricción (ϕ)	Resistencia no drenada (kN/m²)	Peso Unitario (kN/m³)	Módulo Elástico (kN/m²)
Limo arcilloso (0- 4,0 m)	32	0	17	20000
Saprolito de Arcillolita (4,0 -10,0 m)	34	200	18	75000

8.5. NIVEL FREÁTICO

Durante la realización de los sondeos no se encontró el nivel freático en ninguno de los sondeos, sin embargo, para efectos de modelación y adoptando condiciones conservadoras, se adoptó a un nivel freático a 1,0 m de profundidad.

9. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

Las fundaciones se diseñan para soportar la totalidad de las cargas vivas y muertas impuestas a la estructura a niveles de deformación compatibles con los materiales y el sistema estructural establecido, teniendo en cuenta, condiciones especiales de la estructura en aspectos tales como: tipo de cimentación, capacidad de soporte, asentamientos esperados y estabilidad general de los taludes adyacentes.

Del análisis de la información geotécnica, obtenida en las exploraciones de campo y ensayos de laboratorio ejecutados, se presentan a continuación los criterios geotécnicos utilizados para el análisis de la cimentación de la estructura.

9.1. CAPACIDAD PORTANTE Y DEFORMACIÓN

De acuerdo con la investigación del subsuelo realizada en el proyecto, se recomienda cimentar a nivel de la arena limosa de compacidad media a alta encontrada a partir de 2.00 m de profundidad.
De acuerdo con la investigación del subsuelo realizada en el proyecto, se recomienda cimentar a nivel de la arena limosa de compacidad media a alta encontrada a partir de 2.00 m de profundidad.

El análisis de capacidad de carga de cimentaciones superficiales se realizó utilizando la formulación de capacidad de carga de cimentaciones en la parte superior de un talud propuesta por Meyerhof,[3] adoptando un factor de seguridad de 3. Dentro de este contexto, Meyerhof (1957) propuso la siguiente formulación teórica:

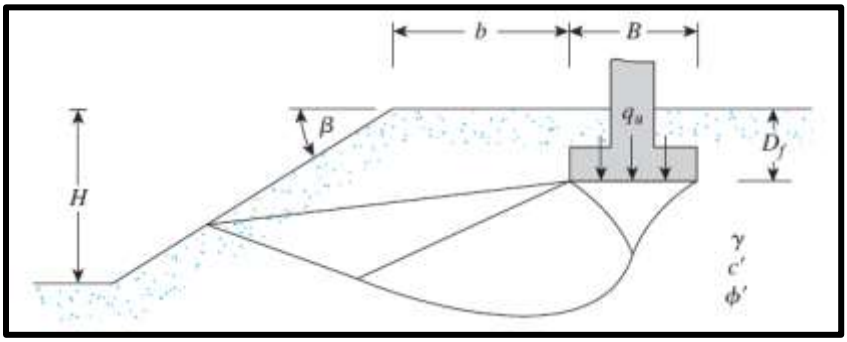


FIGURA 9-1. CIMENTACIÓN SUPERFICIAL SOBRE LA PARTE SUPERIOR DE UN TALUD.

$$q_u = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q}$$

El factor de capacidad de carga ($N_{\gamma q}$) se determina a partir de la Figura 9-2 en función de b/B, D_f/B, el ángulo de fricción de suelo y el ángulo del talud respecto a la horizontal

[3] BRAJA M. DAS. Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. International Thompson. 2001. p. 195

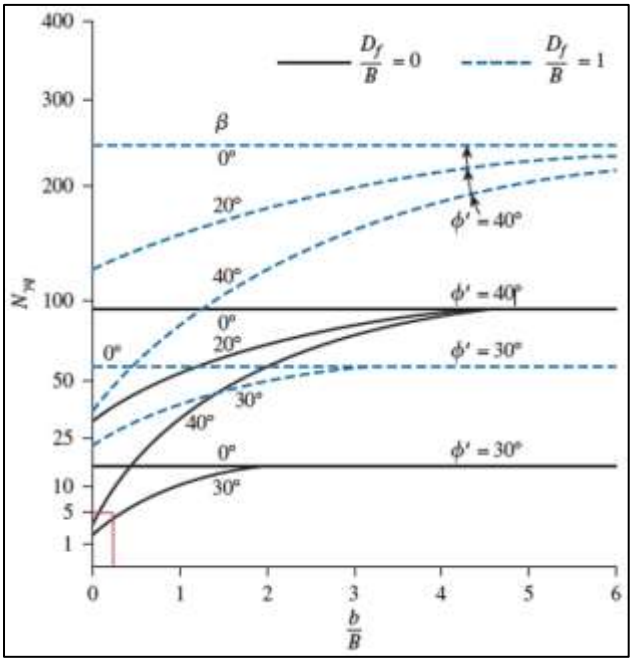


FIGURA 9-2. FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA ($N_{\gamma q}$).

Posteriormente se calcula el número de estabilidad por medio de la siguiente ecuación:

$$N_s = \frac{\gamma H}{c}$$

$$N_s = \frac{17.5 \frac{kN}{m^3} * 3.21}{50 \frac{kN}{m^3}}$$

$$N_s = 1.12$$

Teniendo en cuenta que la B≥H, se utilizan las curvas para el número de estabilidad (N_s) en la gráfica para el cálculo del factor de capacidad de carga (N_{cq}). En este sentido, el factor de capacidad de carga (N_{cq}) se determina a partir de la Figura 9-3, que se encuentra en función de b/B, b/H, D_f/B, Ns, el ángulo de fricción de suelo y el ángulo del talud respecto a la horizontal

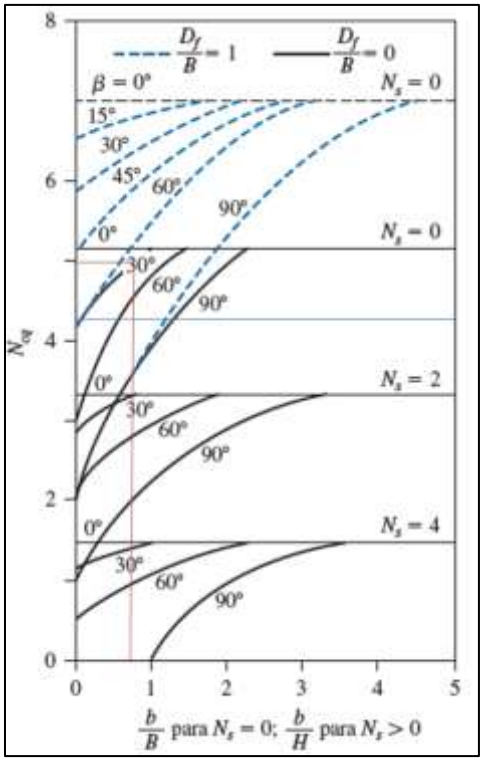


FIGURA 9-3. FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA (N_{cq}).

De acuerdo con lo anterior, se recomienda diseñar para una presión máxima (admisible) de 24.5 t/m^2. Esta presión admisible se determinó con un factor de seguridad de 3 frente a falla por resistencia al corte.

9.2. ASENTAMIENTOS

Los asentamientos elásticos y/o inmediatos se determinaron mediante el software Settle 3D de Rocscience. El programa utiliza la teoría de Boussinesq para la determinación del incremento de esfuerzos en cualquier punto situado al interior de una masa de suelo homogéneo, elástico e isotrópico.

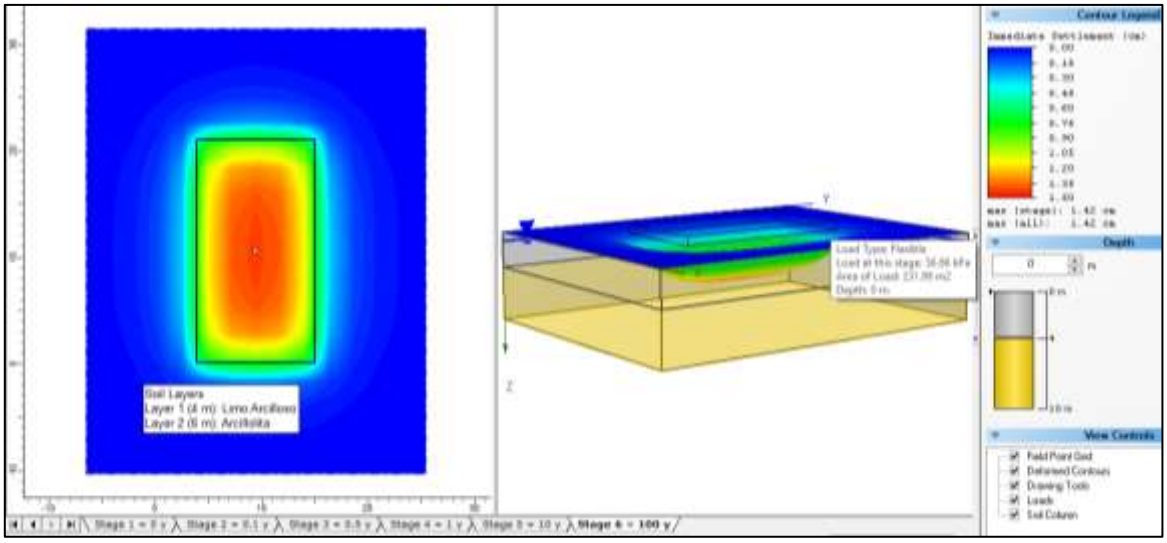


FIGURA 9-4. MODELACIÓN DE LOS ASENTAMIENTOS.

De acuerdo con las cargas impuestas a la estructura (56,96 kPa) y las características geotécnicas de los materiales de fundación, se estiman asentamientos del orden de 1,42 cm los que se consideran tolerables por las estructuras, dado que son uniformes y se presentan durante la construcción, por lo cual no se presenta afectación a las estructuras. En el ANEXO II se presentan las memorias de cálculo de los asentamientos para el tanque objeto de estudio.

9.3. ASPECTOS DE EMPUJE DE TIERRAS

En el caso de utilizar rellenos en material seleccionado compactado al 95% del ensayo de Proctor Modificado en excavaciones del terreno natural que pueden ejecutarse con taludes 1H : 2V, y teniendo en cuenta el efecto de la compactación del relleno, se recomienda utilizar el coeficiente de presión de tierras en reposo Ko= 0,50 correspondiente a ángulo de fricción, ϕ_r=30º, el peso unitario se puede adoptar igual a γ_r=2,0 t/m^3.

9.4. MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE

De acuerdo con la estratigrafía encontrada, se recomienda utilizar un módulo de reacción de la subrasante de 400 t/m^3. Estos valores se obtuvieron con base en la relación esfuerzo deformación para las condiciones de carga que soportara la estructura.

$$Ks = \frac{\sigma}{\delta} \quad \rightarrow \quad Ks = \frac{6\ \frac{Ton}{m^2}}{0.015\ m} \quad \rightarrow \quad Ks = 400\ \frac{Ton}{m^3}$$

9.5. PARÁMETROS PARA ANÁLISIS SEUDOESTÁTICO

De acuerdo al mapa de zonas de amenaza sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de Aa y Av, el área de intervención del proyecto se encuentra localizada en una zona de riesgo sísmico intermedio.

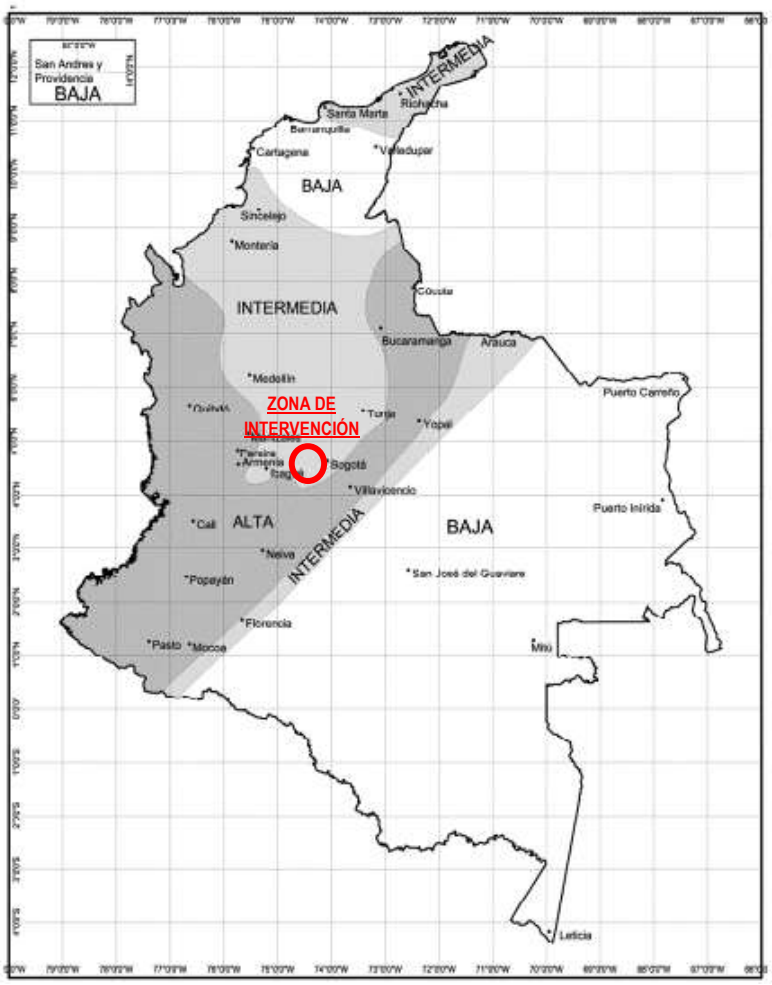


FIGURA 9-5. AMENAZA SÍSMICA NSR 10 EN FUNCIÓN DE AA Y AV.

Para efectos del análisis pseudoestático y de acuerdo con las investigaciones del subsuelo realizadas, se establece que el sitio de estudio está localizado en una zona con suelos de fundación correspondientes a un perfil de suelo tipo D, según la Norma Colombiana de Construcciones Sismo resistentes NSR 2010.

TABLA 9.1. TIPO DE PERFIL DE SUELO - NSR-10.

Tipo de Perfil de Suelo	Características del perfil
A	Roca competente con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s \geq 1500$ m/s.
B	Perfil de roca de rigidez media con $\bar{v}_s$ en el intervalo 1500 m/s $> \bar{v}_s \geq 760$ m/s.
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s$ en el intervalo 760 m/s $> \bar{v}_s \geq 360$ m/s, o
	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N} > 50$ golpes/pie, o $\bar{s}_u > 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm^2).
D	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante $\bar{v}_s$ en el intervalo 360 m/s $> \bar{v}_s \geq 180$ m/s, o
	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N}$ en el intervalo 50 golpes/pie $> \bar{N} \geq 15$ golpes/pie, o $\bar{s}_u$ en el intervalo 100 kPa (≈ 1 kgf/cm^2) $> \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm^2).
E	Perfil de suelo con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s < 180$ m/s, o
	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N} < 15$ golpes/pie, o $\bar{s}_u < 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm^2), o
	cualquier perfil con $H > 3$ m de arcilla blanda, definida como un suelo con $IP > 20$, $w > 40\%$ y $\bar{s}_u < 25$ kPa (≈ 0.25 kgf/cm^2) (véase la Nota al final de la Tabla).
F	Suelos que requieren evaluación particular de sitio, tales como: • Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 3$ m de turba o arcillas altamente orgánicas donde H = espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 7.5$ m con $IP > 75$) • Estratos de arcillas con rigidez de media a blanda de gran espesor ($H \geq 36$ m)

De otra parte, según la NSR-10 el coeficiente sísmico de diseño para análisis pseudoestático de taludes KST para el caso de suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%), se puede obtener a partir de la relación de KST/amax=0.80.

De acuerdo con lo anterior, el coeficiente de aceleración para análisis pseudoestático se obtiene de la siguiente forma: A_{or}= 0,15 g * 0,80 = 0,12 g.

9.6. POTENCIAL DE LICUACIÓN

De conformidad con las investigaciones del subsuelo realizadas en el proyecto, en general, los suelos encontrados en la zona, corresponden a limos arcillosos de consistencia media a alta compacidad media a alta. El nivel freático no se encontró en los sondeos realizados.

De acuerdo con lo anterior y teniendo en cuenta las características de los materiales potencialmente licuables (arenas relativamente sueltas, con nivel freático alto) se concluye que el riesgo de licuación en la zona es muy bajo y/o nulo. En el ANEXO II se presenta el análisis de licuación.

9.7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LADERA

El análisis de estabilidad de las excavaciones temporales, así como la estabilidad global en condición de ladera se realizó a partir de la sección crítica de análisis y los parámetros obtenidos en el numeral 8.4. En la Figura 9-6 se presenta el modelo geotécnico con sus correspondientes parámetros de resistencia a utilizar en los análisis de estabilidad.

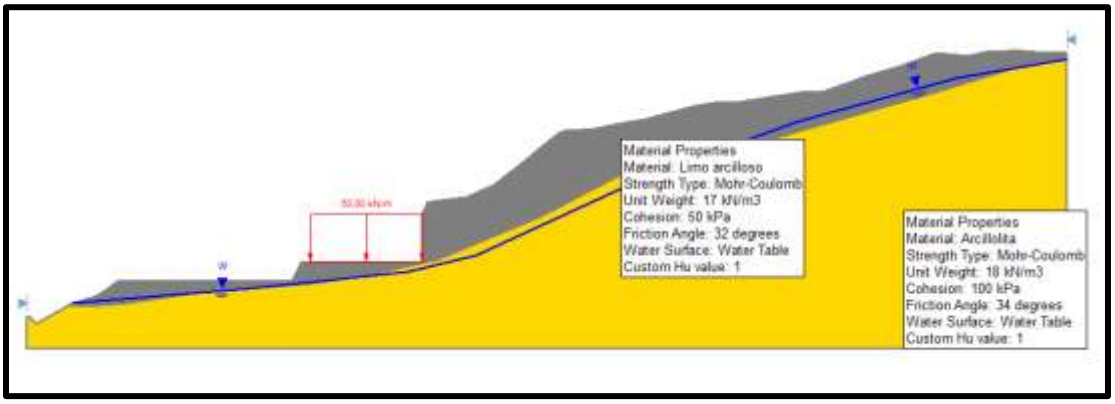


FIGURA 9-6. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS UTILIZADOS EN EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.

8.3.4. Factores de Seguridad Admisibles

De conformidad con la Norma de Sismo Resistencia, los factores de seguridad básicos en condición estática y pseudo-estática no deben ser inferiores a los Factores de Seguridad Básicos mínimos directos F_{SBM}. (Ver Tabla 9.2).

TABLA 9.2. FACTORES DE SEGURIDAD BÁSICOS MÍNIMOS DIRECTOS

Condición	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de diseño Seudo estático	1.10	1.00
Taludes - Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25
Taludes - Condición Pseudo - estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente sísmico de diseño	1.05	1.00

*Fuente: Norma de Sismo Resistencia (2010). Título H. p. 13

8.3.5. Análisis de Estabilidad Condiciones Actuales

Con el fin de establecer unas recomendaciones para la estabilidad del sitio se realizó una modelación preliminar del sitio determinando parámetros geotécnicos por medio de un análisis retrospectivo. A continuación, se presentan los modelos de análisis:

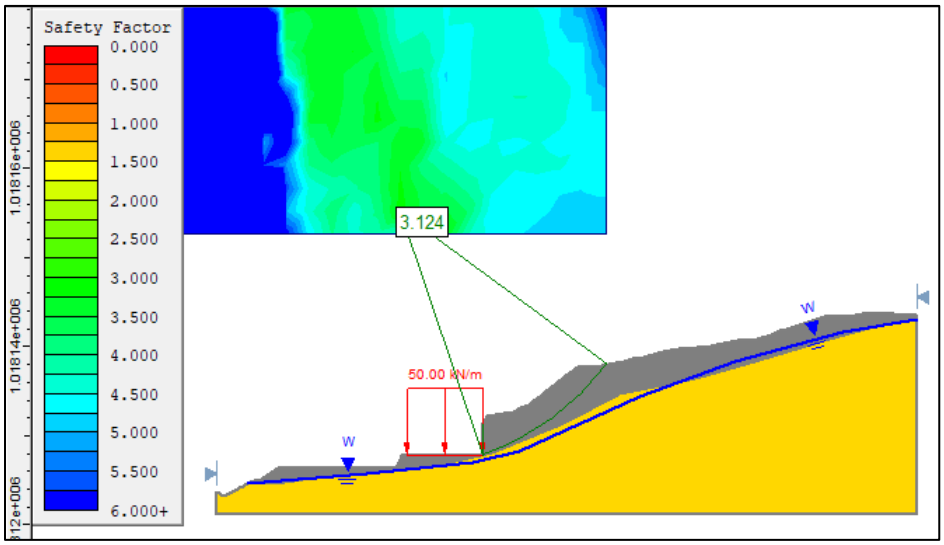


FIGURA 9-7. CONDICIÓN ESTÁTICA SATURADA.

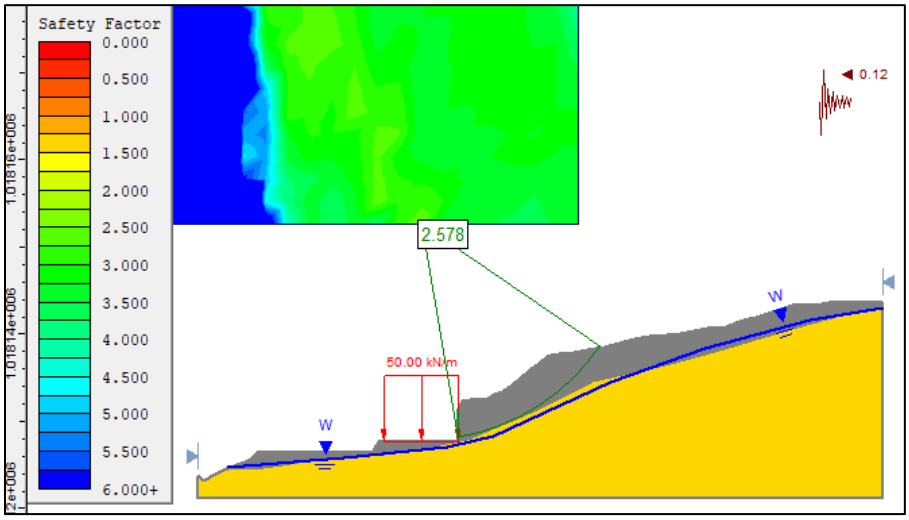


FIGURA 9-8. CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICO SATURADO (AH=0.12 G).

8.3.6. Análisis de Estabilidad con obras

A continuación, se presentan los resultados de los análisis de estabilidad del sitio con la construcción del Tanque:

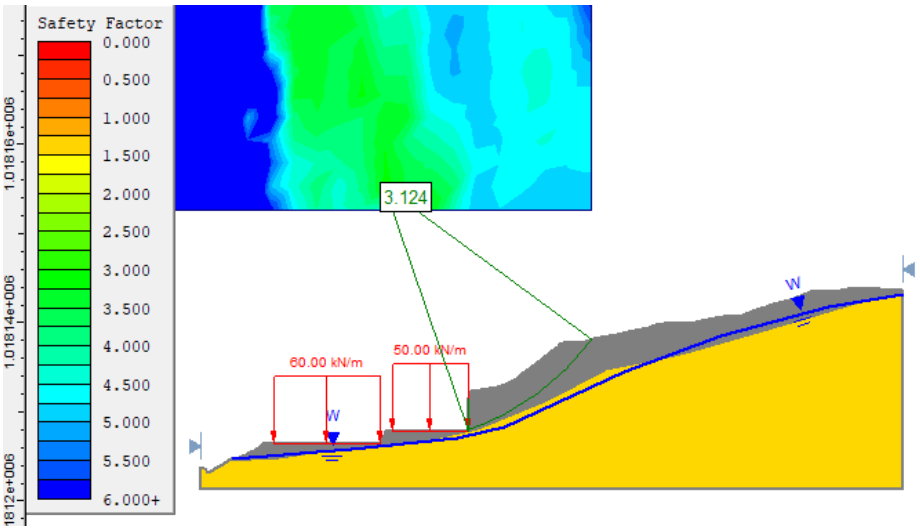


FIGURA 9-9. CONDICIÓN ESTÁTICA SATURADA – TANQUE.

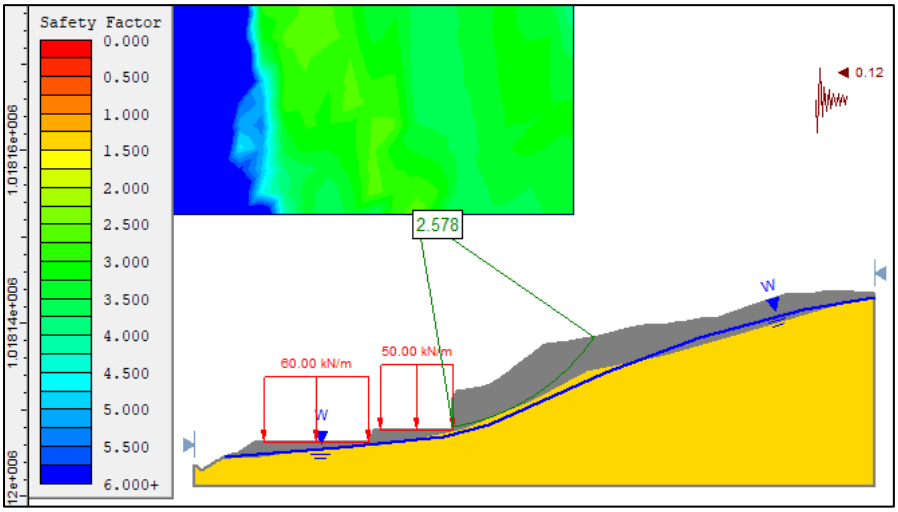


FIGURA 9-10. CONDICIÓN PSEUDOESTÁTICA SATURADA – TANQUE.

En la Tabla 9.3 se presentan los resultados de la modelación del análisis de estabilidad bajo diferentes condiciones.

TABLA 9.3. RESUMEN DE LOS RESULTADOS MODELACIÓN – CONSTRUCCIÓN TANQUE.

Condición	FS
Estática y saturado	3.124
Pseudoestática y saturada	2.578
Condición estática con tanque	3.124
Condición pseudoestática con tanque	2.578

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo con la investigación del subsuelo realizada en el proyecto, al nivel de cimentación proyectado, se encuentran arenas limosas de compacidad media a alta.

Se recomienda cimentar a nivel de la arena limosa de compacidad media a alta (Ncampo >20) encontrada aproximadamente a 2,0 m de profundidad con una capacidad de carga admisible máxima de 24,5 ton/m2.
En caso de encontrar material suelto y/o de baja compacidad en especial en las zonas cercanas a los taludes, se recomienda realizar un reemplazo en concreto ciclópeo hasta encontrar el material compacto competente para la cimentación.

El sector donde se proyecta implantar la estructura hidráulica -tanque-, no presenta ningún tipo de amenaza por remoción en masa y por avenida torrencial. Es así, que en los análisis de estabilidad realizados en este documento se obtienen factores de seguridad por encima de los dispuesto en el Título H del Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

Mientras sea practicable, las excavaciones deberán realizarse en temporadas secas. El fondo de la excavación o área de contacto deberá quedar nivelado y libre de materiales sueltos, agua y desperdicios antes de la fundida del concreto o colocación de material granular.

El material extraído durante las excavaciones deberá ser depositado en sitios previamente autorizados por la interventoría o supervisor del contrato que no pongan en peligro la obra, construcciones vecinas, personas ni vehículos.

Debe evitarse la siembra de árboles frondosos y en especial eucaliptos en cercanías de la construcción. La vegetación que se implante preferiblemente debe ser nativa y su riego debe ser el adecuado en especial en las temporadas secas.

Se recomienda la asesoría de un ingeniero geotecnista durante construcción con el fin de comprobar las características geotécnicas de los suelos de fundación y tomar las medidas correctivas en caso de ser necesario.

En caso de presentarse variaciones en las condiciones del subsuelo de las presentadas en este informe a las encontradas en el terreno, se deberá informar a los diseñadores para hacer los correctivos del caso en caso de ser necesario.

11. LIMITACIONES DEL ESTUDIO

Las conclusiones y recomendaciones dadas en este informe se basan en las investigaciones del subsuelo realizadas, las cuales son puntuales y por lo tanto pueden presentarse casos en que condiciones especiales del subsuelo no fueran detectadas en esta investigación.

Si durante la construcción de las obras se encuentra que las condiciones del subsuelo varían substancialmente con respecto a las aquí consideradas, se deberán efectuar las revisiones y/o ajustes a los diseños que sean del caso por parte de los diseñadores.

12. INFORMACIÓN DE REFERENCIA

A continuación, se presentan los documentos que sirvieron de referencia para la elaboración de este informe:

- AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION, Concrete pressure pipe. Denver: AWWA (AWWA M9)
- Plaxis. (2005). Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Plaxis B.V., the Netherlands.
- BOWLES JOSEPH E. Foundation Analysis and Design. Fifth Edition. McGraw Hill. 1996.
- BRAJA M. DAS. Principios de ingeniería de cimentaciones. Cuarta Edición. International Thompson. 2001

13. LISTADO DE ANEXOS

ANEXO I – ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO II – MEMORIAS DE CÁLCULO

ANEXO III – REGISTRO FOTOGRÁFICO

ANEXO I – ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO II – MEMORIAS DE CÁLCULO

ANEXO III – REGISTRO FOTOGRÁFICO