

27-07-2022

Santo Domingo, República Dominicana

Estimados Edesur Dominicana, S.A.

Después de un cordial saludo, tenemos a bien remitirle los resultados del estudio geotécnico, realizado por el Dr. Jaruselsky Pérez Cuevas, en donde se proyecta construir el proyecto “**Subestación Arroyo Manzano**”, el cual está localizada en la Av. Republica d Colombia, Nuevo Arroyo Hondo, Santo Domingo (G24Q+W9C Santo Domingo), República Dominicana.

Sin más por el momento, se despide



---

Dr. Jaruselsky Pérez Cuevas

jaruselskyperezc@gmail.com

# **ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA SUBESTACIÓN ARROYO MANZANO.**

**Distrito Nacional, República Dominicana**

Referencia	50050
Cliente	EDESUR Dominicana
Fecha	27/07/2022

**Preparado por: Dr. Jaruselsky Pérez Cuevas**  
**Codia: 26626**



**Ing. Julio Mundaray**  
**Codia: 41590**



## Índice general

<b>1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS .....</b>	<b>6</b>
<b>2. ALCANCE Y METODOLOGÍA .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1 Trabajos de campo y ensayos realizados .....</b>	<b>7</b>
<b>2.1.1 Trabajos de campo .....</b>	<b>7</b>
<b>3. DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO .....</b>	<b>9</b>
<b>3.1.1 Edificio para celda de media tensión (MT) .....</b>	<b>9</b>
<b>3.1.2 Edificio de mando y control .....</b>	<b>9</b>
<b>3.1.3 Verja perimetral .....</b>	<b>9</b>
<b>3.1.4 Área de Aparellaje .....</b>	<b>9</b>
<b>3.2 Detalles de las estructuras adyacentes o colindantes .....</b>	<b>10</b>
<b>3.3 Topografía: Referencias Altimétricas y Planimetrías del solar del proyecto. Curvas de Nivel del solar. ....</b>	<b>11</b>
<b>3.4 Localización y Ubicación del proyecto .....</b>	<b>12</b>
<b>3.5 Ubicación de los Sondeos .....</b>	<b>12</b>
<b>3.5.1.1 Sondeo 1 .....</b>	<b>14</b>
<b>3.5.1.2 Sondeo 2 .....</b>	<b>14</b>
<b>3.5.1.3 Sondeo 3 .....</b>	<b>14</b>
<b>3.5.1.4 Sondeo 4 .....</b>	<b>15</b>
<b>3.5.1.5 Sondeo 5 .....</b>	<b>15</b>
<b>3.5.1.6 Sondeo 6 .....</b>	<b>15</b>
<b>3.5.1.7 Sondeo 7 .....</b>	<b>15</b>
<b>3.5.1.8 Sondeo 8 .....</b>	<b>16</b>
<b>3.5.1.9 Sondeo 9 .....</b>	<b>16</b>
<b>3.5.1.10 Sondeo 10 .....</b>	<b>16</b>
<b>3.6 Climatología: General y Local .....</b>	<b>20</b>
<b>3.7 Nivel freático e Hidrología e Hidrogeología: General y Local .....</b>	<b>21</b>
<b>3.8 Geomorfología: Regional y Local .....</b>	<b>23</b>
<b>3.9 Geología: Regional y Local .....</b>	<b>24</b>
<b>3.10 Aspectos Sísmicos .....</b>	<b>26</b>
<b>3.10.1 Campo Cercano .....</b>	<b>27</b>
<b>4. DESCRIPCION PROCEDIMENTAL Y RESULTADOS .....</b>	<b>28</b>

<b>5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>34</b>
<b>ANEXO I. Fichas Técnicas del Proyecto Subestación Arroyo Manzano. ....</b>	<b>36</b>
<b>ANEXO II. Ensayos de laboratorio a muestras tomadas en campo .....</b>	<b>45</b>
<b>ANEXO III. Determinación de la capacidad de carga admisible en cimentaciones superficiales (Memoria de Cálculo) .....</b>	<b>54</b>
<b>ANEXO IV. Estudio de Clasificación Sísmica del Suelo (Método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) .....</b>	<b>67</b>
<b>Anexo VI. Justificación de parámetros geotécnicos para mejoramiento .....</b>	<b>81</b>
<b>ANEXO VII. Reporte fotográfico Proyecto Subestación Arroyo Manzano .....</b>	<b>87</b>
<b>Sondeo 1 .....</b>	<b>88</b>
<b>Sondeo 2 .....</b>	<b>89</b>
<b>Sondeo 3 .....</b>	<b>90</b>
<b>ANEXO VIII. Perfil Estratigráficos del Proyecto Subestación Arroyo Manzano .....</b>	<b>91</b>

## Índice de Figuras

<b>Figura 1. Ubicación del proyecto Subestación Arroyo Manzano, D.N.- República Dominicana .....</b>	<b>6</b>
<b>Figura 2. Estructura proyectada que será levantada en la zona de estudio. ....</b>	<b>10</b>
<b>Figura 3. Edificaciones adyacentes a la zona objeto de estudio .....</b>	<b>11</b>
<b>Figura 4. Perfiles para definir la altimetría y clasificación topográfica de la zona de estudio.....</b>	<b>11</b>
<b>Figura 5. Topografía planimétrica y altimétrica de la zona de estudio.....</b>	<b>12</b>
<b>Figura 6. Ubicación de Puntos de Exploración: Sondeos .....</b>	<b>13</b>
<b>Figura 7. Temperaturas máximas y mínimas en Santo Domingo tomada de NCDC. .</b>	<b>20</b>
<b>Figura 8. Precipitación Anual en Santo Domingo tomada de NCDC.....</b>	<b>21</b>
<b>Figura 9. Esquema geológico de las plataformas plio-cuaternarias del sector oriental de Rep. Dom. Tomada memoria geológica 6271-III (2010). ....</b>	<b>25</b>
<b>Figura 10. Esquema geológico del sector oriental de la Cordillera Central y situación de la Zona de Falla de La Española .....</b>	<b>25</b>
<b>Figura 11. Esquema geológico del sector oriental de la Cordillera Central y situación de la Zona de Falla de La Española .....</b>	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
<b>Figura 12. Principales fallas sísmicas isla La Hispaniola (Tomada de Llanes &amp; Granja, 2011). ....</b>	<b>26</b>

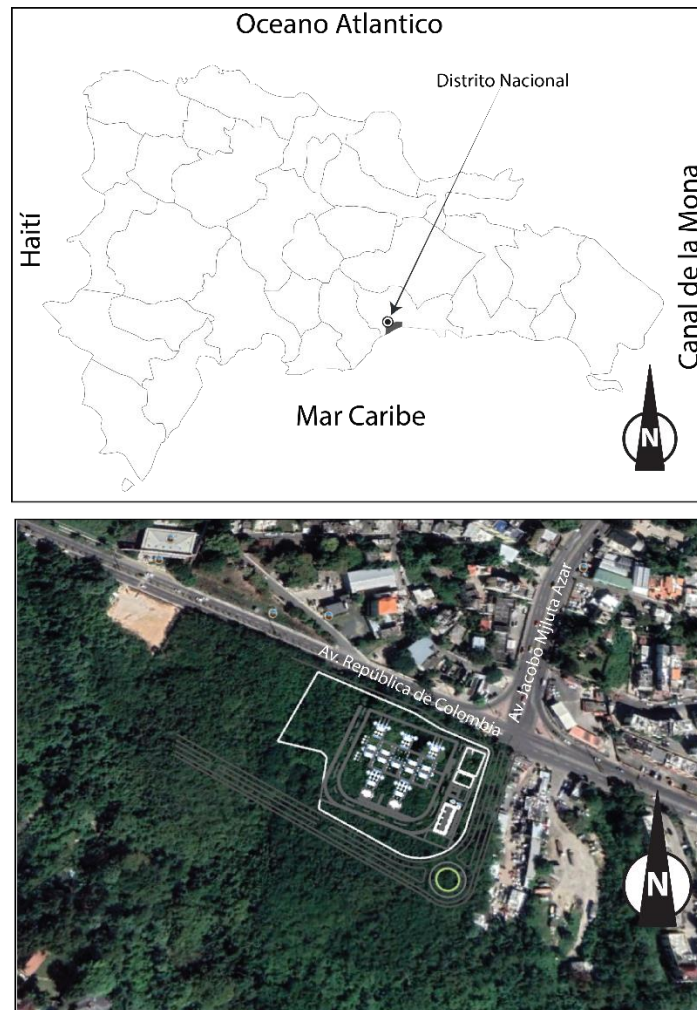
<b>Figura 13. Mapa de zonación Sísmica. Tomado del R001(2011)</b> .....	27
<b>Figura 14. Mapa de campo cercano. Tomado del R001</b> .....	28
<b>Figura 15. Determinación de la cohesión</b> .....	32

## Índice de Tablas

<b>Tabla 1. Presentación de las coordenadasUTM y la profundidad de los sondeos</b> .....	13
<b>Tabla 2. Características geomecánicas del sondeo 1</b> .....	17
<b>Tabla 3. Características geomecánicas del sondeo 2</b> .....	18
<b>Tabla 4. Características geomecánicas del sondeo 3</b> .....	19
<b>Tabla 5. Descripción geotécnica de la Unidad Geológica 1</b> .....	20
<b>Tabla 6. Descripción geotécnica de la Unidad Geológica 2</b> .....	20
<b>Tabla 7. Cuadro-resumen de la unidad correspondiente a la zona de estudio.</b> .....	23
<b>Tabla 8. Composición geológica de la República Dominicana</b> .....	24
<b>Tabla 9. Valores de la aceleración espectral de referencia Ss y S<sub>1</sub></b> .....	27
<b>Tabla 10. Resumen de los resultados de los ensayos geotécnicos de los sondeos.</b> .....	28
<b>Tabla 11. Relación entre N<sub>spt</sub> y la resistencia al esfuerzo de ruptura de compresión axial no confinada, el ángulo de fricción (<math>\phi</math>) y el módulo de rigidez (E). Tomada de Crespo-Villalaz (2004)</b> .....	29
<b>Tabla 12. Propiedades comunes de los suelos finos</b> .....	29
<b>Tabla 13. Propiedades (Módulo de Young y Relación de Poisson) para suelos</b> .....	30
<b>Tabla 14. Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos.</b> .....	30
<b>Tabla 15. Resumen de tipos de capacidad soporte vs las propiedades del suelo</b> .....	33
<b>Tabla 16. Resumen de tipos de capacidad soporte vs las propiedades del suelo</b> .....	33

## 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

Por petición de EDESUR Dominicana S.A, se ha realizado el presente informe geotécnico, cuyo objetivo es determinar las propiedades físico-mecánicas de los suelos para propósitos de cimentación del proyecto “Subestación Arroyo Manzano, D.N.”, el cual se encuentra ubicado en el punto de coordenadas geográficas 18°30'26.3"N 69°57'41.8"W. El lugar de estudio se encuentra ubicado en la Av. República d Colombia, Nuevo Arroyo Hondo, Santo Domingo (G24Q+W9C Santo Domingo), República Dominicana. En cuanto a los límites del emplazamiento, el mismo limita al Norte con la Av. República de Colombia y al este con Koreanos Imports kaop SRL.



*Figura 1. Ubicación del proyecto Subestación Arroyo Manzano, D.N.- República Dominicana*

## **2. ALCANCE Y METODOLOGÍA**

Este informe geotécnico se ha estructurado siguiendo las pautas y procedimientos que se describen a continuación: inicia con una introducción en donde se destacan la ubicación y las características del proyecto. Además, se describen los trabajos y ensayos realizados, indicando las normativas internacionales y locales que fueron utilizadas. Por otra parte, se presentan las características del proyecto, en donde se destacan la descripción de las propiedades geológicas y geotécnicas del subsuelo objeto de estudio, así como la climatología, hidrología y geomorfología del emplazamiento. De igual forma, se presentan las recomendaciones para la construcción de la cimentación del proyecto y las conclusiones más importantes. Finalmente, se muestran las fichas técnicas y los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras tomadas durante los trabajos de campo (Anexo I y Anexo II), también se incluyen la memoria de cálculo, en donde se describe paso a paso el procedimiento para determinar la capacidad portante del suelo, el módulo de reacción y los asentamientos máximos de las cimentaciones superficiales (Anexo III), la clasificación sísmica del emplazamiento (Anexo IV), la justificación de los parámetros geotécnicos propuestos para mejoramiento (Anexo V), la memoria fotográfica de los trabajos realizados en campo (Anexo VI) y finalmente el perfil estratigráfico del subsuelo (Anexo VII).

### **2.1 Trabajos de campo y ensayos realizados**

La investigación que se ha llevado a cabo para la confección del presente informe geotécnico ha consistido en la realización de trabajos de campo, los cuales se pasan a describir a continuación.

#### **2.1.1 Trabajos de campo**

Estos trabajos han consistido en el reconocimiento de la naturaleza y características del subsuelo. Esto se ha realizado mediante 8 sondeos para obtener datos in situ sobre la litología y la capacidad portante del terreno. Así mismo, estos datos se han contrastado con la interpretación de los cortes y propiedades de los materiales reflejados en la Hoja Geológica Villa Mella 6271 IV proporcionada por IGME-BRGM-INYPSA (2010).

##### **-Sondeo ejecutado a percusión**

El ensayo de penetración estándar (SPT, por sus siglas en inglés) se llevó a cabo según la norma ASTM-D-1586, haciendo penetrar en el suelo un tomamuestras tubular de acero (toma muestras tipo partido), con 51 mm de diámetro exterior y 35 mm de diámetro interior, mediante el golpeo de una maza de 63.5 kg cayendo libremente desde una altura de 76 cm. El valor del ensayo se obtuvo a partir de los golpes efectuados para hincar tres tramos de 0.15 m. Para reducir posibles alteraciones del terreno durante la maniobra únicamente se consideraron la suma de los dos últimos tramos (golpeo N). Si el valor obtenido en alguno de los tramos es superior a 50 golpes se considera que se ha alcanzado rechazo (R). Al extraer la cuchara tomamuestras se obtienen muestras del suelo ensayado que conservan la

naturaleza (incluida la humedad) pero no la estructura del suelo. Dichas muestras se utilizaron para realizar los ensayos de laboratorio.

### **-Ensayos de laboratorio**

La preparación de las muestras para llevar a cabo los ensayos de suelos en el laboratorio se realizó conforme a las normativas ASTM D-6913, ASTM D-4318; D-4319 y ASTM D-2216. Con el fin de determinar las características y parámetros del suelo se llevaron a cabo una serie de ensayos de laboratorio descritos a continuación.

#### **-Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D-6913)**

A partir de este ensayo se cuantifican los diferentes tamaños de partículas del suelo, así como la distribución en tamaños. Consiste en hacer pasar una muestra de suelo por un conjunto de tamices apilados, con tamaño de malla decreciente hacia abajo, hasta un tamaño de apertura de 0,075 mm, obteniéndose el peso retenido en cada uno de ellos. Los resultados se expresan en tanto por ciento (en peso) que pasa por cada tamiz y se representa en una curva granulométrica. La denominación de los diferentes tamaños de las partículas se efectúa mediante diversas clasificaciones.

Se consideran gravas a aquellas partículas mayores de 4.75 mm; arenas cuando los tamaños se sitúan entre 4.75 y 0,075 mm; y finos (limos y arcillas) los que tienen tamaños menores que 0,075 mm.

#### **-Límites de Atterberg (ASTM D-4318; D-4319)**

Se calcula el límite líquido y el límite plástico de un suelo, así como su índice de plasticidad caracterizando el comportamiento plástico del suelo. Los valores de los límites de Atterberg definen la frontera entre los estados semisólido-plástico (límite plástico) y plástico-semilíquido (límite líquido) de un suelo arcilloso. Estos valores se expresan como cantidad de humedad necesaria para que se verifiquen determinadas condiciones normalizadas en los ensayos correspondientes.

El límite líquido se determina conforme a la norma ASTM D-4318 (determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande). Se amasa la fracción de suelo inferior a 0,4 mm con agua, se coloca en la cuchara de Casagrande y con un acanalador se realiza un surco, mediante una manivela se levanta y cae la cuchara con una cadencia determinada, si las paredes del surco se unen en una longitud de unos 12 mm, con 25 vueltas de manivela, el suelo tiene el contenido en humedad correspondiente al límite líquido.

El límite plástico se determina conforme a la norma ASTM D-4319. Consiste en formar elipsoides con una masa de suelo, entre la palma de la mano y una superficie que no absorba mucha humedad, hasta llegar a una humedad tal que se pueda conseguir trozos de unos 6 mm de longitud y un diámetro de 3 mm, coincidiendo con el inicio del cuarteamiento del suelo, teniendo en ese momento el contenido en humedad correspondiente al límite plástico.



El índice de plasticidad corresponde al intervalo de humedades comprendido entre el límite líquido y el límite plástico. A partir de los ensayos de granulometría y de los ensayos para determinar los límites de Atterberg se identifican las muestras según las clasificaciones USCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) y AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (ASTM- D-2287-90).

### **-Contenido de Agua (Humedad) (ASTM D-2216)**

El contenido de agua o humedad de un suelo es la relación entre el peso del agua contenido en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele representarse en porcentaje. Esta propiedad física es de sencilla obtención y de una gran utilidad, pues la resistencia y el comportamiento de los suelos ligados a la construcción están regido, en gran parte, por la cantidad de agua que contienen.

## **3. DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO**

### **3.1.1 Edificio para celda de media tensión (MT)**

El área perimetral del edificio de celdas MT será de 135 m<sup>2</sup> y los equipos para instalar dentro de la caseta serán:

- 19 celdas MT(1560 kg cada celda), para un total de 29,640 kg

### **3.1.2 Edificio de mando y control**

El área perimetral del edificio de control será de 65 m<sup>2</sup> y los equipos para instalar dentro de la caseta serán:

- 7 gabinetes de mando, control y alimentación, (cada gabinete de 220 kg) con un peso total de 1,540 kg.
- 2 transformadores Tipo Seco 12.5 kV/120-208 V con peso aproximado de 750 kg cada uno
- Cuarto de baterías

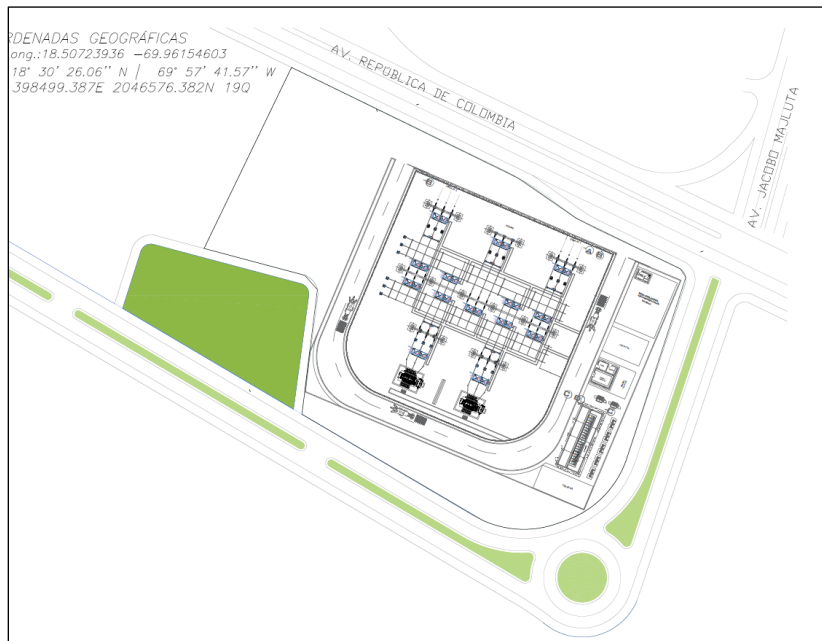
### **3.1.3 Verja perimetral**

Está conformada por zapata corrida, Muros de Bloques de Hormigón, con columnas de H.A C/3.00 m. y Viga de Amarre H.A., Muro de H.A. y de contención si la condición del terreno así lo requiere.

### **3.1.4 Área de Aparellaje**

- Base de H.A., para transformador de potencia, 2 en total. El peso del equipo a instalar es de 87,400 kg.
- Cimentación de H.A., para banco de condensadores. Peso del equipos 3,000 kg.
- Cimentación de H.A., de pórticos para juego de barra A.T
- Cimentación de H.A., para seleccionadores de A.T. peso del equipo 951 kg.

- Cimentación de H.A., para interruptor de A.T. peso del equipo 1,400 kg
- Cimentación de H.A., para transformador TWACS. Peso del equipo 3,250 kg
- Cimentación de H.A., para transformadores de intensidad
- Cimentación de H.A., para transformadores de tensión
- Registros de bloques de hormigón
- Muro corta Fuego de H.A.
- Acceso Vehicular



*Figura 2. Estructura proyectada que será levantada en la zona de estudio.*

### **3.2 Detalles de las estructuras adyacentes o colindantes**

En el terreno de estudio no se identificaron edificaciones adyacentes o colindantes (Figura 3), a excepción de un local utilizado como concesionario de vehículos en su margen sur. De todas maneras, para todos los casos, no se compromete ni la estabilidad ni la capacidad soporte del terreno de edificaciones y estructuras colindantes siempre y cuando se respeten los linderos previamente definidos en el plano arquitectónico y por las autoridades del ayuntamiento.



*Figura 3. Edificaciones adyacentes a la zona objeto de estudio*

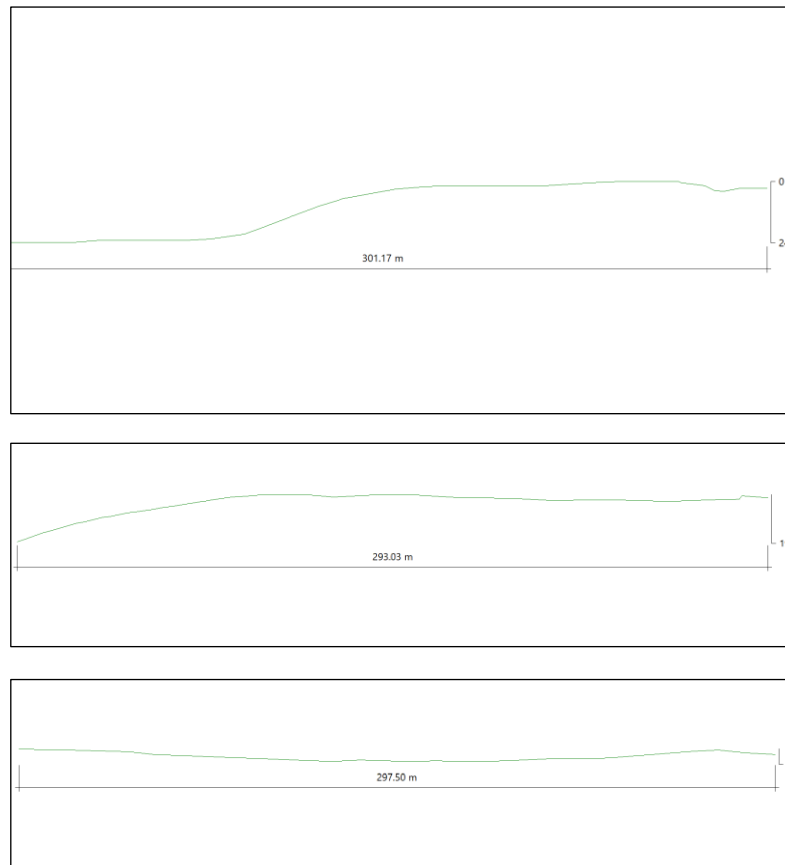
### **3.3 Topografía: Referencias Altimétricas y Planimetrías del solar del proyecto. Curvas de Nivel del solar.**

Las curvas de nivel del solar que se muestran en la figura 4 fueron determinadas de manera preliminar mediante las cartas topográficas escala 1:50000 desarrolladas en el proyecto Sysmin II de IGME-BRGM-INYPSA (2010) y al plano topografía general de la zona de estudio facilitado por EDESUR.



*Figura 4. Perfiles para definir la altimetría y clasificación topográfica de la zona de estudio.*

Para la identificación de la altura se utilizaron aplicaciones de información global con la que fue posible trazar 3 perfiles topográficos en el emplazamiento estudiado, lo que permitió identificar que la zona presenta un desnivel máximo de 1 m, con una pendiente comprendida entre 9% y 14%, y que pudiese clasificarse como una zona ondulada. De todas maneras, se recomienda realizar un levantamiento topográfico con equipos de alta precisión como GPS diferencial.



*Figura 5. Topografía planimétrica y altimétrica de la zona de estudio.*

### 3.4 Localización y Ubicación del proyecto

Ver en el acápite de introducción del informe (Página 7)

### 3.5 Ubicación de los Sondeos

La ubicación de los sondeos (Figura 6) ejecutados en la zona de estudio ha sido seleccionada en base a la localización de los elementos estructurales más importantes de las edificaciones y siguiendo las recomendaciones establecidas por el R-024 (2006) (Reglamento para Estudios Geotécnicos en Edificaciones).





*Figura 6. Ubicación de Puntos de Exploración: Sondeos*

### 3.5.1 Coordenadas de los sondeos realizados

Tal y como se comentó al inicio de este informe, se llevaron a cabo un total de 3 sondeos para los que se muestran las coordenadas geográficas tomadas con un GPS Garmin eTrex y la profundidad alcanzada para cada uno de estos (Tabla 1).

*Tabla 1. Presentación de las coordenadas UTM y la profundidad de los sondeos*

Coordenadas UTM			Profundidad del sondeo (m)
Sondeo	Latitud	Longitud	
Sondeo 1	398452.41	2046599.53	4.95
Sondeo 2	398459.63	2046575.83	5.40
Sondeo 3	398443.57	2046551.86	4.95
Sondeo 4	398477.53	2046590.92	
Sondeo 5	398480.59	2046566.73	
Sondeo 6	398465.05	2046543.03	
Sondeo 7	398512.14	2046567.82	
Sondeo 8	398497.59	2046533.83	

Se han resumido los resultados de los ensayos geotécnicos para cada uno de los sondeos realizados. Se especifican en las tablas que se presentan a continuación (desde la Tabla 2 hasta la Tabla 9), para cada sondeo, la numeración de los horizontes, sus espesores,

profundidad, la designación de la calidad de los materiales, las respectivas descripciones de estos y las características geomecánicas inferidas a partir del NSPT obtenido en cada uno de los sondeos.

#### **3.5.1.1 Sondeo 1**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.45 m se encontró materia orgánica y rellenos antrópicos de consistencia que va de muy firme a firme. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.45 m y 2.0 m, se encontró una Arcilla color crema que presenta una consistencia firme y a partir de los 2 metros la arcilla presenta una consistencia que va desde dura a muy firme. Para este último estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $12.67^\circ$  y  $17.04^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico comprendido entre  $1.34 \text{ kg/cm}^2$  y  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un valor de cohesión en un rango entre  $1.33 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.2 Sondeo 2**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.45 m se encontró materia orgánica y rellenos antrópicos de consistencia que va de muy firme a firme. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.45 m y 1.80 m, se encontró una Arcilla color crema que presenta una consistencia firme y a partir de los 2 metros la arcilla presenta una consistencia que va desde dura a muy firme. Para este último estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $9.43^\circ$  y  $16.40^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico comprendido entre  $1.26 \text{ kg/cm}^2$  y  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un valor de cohesión en un rango entre  $0.79 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.3 Sondeo 3**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.45 m se encontró materia orgánica y rellenos antrópicos de consistencia que va de muy firme a firme. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.45 m y 1.80 m, se encontró una Arcilla color crema que presenta una consistencia firme y a partir de los 2 metros la arcilla presenta una consistencia que va desde dura a muy firme. Para este último estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $12.99^\circ$  y  $22.26^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico comprendido entre  $1.39 \text{ kg/cm}^2$  y  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un valor de cohesión en un rango entre  $1.59 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.4 Sondeo 4**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.45 m se encontró materia orgánica y rellenos antrópicos de consistencia que va de muy firme a firme. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.45 m y 2.0 m, se encontró una Arcilla color crema que presenta una consistencia firme y a partir de los 2 metros la arcilla presenta un consistencia que va desde dura a muy firme. Para este último estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $12.67^\circ$  y  $17.04^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico comprendido entre  $1.34 \text{ kg/cm}^2$  y  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un valor de cohesión en un rango entre  $1.33 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.5 Sondeo 5**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.45 m se encontró materia orgánica y rellenos antrópicos de consistencia que va de muy firme a firme. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.45 m y 1.80 m, se encontró una Arcilla color crema que presenta una consistencia firme y a partir de los 2 metros la arcilla presenta un consistencia que va desde dura a muy firme. Para este último estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $9.43^\circ$  y  $16.40^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico comprendido entre  $1.26 \text{ kg/cm}^2$  y  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un valor de cohesión en un rango entre  $0.79 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.6 Sondeo 6**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.45 m se encontró materia orgánica y rellenos antrópicos de consistencia que va de muy firme a firme. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.45 m y 1.80 m, se encontró una Arcilla color crema que presenta una consistencia firme y a partir de los 2 metros la arcilla presenta un consistencia que va desde dura a muy firme. Para este último estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $12.99^\circ$  y  $22.26^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico comprendido entre  $1.39 \text{ kg/cm}^2$  y  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un valor de cohesión en un rango entre  $1.59 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.7 Sondeo 7**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.45 m se encontró materia orgánica y rellenos antrópicos de consistencia que va de muy firme a firme. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una

profundidad comprendida entre 0.45 m y 1.80 m, se encontró una Arcilla color crema que presenta una consistencia firme y a partir de los 2 metros la arcilla presenta una consistencia que va desde dura a muy firme. Para este último estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $12.99^\circ$  y  $22.26^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico comprendido entre  $1.39 \text{ kg/cm}^2$  y  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un valor de cohesión en un rango entre  $1.59 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.8 Sondeo 8**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.45 m se encontró materia orgánica y rellenos antrópicos de consistencia que va de muy firme a firme. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.45 m y 2.0 m, se encontró una Arcilla color crema que presenta una consistencia firme y a partir de los 2 metros la arcilla presenta una consistencia que va desde dura a muy firme. Para este último estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $12.67^\circ$  y  $17.04^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico comprendido entre  $1.34 \text{ kg/cm}^2$  y  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un valor de cohesión en un rango entre  $1.33 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.9 Sondeo 9**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.45 m se encontró materia orgánica y rellenos antrópicos de consistencia que va de muy firme a firme. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.45 m y 1.80 m, se encontró una Arcilla color crema que presenta una consistencia firme y a partir de los 2 metros la arcilla presenta una consistencia que va desde dura a muy firme. Para este último estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $9.43^\circ$  y  $16.40^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico comprendido entre  $1.26 \text{ kg/cm}^2$  y  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un valor de cohesión en un rango entre  $0.79 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.5.1.10 Sondeo 10**

Para la profundidad que varía desde 0 hasta 0.45 m se encontró materia orgánica y rellenos antrópicos de consistencia que va de muy firme a firme. Este material no debe ser utilizado como suelo de cimentación ni de mejoramiento ya que no presenta condiciones para soportar la cimentación de la estructura propuesta. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 0.45 m y 1.80 m, se encontró una Arcilla color crema que presenta una consistencia firme y a partir de los 2 metros la arcilla presenta una consistencia que va desde dura a muy firme. Para este último estrato el ángulo de fricción presenta variaciones entre  $12.99^\circ$  y  $22.26^\circ$ , y cuenta con un valor de peso específico comprendido entre  $1.39 \text{ kg/cm}^2$  y  $1.70 \text{ kg/cm}^2$ . Finalmente se presenta un valor de cohesión en un rango entre  $1.59 \text{ kg/cm}^2$  y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$ .



Tabla 2. Características geomecánicas del sondeo 1

Sondeo no.	1	Profundidad	4.95 metros
------------	---	-------------	-------------

Profundidad (m)		Golpes			N SPT	N60	Clasificación (SUCS)	Consistencia	E (kg/cm2)	qu(kg/cm2)	$\phi$	$\nu$	e	$\gamma_s$ (kg/cm3)	c(kg/cm2)
Desde	Hasta	N1	N2	N3											
0.00	0.45	9	3	0	3	2	Materia Orgánica/Rellenos Antrópicos	Blanda	30.00	0.30	0.40	0.3	1.39	1.15	0.15
0.45	0.90	0	0	4	4	3	Arcilla color Crema (CL)	Blanda	30.00	0.40	1.20	0.3	1.38	1.16	0.20
0.90	1.35	10	6	6	12	10	Arcilla color Crema (CL)	Firme	111.63	1.26	7.37	0.4	1.26	1.23	0.63
1.35	1.80	9	6	6	12	10	Arcilla color Crema (CL)	Firme	111.63	1.26	7.37	0.4	1.26	1.23	0.63
1.80	2.25	10	16	50	66	53	Arcilla color Crema (CL)	Dura	200.00	4.00	17.04	0.4	0.60	1.70	2.00
2.25	2.70	15	11	14	25	20	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	2.65	12.67	0.4	1.08	1.34	1.33
2.70	3.15	12	17	17	34	27	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	3.62	13.63	0.4	0.95	1.42	1.81
3.15	3.60	10	12	22	34	27	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	3.62	13.63	0.4	0.95	1.42	1.81
3.60	4.05	18	17	14	31	25	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	3.30	13.31	0.4	0.99	1.39	1.65
4.05	4.50	15	9	18	27	22	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	2.87	12.88	0.4	1.05	1.36	1.43
4.50	4.95	16	16	18	34	27	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	3.62	13.63	0.4	0.95	1.42	1.81

qu Resistencia a la compresión simple

E Módulo de Elasticidad

$\phi$  Ángulo de fricción

$\nu$  Relación de Poisson

e Relación de vacíos

$\gamma_s$  Peso específico seco

c Cohesión

Tabla 3. Características geomecánicas del sondeo 2

Sondeo no. 2		Profundidad 5.4 metros													
Profundidad (m)		Golpes			N SPT	N60	Clasificación (SUCS)	Consistencia	E (kg/cm <sup>2</sup> )	qu(kg/cm <sup>2</sup> )	φ	v	e	ys (kg/cm <sup>3</sup> )	c(kg/cm <sup>2</sup> )
Desde	Hasta	N1	N2	N3											
0.00	0.45	3	4	4	8	6	Materia Orgánica/Rellenos Antrópicos	Media	70.44	0.83	4.40	0.3	1.32	1.20	0.42
0.45	0.90	0	2	0	2	2	Arcilla color Crema (CL)	Muy Blanda	24.00	0.19	0.00	0.4	1.32		0.09
0.90	1.35	2	5	4	9	7	Arcilla color Crema (CL)	Media	79.96	0.94	5.20	0.4	1.31	1.21	0.47
1.35	1.80	14	19	25	44	35	Arcilla color Crema (CL)	Dura	200.00	4.00	14.69	0.4	0.60	1.70	2.00
1.80	2.25	17	12	50	62	50	Arcilla color Crema (CL)	Dura	200.00	4.00	16.61	0.4	0.60	1.70	2.00
2.25	2.70	9	4	17	21	17	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	2.22	12.24	0.4	1.13	1.31	1.11
2.70	3.15	9	8	7	15	12	Arcilla color Crema (CL)	Firme	147.98	1.58	9.43	0.4	1.22	1.26	0.79
3.15	3.60	9	4	14	18	14	Arcilla color Crema (CL)	Firme	189.00	1.90	11.49	0.4	1.18	1.28	0.95
3.60	4.05	9	17	11	28	22	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	2.98	12.99	0.4	1.03	1.37	1.49
4.05	4.50	17	19	19	38	30	Arcilla color Crema (CL)	Dura	200.00	4.00	14.05	0.4	0.60	1.70	2.00
4.50	4.95	17	14	21	31	25	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	3.30	13.31	0.4	0.99	1.39	1.65
4.95	5.40	30	25	35	60	48	Arcilla color Crema (CL)	Dura	200.00	4.00	16.40	0.4	0.60	1.70	2.00

qu Resistencia a la compresión simple

E Módulo de Elasticidad

φ Ángulo de fricción

v Relación de Poisson

e Relación de vacíos

ys Peso específico seco

c Cohesión

*Tabla 4. Características geomecánicas del sondeo 3*

Sondeo no.	3	Profundidad	4.95 metros
------------	---	-------------	-------------

Profundidad (m)		Golpes			N SPT	N60	Clasificación (SUCS)	Consistencia	E (kg/cm2)	qu(kg/cm2)	$\phi$	$\nu$	e	$\gamma_s$ (kg/cm3)	c(kg/cm2)
Desde	Hasta	N1	N2	N3											
0.00	0.45	6	4	7	11	9	Materia Orgánica/Rellenos Antrópicos	Firme	100.56	1.15	6.69	0.3	1.28	1.22	0.58
0.45	0.90	6	6	7	13	10	Arcilla color Crema (CL)	Firme	123.23	1.37	8.06	0.4	1.25	1.24	0.68
0.90	1.35	8	9	11	20	16	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	2.12	12.13	0.4	1.15	1.30	1.06
1.35	1.80	15	13	15	28	22	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	2.98	12.99	0.4	1.03	1.37	1.49
1.80	2.25	17	20	15	35	28	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	3.73	13.73	0.4	0.93	1.43	1.86
2.25	2.70	15	36	50	86	69	Arcilla color Crema (CL)	Dura	200.00	4.00	19.17	0.4	0.60	1.70	2.00
2.70	3.15	15	14	16	30	24	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	3.19	13.20	0.4	1.01	1.39	1.59
3.15	3.60	17	20	15	35	28	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	3.73	13.73	0.4	0.93	1.43	1.86
3.60	4.05	15	16	26	42	34	Arcilla color Crema (CL)	Dura	200.00	4.00	14.48	0.4	0.60	1.70	2.00
4.05	4.50	15	14	16	30	24	Arcilla color Crema (CL)	Muy Firme	200.00	3.19	13.20	0.4	1.01	1.39	1.59
4.50	4.95	50	55	60	115	92	Arcilla color Crema (CL)	Dura	200.00	4.00	22.26	0.4	0.60	1.70	2.00

qu Resistencia a la compresión simple

E Módulo de Elasticidad

$\phi$  Ángulo de fricción

$\nu$  Relación de Poisson

e Relación de vacíos

$\gamma_s$  Peso específico seco

c Cohesión

Después de analizar los resultados obtenidos a partir de los 3 sondeos realizados en el terreno de estudio (Anexo I-V) se ha determinado que la característica geotécnica identificada se describe en dos grupos generales:

- **Unidad Geotécnica 1** concerniente a un suelo consistente y un espesor promedio de 2 metros (ver Perfil Estratigráfico).

*Tabla 5. Descripción geotécnica de la Unidad Geológica 1*

Suelo	Valor "N"	Tipo de suelo
Materia Orgánica/ Rellenos antrópicos y Arcilla de consistencia Firme	5	CL

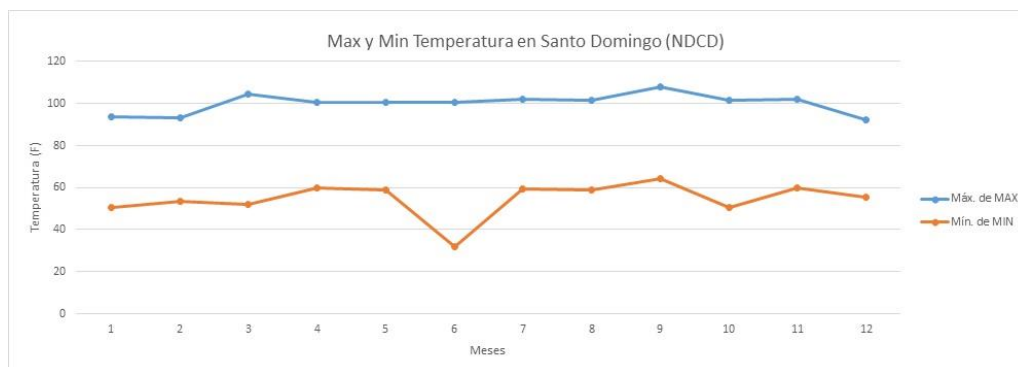
- **Unidad Geotécnica 2** concerniente a un suelo consistente y un espesor promedio de 7 metros (ver Perfil Estratigráfico).

*Tabla 6. Descripción geotécnica de la Unidad Geológica 2*

Suelo	Valor "N"	Tipo de suelo
Arcilla de Consistencia Dura	30	CL

### 3.6 Climatología: General y Local

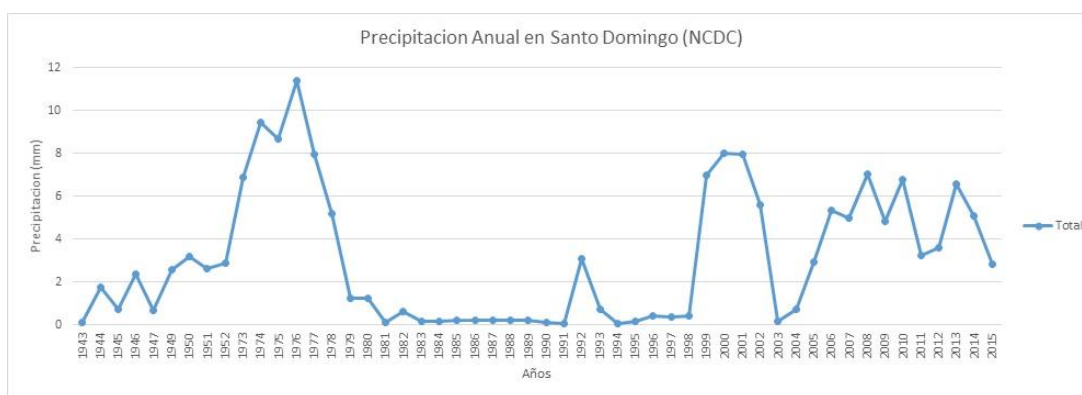
De acuerdo con la Oficina Nacional de Meteorología (ONAMET) el emplazamiento se destaca por presentar clima tropical con temperaturas anuales promedios que varían entre un rango de 25 °C y 27° C, y que presenta promedios máximos que van desde 30 °C hasta 34°C y promedios mínimos entre 20-22°C (Figura 7).



*Figura 7. Temperaturas máximas y mínimas en Santo Domingo tomada de NCDC.*

Por otra parte, se recolectaron datos de estaciones meteorológicas del Centro Nacional de Datos Climáticos (NCDC, por sus siglas en inglés) – NOAA y ONAMET. Esto fue posible a través del programa con el que cuenta NCDC, la cual posee una red de estaciones distribuidas a través del planeta, recolectando información meteorológica de temperatura, temperatura de rocío y/o humedad relativa, precipitación, presión atmosférica, entre otras variables atmosféricas. Los datos de precipitación fueron determinados gracias a tres estaciones meteorológicas del proyecto NCDC.

La precipitación promedio anual (Figura 8) para la zona de estudio varía en un rango entre 1400 hasta 1700 mm/año. IGME-BRGM-INYPSA (2010) destaca que la llegada anual de la temporada ciclónica puede producir lluvias torrenciales que causan importantes variaciones en los valores promedios ofrecidos.



*Figura 8. Precipitación Anual en Santo Domingo tomada de NCDC.*

De acuerdo con IGME-BRGM-INYPSA (2010) la mayoría de los afloramientos ubicados cercanos a la zona de estudio están constituidos por calizas muy karstificadas pertenecientes a las Fm. Los Haitises y La Isabela, y que buena parte de la escorrentía se resuelve de forma subterránea. La red fluvial se restringe al río Ozama y un sistema de arroyos y cañadas de carácter permanente o estacional desarrollado en el sector noroccidental. Debido a la climatología de la zona, estos cursos fluviales pueden ser afectados por crecidas rápidas y violentas.

IGME-BRGM-INYPSA (2010) agrega que es frecuente la llegada de tormentas tropicales y huracanes, especialmente concentrados entre septiembre y octubre, observándose variaciones estacionales ligeras, siendo algo más acusadas las diarias. La estación de lluvias se extiende de marzo a diciembre y la seca, de diciembre a marzo.

### 3.7 Nivel freático e Hidrología e Hidrogeología: General y Local

*No se ha detectado la presencia del nivel de freático en el interior de los sondeos en la fecha de realización de estos.*

En cuanto a la Hidrología, IGME-BRGM-INYPSA (2010) destaca que las elevadas precipitaciones se resuelven principalmente mediante escorrentía superficial, a favor de una densa red de drenaje articulada en torno al río Ozama, y que, por el contrario, en los afloramientos de la Fm Los Haitises, el agua de lluvia se infiltra directamente, incorporándose al acuífero correspondiente; otro tanto ocurre con los afloramientos calizos de la Fm Yanigua, en este caso de menores dimensiones.

Finalmente, en el sector oriental se aprecian zonas con una clara tendencia endorreica, siendo frecuentes los encharcamientos e inundaciones rápidas.

Por otra parte, del estudio realizado por IGME-BRGM-INYPSA (2010), se resumen las unidades o agrupaciones hidrogeológicas consideradas en el emplazamiento de estudio. En él se señalan, para cada unidad o agrupación hidrogeológica, su litología predominante, el grado de permeabilidad y, en su caso, las características de los acuíferos que albergan, además de algunas observaciones puntuales (Tabla 15).

**Las unidades y agrupaciones consideradas se ajustan a las siguientes tipologías:**

- Formaciones porosas, que constituyen acuíferos de permeabilidad muy alta y productividad alta. Son los conjuntos calcáreos plio-cuaternarios (Fms. Los Haitises e intercalaciones calcáreas de la Fm Yanigua), afectados por una intensa karstificación.

- Formaciones porosas, que constituyen acuíferos de permeabilidad alta, pero de productividad limitada debido a sus dimensiones. Se incluyen entre ellas los depósitos de fondo de valle, llanura de inundación, cauce o meandro abandonado y terraza.

- Formaciones de porosidad media, que pese a su notable extensión constituyen acuíferos de productividad limitada debido a las frecuentes intercalaciones lutíticas. Se incluyen entre ellas los depósitos de piedemonte.

- Formaciones margoso-lutíticas de baja permeabilidad y sin acuíferos significativos. Son los depósitos margosos pliocenos de la Fm Yanigua y los sedimentos cuaternarios de abanicos aluviales de baja pendiente, áreas pantanosas y fondos kársticos, lacustres y endorreicos.

- Formaciones ígneo-metamórficas de baja permeabilidad y sin acuíferos significativos. Se trata de la Peridotita de Loma Caribe, el Complejo Río Verde y la Fm Siete Cabezas.

**Tabla 7. Cuadro-resumen de la unidad correspondiente a la zona de estudio.**

EDAD	UNIDAD O AGRUPACIÓN HIDROGEOLÓGICA	UNIDADES CARTOGRÁFICAS	LITOLOGÍAS	GRADO/TIPO DE PERMEABILIDAD	TIPOS DE ACUÍFEROS Y OBSERVACIONES
CUATERNARIO	Depósitos fluviales	10, 12, 13, 14	Gravas y arenas	Alta por porosidad intergranular	Acuíferos libres de productividad limitada
	Abanicos aluviales y depósitos kársticos, lagunares, endorreicos y de áreas pantanosas	8, 9, 11, 15, 16	Lutitas	Baja	Sin acuíferos significativos
	Piedemontes	7	Gravas, arenas y lutitas	Media por porosidad intergranular	Acuífero libre extenso de productividad limitada
PLIOCENO	Fm Los Haitises	6	Calizas arrecifales	Muy alta por porosidad intergranular y karstificación	Acuífero libre extenso de elevada productividad que pueden alimentar a algunos acuíferos cuaternarios
	Fm Yanigua	4, 5	Margas con intercalaciones de calizas. Localmente, arenas	Baja. Muy alta por porosidad intergranular y karstificación en las intercalaciones de calizas	Acuíferos libres y confinados de productividad variable constituidos por las intercalaciones de calizas
MESOZOICO	Peridotita de Loma Caribe, Complejo Río Verde y Fm Siete Cabezas	1, 2, 3	Peridotitas serpentizadas, metabasitas, basaltos y esquistos	Baja	Sin acuíferos significativos

### 3.8 Geomorfología: Regional y Local

El trabajo realizado por IGME-BRGM-INYPSA (2010) destaca que la evolución y la historia geomorfológica de Santo Domingo están condicionadas principalmente por su tendencia ascendente a lo largo del Cuaternario. La característica básica de la plataforma pliocena es la presencia de una barrera arrecifal (Fm Los Haitises) de orientación E-O, que protegía una amplia laguna (Fm Yanigua), que recibía descargas terrígenas procedentes de la Cordillera Oriental. Además, destacan que la tendencia ascendente de La Española puesta de manifiesto en épocas precedentes prosiguió, con lo que durante el Pleistoceno Inferior se produciría la elevación de la plataforma, de forma que probablemente durante el Pleistoceno Medio el antiguo armazón arrecifal se configuraría como un umbral que separaba el mar Caribe de un mar interior o una gran laguna costera situada al norte. El consiguiente retroceso marino iría acompañado de la migración hacia el sur de las estructuras arrecifales (Fm La Isabela).

En cuanto al relieve, el estudio citado anteriormente, afirma que la zona está condicionada en gran medida por la naturaleza y la disposición de los materiales que la conforman. Así, los materiales ígneo-metamórficos de la Cordillera Central se alzan a favor de alineaciones de origen tectónico. Por el contrario, el relieve los materiales marinos de la llanura Costera del Caribe está condicionado por la morfología del lagoon que ocupaba la región durante el Plioceno- Cuaternario. Sobre la arquitectura diseñada por los procesos anteriores, han

actuado con mayor o menor eficacia las morfogénesis fluvial, gravitacional, lacustre-endorreica, poligénica y por meteorización química.

### 3.9 Geología: Regional y Local

La República Dominicana cuenta con una variada geología debido a la naturaleza de las rocas y el ambiente geodinámico de su asentamiento. En ella se encuentran rocas magmáticas, metamórficas y sedimentarias de edades que van desde el jurásico al cretáceo (Tabla 7):

*Tabla 8. Composición geológica de la República Dominicana*

Región	Sedimentaria	Metamórfica	Ígnea
Norte	Limolitas calcáreas, caliza, caliza margosa, abanico aluvional, arenisca y conglomerado, margas, depósito cuaternarios y melange tectónico	Esquisto y mármol	Gabro y roca vulcano
Suroeste	Caliza arrecifal, caliza, caliza margosa, conglomerado y depósito cuaternario, dunas, arenisca, margas, abanico aluvional, depósito cuaternario indiferenciados y sedimentos lacustres	Mármol	Basalto, riolita y gabro
Este	Caliza, caliza arrecifal, conglomerado, depósito cuaternario indiferenciados, margas depósito fluviales, melange tectónico y abanico aluvional	Mármol y esquisto	Gabro y riolita

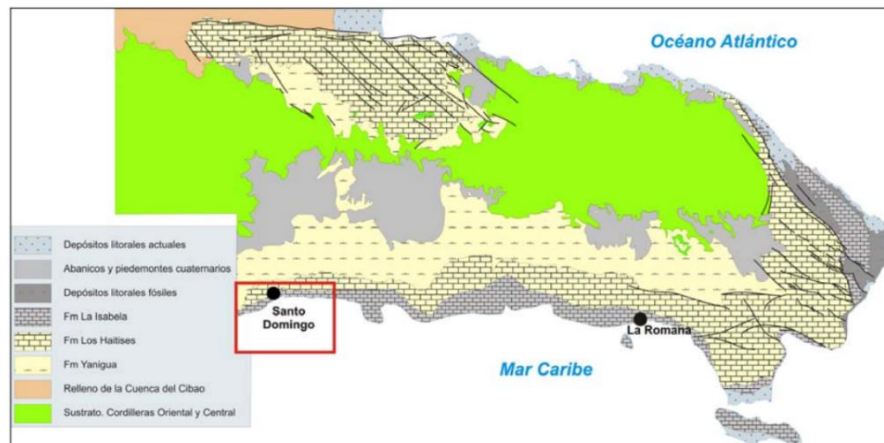
IGME-BRGM-INYPSA (2010) ubica la zona de estudio en La Hoja de Villa Mella (6271-IV), localiza en la confluencia entre la Cordillera Central y Llanura Costera del Caribe (Figura 9 y 10).

En la memoria geológica de esta Hoja, IGME-BRGM-INYPSA (2010), destaca que la Cordillera Central presenta una notable complejidad derivada de su evolución, reconociéndose en ella materiales mesozoicos de ambientes geodinámicos totalmente diferentes. Su flanco nororiental constituye un dominio con características específicas denominado Cinturón Intermedio, en el que se encuentran incluidos los afloramientos de la Hoja. Uno de sus rasgos principales es la presencia de la Zona de Falla de La Española, accidente geodinámico de primer orden que favorece la extrusión de la Peridotita de Loma Caribe a favor de desgarres de dirección NO-SE, flanqueada en la región por materiales de arco insular, al noreste, y de meseta oceánica del Cretácico Inferior, al suroeste.

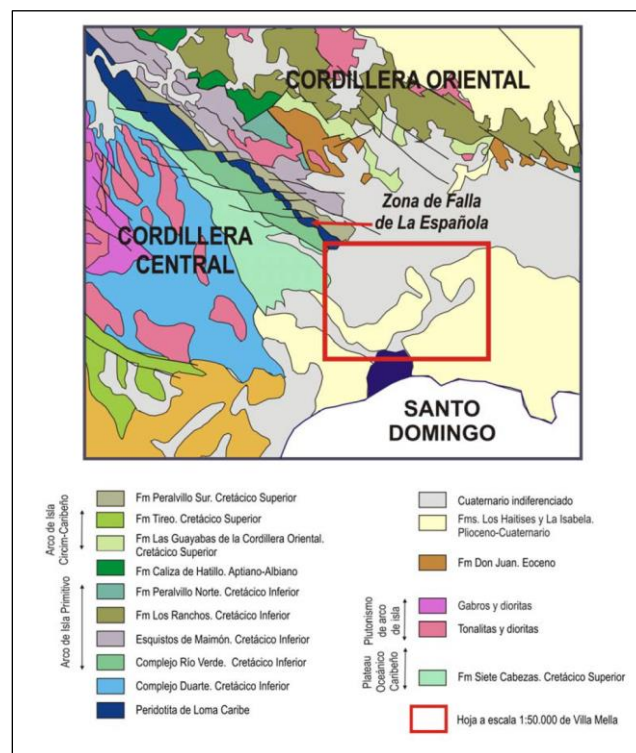
Por su parte, la actual Llanura Costera del Caribe, constituiría durante el Plioceno una plataforma carbonatada en la que un sistema de construcciones arrecifales (Fm Los Haitises), protegería hacia el norte un lagoon (Fm Yanigua) que eventualmente sufriría la llegada de descargas terrígenas procedentes de unas incipientes cordilleras Central y Oriental. La emersión de la plataforma, con el consiguiente retroceso de los complejos arrecifales hacia el sur hasta su posición actual y el avance en el mismo sentido de abanicos y piedemontes procedentes de los relieves montañosos, son los condicionantes fundamentales de la



morfoestructura general de la Hoja, sobre la que han actuado con mayor o menor eficacia los agentes externos, especialmente los de origen fluvial, lacustre-endorreico, kárstico y poligénico.



*Figura 9. Esquema geológico de las plataformas plio-cuaternarias del sector oriental de Rep. Dom. Tomada memoria geológica 6271-III (2010).*



*Figura 10. Esquema geológico del sector oriental de la Cordillera Central y situación de la Zona de Falla de La Española*

En términos más específicos, y conforme al mapa de regiones geomórficas del Atlas de Biodiversidad y Recursos Naturales de la República Dominicana, mostrada en la figura

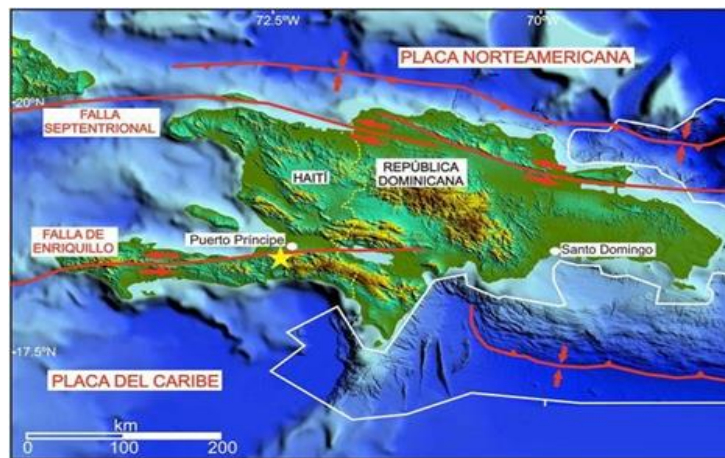
siguiente, el emplazamiento del proyecto, delimitado con el cuadro negro, se encuentra en una tipología de Calizas arrecifales y calizas perteneciente a la Fm Los Haitises.

### 3.10 Aspectos Sísmicos

La Isla de la Española se encuentra en una zona sísmicamente activa por estar en el límite de interacción entre las placas Norteamérica y del Caribe. A lo largo de la historia, en esta isla han ocurrido varios terremotos de magnitudes relevantes, ex.: magnitud momento (Mw) mayor a 6.0, ocasionando daños económicos y pérdidas humanas.

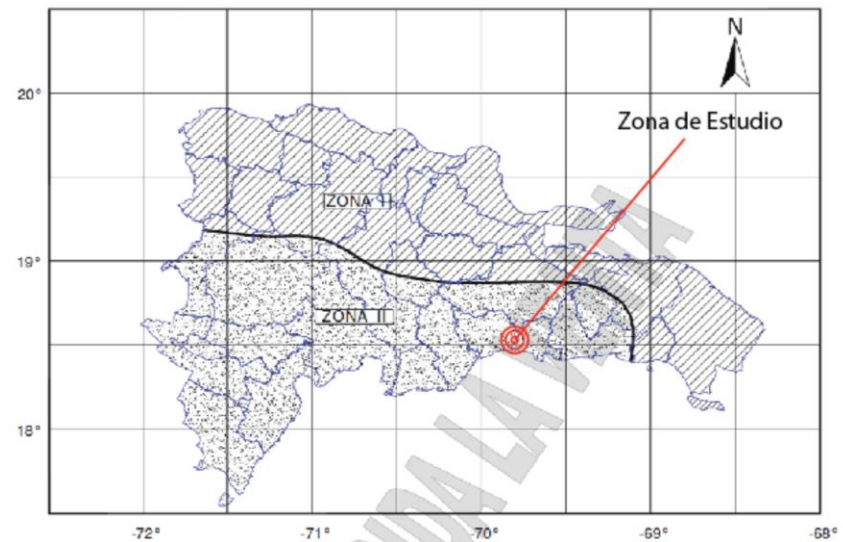
La zona Norte de la isla se caracteriza por poseer la falla Septentrional, siendo esta una fuente sismogénica de gran importancia, pues allí han sido los epicentros de terremotos históricos como el terremoto que destruyó La Vega Vieja en 1562. En esa misma línea, el terremoto más grande en magnitud del que se tiene registros también fue en la zona norte, próximo a Nagua y Samaná, en el 1946 con una magnitud de 8.1 Mb.

Otras fallas importantes (Figura 12) que cruzan el territorio de la isla son: Enriquillo Plantain-Garden al Oeste, donde fue el epicentro del terremoto de Haití del 2010 con 7.0 Mw; Fosa de la Hispaniola al Norte y la Trinchera de los Muertos al Sur, entre otras. Esta última, debido a su localización, es una de las que podrían presentar mayor peligro para la ciudad de Santo Domingo, en donde se encuentra ubicada la zona de estudio.



*Figura 11. Principales fallas sísmicas isla La Hispaniola (Tomada de Llanes & Granja, 2011).*

La zona de estudio está bajo riesgo si se llega a producir la ruptura tanto de la Trinchera de los muertos, como de la Fosa de la Hispaniola. Debido a esto y a la sismicidad histórica propia de la isla, la ciudad forma parte de la zona II de la zonificación encontrada en el reglamento R-001 (2011) de diseño sismo-resistente (Figura 13).



*Figura 12. Mapa de zonación Sísmica. Tomado del R001(2011)*

De acuerdo con la zonificación sísmica establecida en el Artículo 8 del R001 (descrito en el párrafo anterior), los valores de la aceleración espectral de referencia para períodos cortos ( $S_S$ ) y para períodos largos ( $S_L$ ) serán los indicados en la tabla siguiente:

*Tabla 9. Valores de la aceleración espectral de referencia  $S_S$  y  $S_L$*

Zona	$S_S$	$S_L$
I	1.55 g	0.75 g
II	0.95 g	0.55 g

Es por lo que, a la zona de estudio le corresponde un valor de aceleración espectral para periodos cortos ( $S_S$ ) = 0.95 g y una aceleración espectral para periodos largos ( $S_L$ ) = 0.55 g.

### 3.10.1 Campo Cercano

De acuerdo con el R001, el campo cercano se define como los efectos sísmicos causados a estructuras localizadas a una distancia menor o igual a 5 kilómetros a ambos lados de la falla. En cuanto a localización del proyecto se pudo determinar que no existe hasta el momento una falla geológica en un radio de 5 km del proyecto (Figura 14).

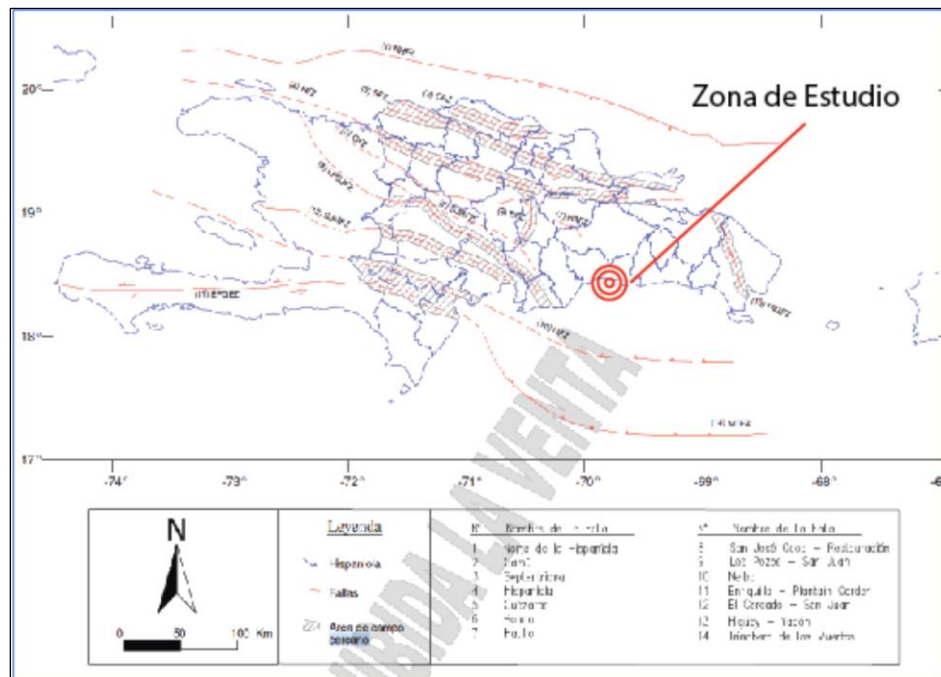


Figura 13. Mapa de campo cercano. Tomado del R001

### 3.10.2 Clasificación sísmica del suelo

En el presente informe se realizó el cálculo de la Velocidad Promedio de Ondas de Corte utilizando métodos de exploración sísmica (Ver Anexo IV- Clasificación sísmica del suelo)

## 4. DESCRIPCION PROCEDIMENTAL Y RESULTADOS

### Valores preliminares

#### 4.1 Descripción Metodológica

Inicialmente, a partir de los datos cualitativos extraídos de la descripción en campo, así como de los datos cuantitativos obtenidos con el ensayo SPT y los resultados preliminares de límites de Atterberg; se procedió a determinar parámetros y recomendaciones de manera preliminar que sirvieran como datos de partida para el prediseño de la estructura.

Con antelación se realizó una tabla resumen de todos los datos útiles, como se muestra en los encabezados, para la determinación de los parámetros de resistencia asociados a cada estrato y tipo de suelo (Tabla 10).

Tabla 10. Resumen de los resultados de los ensayos geotécnicos de los sondeos.

Sondeo	Estrato	Espesor (m)	N-SPT	Descripción	Consistencia/compacidad
--------	---------	-------------	-------	-------------	-------------------------

Utilizando las referencias que se presentan más abajo, a continuación, se procedió a determinar las propiedades que se incluyen en el siguiente encabezado:

Peso Específico Saturado ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ )	Ángulo de fricción no confinado	Uc (kPa)	E( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
--	---------------------------------	----------	------------------------------

1. Se contrastaron los resultados de las Investigaciones de Crespo-Villalaz (2004), en determinación de resistencia no confinada en arcillas de acuerdo con la Tabla 11:

*Tabla 11. Relación entre  $N_{spt}$  y la resistencia al esfuerzo de ruptura de compresión axial no confinada, el ángulo de fricción ( $\phi$ ) y el módulo de rigidez (E). Tomada de Crespo-Villalaz (2004)*

N	Suelos Finos		$\phi$ Ángulo de fricción interna	E ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
	$q_u$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	Descripción		
<2	<0.25	Muy blanda	0	3
2-4	0.25-0.50	Blanda	0-2	30
4-8	0.50-1.00	Media	2-4	45-90
8-15	1.00-2.00	Compacta	4-6	90-200
15-30	2.00-4.00	Muy compacta	6-12	>200
>30	>4.00	Dura	>14	

**Nota  $q_u$ = Esfuerzo de ruptura en la prueba de compresión axial no confinada**

Además, se identificaron las propiedades de los suelos (Tabla 12) de acuerdo con la publicación de Casagrande (1948):

*Tabla 12. Propiedades comunes de los suelos finos*

Consistencia	N (SPT)	Prueba Manual	$\gamma$ saturada ( $\text{gr}/\text{cm}^3$ )	Uc (Kpa)
Dura	>30	Difícil de Mellar	>2.0	>400
Muy firme	15-30	Mellada con la uña	2.08-2.24	200-400
Firme	8-15	Mellada por el pulgar	1.92-2.08	100-200
Medianamente firme	4-8	Moldeada con presión fuerte	1.76-1.92	500-100
Suave	2-4	Moldeada con presión leve	1.60-1.76	25-50
Muy suave	<2	Se estruje entre los dedos	1.44-1.60	0-25

**Donde:**

**N (SPT)= Resultado de la prueba de penetración estándar (golpes por pie)**

**$\gamma$  saturada = peso unitario saturado**

**Uc=Resistencia a la compresión no confinada**

2. A partir de la tabla resumen, en base a referencias de Casagrande (1948) y ACI (1992); se extrajo una tabla de propiedades promedio y se determinó estadísticamente el espesor representativo de cada estrato, para la posterior cuantificación de la capacidad soporte y el asentamiento total asociado a los asentamientos elástico y por consolidación, respectivamente.

Los encabezados de esta tabla de propiedades promedio son:

Estrato	Espesor (m)	N-SPT	Descripción	Consistencia/compacidad	Peso Específico Efectivo (g/cm <sup>3</sup> )
---------	-------------	-------	-------------	-------------------------	---

Ángulo de fricción	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Uc (kg/cm <sup>2</sup> )	E(kg/cm <sup>2</sup> )	Relación de Poisson	Relación de vacíos
--------------------	--------------------------------	--------------------------	------------------------	---------------------	--------------------

Además, se incluyeron otras propiedades necesarias para el cálculo de los asentamientos elásticos, basado en Casagrande (1948).

*Tabla 13. Propiedades (Módulo de Young y Relación de Poisson) para suelos.*

Material	Módulo de Young-E (Mpa)	Razón de Poisson (v)
Arcilla suave	2-4	
Arcilla firme a dura	4-8	0.40-0.50
Arcilla muy dura	8-20	
Limo	8-20	0.30-0.35
Arena fina suelta	8-12	
Arena fina medio densa	12-20	0.25
Arena fina densa	20-30	
Arena suelta	10-30	0.20-0.35
Arena medio densa	30-50	
Arena densa	50-80	0.30-0.40
Grava suelta	30-80	
Grava medio densa	80-100	
Grava densa	100-200	

y contrastado Braja M. Das (1983):

*Tabla 14. Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos.*

Tipo de suelo	Relación de vacíos	Contenido de agua natural en condición saturada (%)	Peso específico seco, $\gamma_d$	
			Lb/pie <sup>3</sup>	Kn/m <sup>3</sup>
Arena uniforme suelta	0.8	30	92	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	115	18



Arena limosa suelta de grano anguloso	0.65	25	102	16
Arena limosa densa de grano anguloso	0.4	15	120	19
Arcilla dura	0.6	21	108	17
Arcilla suave	0.9-1.4	30-50	73-92	11.5-14.5
Loes	0.9	25	86	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5-3.2	90-120	38-51	6-8
Morrena Glacial	0.3	10	134	21

*Los cálculos asociados a esta tabla se encuentran en la memoria de cálculo.*

El cálculo del asentamiento elástico se realizó en base a la teoría de la Elasticidad (ver en el libro de Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones Braja M. Das 7ma edición)

A partir de los datos se procedió a determinar el asentamiento total y el módulo de reacción del suelo, completando así las propiedades mecánicas necesarias para el diseño de las fundaciones.

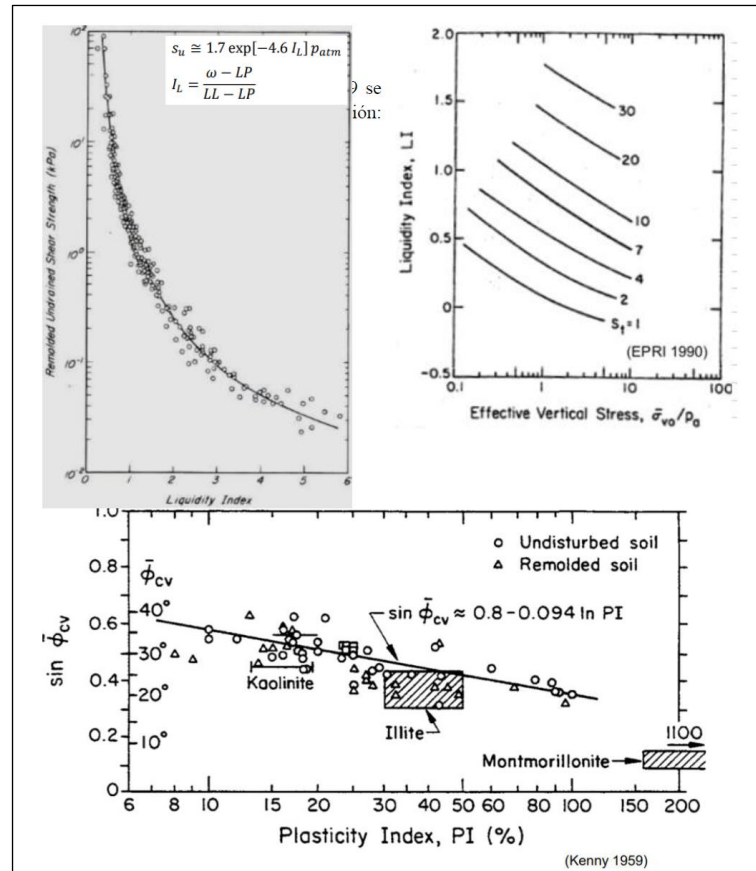
#### 4.3 Resultados y Valores Definitivos

Con los resultados definitivos de los ensayos se procedió a completar la tabla 11 agregando los encabezados de las propiedades de humedad del suelo y sus límites de Atterberg. Estos mismos encabezados se incorporaron a la tabla 12 de propiedades promedio.

Humedad Natural (w%)	Límite Líquido (LL)	Límite Plástico (LP)	Índice de Plasticidad (IP)
-------------------------	------------------------	-------------------------	-------------------------------

Utilizando estos nuevos datos, se procedió a calcular, en base a la ref. 4 el Índice de Liquidez (IL). En suelos blandos este parámetro resulta de mucha importancia ya es un indicativo de la sensibilidad (S) del suelo. La sensibilidad permite establecer una comparación entre las resistencias al corte de las arcillas in situ y remoldeadas o alteradas. El ensayo SPT introduce una perturbación en el suelo, de modo que altera las propiedades mecánicas originales de la arcilla. En tal caso, es necesario obtener las propiedades a partir de condiciones in situ e intrínsecas del material, como la humedad in situ y los límites de Atterberg. Estas, a su vez, deben ser comparadas con las obtenidas por las correlaciones con el SPT en base a las referencias 1 y 2; resultando finalmente la menor de las resistencias.

Para el cálculo de la cohesión (Figura 15) y la sensibilidad se utilizó la correlación con el IL. Los valores fueron extraídos de Kulhawy & Mayne (1990) (ref. 7).



**Figura 14. Determinación de la cohesión**

Todos estos parámetros y propiedades fueron también agregados a la tabla 11 con los siguientes encabezados:

Índice de Liquez (I <sub>L</sub> )	Resistencia al corte al. S <sub>u</sub> (kpa)	σ <sub>vo</sub> /P <sub>a</sub>	Resistencia al corte Sal.S <sub>u</sub> (kpa)	Sensitividad	Ángulo de fricción φ <sub>cv</sub>
------------------------------------	---	---------------------------------	---	--------------	------------------------------------

Luego, aplicando los procedimientos y referencias aludidos en la parte de los cálculos preliminares, se estimaron las capacidades soporte, se ajustaron los espesores y se calculó el asentamiento total y el módulo de reacción del suelo, siendo actualizada la tabla 15, como sigue:

Como fue indicado en las observaciones preliminares, la incorporación de más datos cuantitativos permitió reducir las incertidumbres asociadas al cálculo inicial realizado con los datos cualitativos y pudieron correlacionarse con mayor confianza; de manera que la capacidad soporte pudo ser reajustada.

La capacidad soporte se obtuvo considerando la menor de las capacidades calculadas con varias teorías de capacidad. Se consideró la falla por corte general (basado en la ref. 6) en el



caso del primer estrato, ya que en todos los sondeos el número de golpes fue mayor a 20 golpes (Tabla 16).

**Tabla 15. Resumen de tipos de capacidad soporte vs las propiedades del suelo**

Type of bearing capacity failure	Cohesionless soil (e.g., sands)			Cohesive soil (e.g., clays)	
	Density condition	Relative density ( $D_r$ )	$(N_1)_{60}$	Consistency	Undrained shear strength ( $s_u$ )
General shear failure (Fig. 6.1)	Dense to very dense	65–100%	> 20	Very stiff to hard	> 2000 psf >100 kPa
Local shear failure (Fig. 6.2)	Medium	35–65%	5–20	Medium to stiff	500–2000 psf 25–100 kPa
Punching shear failure (Fig. 6.3)	Loose to very loose	0–35%	< 5	Soft to very soft	< 500 psf < 25 kPa

Las observaciones realizadas en la parte preliminar se reiteran en estas conclusiones, de modo que pudieran presentarse asentamientos desiguales dado que el emplazamiento de los edificios se realizará cortando varios estratos.

Conforme a los resultados de los ensayos y el número de golpes obtenido para el primer estrato el potencial de expansión para suelo es mediano, conforme con las referencias: Chen (1988) (ref. 8); US. Army Corps of Engineers (1983) (ref. 9); Nelson & Miller (1992).

**Tabla 16. Resumen de tipos de capacidad soporte vs las propiedades del suelo**

Potencial de Expansión	Muy baja	Baja	Mediana	Alta	Muy Alta
Índice de Plasticidad, PI	0-10	10-15	15-25	25-35	>35
Límite Líquido, LL	<30		30-40	40-60	>60
Relación Contenido de Humedad/Límite Líquido	>0.5		0.5-0.4	0.4-0.3	<0.3
Resistencia a la Penetración Estándar (N golpes/0.30 m)	<10		10-20	20-30	>30

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

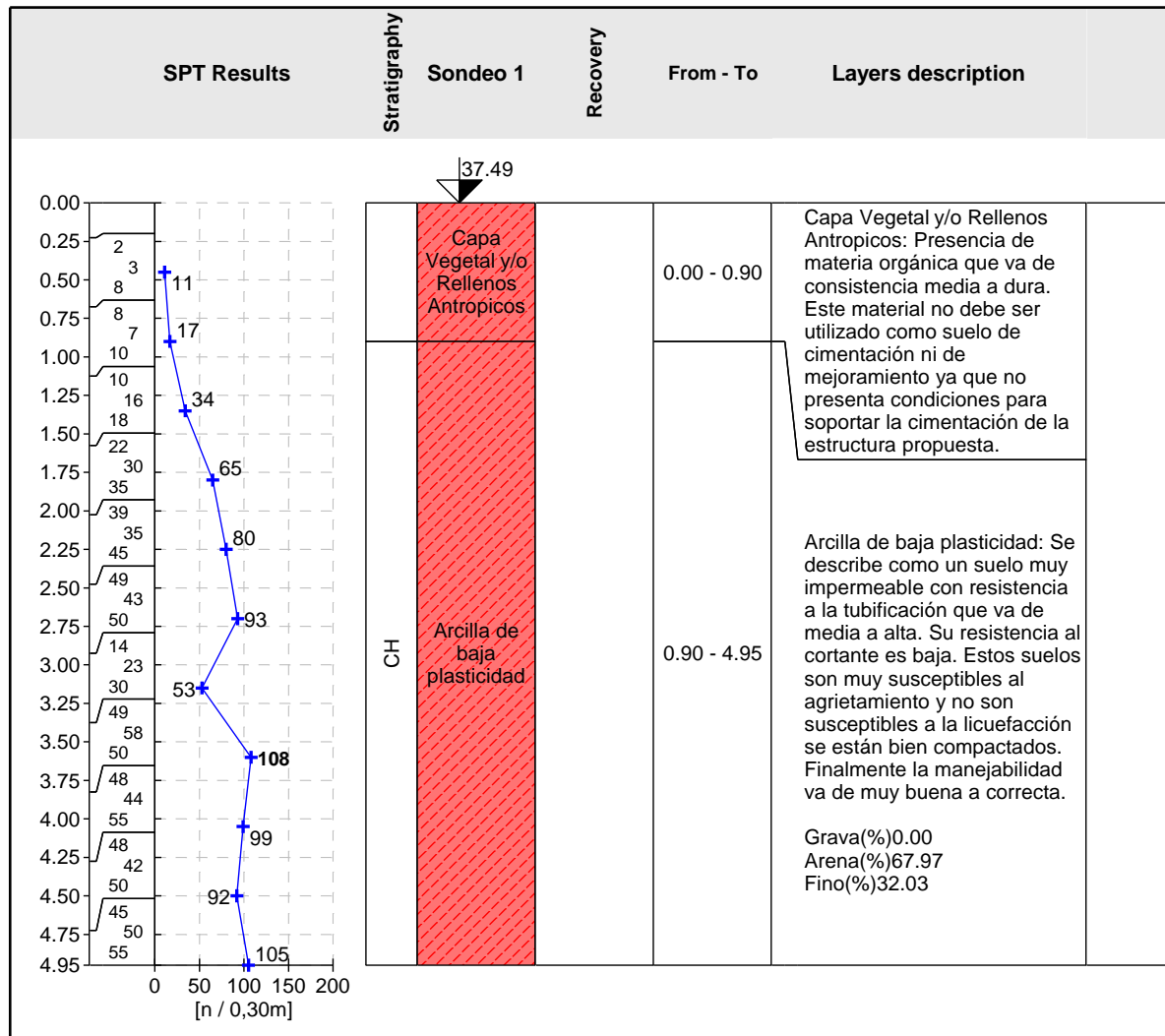
El terreno estudiado presenta unas características particulares, a partir de las cuales, junto a las observaciones de campo, los perfiles obtenidos de los sondeos (Anexo VIII), el análisis de las muestras obtenidas (Anexo II) y mediante la memoria de cálculo (Anexo III), se puede deducir lo siguiente:


1. Debe removerse toda la capa vegetal y cualquier material antrópico del emplazamiento de la fundación de la estructura.
2. **Utilizar una capacidad soporte de  $2.1 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de reacción de  $2.4 \text{ Kg/cm}^3$  para zapata aislada y zapata corrida para una profundidad de desplante mínima de 1.20 metros.**
3. Se recomienda utilizar zapatas arriostradas en dos direcciones a una profundidad de desplante mínima de 1.20 metros, toda vez que el sistema estructural de la superestructura sea en base a pórticos. Si dicho sistema estructural está realizado con muros se puede prescindir del uso de Vigas arriostrada.
4. Si se escoge losa de fundación puede fundarse directamente encajonando la losa en el terreno, después de haber realizado el mejoramiento de 1.2 metros. Para dicho mejoramiento, se recomienda la colocación de una capa de material granular competente (A1a AASHTO 1993) de 2 metros, compactado por capas de no más de 20 cm, con un nivel de compactación del 100% del Proctor Modificado de dicho material (ver anexo VI).
5. El relleno compactado debe cumplir con las condiciones granulométricas establecidas en el anexo VI. Para fines de diseño se establece una capacidad soporte de  $2.1 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de reacción de  $2.4 \text{ Kg/cm}^3$ .
6. El relleno de material granular competente, de 1.2 metros, debe tener un nivel de compactación del 100% del Proctor Modificado de dicho material, cuyo nivel de densidad relativa tendrá que ser verificado en campo mediante un control de compactación in situ, como se indica en el anexo VI.
7. La construcción de las cimentaciones se llevará a cabo en dos fases. En la primera de ellas se excavará, encofrará y hormigonará hasta la cota del nivel de terreno explanado, dejando embebidos los pernos de anclaje, a los que se atornillarán los soportes metálicos de los diferentes aparatos. También en esa primera fase, y en aquellas cimentaciones que así lo requieran, se dejarán instalados los tubos previstos para el paso de cables eléctricos y del cable de puesta a tierra, según la cantidad y calidad indicadas en los planos constructivos. En la segunda fase de hormigonado, se alcanzará la cota de coronación. El diseñador estructural deberá velar por determinar los efectos en la resistencia debido a la presencia de tuberías instaladas internamente en las zapatas.

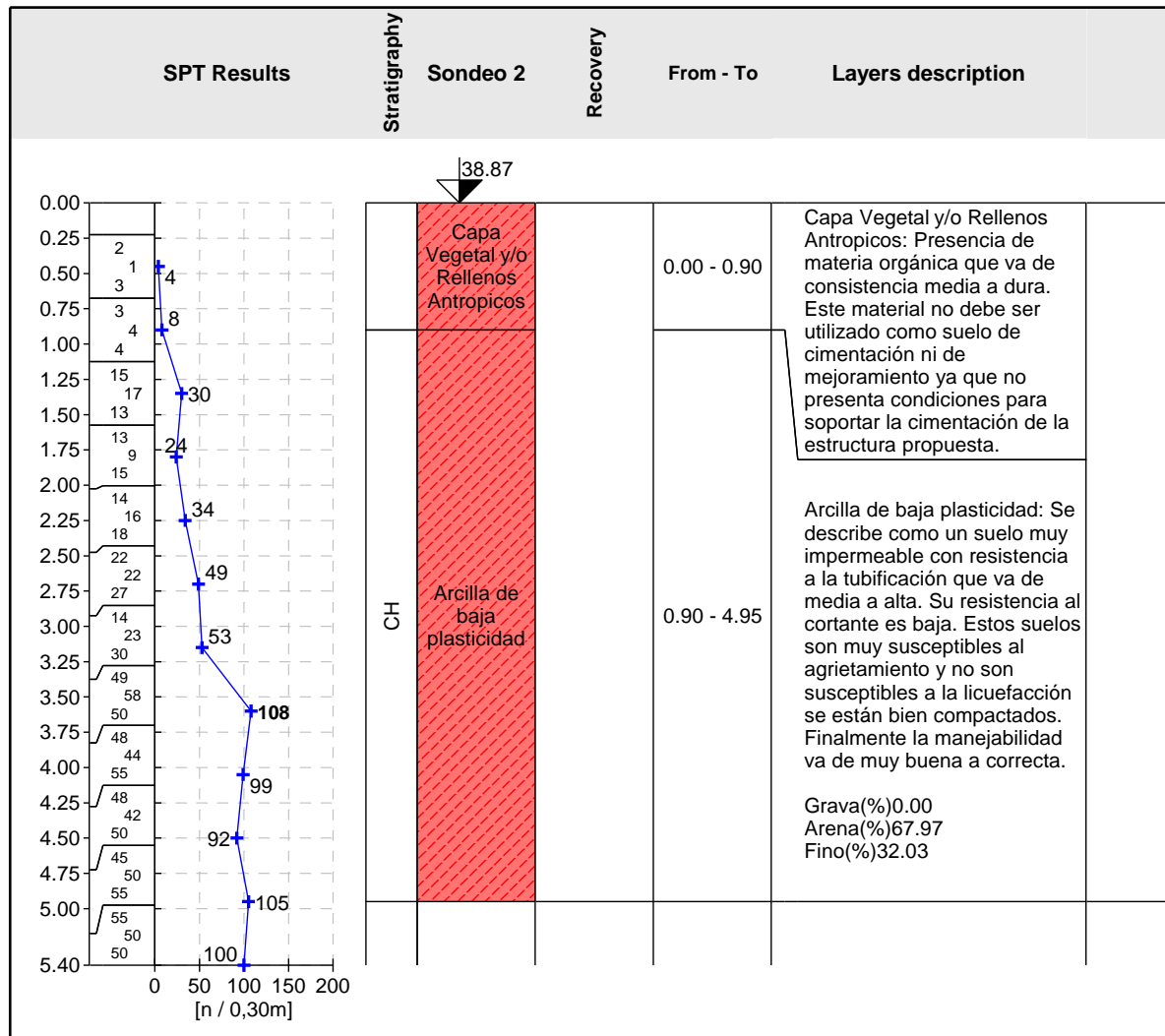
8. Aunque el potencial de expansión del suelo es bajo, se recomienda control de la humedad y socavación del suelo circundante de las zapatas.
9. La clasificación sísmica, realizada en la zona de estudio, ofreció valores de  $V_{s30}$  comprendidos en un rango entre 360 y 760 m/s, por lo que se determina que la clasificación sísmica de sitio para la zona de estudio es un tipo de suelo C (suelo denso) (R001, 2011).
10. A la zona de estudio le corresponde un valor de aceleración espectral para periodos cortos ( $S_s$ ) = 0.95 g y una aceleración espectral para periodos largos ( $S_1$ ) = 0.55 g. En su defecto el diseñador estructural tiene la opción de utilizar las pseudoaceleraciones de: Mapa de isoaceleraciones espectrales  $S_s$  para un 10% de Probabilidad de ser excedida en 50 años (Mapa no. 4) y el mapa de isoaceleraciones espectrales  $S_s$  para un 2% de Probabilidad de ser excedida en 50 años (Mapa no.5) del R001.
11. El diseñador estructural deberá prever una transmisión uniforme de la carga de tal manera que se eviten distorsiones estructurales durante la vida útil de la infraestructura que excedan las distorsiones estructurales reglamentarias, establecidas en el R-024.
12. En circunstancias normales la excavación se mantendrá abierta el mínimo tiempo posible, para evitar la alteración de la capa de apoyo.
13. No deberán colocarse tuberías en el relleno que soporte directamente las zapatas.
14. Tomar medidas de control de aguas lluvias, potable y residual; evitando escorrentías frecuentes en el emplazamiento que contribuyan con el socavamiento del suelo de fundación.
15. Evitar la siembra de árboles de raíces potentes en las proximidades de la construcción, localizándolas a más de 4 metros de la cimentación.
16. Si durante la ejecución de la excavación y cimentación, se detectara alguna anomalía o diferencia entre el terreno excavado y los resultados obtenidos en el reconocimiento geotécnico, se deberá informar al consultor geotécnico para evaluar su importancia.


# **ANEXO I. Fichas Técnicas del Proyecto Subestación Arroyo Manzano.**

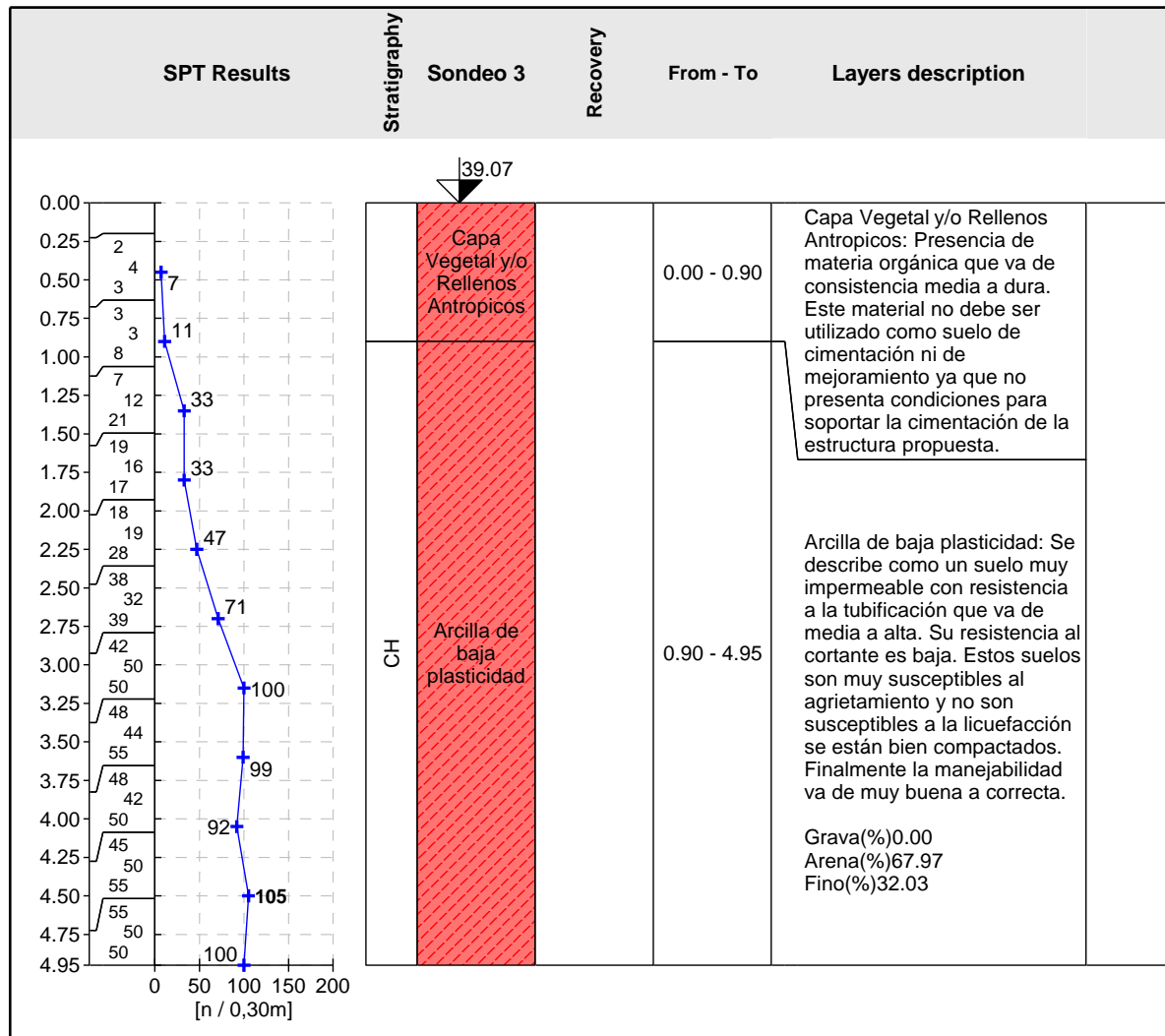
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo,		<b>Bozzetto</b>		<b>Standard penetration test (SPT)</b>		<b>Sondeo 1</b>	
Project: <b>Subestación Arroyo Manzano</b>							
Project ID:		Annex no.:		Drilling equipment:			
Location: Nuevo Arroyo Hondo Distrito Nacional		Method of drilling:					
Foreman: AM		Date start: 19/7/2022		Overall depth: 4.95 m		Coordinate X: 398452.41	
Operator: EAM		Date end: 28/7/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2046599.53	
Documented:		Scale: 1:42		GWT steady:		Coordinate Z: 37.49 m	
Processed: JP				Bit - type, size:			
Drilling:				Casing:			
Sampler:		Sampler hammer:		Weight:		Drop:	



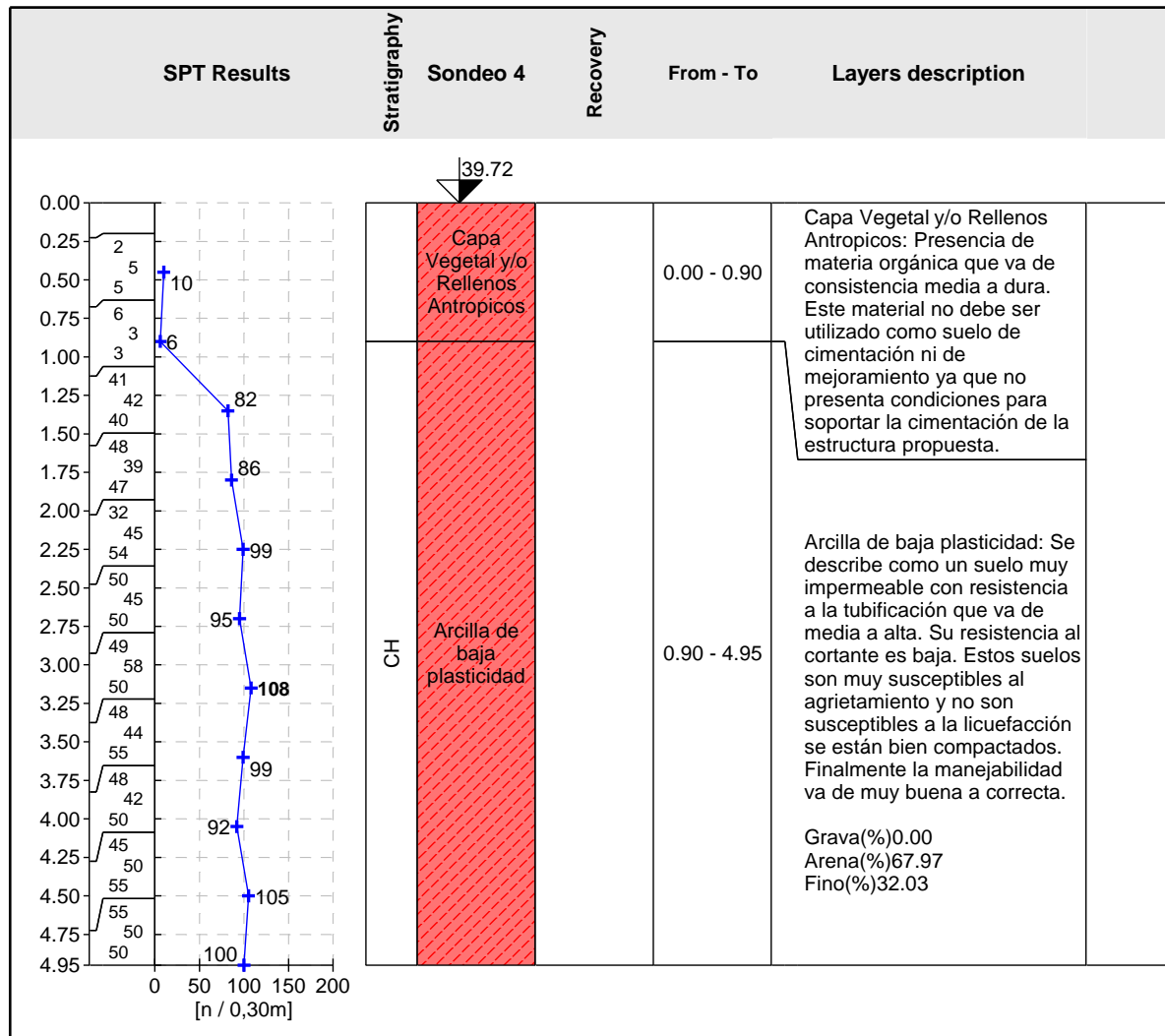
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo,				Standard penetration test (SPT)		Sondeo 2		
Project: Subestación Arroyo Manzano								
Project ID:			Annex no.:		Drilling equipment:			
Location: Nuevo Arroyo Hondo Distrito Nacional				Method of drilling:				
Foreman: AM			Date start: 19/7/2022		Overall depth: 5.40 m		Coordinate X: 398459.63	
Operator: EAM			Date end: 28/7/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2046575.83	
Documented:			Scale: 1:45.9		GWT steady:		Coordinate Z: 38.87 m	
Processed: JP			Bit - type, size:					
Drilling:					Casing:			
Sampler:			Sampler hammer:			Weight:		Drop:



BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo,				Standard penetration test (SPT)		Sondeo 3		
Project: Subestación Arroyo Manzano								
Project ID:			Annex no.:		Drilling equipment:			
Location: Nuevo Arroyo Hondo Distrito Nacional				Method of drilling:				
Foreman: AM			Date start: 19/7/2022		Overall depth: 4.95 m		Coordinate X: 398443.57	
Operator: EAM			Date end: 28/7/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2046551.86	
Documented:			Scale: 1:42		GWT steady:		Coordinate Z: 39.07 m	
Processed: JP			Bit - type, size:					
Drilling:					Casing:			
Sampler:			Sampler hammer:			Weight:		Drop:

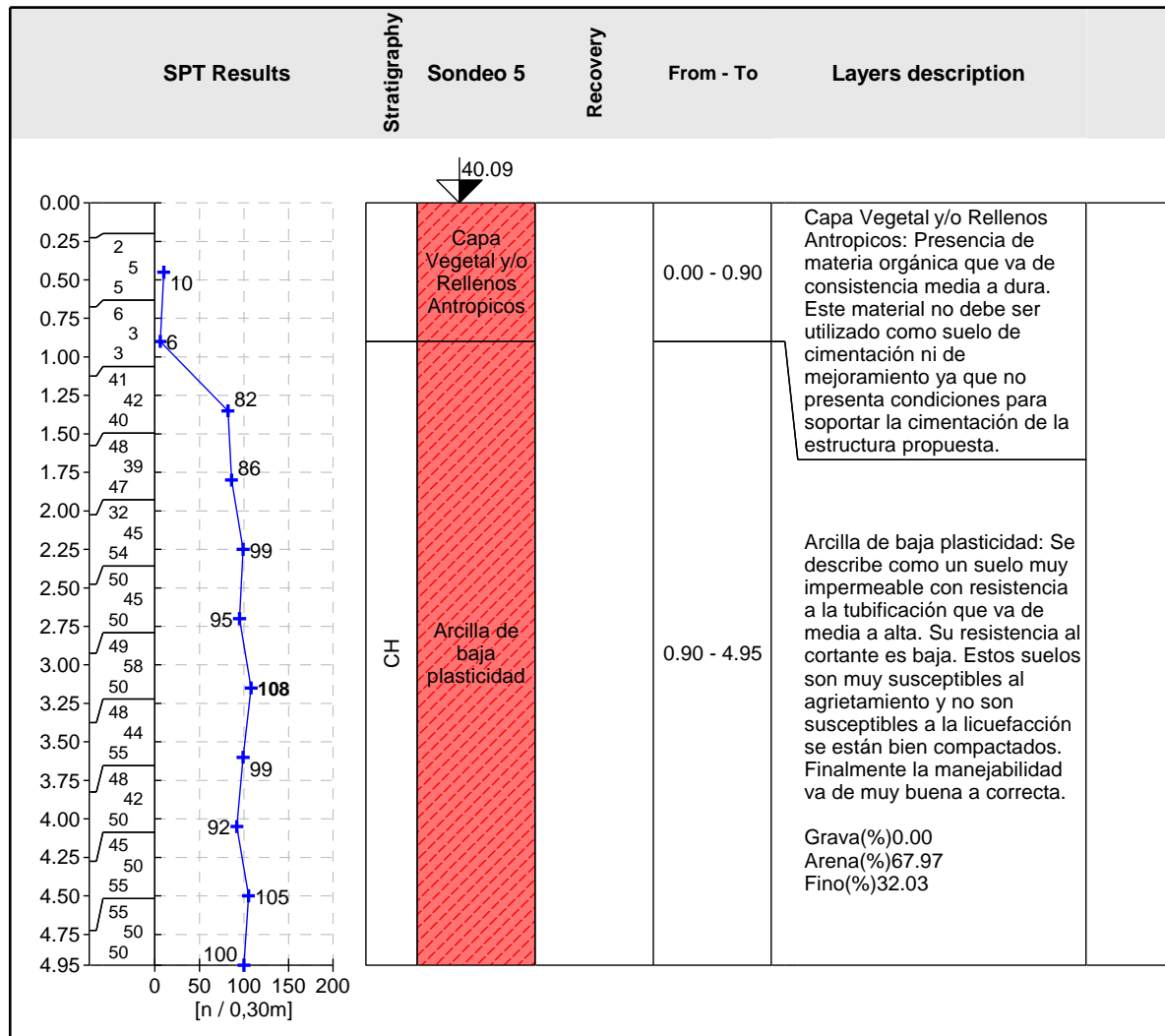


BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo,		<b>Bozzetto</b>		Standard penetration test (SPT)		Sondeo 4		
Project: Subestación Arroyo Manzano								
Project ID:			Annex no.:		Drilling equipment:			
Location: Nuevo Arroyo Hondo Distrito Nacional				Method of drilling:				
Foreman: AM			Date start: 19/7/2022		Overall depth: 4.95 m		Coordinate X: 398477.53	
Operator: EAM			Date end: 28/7/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2046590.92	
Documented:			Scale: 1:42		GWT steady:		Coordinate Z: 39.72 m	
Processed: JP			Bit - type, size:					
Drilling:					Casing:			
Sampler:			Sampler hammer:			Weight:		Drop:

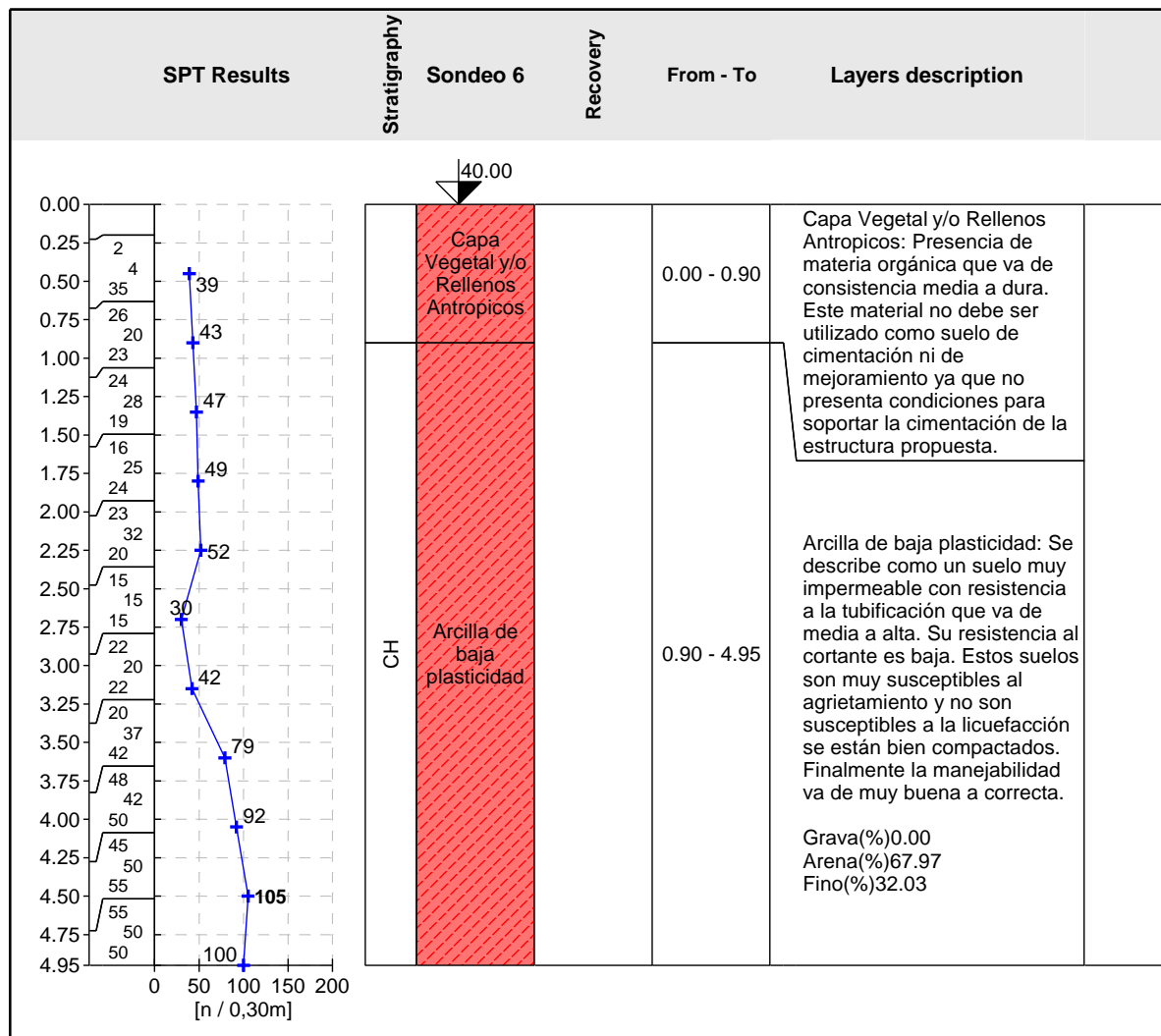




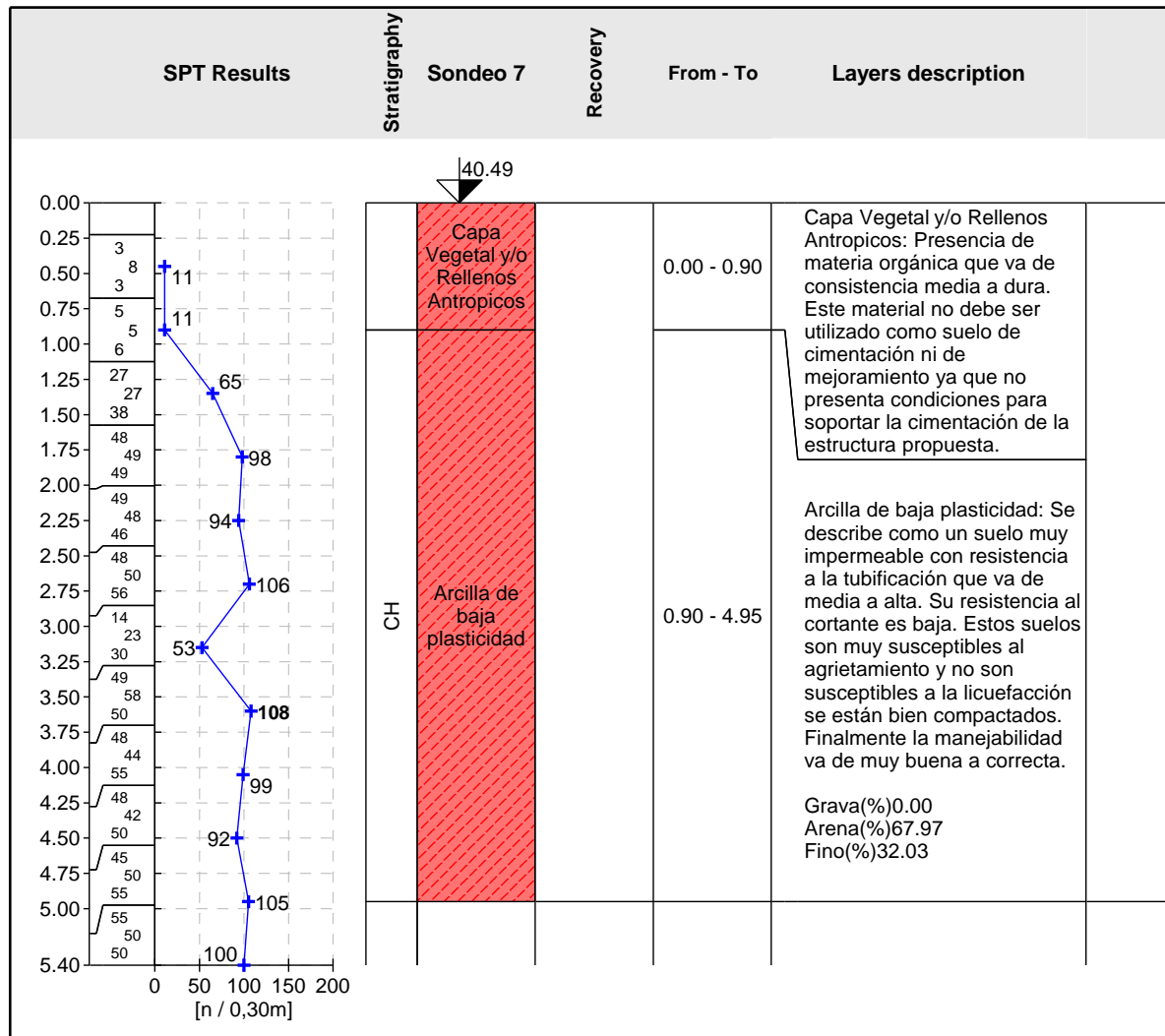
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo,		<b>Bozzetto</b>		<b>Standard penetration test (SPT)</b>		<b>Sondeo 5</b>	
Project: <b>Subestación Arroyo Manzano</b>							
Project ID:		Annex no.:		Drilling equipment:			
Location: Nuevo Arroyo Hondo Distrito Nacional		Method of drilling:					
Foreman: AM		Date start: 19/7/2022		Overall depth: 4.95 m		Coordinate X: 398480.59	
Operator: EAM		Date end: 28/7/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2046566.73	
Documented:		Scale: 1:42		GWT steady:		Coordinate Z: 40.09 m	
Processed: JP				Bit - type, size:			
Drilling:				Casing:			
Sampler:		Sampler hammer:		Weight:		Drop:	



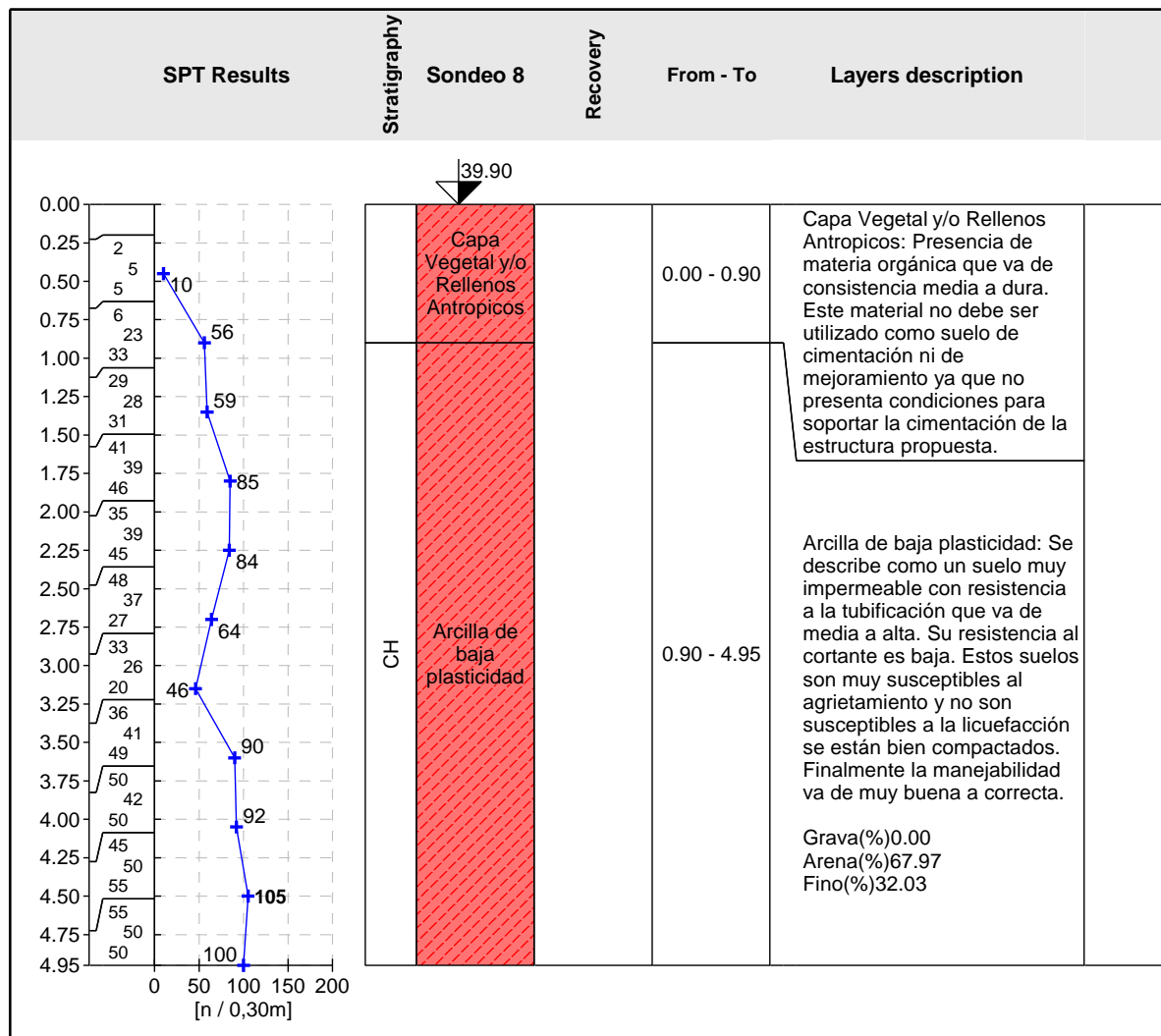
BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo,		<b>Bozzetto</b>		<b>Standard penetration test (SPT)</b>		<b>Sondeo 6</b>	
Project: <b>Subestación Arroyo Manzano</b>							
Project ID:		Annex no.:		Drilling equipment:			
Location: Nuevo Arroyo Hondo Distrito Nacional		Method of drilling:					
Foreman: AM		Date start: 19/7/2022		Overall depth: 4.95 m		Coordinate X: 398465.05	
Operator: EAM		Date end: 28/7/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2046543.03	
Documented:		Scale: 1:42		GWT steady:		Coordinate Z: 40.00 m	
Processed: JP				Bit - type, size:			
Drilling:				Casing:			
Sampler:		Sampler hammer:		Weight:		Drop:	



BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo,		<b>Bozzetto</b>		Standard penetration test (SPT)		Sondeo 7		
Project: Subestación Arroyo Manzano								
Project ID:			Annex no.:		Drilling equipment:			
Location: Nuevo Arroyo Hondo Distrito Nacional				Method of drilling:				
Foreman: AM			Date start: 19/7/2022		Overall depth: 5.40 m		Coordinate X: 398512.14	
Operator: EAM			Date end: 28/7/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2046567.82	
Documented:			Scale: 1:45.9		GWT steady:		Coordinate Z: 40.49 m	
Processed: JP			Bit - type, size:					
Drilling:					Casing:			
Sampler:			Sampler hammer:			Weight:		Drop:



BOZZ Av. Independencia #304, Santo Domingo,		<b>Bozzetto</b>		<b>Standard penetration test (SPT)</b>		<b>Sondeo 8</b>	
Project: <b>Subestación Arroyo Manzano</b>							
Project ID:		Annex no.:		Drilling equipment:			
Location: Nuevo Arroyo Hondo Distrito Nacional		Method of drilling:					
Foreman: AM		Date start: 19/7/2022		Overall depth: 4.95 m		Coordinate X: 398497.59	
Operator: EAM		Date end: 28/7/2022		GWT bored:		Coordinate Y: 2046533.83	
Documented:		Scale: 1:42		GWT steady:		Coordinate Z: 39.90 m	
Processed: JP				Bit - type, size:			
Drilling:				Casing:			
Sampler:		Sampler hammer:		Weight:		Drop:	



## **ANEXO II. Ensayos de laboratorio a muestras tomadas en campo**



## Ensayos de laboratorios

Límites de Atterberg (ASTM D4318)	Contenido de humedad (ASTM D2216)
Granulometría de los materiales (ASTM D 6913)	Clasificación de los materiales de acuerdo con el sistema unificado suelos (SUCS) (ASTM D2487)

**Revisado y supervisado por:**

**Dr. Jaruselsky Pérez Cuevas**  
**Codia: 26626**



**Ing. Julio Leonardo Amin Mundaray Bautista.**

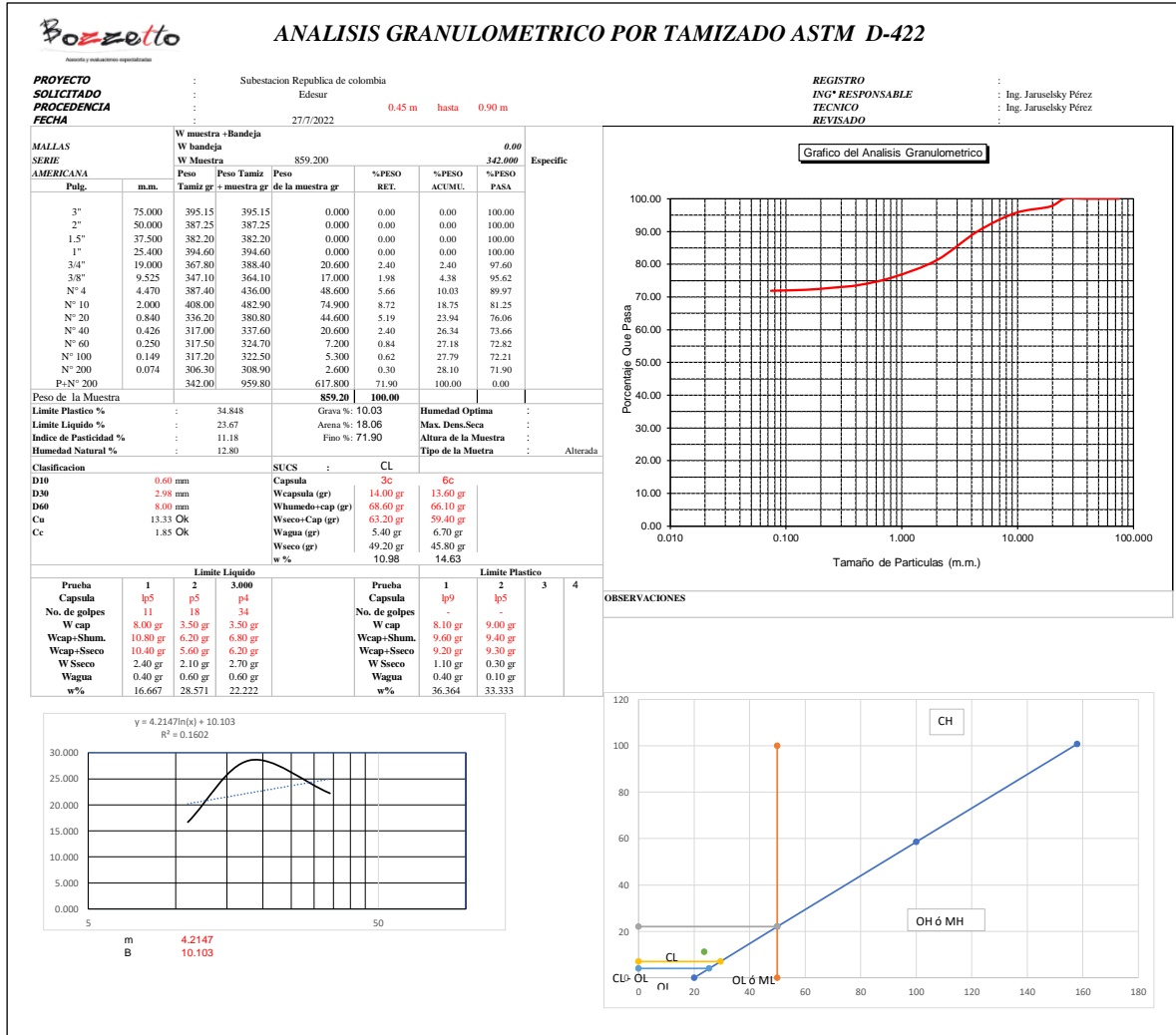
**Codia: 41590**

Por petición de EDESUR DOMINICANA, se han llevado a cabo las exploraciones y los ensayos de laboratorio con el objetivo de determinar la capacidad portante del suelo, el módulo de reacción y los asentamientos máximos en el emplazamiento del Proyecto Subestación Arroyo Manzano. A continuación, se presentan los análisis llevados a cabo, por el laboratorio Bozzetto SRL, a las muestras extraídas en dicho proyecto, el cual se encuentra ubicado en Arroyo Manzano del Distrito Nacional

Los análisis a las muestras, las cuales se describen brevemente en el apartado de Trabajos de Campo y Ensayos realizados (páginas 8-10) fueron las siguientes:

1. Clasificación de los materiales de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) (ASTM D2487)
2. Límites de Atterberg (ASTM D-4318; D-4319)
3. Granulometría de los materiales (ASTM D 6913)
4. Contenido de Agua (Humedad) (ASTM D-2216)

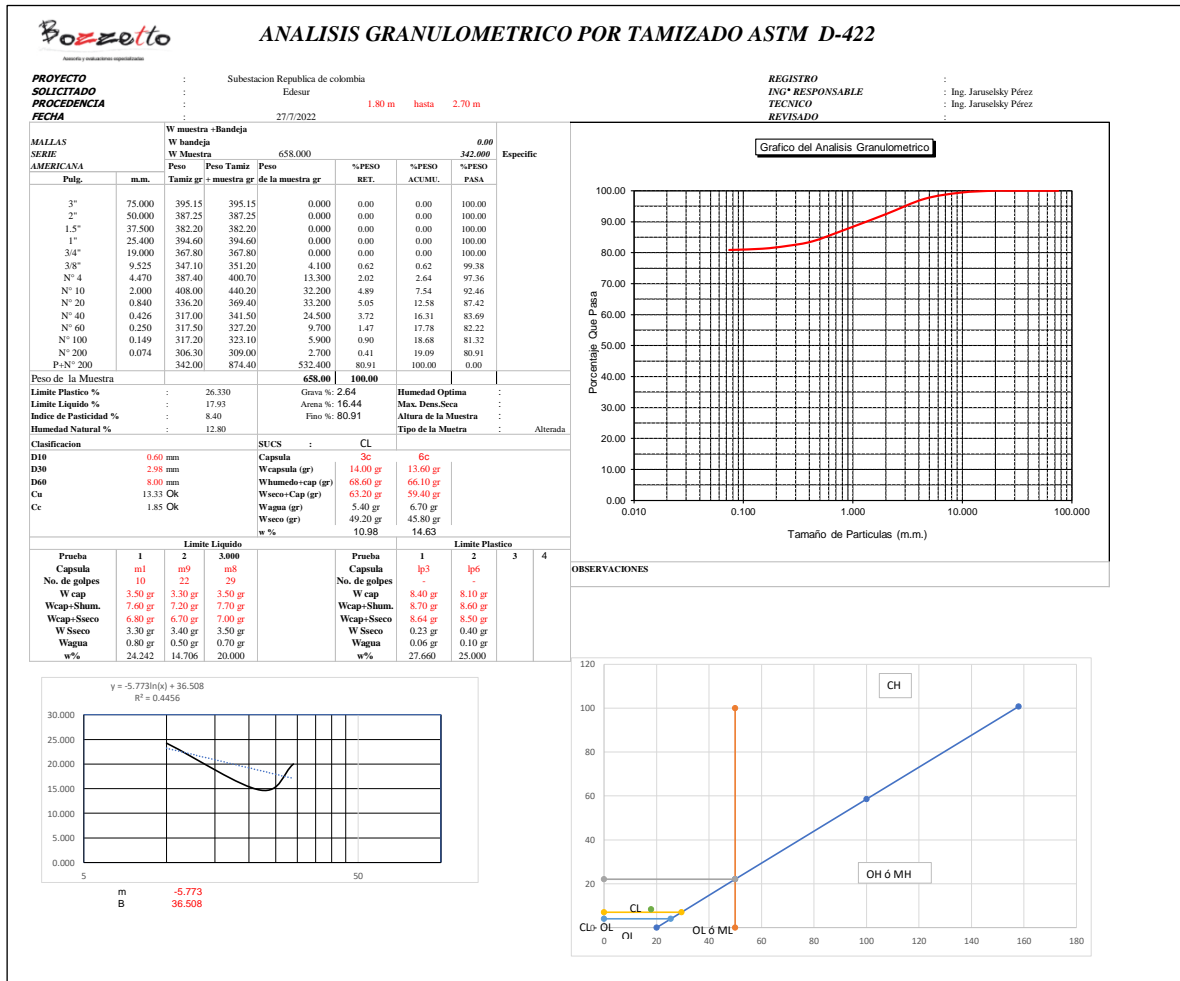
# SONDEO 1- M1



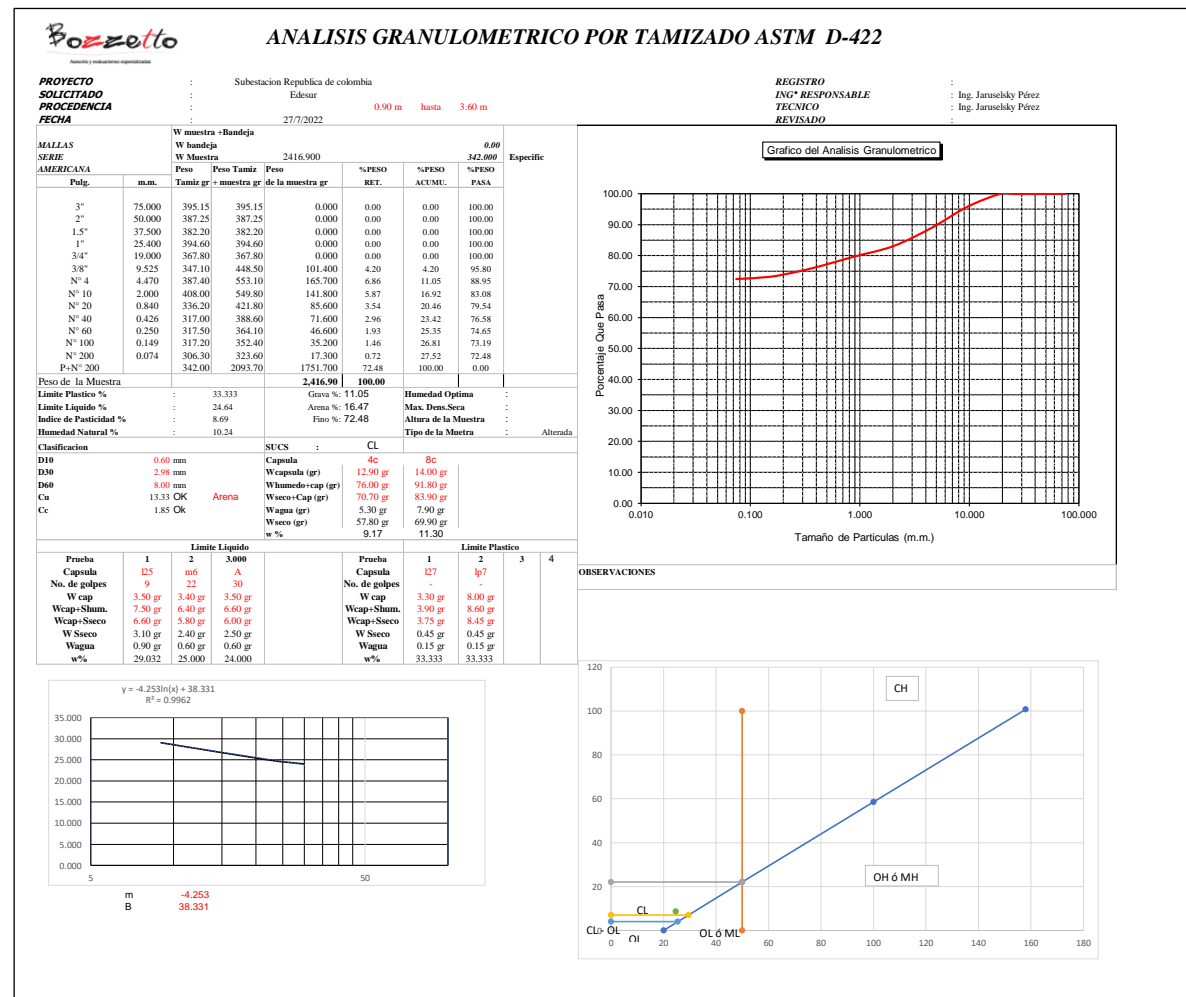




# SONDEO 2- M1

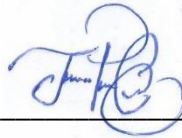


## **SONDEO 2- M2**



## **Conclusiones**

Realizados todos los ensayos pertinentes de laboratorio a todas las muestras tomadas en campo, se presenta como conclusión que el suelo del terreno estudiado presenta homogeneidad y que los estratos encontrados son consistentes. A una profundidad con rango entre 0.00 y 0.90 metros se identificaron suelos consistentes en materia orgánica y rellenos antrópicos. Para el estrato 2, el cual tiene una profundidad comprendida entre 1.80 m y 4.50 m, se encontró una arcilla de baja plasticidad (CL) que presenta una humedad que va desde 9 % hasta 13.98 %. Para ese mismo estrato el Límite Líquido promedio es de 18%, el Límite Plástico de 13% y el Índice de Plasticidad de 5%.



---

ING. JARUSELSKY PÉREZ

Gerente de proyectos

[www.bozzettord.com](http://www.bozzettord.com)

## **ANEXO III. Determinación de la capacidad de carga admisible en cimentaciones superficiales (Memoria de Cálculo)**

## **Memoria de Cálculos del Proyecto Subestación Arroyo Manzano, D.N**

### **DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN FUNDACIONES SUPERFICIALES**

La presente memoria de cálculo tiene por finalidad determinar la capacidad de carga admisible y asentamientos

#### **LEYENDA**

$\gamma_d$  = *Peso específico del material*

$S_{eR}$  = *Asiento Elástico*

$E_{sL}$  = *Módulo Elástico*

$\phi$  = *Ángulo de fricción interno*

$c$  = *Relación de Poisson*

$B$  = *Dimensión menor de la zapata*

$D_f$  = *Profundidad de desplante*

$\left( \begin{matrix} N_{q1M} \\ N_{\gamma1M} \\ N_{c1M} \end{matrix} \right) = \text{Factores de capacidad de carga propuestos por Meyerhof (1963)}$

$FSE$  = *Factor de seguridad Estático*

$q_{ul1M}$  = *Capacidad de carga última*

$q_{admME}$  = *Capacidad de carga admisible Estática*

$q_{admMD}$  = *Capacidad de carga admisible dinámica*

$K_{e1E}$  = *Módulo de reacción o coeficiente de Balasto*

$c$  = *Cohesión*

**A. PARAMETROS GENERALES DEL SUELO**

**-Datos obtenidos de los ensayos de laboratorio (ver anexos I al II de Resultados de Laboratorio)**

**1. Unidad 1. Arcilla de baja plasticidad, CL, Consistencia Muy Firme a Dura**

- Espesor del Estrato:  $H_1 := 5 \cdot m$
- Humedad:  $w_1 := 15\%$
- Relación de Vacíos:  $e_1 := 1.11$
- Densidad Seca:  $\gamma_{d1} := 1.30 \cdot \frac{tonne}{m^3}$
- Ángulo de fricción Interna:  $\phi_1 := 10^\circ$
- Cohesión:  $c_1 := 1 \cdot \frac{kg}{cm^2}$

**B. PARAMETROS DE DISEÑO****1. Datos para Zapata cuadrada**

$$B := 1.0 \cdot m \qquad L := 1.0 \cdot m \qquad D_{f1} := 1.2 \cdot m$$

**2. Datos para Zapata continua**

$$L_c := 5 \cdot m \qquad B_c := 1.0 \cdot m \qquad D_{f2} := 1.2 \cdot m$$

**3. Datos para Placa**

$$L_p := 10 \cdot m \qquad B_p := 5 \cdot m \qquad D_{f3} := 0.30 \cdot m$$

$$FSE := 3 \qquad (\text{Factor de seguridad Estático})$$



*NOTA: No se detectó presencia del nivel freático*

### C. FACTORES DE CAPACIDAD POR MEYERHOF

Los factores de capacidad de carga se determinan mediante las ecuaciones propuestas por **Meyerhof (1963)**:

#### 1. Unidad 1. Arcilla de baja plasticidad, CL, Consistencia Muy Firme a Dura

*Corte general*

$$N_{q1M} := \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi_1}{2} \right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi_1)} = 2.471$$

$$N_{\gamma 1M} := 2 \cdot (N_{q1M} + 1) \cdot \tan(\phi_1) = 1.224$$

$$N_{c1M} := \frac{(N_{q1M} - 1)}{\tan(\phi_1)} = 8.345$$

#### 1.1 Caso de Zapata Cuadrada $B := L$

· Factores de Forma Unidad 1 Propuesto por **De Beer (1970)** :

$$F_{cs11} := 1 + B \cdot \frac{N_{q1M}}{L \cdot N_{c1M}} = 1.296 \quad F_{qs11} := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi_1) = 1.176 \quad F_{\gamma s11} := 1 - \frac{0.4 \cdot B}{L} = 0.6$$

· Factores de Profundidad Unidad 1 Propuestos por **Hansen (1970)**:

$$F_{cd11}(D_f, B) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{D_f}{B} \leq 1 \\ \left\| 1 + \frac{0.4 \cdot D_f}{L} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left( 1 + 0.4 \cdot \tan\left(\frac{D_f}{B}\right) \right) \right\| \end{array} \right\|$$

$$F_{qd11}(D_f, B) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_f}{B} \leq 1 \\ \left\| 1 + 2 \cdot \tan(\phi_1) \cdot (1 - \sin(\phi_1))^2 \cdot \frac{D_f}{B} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left( 1 + 2 \cdot \tan(\phi_1) \cdot (1 - \sin(\phi_1))^2 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_f}{B}\right) \right) \right\| \end{cases}$$

$$F_{cd11}(D_{f1}, B) = 1.35$$

$$F_{qd11}(D_{f1}, B) = 1.211$$

$$F_{\gamma d11} := 1$$

- Factores de Inclinación Unidad 1 propuestos por **Meyerhof (1953)**

Para la inclinación de carga  $\beta := 0$

$$F_{ci11} := \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{qi11} := F_{ci11} = 1$$

$$F_{\gamma i11} := \left(1 - \frac{\beta}{\phi_1}\right)^2 = 1$$

## 1.2 Caso de Zapata Corrida

- Factores de Forma Unidad 1 Propuesto por **De Beer (1970)** :

$$F_{cs12} := 1 + Bc \cdot \frac{N_{q1M}}{Lc \cdot N_{c1M}} = 1.059 \quad F_{qs12} := 1 + \frac{Bc}{Lc} \cdot \tan(\phi_1) = 1.035 \quad F_{\gamma s12} := 1 - \frac{0.4 \cdot Bc}{Lc} = 0.92$$

- Factores de Profundidad Unidad 1 Propuestos por **Hanzen (1970)**:

$$F_{cd12}(D_f, Bc) := \begin{cases} \text{if } \frac{D_f}{Bc} \leq 1 \\ \left\| 1 + \frac{0.4 \cdot D_f}{Lc} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left( 1 + 0.4 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_f}{Bc}\right) \right) \right\| \end{cases}$$

$$F_{qd12}(D_f, Bc) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{D_f}{Bc} \leq 1 \\ \left\| 1 + 2 \cdot \tan(\phi_1) \cdot (1 - \sin(\phi_1))^2 \cdot \frac{D_f}{Bc} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left( 1 + 2 \cdot \tan(\phi_1) \cdot (1 - \sin(\phi_1))^2 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_f}{Bc}\right) \right) \right\| \end{array} \right\|$$

$$F_{cd12}(D_{f2}, Bc) = 1.35$$

$$F_{qd12}(D_{f2}, Bc) = 1.211$$

$$F_{\gamma d12} := 1$$

· Factores de Inclinación Unidad 1 propuestos por **Meyerhof (1953)**

Para la inclinación de carga  $\beta := 0$

$$F_{ci12} := \left( 1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2 = 1$$

$$F_{qi12} := F_{ci12} = 1$$

$$F_{\gamma i12} := \left( 1 - \frac{\beta}{\phi_1} \right)^2 = 1$$

### 1.3 Caso Platea

· Factores de Forma Unidad 1 Propuesto por **De Beer (1970)** :

$$F_{cs13} := 1 + B_p \cdot \frac{N_{q1M}}{L_p \cdot N_{c1M}} = 1.148 \quad F_{qs13} := 1 + \frac{B_p}{L_p} \cdot \tan(\phi_1) = 1.088 \quad F_{\gamma s13} := 1 - \frac{0.4 \cdot B_p}{L_p} = 0.8$$

· Factores de Profundidad Unidad 1 Propuestos por **Hanzen (1970)**:

$$F_{cd13}(D_{f3}, B_p) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{D_{f3}}{B_p} \leq 1 \\ \left\| 1 + \frac{0.4 \cdot D_{f3}}{L_p} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left( 1 + 0.4 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_{f3}}{B_p}\right) \right) \right\| \end{array} \right\|$$

$$F_{qd13}(D_{f3}, B_p) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{D_{f3}}{B_p} \leq 1 \\ \left\| 1 + 2 \cdot \tan(\phi_1) \cdot (1 - \sin(\phi_1))^2 \cdot \frac{D_{f3}}{B_p} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left( 1 + 2 \cdot \tan(\phi_1) \cdot (1 - \sin(\phi_1))^2 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_{f3}}{B_p}\right) \right) \right\| \end{array} \right\|$$

$$F_{cd13}(D_{f3}, B_p) = 1.012$$

$$F_{qd13}(D_{f3}, B_p) = 1.014$$

$$F_{\gamma d13} := 1$$

· Factores de Inclinación Unidad 1 propuestos por **Meyerhof (1953)**

Para la inclinación de carga  $\beta := 0$

$$F_{ci13} := \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1$$

$$F_{qi13} := F_{ci13} = 1$$

$$F_{\gamma i13} := \left(1 - \frac{\beta}{\phi_1}\right)^2 = 1$$

## D. CAPACIDAD SOPORTE DEL SUELO

*Se determina la capacidad soporte del suelo para todas las unidades siguiendo el caso de falla por corte general propuesto por Terzaghi (1943)*

### 1. Unidad 1. Arcilla de baja plasticidad, CL, Consistencia Muy Firme a Dura

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la zapata cuadrada **está dada por:**

$$q_{ul11T} := 1.3 \cdot N_{c1M} \cdot c_1 + \gamma_{d1} \cdot D_{f1} \cdot N_{q1M} + 0.4 \cdot \gamma_{d1} \cdot B \cdot N_{\gamma1M} = 11.298 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admMCT11} := \frac{q_{ul11T}}{FSE} = 3.766 \frac{kg}{cm^2} \quad (Estático)$$

$$q_{admMDT11} := 1.3 \cdot q_{admMCT11} = 4.896 \frac{kg}{cm^2} \quad (Sísmico)$$

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la zapata corrida, **está dada por:**

$$q_{ul12T} := N_{c1M} \cdot c_1 + \gamma_{d1} \cdot D_{f2} \cdot N_{q1M} + 0.5 \cdot \gamma_{d1} \cdot Bc \cdot N_{\gamma1M} = 8.81 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admMCT12} := \frac{q_{ul12T}}{FSE} = 2.937 \frac{kg}{60 cm^2} \quad (Estático)$$

$$q_{admMDT12} := 1.3 \cdot q_{admMCT12} = 3.818 \frac{kg}{cm^2} \quad (Sísmico)$$

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para el caso de Platea, **está dada por:**

$$q_{ul13T} := N_{c1M} \cdot c_1 + \gamma_{d1} \cdot D_{f3} \cdot N_{q1M} + 0.5 \cdot \gamma_{d1} \cdot B_p \cdot N_{\gamma1M} = 8.839 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admMCT13} := \frac{q_{ul13T}}{FSE} = 2.946 \frac{kg}{cm^2} \quad (Estático)$$

$$q_{admMDT13} := 1.3 \cdot q_{admMCT13} = 3.83 \frac{kg}{cm^2} \quad (Sísmico)$$

**Se determina la capacidad soporte para todas las unidades siguiendo el caso de falla por corte general propuesto por Meyerhof (1953)**

### 1. Unidad 1. Arcilla de baja plasticidad, CL, Consistencia Muy Firme a Dura

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la zapata cuadrada siguiendo la expresión propuesta por **Meyerhof (1953)**, **esta dada por:**

$$q_{ul11M} := F_{cs11} \cdot F_{cd11} (D_{f1}, B) \cdot F_{ci11} \cdot N_{c1M} \cdot c_1 + F_{qs11} \cdot F_{qd11} (D_{f1}, B) \cdot F_{qi11} \cdot \gamma_{d1} \cdot D_{f1} \cdot N_{q1M} + F_{\gamma s11} \cdot F_{\gamma d11} \cdot F_{\gamma i11} \cdot \gamma_{d1} \cdot B \cdot N_{\gamma1M} = 15.251 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admME11} := \frac{q_{ul11M}}{FSE} = 5.084 \frac{kg}{cm^2} \quad (Estático)$$

$$q_{admMD11} := 1.3 \cdot q_{admME11} = 6.609 \frac{kg}{cm^2} \quad (Sísmico)$$

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la zapata corrida siguiendo la expresión propuesta por **Meyerhof (1953)**, **esta dada por:**

$$q_{ul12M} := F_{cs12} \cdot F_{cd12} (D_{f2}, Bc) \cdot F_{ci12} \cdot N_{c1M} \cdot c_1 + F_{qs12} \cdot F_{qd12} (D_{f2}, Bc) \cdot F_{qi12} \cdot \gamma_{d1} \cdot D_{f1} \cdot N_{q1M} + F_{\gamma s12} \cdot F_{\gamma d12} \cdot F_{\gamma i12} \cdot \gamma_{d1} \cdot Bc \cdot N_{\gamma1M} = 12.566 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admME12} := \frac{q_{ul12M}}{FSE} = 4.189 \frac{kg}{cm^2} \quad (Estático)$$

$$q_{admMD12} := 1.3 \cdot q_{admME12} = 5.445 \frac{kg}{cm^2} \quad (Sísmico)$$

La capacidad soporte para el caso de Falla por corte general para la platea siguiendo la expresión propuesta por **Meyerhof (1953)**, **esta dada por:**

$$q_{ul13M} := F_{cs13} \cdot F_{cd13} (D_{f3}, B_p) \cdot F_{ci13} \cdot N_{c1M} \cdot c_1 + F_{qs13} \cdot F_{qd13} (D_{f3}, B_p) \cdot F_{qi13} \cdot \gamma_{d1} \cdot D_{f3} \cdot N_{q1M} + F_{\gamma s13} \cdot F_{\gamma d13} \cdot F_{\gamma i13} \cdot \gamma_{d1} \cdot B_p \cdot N_{\gamma1M} = 10.439 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{admME13} := \frac{q_{ul13M}}{FSE} = 3.48 \frac{kg}{cm^2} \quad (Estático)$$

$$q_{admMD13} := 1.3 \ q_{admME13} = 4.523 \frac{kg}{cm^2} \quad (Sísmico)$$

## **E. VALORES MINIMOS DE CAPACIDAD DE CARGA**

### ***1. Unidad 1. Arcilla de baja plasticidad, CL, Consistencia Muy Firme a Dura***

#### **1.1 Para Zapata cuadrada**

$$q_{adm11E} := \min(q_{admMCT11}, q_{admME11}) = 3.766 \frac{kg}{cm^2} \quad (Estático)$$

$$q_{adm11D} := \min(q_{admMDT11}, q_{admMD11}) = 4.896 \frac{kg}{cm^2} \quad (Sísmico)$$

#### **1.2 Para Zapata corrida**

$$q_{adm12E} := \min(q_{admMCT12}, q_{admME12}) = 2.937 \frac{kg}{cm^2} \quad (Estático)$$

$$q_{adm12D} := \min(q_{admMDT12}, q_{admMD12}) = 3.818 \frac{kg}{cm^2} \quad (Sísmico)$$

#### **1.3 Para Platea**

$$q_{adm13E} := \min(q_{admMCT13}, q_{admME13}) = 2.946 \frac{kg}{cm^2} \quad (Estático)$$

$$q_{adm13D} := \min(q_{admMDT13}, q_{admMD13}) = 3.83 \frac{kg}{cm^2} \quad (Sísmico)$$

Utilizar capacidad admisible para zapata Corrida  $q_{adu} := 2 \frac{kg}{cm^2}$

Utilizar capacidad admisible para Platea  $q_{adu} := 2 \frac{kg}{cm^2}$

## F. Cálculo de Asentamiento Elástico

$$H_{1d} := 5.30 \text{ m}$$

### 1. Para Zapata cuadrada

$$z_1 := H_{1d} - D_{f1} = 4.1 \text{ m}$$

$$h_1 := 2 \cdot B = 2 \text{ m}$$

$$z_1 > 2 B$$

Estrato finito

$$\frac{D_{f1}}{B} = 1.2$$

$$v_1 := 50 \text{ tonne}$$

$$q_1 := \frac{v_1}{3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}} = 1.667 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Presión neta aplicada sobre la Cimentación}$$

Módulo de Young  $E := 439 \frac{kg}{cm^2}$

elación de Poisson  $\nu := 0.30$

$$B_{11} := \frac{B}{2} = 0.5 \text{ m}$$

Para determinar a Is y If

$$MR_{LB} := \frac{L}{B} = 1$$

$$NR_{DB} := \frac{z_1}{\frac{B}{2}} = 8.2$$

$$\alpha := 4$$

Tomado de la tabla 5.8 y 5.9 del libro de Cimentaciones superficiales de Braja M Das

$$f_{11} := 0.484$$

$$f_{12} := 0.019$$

$$I_s := f_{11} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu)}{1 - \nu} \cdot f_{12} = 0.495$$

De la tabla 5.10 del libro de Cimentaciones superficiales de Braja M Das

$$I_f := 0.65$$

$$Se_{11} := q_1 \cdot \alpha \cdot B_{11} \frac{(1 - \nu^2)}{E} \cdot I_s \cdot I_f = 0.222 \text{ cm}$$

## 2. Para Zapata corrida

$$h_2 := 2 \cdot Bc = 2 \text{ m}$$

$$z_2 := H_{1d} - D_{f2} = 4.1 \text{ m}$$

Estrato finito

$$\frac{D_{f2}}{Bc} = 1.2$$

$$z_2 \leq 2 Bc$$

$$v_2 := 50 \text{ tonne}$$

$$q_2 := \frac{v_2}{Bc \cdot Lc} = 1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Presión neta aplicada sobre la Cimentación

Relación de Poisson  $\nu := 0.30$

$$B_{22} := \frac{Bc}{2} = 0.5 \text{ m}$$

Para determinar a  $I_s$  y  $I_f$

$$MR_{LB} := \frac{Lc}{Bc} = 5$$

$$NR_{DB} := \frac{z_2}{\frac{Bc}{2}} = 8.2$$

$$\alpha := 4$$

Tomado de la tabla 5.8 y 5.9 del libro de Cimentaciones superficiales de Braja M Das

$$f_{21} := 0.777$$

$$f_{22} := 0.083$$

$$I_s := f_{21} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu)}{1 - \nu} \cdot f_{22} = 0.824$$

De la tabla 5.10 del libro de Cimentaciones superficiales de Braja M Das

$$I_f := 0.78$$

$$Se_{12} := q_2 \cdot \alpha \cdot B_{22} \frac{(1 - \nu^2)}{E} \cdot I_s \cdot I_f = 0.267 \text{ cm}$$



**3. Para Platea**

$$h_2 := 2 \cdot B_p = 10 \text{ m}$$

$$z_3 := H_{1d} - D_{f3} = 5 \text{ m}$$

Estrato finito

$$\frac{D_{f3}}{B_p} = 0.06$$

$$z_2 \leq 2 B_c$$

$$v_2 := 50 \text{ tonne}$$

$$q_2 := \frac{v_2}{B_p \cdot L_p} = 0.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Presión neta aplicada sobre la Cimentación

Relación de Poisson  $\nu := 0.30$ 

$$B_{33} := \frac{B_p}{2} = 2.5 \text{ m}$$

Para determinar a  $I_s$  y  $I_f$ 

$$MR_{LB} := \frac{L_p}{B_p} = 2$$

$$NR_{DB} := \frac{z_3}{\frac{B_p}{2}} = 2 \quad \alpha := 4$$

Tomado de la tabla 5.8 y 5.9 del libro de Cimentaciones superficiales de Braja M Das

$$f_{21} := 0.125$$

$$f_{22} := 0.109$$

$$I_s := f_{21} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu)}{1 - \nu} \cdot f_{22} = 0.187$$

De la tabla 5.10 del libro de Cimentaciones superficiales de Braja M Das

$$I_f := 0.93$$

$$Se_{12} := q_2 \cdot \alpha \cdot B_{33} \frac{(1 - \nu^2)}{E} \cdot I_s \cdot I_f = 0.036 \text{ cm}$$

## G. Cálculo de Asentamiento por Consolidación

### Estrato 1

$$\gamma_{dz} := 1.27 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \quad dz := 0.90 \text{ m} \quad dz_1 := 1.35 \text{ m} \quad dz_2 := 1.35 \text{ m}$$

$$\sigma_{01} := \gamma_{dz} \cdot dz + \gamma_{d1} \cdot \frac{dz_1}{2} = 0.191 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$LL_1 := 33$$

$$Sc1 := 0.009 \frac{(LL_1 - 10)}{1 + e_1} \cdot \log \left( 1 + 0.2 \cdot \frac{q1}{\sigma_{01}} \right) \cdot \frac{z_1}{2} = 8.808 \text{ cm}$$

## H. Módulo de Reacción

### 1. Módulos de Reacción de acuerdo con Bowless (1982) Zapata aislada

$$K_{e1E} := 0.40 \cdot FSE \cdot \frac{2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1 \text{ cm}} = 2.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

Utilizar un módulo de reacción de  $2.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$

### 2. Módulos de Reacción de acuerdo con Bowless (1982) Zapata corrida

$$K_{e1E} := 0.40 \cdot FSE \cdot \frac{2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1 \text{ cm}} = 2.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

Utilizar un módulo de reacción de  $2.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$

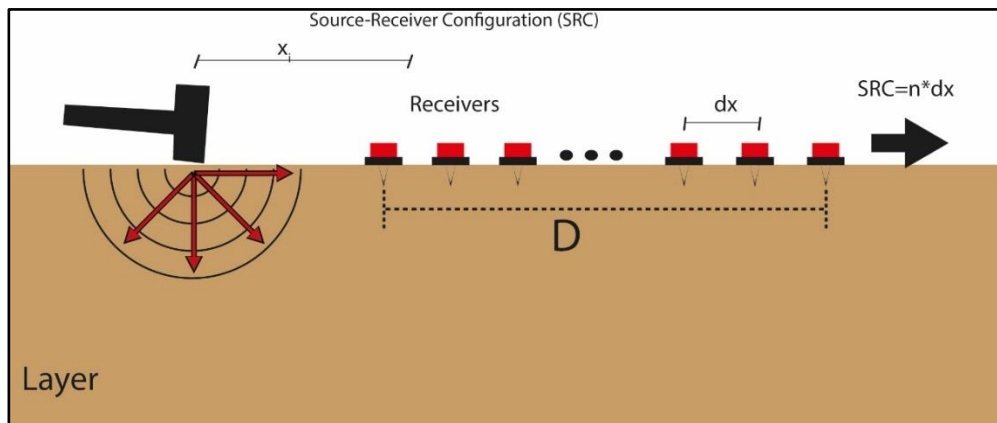
### 3. Módulos de Reacción de acuerdo con Bowless (1982) Zapata corrida

$$K_{e1E} := 0.40 \cdot FSE \cdot \frac{2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1 \text{ cm}} = 2.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

Utilizar un módulo de reacción de  $2.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$

## **ANEXO IV. Estudio de Clasificación Sísmica del Suelo (Método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW))**

# **Clasificación sísmica de sitio mediante el método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) en el proyecto Subestación Arroyo Manzano.**



**Revisado por: Dr. Jaruselsky Pérez-Cuevas**

**Proyecto Subestación Arroyo Manzano**  
**República Dominicana**  
**15 de julio de 2022**

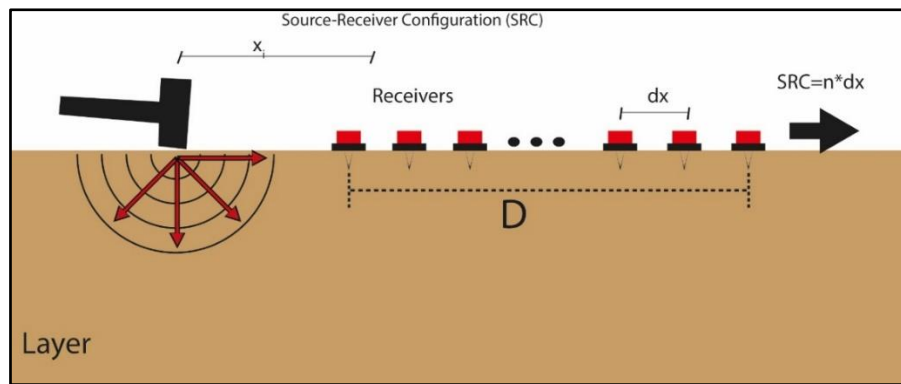
**Clasificación sísmica de sitio mediante método MASW**  
**Proyecto Subestación Arroyo Manzano**

**ESTUDIO GEOFÍSICO**

**1. Fundamentos de los métodos sísmicos**

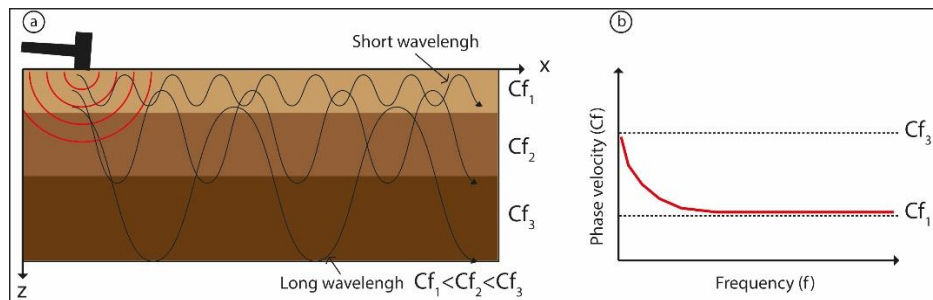
La Geofísica Aplicada es una tecnología relativamente experimentada en ámbitos muy concretos para los cuales fue desarrollada como es la exploración de minerales estratégicos y de hidrocarburos. Sin embargo, desde hace unas pocas décadas, se está redescubriendo estas técnicas dentro de otros campos de actuación como son el medioambiente, la hidrogeología, la geotecnia, la investigación forense, ingeniería civil, etc., y todo ello debido al desarrollo de los equipos electrónicos, el avance tanto del hardware como del software para el tratamiento de los datos obtenidos en campo, el abaratamiento de los equipos, hasta ahora prohibitivos, y también debido a la aparición de nuevas técnicas y equipos que están proporcionando unos datos más fiables y a la vez obtenidos sobre el terreno a un menor coste.

Dentro de la amplia gama de equipos y técnicas disponibles para el estudio y análisis de los problemas relacionados a los campos descritos en el párrafo anterior, sobresalen, por la característica física que van a medir, su versatilidad, fiabilidad en los resultados, rapidez de puesta en el terreno, etc., los equipos encuadrados en los métodos de exploración sísmica, más concretamente el método de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW, por sus siglas en inglés) (Park et al. 1999). Esta técnica empleada para la adquisición de ondas superficiales puede describirse como la aplicación de las ciencias físicas al estudio de la parte más superficial de la corteza terrestre. Con la aplicación del método MASW se tratan ondas superficiales con frecuencia entre 3 y 50 Hz que se registran mediante un sistema de grabación multicanal o sismógrafo y un conjunto de geófonos (12 o más) desplegados a una separación determinada (Figura 1). Este método permite determinar la distribución de la velocidad de cizalla a partir de la captación de las ondas superficiales asociadas a cada tipo de material, obteniendo un perfil de velocidades de ondas S ( $V_s$ ) (Park et al. 2001).



**Figura 1. Configuración del método MASW en su forma activa**

El método MASW permite medir la velocidad de las ondas Rayleigh, las cuales presentan mayor eficacia, en términos de energía sísmica. Estas ondas representan, aproximadamente, el 70 % de la energía sísmica total producida por la fuente sísmica y, además, cuenta con una propiedad física importante denominada dispersión, la cual viene definida como la variación del valor de la velocidad de propagación de las ondas superficiales en función de la longitud de onda ( $\lambda$ ), o de la frecuencia ( $f$ ) (Figura 2). Así, a la variación del valor de la velocidad de propagación de dichas ondas para cada longitud de onda se la conoce como velocidad de fase ( $C_f$ ). El fenómeno de la dispersión se manifiesta cuando el medio no es homogéneo verticalmente en términos de la distribución de los valores de  $V_s$  con la profundidad.



**Figura 2. (a) Dispersión de ondas Rayleigh en medios heterogéneos, (b) Concepto de dispersión en la transmisión de ondas Rayleigh**

La  $V_s$  viene dada principalmente por el valor promedio de la velocidad de fase, por lo que, cuando hay una variación vertical de la velocidad de propagación de los materiales que forman el medio, las ondas de corte se propagarán de forma dispersiva atenuándose más rápidamente aquellas ondas, caracterizadas por longitudes de onda pequeña, con la profundidad (Ivanov et al. 2001). Esto es importante porque efectivamente las ondas caracterizadas por pequeñas longitudes de onda se propagarán por las zonas más superficiales poniendo de manifiesto las propiedades sísmicas de los materiales propios de dichas zonas y, por el contrario, las ondas con mayores longitudes

de onda podrán propagarse a través de zonas más profundas permitiendo obtener las propiedades sísmicas de dichos horizontes (Figura 2a). Es importante destacar que además de la velocidad de ondas S ( $V_s$ ), la velocidad de fase ( $C_f$ ) es función de la frecuencia y de los siguientes parámetros: la densidad ( $\rho$ ), el espesor de las capas ( $H$ ) y en menor medida del valor de la velocidad a compresión de las ondas P ( $V_p$ ).

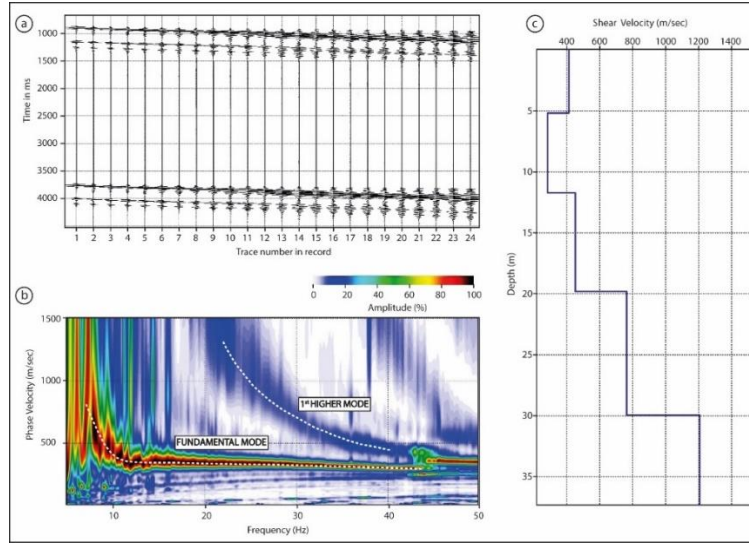
La velocidad de fase para diferentes longitudes de ondas la define la ecuación de ondas para el tratamiento de los suelos superficiales. Esto permite que mediante el análisis de dispersión de los datos sísmicos se pueda construir la velocidad de la onda de cizalla cuando se conoce el módulo de cizalla ( $\mu$ ) y la densidad de los materiales ( $\rho$ ) (Park 1995).

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (1.1)$$

Físicamente, cuando se aplica el método MASW, lo que ocurre es que las ondas que viajan horizontalmente por la superficie (ondas superficiales) son registradas por los geófonos, los cuales tienen un Inter espaciado ( $dx$ ) y una separación entre el punto de disparo y el primer geófono llamada *offset* ( $x$ ) (Figura 1). Estas ondas se analizan a diferentes frecuencias para las velocidades de fase en base a la diferencia ( $\Delta t_f$ ) del tiempo de llegada de las ondas superficiales a los geófonos.

$$C_f = \frac{x}{\Delta t_f} \quad (1.2)$$

Las diferentes frecuencias de las ondas Rayleigh para una velocidad de fase dada es conocida como modos. El modo que está en el rango de menor velocidad se conoce como modo fundamental y los que aparecen en el rango de mayor velocidad se conocen como modos superiores (Figura 3b) (Ivanov et al. 2001). Los modos superiores son independientes de la velocidad de fase de los modos fundamentales y se presentan bajo una condición de frecuencia determinada.



**Figura 3. Procedimiento para la obtención de perfiles 1-D de velocidad de cizalla, a) Registro de las ondas sísmicas en un sismograma, b) Extracción de las curvas de dispersión del modo fundamental y del primer modo superior y c) Modelo 1D de la velocidad de corte vs. profundidad.**

Para el cálculo de la curva de dispersión Park et al. (1998) propuso que se aplicara la transformada de Fourier a las señales registradas en cada geófono  $u(x, \Delta t_f)$  (variables tiempo y espacio) para obtener  $U(x, \omega)$ :

$$U(x, \omega) = \int u(x, \Delta t_f) e^{i\omega t} dt \quad (1.3)$$

Donde,  $\omega$  es la frecuencia y angular y  $U(x, \omega)$  representa el producto entre su espectro de fase  $P(x, \omega)$  y su amplitud  $A(x, \omega)$ . El espectro de fase contiene toda la información sobre las propiedades dispersivas del sitio y puede expresarse en términos del número de onda para el modo  $m$ .

$$K_m(\omega) = \frac{\omega}{C_f} \quad (1.4)$$

La amplitud está relacionada con la atenuación y la divergencia esférica sufrida por cada señal. Consiguientemente  $U(x, \omega)$  puede ser expresada de la siguiente manera:

$$U(x, \omega) = P(x, \omega)A(x, \omega) = e^{-iK_m(\omega)x} A(x, \omega) \quad (1.5)$$



Para cuantificar la respuesta del dispositivo sísmico a las distintas combinaciones de frecuencia y número de onda, Park et al. (1998) formula la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} V(\omega, k) &= \int e^{ikx} \frac{U(x, \omega)}{|U(x, \omega)|} dx \\ &= \int e^{-i(K_m(\omega) - k)x} \frac{A(x, \omega)}{|A(x, \omega)|} dx \end{aligned} \quad (1.6)$$

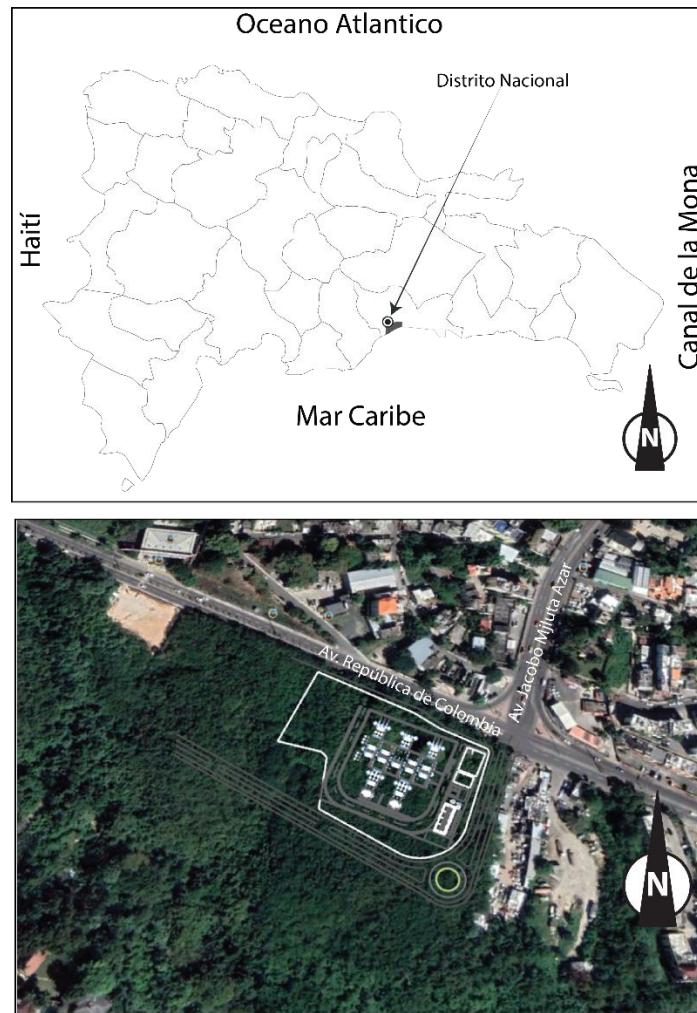
Para una frecuencia dada, existirán máximos cuando  $K_m(\omega) = k$  para los distintos modos de propagación, permitiendo así la identificación de la curva de dispersión. Cuando el máximo es identificado en el dominio  $f-k$  (frecuencia-número de onda) se calculan las velocidades de fase con la siguiente expresión:

$$C_f = \frac{2\pi f}{k} \quad (1.7)$$

Finalmente, la tercera etapa (inversión matemática de los datos contenidos en la curva de dispersión) consiste en mostrar la sensibilidad de las velocidades de fase de las ondas Rayleigh y producir modelos de Vs que respondan adecuadamente a los diferentes materiales presentes en el subsuelo; considerando un modelo horizontalmente estratificado (Figura 3c).

### 1.1. Zona de estudio

El solar de estudio se encuentra ubicado en el punto de coordenadas geográficas 18°30'26.3"N 69°57'41.8"W. El lugar de estudio se encuentra ubicado en la Av. República d Colombia, Nuevo Arroyo Hondo, Santo Domingo (G24Q+W9C Santo Domingo), República Dominicana. En cuanto a los límites del emplazamiento, el mismo limita al Norte con la Av. República de Colombia y al este con Koreanos Imports kaop SRL.



**Figura 4. Ubicación de la zona de estudio**

## **2. Metodología**

La metodología que se ha seguido para la clasificación de sitio de la zona de estudio consistió, por un lado, en una etapa de campo donde se llevó a cabo un perfil sísmico sobre la zona de estudio y, por otro, una etapa de gabinete que ha consistido en el procesado de la información recogida sobre el terreno y su interpretación.

En la etapa de campo los arreglos que se han desplegados han seguido los siguientes criterios:

- Número adecuado de arreglos de forma que los resultados sean representativos de la zona de estudio.
- Orientaciones más idóneas con el fin de que el área investigada cubran la totalidad de la superficie de la zona donde se pretende construir.

- Situación del perfil sobre aquellas zonas donde está previsto llevar a cabo otros estudios complementarios o muestreos (sondeos), de forma que se puedan contrastar resultados.

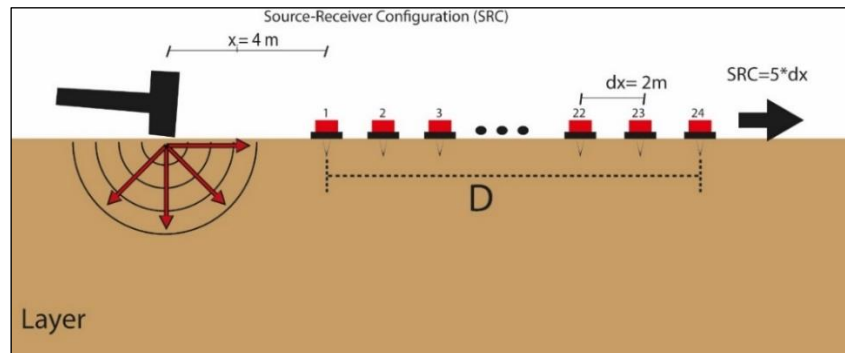
De acuerdo con Park (1995), es recomendable un amplio número de geófonos distribuidos, con el fin de poder identificar claramente en las curvas de dispersión los valores correspondientes al modo fundamental, evitando errores de picado con los valores pertenecientes a los modos superiores; y así obtener unos resultados fiables y libres de errores. Para la configuración de campo empleada en este estudio se utilizaron 9 geófonos de 4.5 Hz frecuencia natural (Figura 5).

Es recomendable que el espaciado de los geófonos ( $dx$ ), el cual se relaciona con la resolución del perfil de velocidades  $V_s$ , debe ser inferior al valor de la decimoava parte de la profundidad máxima de investigación. Para este estudio se adoptó una separación entre geófonos de 2 m.

$$dx \leq 0.1 Z_{max} \quad (1.8)$$

La longitud de propagación total ( $D$ ) de los receptores (distancia entre el primer geófono y el último) debe ser determinada en base a la siguiente condición.

$$D \geq Z_{max}. \quad (1.9)$$



**Figura 5. Configuración de medidas de campo adoptadas.** Se presenta una separación entre la fuente de golpeo y el primer geófono de 4 m y una separación entre los geófonos de 2 m, cumpliendo así con los requisitos propuestos por Park (1995) y Stokoe II et al. (1994).

Para escoger la distancia entre la fuente de golpeo y el primer geófono ( $x$ ), mejor conocido como *Offset*, fue necesario tener en cuenta las recomendaciones ofrecidas por Stokoe II et al. (1994). De acuerdo con la experiencia de campo y con los diferentes

experimentos llevados a cabo con la utilización de varios *offset*, se optó por elegir una separación de 4 m. En este mismo sentido, Park et al. (1999) recomienda que la distancia que debe moverse la fuente y los geófonos (SRC) esté en el intervalo de  $1 * dx$  y  $12 * dx$ , en nuestro dispositivo se eligió  $2 * dx$ , debido nuevamente a las experimentaciones con diferentes *offset* llevadas a cabo y por las limitaciones ofrecidas por la zona de estudio en cuanto a espacio disponible para desplegar el arreglo.

Para la caracterización de la estructura del suelo se utilizó como fuente de golpeo no explosiva un martillo de 10 kg. El golpeo se repitió tres veces para una posterior combinación (*stacking*), con el objetivo de reducir los efectos de las vibraciones ambientales. El tiempo de registro utilizado fue de 1968 ms (aprox. 2 segundos) el cual es tiempo suficiente para registrar el paso de la onda desde el primer geófono hasta el último, el tiempo de muestreo fue 0.1 ms.

La etapa de gabinete ha consistido en el preprocesado de las medidas almacenadas en ficheros (datos sísmicos). Tanto la configuración de la secuencia sísmica empleada, como la captación de las ondas superficiales se realizó con un sismógrafo DoReMi de la casa SARA Instruments (Italia) (Figura 6), el cual tiene la particularidad de estar conectado a un ordenador portátil permitiendo así la visualización en tiempo real de los sismogramas y poder decidir la repetición de los disparos si los registros no son adecuados.



**Figura 6. Sismógrafo DoReMi de la casa SARA Instrument**

Los registros obtenidos con el sismógrafo se importaron al programa SurfSeis, el cual permitió que, mediante el proceso de dispersión, definido anteriormente, se obtuviera la curva de dispersión para el modo fundamental o modos superiores, en caso de presentarse estos últimos, para cada punto de disparo. Una vez obtenidas todas las curvas de dispersión pertenecientes a un mismo perfil MASW, estas se someten de forma individual al proceso matemático de inversión con el fin de obtener los perfiles de Vs en

dos dimensiones (2D), con los cuales fue posible calcular el valor de velocidad de ondas S para los primeros 30 metros de profundidad (Vs30) mediante la siguiente expresión:

$$Vs30 = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}} \quad (1.10)$$

Donde  $h_i$  representa la potencia del estrato,  $V_i$  la velocidad en cada uno de los niveles y N es el número de estratos considerado en los 30 primeros metros.

Con los valores de Vs30 fue posible clasificar los suelos de acuerdo con los rangos propuesto por el Reglamento para el análisis y el diseño sísmico de estructuras (R001, 2011), considerando los tipos de suelos A, B, C, D y E, y sin tener en cuenta los tipos S1 y S2, debido a la ausencia en la zona de estudio de las condiciones especiales en las que estos tipos de suelos se presentan (Tabla 1).

**Tabla 1. Clasificación de sitio de acuerdo con R001 (2011)**

<b>Clasificación De sitio</b>	<b>Designación</b>	<b>Vs30 (m/s)</b>
<b>A</b>	Roca fuerte	<b>&gt;1500</b>
<b>B</b>	Roca	<b>760-1500</b>
<b>C</b>	Suelo muy denso O roca blanda	<b>360-760</b>
<b>D</b>	Suelo rígido	<b>180-360</b>
<b>E</b>	Suelo blando	<b>&lt;180</b>

### **3. Resultados**

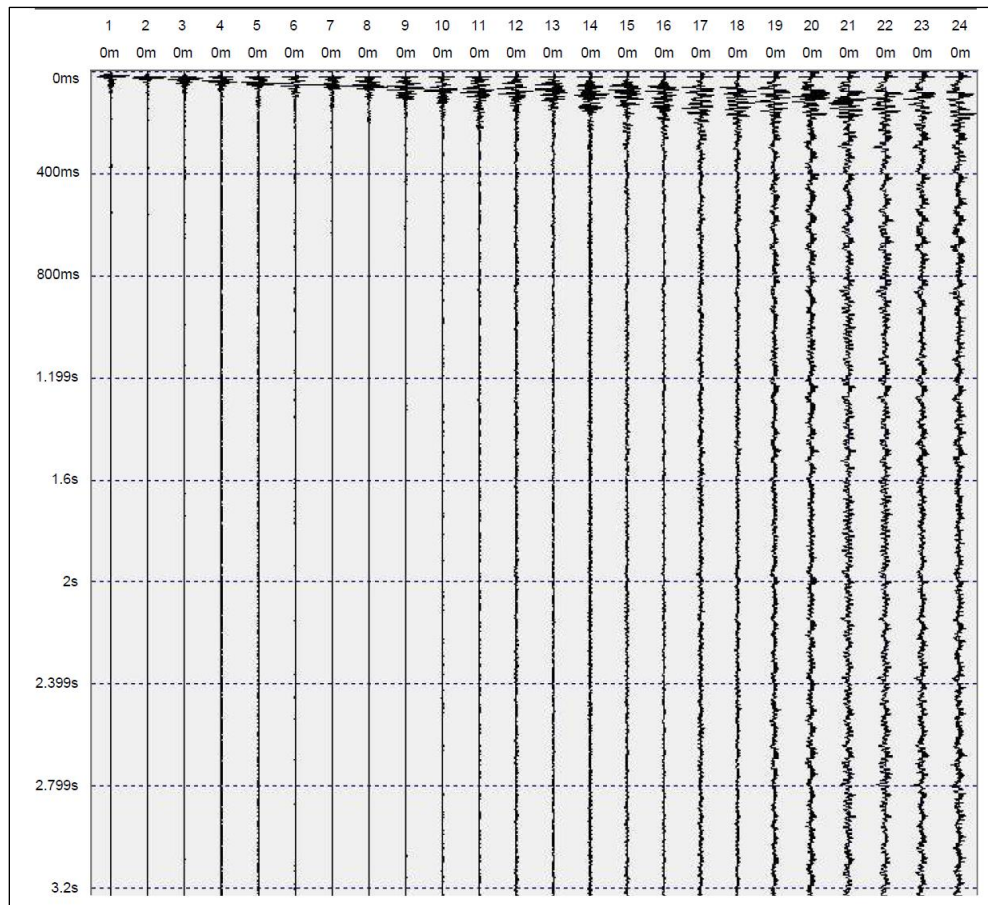
En la Figura siguiente, se señala la situación del perfil sísmicos llevado a cabo sobre la zona de estudio.

### 3.1. Descripción del perfil en la zona de estudio

#### Perfil 1 (M1)

Este perfil estuvo formado por 24 geófonos con una separación entre geófonos de 2 metros. En la fotografía se observa el perfil 1 visualizándolo desde el geófono 1 hacia el geófono 24, donde se encuentra el sistema de medida y registro de datos.

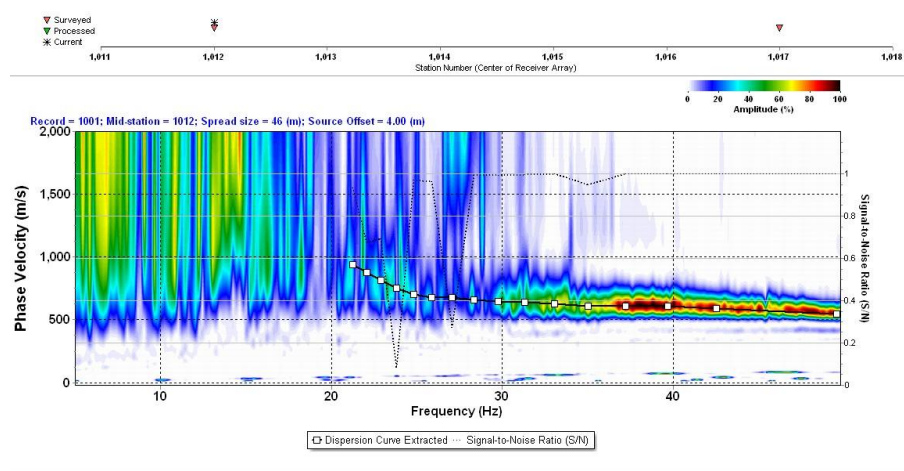
En la siguiente figura se presentan las trazas sísmicas de cada uno de los geófonos. En esta figura se identifican un total de 24 trazas correspondiente a los 24 geófonos utilizados en el arreglo, un tiempo de adquisición de 4 segundos, un periodo de muestreo de un 1 msec y una separación entre geófonos de 2 metros.



**Figura 9. Registro de las ondas superficiales del perfil 1.**

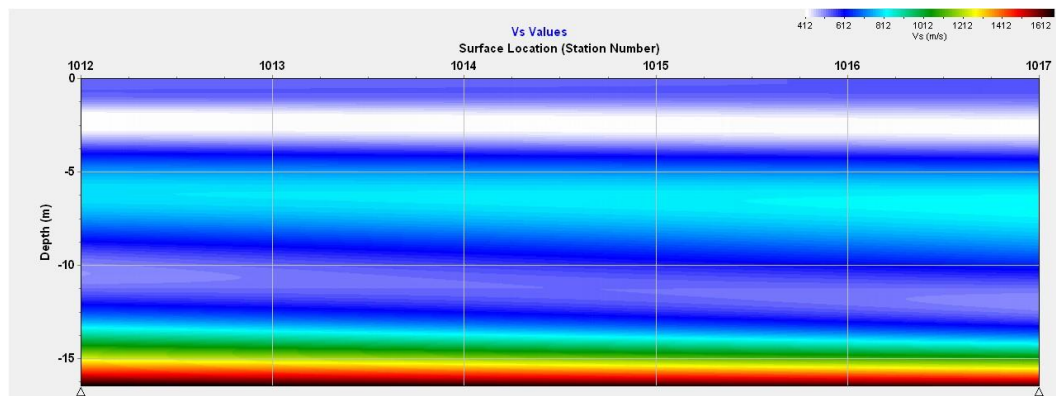


A estas trazas sísmicas les fue aplicada la transformada de Fourier con el fin de identificar la curva de dispersión (Figura 10). Dicha curva de dispersión fue sometida a un proceso de inversión matemática con el objetivo de determinar los perfiles de  $V_s$  del suelo.



**Figura 10. Picado de la curva de dispersión**

Como resultado se obtuvo un perfil 2D de velocidad de corte del terreno con una profundidad superior a los 30 metros (Figura 11). Este modelo presenta una distribución heterogénea de valores de velocidad de corte, en la que destacan valores de  $V_s$  comprendidos entre 412 y 612 m/s para los primeros 5 metros de profundidad. Entre 10 y 15 m de profundidad el valor de velocidad  $V_s$  del terreno presenta valores comprendidos entre 612 y 1600 m/s, y para profundidades superiores a los 15 metros los valores de  $V_s$  alcanzan valores por encima de 1600 m/s.



**Figura 11. Perfil 2D de velocidad de corte vs profundidad**

El valor de  $V_{s30}$  del perfil de velocidad obtenido en la zona de estudio correspondiente al perfil 1 se encuentra en un rango de velocidad entre 673 m/s y 681 m/s, estos valores están

comprendido entre 360 y 760 m/s (Figura 12), lo que corresponde a un tipo de suelo C (Suelo muy denso) (R001, 2011).

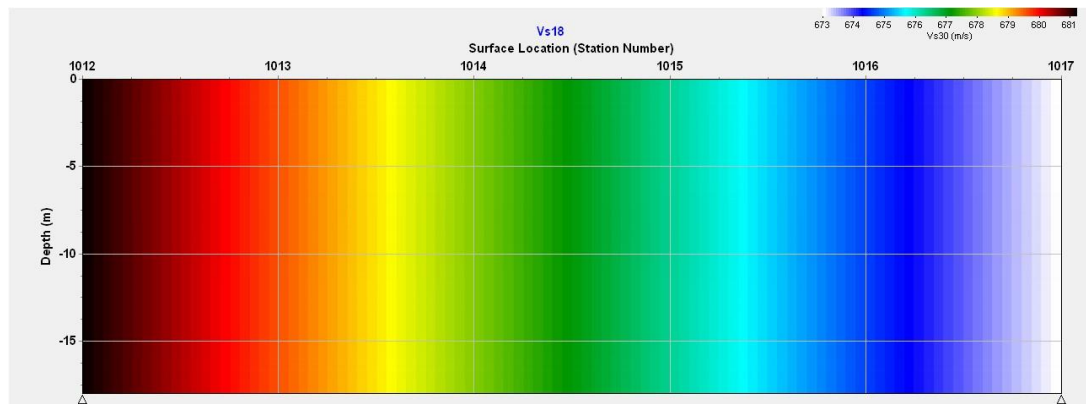


Figura 12. Valores de velocidad Vs30 del suelo del perfil 1

#### 4. Conclusiones

La clasificación sísmica del suelo, en donde se va a construir el proyecto SubEstacion Arroyo Manzano., ofreció valores de Vs30 comprendidos en un rango entre 360 y 760 m/s (Tabla 1). Debido a que los resultados ofrecidos por los modelos sísmicos 1D y el perfil 2D mantiene consistencia en cuanto a los resultados, **se determina que la clasificación sísmica de sitio para la zona de estudio es un tipo de suelo C (suelo muy denso o roca blanda)** (R001, 2011).

De acuerdo con la NEHRP (2001) estos suelos están formados por granos grueso muy densos o suelos de granos fino muy consistentes con espesores que superan los 30 m de profundidad, además se caracterizan por un mejoramiento gradual de las propiedades mecánicas a según el aumento de la profundidad.



## **Anexo VI. Justificación de parámetros geotécnicos para mejoramiento**

U.S. Department of Transportation  
Federal Highway Administration

Publication No. FHWA-NHI-00-043

NHI Course No. 132042

**MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS AND  
REINFORCED SOIL SLOPES  
DESIGN & CONSTRUCTION GUIDELINES****Referencia 1. FHWA.-**

El material de relleno en la zona de refuerzo debe cumplir con la especificación siguiente:

<b>Tamiz No.</b>	<b>Porcentaje Que Pasa %</b>
2-1/2"	100
No. 40	0 - 60
No. 200	0 - 15*

\*Índice de Plasticidad debe ser menor a 10 y Límite Líquido debe ser menor a 20

Dicha especificación exige que el suelo cumplirá con una clasificación como suelo no plástico o de baja plasticidad, además de tener buen drenaje y estar libre de materiales orgánicos y de compuestos químicos que disminuyan el desempeño de la malla.

En tal sentido, si asumiéramos un suelo que dentro del rango establecido tenga la clasificación granulométrica más desfavorable, éste sería uno que posea una matriz de suelo con el mayor contenido de suelo fino "15%" y que tenga las condiciones extremas del Índice de plasticidad y límite líquido de 10 y 20 respectivamente.

En base a esta hipótesis, una posible clasificación, para el prediseño; sería SC-CL ó SM-LM. Considerando esta clasificación, y la necesaria condición de compactación mínima, que sería una compacidad relativa mayor de 70%, para llegar así a una condición densa o una denominación compacta in situ, como lo especifican las Referencias 2 y 3, respectivamente:

**Tabla 2.1** Descripción cualitativa de depósitos de suelo granular.

Compacidad relativa (%)	Descripción de depósitos de suelo
0–15	Muy suelto
15–50	Suelto
50–70	Medio
70–85	Denso
85–100	Muy denso

En la Tabla 3.3 se indican las denominaciones de los suelos granulares a partir de la compacidad relativa.

**Tabla 3.3** Denominación según la compacidad

Compacidad relativa (%)	Denominación
0–15	Muy suelta
15–35	Suelta
35–65	Media
65–85	Compacta
85–100	Muy compacta

**Referencia 2. Braja Das, 2001, pag.23.**

**Referencia 3. W. Lambe, 2004, pag.43.**

Lo cual resulta una hipótesis razonable, si se tiene en cuenta que tomando como base los valores de las referencias 4 y 5 y la ecuación 2.20 del libro de B. Das, el nivel de compacidad para una clasificación granulométrica como tal, pudiera llegar a alcanzar un nivel de compacidad o densidad relativa de hasta un 83%.

**Tabla 2.2** Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco para algunos suelos típicos en estado natural.

Tipo de suelo	Relación de vacíos, $e$	Contenido natural de agua en estado saturado (%)	Peso específico seco $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Arena suelta uniforme	0.8	30	14.5
Arena densa uniforme	0.45	16	18
Arena limosa suelta de grano angular	0.65	25	16
Arena limosa densa de grano angular	0.4	15	19
Arcilla firme	0.6	21	17
Arcilla suave	0.9–1.4	30–50	11.5–14.5
Loess	0.9	25	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5–3.2	90–120	6–8
Tilita glacial	0.3	10	21

**Referencia 4. Braja Das, 2001, pag.24.**

**Tabla 3.2 Compacidades máxima y mínima de suelos granulares**

Descripción	Relación de vacíos		Porosidad (%)		Peso específico seco (ton/m <sup>3</sup> )	
	$e_{\text{máx}}$	$e_{\text{mín}}$	$n_{\text{máx}}$	$n_{\text{mín}}$	$\gamma_d_{\text{mín}}$	$\gamma_d_{\text{máx}}$
Esferas uniformes	0.92	0.35	47.6	26.0	—	—
Arena de Ottawa normalizada	0.80	0.50	44	33	1.47	1.76
Arena limpia uniforme	1.0	0.40	50	29	1.33	1.89
Limo inorgánico	1.1	0.40	52	29	1.28	1.89
Arena limosa	0.90	0.30	47	23	1.39	2.03
Arena fina a gruesa	0.95	0.20	49	17	1.36	2.21
Arena micácea	1.2	0.40	55	29	1.22	1.92
Arena limosa y grava	0.85	0.14	46	12	1.42	2.34

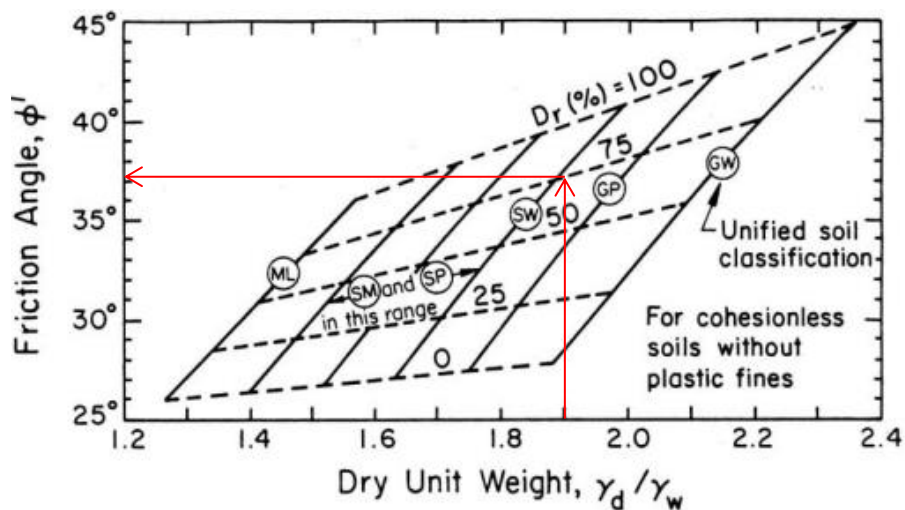
B.K. Hough, *Basic Soils Engineering*. Copyright © 1957, The Ronald Press Company, Nueva York.

Referencia 5. W. Lambe, 2004, pag.43.

$$C_r = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \quad \text{Ec. 2.20; B. Das, 2001, pag.23.} \rightarrow C_r = D_r = \frac{0.9 - 0.4}{0.9 - 0.3} \times 100 = 83\%$$

A partir de estas presunciones, y tomando en cuenta los posibles pesos específicos secos de la tabla 2.2 de la referencia 4, para un suelo con la clasificación granulométrica asumida, con un nivel in situ de compactación denso, se tiene que en base a la referencia 6, el ángulo de fricción asociado a la relación de los pesos específicos, así como al tipo de suelo y su nivel de compactación; el ángulo de fricción efectivo sería  $\phi \geq 35^\circ$ .

$$\gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$$



Modified after U.S. Navy (1982), Kulhawy and Mayne (1990).

**Referencia 6. Reporte FHWA0-IF-03-017, Titulo de la publicación GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7, 2003, pag.33.**

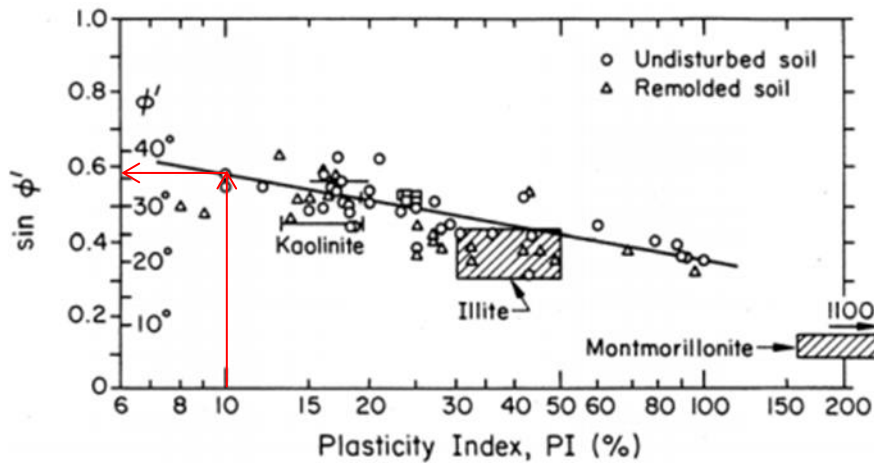
**Tabla 7.1** Valores típicos del ángulo de fricción drenado para arenas y limos.

Tipo de suelo	$\phi$ (grados)
<i>Arena: granos redondeados</i>	
Suelta	27–30
Media	30–35
<b>Densa</b>	<b>35–38</b>
<i>Arena: granos angulares</i>	
Suelta	30–35
Media	35–40
Densa	40–45
<i>Grava con algo de arena</i>	34–48
Limos	26–35

Por otra parte, si también se considerara como caso más desfavorable, una forma no angulara de los granos de la estructura principal de este relleno, con una nivel de compactación denso, según la referencia 7, el ángulo de fricción oscilaría entre 35 y 38 grados.

Si a su vez asumiéramos, que la falla del relleno pudiera desarrollarse en la matriz de suelos finos de su estructura, basados en la referencia 8, se evidencia que, para un Índice de plasticidad de 10, el ángulo de fricción alcanzaría los 35 grados.

**Referencia 7. Braja Das, 2001, pag.24.**



Source: Mitchell (1993), Kulhawy and Mayne (1990).

**Referencia 8. Reporte FHWA0-IF-03-017, Título de la publicación GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 7, 2003, pag.37.**

Esta clasificación y determinación cualitativa, son puramente con fines de justificación teórica de los parámetros de prediseño; en todo caso, una vez sea seleccionada la fuente del material de relleno a ser utilizado en el proceso constructivo del mejoramiento, el Ingeniero geotécnico deberá verificar experimentalmente en laboratorio, si las propiedades geotécnicas del relleno, tales como: su clasificación SUCS, los parámetros de resistencia "Ángulo de fricción y cohesión", peso específico, y la capacidad de drenaje, al nivel de compactación asociado al Proctor modificado; alcanzan o superan los requerimientos de desempeño asumidos en las hipótesis de prediseño. Tales parámetros geotécnicos, experimentales, serán los considerados como definitivos para la realización del análisis y el diseño final.

Así mismo, el Ingeniero geotécnico, verificará experimentalmente "in situ" el grado de compactación durante el proceso constructivo del relleno de mejoramiento, mediante control de compactación nuclear y/o no nuclear, necesario para el cumplimiento del proceso de inspección detallado en el literal B, acápite 2.2 del oficio DGRS/I-041-17.

# **ANEXO VII. Reporte fotográfico**

## **Proyecto Subestación Arroyo Manzano**

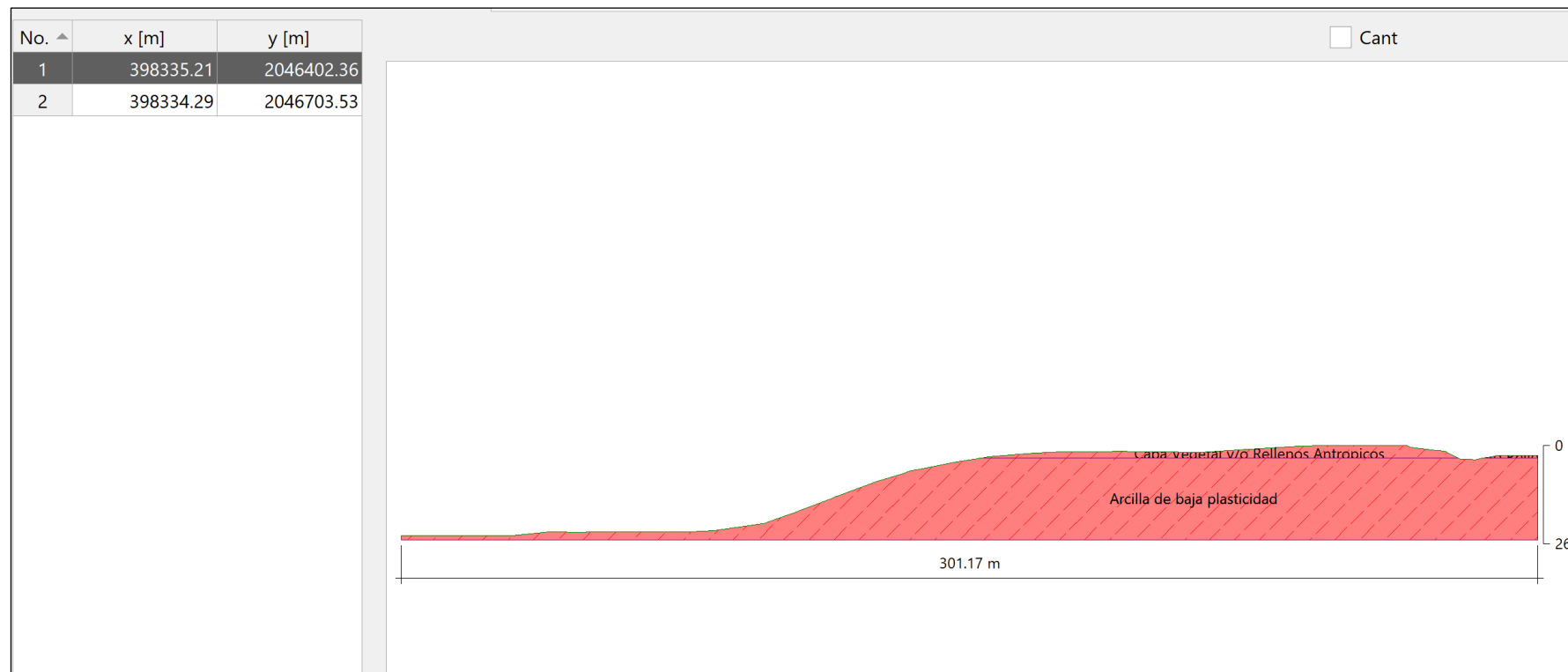
**Sondeo 1**

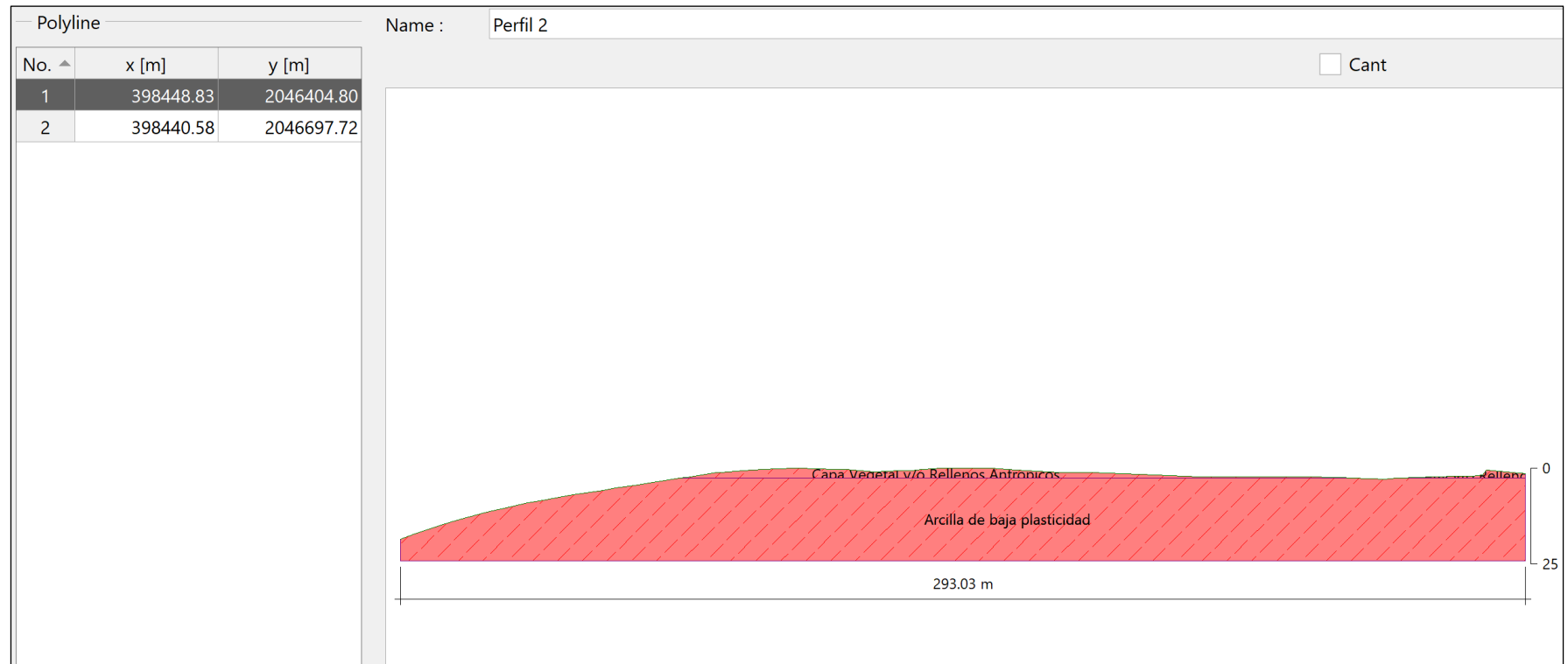


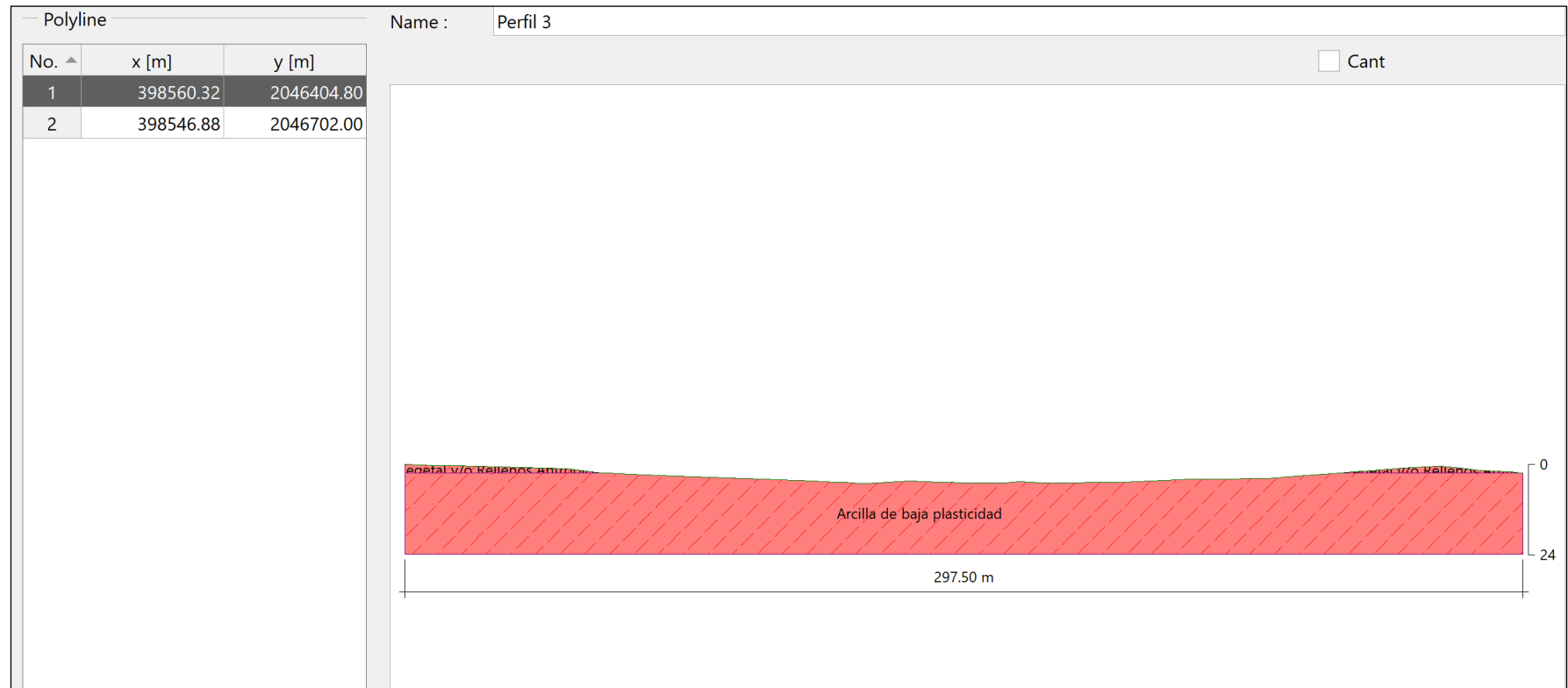

## **Sondeo 2**


**Sondeo 3**


# **ANEXO VIII. Perfil Estratigráficos del Proyecto Subestación Arroyo Manzano**







## **Referencias**

- ASTM D2938-95(2002), Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens (Withdrawn 2005), ASTM International, West Conshohocken, PA, 1995, [www.astm.org](http://www.astm.org)
- IGME-BRGM-INYPSA (2010). Memoria Geological 6271-III. Programa de Cartografía Geotemática de la República Dominicana.
- Llanes, P., & Granja, J. (2011). Buscando la falla del terremoto de Haití. Retrieved from <https://www.agenciasinc.es/Noticias/Buscando-la-falla-del-terremoto-de-Haiti>
- NEHRP. (2001). "National Earthquake Hazards, Reduction Program (NEHRP)". *Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1 – Provisions and Part 2 – Commentary*, Reports No. FEMA-368 and FEMA-369, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- R001 (2011). Reglamento para el análisis y diseño sísmico de estructuras. Dirección General de Reglamentos y Sistemas (DGRS). Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, República Dominicana.
- R-024 (2006). "Reglamento para Estudios Geotécnicos en Edificaciones". (Decreto No. 577-06). MOPC (Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones)