



DE ARQUITECTURA  
Y PAISAJE  
PROYECTOS DE CAMPO Y CIUDAD

## JARDÍN INFANTIL CAMPO VERDE.



**REFERENCIA:** “ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN PARA LOS TRABAJOS A LA CONSTRUCCIÓN DEL JARDÍN INFANTIL CAMPO VERDE EN LA LOCALIDAD DE BOSA DE BOGOTÁ D.C. (CUNDINAMARCA).”

**ASUNTO:** INFORME GD-18-023-V.1

**FECHA:** Medellín, Mayo 28 de 2018

CONSULCIVIL S.A.S.					
Proyecto	"ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN PARA LOS TRABAJOS A LA CONSTRUCCIÓN DEL JARDÍN INFANTIL CAMPO VERDE EN LA LOCALIDAD DE BOSA DE BOGOTÁ D.C. (CUNDINAMARCA).				
Cliente	DE ARQUITECTURA Y PAISAJE				
Informe No.	GD-18-023	Versión de Informe	1	Fecha	Mayo de 2018
EQUIPO TÉCNICO					
Nombre	Profesión	Cargo	Firma		
Diego Armando López Martínez	Ing. Geólogo MSc. Ciencias de la Tierra Mat. 05223-247285	Dirección de Estudios y Diseños			
Susana Arias Gómez	Ing. Civil Mat. 05202-322734	Dirección de Estudios y Diseños			
Alejandro Quintero Ramírez	Ing. Civil MSc. Geotecnia Mat. 05202-211823	Dirección de Estudios y Diseños			
DIRECCIÓN TÉCNICA					
Nombre	Profesión	Cargo	Firma		
Alejandro Velásquez Álvarez	Ing. Civil, Esp. Mec. de Suelos y Cimentaciones Mat. 05202-095940	Gerente Técnico			

I

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>ANTECEDENTES.</b>	<b>6</b>
<b>5</b>	<b>ETAPA DE EXPLORACIÓN DE CAMPO</b>	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>ETAPA DE INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO</b>	<b>11</b>
<b>7</b>	<b>CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA</b>	<b>12</b>
7.1	GEOLOGÍA REGIONAL	12
7.2	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	12
7.3	GEOMORFOLOGÍA	15
7.4	GEOLOGÍA LOCAL	16
<b>8</b>	<b>CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUB-SUELO</b>	<b>20</b>
8.1	POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO	20
8.2	ANÁLISIS DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.	21
8.3	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA ZONA EN ESTUDIO	22
8.4	CONDICIONES ESPECIALES DEL SUB SUELO	27
8.4.1	Potencial de expansión.	27
8.4.2	Potencial de licuación	31
8.5	EVALUACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE	34
<b>9</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>36</b>
9.1	DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN	36
9.1.1	Alternativa No.1	36
9.1.2	Alternativa No.2	37
9.2	PARÁMETROS SÍSMICOS	39
9.3	CÁLCULO DE CAPACIDAD DE SOPORTE CON F.S. BÁSICO MÍNIMO DIRECTO	40
9.4	CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.	41
9.4.1	Asentamientos diferenciales Alternativa No.1	42
9.4.2	Asentamientos Alternativa No.2	46
9.5	MANEJO DE EXCAVACIONES TEMPORALES Y FUNDACIONES SUPERFICIALES	47
9.6	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA FUNDACIONES PROFUNDAS TIPO "PILOTES PRE-EXCAVADOS MECÁNICAMENTE"	49
9.7	OPTIMIZACIÓN DEL DRENAJE	51
9.8	RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN	54
9.9	LLENOS	54
9.10	BOMBEOS	55
9.11	CONTROLES Y VERIFICACIÓN	55

<b>10</b>	<b>LIMITACIONES</b>	<b>56</b>
<b>11</b>	<b>REFERENCIAS</b>	<b>57</b>
<b>12</b>	<b>ANEXOS</b>	<b>58</b>

## LISTAS DE TABLAS

<b>Tabla 1. Profundidad alcanzada por los sondeos exploratorios.....</b>	<b>8</b>
<b>Tabla 2. Tipo y cantidad de ensayos de laboratorio. ....</b>	<b>11</b>
<b>Tabla 3. Tabla Resumen Sistema de Fallas del Borde Llanero. Tomado de: Paris et al. (2000) citado en (BOHÓRQUEZ, 2007).....</b>	<b>13</b>
<b>Tabla 4. Perfil estratigráfico identificado en el sitio en estudio, con base en el sondeo exploratorio P-4. ....</b>	<b>18</b>
<b>Tabla 5. Perfil estratigráfico identificado en el sitio en estudio, con base en el sondeo exploratorio P-5. ....</b>	<b>19</b>
<b>Tabla 6. Posición del nivel freático con respecto al nivel actual del terreno.....</b>	<b>20</b>
<b>Tabla 7. Resultados de laboratorios sobre el depósito aluvial de energía fino-granular de llanura de inundación. ....</b>	<b>25</b>
<b>Tabla 8. Resultados de los ensayos de consolidación unidimensional.....</b>	<b>26</b>
<b>Tabla 9. Potencial de Cambio volumétrico.....</b>	<b>30</b>
<b>Tabla 10. Parámetros de resistencia utilizados en la modelación geotécnica. ....</b>	<b>35</b>
<b>Tabla 11. Parámetros geotécnicos para el sistema de fundación – Alternativa No. 1.....</b>	<b>36</b>
<b>Tabla 12. Parámetros geotécnicos para el sistema de fundación – Alternativa No.2.....</b>	<b>37</b>
<b>Tabla 13. Variación de la resistencia admisible para pilotes de diferentes diámetros y longitudes. ....</b>	<b>38</b>
<b>Tabla 14. Variación del módulo de reacción lateral del sub-suelo (Ks) para diferentes diámetros. ....</b>	<b>39</b>
<b>Tabla 15. Coeficientes de seguridad limitada. Según decreto 523 de 2010</b>	<b>39</b>
<b>Tabla 16. Cálculo de asentamientos por apoyo.....</b>	<b>42</b>
<b>Tabla 17. Calculo de asentamientos diferenciales. ....</b>	<b>43</b>
<b>Tabla 18. Cálculo de asentamientos por apoyo.....</b>	<b>44</b>
<b>Tabla 19. Calculo de asentamientos diferenciales. ....</b>	<b>44</b>
<b>Tabla 20. Cálculo de asentamientos por apoyo.....</b>	<b>45</b>
<b>Tabla 21. Calculo de asentamientos diferenciales. ....</b>	<b>45</b>
<b>Tabla 22. Asentamientos por pilote. ....</b>	<b>46</b>



## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1. Localización general del proyecto.....</b>	<b>2</b>
<b>Figura 2. Vista Satelital del sitio en estudio.....</b>	<b>3</b>
<b>Figura 3. Vista en planta del jardín infantil Campo Verde (Suministrada por DARP).....</b>	<b>4</b>
<b>Figura 4. Esquema de exteriores. (Suministrada por DARP) .....</b>	<b>5</b>
<b>Figura 5. Distribución de los edificios.....</b>	<b>5</b>
<b>Figura 6. Amenaza por inundación. Fuente: SIG PREDIAL IDEGER .....</b>	<b>6</b>
<b>Figura 7. Jardín Campo verde en área geotécnica de Llanura B. Fuente: SIG PREDIAL IDEGER.....</b>	<b>6</b>
<b>Figura 8. Jardín Campo Verde en área Sísmica Aluvial 200. Fuente: SIG PREDIAL IDEGER.....</b>	<b>7</b>
<b>Figura 9. Procedimiento para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT). .....</b>	<b>9</b>
<b>Figura 10. Contexto geológico regional. Plancha 227-IV-C. Fuente: (INGEOMINAS, 2004).....</b>	<b>12</b>
<b>Figura 11. Mapa generalizado de fallas regionales. Fuente: Red Sismológica de Colombia.....</b>	<b>14</b>
<b>Figura 12. Ocurrencia de sismos en Bogotá. Fuente: (Espinosa, 2004).....</b>	<b>15</b>
<b>Figura 13. Geomorfología que enmarca al sitio del proyecto Jardín Campo Verde. Fuente: (INGEOMINAS, 2004). .....</b>	<b>16</b>
<b>Figura 14. Humedad promedio de las muestras vs profundidad. ....</b>	<b>21</b>
<b>Figura 15. Perfil estratigráfico detectado en la zona de estudio.....</b>	<b>22</b>
<b>Figura 16. Potencial de expansión. Van Der Merwe, 1964. ....</b>	<b>27</b>
<b>Figura 17. Potencial de expansión para las muestras clasificadas. Van Der Merwe, 1964. ....</b>	<b>28</b>
<b>Figura 18. Aparato para medir la presión de expansión según Lambe.....</b>	<b>30</b>
<b>Figura 19. Criterio de Susceptibilidad a la licuación propuesto por Seed et al (2003). .....</b>	<b>32</b>
<b>Figura 20. Criterio de evaluación a la susceptibilidad de licuación propuesto por Bray and Sancio, 2006.....</b>	<b>32</b>
<b>Figura 21. Evaluación de la susceptibilidad a la licuación de los suelos del sitio en estudio por diferentes autores. ....</b>	<b>33</b>
<b>Figura 22. Vista en planta de las cimentaciones proyectadas. ....</b>	<b>42</b>

<b>Figura 26. Detalle constructivo de entibación de excavaciones temporales.</b>	<b>48</b>
<b>Figura 27. Excavaciones provisionales por medio de taludes.</b>	<b>49</b>
<b>Figura 28. Detalle constructivo de filtro en material granular.</b>	<b>52</b>
<b>Figura 29. Localización de las obras de drenaje superficial.</b>	<b>53</b>

## LISTA DE FOTOGRAFÍAS

<i>Fotografía 1. Vista general del sector en estudio.....</i>	<i>1</i>
<i>Fotografía 2. Accesorios para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT).....</i>	<i>9</i>
<i>Fotografía 3. Accesorios para la realización de toma de muestras inalteradas tipo tubo de pared delgada Shelby.....</i>	<i>10</i>
<i>Fotografía 4. Ejecución de la etapa de exploración de campo.....</i>	<i>10</i>
<i>Fotografía 5. Depósito antrópico superficial en el lote.....</i>	<i>17</i>
<i>Fotografía 6. Muestras del depósito antrópico (lleno) recuperadas durante la etapa de exploración de campo.....</i>	<i>23</i>
<i>Fotografía 7. Muestras de la mezcla de depósito aluvial finogranular con horizonte vegetal recuperadas durante la etapa de exploración de campo.....</i>	<i>23</i>
<i>Fotografía 8. Muestras del depósito aluvial fino-granular de llanura de inundación recuperadas durante la etapa de exploración de campo.....</i>	<i>24</i>



## 1 INTRODUCCIÓN

DE ARQUITECTURA Y PAISAJE - DARP adelanta los estudios y diseños para la construcción del jardín infantil Campo verde, localizado en Carrera 95ª No.85 -80 sur en localidad de Bosa de Bogotá D.C. (Cundinamarca).



1

***Fotografía 1. Vista general del sector en estudio.***

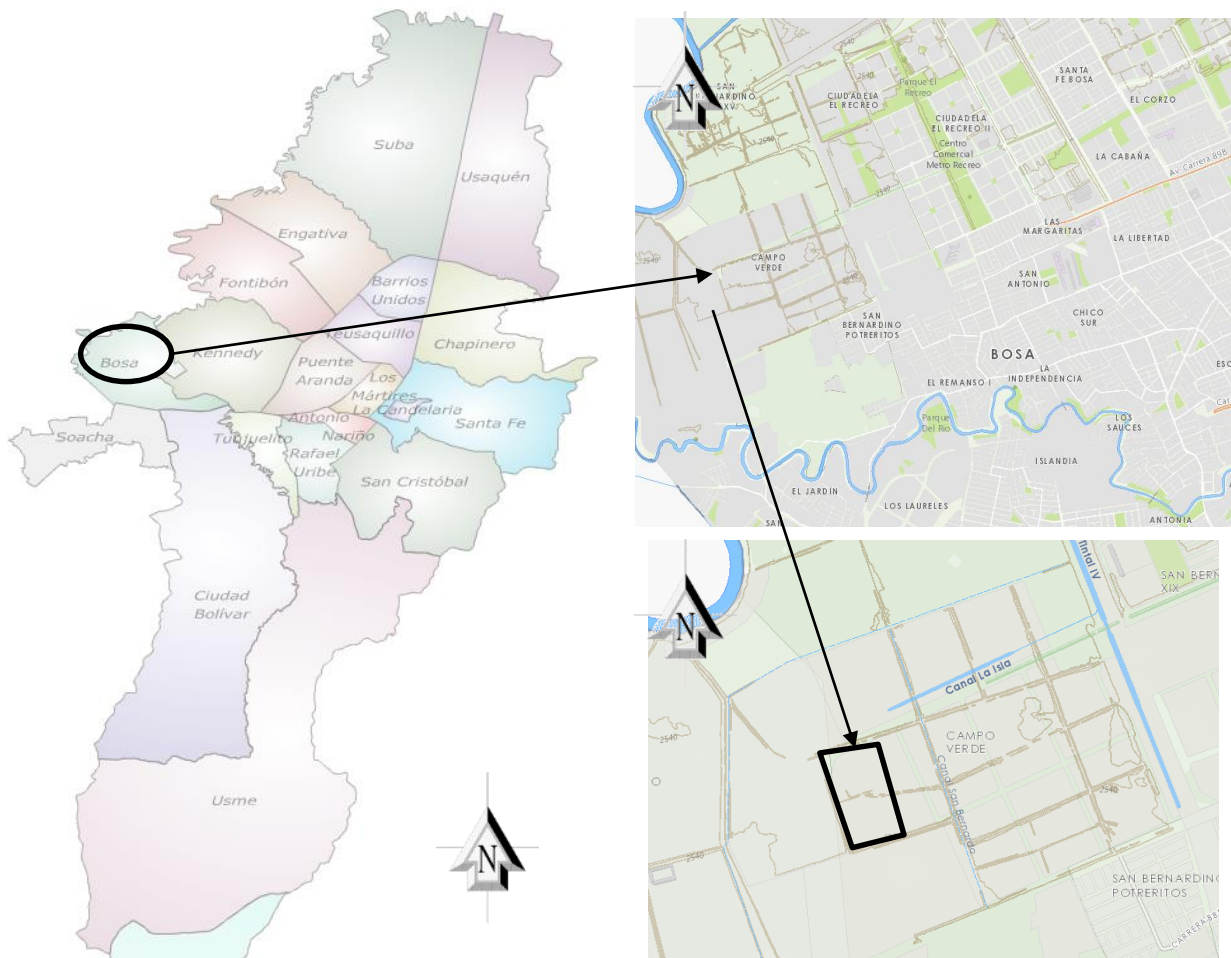
Por lo anterior el DE ARQUITECTURA Y PAISAJE – DARP contactó a la empresa consultora CONSULCIVIL S.A.S. para la realización del estudio de suelos para la caracterización geotécnica y definición del sistema de fundación para las obras proyectadas.

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

## 2 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El sitio de estudio se encuentra localizado en Carrera 95ª No.85 -80 sur , en el sector conocido como Campo verde de la Localidad de Bosa en la ciudad de Bogotá DC. Regionalmente la zona de estudio está localizada en la zona centro-occidental de la zona urbana de la ciudad de Bogotá DC. Las coordenadas aproximadas del lote en estudio son 4°37'32.01" N y 74°12'48.08"O del sistema coordenada WGS84.

2



**Figura 1. Localización general del proyecto.**





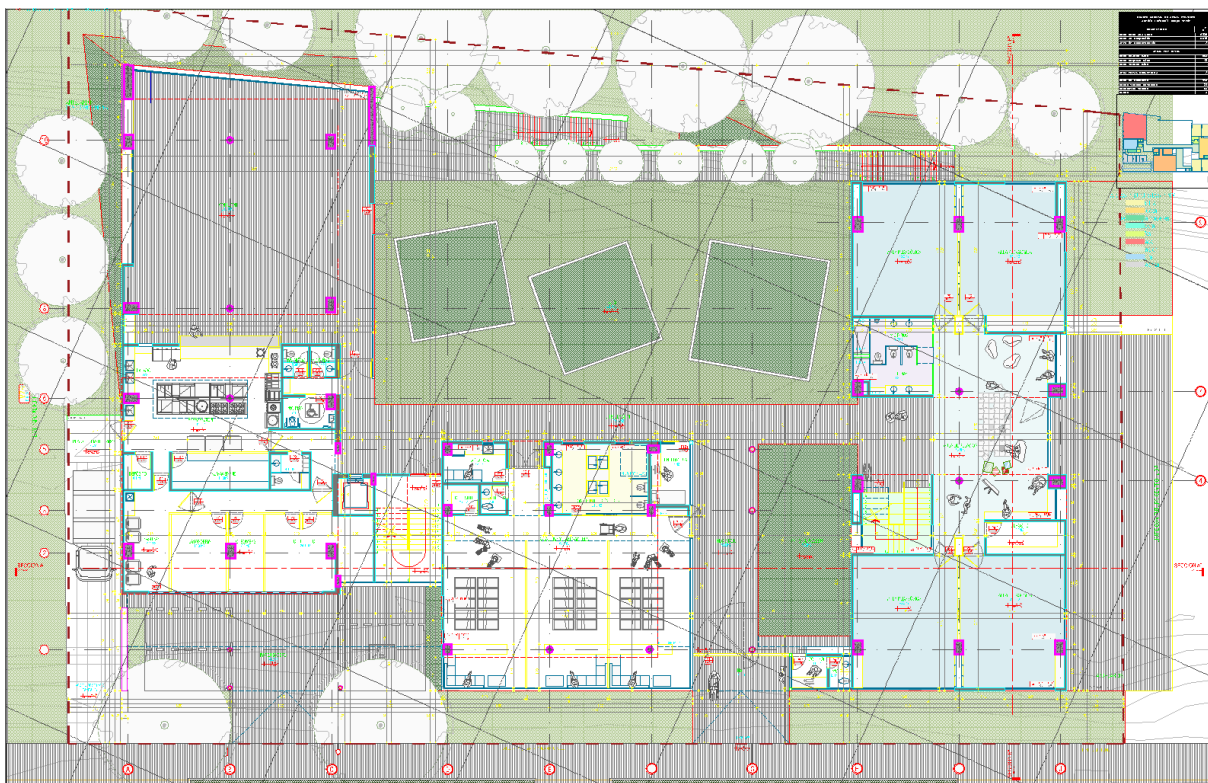
***Figura 2. Vista Satelital del sitio en estudio.***

### 3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

En un lote localizado entre la carrera 95ª No. 85 Sur -80 se proyecta la construcción del Jardín infantil Campo Verde. Actualmente este sitio cuenta con una zona verde en planta de 2348.03 m<sup>2</sup> aproximadamente.

El proyecto jardín infantil el recreo contempla la construcción de tres (3) edificios de dos a tres niveles de altura.

4



**Figura 3. Vista en planta del jardín infantil Campo Verde (Suministrada por DARP)**

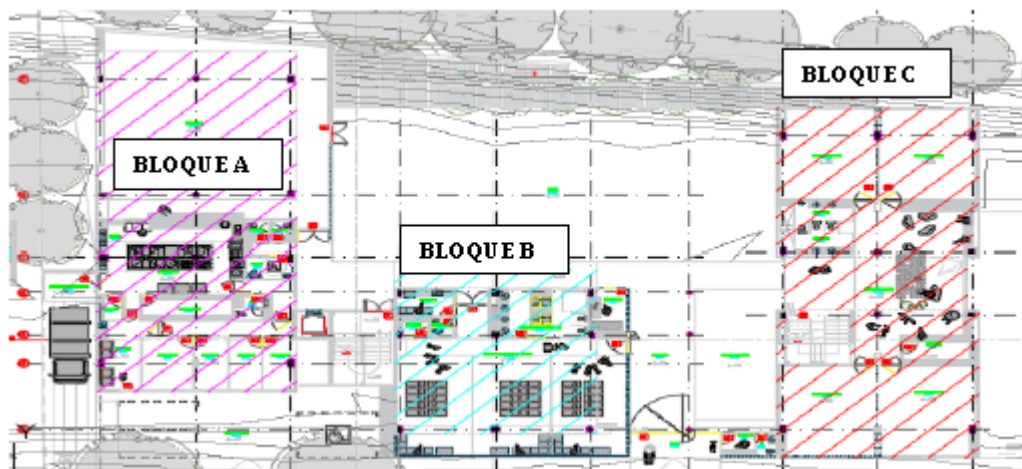




5

**Figura 4. Esquema de exteriores. (Suministrada por DARP)**

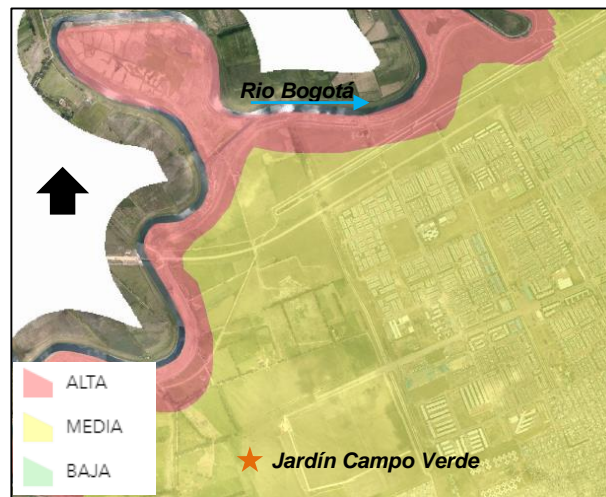
El jardín infantil el recreo, contara con sistema estructura constituido por pórticos en concreto reforzado.



**Figura 5. Distribución de los edificios.**

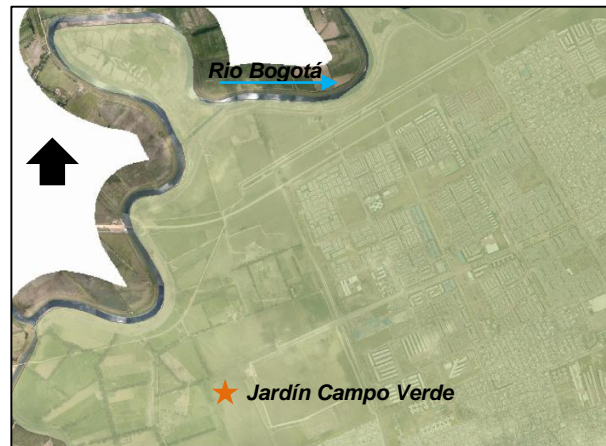
#### 4 ANTECEDENTES.

-El sitio de ubicación del proyecto jardín Campo Verde, está asentado en área de amenaza media por Inundación.



**Figura 6. Amenaza por inundación. Fuente: SIG PREDIAL IDEGER**

-El predio del jardín está en zona geotécnica de área de llanura B. Según el INGEOMINAS se trata de área de ronda de ríos y humedales.



**Figura 7. Jardín Campo verde en área geotécnica de Llanura B. Fuente: SIG PREDIAL IDEGER**

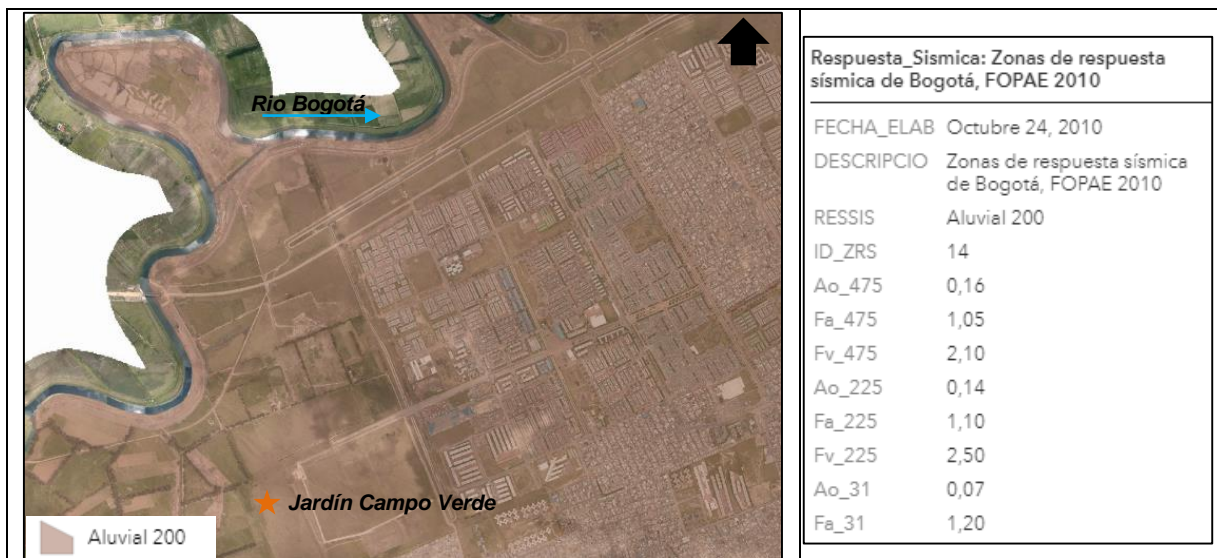
El área de llanura B, como su nombre lo indica es área de llanura de inundación (con amenaza media). Está conformada por material de arenas sueltas y arcillas arenosas duras, con espesor entre 200 – 500 metros.

Son suelos geotécnicamente caracterizados por capacidad portante moderada, compresibles, susceptibles a licuación.

#### -Respuesta sísmica

El predio del Jardín Campo Verde está asentado en Zona Sísmica categorizada como ALUVIAL 200. En la tabla adjunta se observan los parámetros característicos de esta zona.

7



**Figura 8. Jardín Campo Verde en área Sísmica Aluvial 200. Fuente: SIG PREDIAL IDEGER**



## 5 ETAPA DE EXPLORACIÓN DE CAMPO

Esta etapa, que cuenta con Certificado Vigente ISO 9001 CO-SC-CER 171393-1, se adelantó mediante la ejecución de nueve (9) perforaciones exploratorias realizadas con taladro mecánico por los sistemas de percusión y lavado de profundidades variable entre 6,20 m y 15,00 m de profundidad y dos (2) apiques exploratorios excavados manualmente de aproximadamente 1,50 m y 2,00 m de profundidad. Es importante anotar que todo lo anterior se acompañó de reconocimientos detallados en la zona del proyecto y sus vecindades por parte de nuestros profesionales en las áreas de Geología y Geotecnia.

Las perforaciones exploratorias se denominan P-1 a P-9 y los apiques exploratorios se denominan AP-1 y AP-2.

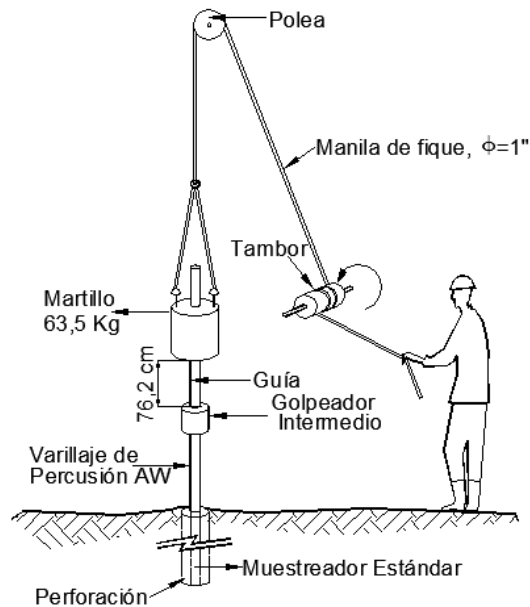
**Tabla 1. Profundidad alcanzada por los sondeos exploratorios.**

<b>SONDEO EXPLORATORIO (No.)</b>	<b>PROFUNDIDAD (m)</b>
<b>P-1</b>	<b>6.80</b>
<b>P-2</b>	<b>6.20</b>
<b>P-3</b>	<b>7.45</b>
<b>P-4</b>	<b>7.50</b>
<b>P-5</b>	<b>6.70</b>
<b>P-6</b>	<b>15.00</b>
<b>P-7</b>	<b>15.00</b>
<b>P-8</b>	<b>15.00</b>
<b>P-9</b>	<b>15.00</b>
<b>AP-1</b>	<b>2.00</b>
<b>AP-2</b>	<b>1.50</b>
<b>TOTAL</b>	<b>94.65</b>

Durante la realización de las perforaciones exploratorias se realizó el ensayo de penetración estándar hasta las profundidades a las cuales todavía se encontró suelo, comúnmente conocido como SPT (*Standard Penetration Test*), que consiste en penetrar en el suelo un saca-muestras (*Split Spoon*) normalizado contando el número de golpes necesarios para hincar el mismo 0,30 m.

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

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



**Figura 9. Procedimiento para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT).**



**Fotografía 2. Accesorios para la realización del ensayo de penetración estándar (SPT).**



**Fotografía 3. Accesorios para la realización de toma de muestras inalteradas tipo tubo de pared delgada Shelby.**

10

Durante la ejecución de los sondeos exploratorios se recuperaron 9 muestras manuales y 28 muestras inalteradas tomadas con tubo de pared delgada “Shelby”. De cada sondeo exploratorio (*perforación*) se levantó una columna estratigráfica con la localización de las muestras tomadas, la descripción de los materiales detectados al avanzar la exploración y la posición del nivel freático en los casos en que se encontró. Los testigos de las muestras tomadas permanecerán en CONSULCIVIL S.A.S. durante un mes a partir de la fecha de entrega del presente informe. Si durante este tiempo no se recibe instrucción alguna por parte de ARQUITECTURA Y PAISAJE (DARP). con respecto al uso que a las muestras deba dárseles, CONSULCIVIL S.A.S. dispondrá de estas de la manera que considere más conveniente.



**Fotografía 4. Ejecución de la etapa de exploración de campo.**

## 6 ETAPA DE INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

A nuestro laboratorio de suelos ingresaron las muestras obtenidas durante la etapa de exploración de campo, las cuales se sometieron a una detallada inspección visual con miras a seleccionar las muestras más representativas para ejecutarles los ensayos de clasificación (granulometría por tamizado, límites de consistencia, y contenidos de humedad natural), ensayos de resistencia al corte del tipo corte directo modalidad UU, ensayo de compresión simple o inconfina, consolidación unidimensional, ensayo de expansión en consolidómetro, ensayo de lambe y contenido de materia orgánica por ignición.

11

**Tabla 2. Tipo y cantidad de ensayos de laboratorio.**

<b>TIPO DE ENSAYO</b>	<b>CANTIDAD</b>
<b>Contenido de humedad natural</b>	<b>31</b>
<b>Límites de consistencia (Atterberg)</b>	<b>31</b>
<b>Granulometría por tamizado</b>	<b>31</b>
<b>Compresión simple</b>	<b>23</b>
<b>Corte Directo (UU)</b>	<b>5</b>
<b>Consolidación unidimensional</b>	<b>1</b>
<b>CBR inalterado</b>	<b>2</b>
<b>Contenido de materia orgánica por ignición</b>	<b>2</b>
<b>Expansión en consolidómetro</b>	<b>1</b>
<b>Ensayo de Lambe</b>	<b>1</b>
<b>TOTAL</b>	<b>76</b>

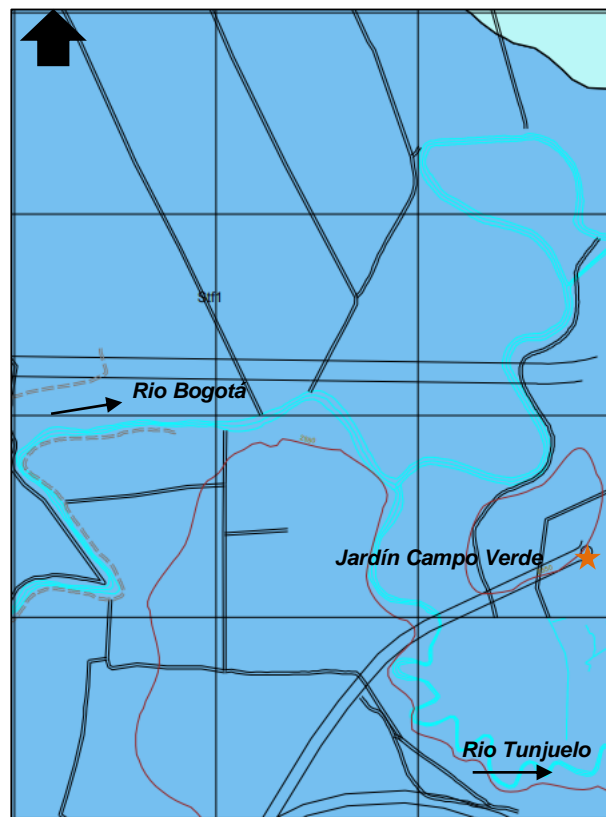
Los resultados de estos ensayos de laboratorio se presentan en forma numérica frente a la localización de la muestra respectiva en la columna estratigráfica correspondiente en el ANEXO 2, y su respectivo respaldo en el ANEXO 3, ambos Anexos se encuentran ubicados al final del informe.

## 7 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA

### 7.1 GEOLOGÍA REGIONAL

De acuerdo con la cartografía geológica elaborada por el Servicio Geológico Colombiano antes INGEOMINAS, el sitio del proyecto de jardín Campo Verde se encuentra sobre unidad transportada de depósitos aluviales de llanura de inundación y cauces de drenajes principales actuales (Stf1). Constituidos por materiales arcillosos y limosos.

12



**Figura 10. Contexto geológico regional. Plancha 227-IV-C. Fuente: (INGEOMINAS, 2004)**

### 7.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

La Sabana de Bogotá en la parte central de la Cordillera Oriental, presenta fallamientos y deformaciones originados por la convergencia de las placas Nazca, Caribe y Suramérica, originando en la región un régimen compresivo, los mismos que previamente dieron lugar al levantamiento de las cordilleras, entre ellas la Oriental.



Esta dinámica está representada por las fallas activas en ambos flancos de la Cordillera Oriental de tipo inverso, como: *Fallas de Borde Llanero, Sistema de Fallas de Algeciras-Altamira y Sistema de Fallas de Salinas*, las cuales son las principales fuentes de sismos que han afectado a la Sabana de Bogotá.

**Sistema de Fallas del Piedemonte Llanero.** El sistema de Fallas del Piedemonte Llanero, Fallas del Borde Llanero o Sistema Frontal de la Cordillera Oriental, atraviesa el flanco oriental de ésta Cordillera y posee una longitud aproximada de 1000,00 km. En general, se destacan el sistema de fallas de Servita–Santa María, Guaicáramo y Yopal, cada uno de los cuales presentan diferentes segmentos activos y potencialmente activos. Con base en los rasgos de actividad en superficie se ha estimado una magnitud máxima probable de 7,0 – 7.2 M, y una tasa de actividad del orden de 2 mm/año para algunos segmentos de este sector.

13

**Tabla 3. Tabla Resumen Sistema de Fallas del Borde Llanero. Tomado de: Paris et al. (2000) citado en (BOHÓRQUEZ, 2007)**

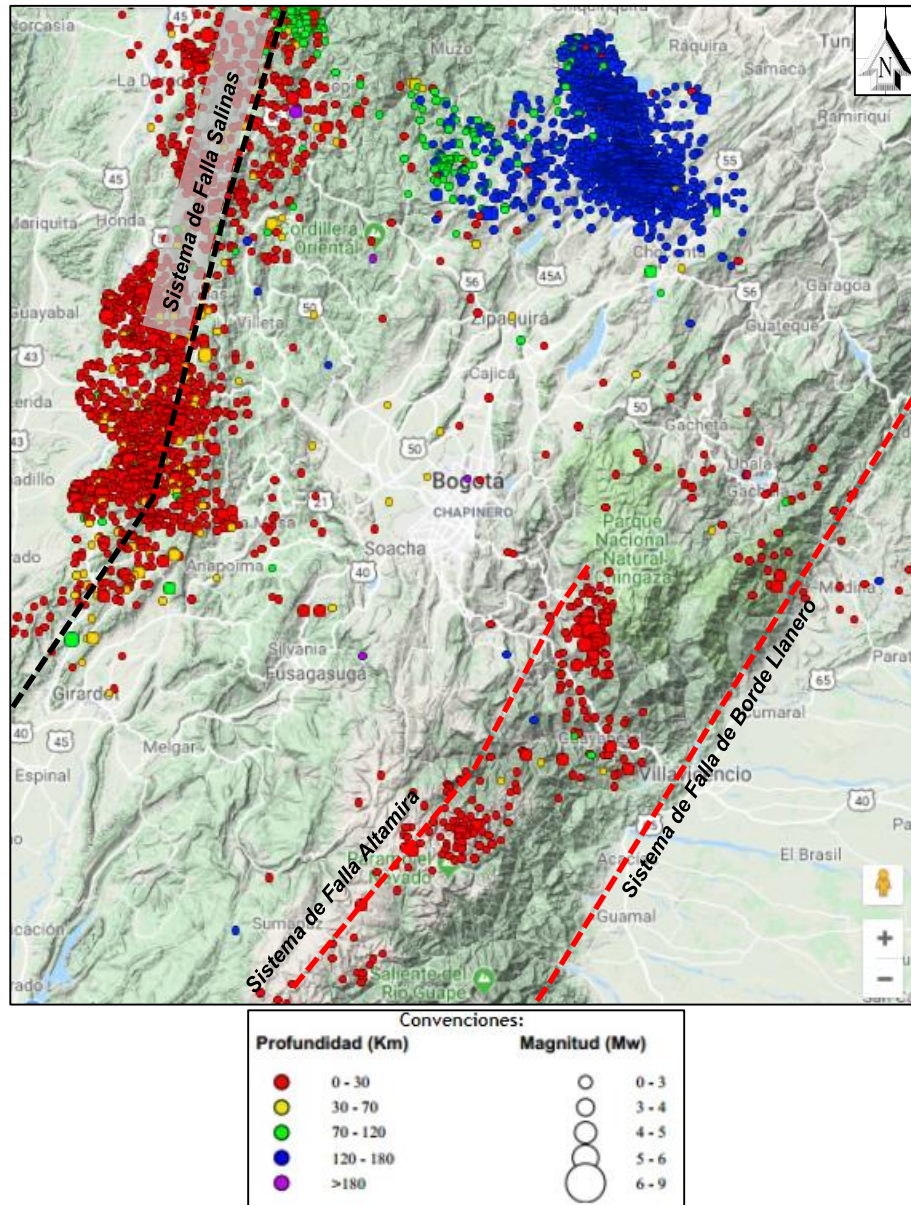
Falla	Longitud (Km)	Azimut/ Buzamiento	Sentido de movimiento	Tasa de Actividad (mm/año)	Mmax	Ultimo Movimiento
Borde Llanero	921.4	N42.1°E±19°	Lateral-Derecha	-	-	-
Servita-Santa Maria	295,8	N42,3° E+/-15°	Lateral-Derecha	1,0-5,0	7,6	<1,6Ma
Guaicaramo	75.9	N45.6°E±9	Lateral-Derecha	1,0-5,0	-	<15Ka
Yopal	220	N26.9°E±21°	Lateral-Derecha	1,0-5,1		<15Ka

La sismicidad en el sector central del Piedemonte Llanero es alta. Los datos históricos muestran tres sismos con I=IX (1644, 1785, 1917) localizados en el flanco oriental de la Cordillera Oriental (Espinosa, 1995). El sismo destructivo más reciente en este sector ocurrió en 1995 (J=X, M=6,6), con un mecanismo focal que indica movimiento inverso, está asociado a la reactivación de un segmento del Sistema de Guaicáramo Centro. (Taboda, Dimaté, & Fuenzalida, 1998).

**Sistema de Fallas de Algeciras-Altamira.** El sistema de falla de Algeciras-Garzón está situado en el Piedemonte occidental de la Cordillera Oriental, y posee una longitud aproximada de 100,00 km. Se considera que estas fallas son pertenecientes al sistema del Borde Llanero. Se destaca la falla Algeciras debido a que a lo largo de su longitud se presentan importantes indicios de actividad cuaternaria, y se le atribuyen los sismos generados en 1827 y el nueve de febrero de 1967 en el Departamento del Huila (BOHÓRQUEZ, 2007)

**Sistema de Fallas de Salinas.** Sistema de falla inversas cuya traza se observa sobre el costado oriental del Valle Medio del Magdalena. Este conjunto de fallas de dirección promedio N30E y buzamiento moderado (3W~ ESE). La actividad tectónica de estas fallas es entre baja y moderada. Estando caracterizado por pliegues suaves de eje

N20E-30E en rocas sedimentarias del Terciario Superior, situadas sobre el costado oriental del Valle (Taboda et al., 1998).



**Figura 11. Mapa generalizado de fallas regionales. Fuente: Red Sismológica de Colombia.**

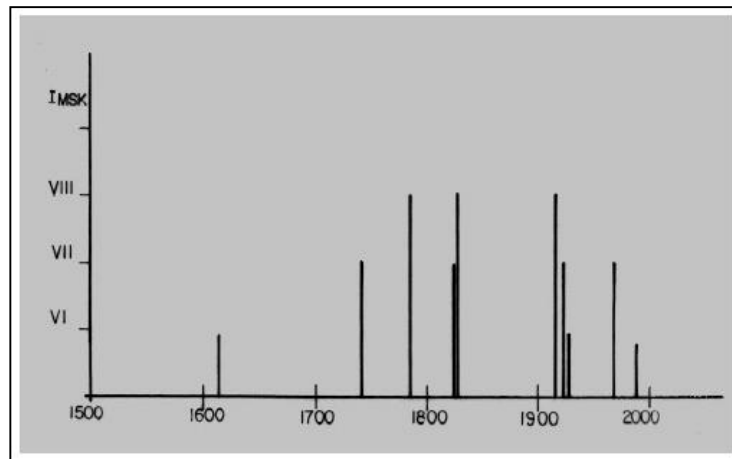
La figura anterior muestra la distribución de sismos de magnitud Mw entre 0-4, hasta el año 2018, con profundidades variables y sectorizadas: hacia los flancos predomina una alta distribución de sismos con profundidades superficiales, con pocos registros



dentro de la sabana de Bogotá. Mientras que al Norte de la ciudad y sabana, se observan sismos profundos. Puede observarse que los sismos se distribuyen principalmente a lo largo de los bordes de la Cordillera Oriental y escasamente en la zona central, los cuales están asociados a la actividad de los sistemas de fallas descritos anteriormente.

Los tres sismos más destructores de la historia de la ciudad con intensidad máxima de VIII (destrutivo), ocurrieron en los años 1785, 1827 y 1917. Si se quisiera hacer un pronóstico de ocurrencia de ese tipo de eventos resultaría muy difícil o imposible pues la recurrencia (o tiempo transcurrido entre dos eventos) es muy irregular, desde menos de cincuenta hasta más de doscientos cincuenta años (Espinosa, 2004).

15



**Figura 12. Ocurrencia de sismos en Bogotá. Fuente: (Espinosa, 2004)**

### 7.3 GEOMORFOLOGÍA

El predio del proyecto Jardín Campo Verde se sitúa sobre unidad geomorfológica de unidad de Planos anegadizos (Fpa), que se caracteriza por el bajo relieve casi plano y de formas irregulares, mal drenadas que se localizan en las planicies lagunares o de inundación de los ríos y cuyo origen se relaciona fundamentalmente a encharcamientos pluviales en zonas planas. Presentan suelos finos, localmente con abundante materia orgánica vegetal.



**Figura 13. Geomorfología que enmarca al sitio del proyecto Jardín Campo Verde.**  
**Fuente: (INGEOMINAS, 2004).**

Este plano está rodeado de la unidad de Llanura de inundación (Fpi) de morfología ondulada, de longitudes entre 0.05 – 5 km, eventualmente inundable, se presenta bordeando los cauces fluviales y se limita localmente por escarpes de terraza. Se constituye de 3 - 5 m de arcillas y limos producto de la sedimentación durante eventos de inundación fluvial. Se incluyen los planos fluviales menores en formas de “U” o “V” y conos coluviales menores, localizados en los flancos de los valles intramontanos.

#### 7.4 GEOLOGÍA LOCAL

Con base a la exploración del subsuelo realizada en el sitio del proyecto Jardín Campo Verde, localizado en el sur de la sabana de Bogotá, se lograron identificar como unidades superficiales y del subsuelo:

- **Depósito antrópico (lleno).** Conformado por material arenoso con gravas y escombros. Color café claro. Presenta un espesor de hasta 0.65 m y está distribuido de forma heterogénea en el predio.



**Fotografía 5. Depósito antrópico superficial en el lote.**

- **Mezcla de aluvial finogranular, con horizonte vegetal.** Compuesto por un material arcilloso gris oscuro con raíces y mezcla de horizonte orgánico. Presenta un espesor de hasta 1.70 m, subyaciendo el lleno en algunos sondeos.

- **Depósito aluvial finogranular de llanura de inundación.** Compuesto por material aluvial de textura arcillosa de alta plasticidad, de consistencia variable en el rango media y firme. Color gris claro con zonas café. Humedad de media a alta con la profundidad. Se identificó en todos los sondeos exploratorios, desde el contacto con el estrato anterior con mezcla orgánica y hasta la profundidad final explorada de 7.50 metros.

A continuación se presentan los perfiles estratigráficos del subsuelo del predio del proyecto Jardín Campo Verde.

**Tabla 4. Perfil estratigráfico identificado en el sitio en estudio, con base en el sondeo exploratorio P-4.**

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	FOTOGRAFÍA
0.00 – 0.35	Depósito antrópico (lleno).	
0.35 – 1.65	Mezcla de aluvial finogranular, con horizonte vegetal.	
1.65 – 7.50	Depósito aluvial finogranular de llanura de inundación.	

**Tabla 5. Perfil estratigráfico identificado en el sitio en estudio, con base en el sondeo exploratorio P-5.**

PROF. (m)	DESCRIPCIÓN	FOTOGRAFÍA
0.00 – 0.30	Horizonte orgánico.	
0.30 – 1.70	Mezcla de aluvial finogranular, con horizonte vegetal.	
1.70 – 6.70	Depósito aluvial finogranular de llanura de inundación.	

## 8 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUB-SUELO

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

20

### 8.1 POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO

Durante la época de realización de la exploración de campo, el nivel freático se detectó en los sondeos exploratorios P-2, P-3, P-4, P-6, P-7, P-8 y P-9 a las profundidades son presentadas en la siguiente tabla.

**Tabla 6. Posición del nivel freático con respecto al nivel actual del terreno**

<b>SONDEO EXPLORATORIO (No)</b>	<b>POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO (m) ( * )</b>
<b>P-1</b>	<b>No se detectó</b>
<b>P-2</b>	<b>4,50</b>
<b>P-3</b>	<b>5,00</b>
<b>P-4</b>	<b>5,50</b>
<b>P-5</b>	<b>No se detectó</b>
<b>P-6</b>	<b>6.50</b>
<b>P-7</b>	<b>5.00</b>
<b>P-8</b>	<b>5.50</b>
<b>P-9</b>	<b>7.00</b>
<b>AP-1</b>	<b>No se detectó</b>
<b>AP-2</b>	<b>No se detectó</b>

( \* ) Medida con respecto al nivel inicial de cada sondeo exploratorio (Ver Anexo 2).

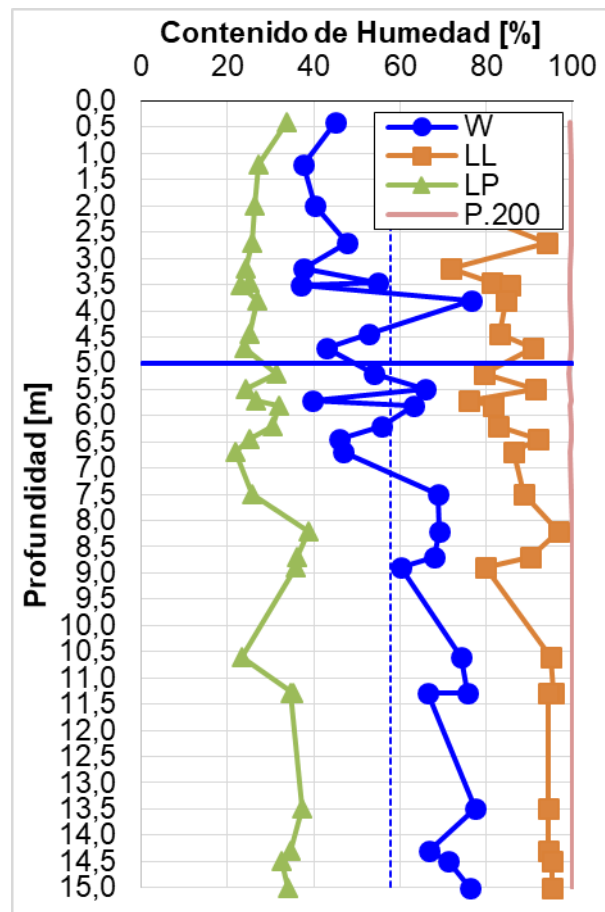
Es de resaltar que esta superficie fluctúa estacionalmente dependiendo de la intensidad de los periodos invernales y/o verano.

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

## 8.2 ANÁLISIS DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.

En las muestras analizadas se obtuvieron valores de humedad natural inferiores al promedio entre 0,50 m -3,50 m, a partir de esta profundidad el contenido de humedad natural presenta un aumento notorio sobre los 4,00 m. El contenido de humedad presenta valores superiores al promedio a partir de los 5,00 m que presentan una tendencia creciente con la profundidad coincidiendo con la presencia del nivel freático. Se destaca que ninguna de las muestras presenta valores superiores al límite líquido.

21



**Figura 14. Humedad promedio de las muestras vs profundidad.**



### 8.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE LA ZONA EN ESTUDIO

Teniendo en cuenta los resultados de las nueve (9) perforaciones exploratorias y los dos (2) apiques exploratorios realizados en el subsuelo del polígono y su posterior caracterización en el laboratorio de suelos de CONSULCIVIL S.A.S., se pudo establecer un perfil estratigráfico conformado por un depósito antrópico, una mezcla de depósito aluvial con horizonte orgánico, y un depósito aluvial finogranular.

22

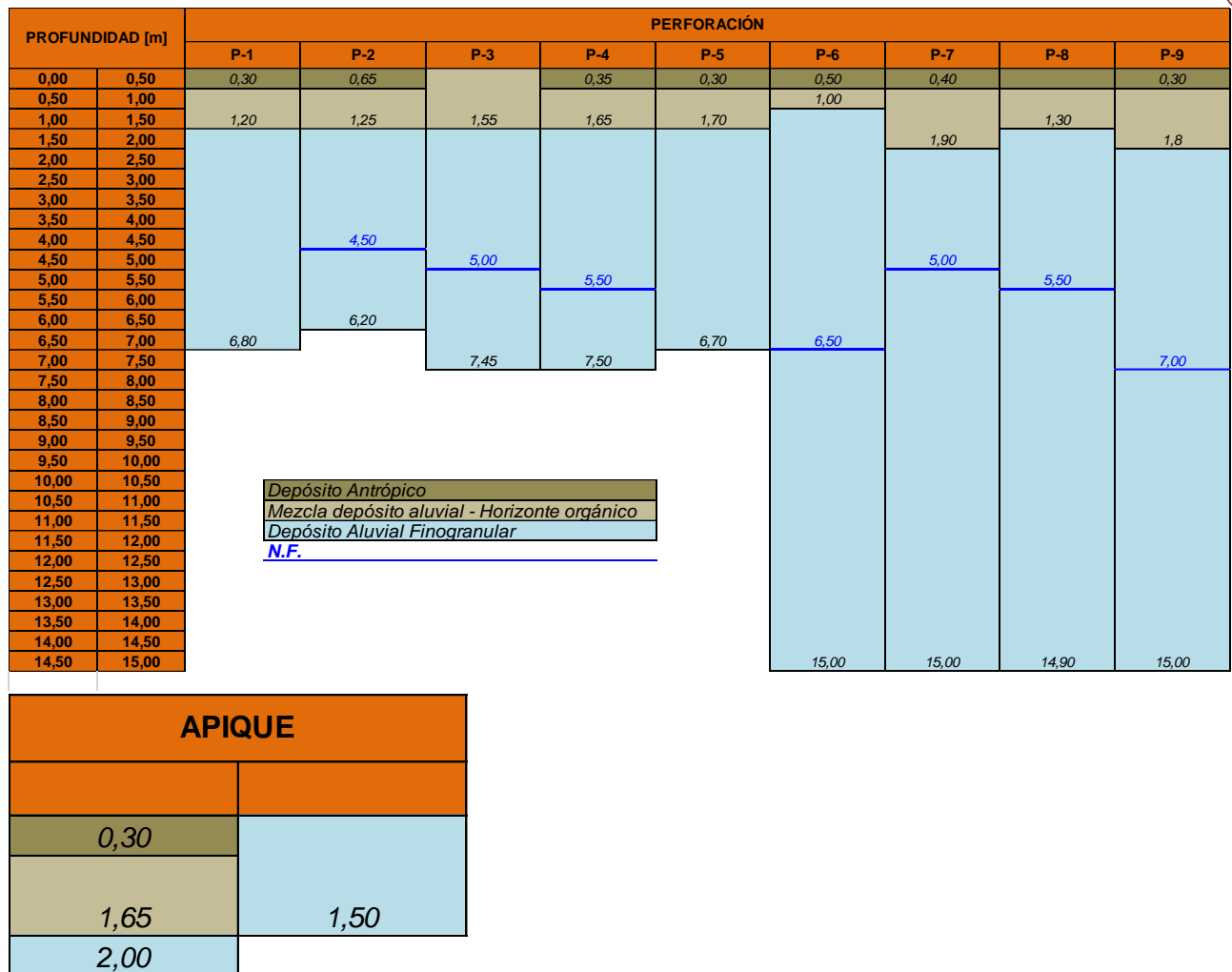


Figura 15. Perfil estratigráfico detectado en la zona de estudio

- Depósito antrópico (lleno)**

Este estrato se detectó en superficie en los sondeos exploratorios P-1, P-2, P-4, P-5, P-6, P-7, P-8, P-9 y AP-1, hasta una profundidad máxima de 0.30 m. El depósito

antrópico, se encuentra conformado por material arenoso con gravas y escombros, presenta color café claro.



**P-4**

**Fotografía 6. Muestras del depósito antrópico (lleno) recuperadas durante la etapa de exploración de campo.**

- **Mezcla de depósito aluvial finogranular con horizonte vegetal.**

Este estrato se detectó subyaciendo al depósito antrópico en los sondeos exploratorios P-1, P-2, P-4, P-5, P-6, P-7, P-8, P-9 y AP-1, y desde superficie en P-3, hasta una profundidad máxima de 1.70 m correspondiente al sondeo exploratorio P-5. El estrato de mezcla de depósito aluvial con horizonte vegetal está constituido por un material arcilloso de color gris oscuro con presencia de raíces.



**P1-M1**



**P2-M1**



**P3-M1**



**P4-M1**



**P5-M1**



**AP2-M1**

**Fotografía 7. Muestras de la mezcla de depósito aluvial finogranular con horizonte vegetal recuperadas durante la etapa de exploración de campo.**

Este estrato se considera no apropiado para apoyar estructuras civiles.

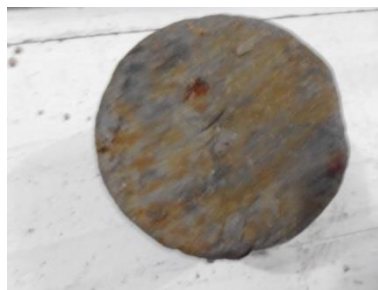
- **Depósito aluvial fino granular de llanura de inundación.**

Este estrato se identificó en la totalidad de los sondeos exploratorios subyaciendo al estrato de mezcla y hasta la máxima profundidad explorada (15,00 m), excepto en el apique exploratorio AP-2. El depósito aluvial fino granular se compone por un material de textura arcillosa de alta plasticidad, consistencia variable media a firme, humedad media y alta con la profundidad. Presenta color gris claro con oxidaciones y zonas cafés

24



**P1-M5**



**P2-M6**



**P3-M7**



**P4-M7**



**P5-M4**



**AP1-M1**

***Fotografía 8. Muestras del depósito aluvial fino-granular de llanura de inundación recuperadas durante la etapa de exploración de campo.***

En total se realizaron 31 clasificaciones granulométricas, cinco (5) ensayos de corte directo modalidad “UU” y 23 ensayos de compresión simple o “inconfiada”.

Las clasificaciones granulométricas identificaron la totalidad de las muestras como arcillas de alta plasticidad (CH), con un contenido de humedad presentó valores entre 37 y 78%, el porcentaje de finos homogéneo con una media de 100%.

Los ensayos de corte directo modalidad “UU” determinaron una cohesión variable entre 35 kPa y 45 kPa con media de 38 kPa y un ángulo de fricción promedio de 9°.

Las compresiones simples presentaron una resistencia a la compresión con valores entre 40 kPa y 148 kPa con un promedio de 87 kPa.

El peso unitario húmedo presentado en los ensayos de resistencia presentó valores entre 14,33 kN/m<sup>3</sup> – 19,19 kN/m<sup>3</sup> con una media de 16,52 kN/m<sup>3</sup>.

El estrato presentó un contenido de materia medio de 8.2%, el cual se considera moderado.

**Tabla 7. Resultados de laboratorios sobre el depósito aluvial de energía fino-granular de llanura de inundación.**

MUESTRA	Prof. [m]		W [%]	L.L. [%]	I.P. [%]	L.P. [%]	UCSC	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Rel. Vacíos, e	Qu [kPa]	C [kPa]	$\phi$	P. 200 [%]
AP2-M1	0,4	1,5	45	73	39	34	CH						100
P1-M2	1,2	1,8	38	83	56	27	CH	15,45		71			100
AP1-M1	1,7	2,0	40	72	46	26	CH						100
P5-M2	2,1	2,7	48	94	69	26	CH	16,82		107			100
P2-M3	2,6	3,2	38	72	48	24	CH	17,69		86			99
P3-M3	2,9	3,5	55	82	57	25	CH	17,30			38	10	100
P4-M3	2,9	3,5	37	86	63	23	CH	16,37		113			100
P1-M4	3,2	3,8	77	85	58	27	CH	15,23			35	11	100
P3-M4	3,9	4,5	53	83	58	25	CH	18,72		73			100
P5-M4	4,1	4,7	43	91	67	24	CH	17,09	1,13				100
P2-M5	4,6	5,2	54	80	48	31	CH	17,93			36	8	99
P4-M5	4,9	5,5	66	92	67	24	CH	16,07		148			100
P5-M5	5,1	5,7	40	76	49	27	CH	16,81			45	9	100
P1-M6	5,2	5,8	63	82	50	32	CH	15,58		78			100
P2-M6	5,6	6,2	56	83	53	31	CH	16,83		78			100
P3-M6	5,9	6,5	46	92	67	25	CH	17,78		80			100
P5-M6	6,1	6,7	47	86	65	22	CH	18,45		83			99
P4-M7	6,9	7,5	69	89	63	26	CH	16,35			38	9	100
P6-M14	7,6	8,2	69	97	58	39	CH	15,62		96			100
P9-M15	7,8	8,4	69	93	66	27	CH	19,19		104			100
P7-M17	8,2	8,7	68	90	54	36	CH	16,51		42			100
P8-M16	8,3	8,9	60	80	44	36	CH	16,76		48			100
P6-M18	10,0	10,6	74	95	72	23	CH	14,86		74			100
P7-M22	10,7	11,3	76	96	61	35	CH	15,61		114			100
P8-M20	10,7	11,3	66	95	60	35	CH	15,00		108			100

MUESTRA	Prof. [m]		W [%]	L.L. [%]	I.P. [%]	L.P. [%]	UCSC	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	Rel. Vacíos, e	Qu [kPa]	C [kPa]	$\phi$	P. 200 [%]
P9-M20	10,8	11,4	66	91	55	36	CH	17,44		113			100
P6-M23	13,0	13,5	78	95	57	37	CH	14,96		85			100
P8-M25	13,7	14,3	67	95	60	35	CH	14,33		40			100
P9-M25	13,8	14,4	65	95	56	39	CH	15,50		112			100
P7-M28	14,0	14,5	71	95	63	32	CH	18,52		76			100
P6-M26	14,5	15,0	76	95	61	34	CH	14,44		73			100
PROMEDIO			59	87	58	30		16,52	1,13	87	38	9	100
MÁXIMO			78	97	72	39		19,19	1,13	148	45	11	100
MÍNIMO			37	72	39	22		14,33	1,13	40	35	8	99

De los ensayos de consolidación se destacan varios aspectos de importancia:

Se evidenció un comportamiento sobre consolidado de las muestras con un OCR variable entre 6.5. Este comportamiento indica que actualmente las muestras soportan esfuerzos menores a los soportados en algún momento de su historia geológica.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de las consolidaciones realizadas sobre el depósito aluvial finogranular:

**Tabla 8. Resultados de los ensayos de consolidación unidimensional.**

	P5-M4
Profundidad Muestra [m]	2.70
Gravedad específica	2.603
Relación de vacíos inicial ( $e_0$ )	1.13
Peso unitario Húmedo [kN/m <sup>3</sup> ]	17.09
Profundidad nivel freático	No se detectó
Esfuerzo efectivo actual ( $\sigma'$ ) [kPa]	46.152
Esfuerzo crítico ( $\sigma_c$ ) [kPa]	300
OCR	6.50
Clasificación	Arcilla sobre consolidada
Coeficiente de Compresión ( $C_c$ )	0.441
Coeficiente de Recompresión ( $C_r$ )	0.083

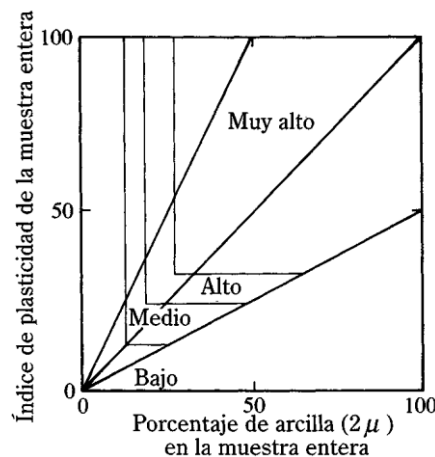
## 8.4 CONDICIONES ESPECIALES DEL SUB SUELO

### 8.4.1 Potencial de expansión.

El potencial de expansión se evaluó para los suelos del sitio explorado siguiendo diferentes métodos; teniendo en cuenta el ensayo de expansión en consolidómetro, ensayo de expansión de lambe y teniendo en cuenta el criterio de Van Der Merwe, 1964.

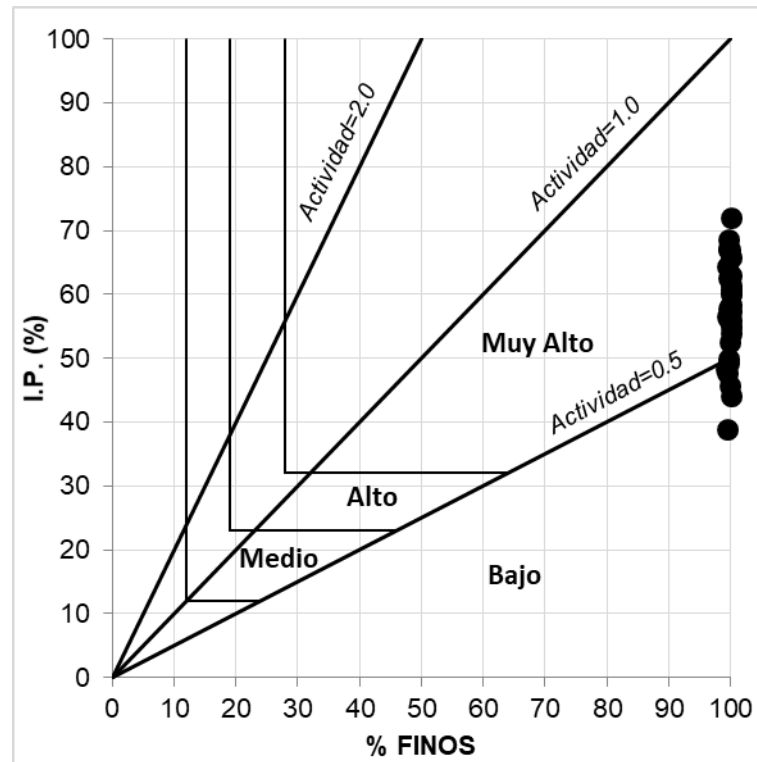
Se utilizó el criterio de Van Der Merwe, 1964, el cual consiste en evaluar el potencial de expansión basado en el índice de plasticidad, el porcentaje de finos de las muestras y la actividad (A) de la muestra de manera gráfica:

$$Actividad (A) = \frac{IP}{\% < 2\mu m}$$



**Figura 16. Potencial de expansión. Van Der Merwe, 1964.**

Para evaluar el potencial de expansión según la clasificación propuesta por Van Der Merwe, 1964, se utilizaron los datos de las clasificaciones granulométricas realizadas para los suelos de ambos sitios explorados. Las muestras evaluadas presentaron un potencial muy alto.



**Figura 17. Potencial de expansión para las muestras clasificadas. Van Der Merwe, 1964.**

Basados en las pruebas de potencial de expansión del suelo por odómetro, Holtz and Gibbs (1956) clasificaron el potencial relativo de expansión y hinchamiento en muestras inalteradas sumergidas bajo una presión de aproximadamente 7 kPa, de la siguiente forma:



Table 2.1 Classification of expansive soils

Degree of expansion	Holtz and Gibbs' (1956) classification of percent swell	Seed et al's (1962) classification of percent swell
Low	0-10	0-1.5
Medium	10-20	1.5-5
High	20-35	5-25
Very high	>35	>25

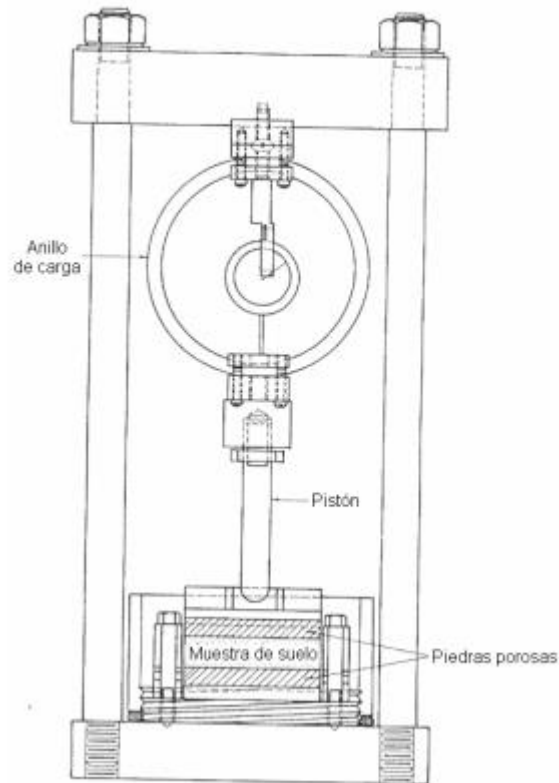
Table 2.2 Identification criteria for expansive clays

Colloid content (%)	Plasticity index (%)	Shrinkage limit (%)	Degree of expansion	Probable expansion (% total volume change)
<15	<18	<10	Low	<10
13-23	15-28	10-20	Medium	10-20
20-31	25-41	20-30	High	20-30
>28	>35	>30	Very high	>30

Source: After Holtz and Gibbs, 1956.

En la muestra P2-M4 el ensayo de expansión por consolidómetro bajo una presión vertical de 7 kPa identifico un porcentaje de expansión aproximadamente del 13% identificando un potencial de expansión medio.

Mediante el aparato de expansión desarrollado por Lambe, se mide la presión máxima desarrollada por un espécimen de suelo remoldado y compactado en laboratorio, bajo condiciones preestablecidas después de dos horas de inmersión, para predecir en forma preliminar su Potencial Cambio Volumétrico (INVE-120)



**Figura 18. Aparato para medir la presión de expansión según Lambe.**

**Tabla 9. Potencial de Cambio volumétrico**

PCV	Condición para el Suelo
< 2	No crítica
2 - 4	Marginal
4 - 6	Crítica
> 6	Muy crítica

Los resultados obtenidos por el método de Lambe realizado en la muestra P4-M4, indican que la muestra presenta un cambio potencial de volumen muy crítico.

De acuerdo con los resultados obtenidos mediante el criterio de Van Der Merwe, 1964, ensayo de lambe y el ensayo de expansión en consolidómetro, las muestras recuperadas son potencialmente expansibles, por tanto se deberá garantizar que las presiones de contacto que sean transmitidas a las cimentaciones sean superiores a 7 kPa, inferiores a la presión de contacto transmitida por las fundaciones. Se resalta que durante la etapa de saturación del suelo en el ensayo de consolidación las muestras no presentaron expansión.

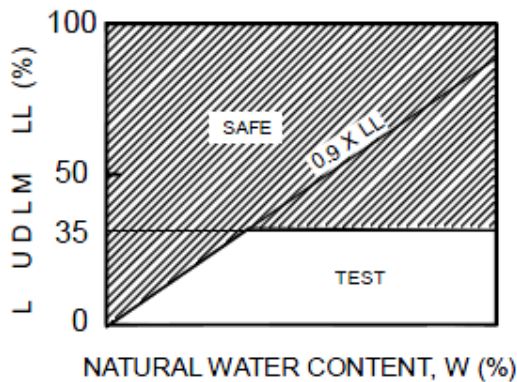
#### 8.4.2 Potencial de licuación

El potencial de licuación es un fenómeno asociado a suelos predominantemente arenosos, sin embargo se ha presentado dicho fenómeno en suelos finogranulares con ciertas características, por esta razón, a continuación se presentan algunos criterios de evaluación para verificar si los suelos fino granulares de la zona en estudio son potencialmente licuables o susceptibles a licuación.

31

El primer criterio hace referencia al “criterio Chino modificado” (After Wang (1979) and Seed and Idriss (1982)), el cual indica que para suelo fino-granulares (F.C.> 50%) con un límite líquido  $LL < 35\%$ , contenido de arcillas menor o igual a 15% y contenido de humedad mayor a  $0.9LL$  se deberá evaluar el potencial de licuación:

- Porcentaje de arcilla  $< 15\%$  (tamaño menor a 0.005 mm)
- Límite líquido  $< 35\%$
- Contenido de humedad natural superior a  $0.9 \times LL\%$

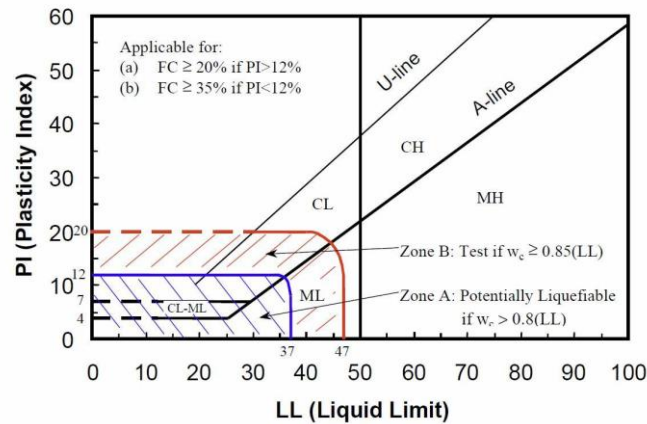


Seed et al (2003) definen tres zonas de susceptibilidad a lo que ellos describen como licuación cíclica clásica “classic cyclic liquefaction”. Este criterio tiene en cuenta para su evaluación el contenido de finos, el índice de plasticidad y el contenido de humedad. Este criterio es aplicable para suelos con un contenido de finos F.C.> 20% si el índice de plasticidad,  $IP \geq 12\%$ , y para suelos con un contenido de finos F.C. $\geq 35\%$  si el índice de plasticidad,  $IP \leq 12\%$ .

Zona A: Suelos potencialmente licuables si  $w_c > 0.8LL$

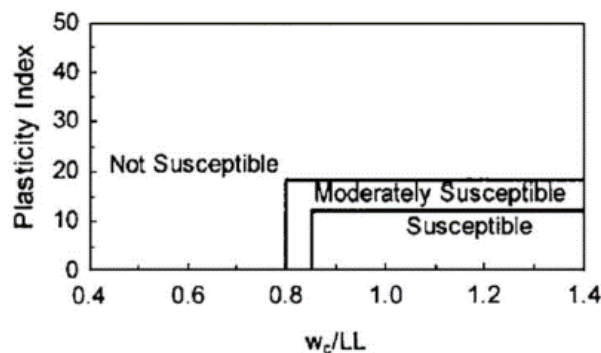
Zona B: Suelos que pueden ser potencialmente licuables si  $w_c \geq 0.85LL$

Zona C: Suelos no susceptibles a licuación (Suelos que no estén en las zonas A y B)



**Figura 19. Criterio de Susceptibilidad a la licuación propuesto por Seed et al (2003).**

Bray And Sancio, 2006 propusieron un criterio de evaluación del potencial de licuación para suelos fino granulares que identifica a los suelos en tres posibles zonas: susceptible, moderadamente susceptible y no susceptible. Este criterio es aplicable para suelos con un contenido de finos mayor a 35%. El criterio se basa en los valores del contenido de humedad ( $w_c$ ), límite líquido e índice de plasticidad. Los suelos clasificados en la zona “no susceptible” son considerados no susceptibles a licuación sin embargo podrían ser suelos sensitivos a dicho fenómeno. Por el contrario, los suelos clasificados en las zonas “susceptible” y “moderadamente susceptible”, deberán ser evaluados por otros métodos:

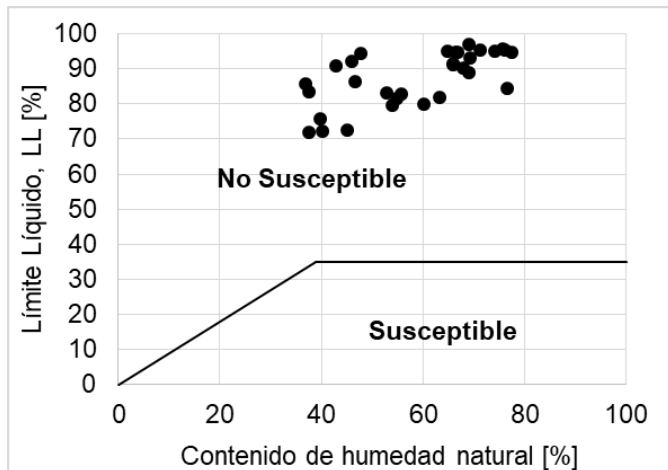


**Figura 20. Criterio de evaluación a la susceptibilidad de licuación propuesto por Bray and Sancio, 2006.**

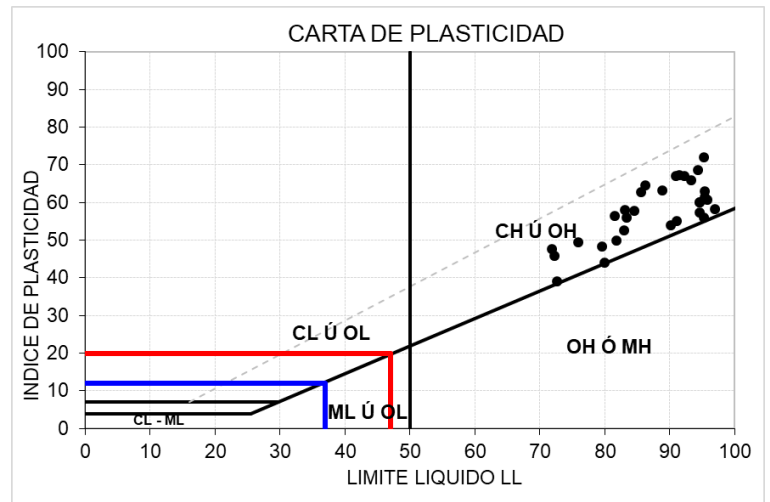
Adicionalmente se destaca que en los casos históricos el sismo de menor magnitud durante el cual se ha registrado licuación es de 5. (Ambraseys, 1988).

Con base en los 3 criterios mencionados y los resultados de las clasificaciones granulométricas, a continuación se presenta la evaluación del potencial de licuación en los suelos fino granulares del sitio en estudio. Cabe aclarar que para los criterios que requieren del uso del contenido de arcillas (materiales de tamaño inferior a 0.002 mm y 0.005 mm), se asumió que dicho valor es superior al 10% y al 15% teniendo en cuenta que el porcentaje de finos es superior a 99% y su clasificación es arcillas de alta plasticidad (CH). Para evaluar con certeza dichos criterios se requerirá de la realización de granulometrías mediante hidrómetro:

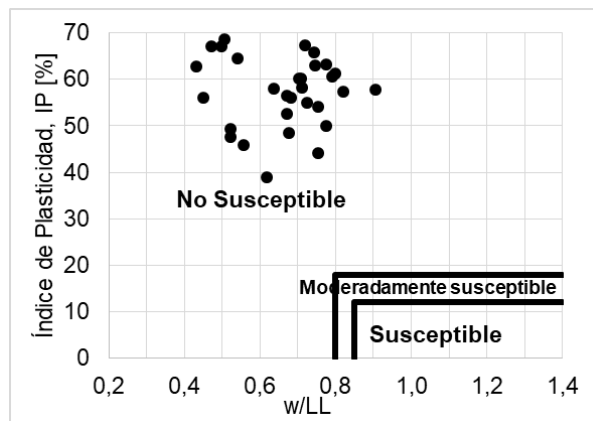
33



*"Criterio Chino modificado" (After Wang (1979) and Seed and Idriss (1982))*



*Seed et al (2003)*



*Bray and Sancio, 2006*

**Figura 21. Evaluación de la susceptibilidad a la licuación de los suelos del sitio en estudio por diferentes autores.**



De acuerdo con lo anterior se considera que los suelos detectados en el sitio de estudio presentan un potencial bajo a la licuación, ya que ninguna de las muestras presentan susceptibilidad ante el fenómeno de licuación.

## 8.5 EVALUACIÓN DE PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE

Los parámetros de resistencia y elasticidad se calcularon y con los valores obtenidos de los ensayos de laboratorio.

34

Se tomó el ángulo de fricción igual a cero considerándose la condición no drenada como la condición más crítica.

$$\bar{\varphi} = 0^\circ$$

El valor de la cohesión de tomo del ensayo de corte directo modalidad “UU” realizado sobre la muestra P1-M4:

$$C = 35 \text{ kPa}$$

El peso específico húmedo corresponde al promedio de los ensayos de resistencia realizados sobre el depósito aluvial finogranular.

$$\bar{\gamma} = 16,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

El módulo de elasticidad se calculó mediante la ecuaciones propuestas por Senset et al (1988), usando los valores de la muestra P1- M2 de los ensayos ejecutados.

$$E_s = 9400 - 8900I_p + 11600I_c - 8800S$$

Donde

$I_p$ :Índice de plasticidad

$S$ :Saturación

$I_c$ :Índice de consistencia

$$I_c = \frac{LL - w}{I_p}$$

El peso específico saturado se calculó de la siguiente manera, tomando los datos suministrados por el ensayo de consolidación realizado sobre la muestra P5-M4:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w(e + G_s)}{1 + e}$$

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

**Tabla 10. Parámetros de resistencia utilizados en la modelación geotécnica.**

<b>Estrato</b>	<b>Peso unitario húmedo (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso unitario saturado (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>c (KPa)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>	<b>Relación de Poisson</b>	<b>Módulo Elástico (kPa)</b>
<i>Depósito aluvial finogranular</i>	16.90	17.50	35	0	0.4	5200

## 9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 9.1 DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE FUNDACIÓN

De acuerdo con las características geotécnicas previstas del subsuelo de la zona de estudio, la información arquitectónica suministrada por DARP, a continuación se plantea dos (2) alternativas para el sistema de cimentación de la estructura proyectadas:

- *Alternativa No.1 – Zapatas aisladas.*
- *Alternativa No.2 – Pilotes excavados mecánicamente.*

#### 9.1.1 Alternativa No.1

Para cimentar las obras proyectadas, se recomienda el uso de cimentaciones superficiales del tipo zapatas aisladas de 3,00 m de profundidad mínima de desplante contados a partir del nivel final de adecuación del terreno, unidas entre sí con vigas de amarre en direcciones ortogonales.

Las modelaciones geotécnicas para los cálculos de la capacidad de soporte y módulos de reacción vertical para las fundaciones se realizaron mediante el módulo LOAD CAP del software GEOSTRU 2017.

**Tabla 11. Parámetros geotécnicos para el sistema de fundación – Alternativa No. 1.**

<b>Estrato de cimentación</b>	<i>Depósito aluvial finogranular de llanura de inundación, compuesto por material de textura arcillosa de alta plasticidad, de consistencia variable media. Color gris claro con oxidaciones. Humedad media a alta hacia profundidad.</i>
<b>Profundidad mínima de desplante</b>	<i>3,00 m contados a partir del nivel final de adecuación del terreno.</i>
<b>Tipo de cimentación</b>	<i>Zapatas aisladas unidas entre sí con vigas de amarre en direcciones ortogonales. Las vigas de amarre se diseñarán como aéreas, es decir sin tener en cuenta el aporte del suelo de apoyo.</i>
<b>Capacidad portante admisible del estrato de cimentación</b>	89 kPa
<b>Módulo de reacción vertical (K)</b>	10735 kN/m <sup>3</sup>

Los cálculos de la capacidad de soporte admisible se realizaron teniendo en cuenta una zapata de dimensiones unitaria ( $B=L=1.0\text{ m}$ ).

### 9.1.2 Alternativa No.2

Para cimentar las estructuras proyectadas se recomienda utilizar cimentaciones profundas del tipo grupo de pilotes excavados mecánicamente de 0.15 m de diámetro mínimo y 5.00 m de profundidad mínima de desplante contados a partir del nivel final de adecuación del terreno.

Para los cálculos de la resistencia portante admisible se usó un  $FS=3$  para la resistencia por punta y  $FS=1.5$  para la resistencia por fricción.

El cálculo del módulo de reacción vertical se realizó usando la fórmula propuesta por Vesic, 1961.

$$k_s = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot D^4}{E_p \cdot I_p}} \cdot \frac{E_s}{(1 - \mu^2)}$$

Las modelaciones geotécnicas para el cálculo de la capacidad de soporte y asentamientos para fundaciones profundas se realizaron mediante el módulo MP del software GEOSTRU 2017.

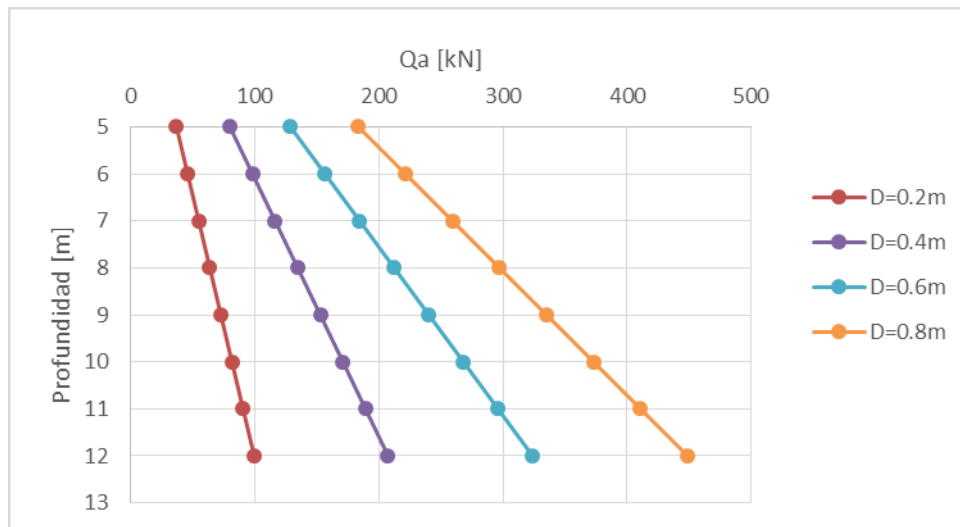
**Tabla 12. Parámetros geotécnicos para el sistema de fundación – Alternativa No.2.**

<b>Estrato de cimentación</b>	<i>Depósito aluvial finogranular de llanura de inundación, compuesto por material de textura arcillosa de alta plasticidad, de consistencia variable media. Color gris claro con oxidaciones. Humedad media a alta hacia profundidad.</i>
<b>Profundidad mínima de desplante</b>	<i>5.00 m. contados a partir del nivel final de adecuación del terreno</i>
<b>Tipo de cimentación</b>	<i>Grupo de Pilotes excavados mecánicamente adosados entre sí mediante un dado en concreto reforzado, unidos con vigas de amarre en direcciones ortogonales. Las vigas de amarre se diseñarán como aéreas, es decir sin tener en cuenta el aporte del suelo de apoyo.</i>

<b>Resistencia admisible por elemento</b>	$D_f=5,00\text{ m}$	37 kN/pilote ( $D=0.2\text{ m}$ )
<b>Módulo de reacción lateral del sub-suelo (<math>K_s</math>)</b>	Varía linealmente de la siguiente manera: Entre 0,00 y 5,00 m de profundidad: De 0 a 17021 kN/m <sup>3</sup>	

**Tabla 13. Variación de la resistencia admisible para pilotes de diferentes diámetros y longitudes.**

Diámetro [m]	TOTAL [kN/pilote]							
	L=5	L=6	L=7	L=8	L=9	L=10	L=11	L=12
0,20	37	46	55	64	73	82	91	100
0,40	80	98	116	135	153	171	189	207
0,60	129	157	185	212	240	268	296	324
0,80	184	221	259	297	335	373	411	449





**Tabla 14. Variación del módulo de reacción lateral del sub-suelo ( $K_s$ ) para diferentes diámetros.**

Diámetro [m]	$K_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]
0,20	12766
0,40	6383
0,60	4255
0,80	3191

## 9.2 PARÁMETROS SÍSMICOS

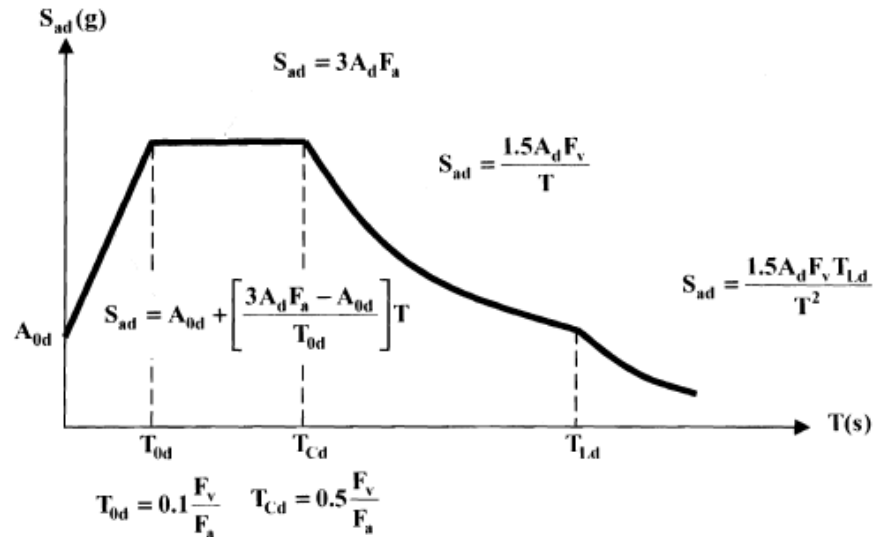
Para efectos del análisis sismo-resistente de la estructura del proyecto del asunto se tendrán en cuenta los siguientes parámetros, teniendo en cuenta el perfil del suelo, el tipo de estructura y la ubicación del proyecto dentro de la ciudad de Bogotá D.C. atendiendo el decreto 523 de 2010: “Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C.” y las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.

De acuerdo con lo estipulado en la Microzonificación sísmica de Bogotá, el Mapa 2: “Zonas de respuesta sísmica” se tiene que el proyecto está enmarcado dentro de la zona de respuesta sísmica denominada *Aluvial 200*, para esta zona se tendrán en cuenta los siguientes coeficientes de diseño:

**Tabla 15. Coeficientes de seguridad limitada. Según decreto 523 de 2010**

Zona	$F_a$ (31)	$F_v$ (31)	$T_{0d}$ (s)	$T_{Cd}$ (s)	$T_{Ld}$ (s)	$A_{0d}$ (31) (g)	$A_d$	$A_a$	$A_v$
Aluvial 200	1.20	2.90	0.24	1.21	3.5	0.07	0.06 g	0.15 g	0.20 g

## 5.2. Curva de umbral de daño para un coeficiente de amortiguamiento de 2% del crítico.



### Parámetros.

- $A_d$  = Aceleración horizontal pico efectiva de umbral de daño.  $A_d = 0.06 \text{ g}$
- $A_{0d}$  = Aceleración horizontal pico efectiva del terreno para umbral de daño en superficie (g)
- $F_a$  = Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos
- $F_v$  = Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios
- $S_{ad}$  = Aceleración espectral de umbral de daño (g)
- $T$  = Período de vibración (s)
- $T_{0d}$  = Período inicial de umbral de daño (s)
- $T_{Cd}$  = Período corto de umbral de daño (s)
- $T_{Ld}$  = Período largo de umbral de daño (s)

## 9.3 CÁLCULO DE CAPACIDAD DE SOPORTE CON F.S. BÁSICO MÍNIMO DIRECTO

Se realizó la revisión de la capacidad de soporte por fricción utilizando el factor de seguridad básico mínimo directo, que para la condición de carga Viva más carga Muerta es de 1.5 según la Tabla H.2.4-1 de la NSR-10.

Como el Factor de seguridad utilizado para el cálculo de capacidad de soporte admisible fue F.S.= 1.5, igual al factor de seguridad básico mínimo, por tal motivo este cálculo es equivalente al presentado en el capítulo 9.1.

## 9.4 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.

Para el cálculo de los asentamientos producidos por la construcción del jardín infantil Campo verde se utilizaron los datos de la consolidación unidimensional siguiendo la metodología para arcillas sobre consolidadas descrito en el libro Principio de Ingeniería de cimentaciones (Braja M. Das, 1999).

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{prom}}{p_0}$$

Dónde:

$C_s = C_r$  = Coeficiente de recompresión

$H_c$  = Espesor del estrato arcilloso

$e_0$  = Relación de vacíos inicial

$p_0$  = Esfuerzo inicial

$\Delta p_{prom}$  = Incremento promedio del esfuerzo

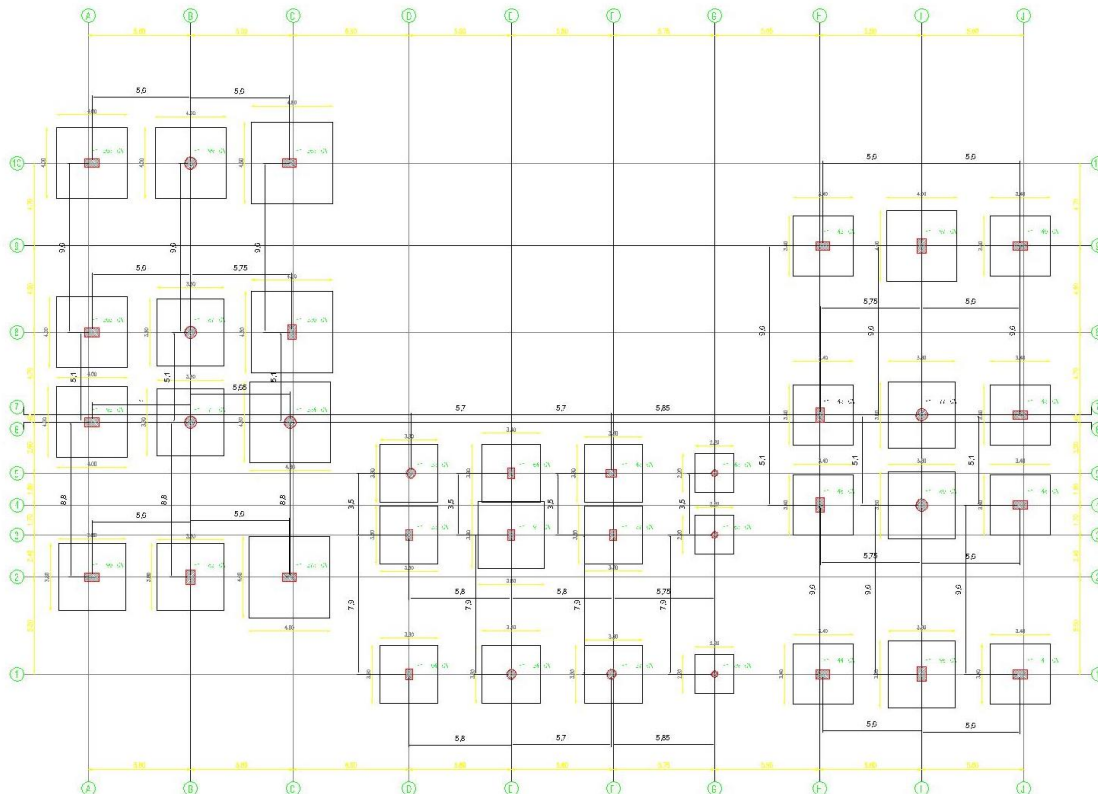
Los asentamientos diferenciales están definidos como la diferencia entre los valores de asentamiento correspondientes a dos partes diferentes de la estructura. Los asentamientos diferenciales calculados se deben limitar a los valores fijados en la tabla H.4.9-1 de la NSR-10, expresados en función de  $\ell$ , distancia entre apoyos o columnas de acuerdo con el tipo de construcción:

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

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	$\frac{\ell}{160}$

#### 9.4.1 Asentamientos diferenciales Alternativa No.1

El cálculo de los asentamientos diferenciales se realizó mediante, considerando una presión de contacto igual a la capacidad de soporte admisible del suelo.



**Figura 22. Vista en planta de las cimentaciones proyectadas.**

##### 9.4.1.1 Asentamientos Bloque A

Se presentan a continuación el cálculo de los diámetros por apoyo los asentamientos por apoyo, adicionalmente se presenta el cálculo de los asentamientos diferenciales entre apoyos adyacentes.

**Tabla 16. Cálculo de asentamientos por apoyo.**

Nodo	Carga [Ton]	Carga [kN]	Carga [kPa]	Dimensión (B=L)	Asentamiento calculado [mm]
A10	205,0	2011,1	89,0	4,8	34,10
B10	199,0	1952,2	89,0	4,7	33,80
C10	265,0	2599,7	89,0	5,4	35,90

<b>A8</b>	202,0	1981,6	89,0	4,7	33,80
<b>B8</b>	187,0	1834,5	89,0	4,5	33,20
<b>C8</b>	230,0	2256,3	89,0	5,0	34,80
<b>A6</b>	192,0	1883,5	89,0	4,6	33,50
<b>B6</b>	171,0	1677,5	89,0	4,3	32,50
<b>C6</b>	254,0	2491,7	89,0	5,3	35,60
<b>A2</b>	190,0	1863,9	89,0	4,6	33,50
<b>B2</b>	182,0	1785,4	89,0	4,5	33,20
<b>C2</b>	273,0	2678,1	89,0	5,5	36,20

**Tabla 17. Cálculo de asentamientos diferenciales.**

<b>APOYOS ADYACENTES</b>	<b>Distancia entre apoyos [m]</b>	<b>Asentamiento Diferencial [m]</b>	<b>#300</b>	<b>CRITERIO</b>
<b>A10-B10</b>	5,60	0,0003	0,0187	Cumple
<b>A10-A8</b>	9,60	0,0003	0,0320	Cumple
<b>B10-C10</b>	5,60	0,0021	0,0187	Cumple
<b>B10-B8</b>	9,60	0,0006	0,0320	Cumple
<b>C10-C8</b>	9,60	0,0011	0,0320	Cumple
<b>A8-B8</b>	5,60	0,0006	0,0187	Cumple
<b>B8-C8</b>	5,75	0,0016	0,0192	Cumple
<b>A8-A6</b>	5,10	0,0003	0,0170	Cumple
<b>B8-B6</b>	5,10	0,0007	0,0170	Cumple
<b>C8-C6</b>	5,10	0,0008	0,0170	Cumple
<b>A6-B6</b>	5,60	0,0031	0,0187	Cumple
<b>B6-C6</b>	5,65	0,0031	0,0188	Cumple
<b>A6-A2</b>	8,80	0,0000	0,0293	Cumple
<b>B6-B2</b>	8,80	0,0007	0,0293	Cumple
<b>C6-C2</b>	8,80	0,0006	0,0293	Cumple
<b>A2-B2</b>	5,60	0,0003	0,0187	Cumple
<b>B2-C2</b>	5,60	0,0030	0,0187	Cumple

#### 9.4.1.2 Asentamientos Bloque B

Se presentan a continuación el cálculo de los diámetros por apoyo los asentamientos por apoyo, adicionalmente se presenta el cálculo de los asentamientos diferenciales entre apoyos adyacentes.



**Tabla 18. Cálculo de asentamientos por apoyo.**

Nodo	Carga [Ton]	Carga [kN]	Carga [kPa]	Dimensión (B=L)	Asentamiento calculado [mm]
D5	123,0	1206,6	89,0	3,7	30,20
E5	164,0	1608,8	89,0	4,3	32,50
F5	143,0	1402,8	89,0	4,0	31,40
G5	43,0	421,8	89,0	2,2	22,40
D3	123,0	1206,6	89,0	3,7	30,20
E3	191,0	1873,7	89,0	4,6	33,50
F3	137,0	1344,0	89,0	3,9	31,00
G3	63,0	618,0	89,0	2,6	30,40
D1	104,0	1020,2	89,0	3,4	28,90
E1	124,0	1216,4	89,0	3,7	30,20
F1	127,0	1245,9	89,0	3,7	30,20
G1	59,0	578,8	89,0	2,6	24,80

**Tabla 19. Calculo de asentamientos diferenciales.**

APOYOS ADYACENTES	Distancia entre apoyos [m]	Asentamiento Diferencial [m]	/300	CRITERIO
D5-E5	5,70	0,0023	0,0190	Cumple
E5-F5	5,70	0,0011	0,0190	Cumple
F5-G5	5,80	0,0090	0,0193	Cumple
D5-D3	3,50	0,0000	0,0117	Cumple
E5-E3	3,50	0,0010	0,0117	Cumple
F5-F3	3,50	0,0004	0,0117	Cumple
G5-G3	3,50	0,0080	0,0117	Cumple
D3-E3	5,80	0,0033	0,0193	Cumple
E3-F3	5,80	0,0025	0,0193	Cumple
F3-G3	5,75	0,0006	0,0192	Cumple
D3-D1	7,90	0,0013	0,0263	Cumple
E3-E1	7,90	0,0033	0,0263	Cumple
F3-F1	7,90	0,0008	0,0263	Cumple
G3-G1	7,90	0,0056	0,0263	Cumple
D1-E1	5,80	0,0013	0,0193	Cumple
E1-F1	5,70	0,0000	0,0190	Cumple
F1-G1	8,85	0,0054	0,0295	Cumple

#### 9.4.1.3 Asentamientos Bloque C

Se presentan a continuación el cálculo de los diámetros por apoyo los asentamientos por apoyo, adicionalmente se presenta el cálculo de los asentamientos diferenciales entre apoyos adyacentes

45

**Tabla 20. Cálculo de asentamientos por apoyo.**

Nodo	Carga [Ton]	Carga [kN]	Carga [kPa]	Dimensión (B=L)	Asentamiento calculado [mm]
H9	142,0	1393,0	89,0	4,0	31,40
I9	197,0	1932,6	89,0	4,7	33,80
J9	140,0	1373,4	89,0	3,9	31,00
H7	145,0	1422,5	89,0	4,0	31,40
I7	177,0	1736,4	89,0	4,4	32,80
J7	143,0	1402,8	89,0	4,0	31,40
H4	146,0	1432,3	89,0	4,0	31,40
I4	180,0	1765,8	89,0	4,5	33,20
J4	148,0	1451,9	89,0	4,0	31,40
H1	144,0	1412,6	89,0	4,0	31,40
I1	196,0	1922,8	89,0	4,6	33,50
J1	141,0	1383,2	89,0	3,9	31,00

**Tabla 21. Calculo de asentamientos diferenciales.**

APOYOS ADYACENTES	Distancia entre apoyos [m]	Asentamiento Diferencial [m]	l/300	CRITERIO
H9-I9	5,60	0,0024	0,0187	Cumple
I9-J9	5,60	0,0028	0,0187	Cumple
H9-H7	9,60	0,0000	0,0320	Cumple
I9-I7	9,60	0,0010	0,0320	Cumple
J9-J7	9,60	0,0004	0,0320	Cumple
H7-I7	5,75	0,0014	0,0192	Cumple
I7-J7	5,60	0,0014	0,0187	Cumple
H7-H4	5,10	0,0000	0,0170	Cumple
I7-I4	5,10	0,0004	0,0170	Cumple
J7-J4	5,10	0,0000	0,0170	Cumple
H4-I4	5,75	0,0018	0,0192	Cumple

<b>I4-J4</b>	5,60	0,0018	0,0187	Cumple
<b>H4-H1</b>	9,60	0,0000	0,0320	Cumple
<b>I4-I1</b>	9,60	0,0003	0,0320	Cumple
<b>J4-J1</b>	9,60	0,0004	0,0320	Cumple
<b>H1-I1</b>	5,60	0,0021	0,0187	Cumple
<b>I1-J1</b>	5,60	0,0025	0,0187	Cumple

#### 9.4.2 Asentamientos Alternativa No.2

El cálculo de asentamientos para la alternativa No.2 se realizó por pilote para una longitud de 12,00 m y los diferentes diámetros propuestos.

El cálculo de los asentamientos elásticos se calcularon por el método de Poulos - Davis (1996), en el cual el pilote se considera rígido (deformable) inmerso en un medio elástico, semiespacio-o capa de espesor finito. Se supone que la interacción pilote-terreno es constante, a tratos a lo largo de n superficies cilíndricas en el cual va subdividida la superficie lateral del pilote. El asiento de la superficie por efecto de la carga transmitida por el pilote al terreno a lo largo de la superficie j-la estima puede ser expresada en:

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

Donde

$\tau_j$  = aumento de la tensión relativa al punto medio de la tira.

$E$  = Módulo elástico del terreno.

$B$  = Diámetro pilote.

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

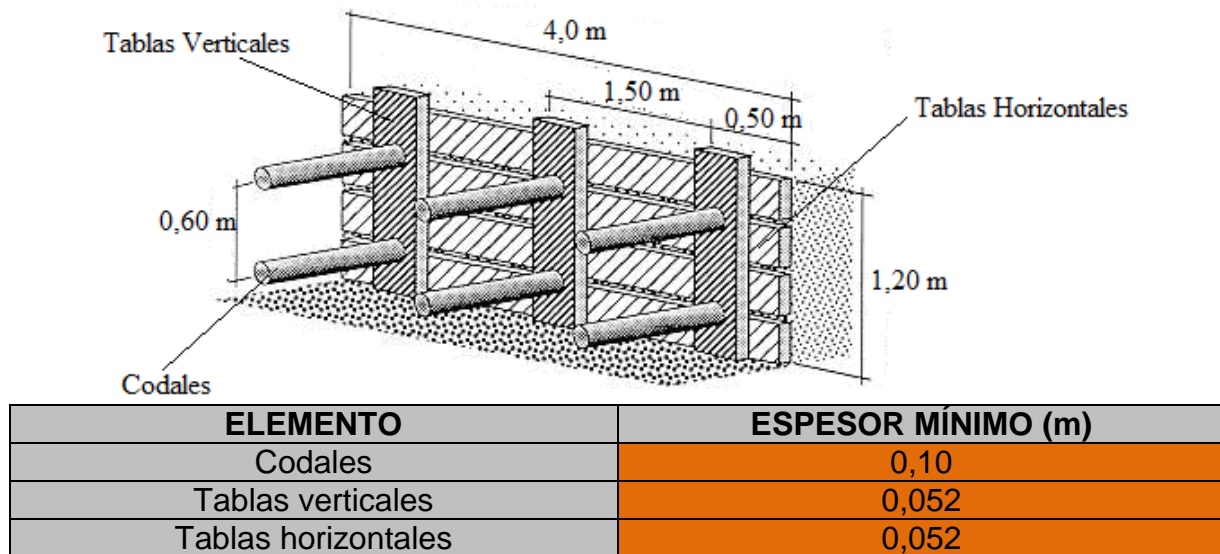
**Tabla 22. Asentamientos por pilote.**

<b>Diámetro [m]</b>	<b>Elástico [mm]</b>	<b>Consolidación [mm]</b>	<b>Total [cm]</b>
0,20	5,0	20,7	2,6
0,40	8,0	32,3	4,0
0,60	15,0	40,9	5,6
0,80	15,0	47,6	6,3

## 9.5 MANEJO DE EXCAVACIONES TEMPORALES Y FUNDACIONES SUPERFICIALES

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

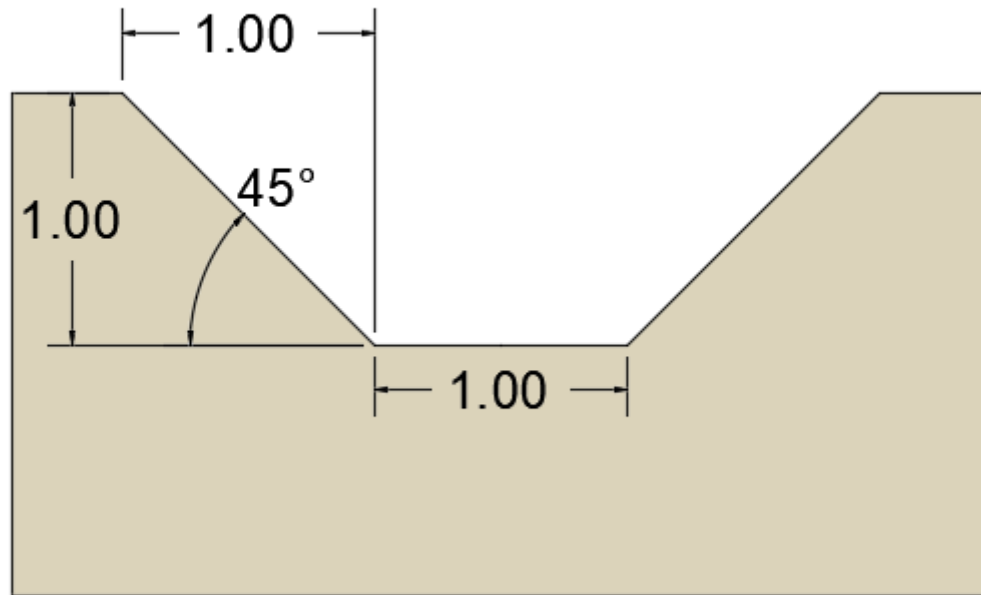
- Para la ejecución de las excavaciones mayores a 2.00 m de profundidad se recomienda entibar con una combinación de tablas horizontales y verticales por tramos verticales de 1,50 m de altura y en tramos no mayores de 4 m, espaciados de la siguiente manera:



**Figura 23. Detalle constructivo de entibación de excavaciones temporales.**

- La entibación deberá cubrir totalmente las paredes verticales de la excavación.
- Opcionalmente se pueden realizar las excavaciones por medio de taludes con una inclinación no mayor a  $(45 + \phi/2)^\circ$ , en este caso en particular, las excavaciones provisionales con taludes no deberán manejar cortes con inclinaciones mayores a  $45^\circ$  con respecto a la horizontal.





**Figura 24. Excavaciones provisionales por medio de taludes.**

## 9.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA FUNDACIONES PROFUNDAS TIPO “PILOTES PRE-EXCAVADOS MECANICAMENTE”

La perforación puede hacerse por diversos sistemas, según el tipo de terreno a atravesar: rotación con corona de diamante o con tricono, retro percusión con martillo en fondo, o incluso hélice continua en terrenos blandos. Dependiendo de la estabilidad de la perforación esta puede hacerse en seco, con la ayuda de lodos bentoníticos o necesitan entubación, normalmente recuperable. El fluido de perforación puede ser aire o agua y se introduce por circulación inversa. Si es preciso atravesar primeros las capas de rellenos o suelos flojos se suele utilizar en ellas el sistema OD dejando la entubación exterior perdida.

La perforación se debe lavar con agua y/o aire a presión. Se trata de una operación imprescindible para conseguir una mejor calidad.

La armadura de un pilote puede hacerse con barras, tubos o una combinación de ambas de acuerdo al Diseño Estructural. Los tipos de acero a emplear dependen de las necesidades de resistencia (y de la forma de trabajo) del pilote de acuerdo al Diseño Estructural.

El revestimiento de la perforación garantiza la continuidad del pilote especialmente para el vaciado de la lechada de cemento, defecto que es muy frecuente en terrenos blandos.

Una dosificación típica es: agua (0.5), cemento (1), arena (0.5); (en peso) puede llegarse a valores de la relación agua/cemento algo mayores: la consistencia debe ser tal que se garantice el relleno total de la perforación, sin cortes. Pero si hay que rellenar huecos o realizar inyecciones de compensación conviene una lechada algo menos fluida.

50

El método de introducción del mortero variará según el tipo de pilote. Los volúmenes de mortero deben ser mayores que el teórico (un 40% a 80% superiores).

El número de fases de inyección en estos pilotes debería ser al menos de 2 en suelos densos, al menos de 3 en suelos de compacidad media y 4 o más en aluviones y/o suelos blandos. Entre cada fase debe existir un intervalo de tiempo mínimo de 6 a 12 horas para permitir que la lechada alcance una primera resistencia. Los caudales máximos de inyección deberían ser (Bustamante, 1986):

0,3 a 0,6 m<sup>3</sup>/hora para suelos cohesivos  
0,8 a 1,2 m<sup>3</sup>/hora para suelos granulares

Estas recomendaciones están orientadas a la construcción de pilotes pre-excavados mecánicamente. El correcto funcionamiento de la cimentación propuesta presupone el estricto cumplimiento de las recomendaciones constructivas y de verificación especificadas en este capítulo.

La función de la inspección y verificación de estas recomendaciones está orientada a garantizar que la cimentación profunda se construya conforme a las hipótesis y especificaciones de diseño y dentro de las tolerancias aceptables, y en el caso de encontrar desviaciones excesivas o condiciones no esperadas en el informe de suelos, se deberá proporcionar la información necesaria para poder aplicar las medidas correctivas en forma oportuna.

Es de anotarse que el buen comportamiento de una cimentación profunda depende en gran medida de su correcta construcción, mediante procedimientos adecuados y la selección del equipo apropiado para el caso. Normalmente las fallas que ocurren en cimentaciones profundas están asociadas a procesos defectuosos de construcción.

Servirán como base para el diseño y la propuesta de construcción los planos elaborados por el ingeniero calculista, el informe de suelos, los registros estratigráficos de las capas de suelo a atravesar, la caracterización e identificación del suelo de apoyo, plano de cargas, plano de localización de ejes y columnas.

El contratista de construcción de pilotes debe comprender perfectamente las características de los perfiles de suelos a atravesar, la existencia de mantos permeables o granulares, la existencia de bolas de roca, etc, y debe prever los sistemas y equipos necesarios para alcanzar la cota de cimentación recomendada.

La base de los pilotes deberá alcanzar por lo menos a los niveles indicados en el capítulo de cimentaciones, pero el ingeniero geotecnista, de acuerdo con los resultados observados durante el proceso de perforación, podrá modificar estos niveles durante la ejecución de los trabajos. Los pilotes serán construidos desde la superficie del terreno actual y el concreto deberá fundirse solamente hasta la cota indicada en los planos de la estructura, con un incremento máximo de 0,50 m. para permitir la demolición del concreto contaminado con agua o con lodo bentonítico que se concentra en la superficie del vaciado.

Debido a la naturaleza de la formación geotécnica que nos ocupa, como parte integrante del estudio es necesario darle el carácter de prueba a los primeros dos (2) pilotes que se construyan. Con esta información se pueden refinar las recomendaciones de cimentación, especialmente en lo relativo a profundidad, empotramiento y dificultades especiales de excavación o construcción.

El contratista deberá llevar un registro durante la excavación de cada pilote donde conste claramente su localización exacta en la obra, la fecha, las condiciones atmosféricas predominantes, tipos de suelos imperantes, estratos atravesados, condiciones de permeabilidad de los estratos (localización, espesor, flujo de agua, estabilidad, etc.), existencia de bolas de roca y procedimientos para removerlas, caudal de descarga de las bombas extractoras de agua o lodo bentonítico en la perforación y en el caso de existir cavernas, presencia de aguas, en general cualquier aspecto relacionado con la excavación y las condiciones del suelo.

## **9.7 OPTIMIZACIÓN DEL DRENAJE**

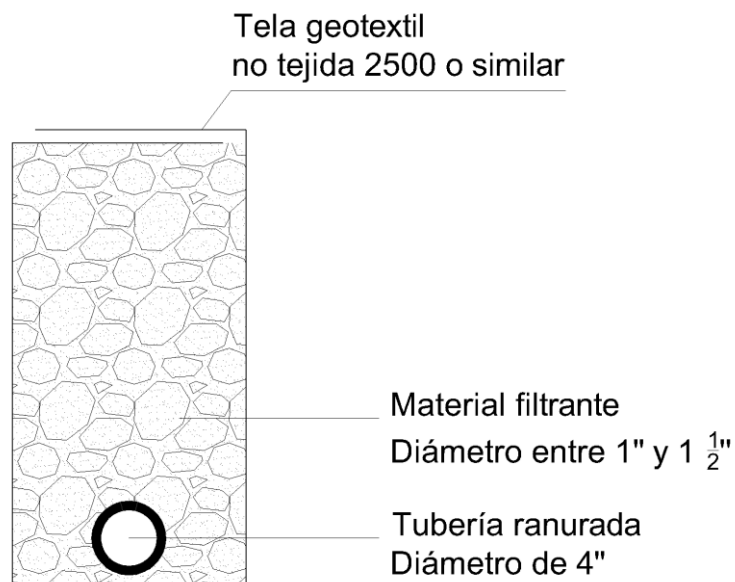
Dado que las muestras recuperadas presentaron potencial de expansión, se deberá controlar la entrada de agua al sub suelo, evitando la conformación de zonas verdes cerca a los sitios de cimentaciones perimetrales a la estructura, por lo tanto, se recomienda optar por pisos duros para el desarrollo final del urbanismo de las estructuras.

El sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía y llevar el agua a un sitio seguro lejos del sector de concentración, esto puede lograrse mediante la construcción cunetas interceptoras y perimetrales ubicadas estratégicamente de acuerdo con lo definido en el Diseño Hidráulico particular del proyecto.

Para optimizar el drenaje sub-superficial del lote en estudio se recomienda construir una red de filtros en material granular dispuestos en forma de “espina de pescado” localizado en el centro del lote, hacia la calle 73 sur la pendiente natural del terreno y una inclinación mínima de bombeo que permita la circulación del agua dentro del material filtrante. Los filtros verterán las aguas así recolectadas al sistema de alcantarillado del proyecto. Se recomienda construir filtros en material granular limpio (diámetro entre 1 y 1.5”) envuelto en tela geotextil del tipo no tejido (NT 2500 o similar).

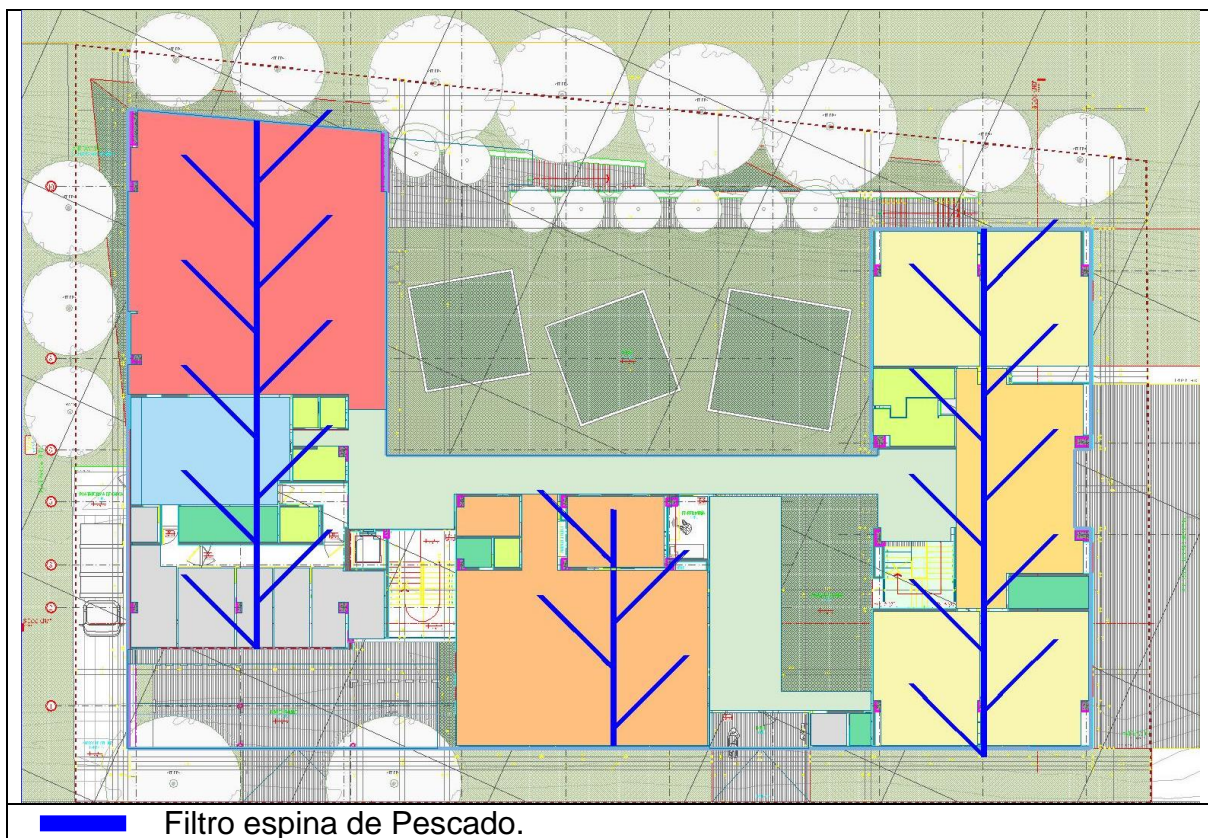
Las aguas captadas se descargarán al sistema de alcantarillado del proyecto de acuerdo con el estudio hidráulico particular.

52



**Figura 25. Detalle constructivo de filtro en material granular.**

La localización del sistema de drenaje, tanto superficial como sub superficial recomendado para la zona del proyecto, se presentan a continuación.



**Figura 26. Localización de las obras de drenaje superficial.**



## 9.8 RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN

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

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

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

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

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

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

## 9.9 LLENOS

Los llenos que se requieran para la adecuación de la obra se deberán conformar con materiales adecuados que cumplan la especificaciones definidas en la tabla 220.1 del Artículo 220-2013 del INVIAS, los cuales siempre deberán estar libres de materia orgánica, basuras, lodos o terrones de arcilla.

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

Los materiales de lleno se colocarán por capas de no más de 0,20 m. de espesor compactando con equipo mecánico cada capa hasta alcanzar el 98 % de la densidad

seca máxima que se obtenga para el material en el ensayo Próctor Modificado. No se colocará la capa siguiente hasta no haber alcanzado la compactación en la capa anterior.

## 9.10 BOMBEO

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

55

Bombes indiscriminados y de larga duración pueden ocasionar asentamiento de las estructuras vecinas por consolidación de la masa del subsuelo adyacente al bombeo, por lo tanto se tendrá especial cuidado con este fenómeno.

Se recomienda que el agua producto del bombeo localizado, sea reincorporada al lote en una zona del proyecto que en ese momento no presente actividad en el proceso constructivo.

## 9.11 CONTROLES Y VERIFICACIÓN

Una vez elaborados los cálculos estructurales de la cimentación y los planos correspondientes, se solicita enviar una copia a este Consultor para su revisión y recomendaciones adicionales que se estimen convenientes. En los planos estructurales de las fundaciones deberán indicarse las cotas de cimentación y capacidad admisible de soporte. Es recomendable y necesario que el ingeniero de suelos del Consultor tenga un control sobre el comportamiento de las soluciones recomendadas a medida que se avance en la construcción de las cimentaciones, en consecuencia, antes de iniciar la construcción, se recomienda adelantar una reunión con el constructor e interventor, con el objeto de coordinar las visitas a la obra y los programas de verificación.

Deberán dejarse referencias visibles e identificables fácilmente, amarradas a un BM alejado de la construcción de localización y nivelación conocida, que permitan establecer los asentamientos sufridos por la estructura en cualquier momento. Una vez se instale la estructura se realizará la primera nivelación. Los resultados deberán irse enviando al Consultor para su análisis e interpretación. Una vez establecidos los niveles definitivos y el diseño de la cimentación, se analizará conjuntamente con el constructor, interventor e ingeniero de suelos, la secuencia constructiva de la construcción general para evitar problemas de inestabilidad.

## 10 LIMITACIONES

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

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

Mayo de 2018

## 11 REFERENCIAS

- AIS, "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente [NSR – 010]; Título H: Estudios Geotécnicos. (Decreto 926 de 2010).
- ASTM Standard D4318-93: Test Method for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.
- ASTM Standard D2166-91: Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil.
- Bowles Joseph E. 1988. Foundation Analysis and Design", cuarta edición. Mc Graw – Hill International Editions.
- Juárez B. E. & Rico R. A. 2001. Mecánica de Suelos. Tomo II: teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos.
- McGregor Jeffrey A. y Duncan J. Michael. 1998. Performance and use of the Standard penetration test in geotechnical engineering practice".
- Bermúdez, E. (12 de 12 de 2013). Panoramio. Recuperado el 2017, de Panoramio: <http://www.panoramio.com/photo/101166487?source=wapi&referrer=kh.google.com#>
- BOHÓRQUEZ, M. (2007). EVALUACIÓN PROBABILÍSTICA DE LA AMENAZA SÍSMICA REGIONAL.
- Espinosa, A. (2004). Historia Sísmica de Bogotá.
- INGEOMINAS. (2004). MAPA GEOLÓGICO PARA INGENIERÍA SABANA DE BOGOTÁ.
- INGEOMINAS. (2004). MAPA GEOMORFOLOGICO DE LA SABANA DE BOGOTÁ.
- Universidad Nacional de Colombia. (2007). MAPA 05 APTITUD USO DEL SUELO.

## 12 ANEXOS

ANEXO 1.	UBICACIÓN DE SONDEOS EXPLORATORIOS
ANEXO 2.	REGISTROS DE EXPLORACIÓN DE CAMPO
ANEXO 3.	REGISTROS DE INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO
ANEXO 4.	MEMORIAS DE CÁLCULO



Medellín, Mayo 28 de 2018.

**Señores**  
**CURADURÍA URBANA**  
**BOGOTÁ D.C.**

59

## **MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD**

Yo, ALEJANDRO VELÁSQUEZ ÁLVAREZ, Ingeniero Civil Especialista en mecánica de suelos y cimentaciones, debidamente titulado e inscrito con matrícula profesional No. 05202-095940 ANT, ante el Consejo Profesional Nacional de Ingeniería, presento el *Estudio de suelos para la caracterización geotécnica y definición del sistema de fundación para los trabajos a la construcción del jardín infantil el campo verde, localizado en Carrera 95ª No.85 -80 sur, ubicado en la localidad de Bosa de Bogotá D.C. (Cundinamarca).*, el cual se ha elaborado siguiendo todas las normas vigentes, cumpliendo con el numeral H.1.1.2.2 de la NSR-10 la NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO-RESISTENTE NSR-10.

Acepto y reconozco que la revisión efectuada por la Curaduría no constituye una aprobación al diseño, sino una verificación del cumplimiento de las normas colombianas de diseño y construcción sismo-resistente (NSR-10).

En consecuencia, asumo la responsabilidad por los análisis y diseños geotécnicos, de acuerdo con las leyes vigentes.

Cordialmente,



**ALEJANDRO VELÁSQUEZ ÁLVAREZ**  
**Ing. Civil Esp. En Mecánica de Suelos y Cimentaciones**  
**MP 05202-095940 ANT.**

# UNIVERSIDAD EAFIT

PERSONERÍA JURÍDICA RESOLUCIÓN No. 75 DE JUNIO 28 DE 1960 DEL DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA

EN ATENCIÓN A QUE

**ALEJANDRO VELÁSQUEZ ALVAREZ**

C.C. 3.563.729 de Sabaneta

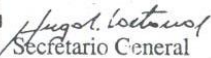
HA CUMPLIDO CON TODOS LOS REQUISITOS  
ACADÉMICOS EXIGIDOS POR LOS ESTATUTOS UNIVERSITARIOS,  
LE CONFIERE EL TÍTULO DE

**ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES**

Para constancia se firma en Medellín el día 28 de Junio del año 2007 y se refrenda con el sello respectivo

  
Rector



  
Secretario General

023539

