

CENTRO DE COMANDO,
CONTROL Y COMUNICACIONES C5 DISTRITO DE
MEDELLÍN DEL DISTRITO ESPECIAL DE CIENCIA
TECNOLOGÍA E INNOVACIÓN
DE MEDELLÍN

ESTUDIO DE SUELOS Y CIMENTACIONES

EMISIÓN 2025



Elaboró: Cesar Fajardo A.

Cargo: Ingeniero geotecnista

Matrícula: 05202-263922ANT



Revisó y aprobó: Verónica Varela Díaz

Cargo: Interventor INGESTRUCTURAS

Matrícula: 05202-355885 ANT

Tabla de contenido

1.	DESCRIPCION DEL PROYECTO.....	- 7 -
2.	GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA DEL LOTE.....	- 8 -
2.1.	Marco geológico local.....	- 8 -
2.1.1.	Depósitos de Terraza Baja (Qdt1).....	- 9 -
2.1.2.	Depósitos aluviales.....	- 9 -
2.1.3.	Dunita de Medellín (JKuM).	- 10 -
2.1.4.	Flujos de Escombros Y/O Lodos (Fiii, Fii, Fi)	- 11 -
2.1.5.	Depósitos Antrópicos. Llenos (Qll).....	- 11 -
2.2.	GEOLOGÍA ENCONTRADA EN EL LOTE	- 12 -
2.3.	GEOMORFOLOGIA REGIONAL.....	- 12 -
3.	EXPLORACIÓN DE CAMPO	- 12 -
3.1.	CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL DE SUELOS ENCONTRADO EN EL LOTE	- 14 -
3.1.1.	Rellenos antrópicos y Terraza aluvial	- 14 -
3.1.2.	Depósito aluvial.....	- 15 -
3.2.	Niveles freáticos	- 15 -
3.3.	Perfil estratigráfico del lote	- 15 -
3.4.	Análisis de los ensayos de laboratorio y de campo	- 16 -
3.4.1.	Ensayos de contenido de humedad.....	- 17 -
3.4.2.	Ensayo de Penetración Estándar.....	- 17 -
3.4.3.	Parámetros de resistencia – Gonzales, 1987	- 19 -
3.4.4.	Curvas Granulométricas y límites de consistencia.....	- 20 -
4.	EFFECTOS SÍSMICOS LOCALES	- 21 -

4.1.	Objetivos	- 21 -
4.1.1.	Objetivo General	- 21 -
4.1.2.	Objetivos Específicos	- 21 -
4.2.	Fundamentos teóricos	- 22 -
4.2.1.	Refracción sísmica.	- 22 -
4.2.2.	Procedimiento de Campo.	- 24 -
4.2.3.	Procesamiento de Datos.	- 24 -
	Curvas Tiempo Vs Distancia.....	- 25 -
4.2.4.	Tomografía Sísmica.	- 26 -
4.2.5.	MASW.	- 26 -
4.3.	Metodología	- 29 -
4.3.1.	Procedimiento de campo.	- 29 -
4.3.2.	Procesamiento de datos.	- 30 -
4.4.	Descripción de la exploración.	- 33 -
4.5.	Análisis de resultados	- 34 -
	MAM (MICROTREMOR ARRAY MEASUREMENT)	- 34 -
5.	ANÁLISIS GEOTECNICO DEL LOTE	- 38 -
5.1.	Topografía	- 38 -
5.2.	Características de los suelos	- 38 -
5.2.1.	Suelos potencialmente expansivos	- 39 -
5.2.2.	Suelos dispersivos o erodables	- 39 -
5.2.3.	Suelos susceptibles a licuación.....	- 39 -
6.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN – LITERAL H.4.4 NSR-10.....	- 41 -
6.1.	Criterios para el diseño de la cimentación.....	- 41 -
6.2.	Diseño de cimentaciones	- 42 -

6.2.1.	Alternativa de pilas de cimentación	- 42 -
6.2.2.	Asentamientos	- 44 -
6.2.3.	Asentamientos diferenciales.....	- 44 -
6.2.4.	Alternativa de zapatas de cimentación para rampa	- 45 -
6.2.4.1	Asentamientos de zapatas de cimentación para rampa	- 46 -
6.2.4.2	Asentamientos diferenciales rampa.....	- 47 -
6.2.5.	Cimentación tanque de almacenamiento de agua.....	- 48 -
6.2.5.1	Asentamientos de losa de cimentación para tanque almacenamiento	- 49 -
7.	PERFIL DE SUELOS PARA DISEÑOS SISMO-RESISTENTES	- 49 -
8.	IMPLANTACIÓN DEL PROYECTO EN EL LOTE Y PROCESO CONSTRUCTIVO	- 50 -
8.1	Criterios de aceptación y factores de seguridad de los análisis de equilibrio de masas.....	- 50 -
8.2	Modelo estabilidad excavaciones temporales	- 50 -
8.3	Recomendaciones constructivas excavaciones temporales.....	- 52 -
8.4	Recomendaciones constructivas generales.....	- 53 -
9.	CONCLUSIONES	- 54 -
10.	PLAN DE CONTINGENCIA	- 55 -
11.	LIMITACIONES	- 55 -
12.	BIBLIOGRAFÍA.....	- 55 -

Ilustraciones y tablas

Ilustración 1 imagen de localización del sitio de estudio.	- 7 -
Ilustración 2 Render y del planteamiento arquitectónico proyecto	- 7 -
Ilustración 3 Cargas de servicio por cada apoyo de la estructura	- 8 -
Ilustración 4 Mapa geológico. Tomado del estudio de Microzonificación Sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, la Estrella, Caldas y Envigado, 2006.	- 9 -
Ilustración 5 Geomorfología zona de estudio. Fuente Google Earth	- 12 -
Ilustración 6 Ubicación de sondeos exploración de campo.....	- 13 -
Ilustración 7 Exploración de campo con equipo de rotación	- 14 -
Ilustración 8 Muestras recuperadas terraza aluvial.	- 14 -
Ilustración 9 Muestras recuperadas depósito aluvial.....	- 15 -
Ilustración 10 Perfil estratigráfico del lote.....	- 16 -
Ilustración 11 Resultados ensayos de contenido de humedad.....	- 17 -
Ilustración 12 Resultados ensayos de penetración estándar Nspt de las 2 perforaciones realizadas en el año 2024.	- 19 -
Ilustración 13 Resistencia al corte a partir de Nspt corregido – Depósito Aluvial.....	- 20 -
Ilustración 14 Curva granulométrica P-01 M6.	- 20 -
Ilustración 15 Conversión de una Onda Incidente P - Ley Snell, Adaptado B. Redpath. 1973- ..	- 22 -
Ilustración 16 Sismograma y Curva Domocrónica Adaptado B. Redpath. 1973.	- 23 -
Ilustración 17 Procesamiento de Datos Obtenidos en Campo Adaptado B. Redpath. 1973... ..	- 23 -
Ilustración 18 Procedimiento de Campo Sísmica de Refracción. (Tomado Manual Software Winsism V12. De Elisoft).....	- 24 -
Ilustración 19 Selección de las Primeras Llegadas. Software Winsism V12.....	- 25 -
Ilustración 20 Domocrónicas. Software Winsism V12.....	- 25 -
Ilustración 21 Ondas Elásticas, Tomado de C.B Park, R.D Miller, Et al, 2007.	- 29 -
Ilustración 22 Esquema Ensayo MASW. (Park, C.B., Miller, R.D., and Xia, J. (1998)).	- 30 -
Ilustración 23 Excitaciones Activas y Pasivas. (Park, C.B., Miller, R.D., and Xia, J. (1998)) ..	- 30 -
Ilustración 24 Registro Sísmico Tomado de Campo. Tomado de (Software WinmaswPro® de Elisoft).	- 31 -
Ilustración 25 Espectro de Onda Rayleigh. (Software WinmaswPro® de Elisoft).....	- 32 -

Ilustración 26 Espectro de Velocidad de Fase de Onda Rayleigh. (Software WinmaswPro® de Eliosoft).	- 32 -
Ilustración 27 Perfil de Velocidad de Onda de Corte. (Software WinmaswPro® de Eliosoft)..	- 33 -
Ilustración 28 Imagen de Dispersión.	- 34 -
Ilustración 29 Perfil de Velocidad de Onda de Corte	- 35 -
Ilustración 30 Módulo de Poisson en función de la velocidad de propagación de onda V_p y V_s	36 -
Ilustración 31 Dimensiones pila de cimentación y diámetro campana por apoyo.	- 43 -
Ilustración 32 Módulos de reacción en profundidad.	- 44 -
Ilustración 33 Cargas estructura rampa.....	- 45 -
Ilustración 34 capacidad de carga rampa.....	- 46 -
Ilustración 35 Cálculo asentamientos carga máxima estructura.	- 47 -
Ilustración 36 Cálculo asentamientos carga mínima estructura.	- 47 -
Ilustración 37 capacidad de carga tanque almacenamiento.	- 48 -
Ilustración 38 Clasificación de los perfiles de suelo según NSR-10	- 49 -
Ilustración 39 Modelo de estabilidad excavación temporal 5,4m sin manejo de aguas.....	- 51 -
Ilustración 40 Modelo de estabilidad excavación temporal 3,75m sin manejo de aguas.....	- 51 -
Ilustración 39 Modelo de estabilidad excavación temporal 5,4m.....	- 52 -
Ilustración 40 Modelo de estabilidad excavación temporal 3,75m.....	- 52 -

Tabla 1. Profundidad nivel freático perforaciones realizadas año 2019.....	- 15 -
Tabla 2. Correlaciones para suelos cohesivos entre el valor de SPT (N) y la consistencia en suelos finos (Adaptado AASHTO, 1988).....	- 18 -
Tabla 3. Correlaciones entre los valores de SPT (N) y la densidad relativa (%) en suelos granulares (adaptado AASHTO, 1988).....	- 18 -
Tabla 4. Coordenadas de los ensayos.....	- 34 -
Tabla 5. Velocidades de onda de corte de referencia de materiales representativos (Teymur & Sekerer, 2013)	- 36 -
Tabla 6. Resumen de parámetros elásticos.....	- 37 -
Tabla 7. Perfil de Velocidad NSR-10.....	- 38 -
Tabla 8 Clasificación de Suelos Expansivos – NSR-10.....	- 39 -
Tabla 9 Evaluación a la susceptibilidad a la licuación.....	- 40 -
Tabla 10 Parámetros empleados en el diseño	- 41 -
Tabla 11 Modulo de reacción lateral y vertical de los pilotes	- 49 -
Tabla 12 Rangos de clasificación de factores de seguridad para el caso estático y dinámico NSR-10	- 50 -

1. DESCRIPCION DEL PROYECTO

El proyecto consiste en la construcción del Centro de Comando, Control y Comunicaciones C5 Distrito de Medellín, ubicado en la Calle 48 No 60 - 65, Barrio Corazón de Jesús, sector de Barrio Triste, del Municipio de Medellín – Antioquia. Este consiste en la construcción de un edificio en 8 niveles de altura sobre el nivel del terreno actual en estructura aporticada, sin contemplar sótanos o semi-sótanos que requieran movimientos de tierra o excavaciones adicionales para la implantación de la estructura en el lote. La intención con este estudio determinar la geología superficial de la zona, evaluar las propiedades geo mecánicas de los materiales presentes en el lote y determinar el tipo de fundación óptima para las estructuras que se proyectan construir.



Ilustración 1 imagen de localización del sitio de estudio.

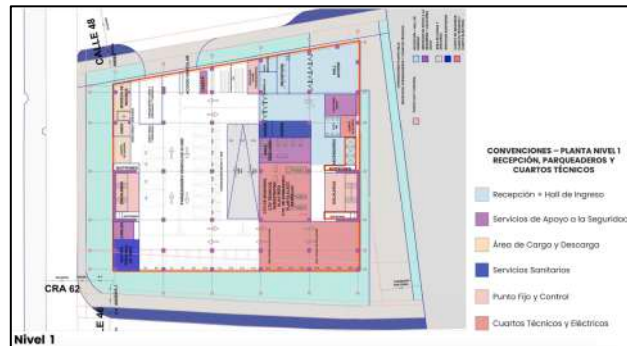


Ilustración 2 Render y del planteamiento arquitectónico proyecto

Con base en la información estructural suministrada, se estiman cargas de servicio variables entre 800tn y 1800tn por apoyo para la construcción del edificio, situación que clasifica la estructura como categoría ESPECIAL según la tabla H.3.1-1 de la NSR-10. La información aquí supuesta deberá ser verificada por el ingeniero estructural y comunicarla con esta oficina para realizar los ajustes a que haya lugar.

Pila	Cargas axiales					
	D [kN]	L [kN]	D+L [kN]	Ex [kN]	Ey [kN]	Env_Max [kN]
1-A	1987,7	644,6	2632,3	±716,0	±479,4	590,8
1-B	2726,6	799,4	3525,9	±950,6	±870,5	787,7
1-C	3394,3	951,6	4345,9	±373,7	±831,0	1376,4
1-D	3942,5	1135,9	5078,4	±1279,4	±2335,1	462,2
1-E	3876,6	980,2	4856,8	±370,5	±724,2	1741,2
1-F	4913,7	1408,0	6321,8	±963,9	±2429,1	1045,4
1-G	393,0	128,5	521,5	±94,2	±109,1	139,6
1-H	5131,7	1375,9	6507,6	±5661,9	±2421,2	-7108,5
1-I	239,9	81,0	321,0	±133,1	±147,3	12,9
1-J	5310,1	1343,8	6653,9	±5882,9	±2168,1	-7254,4
2-A	2050,8	616,0	2666,8	±638,5	±218,9	737,6
2-B	3361,6	1049,9	4411,5	±717,7	±255,8	1460,8
2-C	4761,4	1571,7	6333,1	±870,1	±1025,1	1956,6
2-D	6718,4	1855,1	8573,5	±446,2	±1235,6	3072,4
2-E	5540,3	1738,6	7278,9	±888,4	±430,7	2611,9
2-F	6080,4	1508,9	7589,3	±1532,6	±584,6	2452,6
3-A	2038,0	600,3	2638,3	±672,0	±220,1	706,1
3-B	3364,5	1022,3	4386,9	±801,1	±266,4	1402,0
3-C	7292,2	2225,4	9517,7	±938,7	±378,6	3638,7
3-D	5528,9	1818,2	7347,1	±30,4	±85,1	3251,4
3-E	7176,6	2060,2	9236,8	±957,1	±386,7	3554,8
3-F	4343,8	1125,5	5469,3	±338,3	±110,6	2346,3
3-G	2783,9	568,8	3352,7	±1300,4	±593,5	635,4
4-A	2027,1	608,2	2635,2	±713,4	±236,7	667,1
4-B	3364,0	943,0	4307,0	±853,9	±287,8	1360,2
4-C	8139,6	2650,4	10790,0	±836,1	±316,3	4232,1
4-D	5265,1	2245,3	7510,3	±31,3	±84,6	3093,3
4-E	8255,2	2601,2	10856,4	±824,8	±353,2	4301,6
4-F	4857,1	1155,9	6013,1	±799,6	±263,1	2299,3
4-G	2659,5	569,2	3228,7	±713,5	±237,2	1046,4
5-A	2207,1	604,7	2811,8	±757,1	±259,2	739,8
5-B	3626,4	951,3	4577,6	±1134,4	±402,7	1297,2
5-C	4135,1	1114,6	5249,6	±445,5	±795,8	1830,4
5-D	5429,6	1942,0	7371,6	±857,6	±1103,2	2305,4
5-E	4483,3	1748,5	6231,8	±380,7	±668,2	2142,3
5-F	8009,5	3188,4	11198,0	±458,3	±1318,0	3786,9
5-G	6812,4	2480,8	9293,2	±862,6	±363,4	3407,3
5-H	5665,8	1443,7	7109,5	±1350,3	±491,3	2351,1
5-I	1627,1	333,9	1960,9	±700,0	±351,1	412,5
5-J	2298,7	549,0	2847,7	±543,5	±575,5	862,3
6-A	1316,2	275,6	1591,8	±836,3	±520,5	95,0
6-B	2398,1	337,8	2735,9	±1318,2	±1037,1	298,3
6-C	2863,9	453,3	3317,2	±1888,2	±2523,3	-444,4
6-D	3206,3	728,1	3934,4	±857,0	±2432,9	40,8
6-E	4987,9	895,5	5883,4	±7702,9	±3104,2	-10771,7
6-F	4372,7	621,0	4993,7	±7530,7	±2707,9	-10665,4
6-G	1295,9	184,6	1480,5	±831,5	±773,2	33,1

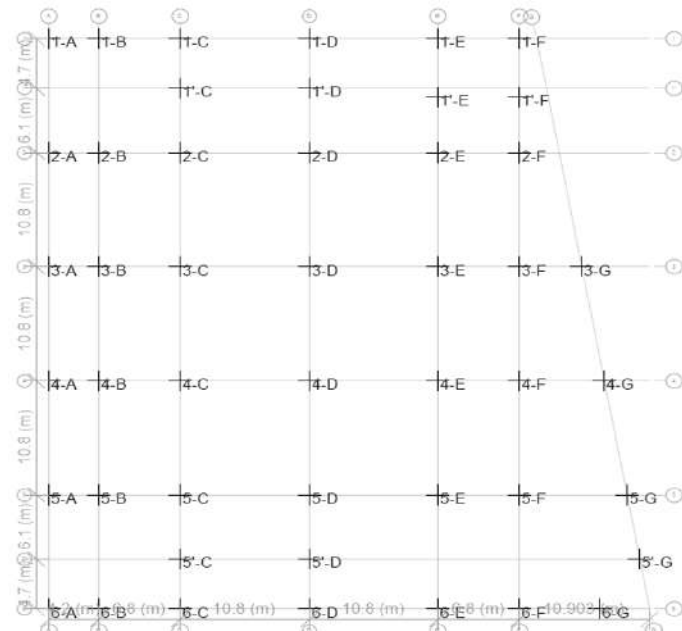


Ilustración 3 Cargas de servicio por cada apoyo de la estructura

2. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA DEL LOTE

2.1. Marco geológico local

El predio objeto de investigación se encuentra localizado en la parte inferior de la ladera oriental del Valle de Aburrá, que desde el punto de vista geológico regional se encuentra en una zona de transición entre las Depósitos aluviales gruesos y (Qdt) y Flujos de Escombros y/o Lodos (FIII, FII, FI)).

Fuente: Mapa geológico de Antioquia, escala 1:25.000, Tomado del estudio de Microzonificación Sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, la Estrella, Caldas y Envigado, 2006.

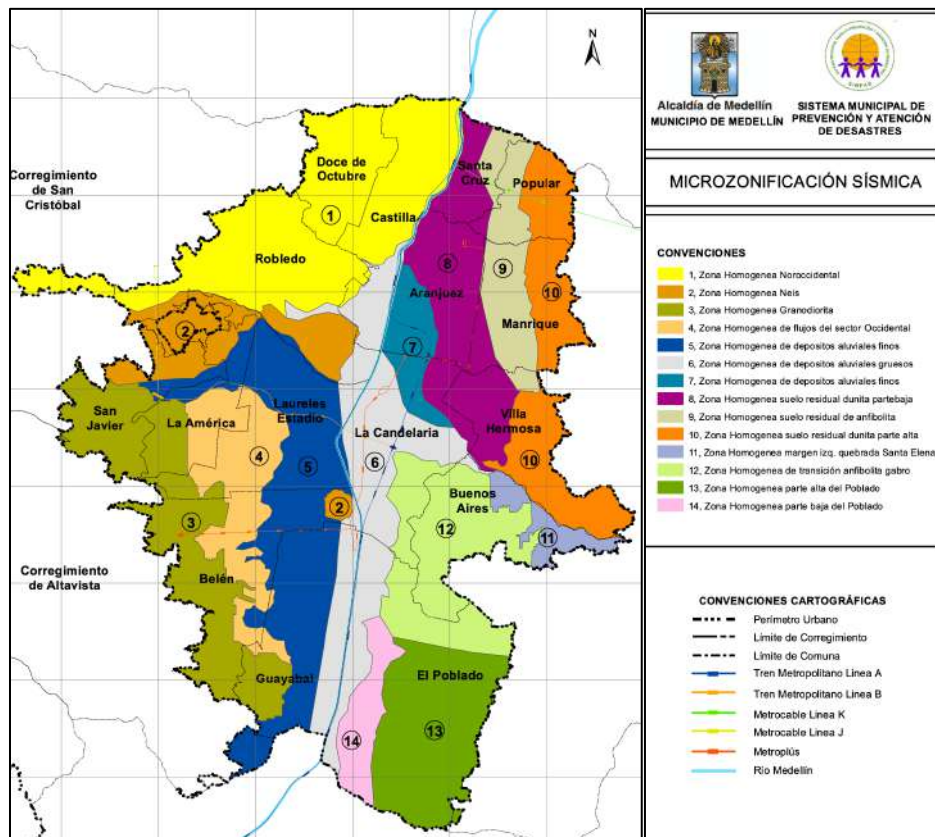


Ilustración 4 Mapa geológico. Tomado del estudio de Microzonificación Sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, la Estrella, Caldas y Envigado, 2006.

2.1.1. Depósitos de Terraza Baja (Qdt1).

Este depósito se localiza en la margen oriental y occidental del Río Aburrá, formando una franja alargada paralela al río, con una longitud aproximada de 6000 m y ancho aproximado de 180 m. Presenta una altura del orden de 7 m, por encima del nivel actual del río y conforma una superficie plana, ligeramente inclinada hacia el río y hacia aguas abajo de éste.

2.1.2. Depósitos aluviales.

El nivel de terraza del río tiene una altura de cinco metros por encima del cauce actual del río. En el recorrido que lleva el río Aburrá, en el municipio de Medellín, hay un nivel de terraza correlacionable con el observado en el municipio de Envigado e Itagüí. Afloramientos representativos de este nivel se observan en la vía que comunica a los municipios cercanos con Medellín, donde finaliza la avenida Las Vegas. Para este nivel de terraza, incisado actualmente por el cauce; se describió el depósito asociado; donde se reconocen cuatro capas principales así:

En la base, con un espesor de 0.70 m un nivel de material clasto-soportado, donde el 90 % corresponde a bloques frescos y el 10 % restante es una matriz de color rojo-pardo. Los bloques

tienen formas subredondeadas y generalmente aplanadas con diámetros desde pocos centímetros hasta 80 cm.

Un segundo nivel que suprayace el nivel de la base, el espesor alcanza 1.20 m, predomina en un 90 % la matriz con un color amarillo claro, además en este nivel es posible subdividir una capa con aproximadamente 10 cm de espesor y bloques subredondeados que alcanzan 20 cm en diámetro.

El tercer nivel, cuya matriz es similar a la descrita en el segundo nivel, pero con una relación bloques/matriz 50:50. La matriz es de color amarillo claro y los bloques con formas redondeadas alcanzan diámetros de tres centímetros.

Por último, el nivel más superficial, presenta un espesor de aproximadamente dos metros, el porcentaje de bloques llega al 10 % y están concentrados en la parte superior del nivel, sus diámetros llegan a 20 cm; la matriz tiene un color amarillo aún más claro que el descrito en los niveles inferiores.

2.1.3. Dunita de Medellín (JKuM).

Hace parte del Complejo Ofiolítico de Aburrá, ubicada al oriente del Valle de Aburrá, la cual se extiende desde el sector de Las Palmas hasta el municipio de San Pedro (Giraldo y Sánchez, 2004). En el sitio de estudio este bloque se encuentra en contacto fallado con las metabasitas de Picacho por una falla de sentido N-S de trazo recto como se puede ver en la Ilustración 2. Mineralógicamente estas rocas están constituidas esencialmente por olivino, con contenidos menores de cromita y magnetita y es esta mineralogía la que define su coloración negra, verde oscura o café cuando se encuentra meteorizada; con alteraciones parciales a minerales del grupo de la serpentinita, presenta textura afanítica y está asociada en su origen con metagabros. Se observa un intenso fracturamiento, que se hace más fuerte en las cercanías de las zonas de contacto.

Esta litología conforma las zonas de topografía más abrupta como las vertientes escarpadas que se observan al oriente del Valle de Aburrá (comuna nororiental). La meteorización de estas rocas genera suelos residuales que dependiendo de factores tales como el grado de fracturamiento del macizo, inclinación de la vertiente, geoformas presentes y condiciones hidrológicas, presentan características muy diversas, con espesores variables entre 10 y 40 m, como fue encontrado en una exploración en el barrio Aranjuez. Dichos suelos poseen capas con un alto contenido de hierro, presentando gran cantidad de nódulos de este mineral hacia la superficie. Hacia los horizontes más profundos del perfil se observa una mezcla de bloques residuales embebidos en una matriz de material fino, correspondiente a suelo residual, generando una apariencia de depósito de vertiente. Adicionalmente, debe mencionarse que gracias al fuerte efecto tectónico y la posibilidad de disolución de los materiales allí presentes, existen zonas pseudocársticas con drenajes subterráneos, como se presenta hacia la zona del altiplano en terrenos del corregimiento de Santa Elena.

Contactos litológicos. Esta unidad se encuentra limitada hacia el oeste por el cuerpo de

Anfibolita y de acuerdo con la literatura, como se dijo anteriormente, consiste de un contacto fallado, relación no observada en campo en el municipio de Bello. El contacto de este cuerpo con los esquistos se supone fallada, pero tampoco fue observada en campo.

Perfil de meteorización JKuM

Esta roca por lo general se encuentra extremadamente meteorizada; con perfiles donde la textura dominante es arcillosa, es de color rojo intenso. En las zonas con altas pendientes, los suelos son erodados continuamente debido a la escasa o nula cobertura vegetal, manteniendo la roca en un estado relativamente fresco.

Los horizontes de meteorización fácilmente identificables de esta unidad según Brand (1988), son los siguientes:

Horizonte VI. El suelo residual asociado a zonas de pendientes moderadas a suaves y se caracteriza por el color pardo rojizo en una textura limosa; son frecuentes los nódulos de hierro. Este horizonte es variable entre 0.3 hasta 1.5 m

Horizonte IV. Aparece como núcleos de roca fresca inmersos en una matriz limosa del **horizonte VI.** Se presentan en espesores que no superan un metro.

Horizontes III, II y I. Se diferencian entre sí por el grado de serpentización y fracturamiento que presenten. El color de la roca es negro con alteraciones verdosas, dependiendo del grado de serpentización. Los espesores no superan 1,5 m. de espesor, asociados a la geoforma de cerros (parte alta y media)

2.1.4. Flujos de Escombros Y/O Lodos (Fiii, Fii, Fi)

Estos depósitos se encuentran distribuidos a lo largo de la zona, y son producto de la saturación de los suelos y la pérdida de resistencia debido a las altas precipitaciones o los movimientos sísmicos, dichos fenómenos tienen lugar en las partes altas de las vertientes y están constituidos por flujos de varias generaciones, cuyos clastos presentan diferentes grados de meteorización. La ocurrencia de estos eventos aporta a los suelos un carácter viscoso, debido a la mezcla del agua con los suelos arcillosos y limosos, de forma que pueden descender más o menos controlados por los cauces de las corrientes, arrastrando nuevos materiales y mezclándose caóticamente hasta encontrar unas condiciones de baja pendiente que permitan su depositación. Según la granulometría de los materiales que conforman la fuente, pueden darse depósitos de flujo con predominio de bloques rocosos denominados flujos de escombros o predominio de la fracción fina (en general arcilla o limo) en cuyo caso se denominan flujos de lodos. Sin embargo, dentro del mismo depósito pueden existir zonas que correspondan a flujos de escombros y otras a flujos de lodos.

2.1.5. Depósitos Antrópicos. Llenos (QII)

Se encuentran situados al norte del sitio de estudio, se presentan pequeños paquetes de lleno antrópico provenientes de la actividad urbanística y constructiva que se ha incrementado en los últimos tiempos en la ciudad y como resultado se genera una gran cantidad de escombros y materiales que deben ser dispuestos. La composición de estos depósitos es en extremo

heterogénea, desde materiales homogéneos conformados con algunas normas técnicas hasta basura, materia orgánica y escombros simplemente vertidos, con propiedades geotécnicas pobres para cortes y capacidad portante. Dentro de esta unidad también se incluyen aquellas acumulaciones artificiales necesarias para la construcción de las obras de infraestructura, las cuales pueden llegar a ser acumulaciones de hasta un millón de metros cúbicos. Sus características fundamentales estriban en que los materiales que los constituyen son más homogéneos y fueron conformados según metodologías de construcción adecuadas.

2.2. GEOLOGÍA ENCONTRADA EN EL LOTE

Con base en los resultados de las perforaciones adelantadas y las anteriores descripciones del contexto geológico municipal, se determina que el lote está conformado por al menos dos unidades superficiales como son las terrazas aluviales en superficie y los depósitos aluviales en profundidad.

2.3. GEOMORFOLOGIA REGIONAL

El predio en estudio se encuentra localizado en la parte baja de la ladera oriental de la ciudad de Medellín, sobre la unidad geomorfológica de planicie inferior caracterizada por presentar un relieve colinado de baja pendiente.



Ilustración 5 Geomorfología zona de estudio. Fuente Google Earth

3. EXPLORACIÓN DE CAMPO

Para la ejecución de este estudio de suelos se realizaron las siguientes actividades en campo, todas ellas dentro de los parámetros de la NSR-10 y dentro de las cuales se incluyen los análisis de laboratorio sobre las muestras de suelo recuperadas en el lote.

- Recorrido por el lote con el fin de identificar sus principales características geológico geotécnicas y de las estructuras cercanas.
- Revisión y análisis de información secundaria disponible en el proyecto con el estudio de suelos realizado previamente en los años 2018 y 2019 por la empresa Tecnisuelos S.A.S, en cual se incluye como anexo de este informe.
- De acuerdo con los criterios definidos en las tablas H.3.2-1 y H.3.2-2 y literales H.3.2.5 y H.3.2.6, para la clasificación de la categoría de construcción ESPECIAL:

Tabla H.3.1-1
Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4.000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4.001 y 8.000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8.000 kN

Tabla H.3.2-1
Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción
Categoría de la unidad de construcción

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

- Para la elaboración de este estudio se utilizó y procesó la exploración de campo realizada por la empresa Tecnisuelos S.A.S en el año 2018 y 2019 (El cual se anexa a este informe), donde se realizaron 4 perforaciones con profundidad de 15,0m cada una, adicionalmente con el fin de cumplir con la exploración mínima exigida por la normatividad vigente colombiana, se realizaron 2 perforaciones, alcanzando profundidades de 30m bajo la superficie actual del terreno.
- Adicionalmente, se realizó un ensayo de refracción sísmica “línea sísmica” para la caracterización dinámica del suelo, con información del sub-suelo hasta una profundidad de 30,0m bajo la superficie actual del terreno.

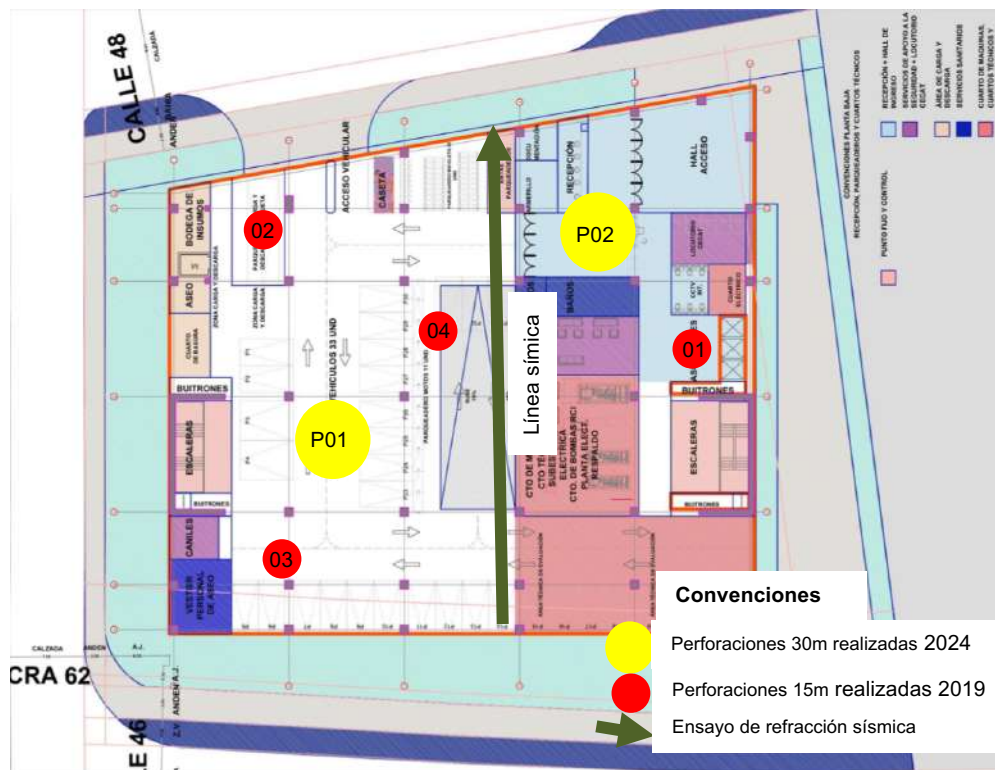


Ilustración 6 Ubicación de sondeos exploración de campo.

- Sobre las perforaciones se ejecutó ensayo de Penetración Estándar con el fin de determinar la resistencia de los suelos presentes en el lote.



Ilustración 7 Exploración de campo con equipo de rotación

3.1. CARACTERÍSTICAS DEL PERFIL DE SUELOS ENCONTRADO EN EL LOTE

A partir de las observaciones hechas en el lote y en mayor detalle de las muestras de suelo recuperadas durante la ejecución de los sondeos, se definió la estratigrafía típica del lote hasta la profundidad alcanzada en los sondeos.

3.1.1. Rellenos antrópicos y Terraza aluvial

Hasta una profundidad de 2,0m, se encuentra una capa relleno antrópico seguido de una terraza aluvial, de coloración café claro, conformado por limos arcillosos con gravas intercaladas, la cual se caracteriza por tener medios contenidos de humedad, con porcentajes del 20% al 30% y una alta resistencia a la penetración estándar, de 4 y 44 golpes/pie en el ensayo de Nspt corregido.



Ilustración 8 Muestras recuperadas terraza aluvial.

3.1.2. Depósito aluvial

Después de atravesar las terrazas aluviales y hasta la profundidad final explorada, se encuentra una capa de depósito aluvial, de coloración gris verdoso, conformado por bolos de roca en matriz arenosa con gravas, la cual se caracteriza por tener bajos contenidos de humedad, con porcentajes entre el 10% y 20% y una alta resistencia a la penetración estándar, con valores de rechazo en el ensayo Nspt.



Ilustración 9 Muestras recuperadas depósito aluvial.

3.2. Niveles freáticos

Durante la ejecución de los dos sondeos realizados en 2024, se registró la existencia de un nivel de aguas subterráneas a una profundidad de 3,0m a partir del nivel del terreno. No obstante la posición de este nivel podrá variar conforme a los eventos de precipitación y condiciones morfológicas de la zona.

Para los sondeos cuatro realizados en el año 2019, se registró la existencia de un nivel de aguas subterráneas a una profundidad entre 3,4m y 3,8m a partir del nivel del terreno.

Tabla 1. Profundidad nivel freático perforaciones realizadas año 2019

Sondeo	Profundidad	Nivel Freático
	(m)	(m)
P1	15,00	3,40
P2	15,00	3,60
P3	15,00	3,80
P4	15,00	3,50

3.3. Perfil estratigráfico del lote

Con base en las muestras de suelo recuperadas en el lote, los registros del ensayo de Nspt adelantado y las descripciones anteriores se procedió a definir la estratigrafía típica del lote, la cual se empleará para todos los planteamientos de cimentación consignados en este informe. Con base en la información disponible, a continuación se presenta un perfil estratigráfico típico de la zona, el cual presenta espesores medios a tener en cuenta para la construcción de las fundaciones.

Variación de N y W

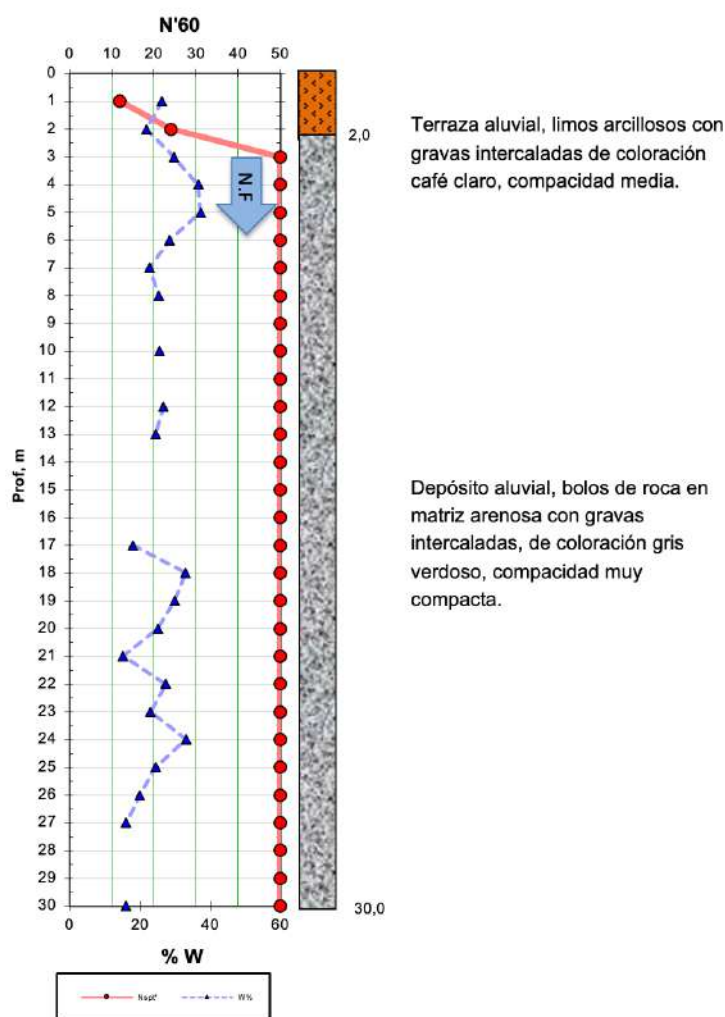


Ilustración 10 Perfil estratigráfico del lote

Como se describió anteriormente en la zona predominan suelos de origen transportado correspondiente a depósitos aluviales por lo tanto los perfiles de meteorización de dichos suelos heterogéneos. En general se presenta dos paquetes de materiales como son las terrazas aluviales en superficie y los depósitos aluviales en profundidad.

3.4. Análisis de los ensayos de laboratorio y de campo

Con las muestras de suelo recuperadas durante la ejecución de las perforaciones se adelantaron ensayos de caracterización física, tales como límites de Atterberg, granulometrías y humedades. Adicionalmente cada un metro de profundidad se realizó la caracterización mecánica de los materiales mediante el ensayo de Penetración Estándar (Nspt). Las memorias de los ensayos realizados se adjuntan en el capítulo de anexos.

3.4.1. Ensayos de contenido de humedad

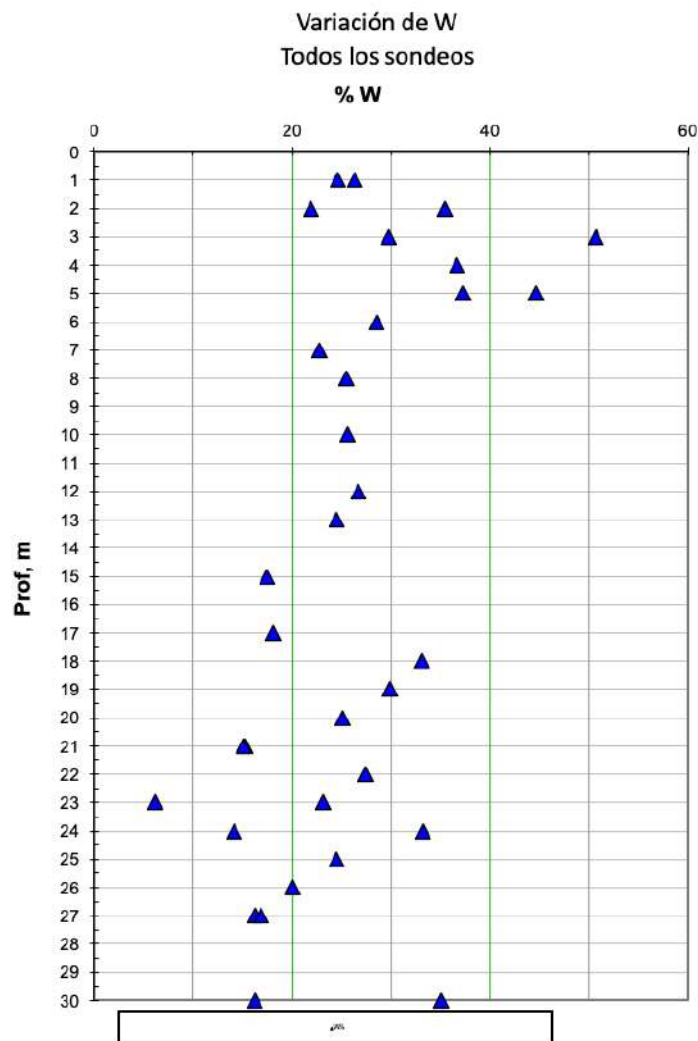


Ilustración 11 Resultados ensayos de contenido de humedad.

Los resultados de este análisis muestran que en general los materiales presentan valores de contenido de humedad medios a bajos en toda la profundidad, con valores entre el 15% y el 40%, entre los 2,0m y 5,0m de profundidad se presenta un leve incremento en el contenido de humedad por los niveles freáticos encontrados en esta profundidad.

3.4.2. Ensayo de Penetración Estándar

Como variable fundamental para el diseño geotécnico de las fundaciones, se tomó el resultado del ensayo de resistencia a la Penetración Estándar, adelantado durante la ejecución de los sondeos. Como criterios para la calificación de los resultados obtenidos, se tienen los propuestos en las siguientes tablas.

Tabla 2. Correlaciones para suelos cohesivos entre el valor de SPT (N) y la consistencia en suelos finos (Adaptado AASHTO, 1988)¹.

N	CONSISTENCIA
0-1	Muy blanda
2-4	Blanda
5-8	Medio firme
9-15	Firme
16-30	Muy firme
31-60	Dura
>60	Muy Dura

Tabla 3. Correlaciones entre los valores de SPT (N) y la densidad relativa (%) en suelos granulares (adaptado AASHTO, 1988)².

N	DENSIDAD RELATIVA (Dr)	
0 - 4	0 - 5%	Muy suelta
5 - 10	5% - 30%	Suelta
11 - 24	30% - 60%	Media Densa
25 - 50	60% - 95%	Densa
> 50	> 95%	Muy Densa

En la resistencia de los suelos a partir del N_{spt} se observa una tendencia en el comportamiento asociada a los estratos de suelos definidos anteriormente. Entre 0 y los 2,0m de profundidad se presenta un valor entre 4 y 44 golpes/pie en el ensayo de N_{spt} corregido, correspondiente a la terraza aluvial. A partir de esta profundidad y hasta una profundidad de 30,0m se obtienen valores de rechazo en el ensayo N_{spt} correspondiente a los depósitos aluviales.

En tales condiciones y atendiendo a la variación estratigráfica existente en el lote, se tendrá como criterio de diseño emplear los parámetros de resistencia de los materiales definidos con base en el comportamiento mecánico de cada horizonte de suelo.

¹ Manual of Subsurface Investigations. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (1988).

² Manual of Subsurface Investigations. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (1988).

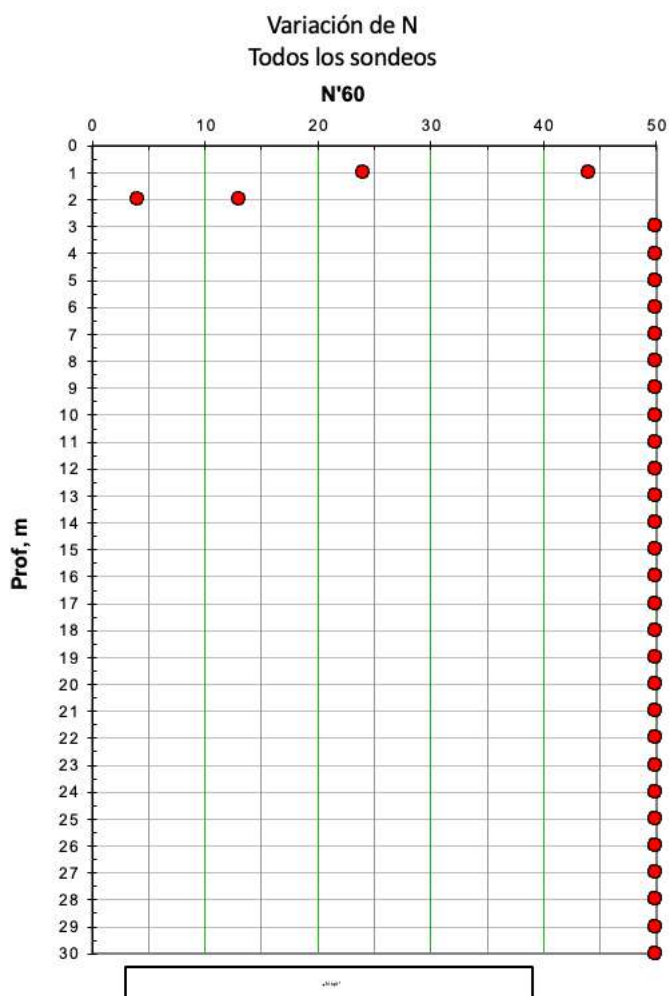


Ilustración 12 Resultados ensayos de penetración estándar N_{spt} de las 2 perforaciones realizadas en el año 2024.

3.4.3. Parámetros de resistencia – Gonzales, 1987

Además de las correlaciones empleadas para la determinación de los parámetros de resistencia al corte del suelo, se empleó la metodología propuesta por Gonzales, 1987. en la cual se estiman los parámetros de resistencia al corte de un suelo a partir del N_{spt} y del esfuerzo vertical efectivo.

Resistencia al corte a partir de N

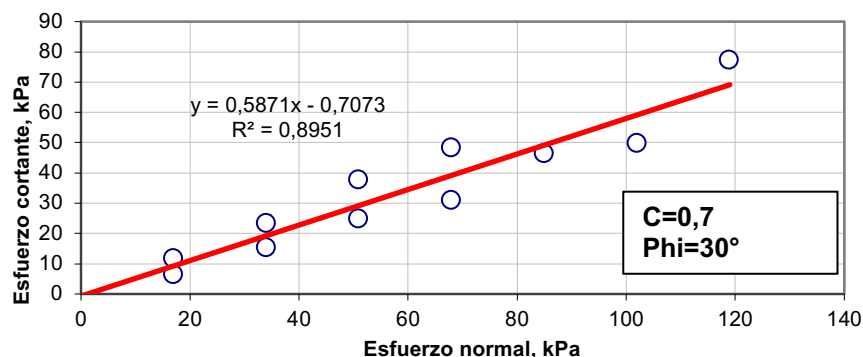


Ilustración 13 Resistencia al corte a partir de N_{spt} corregido – Depósito Aluvial

De acuerdo con los resultados de estos análisis, Ilustración 13, los depósitos aluviales presentan un valor de cohesión de 0,7 kPa y de fricción no drenada de 30°.

3.4.4. Curvas Granulométricas y límites de consistencia

Durante la ejecución de los tamizados se determinó que los materiales presentes en el lote son predominantes el tamaño fino para las muestras de la matriz que se pudieron recuperar durante el proceso de las perforaciones, con contenidos granulométricos variables según su origen y posición con respecto a la profundidad a la que se encuentran. En general se observan pasantes de tamiz 200 cercanos al 12% y 65% lo que da una idea de la plasticidad de los materiales, los cuales clasifican como ML, límites líquidos entre el 29% y 46% y límites plásticos entre el 28% y 37%

Clasificación: ML - Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas, o limos arcillosos con ligera plasticidad.

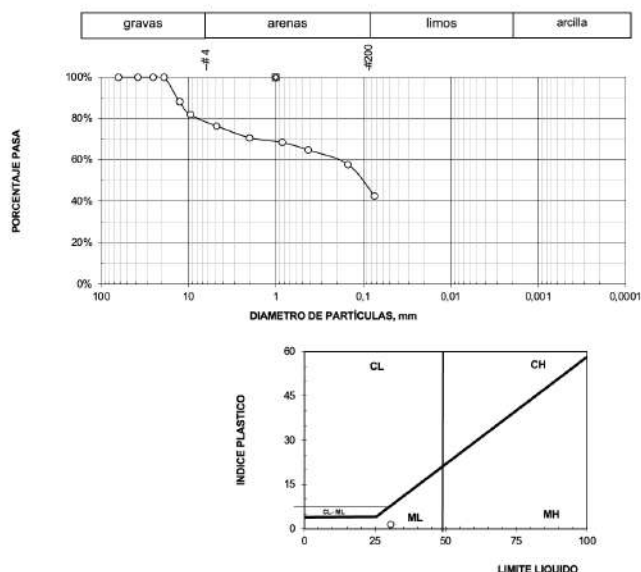


Ilustración 14 Curva granulométrica P-01 M6.

4. EFECTOS SÍSMICOS LOCALES

Los ensayos como la refracción sísmica y los ensayos de dispersión de ondas superficiales, son técnicas que se enmarcan dentro de los métodos de exploración geofísica y estudian la propagación de ondas elásticas producidas de forma natural y artificial las a través de los medios. Los métodos sísmicos se enmarcan 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 del mismo.

Estos métodos por ser métodos no invasivos, proveen una herramienta valiosa en términos de tiempo y costo para obtener información de alta confiabilidad relacionada las propiedades mecánicas y dinámicas del subsuelo, la confiabilidad de los ensayos geofísicos depende de diferentes componentes como las condiciones generales del sitio, la pendiente del terreno, el arreglo con el cual se ejecute cada ensayo etc.

4.1. Objetivos

4.1.1. Objetivo General

Realizar la exploración geofísica del predio donde se localizará el proyecto, mediante el uso del ensayo de Refracción Sísmica y dispersión de ondas superficiales MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), los cuales proporcionan como resultado los perfiles de velocidad de propagación de onda Compresional (V_p) y cortante (V_s) en profundidad.

4.1.2. Objetivos Específicos

- Determinar la estratificación del subsuelo y las características de los materiales que lo componen con el fin de cotejar los resultados con la exploración directa.
- Determinar por medio de procedimientos de inversión a través de la velocidad de propagación de la onda Rayleigh la velocidad de propagación de la onda cortante, densidad de los materiales en superficie y relación de Poisson.
- Estimar los parámetros elásticos de los materiales tales como módulo de Young (E) y módulo de rigidez o cortante (G).
- Establecer la clasificación del perfil del subsuelo de acuerdo con los requerimientos impuestos por el capítulo A.2.4-1 de la NSR-10 por medio de mediciones de velocidad de propagación de ondas en campo, sin necesidad de acudir a correlaciones.
- Obtener la Pseudo Sección en 2D en función de la velocidad de onda compresional (V_p), del perfil del subsuelo en los sitios donde se realizaron los ensayos.

4.2. Fundamentos teóricos

4.2.1. Refracción sísmica.

El método de refracción sísmica se basa en el registro de los frentes de onda, generados por una fuente artificial de energía, leyendo en los registros los tiempos de los primeros arribos (first breaks). Estos pueden deberse a la onda directa o bien a aquellas ondas que se refractan en el subsuelo con el ángulo crítico, viajan por la interfaz con la velocidad del medio infrayacente y retornan hacia la superficie como ondas frontales (head waves).

El método se aplica siempre que se encuentren medios con impedancias acústicas contrastantes, con la condición esencial dada por la Ley de Snell donde el segundo medio es de mayor velocidad de tránsito que el primero.

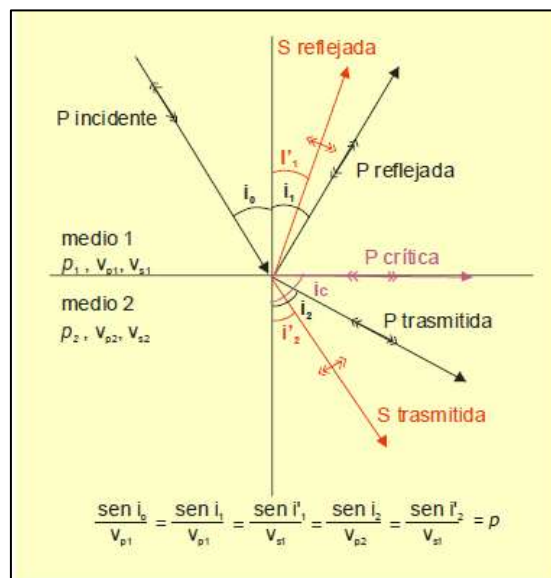


Ilustración 15 Conversión de una Onda Incidente P - Ley Snell, Adaptado B. Redpath. 1973

La profundidad a la que se puede prospectar se encuentra aproximadamente entre 1/3 y 1/2 de la longitud del tendido de los geófonos en superficie dependiente del método que se use en la prospección. El objetivo es determinar espesores de las capas del subsuelo, sus buzamientos y las velocidades de propagación de las ondas sísmicas en cada una de ellas, los métodos dependen principalmente de la magnitud y el tipo de fuente artificial con la cual se genera el impacto y el tren de ondas, para el caso particular del proyecto se empleó una fuente manual tipo almadana de 18.0 lbs de masa.

Los datos de la refracción adquiridos en campo se representan mediante el trazado en una curva domocrónica de tiempo vs distancia, con estas rectas como las dibujadas por Mohorovicic, con un número suficiente de puntos para cada tramo correspondiente a cada una de las interfaces refractoras buscadas. En las curvas domocrónicas se registran las primeras llegadas de las ondas P a los receptores y se presentan en función del tiempo y la distancia. Esto nos define trayectorias,

cada una de las cuales nos indica la existencia de medios con impedancias acústicas diferentes. La pendiente de estas trayectorias representa la inversa de la velocidad en cada medio. La base del método es la extensión a las ondas sísmicas de la Ley de Snell. Se trabaja con los primeros arribos de los frentes de ondas sísmicas, las cuales incluyen a los siguientes tipos de ondas compresionales o P.

- Directas
- Reflejadas
- Frontales, refractadas con el ángulo crítico.

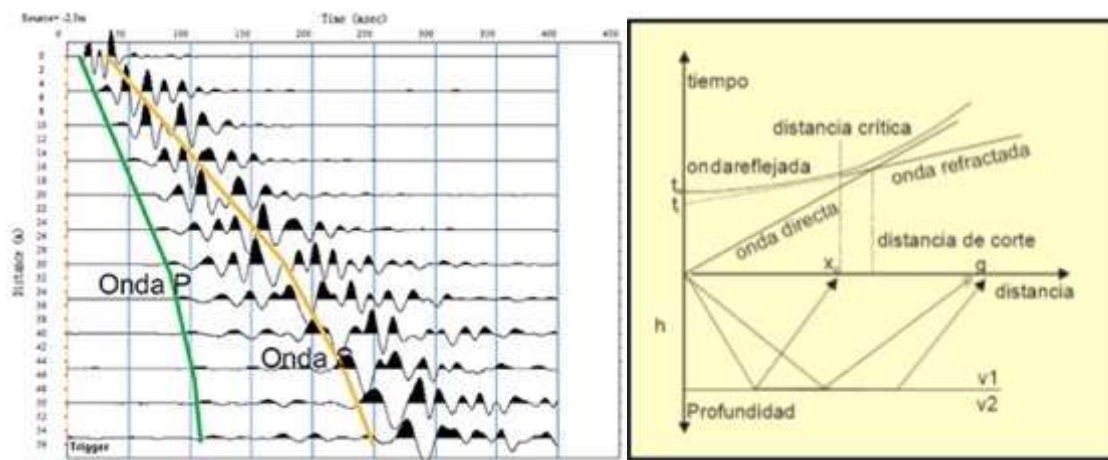


Ilustración 16 Sismograma y Curva Domocrónica Adaptado B. Redpath. 1973.

De una domocrónica (Figura 2) podemos obtener entonces los siguientes datos:

- Las velocidades correspondientes a cada medio.
- La profundidad o espesor desde la superficie.

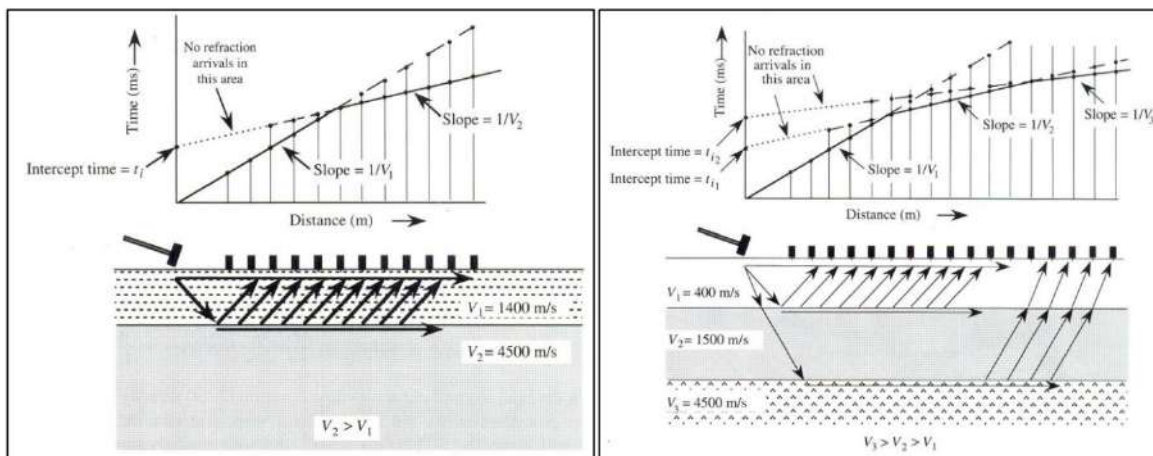


Ilustración 17 Procesamiento de Datos Obtenidos en Campo Adaptado B. Redpath. 1973.

- La primera recta, que parte del origen de coordenadas, representa la onda directa, que viaja por la capa más superficial desde el origen de la fuente de energía hacia los geófonos. Su ecuación es $t=x/v_1$; donde V_1 es la velocidad de la primera capa.
- La segunda recta representa la onda refractada en la interface entre la primera y segunda capa. Su ecuación es $t=T_1+ x/V_2$ donde V_2 es la velocidad de la segunda capa y T_1 es el tiempo en el origen de la primera capa. Así mismo, según la Ley de Snell, se verifica que $\sin(i_c)= V_1/V_2$, donde i_c es el ángulo de incidencia.

Es muy importante tener presente que el tiempo de intercepción resulta gráficamente de la prolongación de la recta $1/V_2$ hasta el eje de coordenadas, con lo cual eliminamos uno de los términos de la expresión final antes citada, justamente el que contiene X , y simplificamos los cálculos.

4.2.2. Procedimiento de Campo.

Se disponen 24 geófonos espaciados de forma equidistante de 3.0m para una longitud de 72.0m esto condicionado por el espacio del área de trabajo. Se realizan lecturas de ida y vuelta con impactos distribuidos de forma simétrica sobre el tendido.

Para este proyecto se realizaron 5 disparos espaciados de forma equidistante, tomando en consideración dos disparos externos a la línea denominada OFFSET SHOTS.

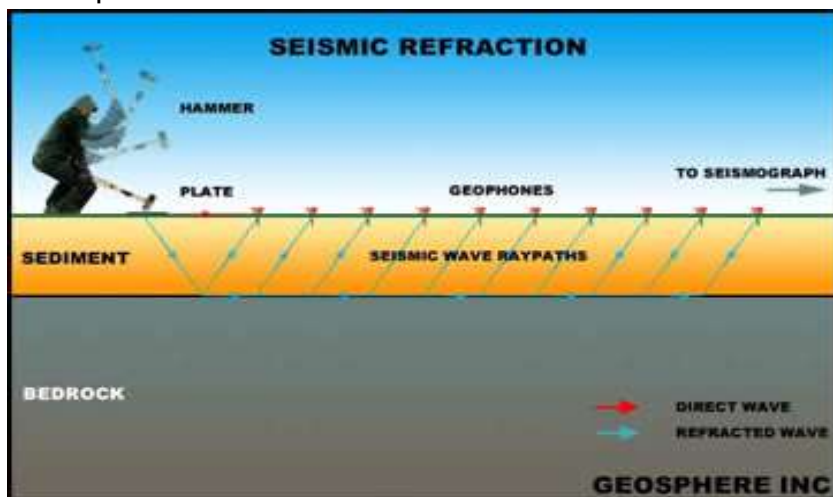


Ilustración 18 Procedimiento de Campo Sísmica de Refracción. (Tomado Manual Software Winsism V12. De Elisoft).

4.2.3. Procesamiento de Datos.

La detección de la primera llegada se realiza sobre la base del cambio producido por la señal captada, cuando la traza pasa de contener solo ruido a contener ruido y señal. En el análisis de selección de los primeros arribos, son necesarios los conocimientos de propagación de las ondas sísmicas con el fin de diferenciar las ondas P de llegada de la refracción de otras ondas

sísmicas como la Rayleigh y las ondas S. El proceso final es calcular la velocidad de las Ondas P y el espesor de cada capa con base a los datos de la gráfica Tiempo-recorrido.

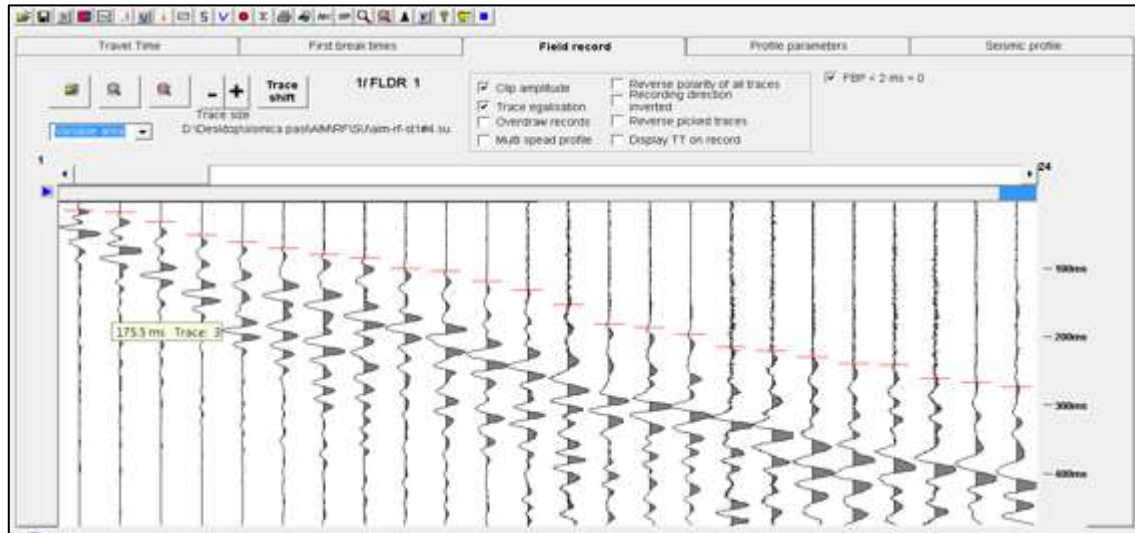


Ilustración 19 Selección de las Primeras Llegadas. Software Winsism V12.

Curvas Tiempo Vs Distancia.

Las curvas tiempo distancia se construyen con los tiempos de llegada de las ondas P a cada uno de los geófonos, y la distancia de cada sensor al punto de impacto.

Los tiempos de llegada pueden ser leídos directamente en la pantalla de la unidad de adquisición. El conjunto de registros (del total de geófonos) como se pueden apreciar en una impresión realizada desde la unidad de adquisición, son mostrados en la siguiente Figura en la sísmica de refracción. En ella se esquematiza la llegada de la onda directa, la onda refractada y los procesos de reflexión.

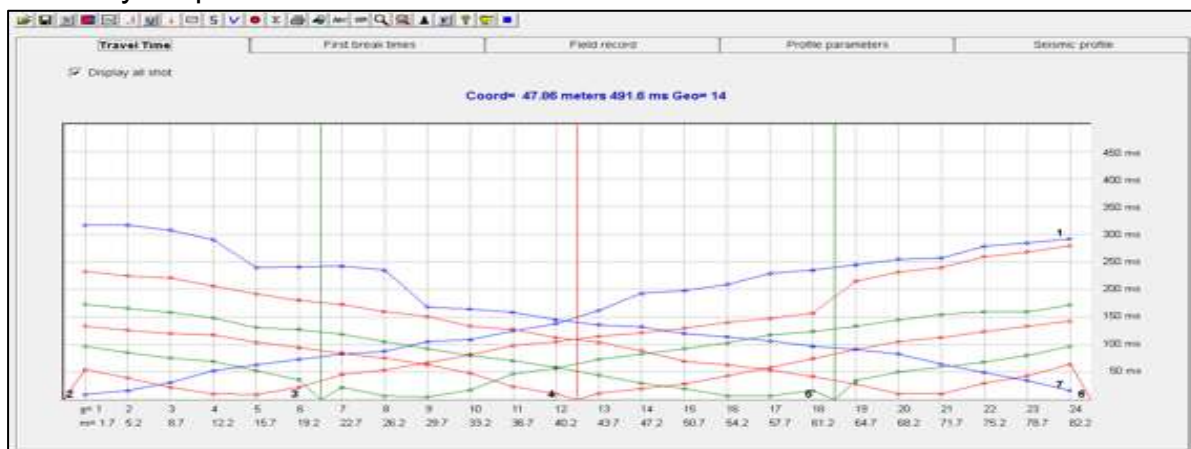


Ilustración 20 Domocrónicas. Software Winsism V12.

4.2.4. Tomografía Sísmica.

La tomografía sísmica es un método de análisis por medio de elementos finitos, que permite generar un modelo detallado de la presencia de capas, generando las trayectorias de las diferentes componentes de las ondas provocadas con los impactos.

Como resultado se presenta un modelo, en el que se evidencia la variación de la velocidad Compresional (V_p con respecto a la profundidad, reflejando el cambio de rigideces y a su vez reflejando la estratificación del perfil, en las unidades (m/s).

Las tomografías sísmicas, son útiles para la identificación del estrato portante o basamento rocoso y la identificación de la profundidad del nivel freático en el subsuelo.

4.2.5. MASW.

El perfil de velocidades de ondas de corte es fundamental para la caracterización de un sitio y la evaluación de su respuesta dinámica (Tokimatsu et al., 1991). Para ello, existen métodos geofísicos no invasivos que permiten inferir las propiedades dinámicas de los suelos de un sitio a muy bajo costo y sin la necesidad de realizar exploraciones directas.

Dentro de los métodos geofísicos indirectos, se encuentran aquellos basados en el análisis de ondas superficiales. Dentro de los más conocidos de esta categoría se encuentran los métodos de Análisis Espectral de Ondas Superficiales (Nazarian et al., 1983) y/o de Análisis Multi-canal de Ondas Superficiales (Park et al., 1999), que se basan en la propiedad de dispersión de las ondas superficiales tipo Rayleigh para calcular la velocidad de fase de estas ondas a distintas frecuencias. Luego, a través de un proceso de inversión no lineal, se busca un perfil teórico que se ajuste a la curva de dispersión experimental. Una de las ventajas de estos métodos frente a otras técnicas geofísicas tradicionales, es que estos métodos permiten detectar estratos de suelos más blandos, bajo otros más rígidos.

Más de dos tercios de la energía que se registran en estudios sísmicos corresponden a ondas de Rayleigh (Richart et al., 1970), que a su vez corresponden a la principal componente de la vibración vertical en la superficie del suelo (Park et al., 1999). En un medio estratificado, la velocidad de propagación (velocidad de fase) de las ondas de Rayleigh depende de la frecuencia. Esta propiedad se conoce como dispersión. El gráfico que muestra la dependencia de la velocidad de fase con la frecuencia se conoce como curva de dispersión (Tokimatsu et al., 1991).

Diversos autores, como (Nazarian et al., 1983), (Stokoe et al., 1994), (Park et al., 1999) han propuesto el uso de la naturaleza dispersiva de las ondas superficiales para la caracterización de suelos. (Foti, 2000), resume el procedimiento para la caracterización geotécnica basado en el análisis de la dispersión de ondas superficiales, en tres partes:

- Observación y registro de ondas superficiales.
- Determinación de sus características dispersivas.
- Inversión de la curva de dispersión y estimación del perfil de velocidad de ondas de corte.

El método de ondas superficiales fue el desarrollo del análisis multicanal de ondas superficiales MASW por sus siglas en inglés, introducido por (Park et al., 1999). En el MASW un arreglo lineal de 12 (o más) geófonos verticales (con frecuencia natural entre 4.5 – 10 Hz) es usado para el registro de las vibraciones generadas por una fuente impulsiva (golpe de martillo) o fuentes vibratorias, situadas a una distancia apropiada al del final del arreglo.

El esquema de procesamiento de datos en el método MASW es diferente comparado con el método SASW, en vez de medir la diferencia de fase de las llegadas de las ondas a los receptores, una imagen de dispersión es construida mediante la transformación del dominio tiempo-espacio ($t-x$) en diferentes dominios (usualmente el dominio de frecuencia-número de onda ($f-k$) o frecuencia-velocidad de fase ($f-V_r$)). La imagen de dispersión permite la identificación de las tendencias de dispersión a partir del patrón de acumulación de energía y la extracción de la(s) curva(s) de dispersión del espectro máximo.

Existen cuatro tipos de transformaciones usadas para el procesamiento de datos en el método MASW.

- Transformación Frecuencia – Numero de onda (F-K), que es realmente una doble transformación de Fourier a los datos obtenidos en campo (Gabriels et al., 1987)
- Transformación Frecuencia-Lentitud (F-P), que es una transformación bi dimensional combinada con una transformación P-Tau o “slant-stack”, de los registros de tiempo de los geófonos y la suma del espectro de potencia de las trazas transformadas para cada frecuencia (McMechan and Yedlin, 1981).
- Transformación Phase-Shift la cual puede ser considerada como un esquema compuesto por los métodos P-Tau y F-K, (Dal Moro et al., 2003; Park et al., 1998)
- Transformación conformador cilíndrico o “Cylindrical beamformer”, el cual es el único método que trata el registro multicanal como un campo de ondas cilíndrico y permite la mitigación de los efectos near-field (Zywicki and Rix, 2005), los demás métodos tratan el registro multicanal como campos de onda planas.

Para el método MASW tanto activo como pasivo, el procedimiento de inversión o el retro cálculo de la velocidad de onda cortante V_s desde la curva de dispersión seleccionada de la imagen de dispersión determinada por cualquiera de los métodos antes descritos, es el mismo y se considera quizás como el procedimiento más complejo de los que se contemplan dentro de los métodos de ondas superficiales. El problema de retro calculo o inversión no puede ser solucionado en términos de una solución pues este requiere de técnicas de optimización a fin de encontrar la solución más probable u optima dentro de un gran número de posibles soluciones.

Como bien se ha venido mencionando las propiedades elásticas de los materiales y sus efectos en la propagación de ondas son de fundamental interés en la ingeniería geotécnica. En especial la velocidad de onda cortante V_s es un parámetro fundamental en este campo de la ingeniería. Las ondas superficiales son guiadas y dispersivas. Las ondas Rayleigh (1985) son ondas que viajan a lo largo de la superficie libre. Las ondas Rayleigh son producidas o

resultan de la interferencia entre las ondas compresionales P y cortantes S. El movimiento de una partícula de onda Rayleigh en su modo fundamental moviéndose de izquierda a derecha es elíptico en sentido contrario a las manecillas del reloj.

Considerando lo anterior, además que las ondas Rayleigh se propagan en un medio estratificado, la velocidad de fase de la onda Rayleigh depende o es función entonces, además de la frecuencia, de cuatro grupos de propiedades del subsuelo (Velocidad de onda compresional, velocidad de onda cortante, espesor de las capas y densidad de los materiales). Por lo tanto, como prerrequisito para la solución de un problema de inversión, se requiere de la construcción de un modelo inicial el cual deberá contener una estimación de las variables antes mencionadas del perfil de suelo al cual le corresponde una curva de dispersión teórica. (Stokoe et al., 1994) plantea algunas formulaciones para obtener aproximaciones no muy distantes de las propiedades del medio.

Seguido de la determinación de un apropiado modelo inicial, el proceso de inversión comienza con el cálculo de la curva de dispersión correspondiente al modelo definido. El desajuste entre la curva teórica y la experimental determinada por medio de la imagen de dispersión generada a partir del registro multicanal obtenido en campo, es determinado a través de una función, llamada función objetivo, si este es mayor a un valor prescrito, las propiedades del perfil son revisadas y un valor actualizado de la función objetivo es obtenido. A través de un número de iteraciones la función objetivo es minimizada y una aceptable cercanía entre las dos curvas es alcanzada.

Las iteraciones pueden ser llevadas a cabo de forma manual por modelaciones iterativas “Forward Model ing” o automática a través de inversión (Pelekis and Athanasopoulos, 2011). Existen investigaciones que reportan el desarrollo diferentes técnicas automáticas de inversión en desde los últimos 15 años. Sin embargo, el uso de técnicas de modelaciones iterativas continúa ofreciendo mayores ventajas (Gardner et al., 2009; Louie, 2001). En las técnicas automáticas los algoritmos empleados son tanto de tipo de búsqueda global como local. Las técnicas de inversión con búsqueda local llegan a ser más efectivas cuando se incorporan estrategias tales como: (1) reducir el número de incógnitas (ej. Asumir el mismo número valor de densidad para todas las capas) y (2) introducir limitaciones (ej. Limitar valores de espesor de capas) (Pelekis and Athanasopoulos, 2011). Cabe resaltar que usando algoritmos de búsqueda local existe la posibilidad de localizarse o quedar atrapado en mínimos locales, este riesgo puede ser evitado usando algoritmos de búsqueda global tales como, redes neuronales, método de Monte Carlo (Beaty et al., 2002), algoritmos genéticos (Dal Moro et al., 2007; Wathelet, 2005), o mediante la combinación de algoritmos tanto de búsqueda local como global (Degrande et al., 2008).

La inversión de los datos de dispersión es usualmente basada en el modo fundamental de la propagación de las ondas tipo Rayleigh, sin embargo, es posible además de ventajoso considerar dos o más modos, el uso de un análisis de conjunto entre el modo fundamental y los demás modos permite la obtención de la relación de amortiguamiento del perfil (Foti, 2003).

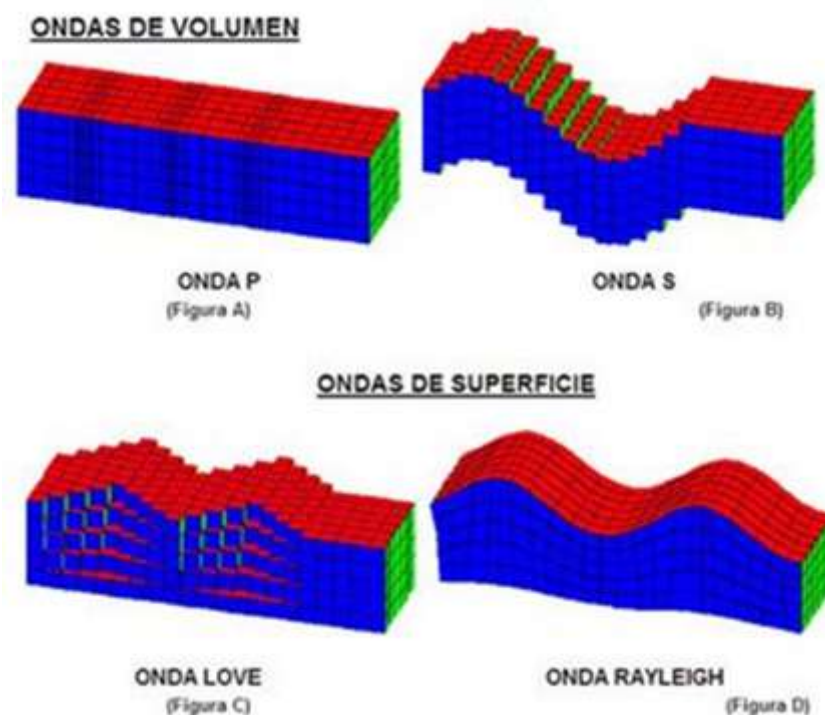


Ilustración 21 Ondas Elásticas, Tomado de C.B Park, R.D Miller, Et al, 2007.

4.3. Metodología

4.3.1. Procedimiento de campo.

Para la realización del ensayo, se disponen los geófonos verticales espaciados de forma equidistante para una longitud variable dependiendo del sector y de las características del terreno, sobre el arreglo se realiza una única lectura con disparo a una distancia de 5.0 metros del primer geófono, con el fin de registrar el contenido frecuencial de las ondas superficiales tipo Rayleigh a intervalos de muestreo de 1.024 ms o ground roll, para el caso activo.

En el caso pasivo, el arreglo geométrico de la adquisición es idéntico, sin embargo, dado que no existen excitaciones artificiales que generen trenes de ondas simétricos, se realizan tomas a intervalos de muestreo de 32.768 ms con el fin de tomar una diversidad de ruido ambiental, el cual se caracteriza por sus bajos contenidos frecuenciales, para aumentar la resolución de la información es recomendable realizar perturbaciones artificiales durante los muestreos para el aumento del contenido frecuencial.

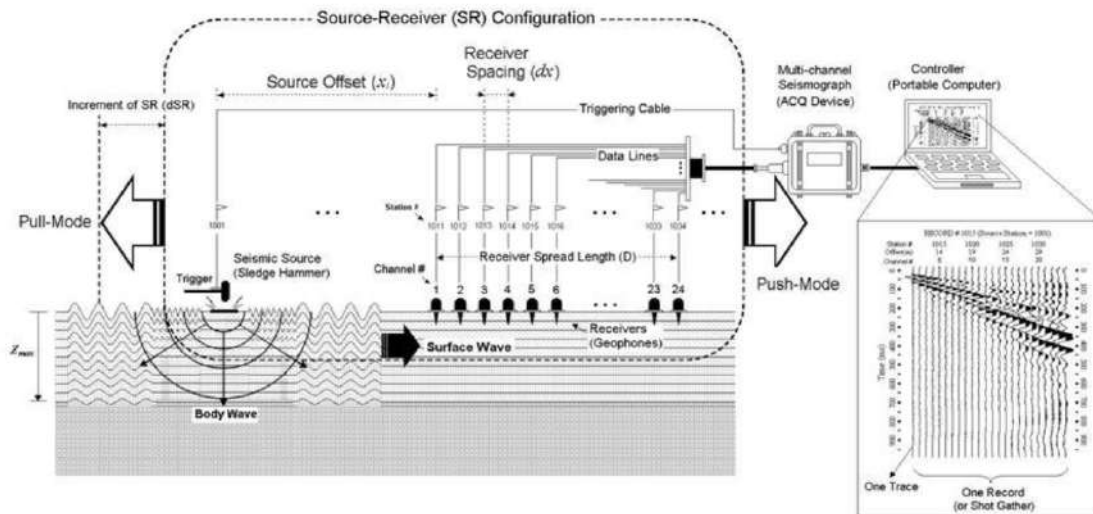


Ilustración 22 Esquema Ensayo MASW. (Park, C.B., Miller, R.D., and Xia, J. (1998)).

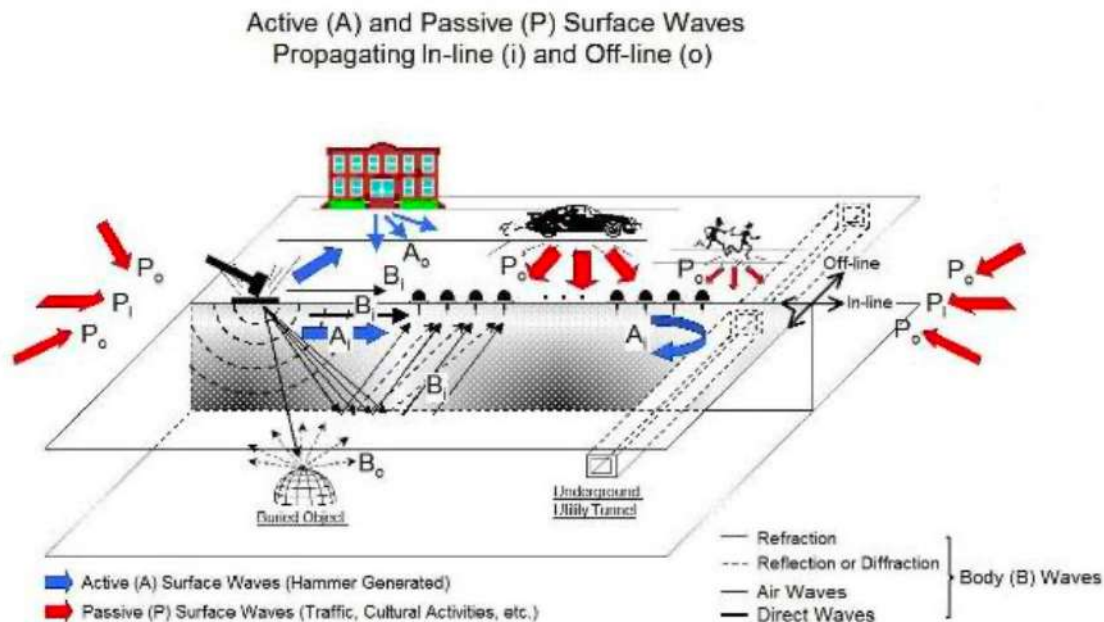


Ilustración 23 Excitaciones Activas y Pasivas. (Park, C.B., Miller, R.D., and Xia, J. (1998))

4.3.2. Procesamiento de datos.

Como se mencionó anteriormente, durante un impacto o excitación pasiva se generan diferentes tipos de ondas, las cuales todas son registradas por los geófonos dispuestos en un arreglo lineal y mostradas como un registro sísmico.

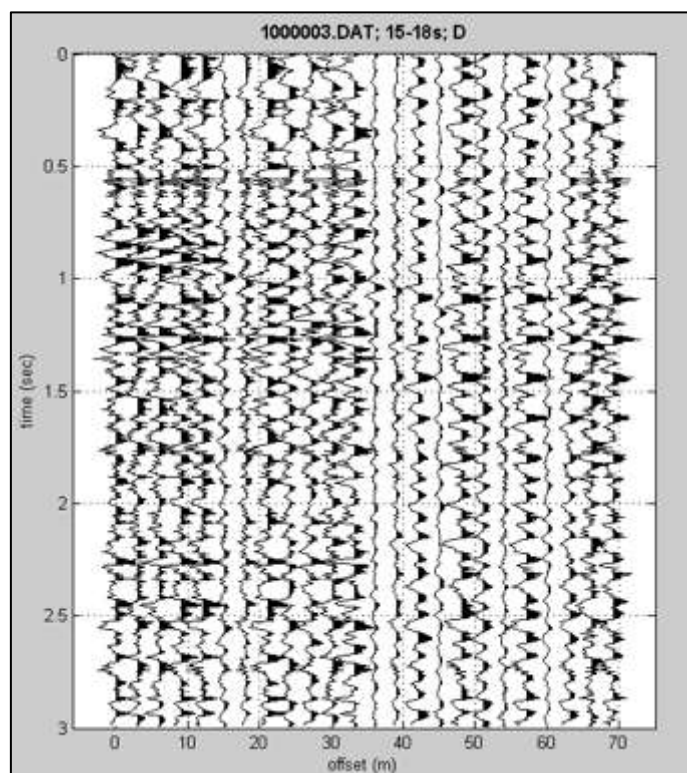


Ilustración 24 Registro Sísmico Tomado de Campo. Tomado de (Software WinmaswPro® de Eliosoft).

Con el fin de separar las ondas superficiales de los otros tipos de ondas, se han desarrollado varias transformaciones matemáticas, las cuales su objetivo principal es convertir un registro de señales que se encuentra en el dominio de tiempo y transformarlo en otro dominio tipo frecuencial para poder señalar el componente de interés del ruido.

El software WinmaswPro® de Eliosoft permite realizar entre otras la transformada Phase-shift, descrita en el capítulo anterior. El resultado de la aplicación de esta metodología es la construcción de un espectro de energía en el dominio de la Frecuencia vs Velocidad de fase. Si bien las ondas superficiales se pueden presentar en diferentes modos distintos al fundamental, la estructura de la velocidad de corte V_s depende principalmente del modo fundamental. No obstante, en perfiles muy heterogéneos y con altos grados de anisotropía las ondas superficiales son susceptibles a manifestarse en modos superiores al fundamental. Dado a que pueden existir errores en la inversión de los datos porque en ocasiones es difícil diferenciar el modo fundamental de los demás modos, se realiza un modelo de inversión de datos, tomando en consideración el espectro generado para las ondas Rayleigh.

Sin embargo, debido a que el registro de ondas pasivas se realiza en intervalos de tiempo altos, esto nos permite generar diferentes espectros de velocidad fase de onda de Rayleigh vs. Frecuencia para los diferentes tiempos de muestreo, con el fin de seleccionar el espectro que mejor evidencie el modo o los modos de vibración, para así determinar la mejor

aproximación a la curva de dispersión experimental.

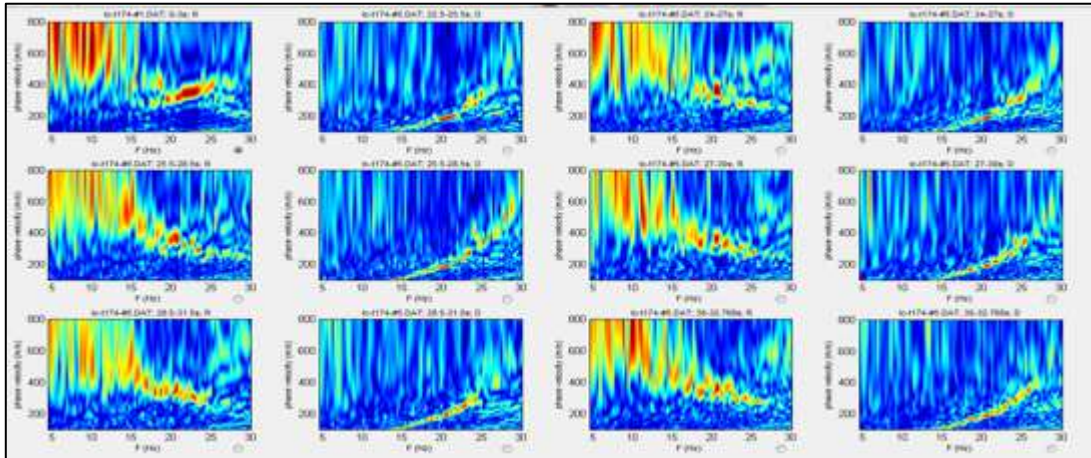


Ilustración 25 Espectro de Onda Rayleigh. (Software WinmaswPro® de Eliosoft).

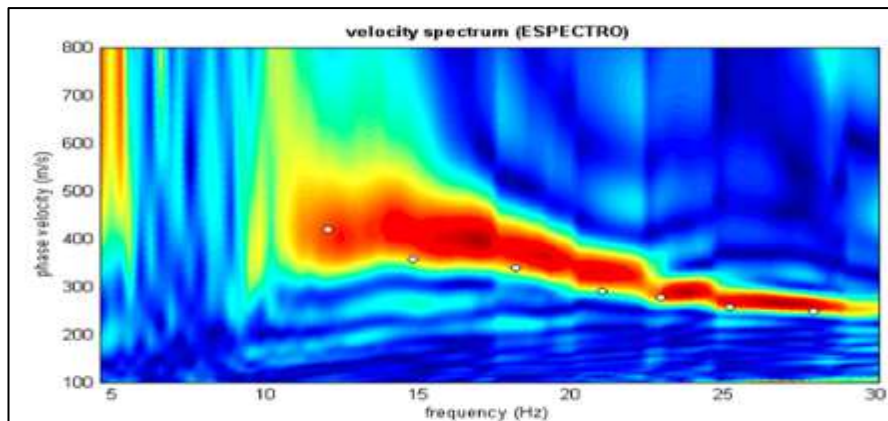


Ilustración 26 Espectro de Velocidad de Fase de Onda Rayleigh. (Software WinmaswPro® de Eliosoft).

Posterior al cálculo del espectro de velocidades tomando en consideración tanto el espectro de velocidades Rayleigh, y luego de la inversión de los datos, mediante un proceso iterativo en el cual se consideran infinitos modelos se determina el perfil de velocidades de onda cortante para el sitio de estudio como se ilustra en siguiente figura.

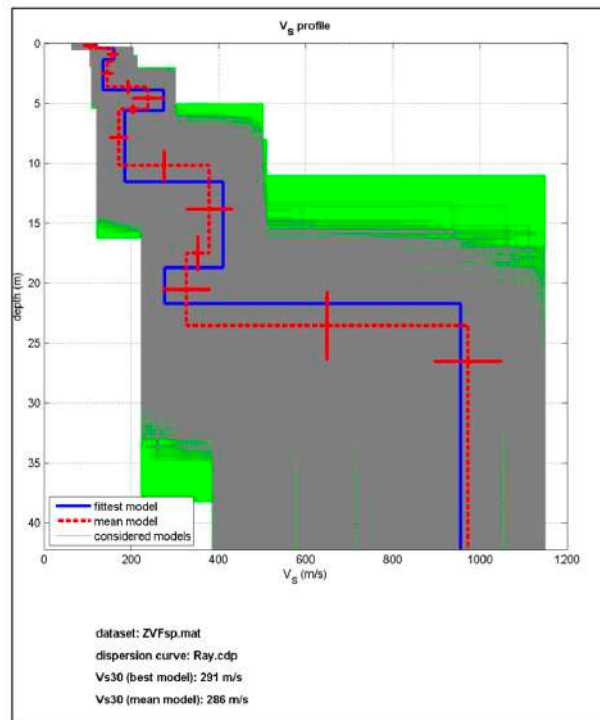


Ilustración 27 Perfil de Velocidad de Onda de Corte. (Software WinmaswPro® de Eliosoft).

4.4. Descripción de la exploración.

Debido a la necesidad de conocer la estratificación y la clasificación del subsuelo, además tomando en consideración la complejidad del proyecto y las características de la zona estudiada, se realiza la exploración mediante 1 ensayo de refracción sísmica y de dispersión de ondas superficiales tipo MASW Pasivo - ReMi, haciendo uso de 1 arreglo, donde en cada línea se usaron 24 geófonos verticales de 4.5 Hz, espaciados de forma equidistante 5 metros para una longitud total de línea 60.0 metros. Para la adquisición de las señales de refracción sísmica fue necesario realizar un número de 5 registros por línea, donde cada registro consiste en un apilamiento de entre 3 a 5 golpes a lo largo del tendido sísmico, registros que se configuraron en un tiempo de muestreo de 256ms, a razón de 125μs. Para el ensayo tipo MASW pasivo – ReMi, se realizan lecturas pasivas excitadas por el ruido ambiental y micro trepidaciones, a tiempos de muestreo de 32.768 ms y registros en intervalos de 2 ms. Adicionalmente, con el fin de aumentar el contenido frecuencial del registro de ondas Rayleigh, se realizan excitaciones aleatorias a través de golpe de martillo en la longitud total de la línea. La localización en planta del ensayo se realizó de acuerdo al criterio técnico de la implantación del proyecto, con relación a la distribución de las zonas de análisis se realizó como bien se ha mencionado 2 arreglos lineales, mediante los cuales se pretendió realizar la caracterización y clasificación del perfil de suelo del sitio de interés.

Tabla 4. Coordenadas de los ensayos

SONDEO	LONGITUD (m)	COORDENADAS GLOBALES WGS-84			
		PUNTO INICIAL		PUNTO FINAL	
		Latitud	Longitud	Latitud	Longitud
LS-1	22	6° 9'8.41"N	75°37'21.70"O	6° 9'8.91"N	75°37'21.83"O

4.5. Análisis de resultados

MAM (MICROTREMOR ARRAY MEASUREMENT)

Siguiendo los procedimientos descritos en los capítulos anteriores con la exploración realizada se obtienen los siguientes resultados.

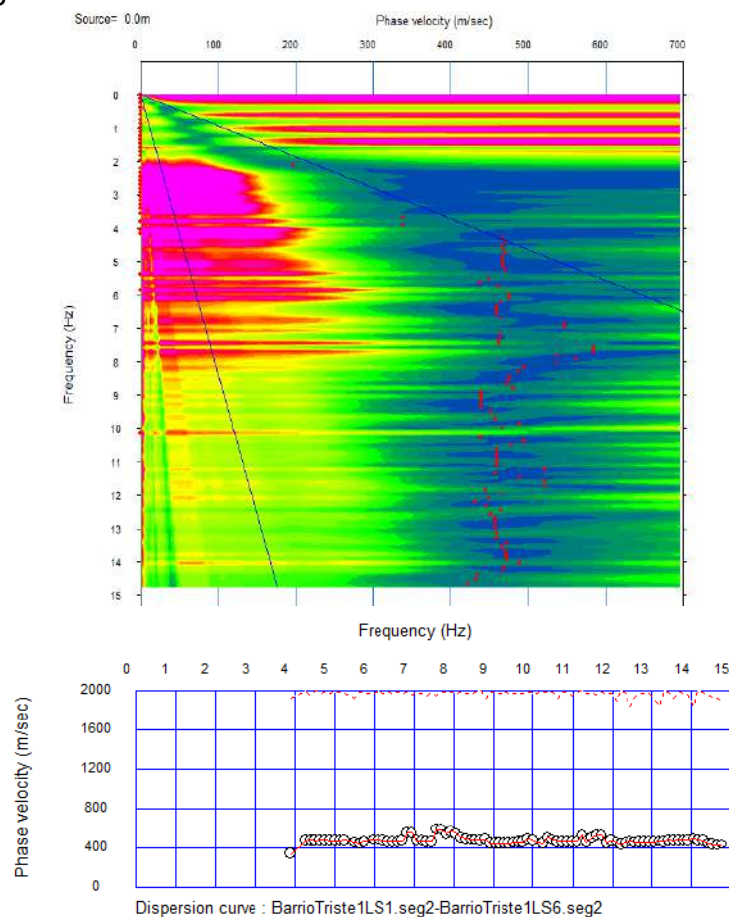


Ilustración 28 Imagen de Dispersión.

En la imagen de dispersión obtenida usando las metodologías previamente descritas, se puede apreciar que esta posee una buena resolución, permitiendo identificar el modo fundamental y el primer modo de vibración lo cual da una buena confiabilidad a los resultados obtenidos, presentando en un rango de frecuencia de 0Hz a 30 Hz y de velocidad de fase 350

m/s a 600m/s.

Posterior a la selección de la curva de dispersión experimental, mediante la utilización de un algoritmo de búsqueda global, algoritmo genético (Dal Moro et al., 2007), se obtiene el perfil de velocidad de propagación de onda de corte en profundidad.

La profundidad de exploración obtenida en los perfiles del ensayo MASW, realizados en el Edificio C5MED, alcanza los 30.m, esto se atribuye a la longitud de la línea en superficie, la separación de los geófonos, pero sobre todo a la rigidez del material, que permite el reconocimiento de la propagación de la velocidad de onda de corte (V_s) a esa profundidad.

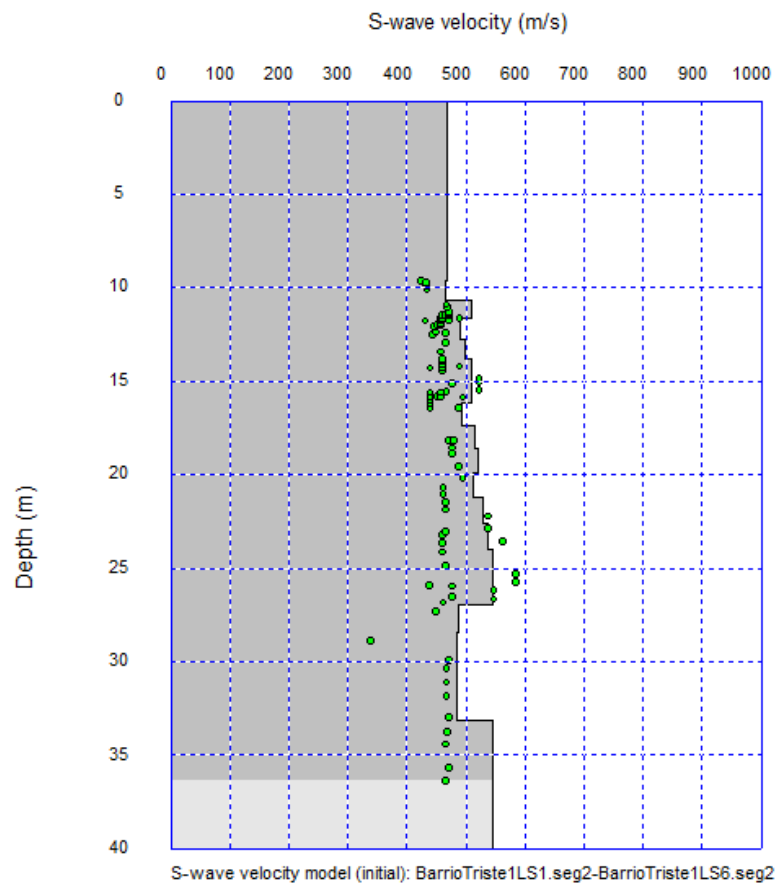


Ilustración 29 Perfil de Velocidad de Onda de Corte

La selección del modelo de respuesta obedece al mejor ajuste entre el modelo teórico y el experimental obtenido de la ejecución del ensayo en campo, por tal razón, en las siguientes figuras se evidencian los rangos de iteración de la velocidad a lo largo del perfil y la selección del modelo principal (mean model) y el modelo ajustado (fittest model)

Una vez obtenido el valor de la velocidad de propagación de onda de corte en profundidad, así como los valores de densidad y relación de Poisson, aplicando los conceptos básicos de la mecánica de materiales se calculan los parámetros elásticos de los materiales del perfil estratigráfico. Cabe resaltar que el módulo de Young E y el módulo de rigidez (G), han sido estimados para rangos de deformación muy bajos, por lo tanto, se deberá tener sumo cuidado

con la utilización de los mismos.

El perfil unidimensional de velocidades de onda de corte en función de la profundidad refleja materiales con una mejoría incremental en las características de resistencia al corte, principalmente de consistencia muy firme y/o compacidad alta en la superficie y hasta los 37m de profundidad aproximadamente, con velocidades de onda de corte asociadas del orden 465 a 545m/s (ver Tabla 4).

Tabla 5. Velocidades de onda de corte de referencia de materiales representativos (Teymur & Sekerer, 2013)

Suelos Granulares	Vs (m/s)
Sueltos	185
Medios	205
Medio compactos	225
Compactos	255-400
Suelos Cohesivos	Vs (m/s)
Blando	100
Medio	200
Firme	300-400
Rocas	
Roca muy fracturada	400-750
Roca compacta	>750
Roca muy fresca	>1000

Para la obtención del módulo de Poisson se aplican los criterios de mecánica de materiales en función de la velocidad de onda compresional (V_p) medida en el ensayo de Refracción Sísmica y la velocidad de onda cortante (V_s), obtenida del ensayo MASW- REMI.

Parámetro	Formula
Relación de Poisson	$\mu = \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}$
Módulo de Corte [G] (Mpa)	$G = V_s^2 * \rho$
Módulo Elástico [E] (Mpa)	$E = 2G(1 + \mu)$
Módulo Volumétrico [K] (Mpa)	$K = E/3(1 - 2\mu)$

Ilustración 30 Módulo de Poisson en función de la velocidad de propagación de onda V_p y V_s .

Tabla 6. Resumen de parámetros elásticos.

							γ	0.2%	$\gamma\gamma$	0.007%	n	1.60	m	0.45	
Sondeo	Zi	Zf	Vs, m/s	ν	Vp, m/s	qu, kPa	Vs1	ϕ	γ_t , kN/m ³	ρ	Go (Gmax), kPa	G, kPa	Eo (Emax), kPa	E, kPa	Ks, kPa/m
LS-01	0.0	0.5	466	0.20	760.78	649.69	916.47	45	22.66	2.31	501878	72263	1204506	173431	90329
LS-01	0.5	1.1	468	0.20	763.53	653.44	770.63	43	22.16	2.26	494456	71195	1186695	170867	88993
LS-01	1.1	1.7	468	0.20	763.53	653.44	693.19	41	21.86	2.23	487603	70208	1170247	168499	87760
LS-01	1.7	2.3	468	0.20	763.53	653.44	641.91	40	21.63	2.21	482604	69488	1158250	166771	86860
LS-01	2.3	3.0	468	0.20	763.53	653.44	603.97	39	21.46	2.19	478628	68916	1148708	165397	86144
LS-01	3.0	3.7	468	0.20	763.53	653.44	574.06	38	21.31	2.17	475304	68437	1140730	164249	85546
LS-01	3.7	4.4	468	0.20	763.53	653.44	549.47	38	21.18	2.16	472434	68024	1133842	163257	85030
LS-01	4.4	5.2	468	0.20	763.53	653.44	528.67	37	21.06	2.15	469899	67659	1127758	162381	84573
LS-01	5.2	6.0	468	0.20	763.53	653.44	510.68	37	20.96	2.14	467623	67331	1122294	161594	84164
LS-01	6.0	6.8	468	0.20	763.53	653.44	494.87	36	20.87	2.13	465552	67033	1117324	160879	83791
LS-01	6.8	7.7	468	0.20	763.53	653.44	480.80	36	20.78	2.12	463649	66759	1112758	160221	83448
LS-01	7.7	8.6	468	0.20	763.53	653.44	468.13	36	20.70	2.11	461887	66505	1108528	159612	83131
LS-01	8.6	9.6	468	0.20	763.53	653.44	456.63	35	20.63	2.11	460243	66268	1104584	159044	82835
LS-01	9.6	10.6	468	0.20	763.53	653.44	446.11	35	20.56	2.10	458702	66046	1100885	158512	82558
LS-01	10.6	11.6	484	0.20	789.98	689.80	451.43	35	20.62	2.10	492414	70900	1181794	170161	88626
LS-01	11.6	12.7	486	0.20	794.43	695.98	444.53	35	20.58	2.10	496976	71557	1192742	171738	89447
LS-01	12.7	13.8	491	0.20	801.25	705.51	439.49	35	20.55	2.10	504869	72694	1211686	174465	90867
LS-01	13.8	15.0	493	0.20	805.46	711.41	433.48	35	20.51	2.09	509280	73329	1222273	175990	91661
LS-01	15.0	16.1	498	0.20	813.55	722.81	429.94	35	20.50	2.09	519132	74747	1245916	179394	93434
LS-01	16.1	17.4	508	0.20	829.74	745.81	430.88	35	20.52	2.09	540524	77828	1297258	186786	97285
LS-01	17.4	18.6	508	0.20	830.14	746.38	423.92	34	20.47	2.09	539805	77724	1295532	186538	97155
LS-01	18.6	19.9	508	0.20	830.37	746.71	417.27	34	20.42	2.08	538891	77592	1293338	186222	96991
LS-01	19.9	21.2	512	0.20	835.62	754.23	413.45	34	20.40	2.08	545133	78491	1308320	188379	98114
LS-01	21.2	22.6	515	0.20	840.77	761.64	409.82	34	20.38	2.08	551293	79378	1323103	190508	99223
LS-01	22.6	24.0	521	0.20	850.70	775.99	408.70	34	20.38	2.08	564401	81266	1354563	195037	101582
LS-01	24.0	25.5	529	0.20	863.57	794.74	409.09	34	20.39	2.08	581997	83799	1396793	201118	104749
LS-01	25.5	26.9	537	0.20	877.40	815.07	410.00	34	20.41	2.08	601315	86581	1443156	207794	108226
LS-01	26.9	28.4	544	0.20	888.58	831.65	409.75	34	20.42	2.08	616964	88834	1480714	213201	111042
LS-01	28.4	33.1	546	0.20	890.90	835.09	396.06	34	20.32	2.07	617246	88874	1481389	213299	111093

Los valores de densidad acá presentados corresponden a valores obtenidos en la exploración geotécnica.

Posterior a la determinación del perfil de velocidad de propagación de ondas de corte en profundidad se realiza la clasificación del perfil del subsuelo a la luz de lo estipulado en la NSR-10 en su capítulo A 2.4.1, el cual usa el criterio de la velocidad de onda cortante promedio en los primeros 30 metros, VS.30.

Se presenta el perfil esquemático de la velocidad de onda de corte (Vs) en los primeros 30.0 m de profundidad.

Tabla 7. Perfil de Velocidad NSR-10.
Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{S}_u \geq 100 \text{ kPa}$ ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa}$ ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)	

El suelo en la línea clasifica como tipo C, con una velocidad de onda de corte promedio de 499m/s, con un periodo fundamental del suelo de 0.24s.

5. ANÁLISIS GEOTECNICO DEL LOTE

A partir de las observaciones de campo, del contexto geológico de la zona y de los procesos morfodinámicos visibles en el lote, a continuación se realizará un análisis geotécnico local, en el cual se presentan las principales limitantes y características de interés para el desarrollo del proyecto.

5.1. Topografía

El lote en estudio se caracteriza por estar ubicado en una zona plana. La configuración morfológica del lote responde a eventos antrópicos de cortes aparentemente ejecutados para el desarrollo urbanístico del sector. En general y basados en la información disponible, se considera que el lote presenta una topografía que permite el desarrollo del proyecto planteado.

5.2. Características de los suelos

Basados en los resultados de la exploración se determina que los suelos presentes en el lote, cuentan con adecuadas características físicas y mecánicas para el desarrollo del proyecto, siempre y cuando se garantice atravesar en su totalidad las terrazas aluviales encontradas en superficie con presencia de niveles freáticos. Teniendo en cuenta los resultados de los ensayos de laboratorio se descartan materiales susceptibles a procesos de licuación, materiales expansivos y de precaria resistencia al corte en la profundidad de desplante recomendada.

5.2.1. Suelos potencialmente expansivos

Los suelos expansivos son fácilmente identificables mediante la observación visual de estructuras colindantes, en cuanto a la presencia de asentamientos diferenciales, pérdida de verticalidad, fisuras en elementos estructurales y no estructurales, giros de conjunto de los muros y elementos estructurales, prominencias bruscas en los suelos, entre otros eventos que indicaran la susceptibilidad de los materiales.

Tabla 8 Clasificación de Suelos Expansivos – NSR-10.

Tabla H.9.1-1
Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm ²	Límite líquido L.L., 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

Según los parámetros de análisis mencionados en la tabla H.9.1-1 propuesta por la NSR-10, teniendo en cuenta la profundidad de la cimentación proyectada, el límite líquido (LL) e índice de plasticidad (IP) se observan suelos con potencial de expansión BAJO y MEDIO, dado que según los ensayos de laboratorio realizados a las muestras recuperadas, estas presentan límites líquidos entre 28,1% y 46% e índices de plasticidad entre 0,9% y 9,3%.

5.2.2. Suelos dispersivos o erodables

Los suelos dispersivos son arcillas de altas concentraciones de sales de sodio (Na) en el agua intersticial pasa del 40 al 60% de sales disueltas. Los suelos erodables son aquellas arenas muy finas o limos no cohesivos que son susceptibles a la presencia de corrientes de agua, los cuales provocan migración de finos formando carcavamiento, tubificaciones y erosión retrogresiva.

Dicha condición puede ser descartada debido a que en la zona de análisis no se presenta una condición de flujos de agua en el suelo, debido a que en los sondeos ejecutados se alcanza la línea piezométrica estable, lo cual no representa cambios con respecto a la energía representativa de un flujo de agua y las características granulométricas del material no corresponden con las especificadas para que se generen este tipo de condiciones.

5.2.3. Suelos susceptibles a licuación

Se define como el aumento progresivo de la presión del agua intersticial, dentro de los suelos granulares, bajo la acción sísmica o cargas dinámicas, de manera que el esfuerzo efectivo se reduce considerablemente eventualmente o en el caso más desfavorable alcanza una magnitud de cero, condición en la cual la masa de suelo se comporta como un líquido.

Dicho fenómeno tiene relación directa con la movilidad cíclica y el corrimiento lateral; ocurre en suelos arenosos y en limos no plásticos, saturados y parcialmente saturados.

La licuación inducida por terremoto es uno de los principales contribuyentes al riesgo sísmico urbano. Las cargas cíclicas generan un aumento en la presión de agua en los poros lo que reduce la tensión efectiva, y por lo tanto disminuye la resistencia al corte de la arena. Si existe una corteza de suelo seco o una cubierta impermeable, el exceso de agua puede a veces surgir en la superficie a través de grietas en la capa superior, arrastrando en el proceso arena licuificada, lo que produce borbotones de arena, comúnmente llamados "volcanes de arena".

Los suelos más susceptibles a la licuación son aquellos formados por depósitos jóvenes (producidos durante el Holoceno, depositados durante los últimos 10,000 años) de arenas y sedimentos de tamaños de partículas similares, en capas de por lo menos más de un metro de espesor, y con un alto contenido de agua (saturadas). Tales depósitos por lo general se presentan en playas, dunas, y áreas donde se han acumulado arenas y sedimentos arrastrados por el viento y/o cursos de agua. Algunos ejemplos de licuación son arena movediza, arcillas movedizas, corrientes de turbidez, y licuefacción inducida por terremotos.

Como lo indica el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 deben tenerse en cuenta las recomendaciones definidas en H.7.4.4 SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN, donde teniendo en cuenta que no todos los suelos son licuables es preciso conformar una lista de características del suelo mismo y de su circunstancia, que conducen a que sean susceptibles a la licuación.

Tabla 9 Evaluación a la susceptibilidad a la licuación

Condición a evaluar	Cumple
(a) La edad geológica es determinante: suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno y la licuación de depósitos de edades anteriores no es común.	NO
(b) El depósito de suelo debe estar saturado, o cerca de la saturación, para que ocurra la licuación.	NO
(c) Depósitos fluviales, coluviales, granulares, eólicos, cuando saturados, son susceptibles de licuación.	NO
(d) Así mismo pueden clasificarse como licuables los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios.	NO
(e) Son muy susceptibles a la licuación las arenas finas y arenas limosas, relativamente uniformes, con densidad suelta y media. Generalmente se producen grandes deformaciones del terreno y de las estructuras apoyadas, y pueden formar volcanes de arena en superficie con los correspondientes cambios volumétricos severos.	NO
(f) Los depósitos bien gradados con tamaños hasta de gravas, gravas arenosas y gravas areno-limosas, son menos susceptibles a licuación, pero de todas formas deben verificarse. Estos materiales también pueden generar cambios volumétricos del terreno.	NO
(g) Los limos, limos arcillosos y arcillas limosas, de baja plasticidad y con la humedad natural cercana al límite líquido, también son susceptibles de presentar licuación o falla cíclica. Generalmente se produce la degradación progresiva de la resistencia dinámica de los suelos finos con el número de ciclos de carga equivalente, llevándolos a la falla o generando grandes asentamientos del terreno y de las estructuras apoyadas en él.	NO
(h) Suelos con partículas redondeadas, son más susceptibles que suelos con partículas angulares. Suelos con partículas micáceas, propios de suelos volcánicos, son más susceptibles.	NO
(i) Cuando el depósito está en condición seca o con bajo grado de saturación, se genera un proceso de densificación con las consecuentes deformaciones permanentes del terreno y estructuras apoyadas en él.	NO

Se debe tener especial cuidado en las recomendaciones de cimentación e identificación del estrato, ya que variaciones estratigráficas, hace que las futuras cimentaciones queden apoyadas sobre unidades geotécnicas diferentes. En tales condiciones es fundamental brindar especial cuidado a la superficie de apoyo una vez se alcance las cotas de fundación.

6. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN – LITERAL H.4.4 NSR-10

Para efectos de los diseños de la cimentación, y a partir de los datos de resistencia al corte disponibles, obtenidos con base en correlaciones matemáticas y aplicación de otra metodología teorías, se procedió a realizar la determinación de los parámetros de resistencia al corte, con el fin de estimar la capacidad portante del terreno. En la Tabla 10 se presentan los valores de las propiedades de interés para el diseño de la cimentación.

Tabla 10 Parámetros empleados en el diseño

Gonzalez, 1987

MATERIAL	Nspt	Es - MPa	Densidad kN/m ³	C - kPa	ϕ - °
Terraza Aluvial	12	14	18	0,0	26
Depósito Aluvial	35	39	19	0,7	30

Para los modelos de estabilidad de taludes (excavaciones temporales), para el material identificado como terraza aluvial, se empleará una cohesión de 0,7kPa, valor igual al depósito aluvial, asumiendo como condición más conservadora este parámetro, toda vez que los depósitos aluviales al estar compuestos por materiales más gruesos, tienden a tener menor cohesión que las terrazas aluviales.

6.1. Criterios para el diseño de la cimentación

Los análisis de capacidad portante fueron realizados con los criterios de la norma sismo resistente vigente, capítulo H.4 y bajo las consideraciones expuestas en capítulos anteriores, relacionadas con los análisis de los resultados de los ensayos de laboratorio y análisis geotécnico del lote. Se realizaron varios análisis de capacidad portante del terreno suponiendo diferentes escenarios de cargas por apoyo, así como el comportamiento de los mismos desde el punto de vista de deformabilidad. Como resultado de estos análisis se busca determinar las fundaciones desde el punto de vista económico y geotécnico más eficiente para el proyecto. En tal sentido y con base en la información disponible de los materiales y sus propiedades índice, se determinó que:

- La magnitud de cargas de la estructura principal y las condiciones de resistencia y compresibilidad de los materiales superficiales no permite implementar cimentaciones superficiales.
- Para la estructura de las rampas con magnitudes de cargas bajas, se pueden implementar cimentaciones superficiales.
- Se descarta implementar sistemas de cimentación tipo “vigas de cimentación” o “losas de cimentación”, por las condiciones de resistencia y compresibilidad de los suelos en superficie correspondientes a los rellenos antrópicos y terrazas aluviales. Adicionalmente por el sistema estructural aporticado que traslada las cargas al terreno de forma puntual.

- Con el fin de garantizar la estabilidad de la estructura principal desde la parte de la cimentación y luego de analizar todas las posibles alternativas para el sistema de cimentación, se llegó a la conclusión de que la mejor alternativa desde el punto de vista técnico y económico para el desarrollo del proyecto es el uso de pilas de cimentación excavadas manualmente y vaciados in situ, garantizando atravesar las terrazas aluviales, trasladando las cargas de la estructura a los suelos depósitos aluviales en profundidad.
- Para las rampas se considera un sistema de cimentación superficial por medio de zapatas, las cuales se pueden apoyar sobre las terrazas aluviales superficiales.

6.2. Diseño de cimentaciones

6.2.1. Alternativa de pilas de cimentación

La solución propuesta por Terzaghi asume que el terreno existente por encima de la profundidad alcanzada desde la punta del pilote puede ser sustituida por una sobrecarga equivalente igual a la tensión vertical eficaz (sin tener en cuenta el hecho que la interacción entre pilote y terreno de cimentación pueda modificar tal valor) y reconduce el análisis al problema de capacidad de carga de una cimentación superficial.

La fórmula de Terzaghi se puede escribir:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

donde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

A partir de los resultados de los cálculos presentados en el anexo de este informe, se recomienda que las pilas de cimentación sean excavadas manual o mecánicamente y vaciados in situ. Estas serán diseñadas para soportar una capacidad de carga admisible por punta de **1344kPa** para profundidades de 12,0m, con un diámetro mínimo de excavación de 1,4m, la cual podrá ser incrementada hasta en un 20% en condiciones de sismo sin considerar aporte por fricción, esta se compensa con el peso de la pila.

Para los ejes con cargas superiores a 1200ton, se recomienda que las pilas diseñadas para soportar una capacidad de carga admisible por punta de **2160kPa** para profundidades de 16,0m, con un diámetro mínimo de excavación de 1,4m, la cual podrá ser incrementada hasta en un 20%

en condiciones de sismo sin considerar aporte por fricción, esta se compensa con el peso de la pila.

El material de apoyo de las fundaciones será el depósito aluvial, el cual está conformado por bolos de roca en matriz arenosa con gravas, coloración gris verdoso. En todos los casos se estima que este material se ubica a partir de 2,0m, por lo tanto la profundidad mínima de las pilas será entre 12,0m y 16,0m de acuerdo con la carga por apoyo considerando la carga sísmica de la estructura y el incremento del 20% de la capacidad admisible del suelo.

Pila	Cargas axiales	f_c [MPa]	Fustes ϕ_f [m]	Campanas	
	Env. Max [kN]			L. Pila m	ϕ_c propuesto [m]
1-A	2922,5	28,00	1,40	12,00	1,60
1-B	3962,3	28,00	1,40	12,00	1,80
1'-C	4603,1	28,00	1,40	12,00	2,00
1-C	6221,8	28,00	1,40	12,00	2,20
1'-D	5050,3	28,00	1,40	12,00	2,20
1-D	7396,9	28,00	1,40	12,00	2,50
1'-E	561,5	28,00	1,40	12,00	1,40
1-E	15319,1	28,00	1,40	16,00	2,80
1'-F	399,0	28,00	1,40	12,00	1,40
1-F	15750,5	28,00	1,40	16,00	2,80
2-A	2882,5	28,00	1,40	12,00	1,60
2-B	4566,2	28,00	1,40	12,00	2,10
2-C	6615,4	28,00	1,40	12,00	2,50
2-D	8828,7	28,00	1,40	12,00	2,90
2-E	7378,5	28,00	1,40	12,00	2,60
2-F	8108,8	28,00	1,40	12,00	2,70
3-A	2875,7	28,00	1,40	12,00	1,60
3-B	4593,8	28,00	1,40	12,00	2,00
3-C	9517,7	28,00	1,40	16,00	2,60
3-D	7347,1	28,00	1,40	12,00	2,60
3-E	9285,1	28,00	1,40	16,00	2,60
3-F	5469,3	28,00	1,40	12,00	2,30
3-G	3986,7	28,00	1,40	12,00	1,80
4-A	2895,0	28,00	1,40	12,00	1,60
4-B	4564,9	28,00	1,40	12,00	2,00
4-C	10790,0	28,00	1,40	16,00	2,80
4-D	7510,3	28,00	1,40	12,00	2,70
4-E	10856,4	28,00	1,40	16,00	2,80
4-F	6185,3	28,00	1,40	12,00	2,40
4-G	3498,4	28,00	1,40	12,00	1,80
5-A	3099,0	28,00	1,40	12,00	1,60
5-B	4998,8	28,00	1,40	12,00	2,10
5'-C	5459,0	28,00	1,40	12,00	2,20
5-C	7600,3	28,00	1,40	12,00	2,70
5'-D	6231,8	28,00	1,40	12,00	2,40
5-D	11198,0	28,00	1,40	16,00	2,80
5-E	9293,2	28,00	1,40	16,00	2,60
5-F	7534,8	28,00	1,40	12,00	2,60
5'-G	2300,3	28,00	1,40	12,00	1,40
5-G	3098,2	28,00	1,40	12,00	1,70
6-A	2043,9	28,00	1,40	12,00	1,40
6-B	3538,7	28,00	1,40	12,00	1,70
6-C	5026,7	28,00	1,40	12,00	2,00
6-D	5164,6	28,00	1,40	12,00	2,00
6-E	18752,3	28,00	1,40	16,00	3,10
6-F	17661,7	28,00	1,40	16,00	3,00
6-G	2040,3	28,00	1,40	12,00	1,40

Ilustración 31 Dimensiones pila de cimentación y diámetro campana por apoyo.

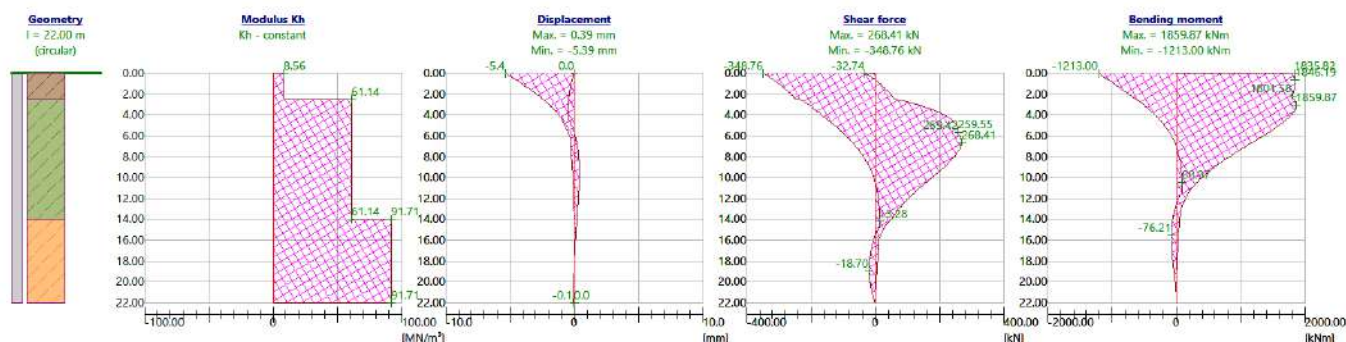


Ilustración 32 Módulos de reacción en profundidad.

6.2.2. Asentamientos

El asentamiento vertical ha sido calculado con el método de Davis-Poulos, según el cual el pilote se considera rígido (indeformable) inmerso en un medio elástico, semiespacio o estrato de espesor finito.

Se hace la hipótesis de que la interacción pilote-terreno sea constante en tramos en n superficies cilíndricas en las que se divide la superficie lateral del pilote.

El asiento de la superficie genérica i por efecto de la carga transmitida del pilote al terreno en la superficie j -ésima se puede expresar:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

donde:

τ_j = Incremento de tensión relativo al punto medio de la franja

E = Módulo elástico del terreno

B = Diámetro del pilote

$I_{i,j}$ = Coeficiente de influencia

El asiento se obtiene sumando $W_{i,j}$ para todas las j áreas.

Los análisis indicaron valores de asentamientos variables entre 11,7mm y 25,61mm para las cargas de la estructura. Ver anexos.

Es importante resaltar que el deterioro del estrato portante por efecto del humedecimiento excesivo, remoldeo del material de fondo durante la excavación y falta de limpieza de la fundación previa al vaciado del concreto, puede acarrear incremento de los asentamientos estimados.

6.2.3. Asentamientos diferenciales

Con el fin de calcular los asentamientos diferenciales de la estructura, se toma la carga mayor y la carga menor transmitida por cada una de las columnas, 2000 kN y 18000kN respectivamente (caso más crítico), obteniendo valores de asentamientos de 25,61mm para la carga mayor y 11,7mm para la carga menor.

Delta asentamientos: 25,61 – 11,7: 0,01391

Tabla H.4.9-1
Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, ℓ

Tipo de construcción	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{\ell}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{160}$

Siguiendo las recomendaciones de la tabla H.4.9-1 de la NSR 10, la estructura clasifica como tipo de construcción C, donde el delta máximo permitido de los asentamientos diferenciales es de $L/300 = 6/300 = 0,02$

Delta de asentamiento obtenido: $0,01391 < 0,02$ por lo tanto los criterios de asentamientos diferenciales cumplen para los casos más críticos de carga.

6.2.4. Alternativa de zapatas de cimentación para rampa

Para el cálculo y diseño de la cimentación de la estructura de rampas, se tuvo en cuenta la información estructural definitiva con las reacciones por apoyo transmitidas por la estructura, donde se tiene cargas por columna entre 41,6ton y 42,6ton y cargas para los apoyos deslizantes de 13,11ton.

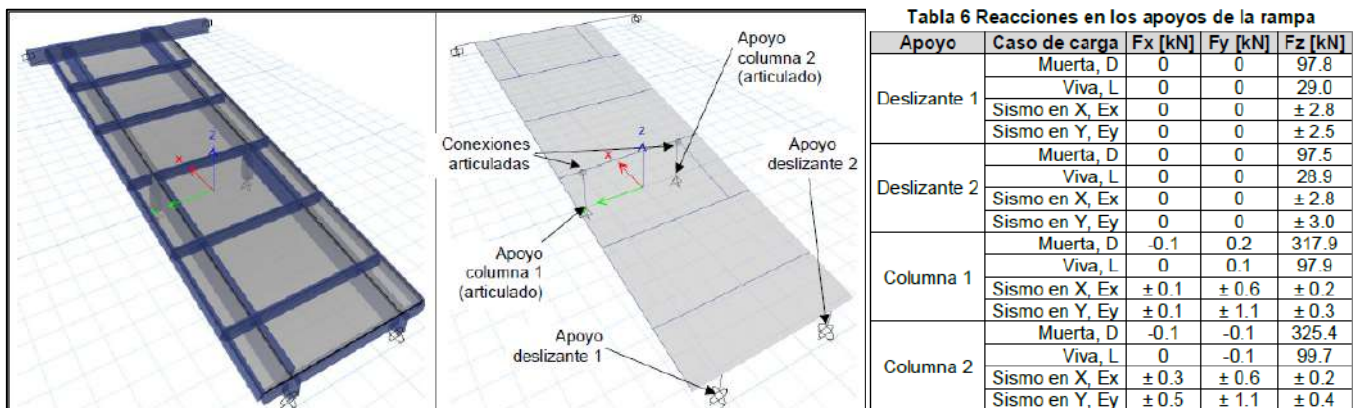


Ilustración 33 Cargas estructura rampa.

Para el cálculo de la capacidad de carga superficial en el presente estudio se obtiene la carga última mediante las ecuaciones de capacidad de carga última de Terzaghi (1943), Meyerhof, Hansen y Vesic (1975) de la siguiente forma:

$$q_o = \gamma \frac{B}{2} (N_\gamma) + c(N_c) + q(N_q) \quad q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

Donde:

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi}$$

$$N_{\gamma} = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Atendiendo a los resultados de la exploración, nivel de cargas y estratigrafía típica definida para el lote, para la estructura de la rampa se evalúa un sistema de cimentación mediante zapatas de cimentación desplantadas a 2,0 m de profundidad a partir de terreno (-1,5m la zapata y 0,5m de reemplazo). Con esta profundidad se garantiza pasar el horizonte de material de relleno y empotrar las cimentaciones en el depósito aluvial.

De acuerdo con el resultado de los análisis se tiene una capacidad portante de 213kPa, la cual podrá ser incrementada hasta en un 15% en caso de sismo.

Para los apoyos de las dos columnas con cargas mayores, columna 1 y columna 2 y los apoyos deslizantes, se recomienda realizar un reemplazo en material granular tipo “base granular” compactada con equipo mecánico por capas de 20cm o también se puede realizar el reemplazo concreto ciclópeo con un espesor de 50cm, con el fin de trasladar las cargas de la estructura al material identificado como depósito aluvial. Para los apoyos de las columnas 1 y 2 las zapatas tendrán unas dimensiones mínimas en la base de 1,5m x 1,5m, para los apoyos deslizantes de 1,0m x 1,0m.

Capacidad de carga cimentaciones superficiales Zapatas rampa Carga máxima			
FAJARDO INGENIEROS EN CONSULTA			
Proyecto: C5Med Localización: Medellín Cliente: Picorp			
SUELO	Terzaghi		
γ' (kN/m ³)	17,0	Cuadrada	q_0 638 kPa q_a 213 kPa
Φ' (°)	30	Circular	q_0 587 kPa q_a 196 kPa
C' (kPa)	1E-04	Continua	q_0 690 kPa q_a 230 kPa
Z_w (m)	0,5	Rectangular	q_0 400 kPa q_a 133 kPa
D (m)	2		
CIMENTACIÓN		Vesic	
B (m)	1,5	q_0	882 kPa q_a 294 kPa
L (m)	1,5		
Carga (ton)		Meyerhof	
F.S	3	q_0	888 kPa q_a 296 kPa
Asentamientos Teoría elástica			
N (SPT)	12	Modulo a partir de N_{60}	
E (Mpa)	14	Asentamiento	
Carga (ton)	42,6	Modulo estimado	
		Asentamiento	

Ilustración 34 capacidad de carga rampa.

6.2.4.1 Asentamientos de zapatas de cimentación para rampa

Para estimar los asentamientos de la estructura se realizaron análisis mediante metodologías reconocidas en el medio arrojando valores similares entre si. Los análisis indicaron valores de asentamientos de 3,0mm para las cargas máximas de la estructura y asentamientos de 1,0mm para las cargas mínimas de la estructura.



Capacidad de carga cimentaciones superficiales Zapatas rampa Carga máxima
 Cálculo de Proyecto: C5Med
 Proyecto: C5Med
 Localización: Medellín
 Cliente: Picorp

γ' (kN/m ³)	17	
Φ' (°)	30	
C' (kPa)	0,0001	
Z_w (m)	0,5	
D (m)	2	
σ'_{20} (kPa)	19,3	
B (m)	1,5	
L (m)	1,5	
Carga (ton)	42,6	
Presión aplicada cuadrado (kPa)	18,9	
Presión aplicada circular (kPa)	24,1	
Modulo elástico NSPT (MPa)	13,5	
Modulo elástico estimado (Mpa)	14	
	12	
	14	
Carga (ton)	42,6	

Teoría elástica Modulo de NSPT

Asentamiento (m)	0,003
Asentamiento (cm)	0,317

Teoría elástica Modulo estimado

Asentamiento (m)	0,003
Asentamiento (cm)	0,306

240	N(SPT)	12
	E (Mpa) a partir de STP	13,5

Coeficiente de Poisson		Factor de forma (I)	
Suelo	μ		
Arcilla saturada	0,5	Circular	0,85
Arcilla no saturada	0,3	Cuadrada	0,95
Arena	0,35	L/B=2	1,3
Limo	0,3	L/B=5	1,83
		L/B>5	2,2

Módulo Eu a partir del CPT

Cone penetration test (CPT)

$$\text{Sand: } E_s = 3q_c$$

$$\text{Clay: } E_s = 300c_u \sim 15q_c$$

$$\frac{1}{2}q_c \text{ (Bowles 2 to } 0.9q_c)$$



Estimar E a partir de Nspt

Standard penetration test (SPT)

$$\text{Sand: } E_s = 0.5(N+15) \text{ MPa}$$

$$\text{Clay: } E_s = 0.6(N+5) \text{ MPa}$$



Ilustración 35 Cálculo asentamientos carga máxima estructura.



Capacidad de carga cimentaciones superficiales Zapatas rampa Carga mínima
 Cálculo de Proyecto: C5Med
 Proyecto: C5Med
 Localización: Medellín
 Cliente: Picorp

γ' (kN/m ³)	17	
Φ' (°)	30	
C' (kPa)	0,0001	
Z_w (m)	0,5	
D (m)	2	
σ'_{20} (kPa)	19,3	
B (m)	1,2	
L (m)	1,2	
Carga (ton)	13,1	
Presión aplicada cuadrado (kPa)	9,1	
Presión aplicada circular (kPa)	11,6	
Modulo elástico NSPT (MPa)	13,5	
Modulo elástico estimado (Mpa)	14	
	12	
	14	
Carga (ton)	13,1	

Teoría elástica Modulo de NSPT

Asentamiento (m)	0,001
Asentamiento (cm)	0,122

Teoría elástica Modulo estimado

Asentamiento (m)	0,001
Asentamiento (cm)	0,117

597,42	N(SPT)	12
	E (Mpa) a partir de STP	13,5

Coeficiente de Poisson		Factor de forma (I)	
Suelo	μ		
Arcilla saturada	0,5	Circular	0,85
Arcilla no saturada	0,3	Cuadrada	0,95
Arena	0,35	L/B=2	1,3
Limo	0,3	L/B=5	1,83
		L/B>5	2,2

Módulo Eu a partir del CPT

Cone penetration test (CPT)

$$\text{Sand: } E_s = 3q_c$$

$$\text{Clay: } E_s = 300c_u \sim 15q_c$$

$$\frac{1}{2}q_c \text{ (Bowles 2 to } 0.9q_c)$$



Estimar E a partir de Nspt

Standard penetration test (SPT)

$$\text{Sand: } E_s = 0.5(N+15) \text{ MPa}$$

$$\text{Clay: } E_s = 0.6(N+5) \text{ MPa}$$



Ilustración 36 Cálculo asentamientos carga mínima estructura.

6.2.4.2 Asentamientos diferenciales rampa

Con el fin de calcular los asentamientos diferenciales de la estructura, se toma la carga mayor y la carga menor transmitida por cada una de las columnas, 13,1 ton y 42,6 ton respectivamente (caso más crítico), obteniendo valores de asentamientos de 3,06mm para la carga mayor y 1,17mm para la carga menor.

Delta asentamientos: 0,00317 – 0,00117: **0,002**

Siguiendo las recomendaciones de la tabla H.4.9-1 de la NSR 10, la estructura clasifica como tipo de construcción C, donde el delta máximo permitido de los asentamientos diferenciales es de $L/300 = 6/300 = \mathbf{0,02}$

Delta de asentamiento obtenido: $0,002 < 0,02$ por lo tanto los criterios de asentamientos diferenciales cumplen para los casos más críticos de carga.

Tabla H.4.9-1
Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, ℓ

Tipo de construcción	$\Delta_{\max}$
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{\ell}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{160}$

6.2.5. Cimentación tanque de almacenamiento de agua

Para la cimentación de la estructura de los tanques de almacenamiento de agua, se considera implementar una losa de cimentación apoyada sobre grupos de pilotes para contrarrestar el efecto de sub-presión del suelo.

Para la estructura con una profundidad de desplante de 3,75m, se considera una capacidad admisible de 209kPa. Para la estructura con una profundidad de 5,40m, una capacidad admisible de 295kPa. El material de cimentación será el depósito aluvial, conformado por bolos de roca en matriz arenosa de coloración gris verdoso.

Capacidad de carga cimentaciones superficiales Tanque almacenamiento			
FAJARDO INGENIERÍA Y CONSULTORÍA Proyecto: C5Med Localización: Medellín Cliente: Picorp			
SUELO			
γ' (kN/m ³)	17,0	Terzaghi	
Φ' (°)	30	Cuadrada	q_0 853 kPa q_a 284 kPa
C' (kPa)	1E-04	Circular	q_0 819 kPa q_a 273 kPa
Z_w (m)	0,5	Continua	q_0 887 kPa q_a 296 kPa
D (m)	3,75	Rectangular	q_0 627 kPa q_a 209 kPa
CIMENTACIÓN			
B (m)	1	Vesic	
L (m)	1		q_0 1390 kPa q_a 463 kPa
F.S.	3	Meyerhof	
			q_0 1544 kPa q_a 515 kPa
Asentamientos Teoría elástica			
N (SPT)	35	Modulo a partir de N_{SPT}	
E (Mpa)	39	Asentamiento	
Carga (kN)	150	Modulo estimado	
		Asentamiento	
		0,6 cm	

Capacidad de carga cimentaciones superficiales Tanque almacenamiento			
FAJARDO INGENIERÍA Y CONSULTORÍA Proyecto: C5Med Localización: Medellín Cliente: Picorp			
SUELO			
γ' (kN/m ³)	17,0	Terzaghi	
Φ' (°)	30	Cuadrada	q_0 1120 kPa q_a 373 kPa
C' (kPa)	1E-04	Circular	q_0 1086 kPa q_a 362 kPa
Z_w (m)	0,5	Continua	q_0 1154 kPa q_a 385 kPa
D (m)	5,4	Rectangular	q_0 885 kPa q_a 295 kPa
CIMENTACIÓN			
B (m)	1	Vesic	
L (m)	1		q_0 1894 kPa q_a 631 kPa
F.S.	3	Meyerhof	
			q_0 2362 kPa q_a 787 kPa
Asentamientos Teoría elástica			
N (SPT)	35	Modulo a partir de N_{SPT}	
E (Mpa)	39	Asentamiento	
Carga (kN)	150	Modulo estimado	
		Asentamiento	
		0,6 cm	

Ilustración 37 capacidad de carga tanque almacenamiento.

Para profundidad de 3,75m, se debe implementar módulo de reacción vertical de 690ton/m3. Para profundidad de 5,40m, se debe implementar módulo de reacción vertical de 900ton/m3.

Los pilotes están diseñados con una longitud de 2,0m por debajo del nivel inferior de la losa, excavados mecánicamente con un diámetro de excavación de 30cm y una capacidad individual de 15kN, espaciados cada 3 veces el diámetro como mínimo para no considerar factor de grupo.

Tabla 11 Modulo de reacción lateral y vertical de los pilotes

Prof [m]	kh (Tn/m ³)	kv (Tn/m ³)
1,00	335	271
2,00	670	475

Para la conformación del terreno lateral en el perímetro del tanque, se debe considerar material de préstamo tipo limo con un ángulo de fricción de 30°, con un peso específico del suelo de 17kN/m³ para condición normal, 19kN/m³ para condición saturada.

Se presenta el diseño de los pilotes en el Anexo 9 *Diseño pilotes tanque agua*.

6.2.5.1 Asentamientos de losa de cimentación para tanque almacenamiento

Para estimar los asentamientos de la estructura se realizaron análisis mediante metodologías reconocidas en el medio arrojando valores similares entre si. Los análisis indicaron valores de asentamientos entre 6,0mm y 9mm.

7. PERFIL DE SUELOS PARA DISEÑOS SISMO-RESISTENTES

Para el diseño sismo-resistente de la estructura se deberán considerar un perfil de suelos **tipo C** de acuerdo con los criterios definidos en el literal A.2.4, tabla A.2.4-2.

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	760 m/s $> \bar{V}_s \geq 360$ m/s $\bar{N} \geq 50$, o $\bar{q}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	360 m/s $> \bar{V}_s \geq 180$ m/s $50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) $> \bar{q}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	180 m/s $> \bar{V}_s$ $IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²) $> \bar{q}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)	

Ilustración 38 Clasificación de los perfiles de suelo según NSR-10

El criterio se define a partir de los valores de V_s obtenido en los parámetros geotécnicos desarrollados durante la exploración de campo y correlaciones y de acuerdo con los ensayos dinámicos realizados, descritos en el capítulo de efectos locales.

- V_s : 499m/s

8. IMPLANTACIÓN DEL PROYECTO EN EL LOTE Y PROCESO CONSTRUCTIVO

Para la construcción de los tanques de almacenamiento de agua se requiere realizar excavaciones temporales con profundidades entre 3,75m y 5,4m por debajo del nivel del terreno actual.

Con el fin de garantizar la estabilidad para las excavaciones temporales, se presenta el análisis de estabilidad y las recomendaciones constructivas.

A partir de las observaciones de campo, del contexto geológico de la zona y de los procesos morfodinámicos visibles en el lote, a continuación se presentan los resultados obtenidos con la modelación realizada. Para la construcción del modelo, se tuvo en cuenta el perfil estratigráfico definido así como los resultados de los ensayos de laboratorio reportados del presente estudio.

8.1 Criterios de aceptación y factores de seguridad de los análisis de equilibrio de masas.

En los análisis se aceptarán las geometrías y medidas de mejoramiento que cumplan con los criterios de la tabla 12 donde se presentan los rangos de clasificación de factores de seguridad para el caso estático, dado por la NSR-10. Para las excavaciones temporales, la NSR-10 exige un F.S mínimo de 1.25 durante la construcción.

Tabla 12 Rangos de clasificación de factores de seguridad para el caso estático y dinámico NSR-10

Tabla H.2.4-1
Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos

Condición	F _{SDM}		F _{SDM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

8.2 Modelo estabilidad excavaciones temporales

Los análisis de estabilidad realizados muestran como resultados que para garantizar la estabilidad de las excavaciones temporales, se debe realizar un adecuado manejo de aguas superficiales y abatimiento y control de los niveles freáticos, con el fin que los taludes temporales estén en condiciones no saturadas durante su proceso constructivo.

Los modelos de estabilidad sin el manejo de aguas arrojan como resultado un valor de factor de seguridad igual a 0,909 y 0,940, los cuales NO se consideran aceptables de acuerdo con la tabla de validación anterior.

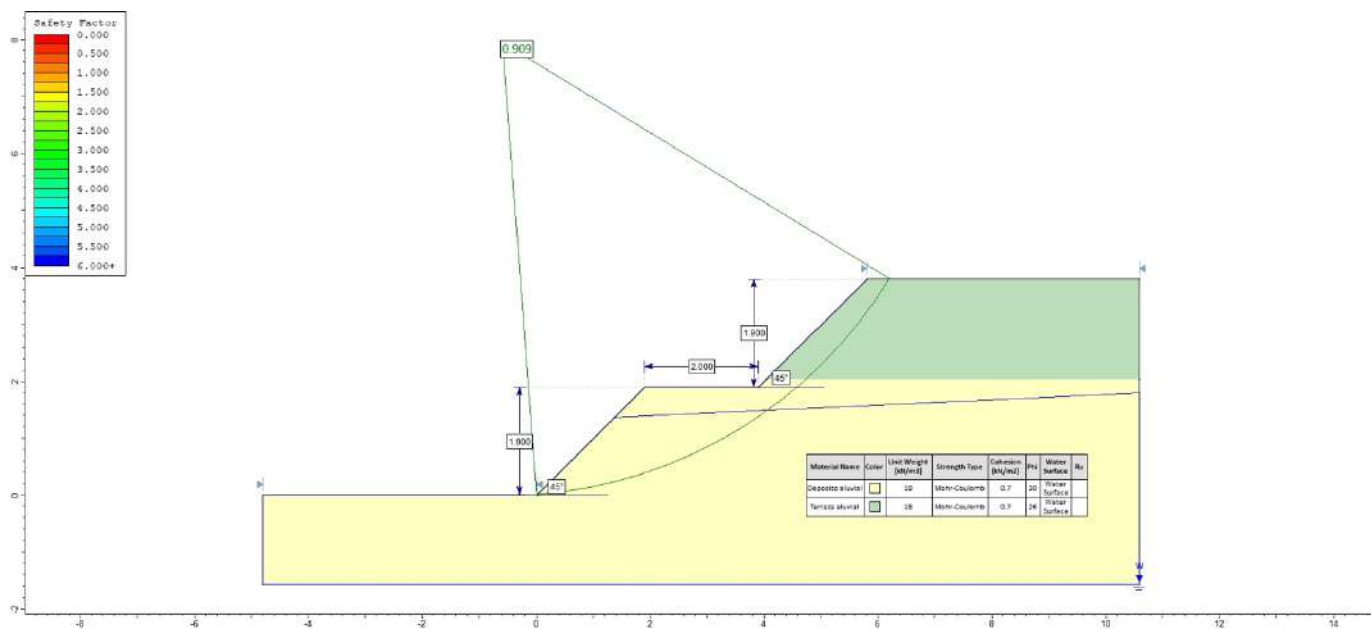


Ilustración 39 Modelo de estabilidad excavación temporal 5,4m sin manejo de aguas

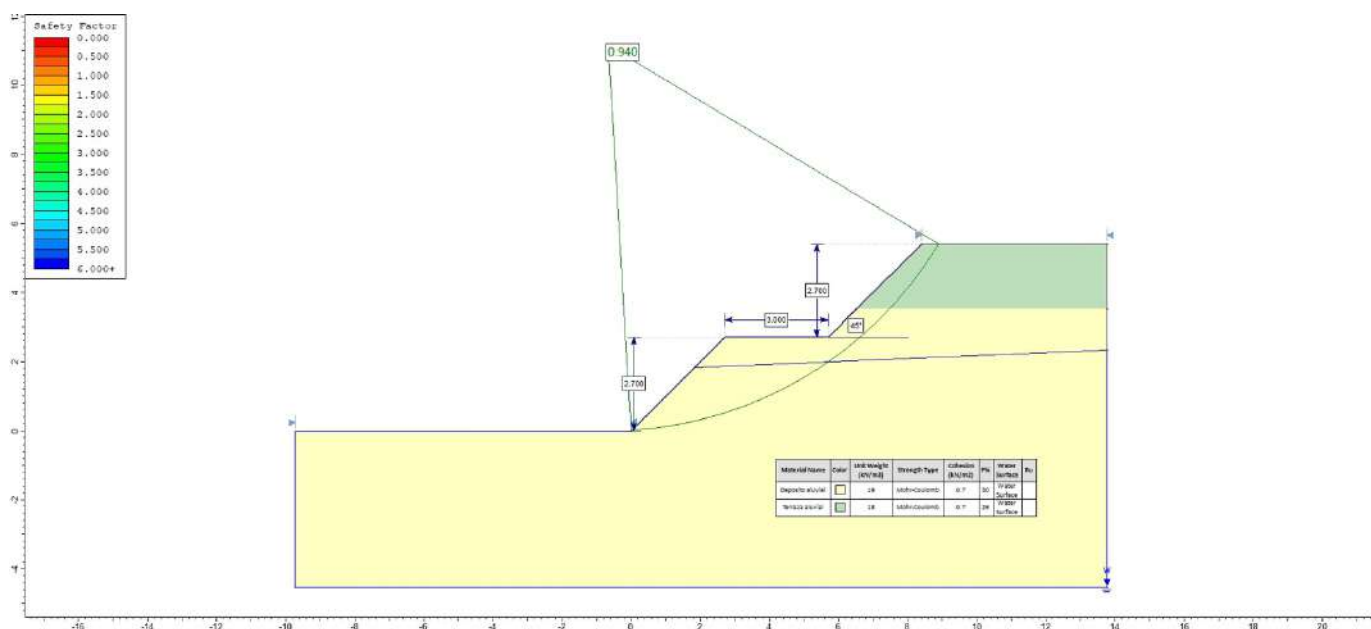


Ilustración 40 Modelo de estabilidad excavación temporal 3,75m sin manejo de aguas

Con el fin de garantizar la estabilidad de las excavaciones temporales se realizó el análisis de estabilidad implementando obras hidráulicas para el manejo de las aguas superficiales y de escorrentías, como resultado un valor de factor de seguridad igual a 1,311 y 1,309 cuales se consideran aceptables de acuerdo con la tabla de validación anterior y se garantiza que la excavación temporal es estable durante el proceso constructivos de las estructuras de los tanques siempre y cuando se garanticen las recomendaciones constructivas presentadas en el capítulo 8.3.

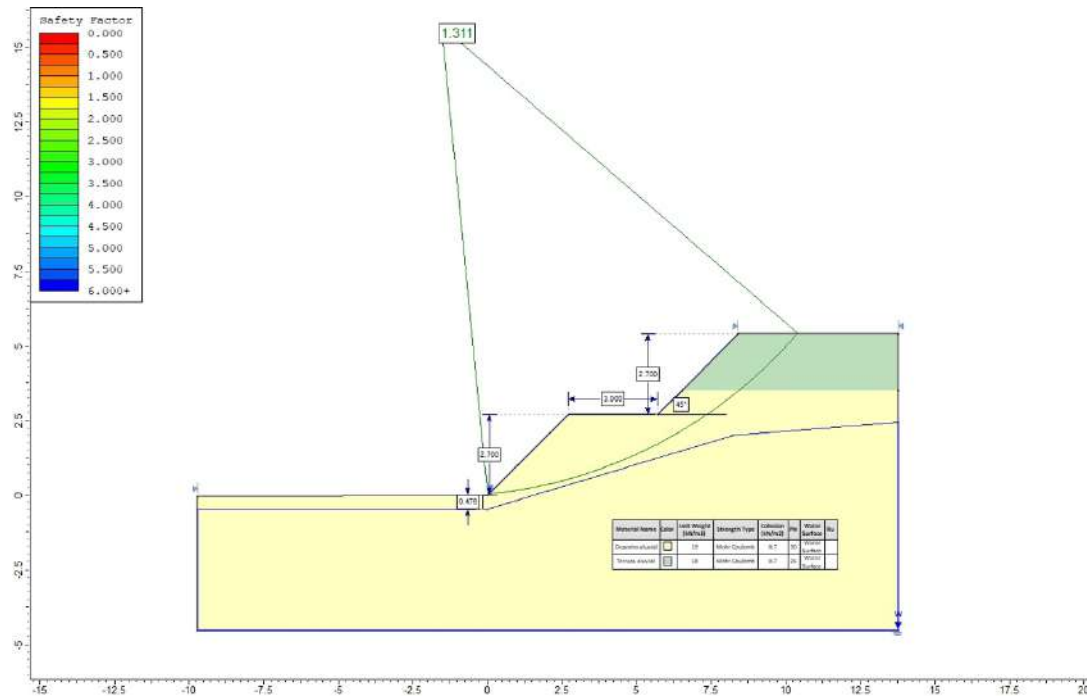


Ilustración 41 Modelo de estabilidad excavación temporal 5,4m

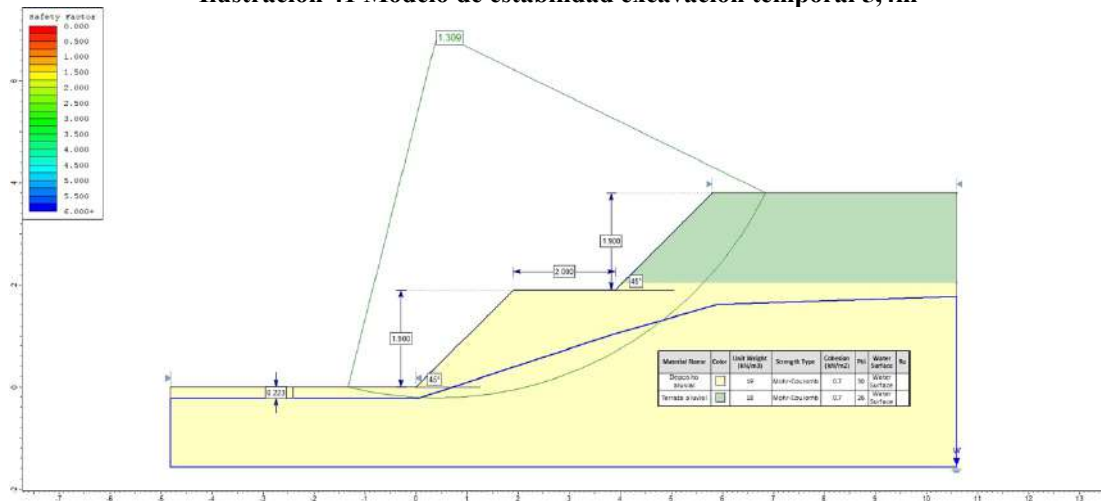


Ilustración 42 Modelo de estabilidad excavación temporal 3,75m

8.3 Recomendaciones constructivas excavaciones temporales

Con el fin de garantizar la estabilidad de las excavaciones temporales para la construcción de los tanques, a continuación se presentan las recomendaciones constructivas:

- Para la excavación de 5,4m de profundidad, se debe conformar un talud temporal con una inclinación de 45° (1H:1V) con una berma intermedia a los 2,7m de altura, con una longitud de 3,0m.
- Para la excavación de 3,75m de profundidad, se debe conformar un talud temporal con

una inclinación de 45° (1H:1V) con una berma intermedia a los 1,9m de altura, con una longitud de 2,0m.

- Los taludes no pueden tener ninguna sobrecarga en la superficie.
- Se debe proteger la cara de los taludes con un mortero en toda la superficie reforzado con malla electrosoldada D84 para evitar desprendimientos de material superficial.
- Se deben construir oídos en la cara del mortero cada 1,5m en la horizontal y vertical, con longitudes de 30cm y diámetros de 2,0", con tubería de PVC perforada envuelta en geotextil NT2400kg/cm².
- En la base de la excavación de sebo construir un filtro con una profundidad mínima de 60cm por debajo del nivel inferior de la estructura, con un diámetro de tubería perforada mínimo de 6,0 pulgadas, con pendientes mínimas del 2%, acompañados de la construcción de cajas de inspección y de descarga.
- Si se presentan desprendimientos o deformaciones se debe llevar a cabo el plan de contingencia presentado en este anexo técnico.
- La actividad de la excavación, construcción de la estructura del tanque y estructura de contención, se debe realizar en el menor tiempo posible.
- Los taludes no pueden estar expuestos por un periodo de tiempo mayor a dos meses, ya que estos están diseñados de forma temporal.
- Una vez se construya la estructura de contención se debe rellenar de inmediato el terreno excavado, con las recomendaciones entregadas en el estudio de suelos.
- Para la construcción de los pilotes de cimentación del tanque, se debe emplear un sistema de excavación mecánico, utilizando equipos hidráulicos con sistema de avance neumático, por medio de compresores de alta capacidad.

8.4 Recomendaciones constructivas generales

- Se debe realizar las obras para el manejo de aguas de escorrentía en el lote y de esta forma evitar deterioros en pisos, fundaciones y rellenos conformados.
- Se sugiere que la periferia de las edificaciones incluya las obras de drenaje del caso, de manera que se dé una adecuada captación de la escorrentía y una conducción apropiada hasta la red de aguas lluvias.
- Para la construcción de la cimentación por medio de excavación manual, se deben construir anillos reforzados cada 50cm de altura.
- De acuerdo con la presencia de niveles freáticos superficiales, se debe implementar un bombeo permanente durante la actividad de la excavación de las pilas.
- Para la construcción de la campa en la base de las pilas, se deben implementar entibados metálicos para evitar desconfinamientos del material.
- Una vez terminado la excavación de la pila, se debe instalar el mismo día el acero de refuerzo y el vaciado del concreto por medio de sistema Tremie.
- Se recomienda realizar una pila de prueba con la construcción de la campa, para evaluar rendimientos y procesos constructivos, resultado que le dará al contratista la elección del sistema de excavación a implementar, ya sea manual o mecánico.
- El contratista deberá tener en cuenta que durante la construcción de las fundaciones se

deberá garantizar la construcción de las obras según dimensiones recomendadas en este estudio y en los planos estructurales.

9. CONCLUSIONES

- Con base en la exploración de campo adelantada en el lote, se determina que el lote está conformado por suelos de origen transportado correspondiente a los depósitos aluviales.
- En general se observa que hasta profundidades del orden de 2,0m existen suelos de muy baja resistencia al corte, correspondientes a las terrazas aluviales con presencia de niveles freáticos, por lo tanto se descartan como material de soportes para las cargas estimadas de la estructura principal, pero para las estructuras livianas de las rampas se pueden emplear como estrato portante para la transferencia de cargas en superficie.
- Para la estimación de las cargas de la estructura por apoyo, se definieron cargas variables entre 300 y 1800 toneladas por apoyo de acuerdo con la información estructural suministrada.
- Para los suelos superficiales, los análisis de laboratorio indican suelos de relativa alta plasticidad con pasantes del tamiz 200 cercanos al 65%, mediana humedad con valores del orden del 40%. A nivel de resistencia a la Penetración Estándar, se obtuvieron valores del orden de 21 golpes/pie. A partir del los 2,0m de profundidad las características mecánicas de los materiales mejoran.
- Con base en los resultados de las pruebas de resistencia in situ, se determina que los materiales aptos para trasladar las cargas de la estructura están ubicados a una profundidad mayor a 12,0m y 16,0m para la cimentación de acuerdo con las cargas de cada apoyo, por lo tanto es necesario implementar sistemas de cimentaciones tipo pilas que alcancen el desplante en estos materiales.
- Se debe tener especial cuidado en las recomendaciones de cimentación e identificación del estrato, ya que variaciones estratigráficas, hace que las futuras cimentaciones queden apoyadas sobre unidades geotécnicas diferentes. En tales condiciones es fundamental brindar especial cuidado a la superficie de apoyo una vez se alcance las cotas de fundación.
- De acuerdo con las propiedades definidas en los ensayos se determina que para el diseño sismo resistente se debe emplear un perfil de suelos tipo C.
- Los métodos geofísicos empleados están enmarcados dentro de la norma ASTM D 5777 – 00, así como el cálculo de las constantes clásicas de Lamé y los parámetros elásticos.
- El cálculo del tipo de perfil de suelos está enmarcado bajo la norma NSR-10 y empleando los coeficientes A_a y A_v para el municipio de Medellín, Antioquia.
- El cálculo de los parámetros de resistencia incluidos en el presente informe y derivados a partir de expresiones empíricas desarrolladas por varios investigadores, están sujetos a revisión, aceptación y aprobación del lector, los cuales deben ser verificados a su vez por otros ensayos de campo y de laboratorio. El uso de estos parámetros en diseños geotécnicos y/o estructurales será responsabilidad del lector.

- Los resultados de velocidades de onda de corte y compresión, derivados de los métodos expuestos en el capítulo 4, pueden diferir de otros realizados en la misma área de estudio, toda vez que condiciones del entorno, como ruido ambiental, tráfico, viento, temperatura, etc, pueden ocasionar variaciones en las lecturas.

10.PLAN DE CONTINGENCIA

Si se presentan desprendimientos de material o deformaciones excesivas (mayores al 2% de la altura de las excavaciones, entre 7,5cm y 10,0cm), se procederá a evaluar la zona donde se presenten condiciones más críticas, y en caso necesario, después de la evaluación, se procederá a instalar un relleno en la base de la zona con problemas, de un ancho mínimo igual a 1.5 veces el ancho afectado, y de una altura de 0.6 veces el desnivel, con una berma igual a 0.4 veces el desnivel, y taludes 1h:1v.

La aparición de agrietamientos, hundimientos, o evidencias de inestabilidad visibles, deben avisarse inmediatamente, y adoptar medidas paliativas como la indicada en el párrafo anterior. Una vez observada la estabilización temporal, se procederá a un análisis pertinente que permita identificar las causas de la anomalía y adoptar un proceso constructivo alterno.

11.LIMITACIONES

Los análisis y recomendaciones de este informe están basados en los lineamientos del proyecto y las características del subsuelo definidas en la investigación realizada. Variaciones en las cargas del proyecto, excavaciones o condiciones del subsuelo, deberán ser evaluadas en conjunto con la obra ya que estas se salen del alcance del informe.

12.BIBLIOGRAFÍA.

- Bruce B. Redpath, (1973) Seismic refraction Exploration for Engineering Site Investigations.
- Beaty, K.S., Schmitt, D.R., and Sacchi, M. (2002). Simulated annealing inversion of multimode Rayleigh wave dispersion curves for geological structure. Geophys. J. Int. 151, 622–631.
- Degrande, G., Badsar, S.A., Lombaert, G., Schevenels, M., and Teughels, A. (2008). Application of the Coupled Local Minimizers method to the optimization problem in the Spectral Analysis of Surface Waves method. J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 134, 1541–1553.
- Foti, S. (2000). Multistation methods for geotechnical characterization using surface waves. Politecnico di Torino.

- Foti, S. (2003). Small-strain stiffness and damping ratio of Pisa clay from surface wave tests. *Geotechnique* 53, 455–461.
- Gabriels, P., Snieder, R., and Nolet, G. (1987). In situ measurements of shear-wave velocity in sediments with higher-mode Rayleigh waves. *Geophys. Prospect.* 35, 187–196.
- Gardner, J.M., Marosi, K.T., and Hiltunen, D.R. (2009). Detailing of a systematic protocol for surface wave inversion. *Contemp. Top. Situ Test. Anal. Reliab. Found.* 186, 66–73.
- Louie, J.N. (2001). Faster, better: shear-wave velocity to 100 meters depth from refraction microtremor arrays. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 91, 347–364.
- McMechan, G.A., and Yedlin, M.J. (1981). Analysis of dispersive waves by wave field transformation. *Geophysics* 46, 869–874.
- Dal Moro, G., Pipan, M., Forte, E., and Finetti, I. (2003). Determination of Rayleigh wave dispersion curves for near surface applications in unconsolidated sediments. In 2003 SEG Annual Meeting.
- Dal Moro, G., Pipan, M., and Gabrielli, P. (2007). Rayleigh wave dispersion curve inversion via genetic algorithms and marginal posterior probability density estimation. *J. Appl. Geophys.* 61, 39–55.
- Nazarian, S., Stokoe, I.I., and Hudson, W.R. (1983). Use of spectral analysis of surface waves method for determination of moduli and thicknesses of pavement systems. *Transp. Res. Rec.*
- Park, C.B., Miller, R.D., and Xia, J. (1998). Imaging dispersion curves of surface waves on multi-channel record. In *SEG Expanded Abstracts*, pp. 1377–1380.
- Park, C.B., Miller, R.D., and Xia, J. (1999). Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics* 64, 800–808.