



Programa de Ingeniería Geotécnica

Informe: EIC-Lanamme-INF-1153-2022

**Informe de análisis de resultados de ensayos de SPT e
infiltración y determinación de la capacidad de soporte del
suelo para facilidades en el Jardín Botánico Lankester**

INFORME FINAL



Fuente: Página web JBL

Preparado por:

Ing. Ana Lorena Monge Sandí, M.Sc.
Programa de Ingeniería Geotécnica

San José, Costa Rica
Agosto, 2022





1. Informe EIC-Lanamme-INF-1153-2022		2. Copia No. 1
3. Título y subtítulo: Informe de análisis de resultados de ensayos de SPT e infiltración y determinación de la capacidad de soporte del suelo para facilidades en el Jardín Botánico Lankester		4. Fecha del Informe 31 agosto 2022
5. Organización y dirección Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales Universidad de Costa Rica, Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, San Pedro de Montes de Oca, Costa Rica. Tel: (506) 2511-2500 / Fax: (506) 2511-4440		
6. Notas complementarias Ninguna		
7. Resumen <i>Por solicitud de la oficina de Servicios Generales a través del oficio OSG-SMC-787-2022, se presenta la interpretación de los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) e infiltración realizados en el Jardín Botánico Lankester para la construcción de una batería de baños en la zona cercana al Jardín Japonés. En este estudio se constituye el modelo geotécnico del sitio, y se determinan las propiedades de las 2 capas de materiales encontradas en la zona, así como la capacidad de soporte asociados al resultado de número de golpes SPT obtenidos. Se recomienda cimentar sobre la capa 2 que es la más competente, la cual está constituida por limos de alta plasticidad (MH), con una capacidad de soporte admisible promedio de 290 kPa. En cuanto a los sitios destinados para el sistema de absorción, por los resultados de los ensayos de infiltración, se recomienda buscar otro sitio pues este pareciera no apto para este tipo de sistemas. Por último, es importante que cuando se coloca una edificación en un sitio, se presentan asentamientos por la acción de las cargas aplicadas, los cuales se deberían determinar conociendo las propiedades de deformabilidad del medio. Sin embargo, para este estudio no se consideraron realizar ensayos para poder establecer los asentamientos elásticos y por consolidación del medio y si se quisiera verificar esta condición, se deben realizar ensayos adicionales.</i>		
8. Palabras clave Capacidad de soporte, ensayo de penetración estándar, infiltración, velocidad de infiltración	9. Nivel de seguridad: -	10. Núm. de páginas 29
11. Preparado y revisado por: <p style="text-align: center;">Ana Lorena Monge Sandí, MSc. Coordinadora Programa Ingeniería Geotécnica</p>		



Contenido

I.	Introducción	4
II.	Descripción general de la zona del proyecto	5
II.1	Geología del cantón de Cartago	6
II.2	Geomorfología del cantón de Cartago	7
II.3	Mapa de amenazas del cantón de Cartago	7
II.4	Condiciones climáticas	9
III.	Descripción del trabajo realizado	10
III.1	Ensayo de penetración estándar (SPT)	10
III.1.1	Generalidades	10
III.1.2	Ensayos de SPT realizados y muestras para laboratorio	13
III.2	Ensayos de infiltración	15
III.2.1	Generalidades	15
III.2.2	Ensayos de infiltración realizados	16
IV.	Resultados obtenidos	18
IV.1	Estratigrafía y tipos de materiales encontrados	18
IV.2	Resultados de los ensayos de laboratorio	19
IV.3	Resultados de los ensayos in situ	22
IV.3.1	Ensayos de penetración estándar (SPT)	22
IV.3.2	Ensayos de infiltración.....	24
V.	Determinación de la capacidad de soporte del medio	25
V.1	Modelo geotécnico del sitio	25
V.2	Determinación de la capacidad de soporte	26
V.3	Deformabilidad del medio.....	28
VI.	Referencias	29



Informe de análisis de resultados de ensayos de SPT e infiltración y determinación de la capacidad de soporte del suelo para facilidades en el Jardín Botánico Lankester

I. Introducción

En el presente documento se muestran los resultados de un estudio de capacidad de soporte realizado al terreno donde se construirán dos módulos de duchas con servicios sanitarios, como parte del crecimiento de facilidades del Jardín Botánico Lankester, ubicado en el distrito de Dulce Nombre de Cartago, provincia de Cartago.

Se realiza una visita por parte del Programa de Ingeniería Geotécnica (PIG) en conjunto con el laboratorio de Geotecnia el día 5 de julio del 2022, para realizar un diagnóstico del sitio y determinar de manera preliminar la logística del trabajo de campo a realizar. La segunda y tercera visita, se realiza por parte del laboratorio de Geotecnia para realizar uno de los ensayos de campo de SPT, el día 19 de julio de 2022, y el día 17 de agosto para el ensayo de SPT faltante y los ensayos de infiltración.

Este estudio comprende la realización de 2 ensayos de SPT, para determinar el número de golpes del sitio y con ello determinar la capacidad de soporte del medio a partir de métodos indirectos. Adicionalmente, se tomarán muestras con el muestreador partido para realizar ensayos de clasificación del suelo. Para determinar la profundidad de las perforaciones, se solicita la información a los profesionales encargados del diseño de las estructuras programadas y se indica que la profundidad de cimentación se establecerá en una capa competente, por lo que se establece una profundidad de aproximadamente 5 m o bien hasta conseguir el rebote, lo que se alcance primero. A partir de esta condición se decide realizar la toma de las muestras para los ensayos de laboratorio a una profundidad de 5.4 m.

Por su parte, se realizan 2 ensayos de infiltración para establecer la capacidad de permeabilidad del medio. La trinchera para el ensayo de infiltración se excava según las características descritas en el documento técnico “¿Cómo hacer pruebas de Infiltración?” del Ing. Elías Rosales.

A las muestras tomadas a partir del ensayo SPT, se les realizan los ensayos de laboratorio: Límites de Atterberg (ASTM D4318), Granulometría (ASTM D6913), humedad natural (ASTM D2216) y Gravedad específica (ASTM D854), para aplicar la clasificación SUCS. Asimismo, se realizan otros ensayos tales como compresión confinada (ASTM D2166) y corte directo (ASTM D3080), para conocer las propiedades mecánicas de resistencia del suelo en estudio.

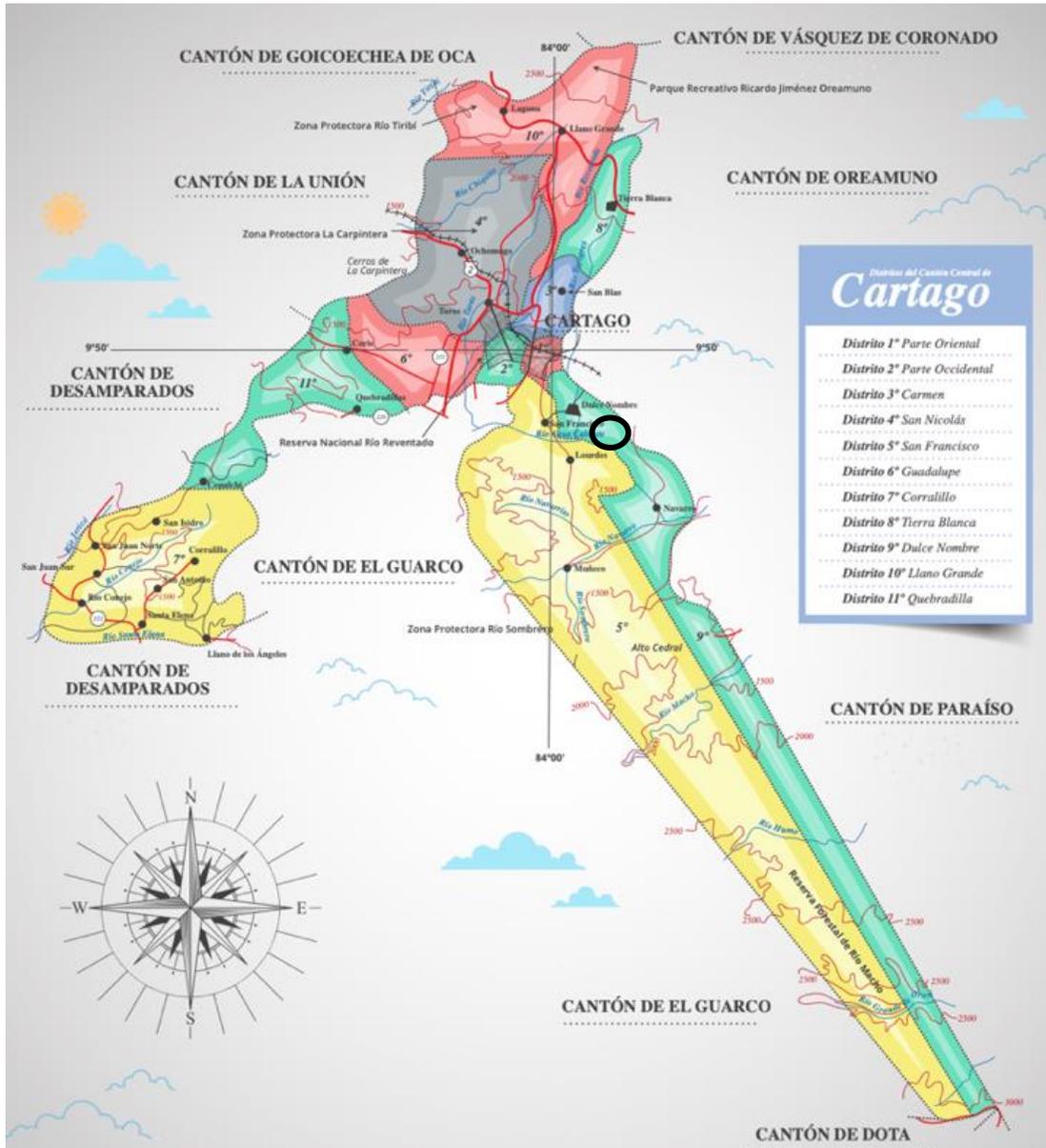
Con los resultados de los ensayos de laboratorio, es posible verificar la capacidad soportante del medio a partir de los parámetros de resistencia al corte del suelo a la profundidad indicada por los profesionales encargados del diseño de la estructura.

Informe EIC-Lanamme-INF-1153-2022	Agosto de 2022	Página 4 de 29
-----------------------------------	----------------	----------------



II. Descripción general de la zona del proyecto

El Jardín Botánico Lankester de la Universidad de Costa Rica se encuentra en el distrito de Dulce Nombre, del cantón de Cartago, provincia Cartago, el cual se puede observar en la Figura 1:



Fuente: <https://es.scribd.com/document/391715235/Map-Adi-Stri-to-Cartago>
Figura 1 Cantón Dulce Nombre de Cartago



En la Figura 2 se muestra la ubicación geográfica del sitio en estudio:



Fuente: Google earth

Figura 2 Ubicación del sitio de estudio

A continuación, se realiza una descripción de la zona de estudio con información relevante para ser considerada en los diseños de las estructuras planificadas.

II.1 Geología del cantón de Cartago

La geología del cantón de Cartago consiste en materiales de los períodos Terciario y Cuaternario, predominando las rocas volcánicas del Terciario, que está constituido por rocas de origen sedimentario, volcánico e intrusivo, de la época Mioceno.

Las rocas sedimentarias pertenecen a las formaciones Pacacua y Coris. La formación Pacacua, es una secuencia de materiales interestratificados de conglomerados brechosos y areniscas conglomeráticas, areniscas, limolitas y lutitas, todas tobáceas. Se encuentran en el sector aledaño al barrio Ochomogo, al norte, sur y oeste del poblado Coris, en el cerro Tablazo, al norte del poblado Navarro y en las proximidades de las márgenes del curso inferior de los ríos Navarro, Navarrito y Sombrero. La formación Coris es una secuencia de areniscas cuarzosas, con capas delgadas de lutita y algunos lentes locales de lignito, que se ubica cerca de hacienda Quitarrazú y los materiales indiferenciados, se localizan en las márgenes de quebrada Guayaba.

Las rocas volcánicas pertenecen al grupo Aguacate, que se encuentra compuesto por coladas de andesita y basalto, aglomerado, brechas y tabas. Se encuentra al sur del cantón, igual que en alto Cedral y en el distrito Corralillos, en las nacientes del río Navarrito y cerro Jucosal. Las rocas intrusivas pertenecen a los intrusivos ácidos de la cordillera de Talamanca, tales como dioritas cuárcicas y granodioritas, también gabros y granitos, que se localizan entre la ladera sur del alto Cedral, y las márgenes del río Humo y en el alto Caña.

Informe EIC-Lanamme-INF-1153-2022	Agosto de 2022	Página 6 de 29
-----------------------------------	----------------	----------------



Los materiales del período Cuaternario consisten rocas de origen volcánico y sedimentario, de la época Holoceno. Las rocas volcánicas son edificios volcánicos recientes y actuales, y piroclastos asociados ubicados al norte del cantón. Las rocas sedimentarias corresponden a depósitos fluviales y coluviales, localizados cerca de Cartago, Coris, Dulce Nombre, San Francisco, el barrio Lourdes, y en las márgenes del río Navarro, próximo a su confluencia con el río Agua Caliente.

II.2 Geomorfología del cantón de Cartago

El cantón de Cartago presenta cuatro unidades geomórficas, a saber: de origen tectónico y erosivo, de origen volcánico, de sedimentación aluvial y la originada por remoción en masa.

La unidad de origen tectónico y erosivo está constituida por la cordillera de Talamanca, donde se encuentran los cerros Carpintera, en las márgenes del río Conejo, al suroeste del poblado Coris, y en la zona sureste del cantón. Esta unidad presenta valles profundos con laderas de pendientes fuertes, y está constituida por rocas viejas de las formaciones San Miguel, Aguacate y Coris. La forma de la cordillera es compleja pues está compuesta por fallas y pliegues. Su origen se debió a una sedimentación marina que ocurrió hasta el Mioceno medio, luego se inició un ascenso y plegamiento hasta el Mioceno superior. Posteriormente se formaron las intrusiones que se encuentran en la zona por un plutonismo con magmas hasta el Plioceno.

La unidad de origen volcánico se ubica al norte de Taras (Volcán Irazú) cuenta con laderas que tienen todo tipo de pendientes. La unidad está compuesta por rocas volcánicas: brechas, lavas, tobas, aglomerados, ignimbritas, ceniza y lahares. El grado de meteorización de las rocas es variable.

La unidad de sedimentación aluvial se trata del abanico aluvial del río Reventado que se localiza en las proximidades de la ciudad de Cartago, Dulce Nombre y Coris. Esta unidad se compone de fragmentos subangulares de lava andesítica, inmersa en una matriz piroclástica. Su origen se debe a sucesivos aportes del río Reventado, que desde épocas remotas ha estado transportando materiales.

Por último, la unidad por remoción en masa está determinada por el deslizamiento del río Reventado, que se encuentra entre el sector norte y suroeste de Tierra Blanca. Estos deslizamientos presentan grietas y cambios bruscos en el relieve del terreno, por ejemplo, Llano Grande presenta escarpes de más de veinte metros verticales. Esta unidad se compone de rocas volcánicas, procedentes del volcán Irazú. Existe un alto grado de meteorización que forma rocas arcillificadas. El cauce del río Reventado ha contribuido con el desequilibrio de sus laderas y se han reactivado deslizamientos.

II.3 Mapa de amenazas del cantón de Cartago

En cuanto a las amenazas que posee la zona en estudio, en la Figura 3 se puede observar el mapa de amenazas confeccionado por la Comisión Nacional de Emergencias para el cantón de Cartago, con un acercamiento del área a analizar. En esta figura se puede observar que el mayor potencial de amenaza radica en la presencia de una zona de deslizamiento muy cercano al sitio donde se encuentra el Jardín Botánico Lankester, representado por las líneas color café claro. Además, existe la influencia de zonas de falla (líneas color rojo) por la cercanía de las fallas agua caliente y navarro. Igualmente, la zona se encuentra en el área de influencia de peligro bajo por caída de cenizas y lluvia ácida del Volcán Turrialba. Por último, cercano al poblado de Caballo Blanco, se encuentra una zona potencialmente inundable (área celeste con puntos azules) dada la cantidad de quebradas confluentes en el sitio.

Informe EIC-Lanamme-INF-1153-2022	Agosto de 2022	Página 7 de 29
-----------------------------------	----------------	----------------



II.4 Condiciones climáticas

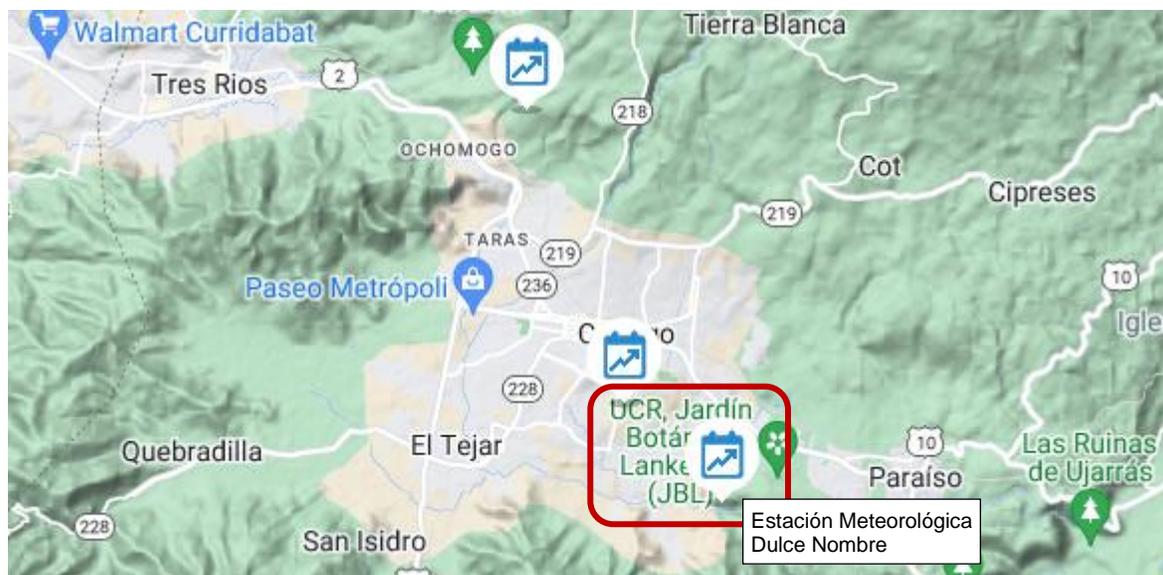
En cuanto a las condiciones climáticas de la zona de estudio, la estación Dulce Nombre de Cartago, se definen como tropical húmedo. Sin embargo, por la presencia de montañas y la altura de la zona, se cataloga de manera general como templado.

Al estar Cartago ubicado en el extremo oriental de la Región Central de Costa Rica, su clima se ve afectado por la influencia Caribe y Pacífica a la vez. El clima se caracteriza por lluvias moderadas y temperaturas frescas. Las precipitaciones son cercanas a los 2000 mm por año, con 128 días con lluvia y un solo mes seco. La temperatura máxima promedio es de 26 °C y la mínima promedio de 15 °C. En la Tabla 1 se observa el comportamiento mensual de la temperatura y la precipitación en la zona, según la estación Dulce Nombre del Instituto Meteorológico Nacional, cuya ubicación se observa en la Figura 4:

Tabla 1 *Clima de Cartago*

Mes	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Temperatura (°C)												
Promedio	22.6	23.2	24.1	25.1	25.4	25.0	24.2	24.8	25.4	24.9	23.5	22.8
Máxima	13.8	13.8	14.2	15.2	16.3	16.5	16.2	16.1	16.0	16.2	15.7	14.8
Mínima	22.6	23.2	24.1	25.1	25.4	25.0	24.2	24.8	25.4	24.9	23.5	22.8
Humedad Relativa (%)												
HR	88	86	85	84	87	88	88	88	87	88	90	89
Lluvia promedio (mm)												
-	67.3	48.6	28.8	52.8	209.3	204.0	163.5	160.6	233.7	248.8	154.8	87.0

Fuente: Instituto Meteorológico Nacional



Fuente: Instituto Meteorológico Nacional

Figura 4 *Ubicación de la estación meteorológica Dulce Nombre*



III. Descripción del trabajo realizado

El trabajo realizado tiene como objetivo determinar la capacidad de soporte del sitio para portar las instalaciones de duchas y baños, así como establecer la capacidad de permeabilidad del sitio para brindar el tratamiento adecuado de las aguas infiltradas por el tanque séptico para estas facilidades.

Es por ello que se realizaron 2 ensayos de SPT, para establecer por métodos indirectos la capacidad de soporte del sitio. Al ser el terreno en estudio relativamente plano y uniforme, esta cantidad de ensayos in situ se consideran suficientes para determinar dicha propiedad. Su ubicación y profundidad, se encuentra especificada en la Figura 5. Por otro lado, se realizan dos ensayos de infiltración en las trincheras definidas para ello, las cuales se observan también en la Figura 5.



Fuente: Google earth

Figura 5 Ubicación de los ensayos de SPT e infiltración

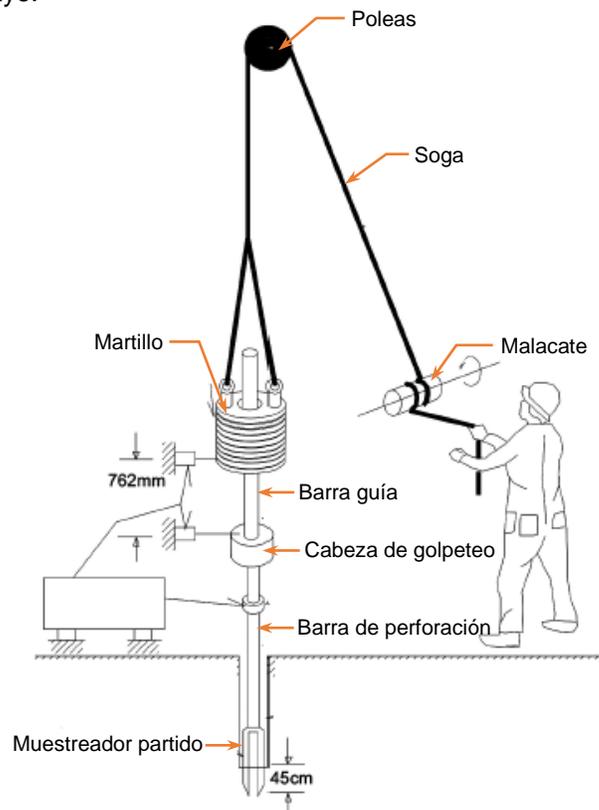
III.1 Ensayo de penetración estándar (SPT)

III.1.1 Generalidades

El ensayo de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés), es el método de ensayo in situ más utilizado para muestrear y caracterizar el material de un sitio en estudio, y que mediante cálculos indirectos permite obtener la capacidad de soporte del medio.

Informe EIC-Lanamme-INF-1153-2022	Agosto de 2022	Página 10 de 29
-----------------------------------	----------------	-----------------

El ensayo consiste en establecer el número de golpes que se requieren para que un barril con un muestreador partido se introduzca en el terreno una profundidad determinada, dejando caer un martillo con una masa estándar. En Costa Rica, se utiliza el procedimiento del método de ensayo establecido por la ASTM D1586, donde se establece que la masa del martillo es de 63.5 kg, la altura de caída es de 760 mm, el diámetro del muestreador es de 50 mm y la profundidad para determinar el número de golpes por cada capa es de 45 cm. El esquema de la Figura 6 muestra el equipo utilizado en este ensayo:



Fuente: Schaind (2009)

Figura 6 Esquema del equipo del ensayo SPT

Estos ensayos son aplicables a suelos que son relativamente blandos y no se puede realizar cuando se encuentran suelos firmes o basamentos rocosos, pues se generan resultados de rebote que significa que no reporta número de golpes para penetrar el material. En este momento, se puede indicar que el ensayo terminó. La norma ASTM D1586, establece que el rebote se alcanza cuando se presenta alguna de las siguientes situaciones:

- Un total de 50 golpes durante cualquiera de los tres incrementos 15 cm que componen los tramos de 45 cm de la profundidad de avance
- Se aplicaron 100 golpes en total
- No se observa avance del muestreador durante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martillo.
- El muestreador avanza los 45 cm de la profundidad de avance sin que ocurran los conteos de golpes limitantes como los descritos anteriormente



- Si el muestreador se hunde bajo el peso del martillo, el peso de barras de perforación o ambos, se registra la longitud del recorrido. Si el muestreador se hunde durante todo el intervalo, se detiene el ensayo, se retiran el muestreador y las barras de perforación y se avanza a través de los materiales muy blandos o sueltos hasta la siguiente profundidad de muestreo. Se registra el valor N como peso del martillo, peso de las barras o ambos.

Mediante los resultados obtenidos por este ensayo, es posible obtener de manera indirecta a través de correlaciones. Entre los parámetros que se pueden determinar se encuentran la resistencia al corte no drenada (S_u) para suelos arcillosos, ángulo de fricción interno efectivo (ϕ') e incluso la capacidad de carga admisible (q_{adm}). Para cada uno de estos parámetros, existen varias fórmulas que las correlacionan, correspondiente a diversas investigaciones realizadas. Las correlaciones utilizadas para este informe son las que se mencionan a continuación.

– *Ángulo de fricción*

Existen varias correlaciones para el valor del ángulo de fricción efectivo para suelos granulares. Una de estas que no contempla la determinación de otros parámetros que no estén relacionados con el ensayo de SPT es la dada por la relación gráfica que determinaron Peck, Hanson y Thornburn en 1974, y que WolfF en 1989 representó mediante la expresión de la ecuación 1:

$$\phi' = 27.1 + 0.3(N_1)_{60} - 0.00054[(N_1)_{60}]^2 \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60}$$
$$C_N = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{adm}} \right)^{-0.5} \quad \text{Roberton, et al (2000)}$$

Los resultados de la aplicación de estas correlaciones se encuentran en la sección IV.3.1.

– *Cohesión*

Al igual que para el ángulo de fricción, existen varias correlaciones que se pueden realizar empleando los resultados del ensayo de SPT para determinar la cohesión del suelo. En este caso, la correlación utilizada está dada por la ecuación 2, la cual fue propuesta por Stroud (1974):

$$C_U = K * N_{60} \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

K= es una constante entre 3.5 a 6.5 kN/m² y cuyo valor recomendado es 4.4 kN/m²

Igualmente, el resultado de la aplicación de esta correlación se encuentra en la sección IV.3.1.

– *Capacidad de soporte*

La capacidad de soporte última de un medio se determina a partir de los parámetros de resistencia al corte, la cual muestra la máxima capacidad que tiene el suelo para soportar las cargas que le trasmite una estructura. La capacidad de soporte última está definida por la ecuación de Terzagui, que se muestra en la ecuación 3, la cual considera la carga encima del cimiento como una carga

Informe EIC-Lanamme-INF-1153-2022	Agosto de 2022	Página 12 de 29
-----------------------------------	----------------	-----------------



externa adicional y que posteriormente fue modificada considerando factores de forma, profundidad e inclinación.

$$q_{UN} = c'N_c + \gamma_1 D_f (N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

c' = cohesión del suelo

γ_1 y γ_2 = son densidades del suelo

N_c , N_q y N_γ = son los factores de capacidad de carga que dependen de ϕ' y se utilizan los de Meyerhof

Para determinar la capacidad de soporte admisible, se utiliza un factor de seguridad para reducir la capacidad última y que, en términos generales, puede considerarse como 3. Por tanto, la capacidad admisible es:

$$q_{adm} = \frac{q_{UN}}{3} \quad \text{Ecuación 4}$$

Con los valores de cohesión y ángulo de fricción obtenidos de las correlaciones de los puntos anteriores, se puede utilizar la ecuación 3 para determinar la capacidad de soporte última. Sin embargo, también existen correlaciones conocidas para establecer la capacidad última del suelo a partir de los valores de números de golpe del ensayo de SPT. Los más conocidos son los siguientes:

Terzagui y Peck:

$$q_{adm} = \frac{N}{8} \quad \text{Ecuación 5}$$

Meyerhof:

$$q_{adm} = \frac{N * S_t}{0.13} \quad \text{Ecuación 6}$$

Los resultados de la aplicación de estas correlaciones se encuentran en la sección IV.3.1.

III.1.2 Ensayos de SPT realizados y muestras para laboratorio

Para este trabajo en específico, se realizan dos ensayos de SPT, cuya ubicación se muestra en la Figura 5, y que se observa con más detalle con su realización en la Figura 7 y Figura 8.



Figura 7 Sitio de la perforación #1



Figura 8 Sitio de la perforación #2

Las perforaciones se realizaron hasta una profundidad de 5.4 m cada una. De estas perforaciones, es posible extraer muestras para ensayos de laboratorio, que permiten caracterizar los materiales encontrados y relacionarlos con los resultados del ensayo in situ. Los ensayos que se realizan son los que se muestran en la Tabla 2.



Tabla 2 Muestras extraídas y ensayos de laboratorio

Profundidad	Ensayo	
	Perforación #1	Perforación #2
0 a 45.7 cm	Humedad natural Límites de Atterberg	Humedad natural
45.7 a 450 cm	Humedad natural Límites de Atterberg Lavado por tamiz #200 Granulometría Hidrómetro Gravedad específica Corte directo Compresión inconfínada	Humedad natural Compresión inconfínada
450 a 495 cm	Humedad natural Límites de Atterberg Hidrómetro Gravedad específica Compresión inconfínada	Humedad natural Compresión inconfínada

Los resultados de los ensayos de SPT y de los ensayos de laboratorio a las muestras extraídas, se encuentran en el apartado IV.2 del presente informe.

III.2 Ensayos de infiltración

III.2.1 Generalidades

Este ensayo consiste en hacer un agujero de aproximadamente 30 centímetros de diámetro con una altura de al menos el diámetro del mismo. En este caso los agujeros fueron de la manera indicada. Este agujero se llena de agua y se rellena constantemente durante las 24 horas antes de la realización del ensayo, esto con el fin de que el material se encuentra saturado al momento de realizar el ensayo propiamente.

Una vez que el material se encuentra saturado y antes de realizar las primeras lecturas del ensayo, en el fondo del agujero se coloca una capa de poco espesor de grava, para que funcione como filtro durante el ensayo.

Se coloca una regla graduada para tomar lecturas de profundidad del nivel de agua, se vuelve a llenar el agujero con agua y se proceden a realizar las lecturas a un intervalo de tiempo de 30 minutos entre lectura. Si el material es permeable, estas mediciones se pueden realizar en tiempos menores.

Para determinar la tasa de infiltración (T), se utiliza la metodología descrita en el documento técnico “¿Cómo hacer pruebas de Infiltración?” del Ing. Elías Rosales (CFIA, 2015), la cual indica que para determinar esta tasa se debe contemplar la medición del descenso del nivel de agua en los últimos 30 minutos de lectura, aplicando la siguiente ecuación:

$$T = \frac{t}{d} \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

t= tiempo de la última lectura

d= descenso del agua



Una vez que se obtiene el parámetro de tasa de infiltración, se ingresa en la siguiente tabla para establecer la velocidad de infiltración que se requiere para diseñar el drenaje.

Tabla 3 *Velocidad de infiltración*

T (min/cm)	V _p (m/s)
2	1.00 x10 ⁻⁶
3	8.20 x10 ⁻⁷
4	7.10 x10 ⁻⁷
5	6.35 x10 ⁻⁷
6	5.80 x10 ⁻⁷
7	5.37 x10 ⁻⁷
8	5.02 x10 ⁻⁷
9	4.73 x10 ⁻⁷
10	4.49 x10 ⁻⁷
11	4.28 x10 ⁻⁷
12	4.10 x10 ⁻⁷
14	3.80 x10 ⁻⁷
16	3.55 x10 ⁻⁷
18	3.35 x10 ⁻⁷
20	3.18 x10 ⁻⁷
22	3.03 x10 ⁻⁷
24	2.90 x10 ⁻⁷
25	2.84 x10 ⁻⁷

Fuente: modificado de CFIA

III.2.2 Ensayos de infiltración realizados

En el caso se realizan dos ensayos de infiltración, con el procedimiento que dicta el documento anteriormente mencionado, tomando lecturas de descenso del nivel de agua cada 30 minutos. La ubicación de las trincheras se muestra en la Figura 5, y que se observa con más detalle con su realización en las siguientes figuras:



Figura 9 *Trinchera de infiltración #1*



Figura 10 *Trinchera de infiltración #2*

Los resultados de los ensayos de infiltración se encuentran en el apartado IV.3.2 del presente informe.



IV. Resultados obtenidos

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de los ensayos de campo y laboratorio, determinantes para la establecer los tipos de materiales encontrados en el sitio, las propiedades mecánicas del medio.

Los resultados en detalle de los ensayos realizados se encuentran en el informe de laboratorio EIC-Lanamme-INF-1148-2022 del Laboratorio de Geotecnia del LanammeUCR.

IV.1 Estratigrafía y tipos de materiales encontrados

Como se menciona en los apartados anteriores, se realizaron 2 perforaciones de 5.4 m de profundidad. Esta profundidad de estudio se considera suficiente y apropiada para el presente estudio de suelos ya que frecuentemente, las construcciones de cimientos de estos tipo de facilidades se encuentran en un rango de profundidad inferior a la alcanzada por las perforaciones.

Los materiales encontrados en ambas perforaciones aparentan ser coincidentes y se encuentran descritos en la siguiente tabla:

Tabla 4 Descripción del material encontrado en sitio

Profundidad (cm)	Descripción de campo	
0,0-45,7	Capa de limo café oscuro y suelo arcilloso color rojizo y vetas grisáceas	Limo café oscuro, pocas partículas de roca
45,7-91,4	Suelo arcilloso café claro	Limo color café oscuro y suelo arcilloso café claro con vetas negras (carbón)
91,4-137,2	MUESTREADOR	
137,2-182,9	Suelo arcilloso color café claro	Suelo arcilloso color café claro
182,9-228,6	Suelo arcilloso color café claro	Suelo arcilloso color café claro
228,6-274,3	Suelo arcilloso color café claro	Suelo arcilloso color café claro
274,3-320,0	MUESTREADOR	
320,0-365,8	Suelo arcilloso color café claro	Suelo arcilloso color café claro
365,8-411,5	Suelo arcilloso color café claro	Suelo arcilloso color café claro
411,5-457,2	Suelo arcilloso color café claro	Suelo arcilloso color café claro
457,2-502,9	MUESTREADOR	
502,9-540	Suelo arcilloso color café claro, combinado con vetas negras y amarillentas	Suelo arcilloso color café claro

Fuente: EIC-Lanamme-INF-1148-2022

Como se puede observar, preliminarmente se han encontrado 2 tipos de material, según las descripciones dadas. Se encuentra un material limoso de color café oscuro, combinado ya sea con suelo arcilloso o bien con partículas de roca, que podrían asociarse a un material exógeno. Posteriormente, se realizan ensayo de laboratorio que permiten la clasificación del material cuyos resultados se muestran y discuten en el apartado IV.2.



IV.2 Resultados de los ensayos de laboratorio

Como se mencionó en el apartado III.1.2, los ensayos realizados a las muestras extraídas de las perforaciones realizadas son los mostrados en la Tabla 2. Los resultados de estos permiten clasificar el material y obtener parámetros de los suelos encontrados que permiten contrastar los resultados de los ensayos de campo realizados en los sitios establecidos para la construcción de las facilidades adicionales que se han programado en el Jardín Botánico Lankester.

A continuación, se muestran los resultados más relevantes para clasificar los materiales y determinar la estratigrafía del sitio en las tablas de la 5 a la 9, y en las Figuras 11 y 12:

Tabla 5 *Humedad natural de muestras tomadas*

	Profundidad (cm)	Perforación 1	Perforación 2
1	0,0-45,7	45,2	32,5
2	45,7-91,4	46,9	39,4
3	91,4-137,2	(*)	(*)
4	137,2-182,9	56,5	55,1
5	182,9-228,6	50,3	53,0
6	228,6-274,3	49,5	49,4
7	274,3-320,0	(*)	(*)
8	320,0-365,8	47,1	47,6
9	365,8-411,5	46,1	47,2
10	411,5-457,2	51,7	49,6
11	457,2-502,9	(*)	(*)
12	502,9-540,0	57,8	51,4

(*): No se toma muestra

Fuente: Modificado de EIC-Lanamme-INF-1148-2022

Tabla 6 *Límites de Atterberg*

Profundidad	Límite líquido	Límite plástico	Índice plástico
0,0-45,7	82	39	43
45,7-457,2	80	35	45
457,2-540	72	32	40

Fuente: Modificado de EIC-Lanamme-INF-1148-2022

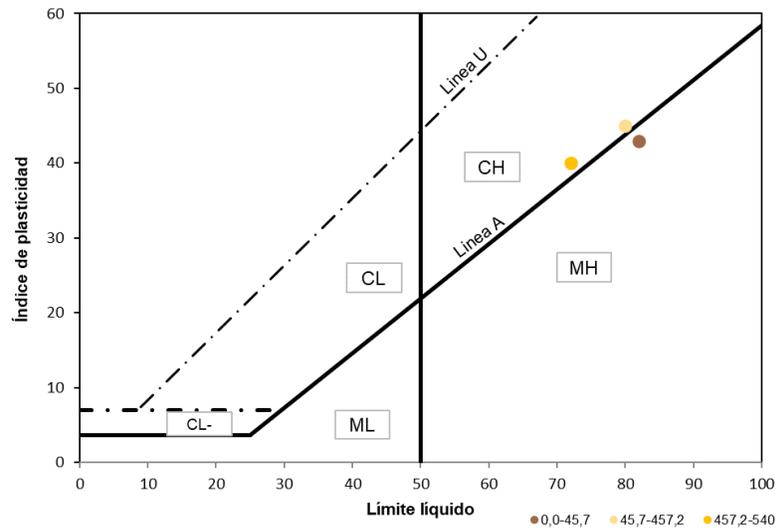


Figura 11 Límites de Atterberg en la carta de plasticidad

Tabla 7 Granulometría

Tamiz	Tamaño (mm)	Perforación 1	
		45,7-457,2	457,2-540
Nº 3/8	9,500	100,0	100,0
Nº4	4,750	100,0	100,0
Nº10	2,000	99,4	99,5
Nº20	0,850	98,7	98,9
Nº40	0,430	97,4	97,5
Nº60	0,250	95,8	96,0
Nº100	0,150	94,0	94,3
Nº140	0,111	92,8	93,1
Nº200	0,075	91,6	91,7
	0,029	70,6	74,2
	0,019	64,5	68,0
	0,011	61,4	64,0
	0,008	58,3	61,1
	0,006	54,2	58,0
	0,003	48,4	52,1
	0,001	41,7	47,5

Fuente: Modificado de EIC-Lanamme-INF-1148-2022

Tabla 8 Compresión inconfiada

Profundidad (cm)		Perforación 1		Perforación 2	
		Compresión inconfiada	Resistencia al corte no drenada	Compresión inconfiada	Resistencia al corte no drenada
		(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
7	274,3-320,0	590	295	168	84,0
11	457,2-502,9	177	88,5	243	122

Fuente: Modificado de EIC-Lanamme-INF-1148-2022



Tabla 9 Resistencia al corte

Profundidad (cm)	Esfuerzo normal (kPa)	Esfuerzo cortante (kPa)
Perforación 1	48,1	88,9
457,2-502,9	96,2	128,1
	216,2	224

Fuente: Modificado de EIC-Lanamme-INF-1148-2022

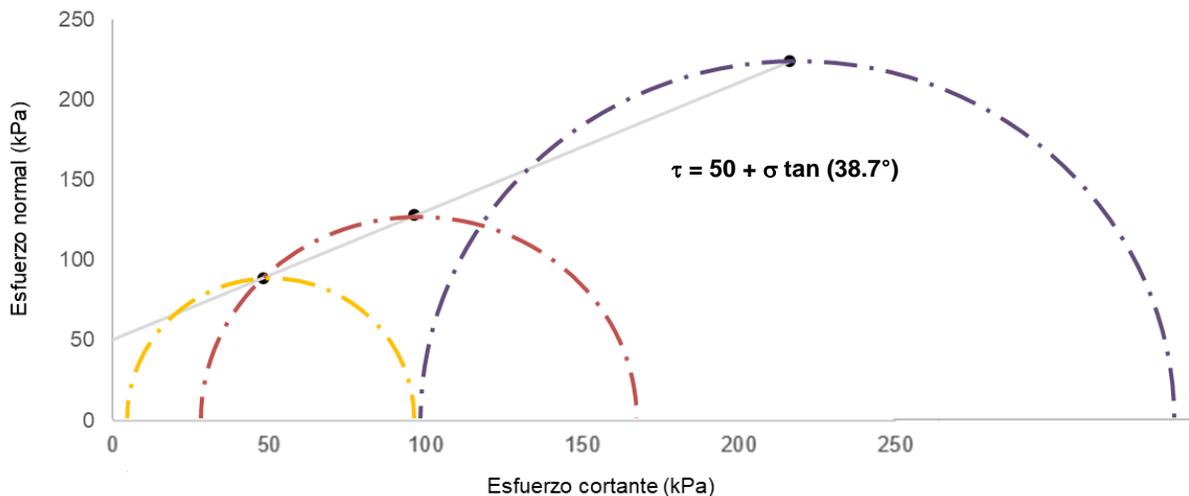


Figura 12 Círculo de Mohr

De los resultados anteriormente mostrados, se puede decir que los materiales encontrados en ambos sitios son similares tanto en descripción como en propiedades determinadas en el laboratorio.

Según la metodología de clasificación SUCS, por la granulometría de las muestras ensayadas mostrada en la Tabla 7, estos se clasifican como materiales de grano fino, es decir limos o arcillas. Según la información obtenida en la carta de plasticidad, los materiales encontrados se clasifican entre limos de alta plasticidad (MH) y arcillas de alta plasticidad (CH).

Sin embargo, por lo resultados de la granulometría se observa que, aunque existe más de un 50% de material de tamaño arcilla, tiene también un porcentaje considerable de tamaño limo, por lo que no es posible clasificarla solo como una arcilla de alta plasticidad. Aunado a esto, en el sitio fue posible observar que el material presentaba una textura granulada al tacto, por lo que finalmente se establece que los materiales encontrados en el sitio tienen más características de limo que de arcilla, eso si con un alto grado de plasticidad.

Al realizar los ensayos de corte directo, se observa que los resultados muestran valores de cohesión y ángulo de fricción, característica de los materiales tipo limo. Por tanto, el material se trata de un limo de alta plasticidad (MH).



IV.3 Resultados de los ensayos in situ

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de los dos ensayos in situ realizados a los materiales evaluados de la zona de estudio. Los ensayos realizados son el ensayo de penetración estándar (SPT) y los ensayos de infiltración.

IV.3.1 Ensayos de penetración estándar (SPT)

Como se mencionó en el apartado III.1, se realizaron 2 perforaciones de SPT de 5.4 m de profundidad en las cuales no se encontró un nivel freático definido, sin embargo, por los resultados de las humedades naturales de los materiales mostradas en la Tabla 5, se observa que los mismos se encuentran con un porcentaje importante de contenido de agua, pues se encuentran cercanos o por encima del 50%. La descripción de los materiales encontrados en el sitio se muestra en la Tabla 4, y los resultados de los ensayos de SPT se muestran a continuación:

Tabla 10 Resultados del ensayo de SPT

Profundidad (cm)	Perforación 1						Perforación 2					
	N° de golpes				Recuperación		N° de golpes				Recuperación	
	1	2	3	N	(%)		1	2	3	N	(%)	
0,0-45,7	1	4	8	12	31	68%	1	1	2	3	30	66%
45,7-91,4	9	9	11	20	36	79%	3	4	11	15	26	57%
91,4-137,2	10	12	10	22	-	-	10	16	13	29	-	-
137,2-182,9	6	10	18	28	45	98%	4	8	8	16	45	98%
182,9-228,6	9	12	14	26	37	81%	5	9	13	22	33	72%
228,6-274,3	8	12	17	29	30	66%	9	15	19	34	36	79%
274,3-320,0	9	15	19	34	-	-	7	7	8	15	-	-
320,0-365,8	15	15	21	36	42	92%	10	12	17	29	37	81%
365,8-411,5	8	12	15	27	45	98%	11	12	14	26	38	83%
411,5-457,2	11	12	13	25	38	83%	6	7	6	13	45	98%
457,2-502,9	8	12	12	24	-	-	3	7	15	22	-	-
502,9-540	10	10	15	25	45	100%	7	6	5	11	29	78%

Fuente: Modificado de EIC-Lanamme-INF-1148-2022



Como puede observarse, a partir de la profundidad de 45.7 cm en ambas perforaciones, los golpes de SPT presentan una mejoría y son prácticamente uniformes y más bien las diferencias entre materiales se establecen prácticamente por la descripción de los mismos realizada en campo.

A partir de estos resultados, se realizan las correlaciones correspondientes indicadas en el apartado III.1.1, que se muestran a continuación:

Tabla 11 *Parámetros geotécnicos por medio de correlaciones con SPT*

Profundidad (cm)	Perforación 1						Perforación 2							
	N ₆₀	C _N	(N ₁) ₆₀	φ (°)	S _U (kPa)	Capacidad de soporte (kPa)		N ₆₀	C _N	(N ₁) ₆₀	φ (°)	S _U (kPa)	Capacidad de soporte (kPa)	
						Terzagui y Peck	Meyerhof						Terzagui y Peck	Meyerhof
0,0-45,7	12	4,76	57	42,4	52,8	147	231	3	4,76	14	31,2	13,2	36,8	57,7
45,7-91,4	20	2,70	54	41,7	88,0	245	385	15	2,70	40	38,2	66,0	184	288
91,4-137,2	22	2,09	46	39,8	96,8	270	423	29	2,09	61	43,4	127,6	355	558
137,2-147,0	28	1,77	49	40,5	123	343	538	16	1,77	28	35,1	70,4	196	308
182,9-228,6	26	1,56	40	38,2	114	319	500	22	1,56	34	36,7	96,8	270	423
228,6-274,3	29	1,41	41	38,5	128	355	558	34	1,41	48	40,3	149,6	417	654
274,3-320,0	34	1,30	44	39,3	150	417	654	15	1,30	19	32,6	66,0	184	288
320,0-365,8	36	1,21	43	39,0	158	441	692	29	1,21	35	36,9	127,6	355	558
365,8-411,5	27	1,13	31	35,9	119	331	519	26	1,13	29	35,3	114,4	319	500
411,5-457,2	25	1,07	27	34,8	110	306	481	13	1,07	14	31,2	57,2	159	250
457,2-502,9	24	1,02	24	34,0	106	294	462	22	1,02	22	33,4	96,8	270	423
495,0-540	25	0,98	25	34,3	110	306	481	11	0,98	11	30,3	48,4	135	212

A pesar de que se cuenta con correlaciones para establecer la capacidad de soporte por profundidad de perforación dada la cantidad de número de golpes de SPT (N_{SPT}), se considera pertinente establecer el modelo geotécnico del sitio y determinar la capacidad de soporte total del sitio, a partir de este.

El modelo geotécnico y la capacidad de soporte del medio se establecen en la sección V del presente informe.



IV.3.2 Ensayos de infiltración

Como se mencionó en el apartado III.2, se realizaron 2 ensayos de infiltración. Los resultados del ensayo se muestran a continuación:

Tabla 12 Resultados del ensayo de infiltración

Sitio 1				Sitio 2			
Hora	Lectura inicial	Lectura final	Diferencia	Hora	Lectura inicial	Lectura final	Diferencia
09:45	23,5	23,5	0	09:00	26	26	0
10:15	23,5	24,5	1	09:30	26	26	0
10:45	24,5	25	0,5	10:00	26	26	0
11:15	25	25	0	10:30	26	26	0
11:45	25	24,5	0	11:00	26	26	0
12:15	24,5	24,5	0	11:30	26	26	0
12:45	24,5	24,5	0	12:00	26	25,5	0
13:00	24,5	26	1,5	12:30	25,5	25,5	0
				13:00	25,5	25,5	0
Diferencia última media hora:			1 cm	Diferencia última media hora:			0 cm
Tasa de infiltración (T):			30 min/cm	Tasa de infiltración (T):			infinito min/cm
Velocidad de infiltración (Vp):			$< 2,84 \times 10^{-7}$ m/s	Velocidad de infiltración (Vp):			$< 2,84 \times 10^{-7}$ m/s

En estos casos, cuando la velocidad de infiltración es menor que el valor de 2.84×10^{-7} m/s el sitio es inadecuado para sistemas de absorción, por lo que en este caso se considera recomendable buscar otro sitio donde construir estos sistemas.

V. Determinación de la capacidad de soporte del medio

A pesar de que en el apartado IV.3.1 se presenta la Tabla 11, que incluyen el resultado de la capacidad de soporte en cada profundidad de perforación producto de la correlación con el N_{SPT} , en la presente sección se muestra la determinación de la capacidad de soporte del medio, estableciendo un modelo geotécnico del sitio proveniente del análisis de los resultados obtenidos tanto en los ensayos de campo como de laboratorio.

V.1 Modelo geotécnico del sitio

Como se menciona en el párrafo anterior, utilizando como base la información dada en los apartados IV.2 y IV.3.1, se realiza un análisis de la totalidad de la información, estableciendo 2 capas con los siguientes parámetros para cada sitio de perforación:

Tabla 13 *Parámetros geotécnicos analizados por capa y por modalidad de ensayo*

Capa	Perforación 1			Perforación 2		
	C_1 (kPa)	ϕ_1 (°)	q_{adm1} (kPa)	C_2 (kPa)	ϕ_2 (°)	q_{adm2} (kPa)
1	52,8	42,4	147	13,2	31,2	36,8
2	118,4	37,8	330	92,8	35,8	259
Laboratorio						
CI-Capa 2	192			103		
CD-Capa 2	50,0	38,8				

Finalmente, estableciendo las comparaciones adecuadas respecto los resultados obtenidos para los sitios de la perforación 1 y 2, se determina que el modelo geotécnico global del sitio en estudio es el siguiente:

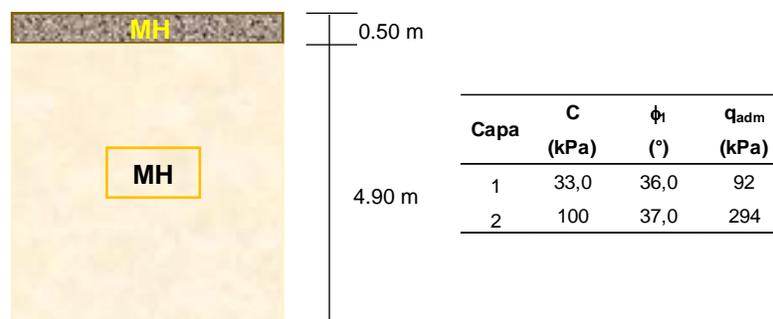


Figura 13 *Modelo geotécnico del sitio*



V.2 Determinación de la capacidad de soporte

Como se mencionó anteriormente, por medio de las correlaciones se establece la capacidad de soporte a través del número de golpes obtenido del ensayo de SPT. Sin embargo, una vez establecidas las propiedades geomecánicas de los materiales presentes en el modelo geotécnico, se procede a determinar la capacidad de soporte a través de la siguiente expresión:

$$q_{un} = \frac{\gamma_1 * B}{2} * N_\gamma + C * N_C + \gamma_2 * D * (N_q - 1) \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde:

B= ancho de cimentación (m)

D= profundidad de desplante (m)

γ = densidad del suelo (kN/m³)

N_γ , N_C , N_q = factores de capacidad de soporte dados por Meyerhof

Para realizar el cálculo de la capacidad de soporte última del medio, se realizan una serie de suposiciones, que se indican a continuación:

- El suelo tiene un peso unitario de 20.3 kN/m³, que es un valor obtenido por las correlaciones del número de golpes del SPT
- La cimentación se colocará a un nivel de desplante (D) de 1.3 m, aunque puede variar, lo importante es que se cimente sobre la segunda capa del modelo geotécnico indicado en el apartado V.1
- Las cimentaciones se suponen como placas corridas, aunque si se consideran realizar cuadradas, se suponen de 1 m de lado
- El suelo que se colocará sobre la cimentación, en el nivel de desplante, es el mismo que el suelo del sitio de cimentación

Un aspecto importante por considerar es que las propiedades determinadas para el modelo geotécnico provienen de contemplar los resultados de ensayos de laboratorio en condiciones naturales del suelo y de los resultados de las correlaciones con los números de golpe de SPT resultantes de los ensayos in situ.

Cabe recordar que la condición ideal de la ejecución de los ensayos de laboratorio es realizarlos bajo condiciones de saturación y consolidación de la muestra, y en este caso por la premura de la obtención de los resultados se realizaron bajo las condiciones anteriormente descritas.

Por otro lado, las correlaciones de los parámetros geotécnicos descritas en la literatura, muestran formulaciones para determinar el ángulo de fricción en suelos granulares y resistencia al corte no drenada para suelos arcillosos, pero no se tiene una correlación directa con materiales tales como los limos de alta plasticidad, como el que compete en este informe, que cuentan con ambos parámetros geotécnicos como lo son el ángulo de fricción y la cohesión.

Por lo indicado anteriormente, se procede a determinar la capacidad última del medio suponiendo en primer lugar que se trata de un suelo meramente cohesivo, es decir únicamente contemplando la cohesión, aplicando los cálculos mostrados por el círculo amarillo de la ecuación 9; y por otro lado, suponiendo que se trata de un suelo granular, en donde la cohesión no tiene participación, aplicando los términos encerrados en el círculo café de la misma expresión.

Informe EIC-Lanamme-INF-1153-2022	Agosto de 2022	Página 26 de 29
-----------------------------------	----------------	-----------------



$$q_{un} = C * N_C + \frac{\gamma_1 * B}{2} * N_\gamma + \gamma_2 * D * (N_q - 1) \quad \text{Ecuación 9}$$

Dadas estas condiciones, los resultados son los siguientes:

- $q_{un} = 5550 \text{ kPa}$ Suelo cohesivo
- $q_{un} = 1647 \text{ kPa}$ Suelo friccionante

Para obtener el valor de la capacidad de suelo admisible, que es contra la cual se comparan las cargas que la obra le someterá al medio para diseñar la cimentación, se debe aplicar el factor de seguridad de 3, entonces la capacidad admisible sería:

$q_{adm} = \frac{q_{un}}{3}$	•	$q_{adm} = 1850 \text{ kPa}$	Suelo cohesivo
	•	$q_{adm} = 550 \text{ kPa}$	Suelo friccionante

Obsérvese que para suelos cohesivos la capacidad de soporte admisible es alta, comparada con la capacidad admisible obtenida de las correlaciones con el número de golpes de SPT. Una razón por la cual se presenta esta peculiaridad se puede deber a la metodología y condición de la muestra que se utilizó para determinar estos parámetros tanto en laboratorio como con las correlaciones. Sin embargo, se conoce que este material además de tener cohesión, la cual no debería ser alta pues no se trata de un material 100% cohesivo, también cuenta con características friccionantes y puede cambiar su capacidad.

Adicionalmente, es importante destacar que las muestras para los ensayos de laboratorio que determinan los parámetros geomecánicos, provienen de la perforación 1, donde se observa que las condiciones de campo son ligeramente mayores que las de la perforación 2, por lo que, en la determinación de la capacidad de soporte a través de la fórmula, no se está contemplando las características del sitio 2 que forman parte también de la zona de cimentación de las edificaciones planteadas.

Por las razones anteriores, se considera recomendable utilizar la capacidad admisible promedio obtenida a través de los ensayos in situ y con ello ser conservadores en el establecimiento de la capacidad de soporte de la capa 2 donde se recomienda cimentar las facilidades planificadas. Es así que se define la capacidad de soporte admisible del suelo como:

$$q_{adm} = 290 \text{ kPa}$$

Cabe destacar que este valor de capacidad admisible es producto de una serie de suposiciones que no necesariamente serán la realidad, pues la configuración de la cimentación y el nivel de desplante dependerán del diseño estructural de la obra, y de la capacidad de carga que requiera soportar el medio.

También es importante tomar en cuenta que, si se decide construir la edificación con una placa corrida de cimientos, se puede utilizar otra ecuación que toma en cuenta que el ancho B es mucho mayor representando que la placa es corrida. Es por esto que debe quedar claro que esta capacidad admisible dada es válida únicamente para las suposiciones indicadas anteriormente.



Cuando se tengan los datos de las cargas a transmitir al medio y al comparar los resultados la capacidad admisible del suelo no sea suficiente, se van a tener que empezar a tomar una serie de consideraciones para tratar de aumentar la capacidad de soporte, como por ejemplo hacer sustituciones con grava, tener una profundidad mayor de desplante e incluso considerar tener que diseñar cimentaciones profundas (como pilotes o micropilotes). Pero como se indica, esto se podrá saber hasta que se cuente con los datos del diseño estructural.

Por tales razones, si se desea conocer el valor de la capacidad de soporte por nivel de desplante, en caso de que se requiera optimizar algún aspecto de la obra, se muestra la siguiente información, considerando los resultados del ensayo de SPT para ambos sitios estudiados:

Tabla 14 *Capacidad de soporte por estrato*

Profundidad (cm)	Capacidad de soporte (kPa)
0,0-45,7	91,9
45,7-91,4	215
91,4-137,2	313
137,2-147,0	270
182,9-228,6	294
228,6-274,3	386
274,3-320,0	300
320,0-365,8	398
365,8-411,5	325
411,5-457,2	233
457,2-502,9	282
495,0-540	221

V.3 *Deformabilidad del medio*

Es importante indicar que no se realizaron análisis de deformación del medio ni se realizaron ensayos relacionados con estas características, y que si se desea conocer el asentamiento que puede experimentar el medio relacionado con la colocación de una edificación en este tipo de suelos (MH), se deben considerar asentamientos inmediatos o elásticos, y asentamientos por consolidación, y para ello se requieren de la ejecución de los ensayos que no fueron contemplados en este estudio.



VI. Referencias

1. Asociación de geotecnia (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica*. Tecnológica de Costa Rica.
2. Das, Braja (2008). *Fundamentals of geotechnical engineering*. Thomson.
3. Schnaid, Fernando (2009). *In situ testing in geomechanics*. Taylor & Francis.