

3. INVESTIGACIÓN DEL SUB-SUELO

3.1. EXPLORACIÓN DE CAMPO

Para las estructuras que se tiene planeado construir, se eligió un procedimiento de exploración de campo por el método de percusión, tomando como base la información obtenida en la investigación previa y con el fin de obtener parámetros de caracterización de los materiales que conforman el área en estudio.

Dado que la mayor parte de los depósitos de suelos, pueden explorarse correctamente por medio del muestreador de media caña con la prueba de penetración estándar (SPT) y de acuerdo a las características de la estructura y las especificaciones del cliente, se definió ejecutar dos (2) sondeos, los cuales serán distribuidos en cada predio donde se ubicará la unidad de construcción.

Otro aspecto importante que se debe detectar en la exploración geotécnica, es la presencia de aguas libres subterráneas colgantes o niveles freáticos estables; puesto que su existencia es el principal causante de problemas en las cimentaciones, durante el proceso de excavación y construcción, principalmente.

3.1.1. Método de percusión

Este método describe el procedimiento conocido como Ensayo Normal de Penetración el cual se fundamenta en conducir un muestreador de tubo partido dentro del suelo para obtener muestras de naturaleza alterada representativas con fines de identificación y medir la resistencia del suelo a la penetración del muestreador. La Norma que describe esta metodología de exploración es la ASTM D1586-11. (Prueba de Penetración Estándar - SPT).

El método consiste en alcanzar la profundidad a la que se va a realizar la prueba, detener la entubación del sondeo, limpiar el fondo y hacer descender el toma muestras (cuchara

SPT) mediante el varillaje. Una vez apoyada la cuchara, se procede a hincarla dejando caer una masa de 140 lb sobre la cabeza del varillaje desde una altura de 76 cm (30”), con un martillo manual de energía 60%. El resultado del ensayo, el índice N, es el número de golpes precisos para profundizar 30 cm. El recuento de golpes se efectúa por tramos de 15 cm (6”), haciendo para ello penetrar la punta total de 45 cm (18”).

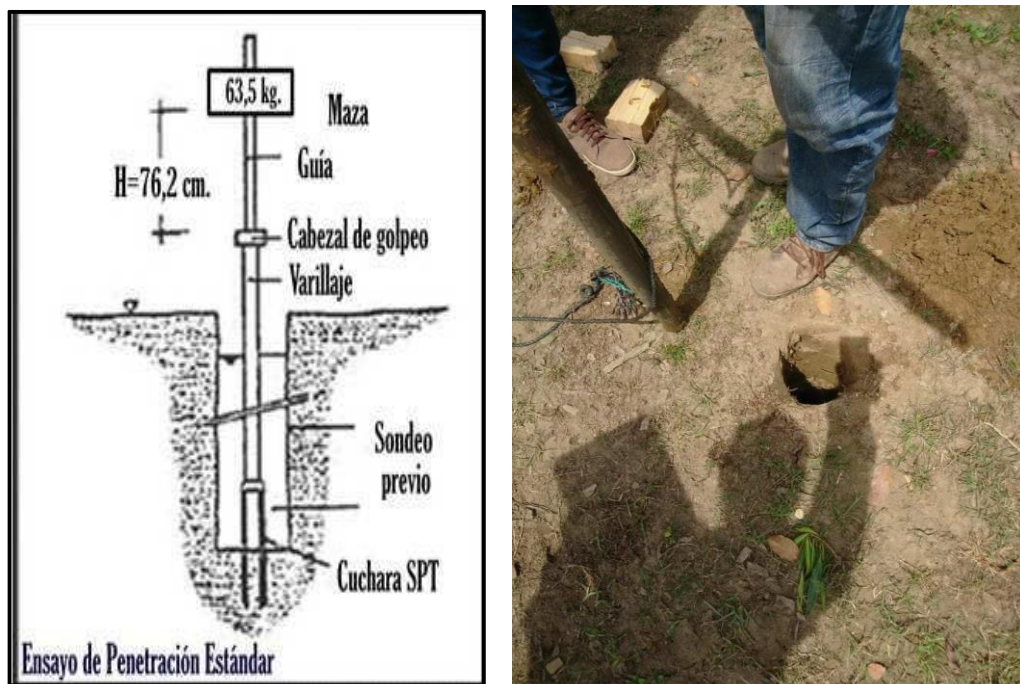


Figura 10. Ilustración de exploración por el ensayo SPT.

El primer tramo (denominado “Penetración de asiento”) no se tiene en cuenta; son el segundo (de 15 cm a 30 cm) de profundidad y el tercero (de 30 cm a 45 cm), los que intervienen en el resultado, que se expresa como suma de los golpes en ambos tramos.

El método SPT se usa ampliamente en la mayoría de proyectos de exploración geotécnica. La literatura técnica presenta correlaciones, tanto locales como de uso general, entre el número de golpes N y las características de los suelos del lugar o los comportamientos de terraplenes y cimentaciones diseñadas empleando estos datos.

Las muestras extraídas fueron descritas en campo teniendo en cuenta lo contemplado en la Norma ASTM D2488-09 (Procedimiento visual-manual para descripción e identificación de muestras de suelos), para luego ser transportadas y almacenadas en el laboratorio según lo descrito en la Norma ASTM D 4220-95 (Prácticas estándar para la preservación y el transporte de muestras de suelo) y ASTM D 50.

Las muestras obtenidas, se utilizaron para la clasificación e identificación de cada estrato de suelo y así obtener una guía de la resistencia *in situ* del suelo a lo largo de la profundidad explorada.



Figura 11. Ilustración de las muestras extraídas de la exploración de campo

3.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

3.2.1. Hidrología

El sistema hidrográfico de Córdoba está conformado por el valle del Sinú, que abarca 1.207.000 hectáreas, y recoge los afluentes del sur del Departamento; la zona del valle del San Jorge, que abarca 965.000 hectáreas en el sureste del Departamento, y canaliza las aguas de la Ciénaga de Ayapel hacia la depresión Momposina; y la zona de los ríos Canalete y Mangle, ubicada al noroeste del Departamento.

En todo el Departamento hay 846 km de ríos principales y más del doble de afluentes y otros cauces. Existen también 110.000 hectáreas de ciénagas y una apreciable cantidad

de aguas subterráneas -que según la Corporación Autónoma Regional de los Valles del Sinú y San Jorge, CVS- no cuantificadas en su totalidad.

Los principales ríos, el Sinú y el San Jorge, nacen en el Nudo de Paramillo, y corren paralelamente en sus primeros tramos, separados únicamente por la serranía de San Jerónimo.

Este complejo acuático posee un sistema hidrológico propio que recoge las precipitaciones de las quebradas de los costados oriental y sur (quebradas Quebradona, Escobilla, caños Trejos, Muñoz y Don Matías). Es alimentado a través de un ramal del río San Jorge, denominado Caño Grande en la localidad de Seheve, que conecta con el caño Cañafistola proveniente de la ciénaga de Ayapel y forman el caño Viloría. Entre otras subcuencas se encuentra los caños Barro, San Matías, La Miel, La Culebra, y Muñoz, además actúa como receptor y cuerpo de almacenamiento cuando se dan los desbordamientos del río Cauca.

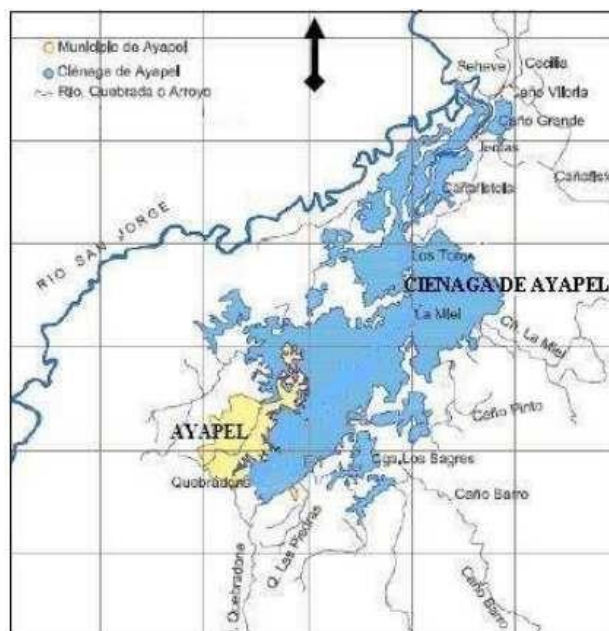


Figura 12. Ilustración de la hidrología de Barranquilla – Atlántico

3.2.2. Geología local

El Departamento de Córdoba tiene una superficie de 25.036,6 km² y se encuentra al Norte de Colombia en el Mar Caribe, entre los 7°22' y 9°26' de latitud Norte y los 74°47' y 76°30' de latitud Oeste. Junto con los Departamentos de Sucre, Bolívar, Atlántico, Magdalena, Cesar, La Guajira y San Andrés y Providencia, hacen parte de la región caribe colombiana, limita al Sur y Suroriente con el Departamento de Antioquia, al Este con los Departamentos de Sucre y Bolívar y al Norte con el Mar Caribe.

En cuanto a la geología del Departamento, la zona montañosa está conformada por las ramificaciones de la cordillera occidental. En el nudo del paramillo se divide formando la Serranía de Abibe, San Jerónimo y Ayapel.

El Municipio de Ayapel se encuentra ubicado al extremo oriental del Departamento de Córdoba y está bañado por las aguas del Río San Jorge y la Ciénega de Ayapel entre los 8°18'45"N, 75°08'42"O. Limita al Norte con el Departamento de Sucre, al Este con los Departamentos de Sucre, Bolívar y Antioquia, al Sur con el Departamento de Antioquia y el Municipio de la Apartada y al Oeste con los Municipios Buenavista y Pueblo Nuevo.

Las características más relevantes de las formaciones geológicas en el Municipio de Ayapel, serán descritas a continuación:

En el Municipio de Ayapel se presentan conglomerados, y arenitas líticas conglomeráticas intercaladas con arcillolitas, limolitas y turbas con edades del plioceno, terrazas aluviales del cuaternario, depósitos paludales del holoceno, y depósitos aluviales y de llanuras aluviales del cuaternario. Sin unidades geológicas integradas.

Las unidades geomorfológicas del Municipio de Ayapel son de origen fluvial o lacustre, específicamente:

- **Llanuras de inundación:** área plana a ligeramente ondulada próximo a nivel con los ríos principales, compuestos por elementos geomorfológicos menores tal como albardones, vegas, paleocauces y cubetas de inundación, con grados variables de inundación. En el caso del Municipio del Ayapel, se presentan cunetas de inundación, esta unidad corresponde a una zona aluvial altamente inundable, compuesta principalmente por sedimentos arcillo – limosos. Está afectada por inundaciones periódicas o encharcamiento ocasionado por los procesos de desborde fluvial, lluvias intensas y localmente por los aportes de los afluentes laterales, tales como los ríos cauca o san Jorge. Esta zona se encuentra estrechamente relacionada con las ciénagas, las cuales presenta un límite difuso y fluctuante al recibir los excedentes de caudales durante las estaciones prolongas de lluvia.
- **Terrazas aluviales:** niveles aluviales superiores al nivel de base local de los ríos compuestos por sedimentos depositados por los ríos bajo condiciones ambientales distintas a los actuales.
 - Terrazas altas: Este nivel aluvial alto, asociado con el antiguo cono del Río cauca, está localizado entre el Río cauca y la región de Ayapel. Corresponde a un nivel aluvial antiguo compuesto por capas de arenas, gravas, limos y arcillas de edad plio-pleistocena, y localmente esquistos meteorizados con predominio de colores rojizos. Comúnmente, Este nivel alto de terrazas esta disectado por los caños y quebradas con una profundización moderada a fuerte durante un tiempo prolongado.

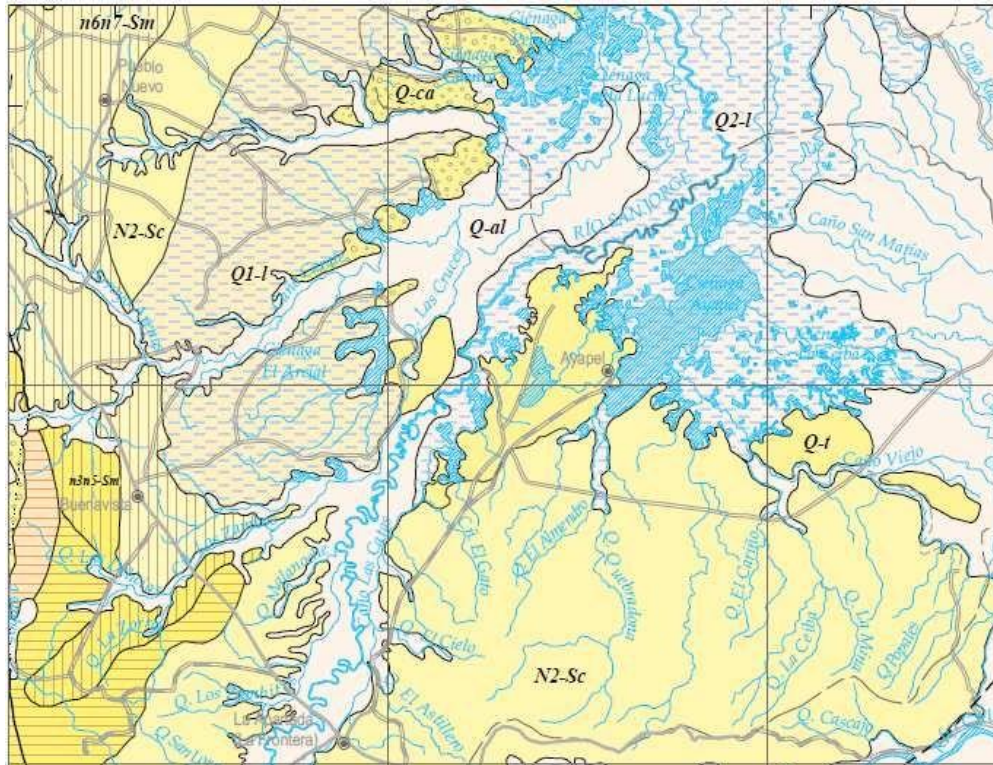


Figura 13. Ilustración de la Geología del Municipio de Ayapel – Córdoba

3.2.3. Clima

En la región las lluvias se encuentran supeditadas al paso anual del Centro de Convergencia Intertropical. El área de la población se encuentra dentro de la faja de desplazamientos de la CIT, al paso de ésta ocasiona un tiempo ciclónico, es decir, nublado, lluvioso y fresco. En los primeros meses del año, el CIT alcanza su posición más meridional, pasando a veces al sur del ecuador térmico, originando un tiempo seco y soleado en el interior del país. Hacia el mes de marzo, el CIT se desplaza hacia el Norte provocando un tiempo ciclónico en el Sur del país.

Por lo descrito anteriormente, el Municipio de Ayapel, sus veredas y corregimientos, presenta dos temporadas de lluvias, la primera en los meses de Abril y Mayo, y la

segunda entre los meses de Septiembre y Noviembre. Presenta una temporada seca en los meses de Diciembre a Marzo.

La humedad relativa promedio de la población es del 74%, mientras que las máximas y mínimas mensuales son del 85% y 67%. Los meses de mayor humedad relativa corresponden a los meses de lluvia y los de menor a los de verano. La temperatura anual promedio de la zona es de 28 grados centígrados y algunas veces alcanza los 35 grados. La precipitación anual promedio oscila entre los 800 a 1.000 mm.

3.2.4. Sismicidad del entorno

El Caribe Colombiano es considerado como de sismicidad baja de acuerdo con la información histórica existente. Como fuentes sismogénicas en el área se destacan las fallas de Oca, Cuiza, Santa Marta, Urumita, Punta Canoa y Rosario, estas dos últimas postuladas por Vernet y otros (1993), con dirección E–W. Del mismo modo se consideran como fuentes sismogénicas de primer orden la falla de Romeral, Mamonal de dirección NNE y el cinturón deformado del caribe meridional. La región se caracteriza por el registro histórico de sismos en la mayoría de magnitud MS entre 4.1–5.5 y menores; aunque igualmente se presentan registros de sismos de magnitudes mayores asociadas al cinturón deformado del caribe meridional.

Los sismos cuyo epicentro se ha demarcado en cercanías de la Ciudad de Cartagena (Escallón y otros 1993, Ingeominas 1993) son de magnitudes de 4.1–5.5 y por su ubicación podrían relacionarse con las fallas de Canoas y Mamonal. Haciendo el análisis de recurrencia de magnitudes en un área de 250 Km. de radio alrededor de Barranquilla y siguiendo la metodología expresada por Sarrias (1990), se encontró la probabilidad de ocurrencia de un sismo de MS = 6.8 en esta zona. De igual manera se determinó la predominancia de sismo de magnitud pequeña en esta región.

Estos resultados preliminares son apenas una pequeña aproximación a la inexactitud introducida por la predominancia de eventos de magnitud pequeña, que camuflan la probabilidad de sismos de magnitud más grande con un período de recurrencia mayor al registrado histórico. De igual manera se indica el número bajo de epicentros localizados en el área analizada (74 epicentro) la mayoría de los cuales no presenta localización instrumental.

3.2.5. Sismicidad en la zona

Para dar cumplimiento a lo estipulado en el Título **A** de la Norma Colombiana de Diseño Sismo Resistente (**NSR-10**), en el apartado A-2-4, los efectos locales de respuesta sísmica del proyecto, deben evaluarse utilizando los siguientes parámetros básicos:

CARACTERÍSTICA	VALOR
Localidad	Ayapel
Riesgo sísmico	Intermedio
Coefficiente de aceleración Pico Esperado para <u>diseño</u> (Aa)	0.15
Coefficiente de velocidad pico efectiva (Av)	0.15
Coefficiente de ampliación que modifica la aceleración en periodos cortos, Fa (NSR-10 tabla A.2.4-3)	1.5
Coefficiente de ampliación que modifica la aceleración en periodos intermedios, Fv (NSR-10 tabla A.2.4-4)	2.2
Tipo de Perfil	D

Tabla 1. Parámetros sísmicos de diseño

Por la naturaleza y uso de la estructura, clasifica en Grupo **I – Estructuras de ocupación normal** (numeral A.2.5.1.4. NSR-10). El coeficiente de importancia (**I**) de acuerdo al grupo de uso es igual a 1.0 (Tabla A.2.5-1. NSR-10).

La metodología utilizada para definir el tipo de perfil de suelo, se realizó en base a datos geo-referenciados de estudios que se han realizado cerca de la zona de exploración, teniendo en cuenta los 30.0 m de profundidad que estipula la Norma (NSR-10) en su título A, para el cálculo del N medio, empleando la ecuación del numeral **A.2.4.3.2 – NUMERO MEDIO DE GOLPES DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR** - Inciso (a) **Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo.**

Para realizar este cálculo, se emplearon los números de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar (SPT) corregidos a profundidades máximas de 30.0 metros, por los efectos de la presión de sobrecarga (N_1) y por la eficiencia del martillo (N_{60}), resultando el número de golpes corregido como (N_{160}), empleando las siguientes ecuaciones:

- $N_1 = C_N * N$

$$C_N = [0.77 * \log_{10}(1912/\sigma'_v)] \text{ Peck et al. (1974)}$$

N = Número de golpe del SPT en campo

- $N_{60} = (ER/60\%) * N$

ER = Eficiencia del martillo (%)

- $N_{160} = C_N * N_{60}$

En base a los tipos de suelos y su grado de compacidad y/o consistencia, correlacionada con los valores del número de golpes corregidos obtenidos mediante el ensayo SPT en los metros explorados más los valores encontrados de N en estudios de suelos realizados en el perímetro del área en estudio a profundidades de 30.0 metros, se define el perfil de suelo, siguiendo los lineamientos del numeral A.2.4., de la NSR-10, se considera un tipo de perfil del suelo **D**, que contiene perfiles de suelos rígidos, que tienen un número de golpes $50 > N \geq 15$.

3.3. ENSAYOS DE LABORATORIO

En cada una de las perforaciones ejecutadas se recuperaron muestras de naturaleza alterada, las cuales se consideran representativas del perfil natural del terreno. Las muestras, se analizaron inicialmente en forma visual y se seleccionaron algunas para ser sometidas en el laboratorio a los ensayos principales, de acuerdo con las necesidades del estudio y las características de los suelos encontrados.

Ensayos de laboratorio	Norma ASTM	Norma INVE
Contenido de Humedad Natural	ASTM D 2216-22	INVE-122-13
Granulometría por tamizado	ASTM 422-63	INVE-123-13
Límites de Atterberg	ASTM D 4318-95	INVE-125-126-13
Peso Unitario	ASTM D 7263-09	INVE-217-13

Tabla 2. Ensayos de laboratorios realizados y Normas aplicadas

4. ANÁLISIS ESTRATIGRÁFICO Y GEOTÉCNICO

4.1. ESTRATIGRAFÍA

Al visualizar las muestras extraídas en cada uno de los sondeos de campo y complementando con los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio, se comprueba que la estratigrafía presente en la zona de estudio, está conformada principalmente por suelos cohesivos, que clasifican como: arcillas de baja plasticidad.

Los perfiles estratigráficos, se pueden detallar en el **ANEXO N° 1** del presente informe.

Perforación N°1 y N°2

Durante la exploración geotécnica se evidenció un estrato de arcilla de baja plasticidad, presentando una consistencia que varía de blanda a muy firme, hasta finalizar la exploración a una profundidad cercana a los 2.20 metros y 3.0 m, respectivamente.

4.2. NIVEL FREÁTICO

En la fecha de la exploración de campo en la perforación N° 2, se detectó la presencia de niveles de aguas freáticas entre 2.50 m y 3.0 metros, como producto de posibles infiltraciones de escorrentías superficiales o productos de aguas retenidas en el subsuelo por encontrarse un estrato impermeable de arcillas; Por la tanto si la profundidad de desplante de la cimentación es superior a esta profundidad, es necesario contar con sistemas de abatimiento de agua para evitar inconvenientes durante el proceso constructivo.

4.3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

4.3.1. Arcilla de baja plasticidad

Este material, presenta un límite líquido (LL) que oscila entre 36.33% y 45.75%; su límite plástico (LP) es del 18.10% al 19.18%; lo que resulta en un índice de plasticidad que está en un rango de 18.21% a 26.63%, por lo tanto, su plasticidad oscila entre media y alta (según Burmister); su contenido de finos oscila entre 77.99% y 94.01%; su humedad varía del 20.63% al 24.90%. De acuerdo a sus características granulométricas y plásticas, estos suelos se clasifican como: Arcillas de baja plasticidad (CL), según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (U.S.C.S.).

Burmister classifies plastic properties of soils according to their plastic index as follows:

<i>Plasticity Index</i>	<i>Plasticity</i>
0	Nonplastic
1 to 5	Slight
5 to 10	Low
10 to 20	Medium
20 to 40	High
>40	Very high

Tabla 3. Plasticidad del suelo según Burmister.

Los resultados concernientes a los ensayos de laboratorios realizados a las muestras recuperadas en la exploración geotécnica, se pueden detallar en el **ANEXO N° 2** del presente informe.

4.4. CAPACIDAD ÚLTIMA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

La carga última de una cimentación superficial se puede definir como el valor máximo de la carga con el cual en ningún punto del subsuelo se alcanza la condición de rotura (método de **Frohlich, 1934**), o también refiriéndose al valor de la carga, mayor del anterior, para el cual el fenómeno de rotura se extiende a un amplio volumen del suelo (método de Prandtl y sucesores).

La falla generalizada según **Prandtl (1920)**, consiste en la teoría de equilibrio plástico para determinar la capacidad de carga a la falla de áreas cargadas en forma continua; teoría desarrollada para materiales con cohesión y ángulo de fricción interna (teoría de Mohr – Coulomb).

En el acto de la rotura se verifica la plasticidad del material contenido entre la superficie límite del semiespacio y la superficie $GFBCD$. En el triángulo AEB la rotura se da según dos familias de segmentos rectilíneos e inclinados en $45^\circ + \phi/2$ con respecto al horizontal. En las zonas ABF y EBC la rotura se produce a lo largo de dos familias de líneas, una constituida por segmentos rectilíneos que pasan respectivamente por los puntos A y E y la otra por arcos de familias de espirales logarítmicas. Los polos de éstas son los puntos A y E . En los triángulos AFG y ECD la rotura se da en segmentos inclinados en $\pm (45^\circ + \phi/2)$ con respecto a la vertical.

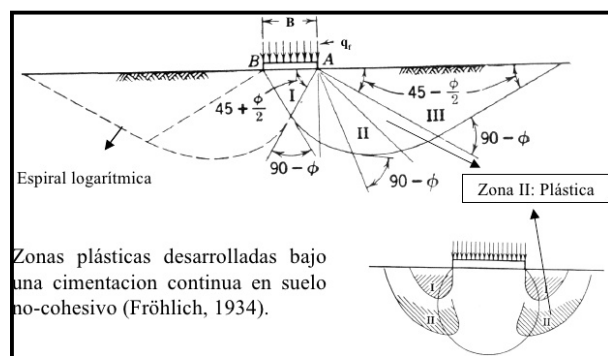


Figura 14. Esquema de superficie de falla del suelo.

Individuado así el volumen de terreno llevado a rotura por la carga límite, éste se puede calcular escribiendo la condición de equilibrio entre las fuerzas que actúan en cualquier volumen de terreno delimitado debajo de cualquiera de las superficies de deslizamiento.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Como resultados del análisis de Ingeniería Geotécnica practicado para alcanzar los puntos propuestos en este informe, se pueden citar las siguientes conclusiones:

- a. En los sondeos elaborados por métodos mecánicos, se destacó que los depósitos son heterogéneos, en cuanto a tipos de materiales y composición físico mecánico, encontrándose que el subsuelo está compuesto principalmente por suelos cohesivos que clasifican como: arcillas de baja plasticidad de consistencia media.
- b. Durante las exploraciones de campo en la fecha de su ejecución, se detectó la presencia de aguas libres colgantes provenientes del nivel freático a profundidades cercanas a los 2.50 m, en la perforación N°2. No obstante, se destaca que estas condiciones pueden variar de acuerdo al régimen de lluvias y no serán causantes de riesgos para la construcción de los tanques.
- c. Por la información sobre el tipo y cargas del proyecto, en principio se consideran factibles soluciones de cimentación de tipo superficial.
- d. Desde el punto de vista constructivo, no se anticipan complicaciones mayores considerándose suficiente utilizar procedimientos convencionales, en particular si el proyecto se ejecuta durante la estación seca y el proceso de excavación se ejecuta en el menor tiempo posible.
- e. Las excavaciones para la construcción de la cimentación se podrán ejecutar a talud vertical hasta una altura crítica de 1.50 metros; debiéndose evitar su

exposición a cualquier régimen de escorrentías superficiales para los cuales recomendamos no mantener abiertas por largo tiempo.

- f. Es importante tener en cuenta que, si desea realizar excavaciones mayores a la altura crítica de corte, se deberán tomar medidas por parte del constructor que estabilicen el corte, mediante la colocación de ademes, entibados o similar.
- g. Como resultado de la ejecución de esta obra, se deben estudiar las variantes que puedan presentarse en cuanto a condiciones ambientales, dado lo anterior siempre se le pide al constructor tener en cuenta las recomendaciones expuestas en este informe.

5.2. RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS

Dadas las condiciones geotécnicas del subsuelo y las características del proyecto, la cimentación para la estructura proyectada se podrá elaborar de la siguiente forma:

Se considera factible utilizar una cimentación superficial por apoyo directo, bajo losa de cimentación maciza, en las dimensiones calculadas por el Ingeniero Estructural, apoyada sobre un suelo mejorado.

Teniendo en cuenta que existen suelos cohesivos que pueden tener comportamientos expansivos; se recomienda un mejoramiento del suelo de fundación, en un espesor aproximado de 0.70 metros para el tanque de 20000 litros y 0.50 metros para el tanque de 5000 litros; el mejoramiento estará conformado inicialmente en los dos tanques por una capa de 0.20 metros de piedra media zonga (mejoramiento de subrasante y separación entre subrasante y material granular) con tamaño máximo de 25.0 centímetros (10”), debidamente compactado mediante sistemas de compactación mecánicos o manuales; posteriormente se colocará una capa de 0.50 m y 0.30 metros,

respectivamente, de material granular tipo Subbase INVE artículo (320-07), las capas del material seleccionado se colocarán en subcapas no superiores a 0.15 metros compactadas mediante sistemas mecánicos o manuales (Plancheta vibratoria o pisón), hasta alcanzar el 98% de la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor modificado tomado sobre dos muestras representativas en el laboratorio.

NOTA: No se podrá utilizar material de relleno con índice de plasticidad $IP > 7$; esto con el fin de evitar posible ablandamiento a causa de la presencia de los niveles de aguas freáticas.

Las memorias de cálculo de dicho análisis se presentan en el **Anexo N° 3**, del presente informe; a continuación, se resumen las recomendaciones del sistema de cimentación.

A continuación, se muestra un esquema indicando la profundidad de desplante de la cimentación propuesta.

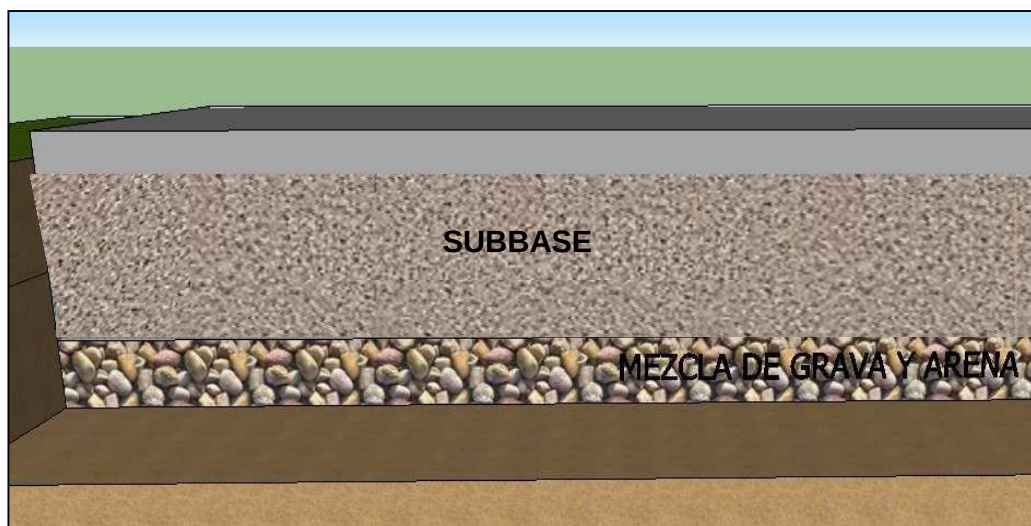


Figura 15. Esquema representativo de la cimentación propuesta

5.2.1. Capacidad de carga admisible

A la profundidad en las que se apoyaran las losas, se ha estimado una carga última, reducida por un factor de seguridad mínimo de 3.0 (Tabla H.4.7-1. NSR-10), resultando una capacidad admisible del orden de **($Q_{adm} = 5.0 \text{ Ton/m}^2$)**, para un ancho de cimentación $B = 4.0 \text{ m}$ del tanque de 20.000 litros y **($Q_{adm} = 3.0 \text{ Ton/m}^2$)** para el tanque de 5.000 litros.

En la determinación de la capacidad de carga admisible, Q_{adm} , se utilizaron las metodologías de estimación de capacidad de carga última por resistencia al corte empleando los métodos de cálculos de Terzaghi (1955) y Meyerhof (1963), reducido por el factor de seguridad indirecto mínimo para la condición de carga muerta más carga viva normal.

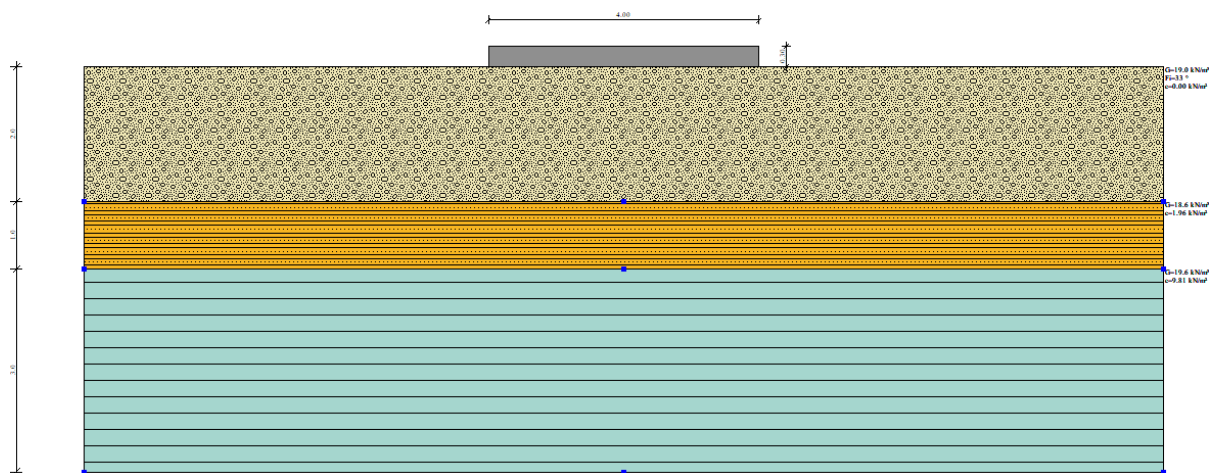


Figura 16. Esquema del perfil de suelo y cimentación (Loadcap – GeoStru)

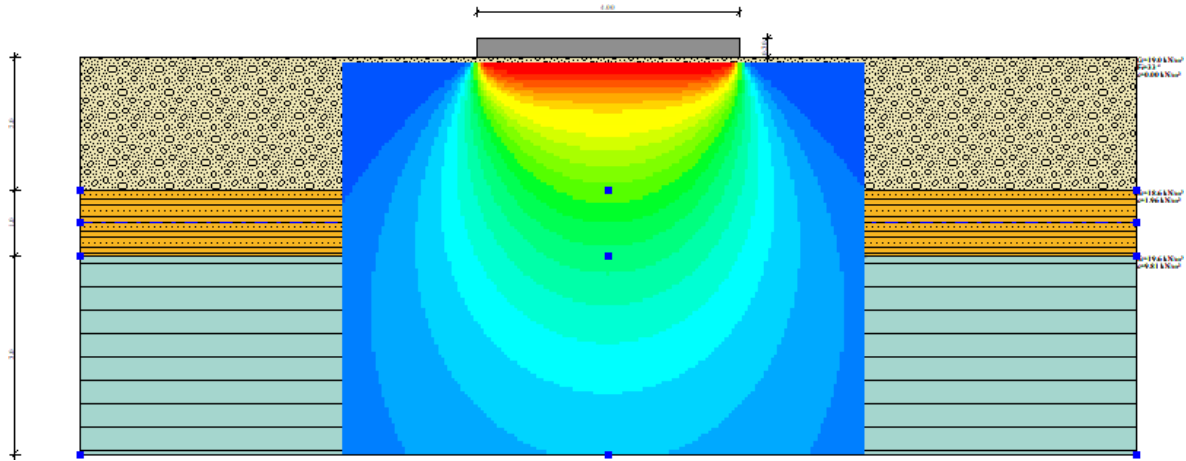


Figura 17. Ilustración de los bulbos de tensiones, (Loadcap – GeoStru).

5.2.2. Asentamientos

Para los diferentes componentes se ha estimado un asentamiento total, cuya magnitud es del orden de los 1.70 cm, inferiores al límite tolerable por la estructura, el cual se establece en 2.54 cm. Los asentamientos diferenciales serán despreciables.

Con base en los resultados obtenidos en los análisis de asentamientos y considerando la presión de contacto transmitida al sistema de cimentación, se ha calculado el coeficiente de reacción vertical (K_v) requerido para la ejecución de los análisis y diseños estructurales del proyecto, obteniendo como resultado un valor de 0.20 kg/cm^3 .

6. RECOMENDACIONES GENERALES

6.1. EXCAVACIONES

Una vez realizada la localización y replanteo del terreno, se procederá a realizar el movimiento de tierras (corte) hasta alcanzar la cota de reemplazo del suelo existente que será máximo de 0.70 m de profundidad, medidos con respecto a la cota de perforación actual; posteriormente se realiza el relleno con la piedra y el material de subbase en los espesores indicados, (se recomienda que el nivel final de construcción, este por encima del nivel de la vía existente y/o de los niveles de inundación de la zona).

Todo el proceso de construcción de las cimentaciones desde el inicio de las excavaciones hasta su sellado deberá programarse de forma que transcurra el menor tiempo posible, para evitar exponer por tiempo prolongado el suelo de fundación a los efectos adversos de la intemperie, efectos por ciclos de humedecimiento - secado, que pueden conllevar variaciones en las propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales de apoyo, en especial si la obra se realiza en épocas lluviosas.

6.2. OTRAS RECOMENDACIONES

Se recomienda para la placa de fondo de los tanques, retirar y remplazar el suelo existente (arcilla) en los espesores indicados anteriormente; posteriormente colocar los materiales de relleno (piedra y subbase) en subcapas de espesor máximo 0.20 m y compactadas hasta alcanzar el 98 % del ensayo de Próctor modificado; el reemplazo del material seleccionado será hasta alcanzar la cota de diseño final de cada tanque.

Las áreas perimetrales a la estructura, deberán adecuarse con pendientes transversales y longitudinales (2%-10%) y cunetas revestidas, que permitan la rápida evacuación de las aguas e impidan la infiltración de las mismas en los suelos soporte de la fundación.

Por precaución en el proceso constructivo de la cimentación de los tanques, se recomienda contar con un sistema de bombeo superficial, para controlar el flujo de agua en el subsuelo del predio, de tal manera que desaloje el agua de los cárcamos hacia zonas donde se recolecta las aguas de escurrimiento; esto especialmente si se labora en épocas de invierno, dado que al momento de la exploración geotécnica no se detectó niveles de aguas freáticas o escorrentías subterráneas por otras causales.

En ningún caso se puede reutilizar el material de excavación ni mucho menos el suelo contaminado que existe en el área a intervenir, en un espesor de 0.50 m; dado que no aporta ningún tipo de resistencia para apoyar los tanques. Es importante que ese material se retire del área y sea reemplazado por un material con mejores características y propiedades geotécnicas.

Los materiales sobrantes de las excavaciones deberán disponerse en los sitios aprobados por la Interventoría y la autoridad ambiental y sanitaria competente y se deberá cumplir con la normatividad ambiental actual que rige en nuestro país, preservando el ecosistema presente en el entorno.

Es importante que el Ingeniero Calculista, tenga en cuenta para la cota de cimentación la capacidad admisible del terreno; el análisis de asentamientos; el uso adecuado del sistema de cimentación; el perfil estratigráfico del presente estudio; las recomendaciones de mejoramiento del suelo si aplica y por último las especificaciones contempladas en la NSR-10.

7. LIMITACIONES

Las recomendaciones contenidas en este informe están basadas en las condiciones del subsuelo establecidas como típicas a partir de los trabajos de investigación descritos, de acuerdo con la práctica normal en la rama de geotecnia.

Aunque se considera que el alcance de los trabajos ejecutados es adecuado para definir las condiciones del subsuelo en el área del proyecto y emitir las recomendaciones geotécnicas a las que haya lugar; se solicita a nuestros Clientes informar de inmediato a esta Consultoría cualquier diferencia en la estratigrafía o cambio en los diseños, con el fin de tomar los correctivos del caso.

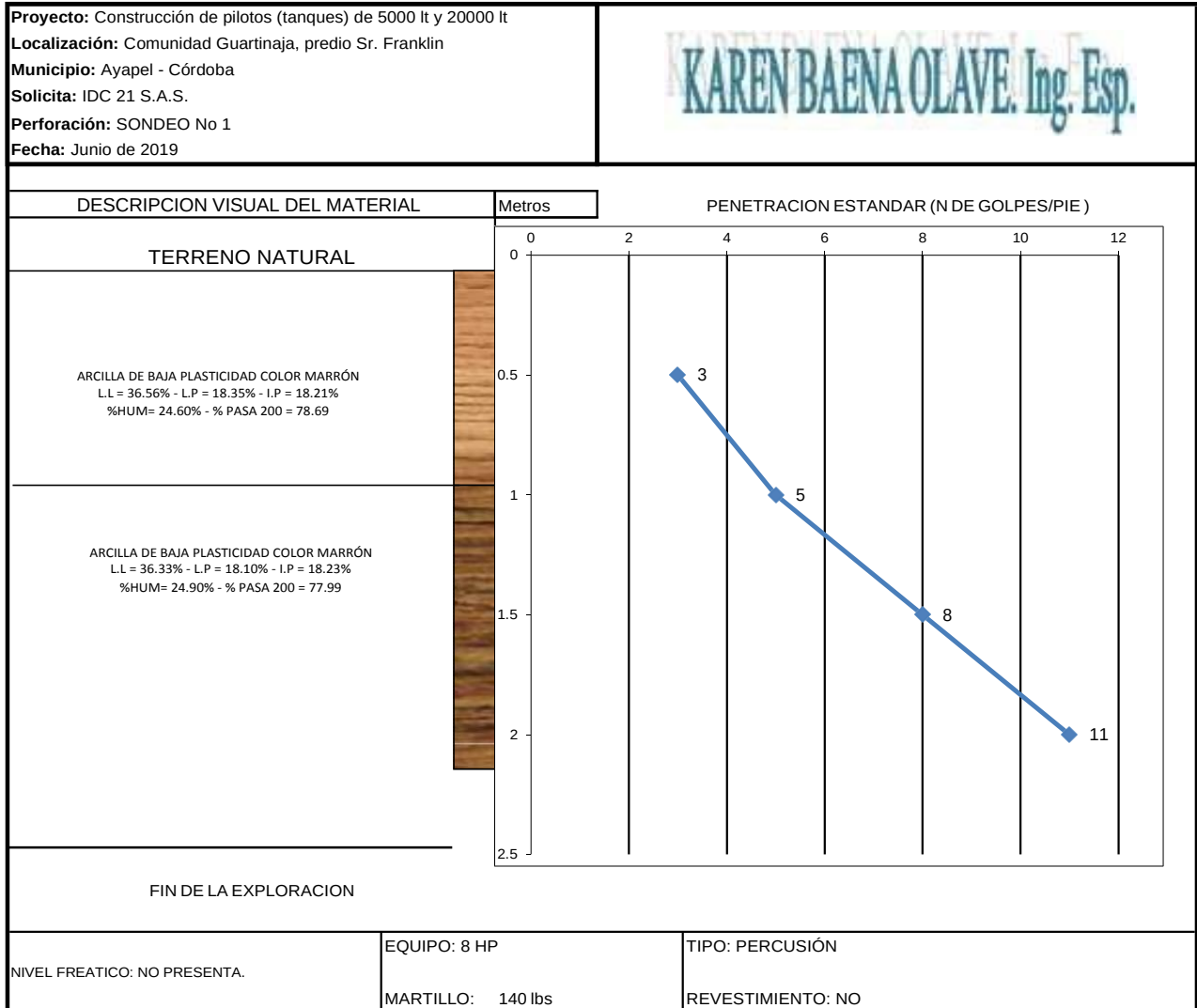
8. DOCUMENTOS DE REFERENCIA

- ❖ JUAREZ BADILLO Y RICO. “Mecánica de Suelos”. 3 Tomos, Editorial Limusa, México. 2003.
- ❖ Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).
- ❖ Instituto Nacional de Vías (INVIAS), 1998, Normas de ensayo de materiales para Suelos, Bogotá.
- ❖ SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO (INGEOMINAS), Mapas Geológicos de Colombia 2015.
- ❖ ANTONIO ARANGO VELEZ. “Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos”, Tercera Edición 1987, Medellín-Colombia, Pág. 276.
- ❖ AASHTO, ASTM, 1994, Book of Standards. V 4.08 y 4.09, Philadelphia.
- ❖ BRAJA M. DAS. “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”, California State University, Sacramento. Editorial Thomson Editores S.A. , 2001. Pág. 594.

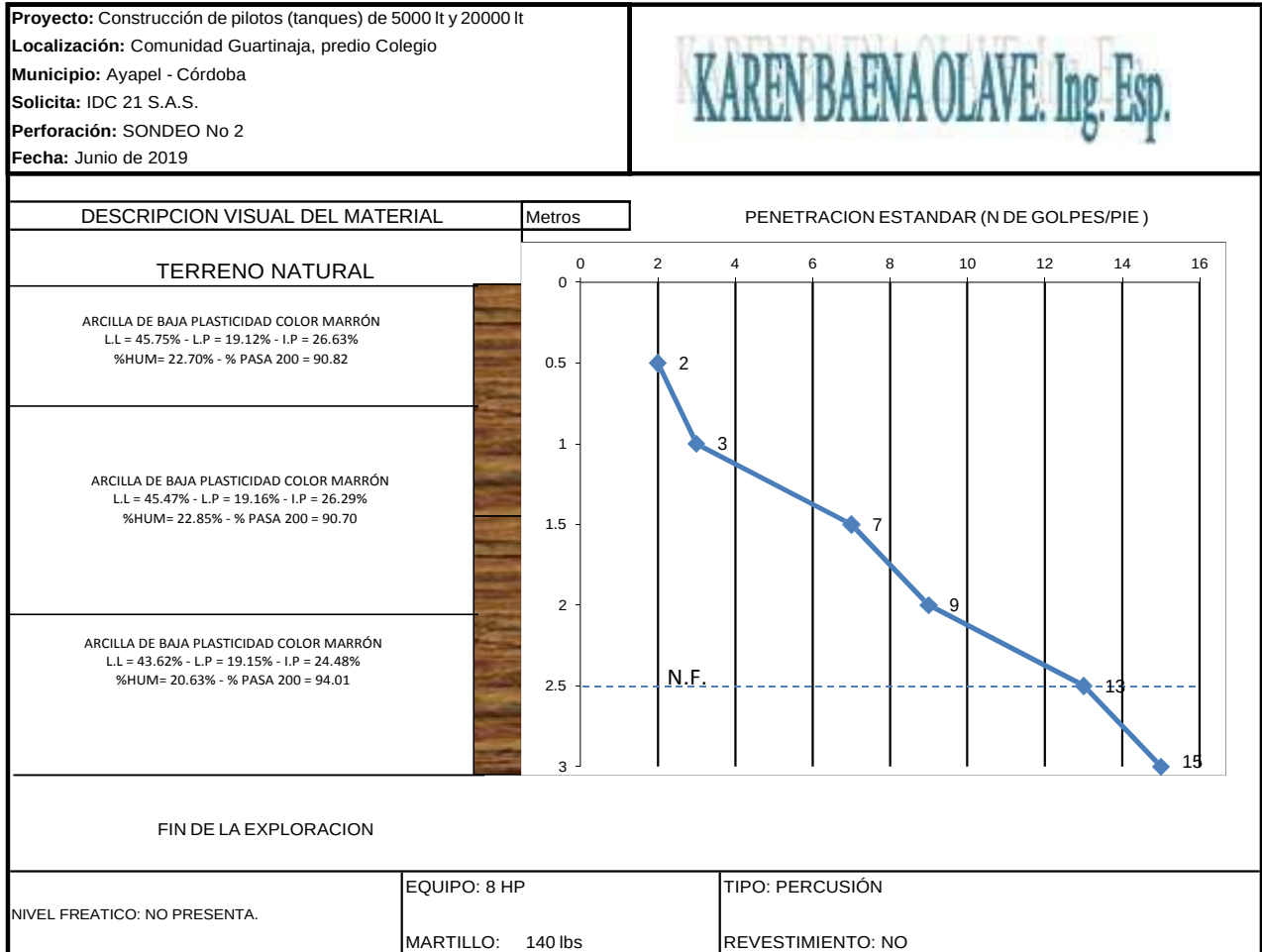
ANEXO N° 1

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

PERFIL ESTRATIGRAFICO



PERFIL ESTRATIGRAFICO



ANEXO N° 2

ENSAYOS DE LABORATORIO

GRANULOMETRÍA Y LÍMITES DE CONSISTENCIA

Normas: INVE 122-13; INVE 123-13; INVE 125-13; INVE 126-13



DATOS DEL PROYECTO

PROYECTO: E.S PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN (1) TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE 5000 LITROS Y 20000 LITROS.

CLIENTE: IDC 21 S.A.S.

LOCALIZACIÓN: CASERIO GUARTINAJA - CASA FRANKLIN

CIUDAD: AYAPEL - CORDOBA

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra: 1 - Sondeo 1

Profundidad (m): 0,30 - 1,00

Fecha: Julio de 2019

Observaciones: N/A.

Descripción: Arcilla de baja plasticidad

Color: Marrón.

Clasificación USCS: CL

Clasificación AASHTO: A - 6

LÍMITE LÍQUIDO

Ensayo No	1	2	3
Caja No	1	2	3
P1 (suelo húmedo + lata)	22.75	18.48	10.82
P2 (suelo seco + lata)	17.82	14.57	8.90
P3 (peso lata)	3.83	3.92	3.79
Peso de agua (gr)	4.9	3.9	1.9
Peso del suelo seco (gr)	14.0	10.7	5.1
Número de Golpes	34	24	18
Humedad (W)	35.24%	36.71%	37.57%
Límites	Líquido (LL)	36.56%	

LÍMITE PLÁSTICO

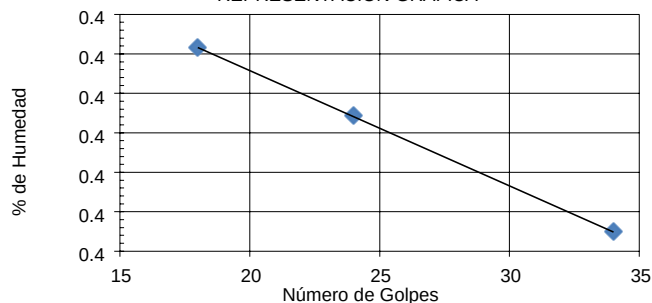
1	2
4	5
14.31	14.11
13.36	13.08
8.18	7.47
1.0	1.0
5.2	5.6
18.34%	18.36%
Plástico (LP)	18.35%

Índice de Plasticidad (IP)	18.21%
Índice de Grupo (IG)	0.00
Humedad Natural (%)	24.60%

GRANULOMETRÍA

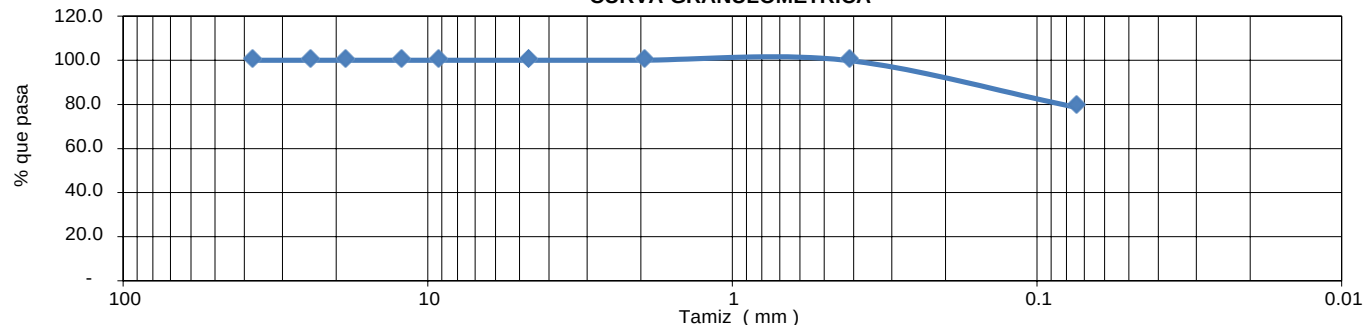
PESO DE LA MUESTRA (Gr) :	335.0
---------------------------	-------

REPRESENTACIÓN GRÁFICA



Tamiz	Peso Ret.	% Retenido	% Pasa	tamiz mm
1 1/2"	0.00	0	100.00	38.00
1"	0.00	0.00	100.00	24.50
3/4"	0.00	0	100.00	19.10
1/2"	0.00	0.00	100.00	12.50
3/8"	0.00	0.00	100.00	9.50
No 4	0.00	0.00	100.00	4.75
No 10	0.00	0.00	100.00	2.00
No 40	0.00	0.00	100.00	0.43
No 200	71.40	21.31	78.69	0.08
Fondo	263.60	78.69	0.00	
Suma Tamiz	71.40			

CURVA GRANULOMÉTRICA



GRANULOMETRÍA Y LÍMITES DE CONSISTENCIA

Normas: INVE 122-13; INVE 123-13; INVE 125-13; INVE 126-13



DATOS DEL PROYECTO

PROYECTO: E.S PARA LA CONSTRUCCION DE UN (1) TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE 5000 LITROS Y 20000 LITROS.

CLIENTE: IDC 21 S.A.S.

LOCALIZACIÓN: CASERIO GUARTINAJA - CASA FRANKLIN

CIUDAD: AYAPEL - CORDOBA

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra: 2 - Sondeo 1

Profundidad (m): 1,00 - 2,20

Fecha: Julio de 2019

Observaciones: N/A.

Descripción: Arcilla de baja plasticidad

Color: Marrón.

Clasificación USCS: CL

Clasificación AASHTO: A - 6

LÍMITE LÍQUIDO

Ensayo No	1	2	3
Caja No	1	2	3
P1 (suelo húmedo + lata)	22.80	18.55	10.98
P2 (suelo seco + lata)	17.88	14.65	9.02
P3 (peso lata)	3.83	3.92	3.79
Peso de agua (gr)	4.9	3.9	2.0
Peso del suelo seco (gr)	14.1	10.7	5.2
Número de Golpes	34	25	17
Humedad (W)	35.02%	36.35%	37.48%
Límites	Líquido (LL)	36.33%	

LÍMITE PLÁSTICO

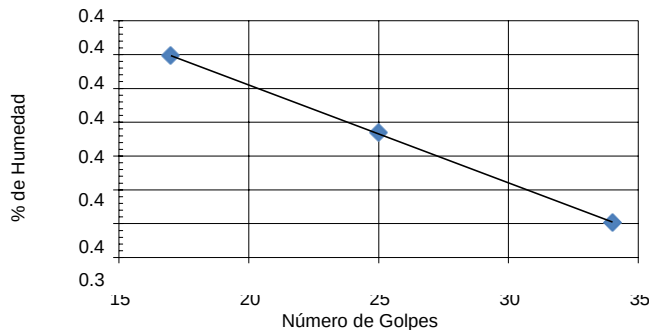
1	2
4	5
14.41	14.15
13.48	13.10
8.18	7.47
0.9	1.1
5.3	5.6
17.55%	18.65%
Plástico (LP)	18.10%

Índice de Plasticidad (IP)	18.23%
Índice de Grupo (IG)	0.00
Humedad Natural (%)	24.90%

GRANULOMETRÍA

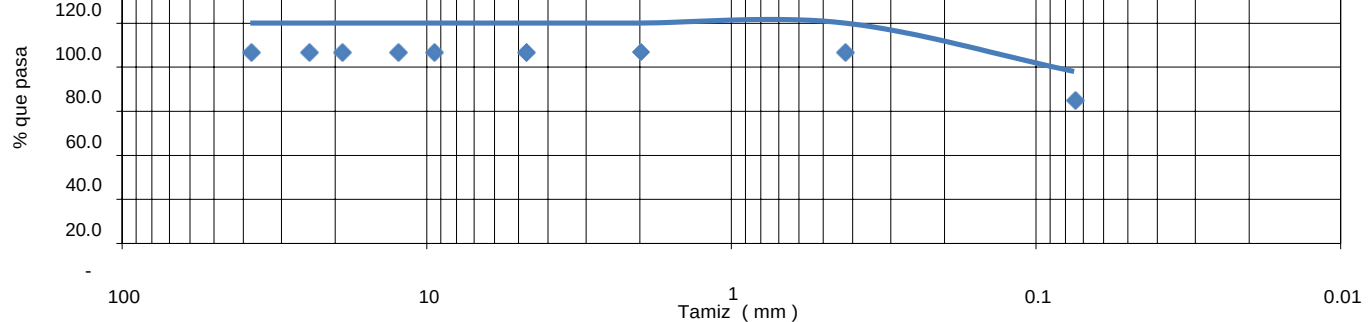
PESO DE LA MUESTRA (Gr) :	341.8
---------------------------	-------

REPRESENTACIÓN GRÁFICA



Tamiz	Peso Ret.	% Retenido	% Pasa	tamiz mm
1 1/2"	0.00	0	100.00	38.00
1"	0.00	0.00	100.00	24.50
3/4"	0.00	0	100.00	19.10
1/2"	0.00	0.00	100.00	12.50
3/8"	0.00	0.00	100.00	9.50
No 4	0.00	0.00	100.00	4.75
No 10	0.00	0.00	100.00	2.00
No 40	0.00	0.00	100.00	0.43
No 200	75.21	22.01	77.99	0.08
Fondo	266.57	77.99	0.00	
Suma Tamiz	75.21			

CURVA GRANULOMÉTRICA



GRANULOMETRÍA Y LÍMITES DE CONSISTENCIA

Normas: INVE 122-13; INVE 123-13; INVE 125-13; INVE 126-13



DATOS DEL PROYECTO

PROYECTO: E.S PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN (1) TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE 5000 LITROS Y 20000 LITROS.

CLIENTE: IDC 21 S.A.S.

LOCALIZACIÓN: CASERIO GUARTINAJA - COLEGIO

CIUDAD: AYAPEL - CORDOBA

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra: 1 - Sondeo 2

Profundidad (m): 0,30 - 0,65

Fecha: Julio de 2019

Observaciones: N/A.

Descripción: Arcilla de baja plasticidad

Color: Marrón.

Clasificación USCS: CL

Clasificación AASHTO: A - 7 - 6

LÍMITE LÍQUIDO

Ensayo No	1	2	3
Caja No	1	2	3
P1 (suelo húmedo + lata)	19.20	10.41	20.23
P2 (suelo seco + lata)	14.48	8.36	15.00
P3 (peso lata)	3.89	3.88	3.79
Peso de agua (gr)	4.7	2.1	5.2
Peso del suelo seco (gr)	10.6	4.5	11.2
Número de Golpes	34	25	18
Humedad (W)	44.57%	45.76%	46.65%
Límites	Líquido (LL)	45.75%	

LÍMITE PLÁSTICO

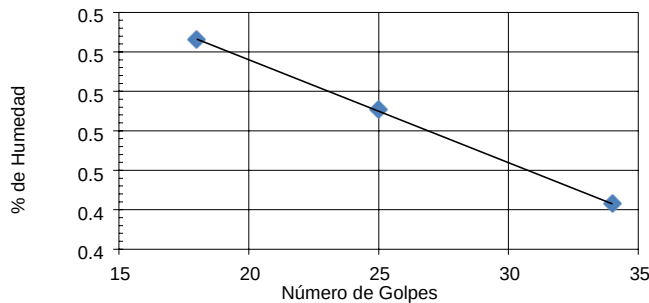
1	2
4	5
12.66	12.16
12.31	11.26
10.48	6.55
0.4	0.9
1.8	4.7
19.13%	19.11%
Plástico (LP)	19.12%

Índice de Plasticidad (IP)	26.63%
Índice de Grupo (IG)	0.00
Humedad Natural (%)	22.70%

GRANULOMETRÍA

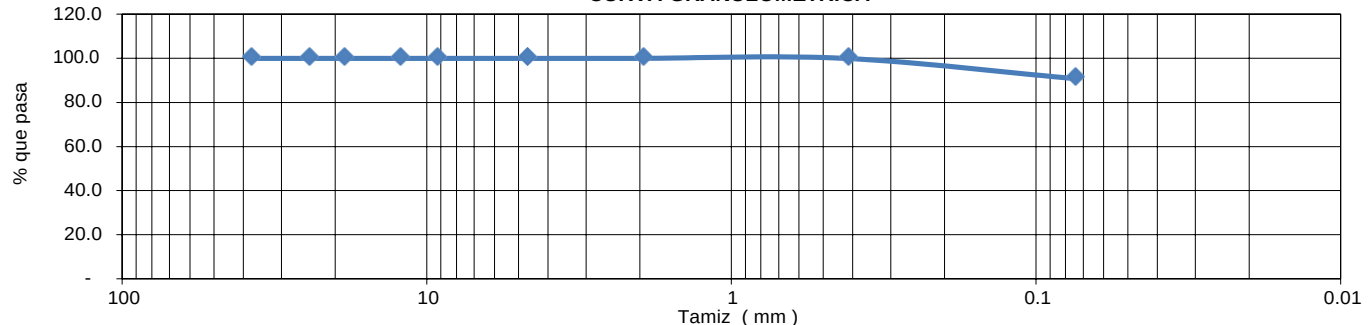
PESO DE LA MUESTRA (Gr) :	429.1
---------------------------	-------

REPRESENTACIÓN GRÁFICA



Tamiz	Peso Ret.	% Retenido	% Pasa	tamiz mm
1 1/2"	0.00	0	100.00	38.00
1"	0.00	0.00	100.00	24.50
3/4"	0.00	0	100.00	19.10
1/2"	0.00	0.00	100.00	12.50
3/8"	0.00	0.00	100.00	9.50
No 4	0.00	0.00	100.00	4.75
No 10	0.00	0.00	100.00	2.00
No 40	0.00	0.00	100.00	0.43
No 200	39.40	9.18	90.82	0.08
Fondo	389.70	90.82	0.00	
Suma Tamiz	39.40			

CURVA GRANULOMÉTRICA



GRANULOMETRÍA Y LÍMITES DE CONSISTENCIA

Normas: INVE 122-13; INVE 123-13; INVE 125-13; INVE 126-13



DATOS DEL PROYECTO

PROYECTO: E.S PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN (1) TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE 5000 LITROS Y 20000 LITROS.

CLIENTE: IDC 21 S.A.S.

LOCALIZACIÓN: CASERIO GUARTINAJA - COLEGIO

CIUDAD: AYAPEL - CORDOBA

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra: 2 - Sondeo 2
Profundidad (m): 0,65 - 2,00
Fecha: Julio de 2019
Observaciones: N/A.

Descripción: Arcilla de baja plasticidad
Color: Marrón.
Clasificación USCS: CL
Clasificación AASHTO: A - 7 - 6

LÍMITE LÍQUIDO

Ensayo No	1	2	3
Caja No	1	2	3
P1 (suelo húmedo + lata)	19.35	10.50	20.31
P2 (suelo seco + lata)	14.55	8.44	15.10
P3 (peso lata)	3.83	3.92	3.79
Peso de agua (gr)	4.8	2.1	5.2
Peso del suelo seco (gr)	10.7	4.5	11.3
Número de Golpes	34	24	17
Humedad (W)	44.78%	45.58%	46.07%
Límites	Líquido (LL) 45.47%		

LÍMITE PLÁSTICO

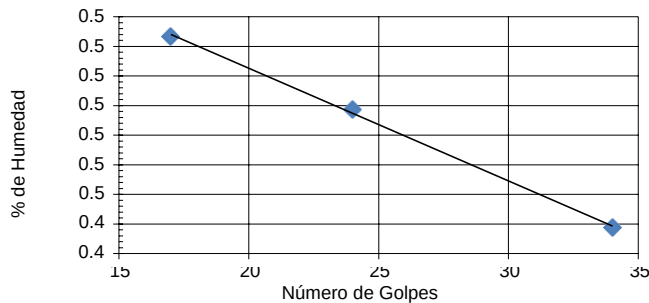
1	2
4	5
12.70	12.21
11.97	11.45
8.18	7.47
0.7	0.8
3.8	4.0
19.26%	19.10%
Plástico (LP)	19.18%

Índice de Plasticidad (IP)	26.29%
Índice de Grupo (IG)	0.00
Humedad Natural (%)	22.85%

GRANULOMETRÍA

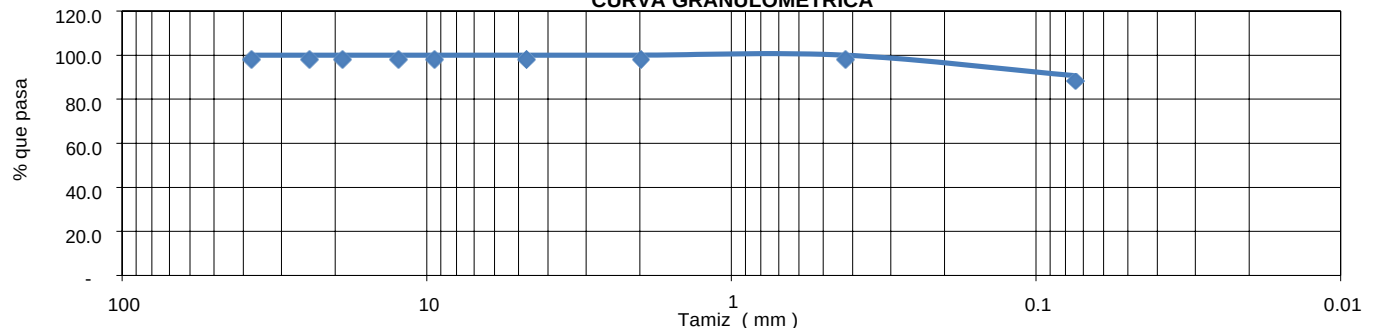
PESO DE LA MUESTRA (Gr) : 431.6

REPRESENTACIÓN GRÁFICA



Tamiz	Peso Ret.	% Retenido	% Pasa	tamiz mm
1 1/2"	0.00	0	100.00	38.00
1"	0.00	0.00	100.00	24.50
3/4"	0.00	0	100.00	19.10
1/2"	0.00	0.00	100.00	12.50
3/8"	0.00	0.00	100.00	9.50
No 4	0.00	0.00	100.00	4.75
No 10	0.00	0.00	100.00	2.00
No 40	0.00	0.00	100.00	0.43
No 200	40.15	9.30	90.70	0.08
Fondo	391.41	90.70	0.00	
Suma Tamiz	40.15			

CURVA GRANULOMÉTRICA



GRANULOMETRÍA Y LÍMITES DE CONSISTENCIA

Normas: INVE 122-13; INVE 123-13; INVE 125-13; INVE 126-13



DATOS DEL PROYECTO

PROYECTO: E.S PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN (1) TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE 5000 LITROS Y 20000 LITROS.

CLIENTE: IDC 21 S.A.S.

LOCALIZACIÓN: CASERIO GUARTINAJA - COLEGIO

CIUDAD: AYAPEL - CORDOBA

DATOS DE LA MUESTRA

Muestra: 2 - Sondeo 2
Profundidad (m): 2,00 - 3,00
Fecha: Julio de 2019
Observaciones: N/A.

Descripción: Arcilla de baja plasticidad
Color: Marrón.
Clasificación USCS: CL
Clasificación AASHTO: A - 7 - 6

LÍMITE LÍQUIDO

Ensayo No	1	2	3
Caja No	1	2	3
P1 (suelo húmedo + lata)	16.84	17.12	16.67
P2 (suelo seco + lata)	12.98	13.12	12.69
P3 (peso lata)	3.86	3.89	3.83
Peso de agua (gr)	3.9	4.0	4.0
Peso del suelo seco (gr)	9.1	9.2	8.9
Número de Golpes	34	27	16
Humedad (W)	42.32%	43.34%	44.92%
Límites	Líquido (LL) 43.62%		

LÍMITE PLÁSTICO

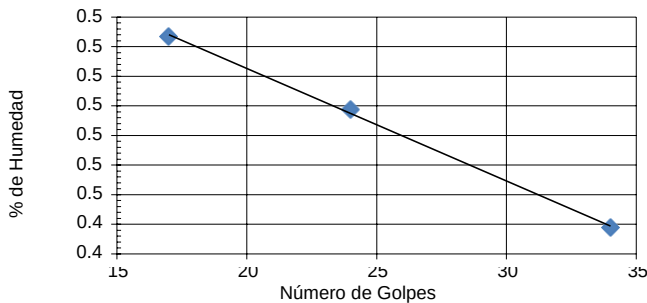
1	2
4	5
13.17	14.09
11.65	12.41
3.67	3.68
1.5	1.7
8.0	8.7
19.05%	19.24%
Plástico (LP)	19.15%

Índice de Plasticidad (IP)	24.48%
Índice de Grupo (IG)	0.00
Humedad Natural (%)	20.63%

GRANULOMETRÍA

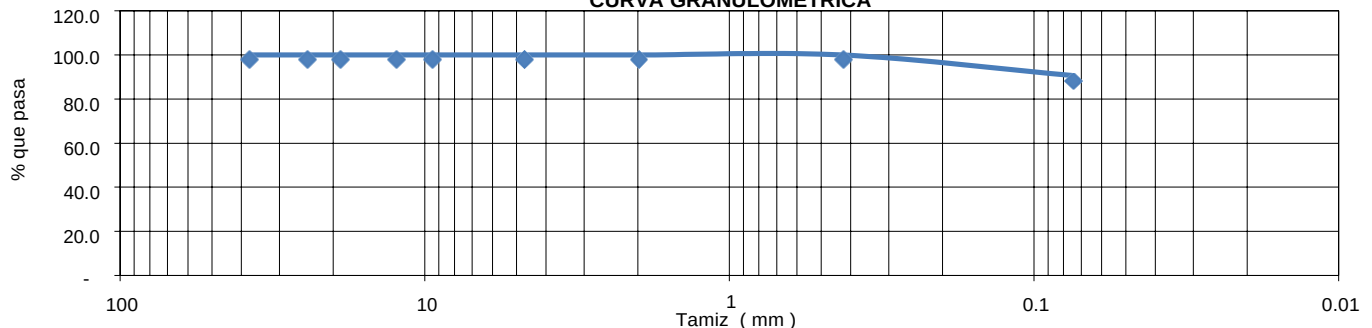
PESO DE LA MUESTRA (Gr) : 355.8

REPRESENTACIÓN GRÁFICA



Tamiz	Peso Ret.	% Retenido	% Pasa	tamiz mm
1 1/2"	0.00	0	100.00	38.00
1"	0.00	0.00	100.00	24.50
3/4"	0.00	0.00	100.00	19.10
1/2"	0.00	0.00	100.00	12.50
3/8"	0.00	0.00	100.00	9.50
No 4	0.00	0.00	100.00	4.75
No 10	0.00	0.00	100.00	2.00
No 40	5.70	1.60	98.40	0.43
No 200	15.60	4.38	94.01	0.08
Fondo	334.50	94.01	0.00	
Suma Tamiz	21.30			

CURVA GRANULOMÉTRICA



DATOS DEL PROYECTO
PROYECTO: E.S PARA LA CONSTRUCCION DE UN (1) TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE 5000 LITROS Y 20000 LITROS.

CLIENTE: IDC 21 S.A.S.

LOCALIZACIÓN: CASERIO GUARTINAJA.

CIUDAD: AYAPEL - CORDOBA.

FECHA: 07/2019

DATOS DE ENSAYO

Diámetro del molde: 5.50 cm

Altura del molde: 10.00 cm

 Volumen del molde: 237.6 cm³
RESULTADOS DEL ENSAYO

N° Sondeo	Clasificación del suelo	Profundidad	Peso muestra	Peso unitario	Descripción
		(m)	(gr)	(gr/cm ³)	
1	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD	0.00-1.00	403.89	1.70	MARRÓN.
	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD	1.00-2.20	427.65	1.80	MARRÓN.
2	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD	0.30 - 0.65	411.02	1.73	MARRÓN.
	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD	0.65-2.00	415.77	1.75	MARRÓN.


JAINER VELILLA
Vo. Bo. Laboratorista

ANEXO N° 3
MEMORIA DE CÁLCULO

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y ASIENTOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

DATOS GENERALES

=====	
Anchura cimentación	4.0 m
Longitud cimentación	3.4 m
Profundidad plano de cimentación	0.0 m
Profundidad nivel freático	2.5
=====	

ESTRATIGRAFÍA TERRENO

Corr: Parámetros con factor de corrección (TERZAGHI)

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams: Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. primaria; Cs: Coef. consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
2.0	19.0	19.61	33.0	33	0.0	0.0	0.0	58839.9	0.0	0.45	0.003	0.008
1.0	18.63	20.59	0.0	0	1.96	1.96	24.52	0.0	2451.66	0.0	0.003	0.04
3.0	19.61	21.57	0.0	0	9.81	9.81	34.56	0.0	4903.32	0.0	0.005	0.004

Cargas de proyecto actuantes en cimentación

Nr.	Nombre combinación	Presión normal del proyecto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	43.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Proyecto
2	S.L.E.	43.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servicio

Sismo + Coef. parciales parámetros geotécnicos terrenos + Resistencias

Nr	Corrección sísmica	Tangente ángulo de resistencia al corte	Cohesión efectiva	Cohesión sin drenaje	Peso específico en cimentación	Peso específico cobertura	Coef. Red. Cap. de carga vertical	Coef. Red. Cap. de carga horizontal
1	No	0	0	0	0	0	3	3
2	No	0	0	0	0	0	3	3

CARGA ÚLTIMA CIMENTACIÓN COMBINACIÓN...A1+M1+R3

Autor: MEYERHOF (1963)

Carga última [Qult]	131.74 kN/m ²
Resistencia de proyecto[Rd]	43.91 kN/m ²
Tensión [Ed]	43.91 kN/m ²
Factor de seguridad [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condición de verificación [Ed<=Rd]	Verificado

CARGA ÚLTIMA

Autore: TERZAGHI (1955) (Condición drenada)

Factor [Nq]	5.99
Factor [Nc]	15.44
Factor [Ng]	3.83
Factor forma [Sc]	1.0
Factor forma [Sg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0
Carga última	175.04 kN/m ²
Resistencia de proyecto	58.35 kN/m ²

Condición de verificación [Ed<=Rd] Verificado

Autore: MEYERHOF (1963) (Condición drenada)

Factor [Nq]	5.22
Factor [Nc]	13.04
Factor [Ng]	1.97
Factor forma [Sc]	1.44
Factor profundidad [Dc]	1.0
Factor inclinación cargas [Ic]	1.0
Factor forma [Sq]	1.22
Factor profundidad [Dq]	1.0
Factor inclinación cargas [Iq]	1.0
Factor forma [Sg]	1.22
Factor profundidad [Dg]	1.0
Factor inclinación cargas [Ig]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zq]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zg]	1.0
Factor corrección sísmico inercial [zc]	1.0
Carga última	131.74 kN/m ²
Resistencia de proyecto	43.91 kN/m ²

Condición de verificación [Ed<=Rd] Verificado

ASIENTOS POR ESTRATO

***Asiento edométrico calculado con: Método consolidación unidimensional de Terzaghi**

Presión normal del proyecto	43.91 kN/m ²
Asientos después de T años	1.0
Asiento total	1.68 cm

Z: Profundidad promedio del estrato; Dp: Incremento de tensiones; Wc: Asiento de consolidación; Ws: Asiento secundario (deformaciones viscosas); Wt: Asiento total.

Estrato	Z (m)	Tensión (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Método	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1	0	0	Schmertmann	0.05	0.01	0.05
2	2.5	47.315	23.6	Edométrico	0.96	--	0.96
3	4.5	70.351	10.959	Edométrico	0.67	--	0.67

Asientos en el tiempo Estrato...1 Wt=0.06 cm

Asientos [cm]	% Ced	Tiempo Días
0.006	10	1.188272
0.012	20	4.845679
0.018	30	10.91049
0.024	40	19.44444
0.03	50	30.24691
0.036	60	44.1358
0.042	70	62.19136
0.048	80	87.49999
0.054	90	130.8642
0.06	100	154.321

Asientos en el tiempo Estrato...2 Wt=0.96 cm

Asientos [cm]	% Ced	Tiempo Días
0.096	10	0.297068
0.192	20	1.21142
0.288	30	2.727623
0.384	40	4.861111
0.48	50	7.561728
0.576	60	11.03395
0.672	70	15.54784
0.768	80	21.875
0.864	90	32.71605
0.96	100	38.58025

Asientos en el tiempo Estrato...3 Wt=0.67 cm

Asientos [cm]	% Ced	Tiempo Días
0.067	10	1.604167
0.134	20	6.541667
0.201	30	14.72917
0.268	40	26.25
0.335	50	40.83333
0.402	60	59.58334
0.469	70	83.95834
0.536	80	118.125
0.603	90	176.6667
0.67	100	208.3333