

METRO DE MEDELLÍN
CALIDAD DE VIDA

doing
estudio de ingeniería

Consulcivil S.A.S.
consultoría de obras civiles

ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y LA DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN PARA LAS OBRAS DE ADECUACIÓN DE LA ESTACIÓN AYURÁ DE LA LÍNEA A DEL SISTEMA METRO DE MEDELLÍN.

Diseños arquitectónicos y de ingeniería para la adecuación de estaciones de la línea A, diseño de prefactibilidad de ampliación de plataformas de estaciones de línea B, estudio de vulnerabilidad y diseño de reforzamiento estructural, diseño de puentes y ascensores internos de estaciones

12-MARZO-2025
V-R3

CONSULCIVIL S.A.S.

Proyecto	ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y LA DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN PARA LAS OBRAS DE ADECUACIÓN DE LA ESTACIÓN AYURÁ DE LA LÍNEA A DEL SISTEMA METRO DE MEDELLÍN.				
Cliente	DOING ESTUDIO DE INGENIERÍA S.A.S.				
Informe No.	GD-19-014-C	Versión de Informe	R3	Fecha	Marzo de 2025

EQUIPO TÉCNICO

Nombre	Profesión	Cargo	Firma
María Alejandra Lopera Cadavid	Ing. Civil Mat. 05223-394504	Dirección de Estudios y Diseños	
Diego Armando López Martínez	Ing. Geólogo MSc Ciencias de la tierra Mat. 05202-	Dirección de Estudios y Diseños	
Alejandro Quintero Ramírez	Ing. Civil MSc Geotecnia Mat. 05202-211823	Dirección de Estudios y Diseños	

DIRECCIÓN TÉCNICA

Nombre	Profesión	Cargo	Firma
Alejandro Velásquez Álvarez	Ing. Civil, Esp. Mec. de Suelos y Cimentaciones Mat. 05202-095940	Gerente Técnico	

CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 1
2 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO 2
3 OBJETIVOS Y ALCANCES 4
4 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 5
5 ETAPA DE EXPLORACIÓN DE CAMPO 7
5.1 EXPLORACIÓN DIRECTA 7
5.2 EXPLORACIÓN INDIRECTA 10
6 ETAPA DE INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO 12
7 ANTECEDENTES 13
7.1 PLAN DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL MUNICIPIO DE ENVIGADO, 2011. 13
7.2 ANÁLISIS MULTITEMPORAL 14
8 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA 17
8.1 GEOLOGÍA REGIONAL 17
8.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL 18
8.3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL 19
8.4 GEOLOGÍA LOCAL 21
9 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUB-SUELO 23
9.1 POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO 23
9.2 CONDICIONES DE HUMEDAD 23
9.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA 24
9.4 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA A PARTIR DE LA ETAPA DE EXPLORACIÓN INDIRECTA 27
9.5 CONDICIONES ESPECIALES DEL SUB-SUELO 29
9.5.1 Potencial de expansión 29
9.5.2 Potencial de licuación 29
9.5.3 Potencial de colapso 34
9.6 EVALUACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE 36
10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 38
10.1 EVALUACIÓN DE LAS CIMENTACIONES EXISTENTES 38
10.2 SISTEMA DE CIMENTACIÓN ESTRUCTURA PROYECTADA 41
10.2.1 ALTERNATIVA 1 41
10.2.2 ALTERNATIVA 2 42
10.3 PARÁMETROS DE EMPUJE 48
10.4 PARÁMETROS SÍSMICOS 49
10.5 EXCAVACIONES MANUALES PARA FUNDACIONES SUPERICIALES 50
10.6 OPTIMIZACIÓN DEL DRENAJE 51
10.7 RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN 51
10.8 LLENOS 52
10.9 BOMBEOS 52
10.10 CONTROLES Y VERIFICACIÓN 52
11 LIMITACIONES 54

12 REFERENCIAS ____ **55**
13 ANEXOS ____ **56**

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Localización espacial de los proyectos en estudio. *3*
Figura 2. Localización en planta del puente de acceso al ascensor y la plataforma. *5*
Figura 3. Vista en 3D y ubicación de los apoyos. *6*
Figura 4. Procedimiento para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT). *8*
Figura 5. Localización de las Líneas Sísmicas Estación Ayurá. *11*
Figura 6. Mapa de Amenaza por inundación. POT Acuerdo 10 de 2011 ..... *13*
Figura 7. Mapa de Amenaza por deslizamiento. POT Acuerdo 10 de 2011 ..... *14*
Figura 8. Predio del proyecto en cartografía IGAC del año 1972 ..... *15*
Figura 9 Imágenes satelitales 2001 a 2015. ..... *16*
Figura 10. Contexto geológico del sitio en estudio. Fuente: CONSORCIO (2006) *17*
Figura 11. Fallas cartografiadas al suroriental del valle de Aburrá. Fuente imagen: Google Maps. *19*
Figura 12. Contexto geomorfológico regional. Fuente: CONSORCIO (2006) *20*
Figura 13. Contexto geomorfológico regional. Fuente: CONSORCIO (2006) *21*
Figura 14. Humedad promedio de las muestras vs profundidad. *24*
Figura 15. Perfil de Velocidad de Onda de Corte. Línea 1 –LS3. ..... *28*
Figura 16. Susceptibilidad a la licuación vs N corregido. *32*
Figura 17. Cálculo del potencial de licuación a partir del valor de Vs. *34*
Figura 18. Planta de cimentaciones existentes de la estación. *38*
Figura 19. Perfiles de cimentaciones existentes de la estación. *39*
Figura 20. Módulo de reacción horizontal – Ks (pilas de 1.0 m de diámetro) *43*

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Vista general del lote en estudio. 1

Fotografía 2. Localización general del sector en estudio. 2

Fotografía 3. Accesorios para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT). 9

Fotografía 4. Accesorios para la realización de toma de muestras inalteradas tipo tubo de pared delgada Shelby. 9

Fotografía 5. Ejecución de la etapa de exploración de campo directa. 10

Fotografía 6. Muestras de depósito antrópico recuperadas en la etapa de exploración de campo. 26

Fotografía 7. Muestras de depósito aluvial granular recuperadas en la etapa de exploración de campo. 26

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Cargas de servicio por apoyo. 6

Tabla 2. Profundidad alcanzada por los sondeos exploratorios en la estación Ayurá. 7

Tabla 3. Coordenadas de los Ensayos Estación Ayurá. 11

Tabla 4. Tipo y cantidad de ensayos de laboratorio. 12

Tabla 5. Perfil estratigráfico típico identificado en el sitio en estudio, estación Ayurá. 22

Tabla 6. Resultados promedio de los ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito antrópico. 26

Tabla 7. Resultados promedio de los ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito de aluvial granular. 27

Tabla 8. Definición del perfil del suelo. Línea 1 – LS3. 28

Tabla 9. Tabla H.9.1-1 de la NSR-10: Clasificación de suelos expansivos. 29

Tabla 10. Parámetros sísmicos necesarios para evaluar el potencial de licuación. 31

Tabla 11. Parámetros para la evaluación del potencial de licuación mediante SPT. 31

Tabla 12. Evaluación de la colapsabilidad en las muestras. 35

Tabla 13. Estimación de Parámetros Elásticos. 36

Tabla 14. Estimación de Parámetros Elásticos. 36

Tabla 15. Parámetros de resistencia utilizados en la modelación geotécnica..... 37

Tabla 16. Evaluación de presiones en las cimentaciones existentes..... 39

Tabla 17. Evaluación de presiones y capacidad de soporte admisible para la condición proyectada. 40

Tabla 18. Parámetros geotécnicos para el sistema de fundación del Edificio..... 41

Tabla 19. Parámetros geotécnicos para el sistema de cimentación del foso del ascensor..... 42

Tabla 20. Parámetros geotécnicos para la losa de contrapiso de la alternativa 2..... 44

Tabla 21. Parámetros geotécnicos para el diseño de las estructuras de contención..... 48

Tabla 22. Parámetros sísmicos según NSR-10 para el proyecto..... 49

1 INTRODUCCIÓN

La empresa DOING ESTUDIO DE INGENIERÍA S.A.S. adelanta los estudios y para las obras de adecuación de puentes y ascensores internos de la estación Ayurá de la línea A del Sistema Metro de Medellín.



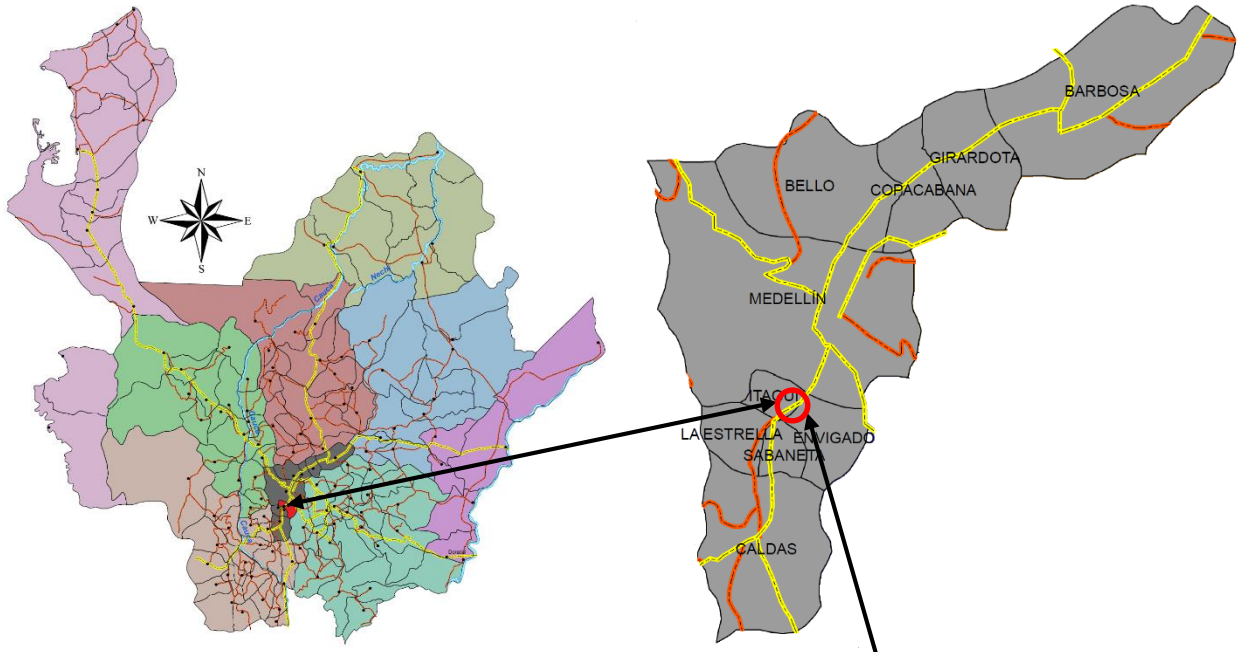
Fotografía 1. Vista general del lote en estudio.

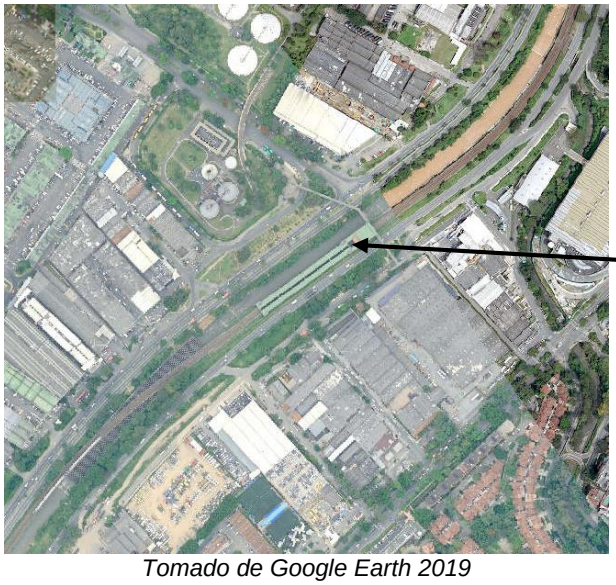
Por lo anterior DOING ESTUDIO DE INGENIERÍA S.A.S contrató a la Empresa consultora CONSULCIVIL S.A.S. para ejecutar el trabajo de consultoría cuyo objeto es adelantar todas las actividades de campo, laboratorio y oficina necesarias para llevar a cabo el estudio de suelos, caracterización geológico geotécnica, definición del sistema de fundación para el desarrollo del proyecto y de las recomendaciones necesarias para su correcto manejo.

El presente informe contiene la descripción detallada de los trabajos realizados en el campo, laboratorio y oficina, a partir de los cuales es posible realizar un análisis y generar recomendaciones orientadas al planteamiento del sistema de fundaciones requerido para las estructuras a construir y las obras complementarias orientadas a optimizar la estabilidad geotécnica del proyecto.

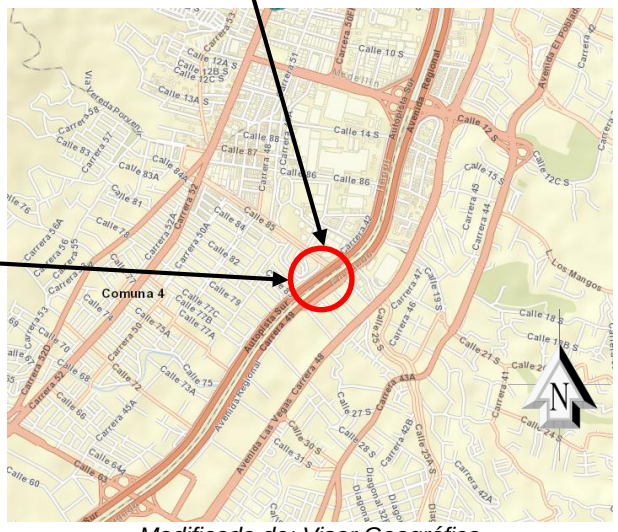
2 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

Las zonas de estudio se encuentran al Sur del Área Metropolitana del Valle de Aburrá, en el barrio Las Vegas del municipio de Envigado. En la siguiente figura se presenta la localización general del proyecto.





Tomado de Google Earth 2019



*Modificado de: Visor Geográfico MapGIS®*http://www.itagui.gov.co/
http://www.itagui.gov.co/

Fotografía 2. Localización general del sector en estudio.



Figura 1. Localización espacial de los proyectos en estudio.
Modificado de Google Earth 2019

3 OBJETIVOS Y ALCANCES

El trabajo consistió en programar y ejecutar todas las actividades de campo, laboratorio y oficina tendientes a realizar estudios sobre la calidad y comportamiento del suelo, tal que nos permitiera llegar a establecer:

- Estratigrafía y propiedades físico mecánicas del subsuelo explorado (mediante análisis estadísticos entre los resultados de la etapa de investigación de laboratorio y correlaciones de los resultados de la etapa de exploración de campo con el módulo DYNAMIC PROBING del software GEOSTRU).
- Recomendaciones de cimentación para las estructuras proyectadas.
- Profundidad de desplante de las cimentaciones.
- Recomendaciones para el tratamiento de aguas freáticas, de infiltración o de escorrentía superficial.
- Recomendaciones para el tratamiento de zonas o bolsas de materiales inadecuados.
- Recomendaciones para la ejecución de explanaciones y excavaciones.
- Determinación de problemas geotécnicos, caracterización de éstos y recomendaciones para el tratamiento de los mismos.
- Capacidad portante y módulo de reacción lateral del subsuelo para la fundación de las estructuras proyectadas (mediante los módulos LOAD CAP o MP del software GEOSTRU).

4 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

En la estación Ayurá, se tiene proyectada la construcción de un sistema de acceso para las personas con movilidad reducida mediante un sistema de puentes y ascensor que comunicará la plataforma de acceso (zona de taquillas) con la plataforma de abordaje a los trenes.

El puente proyectado se apoyará sobre la estructura existente mediante sus apoyos actuales. Se estiman incrementos en los apoyos de los pórticos intermedios de un 50% para carga muerta y de 119% para la suma de carga muerta y carga viva, en cuanto a los apoyos de los pórticos de junta los incrementos son del 30% y 70% respectivamente. Estos incrementos se presentan en las fundaciones que están bajo la proyección del puente. En el lado opuesto al puente, los incrementos no superan el 10% de las cargas existentes.

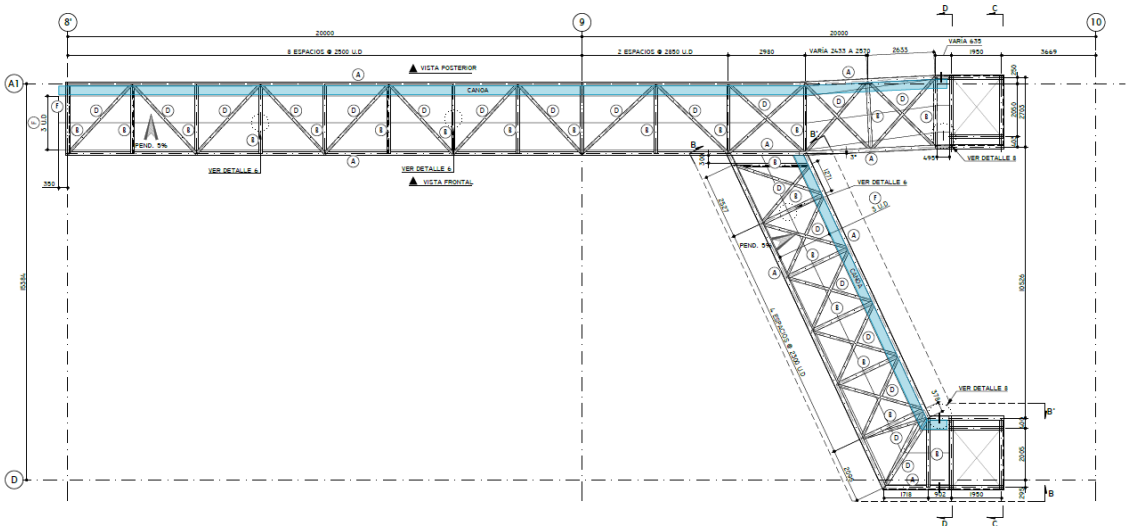


Figura 2. Localización en planta del puente de acceso al ascensor y la plataforma.

A continuación, se presentan las cargas de servicio por apoyo enviadas por el diseñador estructural.

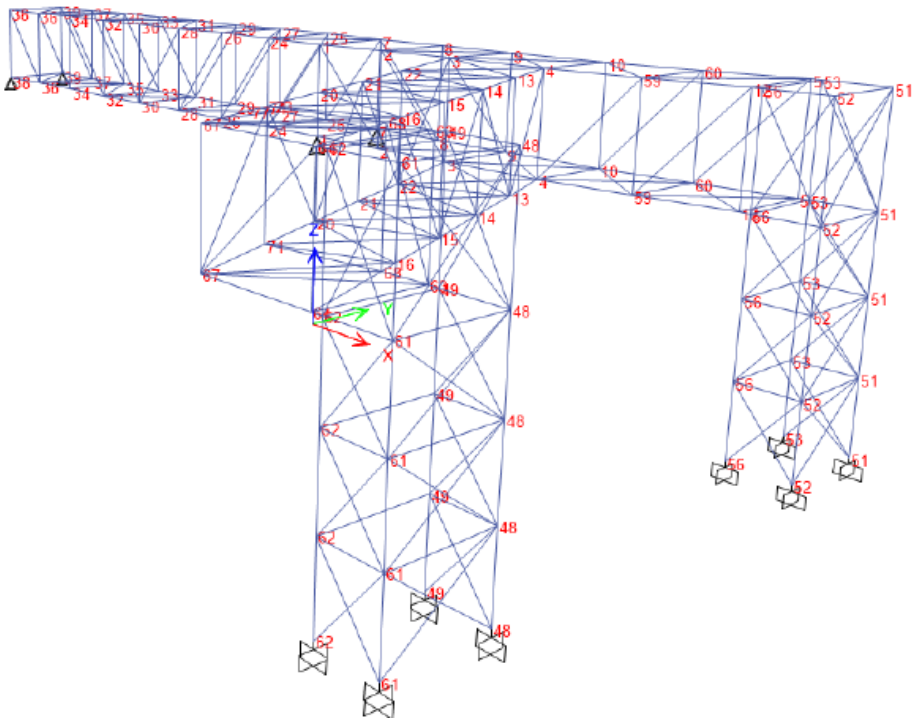


Figura 3. Vista en 3D y ubicación de los apoyos.

Tabla 1. Cargas de servicio por apoyo.

Story	Label	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
BASE	51	SERV1	-1.04	-0.33	3.96	-0.003	-0.033	-0.002
BASE	52	SERV1	-1.87	0.48	6.65	-0.003	-0.050	-0.007
BASE	53	SERV1	-0.28	-0.01	2.05	0.015	-0.040	0.000
BASE	56	SERV1	-0.38	-0.01	4.85	0.013	-0.063	-0.005
BASE	48	SERV1	-1.86	0.95	-3.25	-0.011	-0.001	-0.027
BASE	49	SERV1	0.09	0.02	17.48	-0.081	-0.040	-0.020
BASE	61	SERV1	-1.10	-0.33	-7.50	0.005	0.039	-0.027
BASE	62	SERV1	0.61	0.03	20.13	-0.081	0.012	-0.037

El ascensor estará localizado en la plataforma de abordaje y será una estructura totalmente independiente a las estructuras existentes.

5 ETAPA DE EXPLORACIÓN DE CAMPO

De acuerdo con los lineamientos consignados en los capítulos H.3.1 y H.3.2 de la norma sismo resistente NSR-10, en el Proyecto de estudio se identificó una (1) unidad de construcción de categoría Baja. Para la categoría Baja los sondeos exploratorios deberán alcanzar 6.0 m de profundidad mínima contados desde el nivel inferior de la excavación.

5.1 EXPLORACIÓN DIRECTA

Esta etapa, que cuenta con Certificado Vigente ISO 9001 CO-SC-CER 171393-1, se adelantó mediante la ejecución de una (1) perforación exploratoria realizadas con taladro mecánico por los sistemas de percusión y lavado de profundidad de 6.30 m. Es importante anotar que todo lo anterior se acompañó de reconocimientos detallados en la zona del proyecto y sus vecindades por parte de nuestros profesionales en las áreas de Geología y Geotecnia.

Este sondeo exploratorio se realizó como complemento a la exploración de campo directa realizada por las firmas FUNDAR LTDA & ROBERTO MALDONADO y ARCA – ORBE – CIDCCA CONSORCIO METRODISEÑOS en los años 1986 y 2018. En este sentido, el programa de exploración está constituido por dos componentes, información previa y nuevos sondeos exploratorios ejecutados por la firma CONSULCIVIL S.A.S.

Tabla 2. Profundidad alcanzada por los sondeos exploratorios en la estación Ayurá.

SONDEO(No.)	***PROF (m)***	***EJECUTÓ***
P-1	*5.45*	*CONSULCIVIL S.A.S.*
SAEXT-1	6,00	*Arca Consorcio Metrodiseños*
SAEXT-2	6,00	*Arca Consorcio Metrodiseños*
SAS018	16,20	FUNDAR Ltda. & Roberto Maldonado y Cía.
SAS019	10,00	FUNDAR Ltda. & Roberto Maldonado y Cía.
SAS020	15,00	FUNDAR Ltda. & Roberto Maldonado y Cía.
SAS021	20,10	FUNDAR Ltda. & Roberto Maldonado y Cía.
SAS022	15,00	FUNDAR Ltda. & Roberto Maldonado y Cía.
SAS023	15,20	FUNDAR Ltda. & Roberto Maldonado y Cía.

Durante la realización de las perforaciones exploratorias se realizó el ensayo de penetración estándar hasta las profundidades a las cuales todavía se encontró suelo, comúnmente conocido como SPT (*Standard Penetration Test*), que consiste en penetrar en el suelo un saca-muestras (*Split Spoon*) normalizado contando el número de golpes necesarios para hincar el mismo 0.30 m.

A partir del número de golpes y del tipo de suelo pueden estimarse las propiedades geo-mecánicas de comportamiento del suelo. Su objetivo es el de obtener muestras representativas

del suelo para fines de identificación y ejecución de ensayos en laboratorio, además de medir la resistencia a la penetración de la cuchara normal de muestreo (*Split Spoon*). Su utilización no se ha limitado a suelos granulares, el ensayo también puede ejecutarse en arcillas y rocas suaves, teniendo presente las limitaciones del mismo. Éste se realiza de acuerdo a la Norma ASTM D-1586.

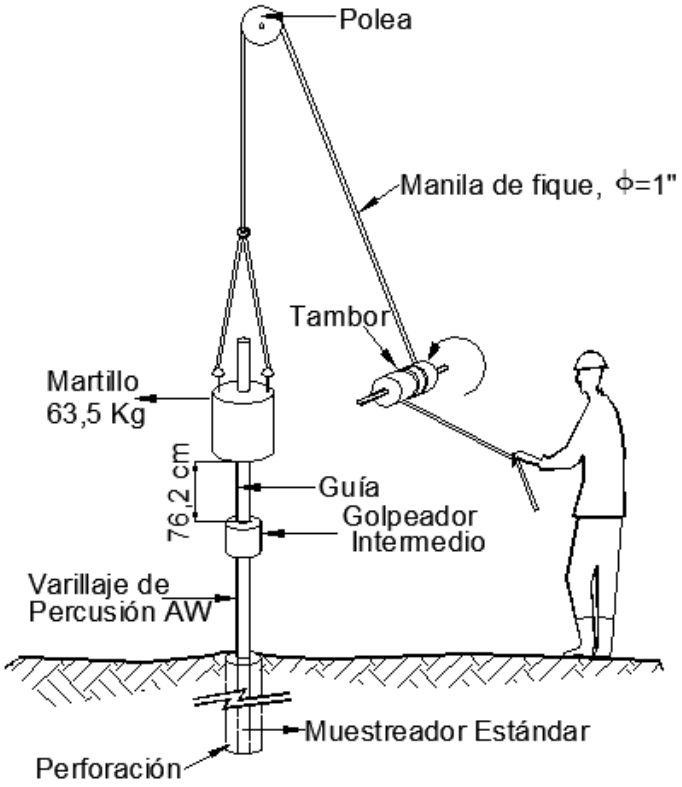


Figura 4. Procedimiento para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT).



Fotografía 3. Accesorios para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT).



Fotografía 4. Accesorios para la realización de toma de muestras inalteradas tipo tubo de pared delgada Shelby.

Durante la ejecución de los sondeos exploratorios se recuperaron muestras remoldeadas tomadas con muestreador estándar *"Split Spoon"* y muestra inalteradas tomadas con tubo de pared delgada *"Shelby"*. De cada sondeo exploratorio (*perforación*) se levantó una columna estratigráfica con la localización de las muestras tomadas, la descripción de los materiales detectados al avanzar la exploración y la posición del nivel freático en los casos en que se encontró. Los testigos de las muestras tomadas permanecerán en CONSULCIVIL S.A.S. durante un mes a partir de la fecha de entrega del presente informe.

Si durante este tiempo no se recibe instrucción alguna por parte de DOING ESTUDIO DE INGENIERÍA S.A.S con respecto al uso que a las muestras deba dárseles, CONSULCIVIL S.A.S. dispondrá de estas de la manera que considere más conveniente.



Fotografía 5. Ejecución de la etapa de exploración de campo directa.

5.2 EXPLORACIÓN INDIRECTA

Como análisis complementario, se tiene la información de un (1) ensayos de exploración indirecta realizados en estudios anteriores por las firmas ARCA – ORBE – CIDCCA CONSORCIO METRODISEÑOS. Los ensayos realizados son, dos del tipo Ensayo de Dispersión de Ondas Superficiales MASW Pasivo – ReMi y dos del tipo refracción sísmica para identificar las condiciones actuales de perfil estratigráfico en función de la rigidez de los materiales que lo componen, realizados por.

Dichos estudios se consideran como técnicas que se incluyen dentro de los métodos de exploración geofísica y estudian la propagación de ondas elásticas producidas de forma artificial a través de los medios.

Los métodos sísmicos se encuadran dentro de los métodos indirectos de investigación, es decir, dentro de aquellos que se realizan sin necesidad de alterar el terreno y que por lo tanto tampoco permiten la observación directa del mismo.

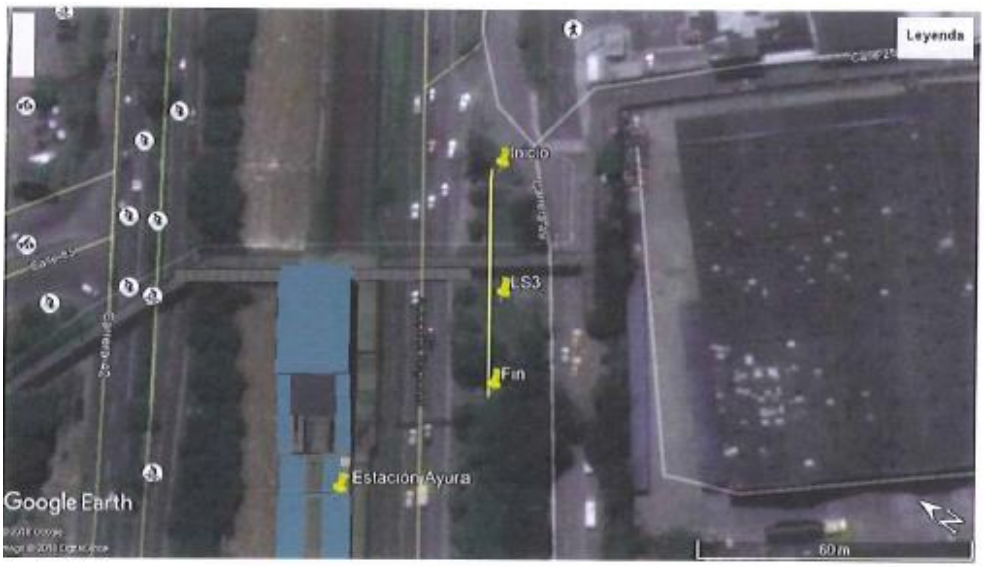


Figura 5. Localización de las Líneas Sísmicas Estación Ayurá.
Tomado de: Estudio de suelos para la adecuación de los accesos a las estaciones Madera, Caribe, Industriales, Ayurá, Aguacatala, Envigado e Itagüí. ARCA – ORBE Consorcio Metrodiseños

Tabla 3. Coordenadas de los Ensayos Estación Ayurá.

Ensayo	PUNTO	COORDENADAS	
		Latitud	Longitud
LS3	Inicial	06°11'11.21"	75°35'06.33"
	Final	06°11'10.24"	75°35'07.75"

6 ETAPA DE INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

A nuestro laboratorio de suelos, que cuenta con Certificado Vigente ISO 9001 CO-SC-CER 171393-2, el cual se adjunta en el Anexo 3 del presente informe, ingresaron las muestras obtenidas durante la etapa de exploración de campo, las cuales se sometieron a una detallada inspección visual, por parte de nuestros Especialistas en las áreas de Geología y Geotecnia, con miras a seleccionar las muestras más representativas para ejecutarles los ensayos de humedad natural, clasificación granulométrica (*límites de consistencia y granulometría por tamizado*).

Los ensayos realizados fueron los siguientes:

Tabla 4. Tipo y cantidad de ensayos de laboratorio.

TIPO DE ENSAYO	CANTIDAD
Contenido de humedad natural	3
Límites de consistencia (Atterberg)	3
Granulometría por tamizado	3
TOTAL	**9**

7 ANTECEDENTES

7.1 PLAN DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL MUNICIPIO DE ENVIGADO, 2011.

Uso del suelo. El sitio en estudio está localizado en un sector clasificado como suelo *urbano.* Estas zonas están destinadas a usos urbanos y disponen de infraestructura vial y redes primarias de acueducto, alcantarillado, energía y con aptitud de ser urbanizados.

Amenaza por inundación. El sitio de estudio no presenta amenaza por inundación de baja; sin embargo está en el área próxima a la influencia de la quebrada Ayurá y el río Medellín.

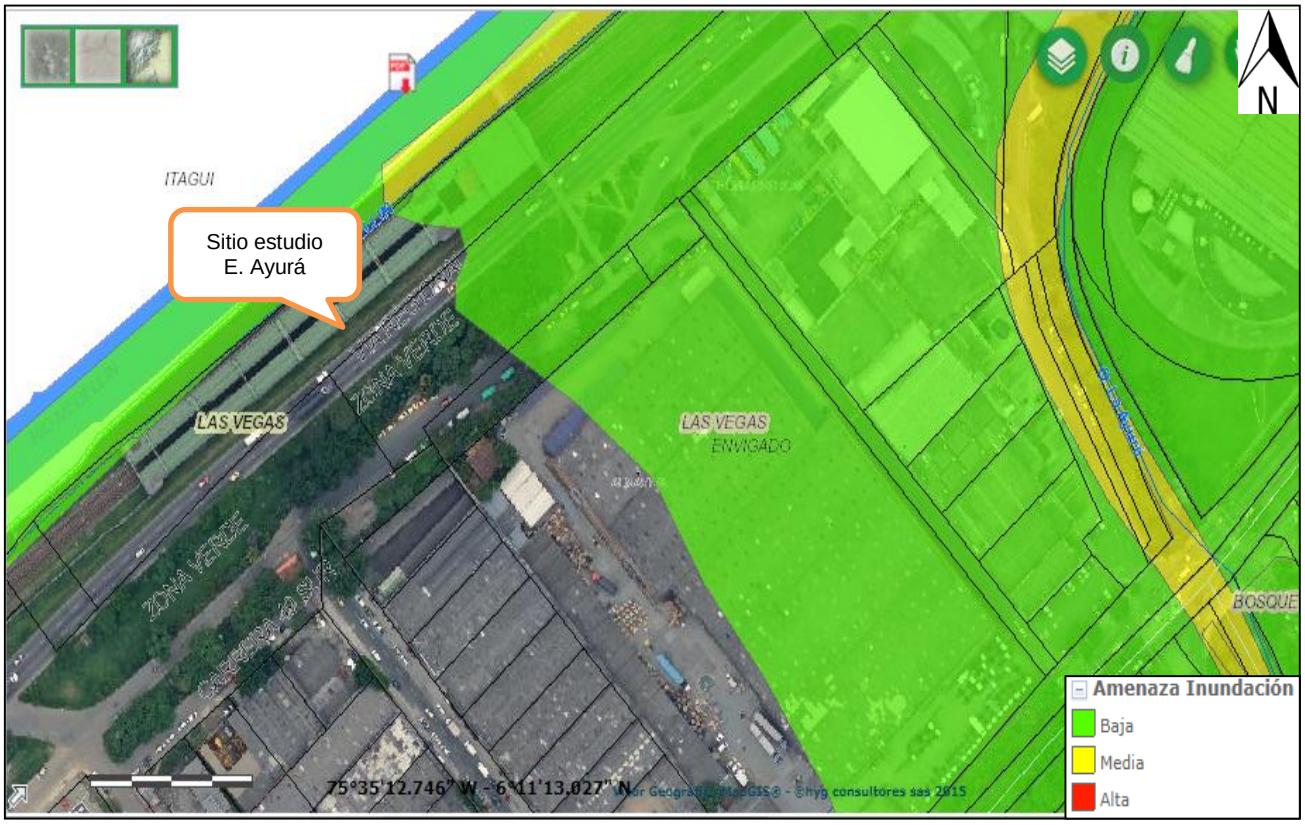


Figura 6. Mapa de Amenaza por inundación. POT Acuerdo 10 de 2011

Amenaza por Movimiento en masa. El sitio en estudio está ubicado en un área clasificada con amenaza baja por deslizamiento.

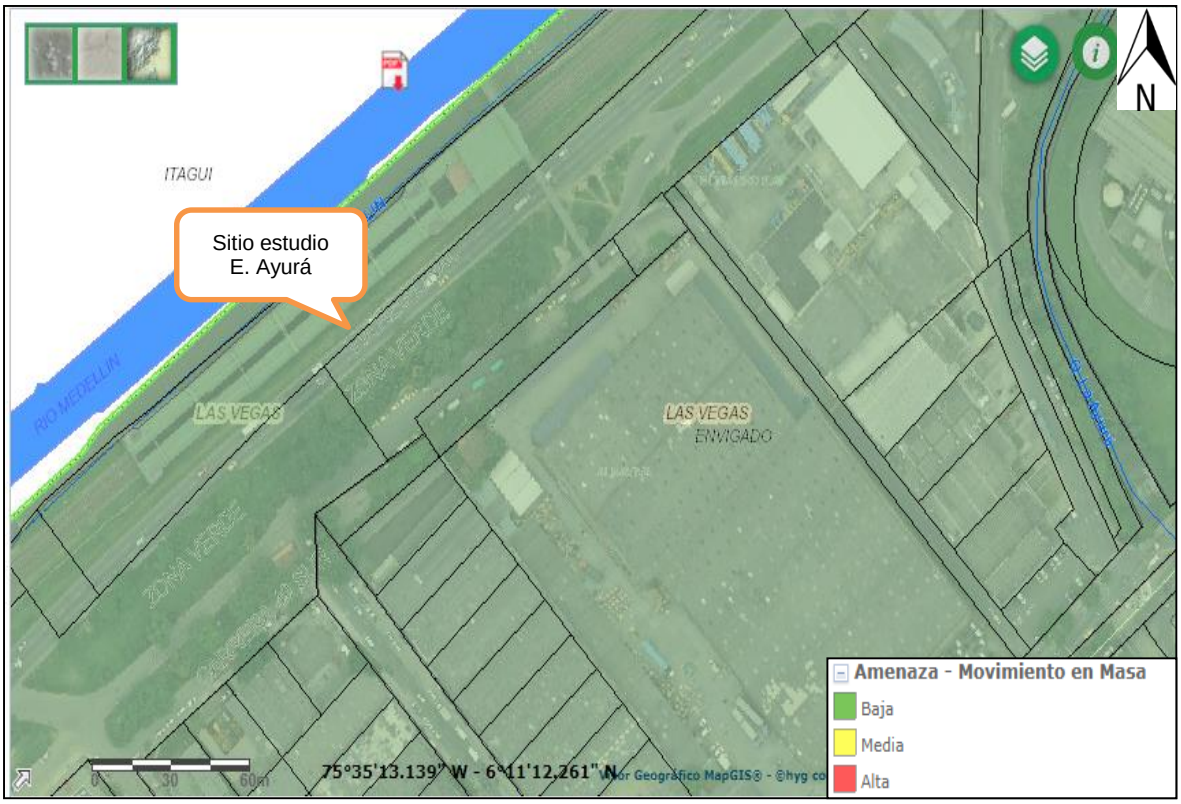


Figura 7. Mapa de Amenaza por deslizamiento. POT Acuerdo 10 de 2011

7.2 ANÁLISIS MULTITEMPORAL

Cartografía IGAC año 1972

Atendiendo a la figura se observa que la zona de estudio está ubicada sobre la llanura aluvial del rio Medellín. Al suroriente se localiza la quebrada La Chinca; actualmente se infiere el drenaje se encuentra canalizado.

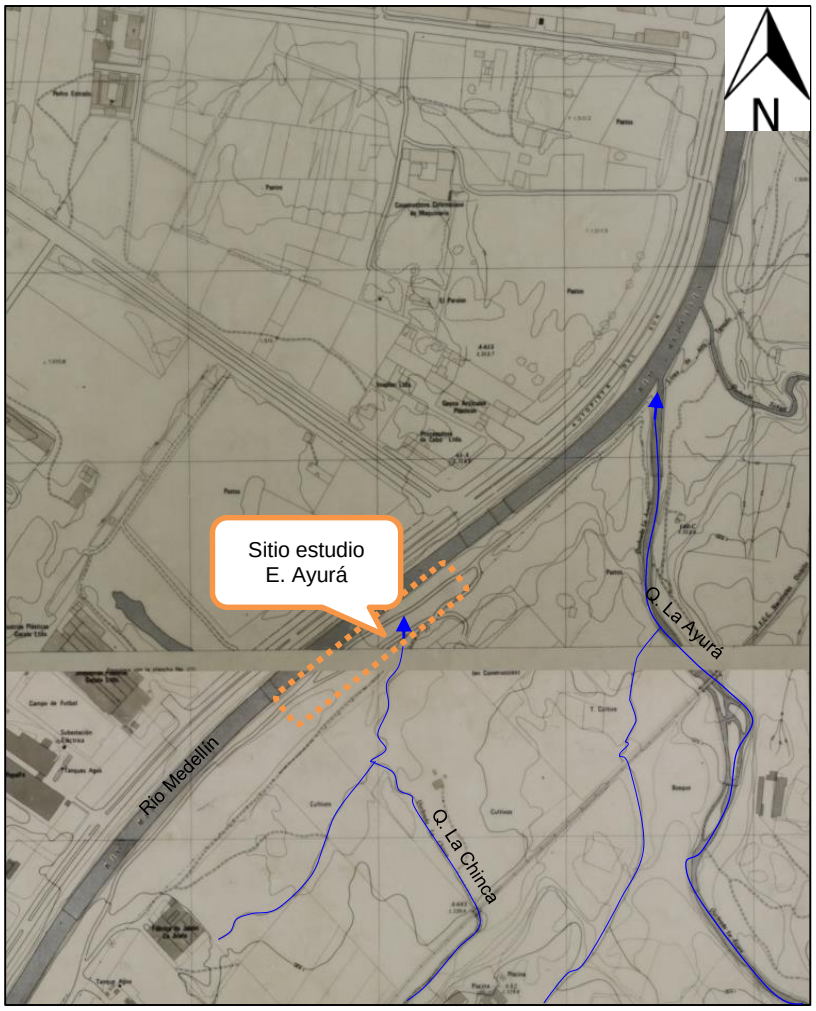


Figura 8. Predio del proyecto en cartografía IGAC del año 1972

Posteriormente se lleva a cabo por medio de la revisión imágenes satelitales, disponibles en Google earth, el análisis multitemporal para un periodo de tiempo entre el año 2008 - 2018.

En esta secuencia de imágenes es posible observar las diferentes modificaciones antrópicas, realizadas en la margen izquierda del rio Medellín para el año 2014, por fuera del área de influencia del proyecto en estudio.

En consulta en medios de comunicación Caracol (2014) reporta la recuperación de un muro de contención y la construcción de varias pilas, con el objetivo de evitar la erosión y la socavación del terreno cercano a la carrilera del Metro. Durante el año 2015, se continúa con las obras relacionadas a posibles ampliaciones o mitigación por la erosión del rio Medellín.

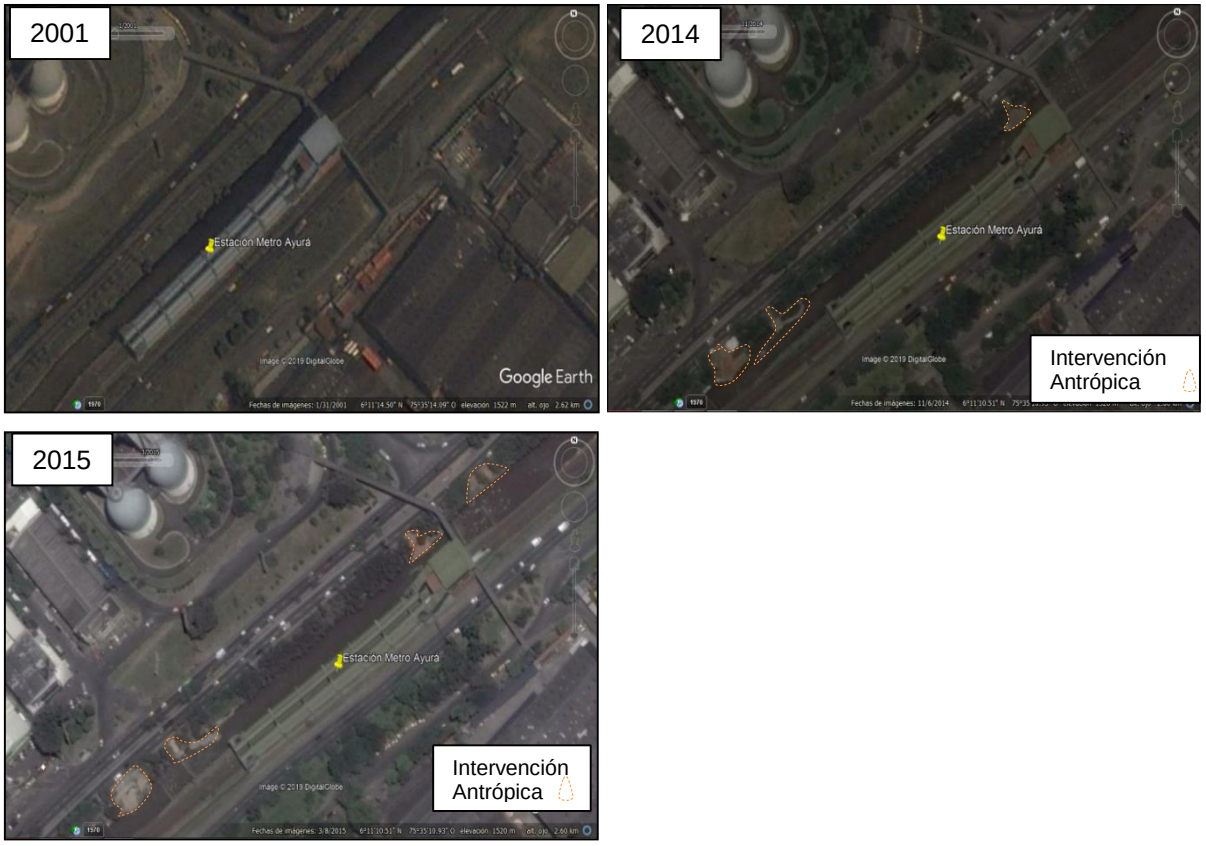


Figura 9 Imágenes satelitales 2001 a 2015.

8 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

8.1 GEOLOGÍA REGIONAL

El sitio de estudio está ubicado en la vertiente Suroriental del valle de Aburrá. Geológicamente dicha área está constituida por depósitos aluviales generados por el rio Medellín y sus afluentes. Presenta una morfología suave, poco incisada.

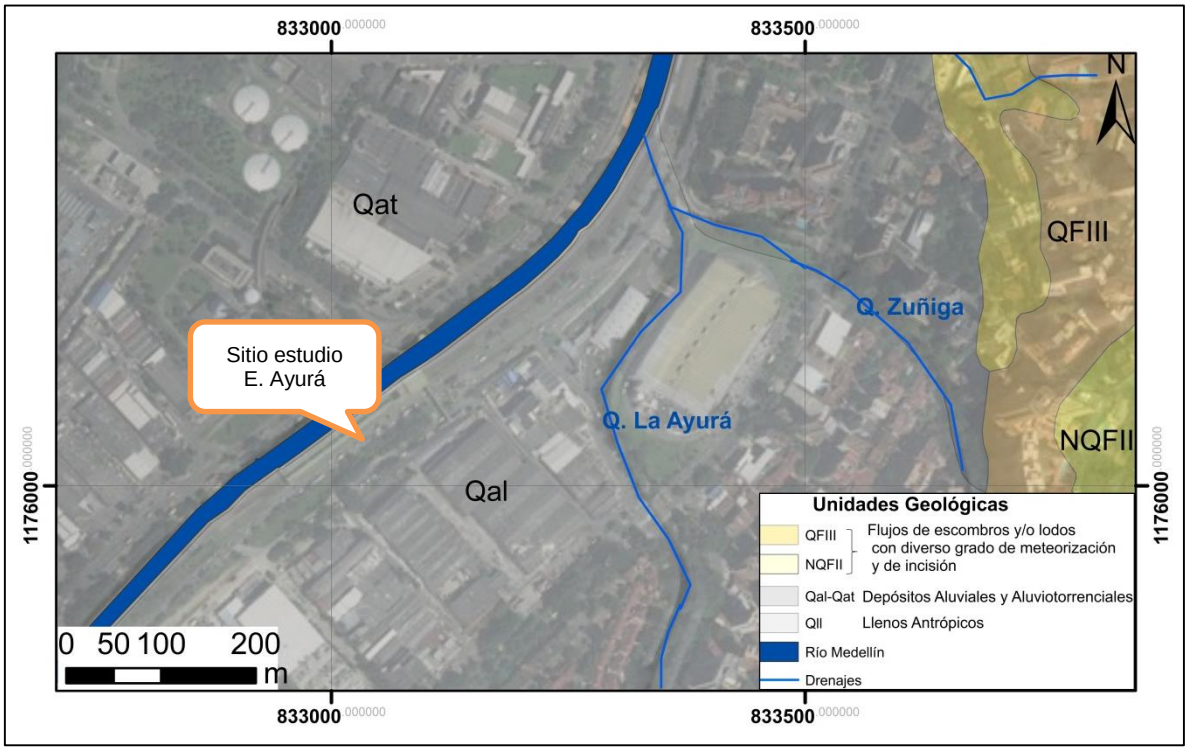


Figura 10. Contexto geológico del sitio en estudio. Fuente: CONSORCIO (2006)

Depósitos Aluviales (Qal). Se presentan sobre los fondos de los valles del río

Aburrá y sus afluentes principales, en las llanuras de inundación, como materiales de desborde; y en terrazas aluviales de diferentes niveles. Los depósitos asociados a estas zonas aluviales se caracterizan por presentar una ligera imbricación, selección moderada y alto grado de redondez de los bloques. Desarrollan geoformas de superficies suaves, prácticamente planas, dispuestos en franjas irregulares que siguen las principales corrientes que drenan el río Aburrá.

Depósitos Antrópicos (Qll). Acumulación heterogénea de material de recebo y antrópicos sobre los cuales comúnmente se han construido viviendas y parques deportivos, entre otros. La composición de estos depósitos es en extremo heterogénea, desde materiales homogéneos conformados con algunas normas técnicas hasta basura, materia orgánica y escombros simplemente dispuestos, con propiedades geotécnicas pobres para cortes y capacidad portante.

8.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

En el sector suroriental del valle de Aburrá se encuentran las Fallas Ayurá en el municipio de Envigado, Falla Marginal en el límite altiplano/escarpe y Falla La Acuarela en el altiplano de Santa Elena. Para las dos primeras estructuras no se cuenta con información sobre su grado de actividad.

Falla Ayurá. Falla inferida con dirección N50°W, se localiza hacia la parte alta de la quebrada; controla el curso de la quebrada Cachona y parte del curso medio de la quebrada Ayurá. Presentan evidencias como alineamiento del drenaje, escarpes y facetas triangulares.

Falla Marginal. Presenta un sentido N-S y marca parcialmente el borde del altiplano oriental y la divisoria de aguas entre las quebradas la Ayurá y las Palmas.

Falla Acuarela. Es una falla de rumbo de dirección N-S a NNW que se une a las trazas de falla del Sistema Belmira. Localmente esta falla se bifurca en dos trazas que limitan al Gneis Milonítico de Sajonia y lo ponen en contacto al occidente con la Dunita de Medellín y las Anfibolitas de Medellín, y al oriente con las Anfibolitas de Medellín. Geomorfológicamente, la describen como una falla que presenta un fuerte cambio de pendiente, y alineamiento de drenajes (quebrada Rodas y quebrada Seca; quebrada Santa Elena y quebrada Espíritu Santo), forma además una depresión a lo largo de su traza y entre las dos trazas de la falla se forman colinas alongadas en sentido NS en los sectores de las veredas Pericos y Santa Elena.

Si se considera que la falla Acuarela (definida por Ingeominas) cruza el Valle de Aburrá, en inmediaciones de Bello, y que se tienen evidencias de afectación tectónica en Bello en el barrio Santa Ana (Estec, 1983) que afecta las cenizas volcánicas y que lo localizan en los últimos 10.000 años, y que se encontraron evidencias de afectación tectónica en Llano de Ovejas con diaclasas que afectan un paleosuelo y el suelo actual. Se propone suponer que se tiene un fallamiento ocurrido recientemente, en los últimos 10.000 años. Con estas consideraciones el grado de actividad se propone que sea de bajo a moderado

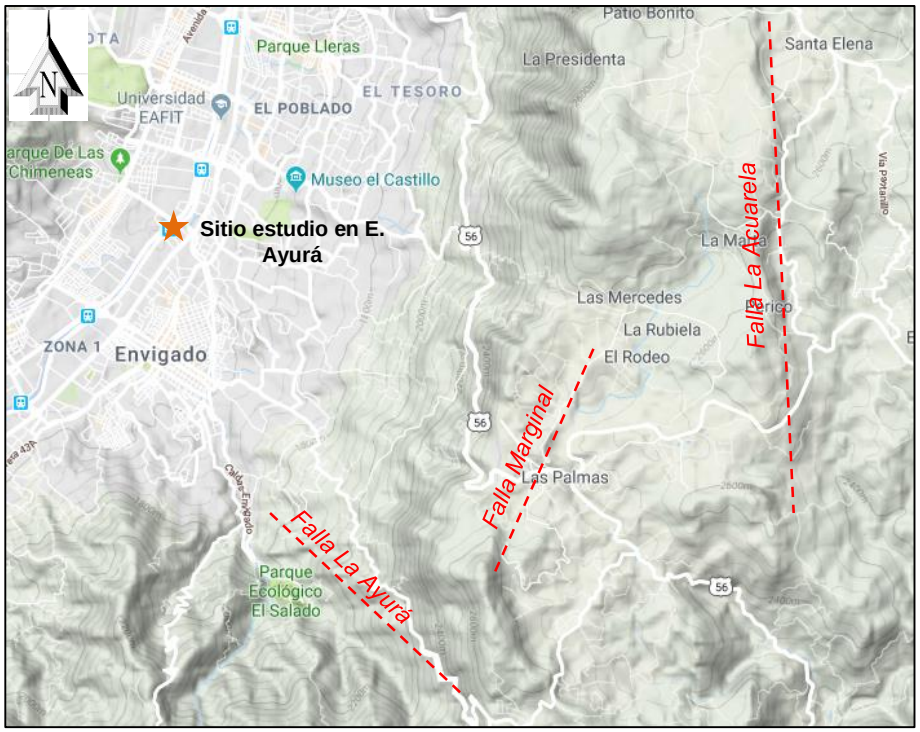


Figura 11. Fallas cartografiadas al suroriental del valle de Aburrá. Fuente imagen: Google Maps.

8.3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

La parte baja de la vertiente suroriental está constituida por una serie de depósitos de fondo del Valle generados por el río Medellín y algunos de sus afluentes principales. Se reconocen por generar una morfología relativamente suave, dispuestos en franjas irregulares siguiendo la trayectoria de las corrientes. CONSORCIO (2006).

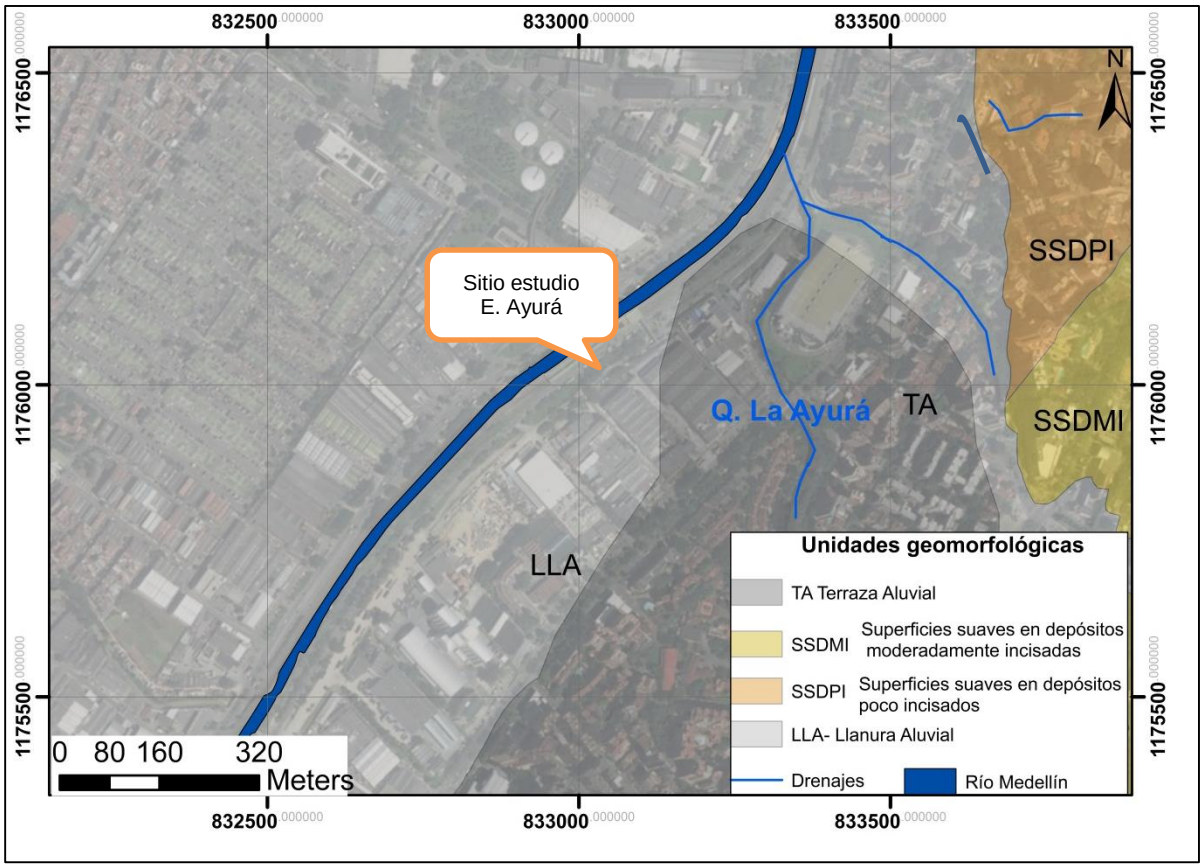


Figura 12. Contexto geomorfológico regional. Fuente: CONSORCIO (2006)

En el caso del sitio de estudio, este se localiza en una geoforma cartografiada por el Consorcio (2006) como ***Llanura Aluvial (LLA)***, la cual es una unidad que involucra el cauce y las riberas del río Aburrá y algunas de sus quebradas o tributarios principales. Es una forma continua, de pendientes suaves y topografía plana; contiene materiales producto de la sedimentación aportada por estas corrientes e incluye además algunos niveles de terrazas bajas.

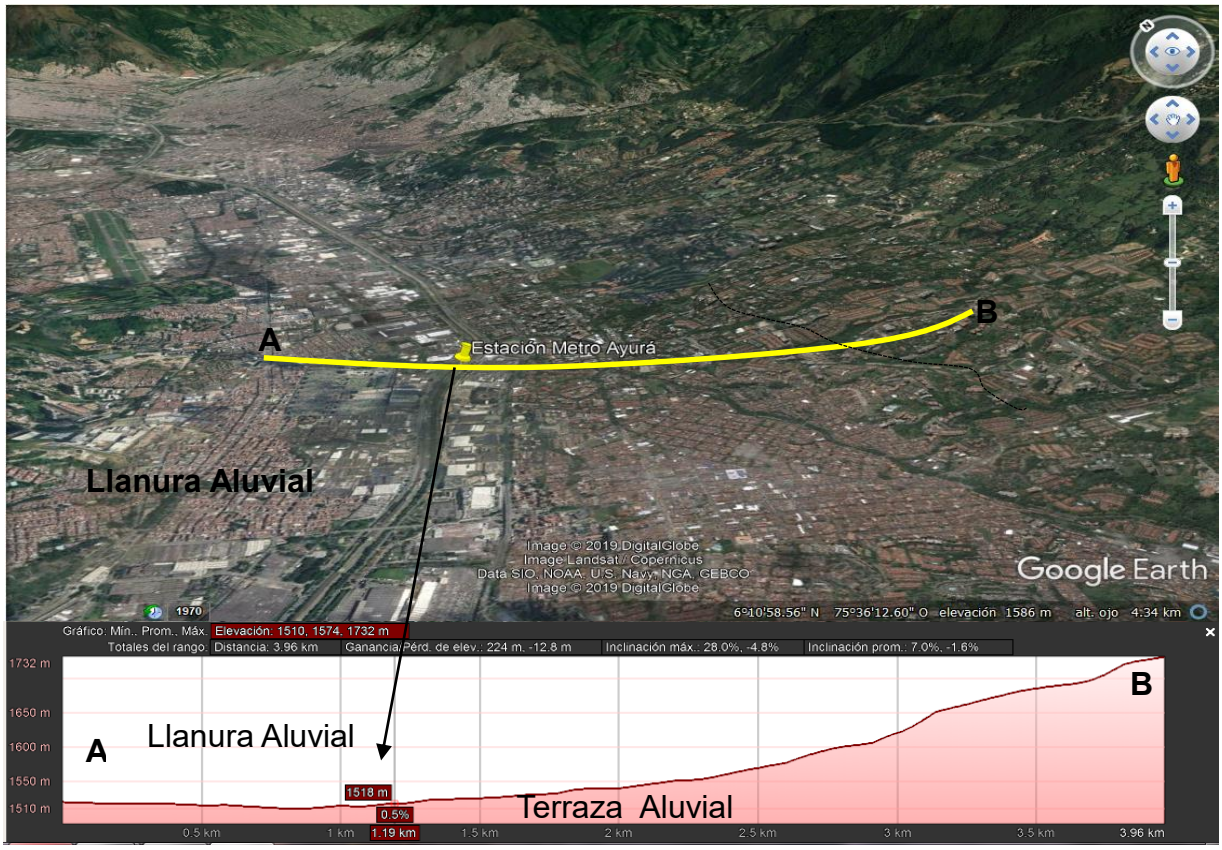


Figura 13. Contexto geomorfológico regional. Fuente: CONSORCIO (2006)

8.4 GEOLOGÍA LOCAL

De acuerdo con la revisión de las muestras recuperadas en el sondeo exploratorio realizado en el sitio en estudio en la Estación Metro Aguacatala, fue posible identificar las siguientes unidades superficiales y geológicas:

Depósito antrópico (lleno). Conformado por matriz areno limosa; seco; color café oscuro; embebe clastos de hasta 6 cm de composición variable y geometría subangular a subredondeada. Estrato de compacidad variable de densa a suelta. Presenta mezcla con material antrópico (escombros).

Depósito aluvial granular, energía moderada. Conformado por matriz areno limosa, de color café; que embebe gravas de hasta 2 cm, de variable composición y geometría subredondeada. Presenta humedad baja. Estrato de compacidad variable entre mediana y muy densa.

A continuación se presenta el perfil estratigráfico representativo del subsuelo del sitio en estudio.

Tabla 5. Perfil estratigráfico típico identificado en el sitio en estudio, estación Ayurá.

PROF (m)	Descripción	Fotografía
0.00 – 2.45	Depósito antrópico (lleno).	
2.45 – 5.45	Depósito aluvial granular, energía moderada.	

9 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUB-SUELO

De acuerdo con los resultados obtenidos en las etapas de exploración de campo e investigación de laboratorio realizados por CONSULCIVIL S.A.S., y teniendo en cuenta las observaciones realizadas por los Especialistas en las áreas de Geología y Geotecnia de CONSULCIVIL S.A.S., en el polígono de interés, la caracterización geológico-geotécnica de la zona del proyecto es la siguiente:

9.1 POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO

Durante la época de realización de la exploración de campo el nivel freático no se encontró en las profundidades exploradas.

La posición del nivel freático corresponde a la línea de presión de poros igual a cero, equivalente a que la presión neta en el polígono es igual a la presión atmosférica. El nivel de agua determina los niveles de presiones hidrostáticas sobre una superficie localizada por debajo de ese nivel o los valores de presión negativa o de succión para el suelo localizado inmediatamente por encima de este.

9.2 CONDICIONES DE HUMEDAD

El contenido de humedad natural de las muestras se evaluó a partir de los resultados obtenidos de las clasificaciones granulométricas, las cuales se realizaron desde superficie (1.50 m) hasta una profundidad de 6.30 m.

El comportamiento del contenido de humedad de las muestras se analizó de acuerdo a los estratos definidos de la siguiente manera:

El depósito aluvial granular presentó valores de humedad bajos a medios, variables entre 9% y 11% los cuales presentan un comportamiento lineal decreciente con respecto a la profundidad, en donde se aprecia un valor promedio de 10%.

El depósito antrópico presentó igualmente una humedad baja, con un valor promedio de 13%.

No se presentaron índices de plasticidad en ninguna de las muestras.

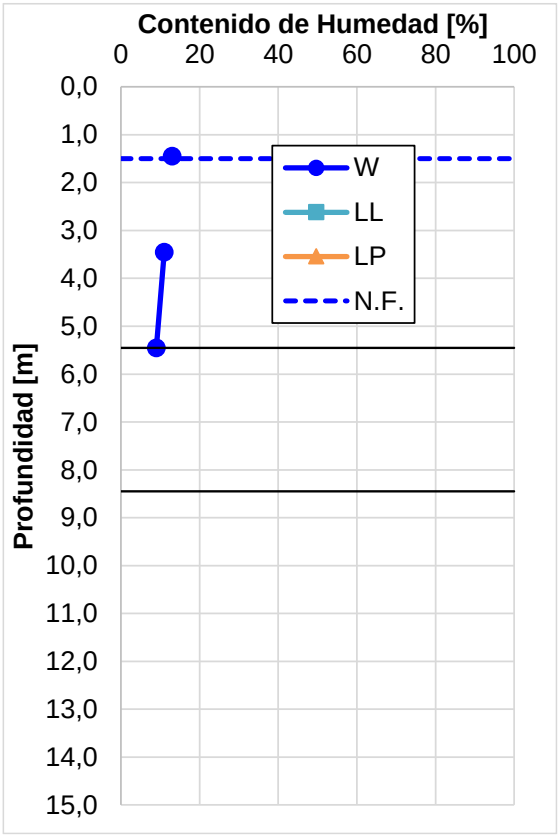
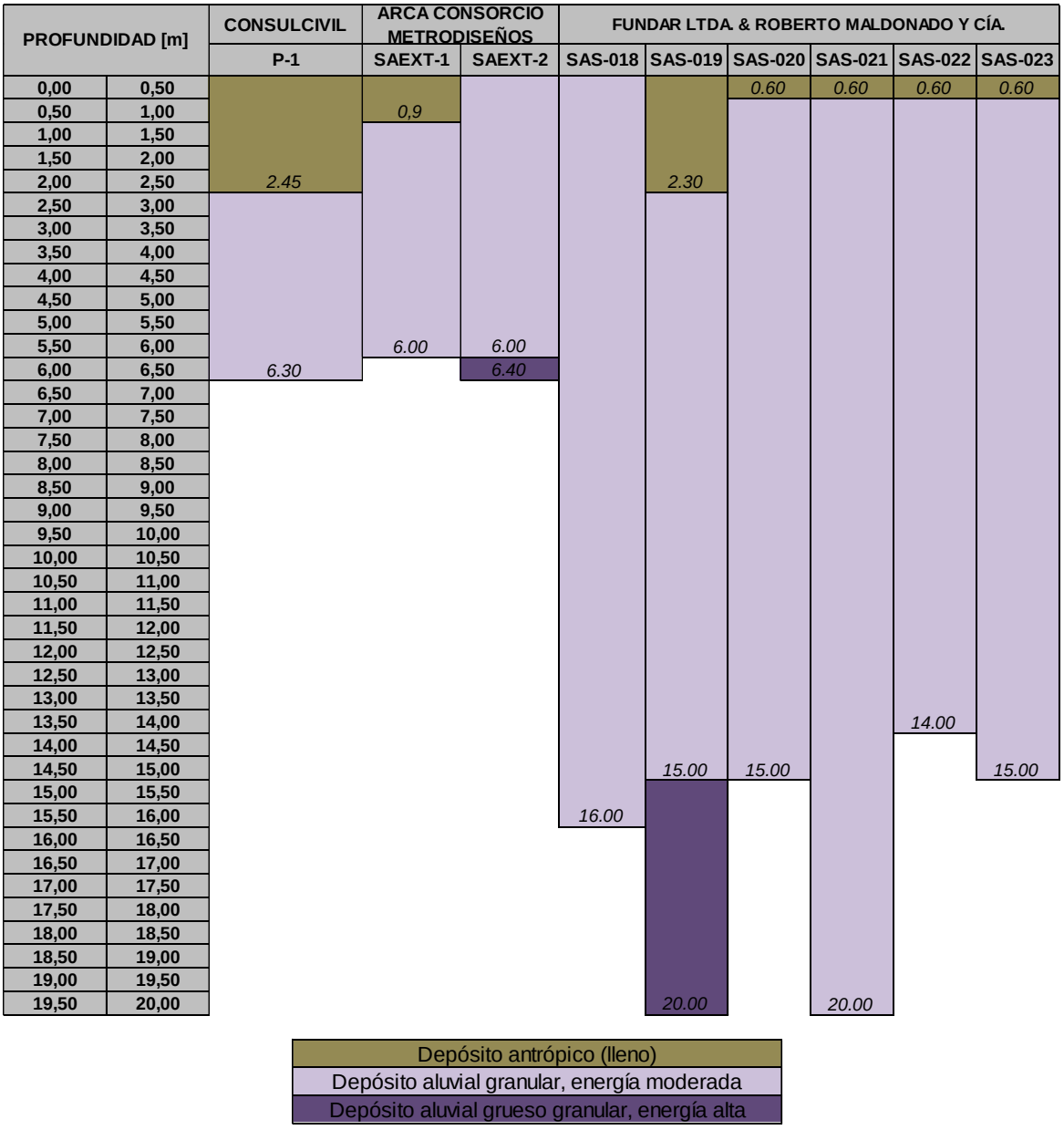


Figura 14. Humedad promedio de las muestras vs profundidad.

9.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Teniendo en cuenta los resultados del sondeo exploratorio directo realizado en el subsuelo del sector en estudio y su posterior caracterización en el laboratorio de suelos de CONSULCIVIL S.A.S., se pudo establecer un perfil estratigráfico conformado por suelos transportados del tipo depósito aluvial y depósitos antrópicos. A continuación se presenta la descripción de los paquetes estratigráficos definidos por nuestros especialistas en las áreas de Geología y Geotecnia.



A continuación se describen las características geotécnicas de los estratos definidos:

- ***Depósito Antrópico:***

Este estrato fue identificado superficialmente hasta la profundidad explorada de 2.45 m. Geotécnicamente está conformado por suelos de matriz areno limosa de compacidad media. Posee humedad baja. Color café. Embebe clastos de hasta 6 cm.


P1-M1


P1-M2

Fotografía 6. Muestras de depósito antrópico recuperadas en la etapa de exploración de campo.

Sobre este estrato se realizó una clasificación granulométrica, por medio de la cual se pudo identificar la matriz como arena limosa (SM). Las muestras presentaron un contenido de humedad natural bajo, con un valor promedio de 13% y un contenido de finos promedio de 34%.

Tabla 6. Resultados promedio de los ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito antrópico.

MUESTRA	Prof. [m]		W [%]	USCS	P. 200 [%]
P1-M2	***1,00***	***1,45***	13	SM	34

- ***<u>Depósito Aluvial Granular – energía moderada:</u>***

Este estrato fue identificado subyacente al depósito antrópico hasta la profundidad máxima explorada. Geotécnicamente está conformado por suelos de matriz areno limosa de compacidad densa. Posee humedad baja. Color café. Embebe fragmentos de roca tamaño grava de hasta 3 cm.


P1-M5


P1-M6

Fotografía 7. Muestras de depósito aluvial granular recuperadas en la etapa de exploración de campo.

Sobre este estrato se realizaron dos clasificaciones granulométricas, por medio de las cuales se pudo identificar la matriz como arena limosa (SM). Las muestras presentaron un contenido de humedad natural bajo, con un valor promedio de 10% y un contenido de finos promedio de 34%.

Tabla 7. Resultados promedio de los ensayos de laboratorio realizados sobre el depósito de aluvial granular.

MUESTRA	Prof. [m]		W [%]	USCS	P. 200 [%]
P1-M4	***3,00***	***3,45***	11	SM	28
P1-M6	***5,00***	***5,45***	9	SM	40
PROMEDIO			***10***		***34***
MÁXIMO			***11***		***40***
MÍNIMO			***9***		***28***

9.4 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA A PARTIR DE LA ETAPA DE EXPLORACIÓN INDIRECTA

Como resultado de las líneas sísmicas realizados por ARCA – ORBE – CIDCCA CONSORCIO METRODISEÑOS se tiene:

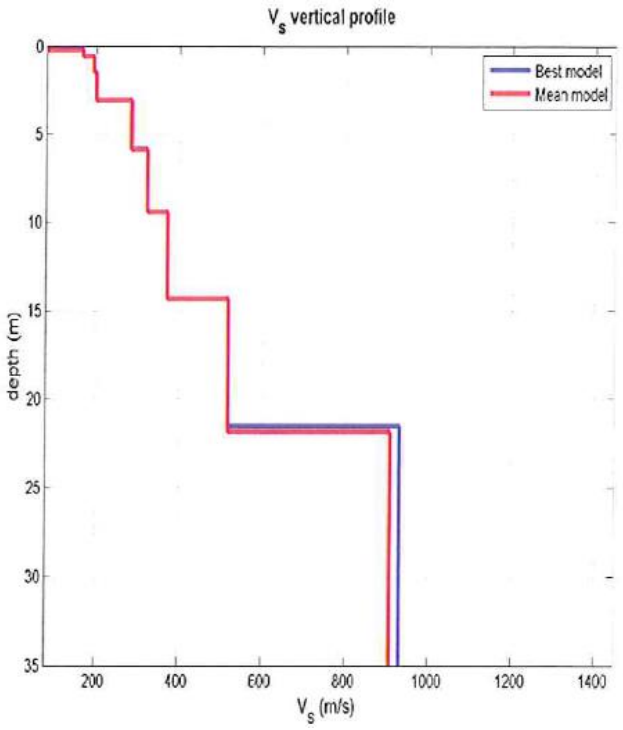


Figura 15. Perfil de Velocidad de Onda de Corte. Línea 1 –LS3.

Tabla 8. Definición del perfil del suelo. Línea 1 – LS3

DESDE	HASTA	Vs	di	di/Vsi
0.0	0.2	82.0	0.2	0.0024
0.2	0.6	168.0	0.4	0.0024
0.6	1.5	194.0	0.9	0.0046
1.5	3.1	201.0	1.6	0.0080
3.1	5.9	285.0	2.8	0.0098
5.9	9.4	324.0	3.5	0.0108
9.4	14.3	373.0	4.9	0.0131
14.3	21.9	520.0	7.6	0.0146
21.9	30.0	909.0	8.1	0.0089
		Total	30.0	0.0747
		Vs promedio		401.6
		Perfil del suelo		**C**

9.5 CONDICIONES ESPECIALES DEL SUB-SUELO

9.5.1 Potencial de expansión

El potencial de expansión es propio de suelos arcillosos o finogranulares que presenten minerales característicos de suelos expansivos como caolinita y montmorillonita.

El potencial de expansión se evalúa teniendo en cuenta las características de consistencia de los materiales del sub-suelo y usando como referencia los rangos presentados en la tabla H.9.1-1 de la NSR-10:

Tabla 9. Tabla H.9.1-1 de la NSR-10: Clasificación de suelos expansivos.

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Límite líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 –20	39 – 50	8 – 18	12 –34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

En el caso particular de la estación Ayurá, los materiales encontrados no presentan límites de consistencia debido a su composición granulométrica predominantemente grueso granular (arenas y gravas), en este sentido, se infiere que los materiales de la zona en estudio no presentan características de suelos expansivos.

9.5.2 Potencial de licuación

A continuación se presenta la evaluación del potencial de licuación para los suelos evidenciados en la zona en estudio utilizando dos metodologías; el número de golpes del ensayo de penetración estándar, SPT y la velocidad de onda cortante, Vs:

9.5.2.1 Potencial de licuación a partir de Seed, 2001, Cetin et al, 2004 e Idriss & Boulanger, 2004, 2008.

Se evaluó el potencial teniendo en cuenta relación cíclica actuante (CSR) presentada en la metodología propuesta propuesta por Seed, 2001 y las metodologías de Cetin et al, 2004 e

Idriss & Boulanger, 2008, en las cuales se tiene en cuenta el número de golpes del ensayo SPT:

Para el cálculo de relación cíclica actuante (CSR) se tuvo en cuenta la siguiente expresión:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

Dónde:

a_{max}: $Aceleración\ máxima\ del\ suelo$

g: $Aceleración\ de\ la\ gravedad$

σ_v: $Esuerzo\ total$

σ'_v: $Esfuerzo\ Eectivo$

r_d: $Factor\ de\ reducción\ del\ esfuerzo$

De acuerdo con la metodología presentada inicialmente por Seed, 2001 y adoptada por Idriss & Boulanger, 2004, 2008, El valor de CSR obtenido con la ecuación anterior fue dado para una magnitud de sismo igual a 7.5, por lo que si las condiciones sísmicas arrojan un valor de magnitud diferente como en este caso, el valor de CSR requerirá de un ajuste, lo cual se logra con el factor MSF (Magnitude Scaling Factor) para calcular así un CSR equivalente a una magnitud M=7.5.

$$CSR_{M=7.5} = \frac{CSR_{M=M}}{MSF}$$

En este caso se utilizó un valor de MSF presentado por Idriss & Boulanger, 2008, el cual varía según la variación del contenido de finos de las muestras:

$$MSF = 1 + (MSF_{max} - 1)\left(8.64 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 1.325\right)$$

Dónde:

$$MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5}\right)^2 \leq 2.2$$

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$$

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} - \left(\frac{15.7}{FC+0.01}\right)^2\right)$$

$FC = Contenido\ de\ finos$

El nivel freático se asumió en una posición superficial para la evaluación del potencial de licuación.

Tabla 10. Parámetros sísmicos necesarios para evaluar el potencial de licuación.

Municipio	Aa	Tipo de perfil	Fa	a_{max} (I=1.0)	M_w (**)
Envigado	0.15	C	1.00	0.180	6.7

(**). Para la evaluación del potencial de licuación se trabajó con un sismo de diseño de magnitud Mw= 6.7 asociado a la falla San Jerónimo – segmento 5 o falla Sopetrán.

Para la evaluación del potencial de licuación se trabajó con el número de golpes del ensayo SPT de la perforación, y el porcentaje de finos para cada muestra.

Tabla 11. Parámetros para la evaluación del potencial de licuación mediante SPT.

PROF [m]	N_{SPT} [golpes/pie]	σ_v [kN/m^3]	σ'_v [kN/m^3]	FC [%]	N_{160cs}	r_d [adim]	MSF [adim]	CSR [adim]
1.45	30	29	15	34	39	0.99	1.23	0.18
2.45	8	49	25	34	14	0.98	1.23	0.18
3.45	19	69	35	28	23	0.96	1.23	0.18
4.45	24	89	45	40	28	0.95	1.23	0.18

A continuación se presenta el gráfico CSR vs N corregido, utilizando las curvas de Idriss & Boulanger, 2004, 2008 y de Cetin et al, 2004, en las que se aprecia el resultado de las muestras en cuanto a la clasificación de la susceptibilidad a la licuación.

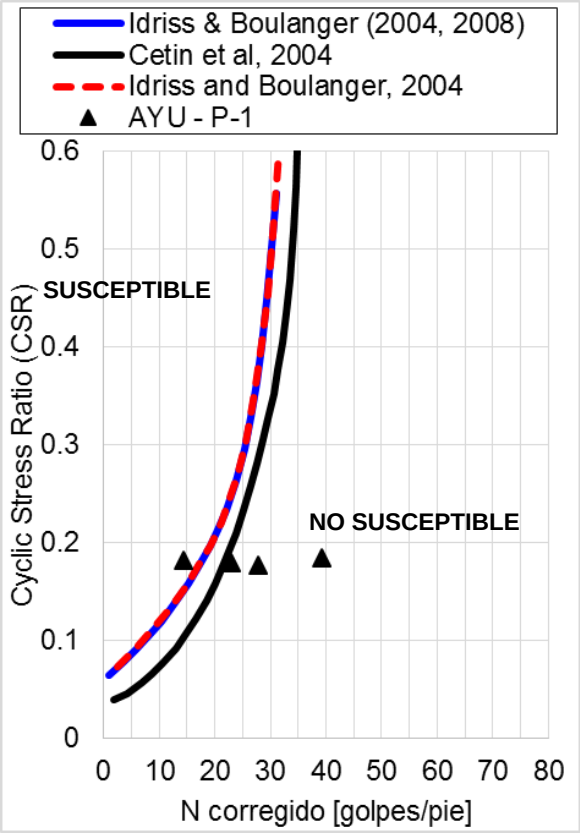


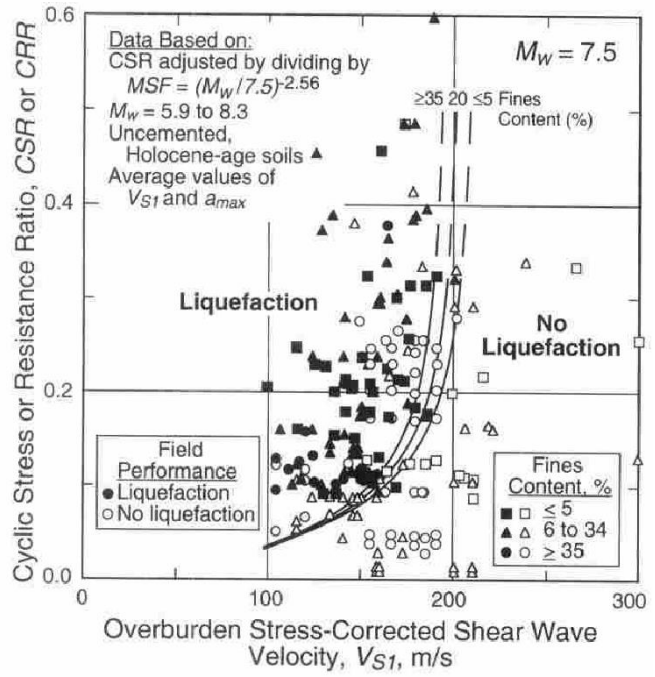
Figura 16. Susceptibilidad a la licuación vs N corregido.

De acuerdo con los cálculos presentados se puede concluir que los suelos de la zona en estudio no son susceptibles a licuación.

9.5.2.2 Potencial de licuación a partir de la velocidad de onda de corte, Vs

Considerando que la medición de la velocidad de onda de corte, Vs, está asociada a niveles de bajas deformaciones (del orden de 10 -5 y 10 -3%), la velocidad de onda refleja la rigidez elástica de un material granular, por lo tanto, se ve afectado principalmente por el tipo de suelo, la presión de confinamiento y la densidad del suelo, pero es independiente o insensible a factores como la relación de sobre consolidación (OCR), la cual tiene una gran influencia en la resistencia a la licuación: a medida que aumenta la relación de sobre consolidación (OCR) aumenta la resistencia a la licuación (Verdugo, R, 2016). Por lo tanto, sin tener en cuenta los factores importantes mencionados anteriormente, se considera que la relación entre la velocidad de la onda de corte y la resistencia a la licuación no presenta resultados confiables.

Teniendo presente lo anterior, a continuación se presenta el cálculo del potencial de licuación teniendo en cuenta la velocidad de onda de corte reportada en la línea sísmica realizada. Para dicho cálculo se utilizó la metodología descrita por Andrus & Stokoe, 2000, la cual fue presentada para suelos arenosos. El cálculo tiene en cuenta la velocidad de onda de corte normalizada, V_{s1} y la relación cíclica actuante (CSR) ajustada por el factor de escala de magnitud del sismo (MSF):



$$\frac{CSR}{MSF} = \frac{0.65\frac{a_{max}}{g}\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}r_d}{\left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-2.56}}$$

$$V_{s1} = V_s\left(\frac{P_a}{\sigma_v'}\right)^{0.25}$$

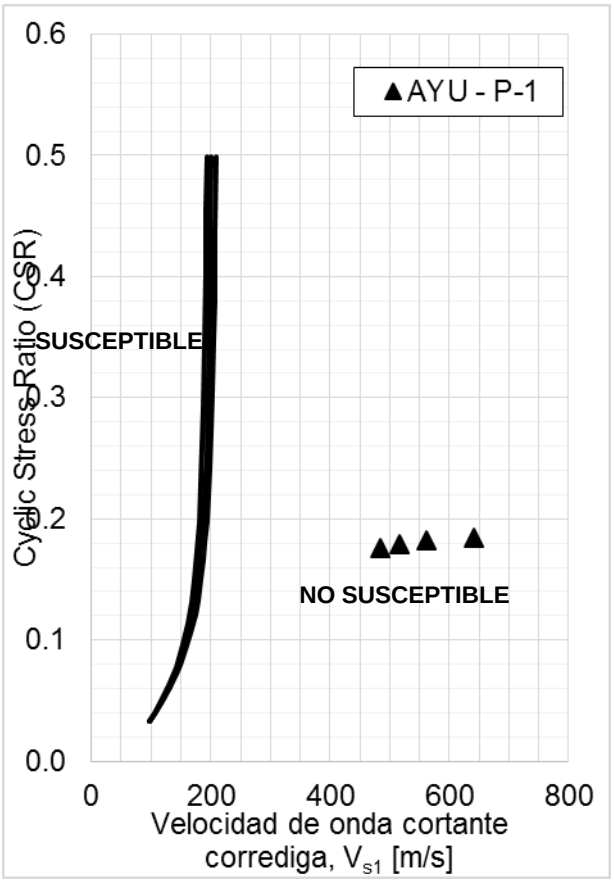


Figura 17. Cálculo del potencial de licuación a partir del valor de Vs.

De acuerdo con la velocidad de onda cortante se puede considerar que el subsuelo de la zona en estudio no presenta potencial ante el fenómeno de licuación.

9.5.3 Potencial de colapso

Se identifican como suelos colapsibles aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan.

Se identifica la colapsabilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. A mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos el depósito es inestable. La evaluación se puede hacer mediante la siguiente formulación:

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s) + w_l}$$

Donde:

γ_{dcrit}: Peso unitario crítico como identificación de la colapsabilidad

γ_d: Peso unitario seco del suelo

γ_w: Peso unitario del agua

G_s: Gravedad específica del suelo

w_l: Límite líquido en fracción decimal

Criterio de evaluación

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} > 1$ El suelo es estable

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} \leq 1$ El suelo es potencialmente colapsible

En el caso particular de la estación Ayurá, los materiales encontrados no presentan límites de consistencia debido a su composición granulométrica predominantemente grueso granular (arenas y gravas), en este sentido, se evaluó el potencial de colapso teniendo en cuenta los valores de peso unitario de cada estrato, el valor de humedad natural promedio entre todas las muestras, se asumió un valor bajo de límite líquido de 20% y se asumió un valor de gravedad específica de Gs= 2.60.

A continuación se relacionan las muestras evaluadas y los resultados obtenidos:

Tabla 12. Evaluación de la colapsabilidad en las muestras.

MUESTRA	PROF	W [%]	LL [decimal]	Gs	γ_h [kN/m³]	γ_d [kN/m³]	γ_{dcrit} [kN/m³]	$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}}$
Promedio	-	11	0.20	2.60	19.00	17.12	16.78	**1.02**

De acuerdo con los resultados obtenidos se puede concluir que el suelo del sitio en estudio presenta un potencial de colapso bajo.

9.6 EVALUACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE

Los parámetros de resistencia y elasticidad para el depósito aluvial granular, se calcularon a partir de correlaciones con el ensayo de penetración estándar (SPT) y con los valores obtenidos de los ensayos de laboratorio. Los cálculos con el SPT se realizaron a partir del N de campo y utilizando la metodología descrita por Álvaro González se halló el valor del ángulo de fricción equivalente usando la correlación de la Japan Road Bureau (JRB):

$$\varphi = 15 + \sqrt{9.375 x N_{1\,45}}$$ Japan Road Bureau (JRB)

Para el cálculo de la fricción se utilizaron los valores promedio del SPT en profundidad para cada estrato. El valor de fricción se obtuvo como el promedio de los valores en profundidad utilizando la metodología de la Japan Road Bureau (JRB):

Tabla 13. Estimación de Parámetros Elásticos.

DEPÓSITO ANTRÓPICO			
PROF [m]	N prom	N45	ϕ (JRB)
1.5	30	42	35
2.5	8	9	24
PROMEDIO			30

DEPÓSITO ALUVIAL GRANULAR			
PROF [m]	N prom	N45	ϕ (JRB)
3.5	19	17	28
4.5	24	21	29
PROMEDIO			28

Para el cálculo del ángulo de fricción efectivo se toma el promedio del ϕ_{eq} y se toma un esfuerzo efectivo σ'_v equivalente al esfuerzo efectivo en la mitad de cada estrato, con estos valores se obtiene un valor de τ_{eq}. Con este valor se realiza una iteración de los valores de c y ϕ para obtener un τ similar al obtenido con el ϕ_{eq}:

Tabla 14. Estimación de Parámetros Elásticos.

ESTRATO	ϕ_{eq} (C= 0)	σ'_v [kPa]	τ_{eq} (c= 0) [kPa]	C' [kPa]	ϕ'	τ_{ef} [kPa]
Depósito Antrópico	30	37.44	21.19	6	29	26.75
Depósito Aluvial Granular	28	79.00	42.59	5	30	50.61

El peso unitario se asumió teniendo en cuenta sus características texturales y de compacidad, para el depósito antrópico γ_h= 19.20 kN/m^3 y para el depósito aluvial granular γ_h= 20.00 kN/m^3.

La relación de Poisson se asumió teniendo en cuenta las características propias de cada estrato y los rangos de valores típicos reportados en Bowles 5 Ed, 1997 y en Braja M. Das, 1999.

El módulo de elasticidad se evaluó a partir de correlaciones con el número de golpes del ensayo SPT reportados en Bowles 5 Ed, 1997 para los tres estratos:

Depósito Antrópico $E_s = (320 * (N + 15))$
Depósito Aluvial Granular $E_s = (1200 * (N + 6))$

DEPÓSITO ANTROPICO			
PROF [m]	N prom	N_{55}	E_s=
1.5	30	34	15680
2.5	8	7	7040
PROMEDIO			11360

DEPÓSITO ALUVIAL GRANULAR			
PROF [m]	N prom	N_{55}	E_s=
1.5	15	14	24000
2.5	30	17	27600
PROMEDIO			25800

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los parámetros de resistencia y elasticidad que serán utilizados para el cálculo de la capacidad de soporte.

Tabla 15. Parámetros de resistencia utilizados en la modelación geotécnica.

Estrato	γ_h [kN/m³]	γ_{sat} [kN/m³]	c [kPa]	Φ [°]	Es [kPa]	μ
Depósito Antrópico	19.20	19.50	6	29	11712	0.32
Depósito Aluvial Granular	20.00	20.20	5	30	21300	0.30

10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 EVALUACIÓN DE LAS CIMENTACIONES EXISTENTES

De acuerdo con la información consultada de los estudios anteriores, se pudo establecer lo siguiente:

- Los muros de soporte de la plataforma el muro de contención del lado Este llevaría una zapata corrida cimentada sobre el Lleno.
- El muro de contención del lado Este mediante zapata corrida con juntas donde lo marquen las de propio muro.
- Los pórticos de la zona de plataforma se cimentaron en su lado Este mediante zapatas aisladas y en el Oeste están apoyados directamente en el muro de contención del río. Las zapatas se sitúan en la cota donde el terreno reúne unas características de fiabilidad suficientes.
- Los pórticos de la zona del edificio de acceso irán cimentados en su lado Oeste directamente en el muro de contención del Río Medellín. Las alineaciones restantes lo estarán sobre zapatas aisladas. Se podrían producir asientos diferenciales, así como entre las alineaciones C y D, pero par la presiones y características del terreno en cuestión se desprende del estudio de la mismas que no llegarían a alcanzar distorsiones superiores a 1/300 de las luces existentes, por lo que no se consideran nocivas para la estructura y se evita el arrostramiento de la misma
- La solera de la plataforma de apoya sobre los muros longitudinales de contención y debido a su flexibilidad se considera apoyada, en su zona central, en el terreno. La solera de cuartos técnicos se considera directamente apoyada en el terreno en su totalidad, así como la de los sótanos situados bajo ellos.

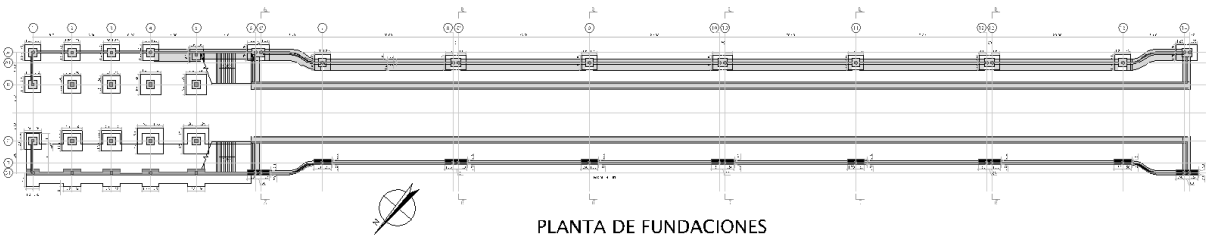


Figura 18. Planta de cimentaciones existentes de la estación.

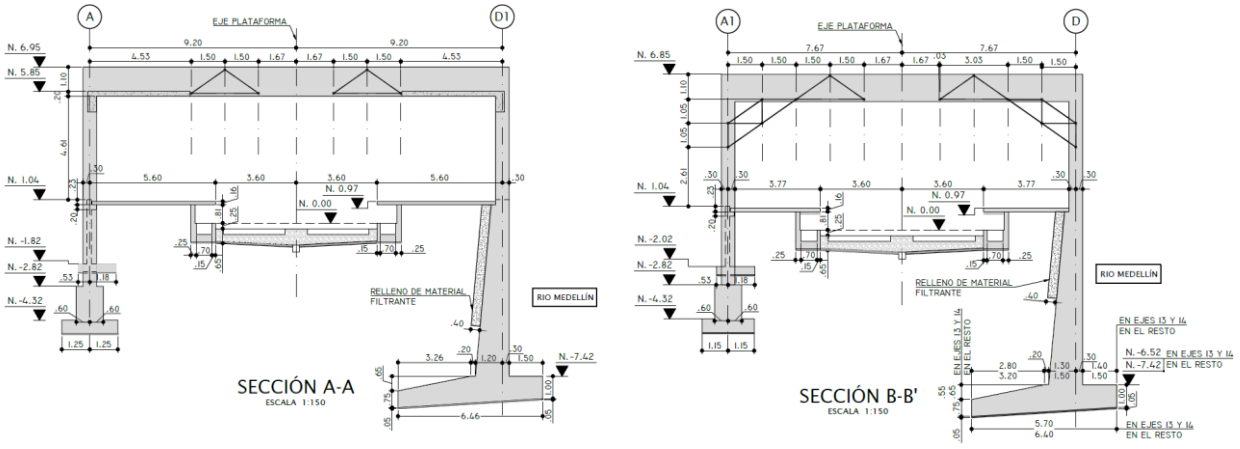


Figura 19. Perfiles de cimentaciones existentes de la estación.

Las cimentaciones de los pórticos intermedios corresponden a zapatas aisladas de dimensiones 2.40 x 2.40 m desplantadas a una profundidad de 4.9 m. Las cimentaciones de los pórticos de junta corresponden a zapatas aisladas de dimensiones 2.30 x 3.10 m desplantadas a una profundidad de 4.50 m.

Actualmente las cimentaciones transmiten una presión al suelo de 46.53 kPa en los pórticos intermedios y de 32.26 kPa en los pórticos de junta.

Con el incremento de cargas proyectado, se estima que las cimentaciones transmitan una presión de 102.08 kPa en los pórticos intermedios y de 54.70 kPa en los pórticos de junta.

Tabla 16. Evaluación de presiones en las cimentaciones existentes

	Pórtico intermedio	**Pórtico de junta**
Base [m]	2.40	2.30
Longitud [m]	2.40	3.10
B x L	2.4 x 2.4	2.3 x 3.1
Área [m^2]	5.76	7.13
Profundidad de desplante, Df [m]	4.90	4.50
Carga Actual [Ton]	26.80	23.00
Carga Proyectada [Ton]	58.80	39.00
Presión actual [kPa]	46.53	32.26
Presión Proyectada [kPa]	102.08	54.70

Con ayuda del módulo LOADCAP de la casa de software GEOSTRU, fue realizado el cálculo de la capacidad de soporte para los dos tipos de cimentaciones de la estructura. La capacidad se calculó teniendo en cuenta los parámetros geotécnicos del suelo y las dimensiones reales de cada tipo de cimentación (dimensiones y profundidad de desplante). Con esta información se pudo establecer una capacidad de soporte admisible de 601.80 kPa para las zapatas intermedias y de 486.67 kPa para las zapatas de junta.

De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede concluir que la carga proyectada en los apoyos con la inclusión del puente de acceso, no representa riesgo para la seguridad de la obra desde el punto de vista geotécnico, ya que la presión que transmitirá es mucho menor que la capacidad de soporte admisible:

Tabla 17. Evaluación de presiones y capacidad de soporte admisible para la condición proyectada.

	Pórtico intermedio	**Pórtico de junta**
Carga Proyectada [Ton]	58.80	39.00
Presión Proyectada [kPa]	102.08	54.70
Capacidad de soporte, qa [kPa]	601.80	486.67
Factor de seguridad	5.90	8.90

10.2 SISTEMA DE CIMENTACIÓN ESTRUCTURA PROYECTADA

Para la cimentación del foso del ascensor, plantean dos alternativas, la primera alternativa cimentación superficial tipo losa de cimentación con una profundidad de desplante mínima de 1.5 m y la segunda alternativa cimentaciones profundas tipo pilas con un diámetro mínimo de 1.0 m y una profundidad de desplante mínima de 5.0 m.

10.2.1 ALTERNATIVA 1

Para cimentar el foso para el ascensor, se recomienda utilizar cimentaciones superficiales del tipo losa de cimentación desplantadas como mínimo 1.50 m contados a partir del nivel final de adecuación del proyecto.

Las modelaciones geotécnicas para el cálculo de la capacidad de soporte y asentamientos para fundaciones se realizaron mediante el módulo MP del software GEOSTRU 2018. El módulo de reacción vertical, k_v, (módulo de balasto) para las cimentaciones superficiales se calculó siguiendo la metodología de Vesic, 1961 presentada en Bowles 5 Ed, 1997:

$$k_v = k_s = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)}$$

Tabla 18. Parámetros geotécnicos para el sistema de fundación del Edificio.

Estrato de cimentación	*Depósito aluvial granular, energía moderada. Conformado por matriz areno limosa, de color café; que embebe gravas de hasta 2 cm, de variable composición y geometría subredondeada. Presenta humedad baja. Estrato de compacidad variable entre mediana y muy densa.*	
Tipo de cimentación	*Losa de cimentación*	
Profundidad mínima de desplante de la cimentación	*1.50 m (*).*	
Capacidad portante admisible del estrato de cimentación por punta	***Df $_{mín.}$ = 1.50 m***	*278 kPa*
Módulo de reacción lateral del sub-suelo (Ks)	*23406 kN/m^3 (Para una losa de dimensiones unitarias, B=L=1).*	

(*) Dado que se pueden presentar variaciones en los espesores de los estratos detectados en la exploración de campo, es probable que en las excavaciones se detecte el estrato de depósito antrópico hasta la profundidad de desplante mínima definida. En este caso, se deberá realizar una sobre-excavación con el objetivo de sobre pasar el estrato antrópico. La excavación adicional se deberá reemplazar mediante concreto ciclópeo. En todos los casos se deberá garantizar que el estrato de cimentación corresponda al depósito aluvial.

10.2.2 ALTERNATIVA 2

Para la cimentación del foso del ascensor, se recomienda elementos tipo pilas pre-excavadas de mínimo 1.0 m de diámetro y 5.0 m de profundidad de desplante mínima.

Las cimentaciones se calcularon usando el módulo de cimentaciones profundas del Software MP (Geoestru) 2023, mediante la metodología de Vesic.

- **CIMENTACIONES SOBRE DEPÓSITO ALUVIAL GRANULAR, ENERGÍA MODERADA**

Tabla 19. Parámetros geotécnicos para el sistema de cimentación del foso del ascensor.

Estrato de cimentación	*Depósito aluvial granular, energía moderada. Conformado por matriz areno limosa, de color café; que embebe gravas de hasta 2 cm, de variable composición y geometría subredondeada. Presenta humedad baja. Estrato de compacidad variable entre mediana y muy densa.*	
Tipo de cimentación	*Pilas excavadas*	
Profundidad mínima de desplante de la cimentación	*5.00 m (*)*	
Capacidad portante admisible del estrato de cimentación por punta	***$Df_{mín.}$ = 5.00 m***	*484 kPa*

(*) Cuando se llegue la profundidad de desplante mínima, se deberá verificar que el estrato de cimentación cumpla con las características del depósito aluvial granular como se describe en el capítulo 9.3, en el caso que este material no cumpla con dichas características se deberá seguir excavando hasta encontrar el material con las competencia requeridas para soportar las cargas de servicio que bajan por cada una de las cimentaciones.

Para el cálculo del módulo de reacción horizontal se empleó la metodología de Vesic, la cual se describe a continuación:

$$K_h = \frac{0.65 * E_S}{D(1-\mu^2)} * \sqrt[12]{\frac{64E_S}{\pi E_P}}$$

Df [m]	Kh [mN/m³]
0.00	0.00
1.00	0.00
1.00	11.48
1.47	17.22
1.96	22.96
2.45	28.69
2.45	52.19
2.96	63.05
3.47	73.91
3.98	84.77
4.49	95.64
5.00	106.50

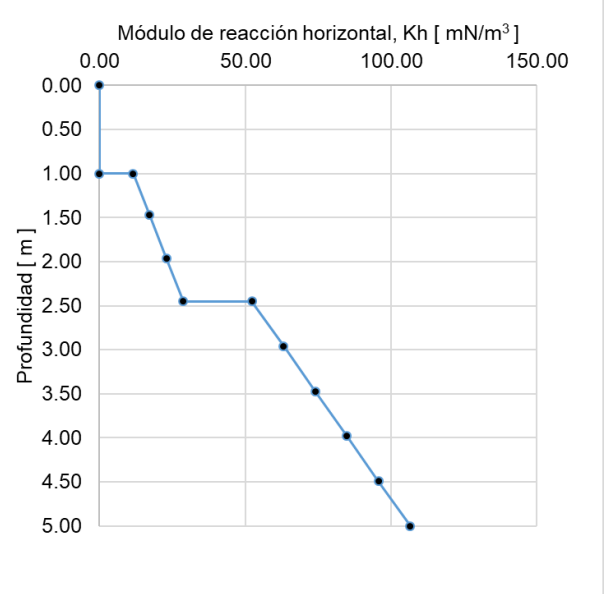


Figura 20. Módulo de reacción horizontal – Ks (pilas de 1.0 m de diámetro)

El módulo de reacción vertical se obtuvo mediante la metodología de Vesic (1973) que se describe a continuación:

$$K_v = \frac{E_s}{D * (1-\mu^2)}$$

$$K_v = 23406 \frac{kN}{m^3}$$

Donde:
Es: Modulo de elasticidad del suelo
μ: Modulo de Poisson del suelo
D: diámetro de la pila.

Tabla 20. Parámetros geotécnicos para la losa de contrapiso

Estrato de cimentación	*Depósito antrópico (lleno). Conformado por matriz areno limosa; seco; color café oscuro; embebe clastos de hasta 6 cm de composición variable y geometría subangular a subredondeada. Estrato de compacidad variable de densa a suelta. Mezcla material antrópico (escombros).*
Tipo de cimentación	*Losa de cimentación con una reemplazo en material granular tipo sub-base de 0.20 cm*
Capacidad portante admisible del estrato de cimentación	*96 kPa*

Para la losa de contrapiso se recomienda un reemplazo en material granular tipo sub-base SBG-38 de mínimo 0.20 m, con índice plástico menor a 10% libre de materia orgánica, basura o escombros. El material debe ser compactado hasta alcanzar el 100% de la densidad seca máxima que se obtenga para el material en el ensayo Proctor Modificado, además, se deberán seguir las recomendaciones para llenos del capítulo 10.8

En la cota final de excavación para los sótanos, y por debajo del estrato granular de apoyo de la losa de contrapiso, deberá construirse un filtro en espina de pescado de acuerdo con un Diseño Hidro-Sanitario particular.

El módulo de reacción vertical se obtuvo mediante la metodología de Vesic (1973) que se describe a continuación:

$$K_v = \frac{E_s}{D * (1 - \mu^2)}$$

$$K_v = 13048 \frac{kN}{m^3}$$

Donde:
Es: Modulo de elasticidad del suelo
μ: Modulo de Poisson del suelo
D: Ancho de la cimentación.

- **CIMENTACIONES SOBRE DEPÓSITO ANTRÓPICO**

Tabla 21. Parámetros geotécnicos para el sistema de cimentación del foso del ascensor.

Estrato de cimentación	*Depósito antrópico (lleno). Conformado por matriz areno limosa; seco; color café oscuro; embebe clastos de hasta 6 cm de composición variable y geometría subangular a subredondeada. Estrato de compacidad variable de densa a suelta. Mezcla material antrópico (escombros).*	
Tipo de cimentación	*Pilas excavadas*	
Profundidad mínima de desplante de la cimentación	*5.00 m (*)*	
Capacidad portante admisible del estrato de cimentación por punta	***Df $_{mín.}$ = 5.00 m***	*383 kPa*

(*) Para las pilas aledañas al muro de contención existente, cuando se llegue la profundidad de desplante mínima, se deberá verificar que el estrato de cimentación cumpla con las características del depósito antrópico como se describe en el capítulo 9.3, en el caso que este material no cumpla con dichas características se deberá seguir excavando hasta encontrar el material con las competencia requeridas para soportar cargas de servicio que bajan por cada una de las cimentaciones.

Para el cálculo del módulo de reacción horizontal se empleó la metodología de Vesic, la cual se describe a continuación:

$$K_h = \frac{0.65 * E_S}{D(1-\mu^2)} * \sqrt[12]{\frac{64E_S}{\pi E_P}}$$

Df [m]	Kh [mN/m³]
0.00	0.00
1.00	0.00
1.00	11.71
2.00	23.42
3.00	35.14
4.00	46.85
5.00	58.56

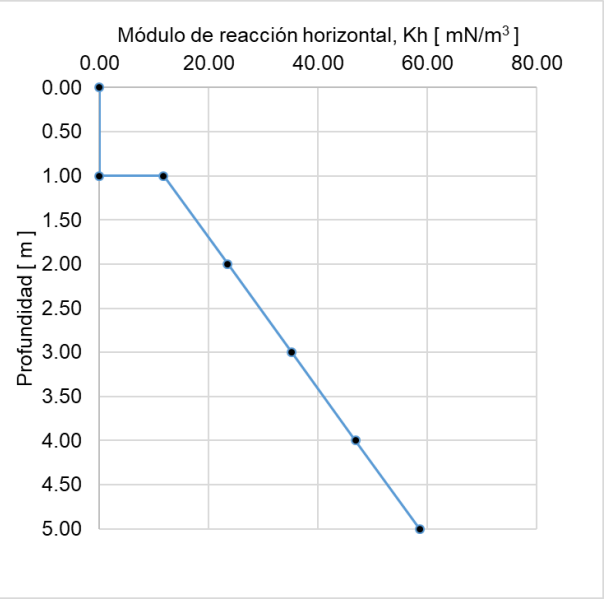


Figura 21. Módulo de reacción horizontal – Ks (pilas de 1.0 m de diámetro)

El módulo de reacción vertical se obtuvo mediante la metodología de Vesic (1973) que se describe a continuación:

$$K_v = \frac{E_s}{D * (1 - \mu^2)}$$

$$K_v = 13048 \frac{kN}{m^3}$$

Donde:
Es: Modulo de elasticidad del suelo
μ: Modulo de Poisson del suelo
D: diámetro de la pila.

Tabla 22. Parámetros geotécnicos para la losa de contrapiso de la alternativa 2

Estrato de cimentación	*Depósito antrópico (lleno). Conformado por matriz areno limosa; seco; color café oscuro; embebe clastos de hasta 6 cm de composición variable y geometría subangular a subredondeada. Estrato de compacidad variable de densa a suelta. Mezcla material antrópico (escombros).*
Tipo de cimentación	*Losa de cimentación con una reemplazo en material granular tipo sub-base de 0.20 cm*
Capacidad portante admisible del estrato de cimentación	*96 kPa*

Para la losa de contrapiso se recomienda un reemplazo en material granular tipo sub-base SBG-38 de mínimo 0.20 m, con índice plástico menor a 10% libre de materia orgánica, basura o escombros. El material debe ser compactado hasta alcanzar el 100% de la densidad seca máxima que se obtenga para el material en el ensayo Proctor Modificado, además, se deberán seguir las recomendaciones para llenos del capítulo 10.8

En la cota final de excavación para los sótanos, y por debajo del estrato granular de apoyo de la losa de contrapiso, deberá construirse un filtro en espina de pescado de acuerdo con un Diseño Hidro-Sanitario particular.

El módulo de reacción vertical se obtuvo mediante la metodología de Vesic (1973) que se describe a continuación:

$$K_v = \frac{E_s}{D * (1 - \mu^2)}$$

$$K_v = 13048 \frac{kN}{m^3}$$

Donde:
Es: Modulo de elasticidad del suelo
μ: Modulo de Poisson del suelo
D: Ancho de la cimentación.

10.3 PARÁMETROS DE EMPUJE

Para el diseño de los muros perimetrales del foso del ascensor, y en general para los muros de contención necesarios para la adecuación del proyecto, se deberán tener en cuenta los siguientes parámetros:

Tabla 23. Parámetros geotécnicos para el diseño de las estructuras de contención.

Ángulo de fricción interna del material al respaldo del muro	*30°*
Coeficiente de fricción suelo-concreto	*0.43*
Coeficiente de empuje activo (Ka)	*0.33*
Coeficiente de empuje pasivo (Kp)	*3.00*
Peso unitario húmedo promedio del material al respaldo	*20.00 kN/m^3*

10.4 PARÁMETROS SÍSMICOS

Para efectos del análisis sismo-resistente de las estructuras asociadas al proyecto del asunto se tendrán en cuenta los siguientes parámetros sísmicos, teniendo en cuenta el perfil del suelo, el tipo de estructuras, la ubicación del proyecto y la estratigrafía detectada en la zona de estudio, atendiendo las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.

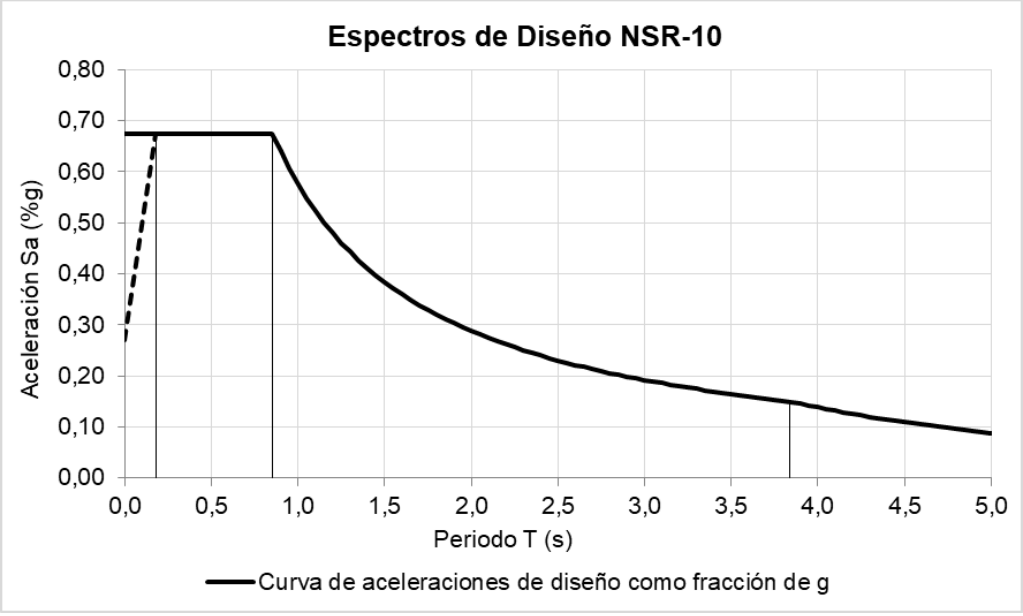
El perfil de suelo se estimó con base en los resultados de la línea sísmica (MASW) No. 2 realizada en la zona adyacente a la estación del metro y el valor de velocidad de onda promedio V_{s30}, para la cual se obtuvo un valor de 401.6 m/s.

Los valores A_a, A_v, A_e, A_d y la zona de amenaza sísmica se obtuvieron a partir del apéndice A-4 de la NSR-10 para el municipio de Envigado (Antioquia).

Tabla 24. Parámetros sísmicos según NSR-10 para el proyecto.

Zona de Amenaza Sísmica	**INTERMEDIA**
Tipo de perfil del suelo	**C**
Aa	**0.15**
Av	**0.20**
Coeficiente de importancia	**1.50**

Ae	**0.13**
Ad	**0.07**
Fa	**1.20**
Fv	**1.60**



10.5 EXCAVACIONES MANUALES PARA FUNDACIONES SUPERICIALES

Previo al inicio de las obras de excavación, se deberán levantar las respectivas actas de vecindad, con el objeto de evitar que se atribuya a la obra de daños ajenos a esta y llevar un control durante la ejecución de la obra.

- Las excavaciones podrán ejecutarse por métodos manuales o mecánicos de acuerdo a las indicaciones de la Interventoría.
- Se deben adoptar las precauciones necesarias para evitar derrumbes durante las excavaciones, según la naturaleza y condiciones del terreno. Dado que los suelos en la zona de estudio se disgregan y pueden perder su cohesión bajo la acción de los elementos atmosféricos, tales como la humedad, sequedad, aguas sub-superficiales, dando lugar a hundimientos, es necesario proteger las paredes de los cortes.
- Los productos de la excavación que no hayan de retirarse de inmediato, así como los materiales que hayan de acumularse, se apilarán a una distancia suficiente del borde de la excavación para que no supongan una sobrecarga que pueda dar lugar a desprendimientos o corrimientos de tierras en los taludes de corte. Para este caso la disposición de materiales provenientes de las excavaciones deberá realizarse a 6 m de la corona del talud de corte.
- Cuando en los trabajos de excavación se empleen máquinas, camiones, etc. que supongan una sobrecarga, así como la existencia de tráfico rodado que transmita vibraciones que puedan dar lugar a desprendimientos de tierras en los taludes de corte, se adoptarán las medidas oportunas de refuerzo de entibaciones y señalización de las diferentes zonas.
- Siempre que dentro de las excavaciones haya operarios trabajando, se mantendrá una persona pendiente en el exterior, que podrá actuar como ayudante de trabajo y dará la alarma en caso de producirse alguna emergencia.
- En la obra se dispondrá de palancas, cuñas, barras, puntales, tablones, etc. que no se utilizarán para la entibación y se reservarán para equipo, de salvamento, así como de otros medios que puedan servir para eventualidades o socorrer a los operarios que puedan accidentarse.

- Si al excavar surgiera cualquier anomalía no prevista, se comunicará al personal técnico de la Interventoría o el Consultor. Provisionalmente el contratista adoptará las medidas que estime necesarias.
- Para la construcción de las fundaciones se ejecutarán cortes verticales de las paredes

10.6 OPTIMIZACIÓN DEL DRENAJE

Se deberá construir un sistema de recolección de aguas superficiales (cárcamos o cunetas) localizada de manera perimetral a la estructura proyectada que permita recolectar las aguas superficiales y conducirlas lejos de los sitios de construcción.

10.7 RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN

Los materiales a utilizar en la obra deben ser previamente sometidos a ensayos de laboratorio para su aprobación por parte de la Interventoría; además, durante el proceso constructivo se debe realizar el control de calidad con ensayos de campo y laboratorio.

El contratista deberá presentarle a la interventoría para su aprobación las fichas técnicas de la totalidad de los materiales a utilizar en la ejecución de la obra.

Una vez se encuentre el nivel y el suelo de cimentación, se procederá a vaciar un solado en concreto pobre de espesor variable entre 0,05 m y 0,10 m, con miras a garantizar una superficie de apoyo limpia y homogénea en las actividades de armado y vaciado de la infraestructura.

Si el suelo propuesto para servir de apoyo a las fundaciones superficiales no se encuentra al nivel especificado, la excavación debe continuarse y la sobre excavación se remplazará por concreto ciclópeo.

Las excavaciones para las fundaciones no deben permanecer expuestas a la intemperie durante períodos superiores a 24 horas. Si el vaciado no se puede realizar el mismo día en el que se ejecuta la excavación se dejará el nivel unos 0,20 m por encima de la cota de fundación, los cuales se retirarán antes de proceder a realizar el vaciado.

Si se tienen dudas sobre la identificación de los suelos propuestos para servir de apoyo a la infraestructura, se dará aviso oportuno a CONSULCIVIL S.A.S. para que envíe uno de sus Ingenieros e instruya al profesional residente en la obra sobre los parámetros necesarios para su reconocimiento.

10.8 LLENOS

Los llenos que se requieran para la adecuación de la obra se deberán conformar con materiales adecuados, libres de materia orgánica, basuras, lodos o terrones de arcilla.

Los suelos orgánicos o los que contengan basuras y escombros no son materiales aptos para realizar rellenos; por consiguiente, éstos no se deberán utilizar en la construcción de la obra.

Los materiales de lleno se colocarán por capas de no más de 0,20 m. de espesor compactando cada capa hasta alcanzar el 100% de la densidad seca máxima que se obtenga para el material en el ensayo Próctor Modificado. No se colocará la capa siguiente hasta no haber alcanzado la compactación en la capa anterior.

Los materiales de lleno deberán cumplir con las especificaciones definidas en los artículos 220-14 y 610-14 del INVIAS. El material producto de las excavaciones podría ser utilizado para la conformación de llenos siempre y cuando cumpla las especificaciones definidas (artículos 220-14 y 610-14 del INVIAS).

10.9 BOMBEOS

Durante la etapa de ejecución de las excavaciones, se programará el bombeo necesario para controlar dicho nivel. Este bombeo se realizará bajo inspección para evitar el lavado y el arrastre de finos que podrá ocasionar cárcavas al interior del subsuelo y las excavaciones.

Bombeos indiscriminados y de larga duración pueden ocasionar asentamiento de las estructuras vecinas por consolidación de la masa del subsuelo adyacente al bombeo, por lo tanto se tendrá especial cuidado con este fenómeno. Cuando se esté trabajando, y por ende bombeando, se recomienda reincorporar las aguas al lote, es decir que el agua que se esté bombeando de una pila se descargue en otra que esté en ese momento inactiva.

10.10 CONTROLES Y VERIFICACIÓN

Una vez elaborados los cálculos estructurales de la cimentación y los planos correspondientes, se solicita enviar una copia a este Consultor para su revisión y recomendaciones adicionales que se estimen convenientes. En los planos estructurales de las fundaciones deberán indicarse las cotas de cimentación y capacidad admisible de soporte.

Es recomendable y necesario que el ingeniero de suelos del Consultor tenga un control sobre el comportamiento de las soluciones recomendadas a medida que se avance en la construcción de las cimentaciones, en consecuencia, antes de iniciar la construcción, se recomienda adelantar una reunión con el constructor e interventor, con el objeto de coordinar las visitas a la obra y los programas de verificación. Deberán dejarse referencias visibles e identificables fácilmente, amarradas a un BM alejado de la construcción de localización y nivelación conocida, que permitan establecer los asentamientos sufridos por la estructura en cualquier momento. Una vez se instale la estructura se realizará la primera nivelación. Los resultados deberán irse enviando al Consultor para su análisis e interpretación. Una vez establecidos los niveles definitivos y el diseño de la cimentación, se analizará conjuntamente con el constructor, interventor e ingeniero de suelos, la secuencia constructiva de la construcción general para evitar problemas de inestabilidad.

11 LIMITACIONES

Es importante resaltar que las recomendaciones consignadas en este informe obedecen a los resultados de las etapas constitutivas del trabajo de consultoría y a la experiencia de los profesionales técnicos que participaron en la elaboración del documento. La no acogencia a estas recomendaciones o la variación de alguna de ellas sin dar aviso oportuno a CONSULCIVIL S.A.S. omitirá responsabilidad alguna de nuestra empresa sobre las decisiones tomadas.

Si durante la etapa de construcción se encuentran condiciones del subsuelo diferentes a las descritas como típicas en el presente informe, la empresa contratante deberá dar aviso a CONSULCIVIL S.A.S para refinar las conclusiones y recomendaciones.

Mayo de 2019.

12 REFERENCIAS

- AIS, 2010. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente [NSR – 010] (Decreto 926 de 2010); Título H: Estudios Geotécnicos.
- AMVA. (2006). Microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado. Medellín: Área Metropolitana del Valle de Aburrá.
- ASTM Standard D4318-93: Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.
- ASTM Standard D854-92: Test Method for Specific Gravity of Soils.
- ASTM Standard D2166-91: Test Method for Unconfined Compressive Strenght of Cohesive Soil.
- ASTM Standard D3080 / D3080M – 11: Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.
- Bowles Joseph E.1988. Foundation Analysis and Design", cuarta edición. Mc Graw – Hill International Editions.
- CONSORCIO (2006). Microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado. Medellín: Área Metropolitana del Valle de Aburrá.
- Municipio de Envigado (2011). Plan básico de ordenamiento territorial, Acuerdo 10 de 2011
- Caracol radio 17/03/2014 - 12:38 COT Disponible: https://caracol.com.co/radio/2014/03/17/regional/1395059100_132450.html

13 ANEXOS

ANEXO 1. UBICACIÓN DE SONDEOS EXPLORATORIOS

ANEXO 2. REGISTROS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO

ANEXO 2.1. REGISTROS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO CONSULCIVIL

ANEXO 2.2. REGISTROS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO CONSORCIO METRO DISEÑOS

ANEXO 2.3. REGISTROS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO FUNDAR LTDA & ROBERTO MALDONADO Y CIA

ANEXO 3. REGISTROS DE INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

ANEXO 4. MEMORIAS DE CÁLCULO