ESTUDIO DE SUELOS PARA PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN UBICADO EN EL POLIDEPORTIVO DEL CORREGIMIENTO YARIMA, DEL MUNICIPIO DE SAN VICENTE DE CHUCURÍ, DEPARTAMENTO DE SANTANDER.

ELABORADO POR:

DIANA MARIA ORTEGA DUARTE,
Ingeniera Civil,
Especialista en Geotecnia ambiental, UDES
M.P 68202-283925 STD
INDECONSTRU S.A.S.
Indeconstru@gmail.com

VERSIONES DEL DOCUMENTO

Versión	Descripción	Fecha
0.0	Emisión Inicial	**10-04-24**

10 DE ABRIL DE 2024
FLORIDABLANCA, SANTANDER

TABLA DE CONTENIDO

1. GENERALIDADES DELPROYECTO 8
1.1 Características Del Proyecto 8
1.2 Objetivos Del Estudio 9
1.3 Exploración de Campo 9
1.4 Normatividad 10
1.5 Localización A Nivel Nacional 10
1.6 Localización Local Del Sitio En Estudio 11
2. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO MEDIANTE SONDEOS 12
2.1 Muestreador del ensayo de penetración estándar (SPT) de 2pulg de diámetro exterior. 12
2.2 Registro Fotográfico Perforaciones 12
3. MODELO GEOLOGICO 15
3.1 Formación Tambor (Kita) 15
3.2 Formación Rosablanca (Kir) 15
3.3 Formación Paja (Kip) 16
3.4 Formación Tablazo (Kit) 16
3.5 Formación Simití (Kis) 17
3.6 Formación La Luna (Ksl) 17
3.7 Formación Umir (Ksu) 18
3.8 Formación Lisama (Tpl) 19
3.9 Terraza y Cono De Deyección (Qtf) 20
3.10 Aluvión (Qal) 20
4. CRITERIOS REGLAMENTO COLOMBIANO DE NORMAS SISMO RESISTENTES NSR-10 21
4.1 Comportamiento Drenado y No Drenado 21
4.2 Comportamiento Aparente 21
4.3 Factores de Seguridad 23
5. EVALUACIÓN GEOTÉCNICA DE EFECTOS SÍSMICOS 24
5.1 Información para Espectro de diseño NSR-10 24

5.1.1 Condición y zonificación sísmica 24
5.1.2 Coeficiente de Importancia 25
5.1.3 Nivel freático 25
5.1.4 Clasificación del suelo 25
5.1.5 Resumen Criterios del espectro de diseño (Numeral A.2.6 NSR-10) 27
6. MODELO GEOTÉCNICO DE LAS PERFORACIONES 30
6.1 Criterios utilizados 30
7. RESUMEN DE LABORATORIOS 34
8. EVALUACIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA Y SERVICIO DE LAS CIMENTACIONES 35
8.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS GRANULARES 35
8.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS COHESIVOS 36
9. ANALISIS DE CIMENTACIÓN 37
9.1 CIMENTACIÓN A 1.00 METRO DE PROFUNDIDAD 37
9.1.1 Parámetros para el diseño geotécnico 37
9.1.2 Calculo capacidad De Soporte 40
9.1.3 Análisis de Asentamientos. 40
9.1.4 Capacidad de carga específica (factores de seguridad indirectos según NSR10 H.4.7.1) 41
CONDICIÓN 41
F $_{SICP}$ MINIMO 41
DISEÑO 41
1. Carga Muerta + Carga Viva Normal 41
3.0 41
2. Carga Muerta + Carga Viva Máxima 41
2.5 41
3. Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático 41
1.5 41
9.1.4.1 Capacidad de soporte Condición No 1 Carga Muerta + Carga Viva Normal. 41
9.1.4.2 Capacidad de soporte Condición No 2 Carga Muerta + Carga Viva Máxima 42
9.1.4.3 Capacidad de soporte Condición No 3 Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático 42

9.1.5 Capacidad de carga específica (factores de seguridad directos según NSR10 H.2.4.3, H.2.4.4) 43

9.1.5.1 Capacidad con condición Carga Muerta + Carga Viva Normal Fsbm = 1.50 43

9.1.5.2 Capacidad con condición Carga Muerta + Carga Viva Máxima Fsbm = 1.25 44

9.1.6 Calculo Coeficiente de Balastro..... 44

9.2 CIMENTACIÓN A 1.50 METROS DE PROFUNDIDAD 45

9.2.1 Parámetros para el diseño geotécnico..... 45

9.2.2 Calculo capacidad De Soporte..... 47

9.2.3 Análisis de Asentamientos. 47

9.2.4 Capacidad de carga específica (factores de seguridad indirectos según NSR10 H.4.7.1) 48

CONDICIÓN..... 48
F $_{SICP}$ MINIMO..... 48
DISEÑO 48
1. Carga Muerta + Carga Viva Normal..... 48
3.0 48
2. Carga Muerta + Carga Viva Máxima..... 48
2.5 48
3. Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático..... 48
1.5 48

9.2.4.1 Capacidad de soporte Condición No 1 Carga Muerta + Carga Viva Normal. 48

9.2.4.2 Capacidad de soporte Condición No 2 Carga Muerta + Carga Viva Máxima 49

9.2.4.3 Capacidad de soporte Condición No 3 Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático..... 49

9.2.5 Capacidad de carga específica (factores de seguridad directos según NSR10 H.2.4.3, H.2.4.4) 50

9.2.5.1 Capacidad con condición Carga Muerta + Carga Viva Normal Fsbm = 1.50 50

9.2.5.2 Capacidad con condición Carga Muerta + Carga Viva Máxima Fsbm = 1.25 51

9.2.6 Calculo Coeficiente de Balastro..... 51

9.3 CIMENTACIÓN A 2.00 METROS DE PROFUNDIDAD 52

9.3.1 Parámetros para el diseño geotécnico..... 52

9.3.2 Calculo capacidad De Soporte 54
9.3.3 Análisis de Asentamientos. 54
9.3.4 Capacidad de carga específica (factores de seguridad indirectos según NSR10 H.4.7.1) 55
CONDICIÓN 55
F SICP MINIMO 55
DISEÑO 55
1. Carga Muerta + Carga Viva Normal 55
3.0 55
2. Carga Muerta + Carga Viva Máxima 55
2.5 55
3. Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático 55
1.5 55
9.3.4.1 Capacidad de soporte Condición No 1 Carga Muerta + Carga Viva Normal. 55
9.3.4.2 Capacidad de soporte Condición No 2 Carga Muerta + Carga Viva Máxima 56
9.3.4.3 Capacidad de soporte Condición No 3 Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático 56
9.3.5 Capacidad de carga específica (factores de seguridad directos según NSR10 H.2.4.3, H.2.4.4) 57
9.3.5.1 Capacidad con condición Carga Muerta + Carga Viva Normal Fsbm = 1.50 57
9.3.5.2 Capacidad con condición Carga Muerta + Carga Viva Máxima Fsbm = 1.25 58
9.3.6 Calculo Coeficiente de Balastro 58
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 59
10.1 TIPO DE CIMENTACIÓN 59
10.2 PROFUNDIDAD DE APOYO 59
10.3 PRESIONES ADMISIBLES 59
10.4 ASENTAMIENTOS CALCULADOS INCLUYENDO DIFERENCIALES 59
10.5 PERFIL DE SUELO PARA DISEÑO SISMORESISTENTE 59
10.6 RECOMENDACIONES PARA MANEJO DE EXCAVACIONES 59
10.7 RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN. SISTEMA CONSTRUCTIVO (H.2.2.2) 60
10.8 MANEJO DE NIVELES FREÁTICOS 60

10.9 RECOMENDACIONES GENERALES 61

10.10 LIMITACIONES 61

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander. 8
Ilustración 2. Localización del proyecto a nivel Nacional 10
Ilustración 3. Localización del proyecto a nivel Local 11
Ilustración 4 . Perforación 1 12
Ilustración 5 . Perforación 2 13
Ilustración 6 . Perforación 3 13
Ilustración 7. Localización Sondeos 14
Ilustración 8. Mapa geológico del Municipio de San Vicente De Chucurí 20
Ilustración 9. Suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos 21
Ilustración 10. Suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos 21
Ilustración 11. Factores de seguridad mínimos 23
Ilustración 12. Valores de Aa, Av, Ae y Ad, y Zonificación de Amenaza Sísmica. 24
Ilustración 13. Valores del coeficiente de Importancia NSR-10 25
Ilustración 14. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g. 29
Ilustración 15 Caracterización Geotécnica Sondeo No 1. 31
Ilustración 16 Caracterización Geotécnica Sondeo No 2. 32
Ilustración 17 Caracterización Geotécnica Sondeo No 3. 33

1. GENERALIDADES DELPROYECTO

El presente documento contiene el informe del Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

El estudio contiene:

- Informe Técnico
- Anexos de Laboratorio

1.1 Características Del Proyecto

Ilustración 1. Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.



Fuente: INDECONSTRU S.A.S.

- **Nombre Del Proyecto:** Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

- **Categoría de la Unidad de Construcción** Edificación de categoría Baja.

Las estructuras que se tiene proyectadas en este proyecto será de máximo tres niveles, con cargas menores de 80 Ton.

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

Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

1.2 Objetivos Del Estudio

- Determinar las características físicas y el comportamiento geo mecánico del suelo, mediante ensayos de campo y laboratorio con el fin de establecer la capacidad de soporte del terreno para cimentación, asentamientos, el nivel de desplante para cimentar y recomendaciones para excavaciones de la construcción.
- Identificar las limitaciones relacionadas con la formación geológica, los materiales del suelo, los cuerpos de agua y niveles freáticos.
- Caracterizar los suelos mediante ensayos de campo y laboratorio.
- Obtener los parámetros geotécnicos que se requieren para el diseño.
- Realizar recomendaciones geotécnicas que se requieren para mitigar los efectos de los problemas geotécnicos observados.

1.3 Exploración de Campo

El alcance del estudio geotécnico incluye las actividades tendientes a definir los parámetros de diseño y las recomendaciones geotécnicas para la cimentación del Proyecto de acuerdo a los requerimientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-resistente NSR-10.

Para la ejecución del estudio se realizaron entre otras las siguientes actividades:

- Sondeos a percusión con recuperación de muestras de acuerdo al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-resistente NSR-10.
- Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos para definir las propiedades de los materiales.
- Elaboración de un informe incluyendo las memorias de análisis, las recomendaciones y conclusiones del estudio.

La exploración de campo realizada en el Sitio de estudio se considera suficiente para el diseño de construcción del proyecto; sin embargo, al construir el proyecto pueden

encontrarse algunas condiciones diferentes, las cuales no fueron detectadas en el momento de la realización del estudio.

1.4 Normatividad

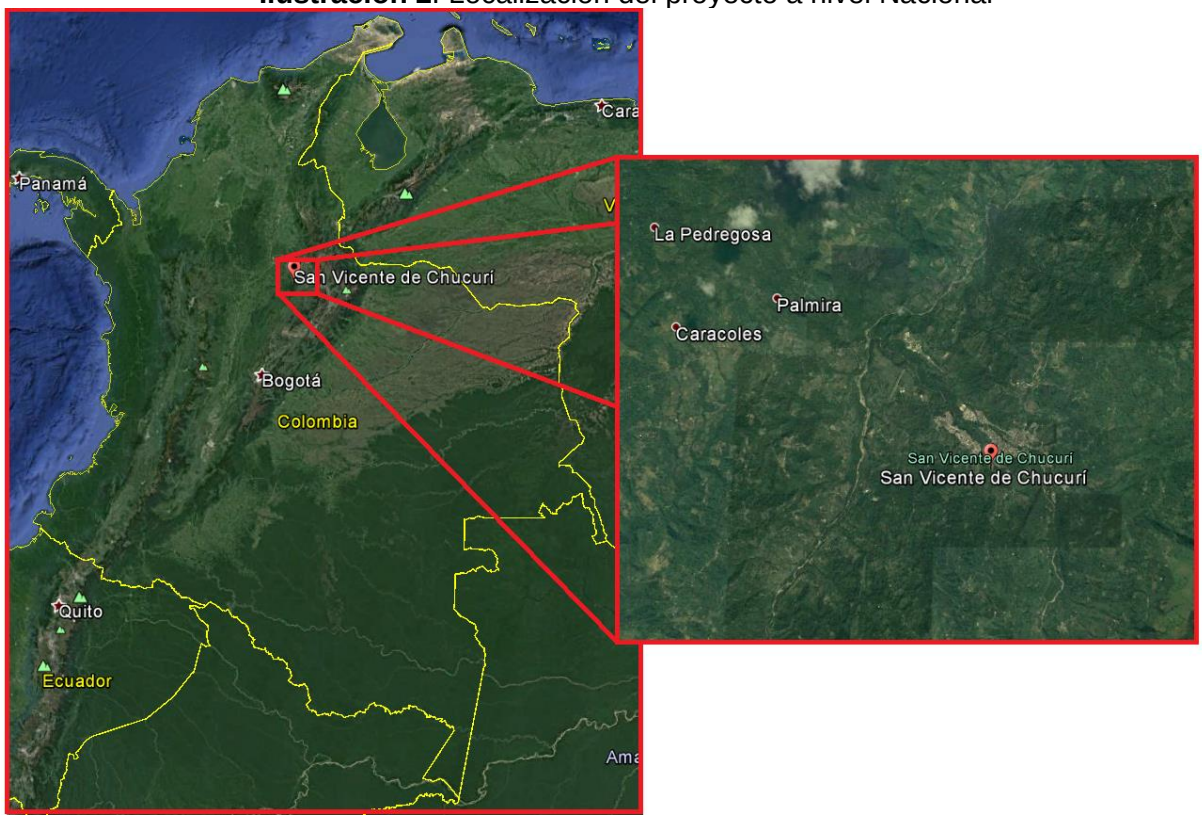
Para la ejecución del presente estudio geotécnico se tiene en cuenta la siguiente información existente:

- Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-10). Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 2010.
- Normas INVIAS (I.N.V.E.) y/o ASTM para la realización de ensayos de campo y laboratorio.
- Normas de Ensayos para Suelos. Instituto Colombiano de Normas Técnicas – ICONTEC. 2002.

1.5 Localización A Nivel Nacional

El Proyecto en Estudio se encuentra Localizado en el municipio de San Vicente De Chucurí en el departamento de Santander.

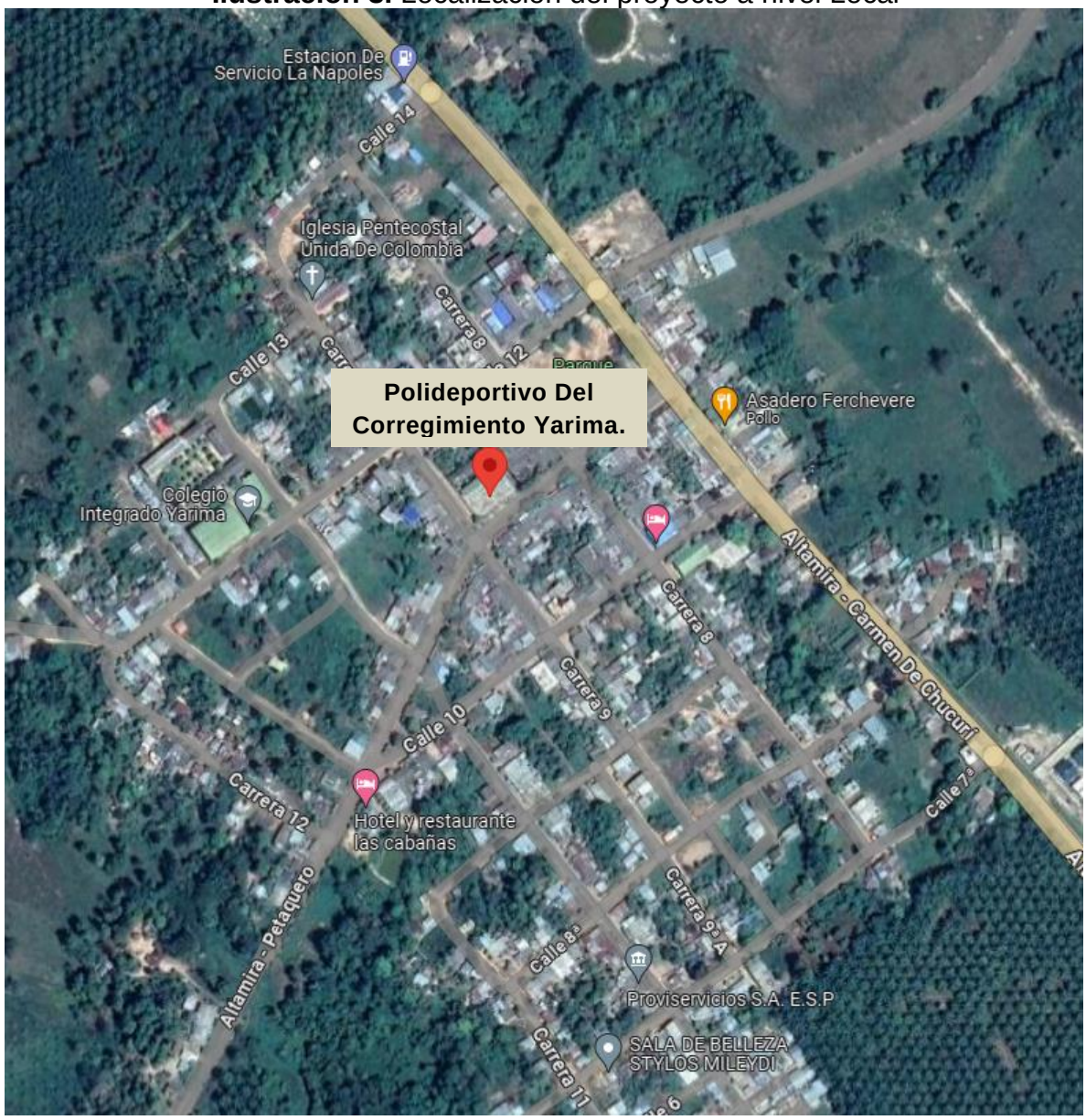
Ilustración 2. Localización del proyecto a nivel Nacional



Fuente: INDECONSTRU S.A.S

1.6 Localización Local Del Sitio En Estudio

Ilustración 3. Localización del proyecto a nivel Local



Fuente: Consultor.

2. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO MEDIANTE SONDEOS

En los sondeos se efectuaron ensayos corridos de penetración estándar (S.P.T.) con equipo de perforación a percusión, donde se sacaron muestras semi-alteradas para los respectivos ensayos de laboratorio. La exploración del subsuelo se llevó a cabo mediante la ejecución de Tres (3) perforaciones.

2.1 Muestreador del ensayo de penetración estándar (SPT) de 2pulg de diámetro exterior.

El muestreador del SPT fue introducido en el suelo con un martillo de seguridad 140 libras y una caída de 30 pulg. El muestreador fue introducido hasta 50 golpes en los primeros 15 cm o 100 golpes en los últimos 30cm (rechazo), cualesquiera que ocurran primero. El número de golpes fue registrado en golpes por pie para los sondeos actuales.

2.2 Registro Fotográfico Perforaciones

Ilustración 4 . Perforación 1



Fuente: Consultor.

Ilustración 5 . Perforación 2



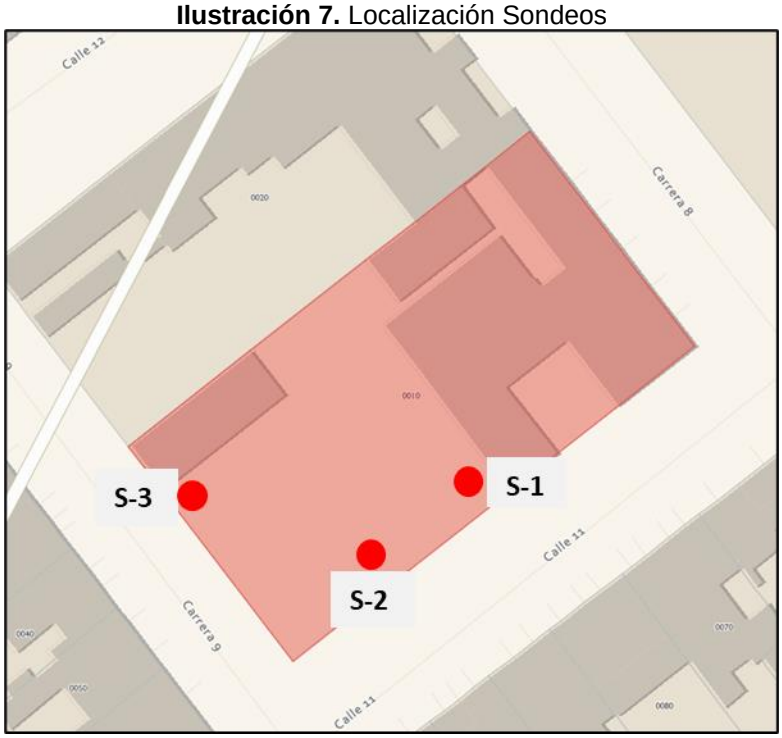
Fuente: Consultor.

Ilustración 6 . Perforación 3



Fuente: Consultor.

Ilustración 7. Localización Sondeos



Fuente: INDECONSTRU S.A.S.

3. MODELO GEOLOGICO

En el área carbonífera Vanegas, San Vicente de Chucurí del departamento de Santander existen rocas sedimentarias con edades desde el Cretácico Inferior (Berriasiano) hasta el Cuaternario (Holoceno), correspondientes a las formaciones: Tambor, Rosablanca, Paja, Tablazo, Simití, La Luna, Umir, Lisama; así mismo se localizan depósitos Cuaternarios conformados por: Terraza Aluvial, Coluvial y Aluvial.

3.1 Formación Tambor (Kita)

El nombre fue dado inicialmente por H. D. Hedberg en un informe inédito de 1931 (Ward,1973); está constituida por areniscas conglomeráticas, lodolitas rojo grisáceas y cuarzo-areniscas gris amarillentas con estratificación cruzada, en capas tabulares de espesores variables; en la localidad tipo alcanza un espesor de 218 metros (Cediel, 1968). Las facies de la formación han sido interpretadas como depósitos fluviales acumulados por un río trenzado (Clavijo, 1985; Laverde y Clavijo, 1985; Laverde, 1985).

El límite inferior del Tambor se ha descrito como una inconformidad y el límite superior es conformable con la suprayacente Formación Rosablanca (Ward, 1973).

Esta formación dentro del área de interés no aflora, no obstante se considera por estar representada en los perfiles geológicos infrayaciendo a la Formación Rosablanca.

3.2 Formación Rosablanca (Kir)

Definida por el geólogo de petróleos Orby Clinton Wheeler, en un informe inédito del año 1.929 (Morales, 1958). Originalmente toma el nombre del Cerro de Rosablanca, pero la sección tipo aceptada es la del cañón del Río Sogamoso ubicada a 1.5 kilómetros aguas arriba del puente sobre el río, en el sitio el Tablazo (Morales, 1958).

En el área de interés aflora hacia la parte sur y este. Se presentan bancos duros de caliza gris oscura biomicrítica de 0.2 a 0.4 metros hasta 1.5 metros con diaclasas perpendiculares y diagonales dentro de los bancos se hallan interestratificadas capas delgadas de limolitas arenosas y lutitas calcáreas de color gris oscuro. En el margen derecho del Río Chucurí, las calizas de la Formación Rosablanca han sido sometidas a procesos de disolución dando como resultado arcillas amarillas masivas que no dejan ver claramente los planos de estratificación.

La Formación Rosablanca es concordante con la subyacente Formación Tambor y la suprayacente Formación Paja; la edad de esta formación ha sido discutida ampliamente y se considera como del Valanginiano superior al Hauteriviano inferior, (Etayo, 1968).

3.3 Formación Paja (Kip)

El nombre de esta unidad fue dado por O. C. Wheeler, estableció la localidad tipo en la desembocadura de la quebrada La Paja en el Río Sogamoso, 1 kilómetro aguas arriba del puente del Tablazo. Morales, L., (1956) utilizó por primera vez el término Formación Paja para representar la sucesión estratigráfica compuesta por shales negros, limolíticos, algo calcáreos, micáceos que contienen concreciones de caliza hasta 30 centímetros de diámetro. Suprayace a la Formación Rosablanca e infrayace a La formación Tablazo.

Esta formación en el área de interés aflora en la parte oriental, conforma una faja alargada, la litología corresponde a limolitas arenosas, laminadas, frágiles y lutitas calcáreas en capas delgadas; las cuales se hallan dispuestas en estratificación plano paralela discontinua, en contactos ondulados. En algunos de los afloramientos son notables óxidos de hierro diseminados dentro de los planos.

El espesor en la localidad tipo alcanza los 625 metros. La Formación Paja contiene Amonitas Nicklesia hasta amonitas Cheloniceras y Colombiceras, por lo tanto, con base en dataciones de ésta fauna la edad se definió como como de Barremiano-Aptiano (Morales, 1958).

3.4 Formación Tablazo (Kit)

La sección tipo de ésta formación se localiza en el Tablazo, donde la carretera Bucaramanga a San Vicente atraviesa al Río Sogamoso. La Formación Fue designada en un estudio inédito de O. C. Wheeler, quien informó a cerca de una sección de 150 m, la cual consiste de caliza de estratificación gruesa, extremadamente fosilífera en la parte superior y margas o calizas arcillosas en la parte inferior (Morales, 1.956). Es conforme y gradacional con la subyacente Formación Paja y conformable con la suprayacente Formación Simití.

En el área de estudio se caracteriza por estar conformada por bancos de caliza biomicrítica, de color gris oscuro donde se observan restos de bivalvos, diaclasas perpendiculares y transversales abiertas y rellenadas con calcita recristalizada. Dichos bancos miden entre 0.3 y 0.8 metros de espesor. También se encuentran bancos de areniscas amarillas y grises, cuarzosas, de grano medio, compactas; los cuales tienen espesores de 0.2 a 0.5 m y niveles de limolitas grises arcillosas interestratificadas con espesores de 0.05 a 0.1 metros. La secuencia aflorante conforma planos estructurales uniformes que controlan la pendiente del terreno, los cuales son visibles sobre el margen derecho de la vía San Vicente de Chucurí - Lisboa.

En la formación no se han encontrado fósiles característico para datar la edad, pero de acuerdo con fósiles hallados en la Formación Paja y Formación Simití, la edad de la formación varía desde el Aptiano Superior – Albiano Inferior (Morales, 1958).

3.5 Formación Simití (Kis)

De acuerdo a Morales, 1956., ésta formación fue designada así por los geólogos de la International Petroleum Company (Colombia) en 1953 por los afloramientos que ocurren en el lado sur de la Ciénaga de Simití, sobre el lado occidental del Río Magdalena, en la parte sur del departamento de Bolívar.

En éste lugar alcanza un espesor de 410 m; consta de shale, blando, laminado, carbonáceo, gris a negro, localmente calcáreo y concrecional. Las concreciones alcanzan un tamaño de 3 m en la dimensión más larga, en la parte superior de la formación donde son más abundantes. Delgadas bandas conglomeráticas con guijos pequeños, nódulos fosfáticos, dientes de peces y arena, ocurren localmente muy cerca del tope. Los contactos con la subyacente Formación el Tablazo y la suprayacente Formación Salto son conformes y corresponden a cambios bien definidos en la litología.

El comportamiento de esta formación en el área de interés se aprecia donde forman una faja que se extiende en dirección Suroeste – Noreste desde el Oeste de San Vicente de Chucurí a lo largo de los márgenes del Río Chucurí hasta la parte norte del área. Consta de lodolitas grises oscuras arenosas; shales de color crema dispuestos en capas delgadas frágiles de 2 a 10 centímetros de espesor y bancos de caliza gris oscura micrítica, recristalizada. Se hallan también dentro de la secuencia concreciones calcáreas con diámetros de 0.15 a 0.5 metros en el eje de mayor elongación.

Se encuentra limitada al Este por la Falla Inversa de San Vicente y en proximidades a la parte sur de la represa Hidrosogamoso, la levanta; observándose un engrosamiento de la formación por efecto de la falla.

La edad del Simití se basa en amonitas del Albiano Inferior, Medio y Superior, hallados en el área de la sección tipo. También existen foraminíferos del Albiano Superior (Petters, 1954).

3.6 Formación La Luna (Ksl)

Según Julivert, 1968, ésta formación fue descrita por Hedberg and Sass en 1937 en el distrito de Perijá en Venezuela; el nombre procede de la quebrada La Luna, localizada al NW de Perijá. En Colombia fue introducido el término por los geólogos de la Caribbean Petroleum Company. La adopción de este término traído de Venezuela se hizo para subrayar la notable extensión regional de la unidad (Morales et al., 1958: 653). La unidad está constituida por caliza gris oscura, arcillosa, lutitas grises a negras, calcáreas, en capas delgadas; lutitas grises oscuras con intercalaciones de calizas arcillosas, concreciones de calizas con fósiles, que alcanzan más de dos metros de diámetro y capas delgadas de chert negro y también capas fosfáticas hacia la parte superior. En el Valle Medio del Magdalena la Formación La Luna se subdivide en tres miembros: el inferior Salada, el intermedio Pujamana y el superior Galembo.

El ambiente de depositación es marino de aguas relativamente poco profundas, con poca ventilación en el fondo. El espesor varía entre 275 y 575 metros. El límite inferior de la formación La Luna con la Formación Simití es conforme, mientras que el límite superior con la Formación Umir presenta una ligera discontinuidad estratigráfica. Con respecto a la edad se le asignan una edad del Turoniano al Santoniano. Se correlaciona con la Formación La Luna de la Cuenca Catatumbo-Maracaibo en las partes Colombiana y Venezolana (Morales, 1958).

3.7 Formación Umir (Ksu)

El nombre de ésta formación procede de la quebrada Umir, ubicada a 3 kilómetros al Oeste del Cerro Umir. El término de Formación Umir fue usado por primera vez en un informe inédito por L.C. Huntley en 1917 en donde incluía en esta unidad lo que actualmente se conoce como la Formación Lisama (Morales 1958). En 1925, Theodore August Link redefinió la Formación Umir como se conoce actualmente. La primera descripción extensa publicada se debe a Morales et al, (1958).

En el área carbonífera del Río Opón Landázuri el espesor de la Formación Umir es de 900 metros aproximadamente, donde se evidenciaron un total de 18 mantos de carbón interestratificados entre arcillolitas, limolitas y arenita, distribuidos en el nivel medio y superior de ésta unidad estratigráfica (Monroy, 2014).

En el área del proyecto la Formación Umir se encuentra haciendo parte de los flancos oriental y occidental del Sinclinal Nuevo Mundo; en el flanco oriental, se dispone a lo largo de una faja de dirección suroeste – noreste, la cual es angosta en la parte sur y más ancha hacía la parte norte. Al respecto Ward. D. E., 1973 indica que las deformaciones estructurales hacen aparecer la formación mucho más gruesa de lo que es en realidad. Esto se observa al norte donde el Río Sogamoso atraviesa al Umir, en la vereda Sogamoso del municipio de Girón (en actualidad este sitio está ocupado por el embalse de Hidrosogamoso), inmediatamente al norte de la represa, los buzamientos en los límites con las formaciones subyacentes y suprayacentes, son mucho más fuertes que los de cerca de la mitad de la faja de afloramiento y más al norte, remanentes de la Formación Lisama cubren la Formación Umir.

La Formación Umir está conformada por una serie cíclica de arenitas, arcillolitas, limolitas, intercaladas con cintas de carbón y mantos de carbón. Las arenitas son de grano fino a muy fino en capas delgadas a capas medias con planos de estratificación ondulados no paralelos, con espesores que oscilan entre 5 a 12 metros de espesor.

Se presentan niveles de arcillolitas intercaladas con limolitas silíceas con planos de estratificación plano paralelos en capas delgadas y capas medias que le dan una apariencia escalonada. También se presenta esta secuencia intercalada con cintas de carbón que se acuñan y pierden continuidad en el rumbo y en el buzamiento. Las limolitas son de color gris con estratificación plana paralela continua, en capas delgadas y láminas gruesas.

En esta formación se encuentra las capas de carbón de interés para el proyecto en forma de cintas y mantos de carbón de 0.4 metros hasta 3 metros de espesor con cambios laterales de espesor en el rumbo intercalados en las secuencias litológicas descritas anteriormente.

La morfología suave asociada a las rocas de la Formación Umir permite la acumulación de bloques de areniscas grises amarillas y pardas de grano grueso que se han desprendido de la Formación Lisama en la parte oeste y norte del área, esto ha formado una serie de depósitos coluviales que ocultan dicha formación.

Con base en zonas de foraminíferos bien establecidas y sustentadas por amonitas, a la Formación Umir se le asigna una edad del Campaniano – Maastrichtiano (Morales, 1958). La evidencia faunística indica un ambiente nerítico medio para el Campaniano y un nerítico superior a continental para las partes del Umir del Maastrichtiano Inferior.

3.8 Formación Lisama (Tpl)

Esta Formación fue definida por Theodore August Link en un informe inédito de 1925 (Morales, 1958), la localidad tipo se localiza en la quebrada Lisama, la cual es tributaria del Río Sogamoso. Para Morales et al. (1958). La Formación Lisama incluye los sedimentos paleocenos que representan la transición de los depósitos del Umir a depósitos continentales; se encuentran concordantemente y gradualmente sobre el Umir.

La Formación Lisama tiene un espesor aproximado de 1000 metros, y está compuesta por una secuencia cíclica de arenitas de grano fino a medio de color gris a gris verdoso con estratificación ondulada no paralela en capas medias y gruesas de 1.2 a 2.0 metros de espesor, intercaladas con arcillolitas de color gris claro, gris verdoso, moradas con tonalidades rojizas por oxidación, también se presentan arenitas limosas de color gris claro y gris verdoso en capas delgadas y medias.

El comportamiento de la Formación Lisama a lo largo del área del proyecto se evidencia por una faja alargada de dirección suroeste – noreste la cual obedece al patrón estructural regional. Al igual que las rocas de la Formación Umir, las rocas de la Formación Lisama también han sufrido la deformación estructural, lo cual es notable en el ensanchamiento de la Formación en algunos sectores. De igual manera por estar conformada por limolitas, arcillolitas y areniscas, se presentan resaltos topográficos donde afloran las areniscas. En la parte norte del área la Formación Lisama hace parte del Sinclinal Naranjo, allí el sector sur de la estructura se encuentra oculta por un depósito Coluvial que no permite ver la continuidad del sinclinal.

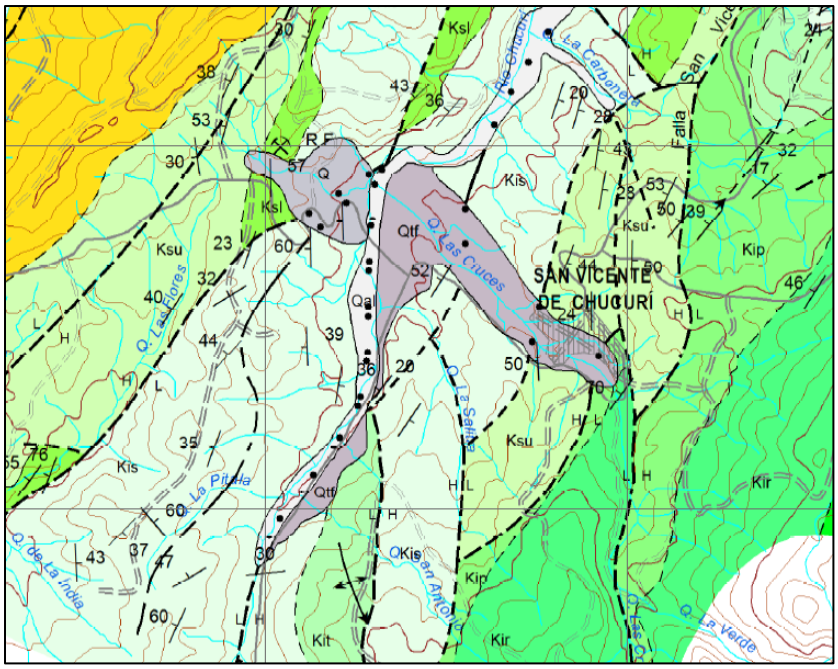
3.9 Terraza y Cono De Deyección (Qtf)

Este tipo de depósito es el resultado de la dinámica fluvial en dirección surestenoroeste de las quebradas Las Cruces y Cantarrana que cruzan y dividen entre tres sectores al municipio de San Vicente de Chucurí; transportaron a lo largo de su recorrido bloques y sedimentos provenientes de las formaciones Rosablanca y Paja, especialmente. Dichos bloques y sedimentos fueron depositados a medida que el agua iba perdiendo su energía. De ésta manera se conformó una superficie de pendiente moderada a baja sobre la cual se halla San Vicente de Chucurí, tiene forma cónica y su mayor amplitud está cerca al Río Chucurí.

3.10 Aluvión (Qal)

Este tipo de depósitos corresponde a bloques de limolitas calcáreas, calizas, shales, chert, limolitas, areniscas de grano grueso y conglomeráticas pertenecientes a las formaciones: Paja, Tablazo, Simití, La Luna, Umir, Lisama, y La paz; los cuales han sido trasportados por las corrientes principales que drenan el área de interés, los mismos durante su transporte han sido retrabajados y moldeados por las aguas de las quebradas y por el río Chucurí, su forma elipsoidal a subredondeada. Los bloques miden desde 0.05 hasta 10 m en el eje mayor. Dichos bloques se hallan ocupando el cauce de las quebradas y el río Chucurí. Así mismo se encuentran gravas, arenas, limos y arcillas entre los bloques ya descritos. Por su extensión superficial el mayor depósito de se encuentra a lo largo del río Chucurí.

Ilustración 8. Mapa geológico del Municipio de San Vicente De Chucurí.



Fuente: Consultor.

GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL - SAN VICENTE DE CHUCURÍ (YARIMA)

El municipio de San Vicente de Chucurí, y en particular el corregimiento de Yarima, se localizan en el flanco occidental de la Cordillera Oriental de Colombia, dentro del ámbito del Valle Medio del Magdalena (VMM). Esta región constituye una cuenca de antepaís que ha recibido desde el Jurásico tardío hasta el Cuaternario una potente secuencia sedimentaria de ambientes marinos y continentales, la cual fue posteriormente afectada por la orogenia andina y por procesos de inversión tectónica.

Desde el punto de vista estructural, el área se encuentra en una zona de transición entre la cuenca del Magdalena Medio y los pliegues y cabalgamientos de la Cordillera Oriental. Ello determina un marco tectónico caracterizado por la superposición de estructuras compresivas, plegamiento y desarrollo de fallas inversas, las cuales controlan el buzamiento, el espesor y la continuidad de las unidades sedimentarias

Este documento resume la geología estructural regional del área de Yarima (Corregimiento, San Vicente de Chucurí, Santander), con énfasis en fallas, lineamientos y cartografía disponible en fuentes oficiales y publicaciones científicas. Se incluyen recomendaciones y referencias para incorporar mapas y figuras en proyectos técnicos.

El área pertenece al Valle Medio del Magdalena, una cuenca de antepaís entre las cordilleras Central y Oriental, con una estratigrafía que incluye unidades sedimentarias marinas y continentales desde el Jurásico tardío hasta el Cuaternario. Esta cuenca alberga depósitos de lutitas, calizas y areniscas que controlan el comportamiento geotécnico local.

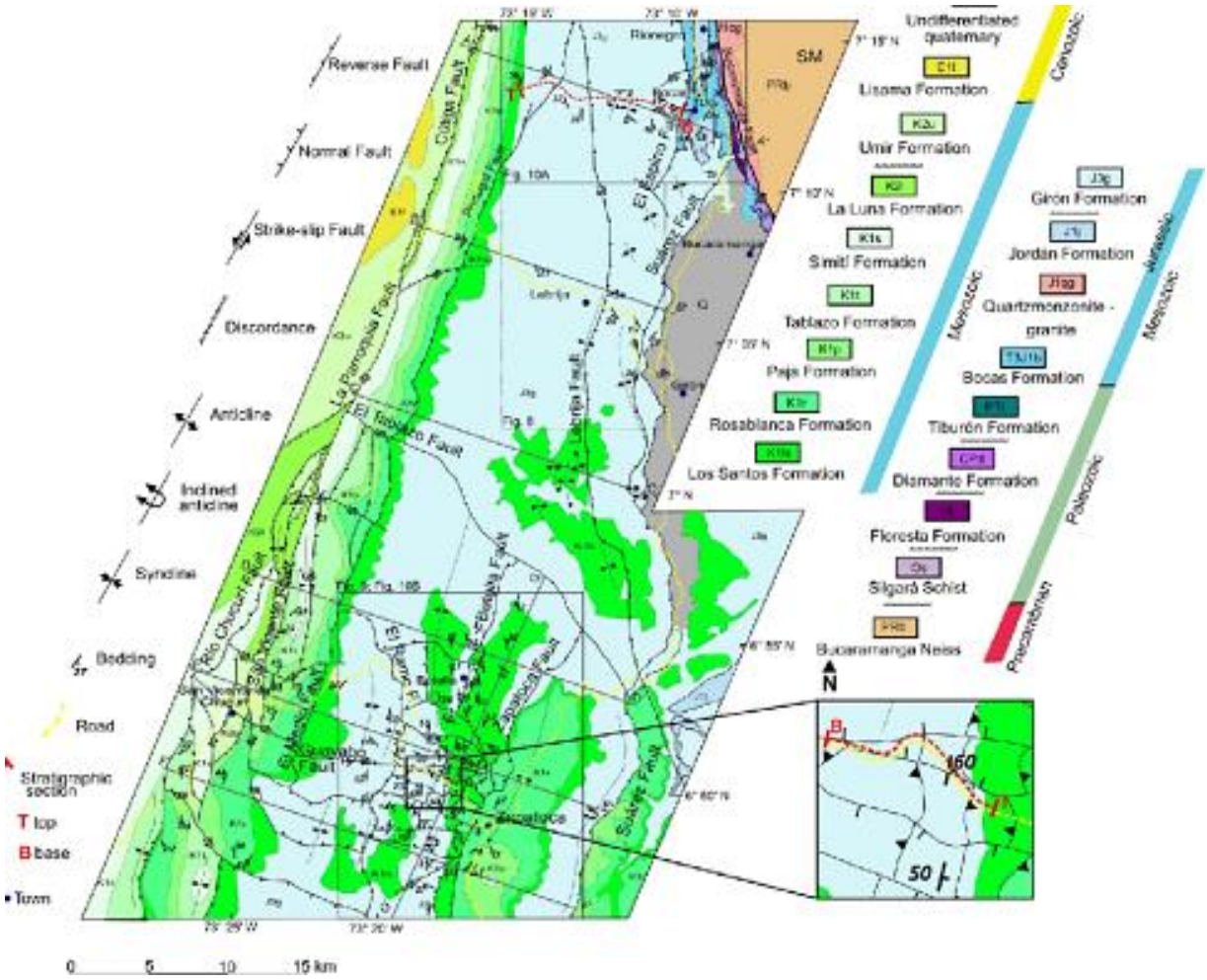
PRINCIPALES ESTRUCTURAS Y FALLAS RELEVANTES

1. Falla Inversa de San Vicente / estructuras inversas locales: estructura reportada que afecta el bloque oriental del sector, asociada a inversión tectónica andina y relevante para el control de buzamientos y engrosamientos de las unidades.

2. Orientación estructural regional: lineamientos y pliegues con rumbo preferencial SW–NE (SO–NE), coherente con el patrón de la cuenca y los márgenes del Valle Medio del Magdalena.

3. Diaclasamiento y fracturación localizada en calizas y lutitas (Rosablanca, Tablazo, La Luna), que controla permeabilidad y vías preferenciales de drenaje.

4. Fallas y fracturas superficiales documentadas en informes y registros locales (SIMMA y noticias de movimientos en masa) que han afectado vías y asentamientos.



1. FALLAS REGIONALES PRINCIPALES

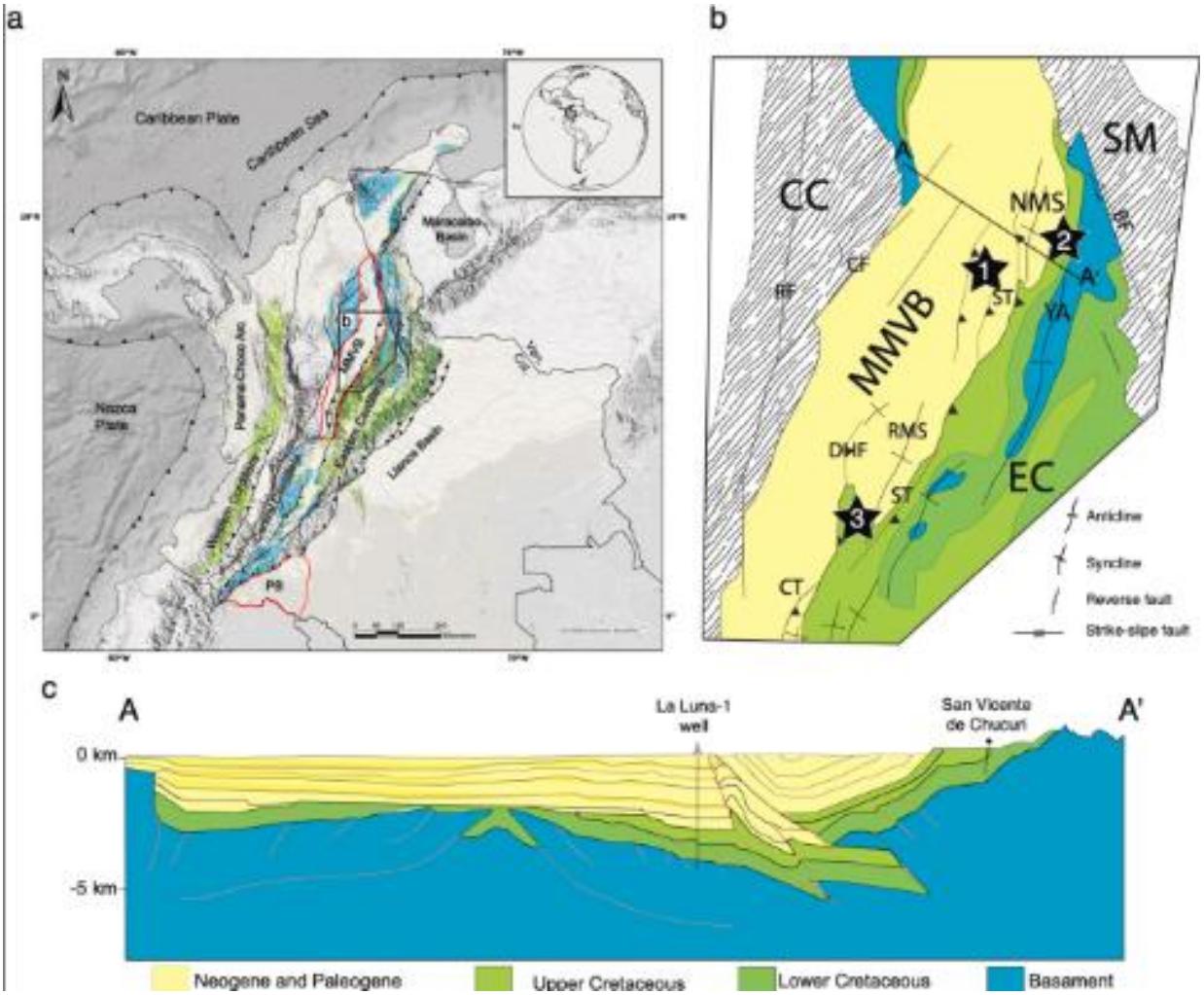
1. FALLA INVERSA DE SAN VICENTE

- Constituye la estructura más significativa a escala local. Se trata de una falla inversa asociada al levantamiento oriental del área, que pone en contacto y deforma las formaciones sedimentarias (Umir, Lisama, La Luna, Rosablanca, Tablazo, entre otras).
- Esta falla es coherente con el patrón tectónico compresivo de dirección general **SO–NE (SW–NE)** que domina en el Valle Medio del Magdalena.
- Su actividad histórica no está plenamente documentada, pero se considera una estructura potencialmente activa o reactivada en el Neógeno-Cuaternario, lo que exige su consideración en proyectos de infraestructura.

2. OTROS LINEAMIENTOS Y FALLAS CERCANAS

- Se reconocen fallas subsidiarias y pliegues asociados a la deformación compresiva de la cuenca, tales como la **Falla de San Fernando**, reportada en cartografía geomorfológica regional.
- Estas fallas muestran direcciones semejantes (SO–NE a ONO–ESE), lo que refleja un **esfuerzo compresivo principal de orientación aproximada E–W**.
- Localmente, se han identificado sistemas de fracturas y diaclasas que afectan a las calizas y lutitas (formaciones Rosablanca, Tablazo y La Luna), generando alta permeabilidad secundaria y condicionando tanto el drenaje como la estabilidad de taludes.

3. El patrón general de pliegues y fallas corresponde a un **sistema de cabalgamientos y anticlinales–sinclinales** desarrollados durante las fases de la orogenia andina.



- Los pliegues son de gran escala y muestran **ejes con rumbo SO–NE**, concordantes con la dirección de las fallas principales.
- Las unidades sedimentarias muestran buzamientos medios a fuertes hacia el occidente, con engrosamientos notables hacia zonas de mayor deformación tectónica.
- La deformación ha producido repetición de estratos, inversión de secuencias y en algunos sectores presencia de ventanas tectónicas y alineamientos geomorfológicos que se reflejan en la red de drenaje.

- La cuenca del Valle Medio del Magdalena representa un **antepaís de la Cordillera Oriental**, controlado por procesos de subducción en el margen occidental de Suramérica y por la colisión de bloques corticales desde el Cretácico.
- Durante el **Neógeno**, la compresión andina generó el levantamiento de la Cordillera Oriental y la reactivación de fallas preexistentes, produciendo el cabalgamiento de bloques hacia el occidente y deformando la cuenca.
- Esta evolución tectónica explica la existencia de **fallas inversas y cabalgamientos activos o potencialmente reactivables**, que controlan la geomorfología y la sismicidad de la región.
- La presencia de fallas como la **Falla Inversa de San Vicente** y sistemas de diaclasamiento implica:
    - Posibles zonas de debilidad mecánica y aumento de la permeabilidad.
    - Susceptibilidad a procesos de remoción en masa (deslizamientos, reptación, inestabilidad de taludes).
    - Riesgo sísmico asociado a la reactivación de estructuras compresivas.
- Los depósitos aluviales y coluviales cuaternarios rellenan depresiones y terrazas controladas por lineamientos estructurales, lo que puede afectar cimentaciones y obras civiles.
- En sectores de calizas fracturadas se debe prever el desarrollo de **karstificación** (cuevas, dolinas, cavernas), lo que condiciona la estabilidad de suelos y rocas.

La geología estructural regional de Yarima y San Vicente de Chucurí se enmarca en el **sistema de fallas inversas y pliegues del Valle Medio del Magdalena**, dominado por un patrón estructural **SO–NE** resultado de la compresión andina. La **Falla Inversa de San Vicente** es la estructura de mayor relevancia local, acompañada por lineamientos secundarios y fracturamiento intenso en calizas y lutitas. Estas estructuras condicionan la geomorfología, la sismicidad, la estabilidad de laderas y la respuesta dinámica del terreno, y por tanto deben ser consideradas de manera prioritaria en la planeación y diseño de proyectos de infraestructura en la zona.

4. CRITERIOS REGLAMENTO COLOMBIANO DE NORMAS SISMO RESISTENTES NSR-10

4.1 Comportamiento Drenado y No Drenado

De acuerdo a los alcances del Reglamento Colombiano de Normas Sismo Resistentes NSR-10, para efectos de establecer el comportamiento geo mecánico de los diferentes materiales de suelo, se establece que para contenido de finos superiores al 30% se espera un comportamiento no drenado de estos materiales ante un incremento de cargas o esfuerzos.

Ilustración 9. Suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos

H.2.5 — SUELOS NO COHESIVOS O GRANULARES Y SUELOS COHESIVOS

Para efectos de la clasificación de suelos del Artículo A.2.4.3 y de este Título H:

H.2.5.1 — SUELOS NO COHESIVOS O GRANULARES — Se consideran como suelos no cohesivos o granulares los que cumplen las siguientes condiciones, de acuerdo al Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (SCUS), con algunas modificaciones:

(a) Todos los materiales clasificados como GW, GP, GW-GM, GP-GM, GW-GC, GP-GC, SW, SP, SW-SM, SP-SM, SW-SC, SP-SC.
(b) Todos los materiales clasificados como GM, GC, GM-GC, SM, SC, SM-SC, en los cuales 30% o menos del peso pase por tamiz No 200 y que tengan límite líquido wL ≤ 30% e índice plástico IP ≤ 10%.

H.2.5.2 — SUELOS COHESIVOS — Se consideran como suelos cohesivos todos aquellos que no cumplan con las condiciones de suelos no cohesivos o granulares.

Fuente. NSR-10

Los cálculos del Angulo de fricción y la cohesión del suelo, son obtenidos mediante el uso de correlaciones empíricas con valores del número de golpes del ensayo de penetración estándar SPT dadas por Hiroshan Hettiarachchi y Timothy Brown (2009).

4.2 Comportamiento Aparente

Para el caso especial de materiales cohesivos saturados y sin fisuración, se presenta un comportamiento aparente del Criterio de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos totales, en el cual:

Ilustración 10. Suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos

c = intercepto de cohesión total $= S_U$

ϕ = ángulo de fricción total $= \phi = 0.0$

y entonces $\tau_F = S_u$ = resistencia no drenada

Fuente. NSR-10

De acuerdo a NSR-10, se permite emplear la resistencia no drenada **Su** para casos de análisis en materiales cohesivos saturados y no fisurados:

- Estáticos de cimentaciones superficiales
- Estáticos de cimentaciones profundas
- Estáticos de taludes temporales o de falla de fondo temporal

Pero NO SE PERMITE emplearlo en casos de análisis:

- Estáticos de empujes de tierras
- Problemas geotécnicos que impliquen relajación de esfuerzos
- Estabilidad de taludes permanentes
- De materiales no saturados
- De materiales fisurados
- Seudo estáticos
- Dinámicos

Por lo anterior expuesto, los criterios para comportamiento aparente son:

- **Estabilidad de taludes:**

Para aquellos materiales con contenido de finos de los suelos (pasante del Tamiz #200) mayores al 30%, en los que se espera un comportamiento no drenado de estos materiales para un incremento dado de esfuerzos, los modelos implementados para evaluación de estabilidad de taludes, se realizarán en términos de esfuerzos efectivos ya que los taludes proyectados son de tipo permanente y se debe evaluar las condiciones de estabilidad a largo plazo, por tanto, los parámetros de resistencia del modelo mohr coulomb se determinaran a partir de ensayos de corte directo consolidados-drenados.

- **Estados límite de falla y servicio de cimentaciones superficiales y profundas**

Para aquellos materiales con contenido de finos de los suelos (pasante del Tamiz #200) mayores al 30%, en los que se espera un comportamiento no drenado de estos materiales para un incremento dado de esfuerzos, los estados límite de falla se evaluaran en función de resistencias no drenadas, ***Su*** y para materiales con comportamiento drenado, la evaluación de las resistencias se desarrollara en función del ángulo de fricción drenado.

4.3 Factores de Seguridad

De acuerdo a los alcances del Reglamento Colombiano de Normas Sismo Resistentes NSR-10, los factores de seguridad a implementar en los estudios son:

Ilustración 11. Factores de seguridad mínimos

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

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

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

H.2.4.4 — FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS — El Factor de Seguridad Básico o directo F_{SB} definido en H.2.4.1 es el factor de seguridad geotécnico real, pero de él se derivan Factores de Seguridad Indirectos que tienen valores diferentes y los cuales se especifican en los diferentes capítulos de este Titulo H, pero en todo caso se debe demostrar que el empleo de éstos F_S indirectos implica Factores de Seguridad Básicos F_{SB} iguales o superiores a los valores mínimos F_{SBM}.

Fuente. NSR-10

5. EVALUACIÓN GEOTÉCNICA DE EFECTOS SÍSMICOS

5.1 Información para Espectro de diseño NSR-10

Para la realización de análisis seudo-estático se evaluará la aceleración horizontal
De acuerdo a criterio de la norma NSR 2010.

H.5.2.5 — SISMO DE DISEÑO — Para efectos del análisis y diseño de taludes, se debe emplear la aceleración máxima del terreno, a_{max} obtenida bien sea de un espectro (aceleración del espectro de diseño para periodo cero) o por medio de análisis de amplificación de onda unidimensionales o bidimensionales, correspondiente a los movimientos sísmicos definidos en el Capítulo A.2, particularmente en los numerales A.2.1, A.2.2, A.2.3, A.2.4 Y A.2.5. En caso de que el sitio objeto de análisis haga parte de un estudio de microzonificación sísmica aprobado, se utilizará la aceleración máxima superficial del terreno establecida en el espectro de diseño respectivo en lugar de lo estipulado en la sección A.2. El coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes KST tiene valor inferior o igual al de a_{max} y se admiten los siguientes valores mínimos de K_{ST}/a_{max}, dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

5.1.1 Condición y zonificación sísmica

Ilustración 12. Valores de Aa, Av, Ae y Ad, y Zonificación de Amenaza Sísmica.

NSR-10 - Apéndice A-4 - Valores de A_a, A_v, A_e y A_d y definición de la zona de amenaza sísmica de los municipios colombianos

Sabana de Torres	68655	0.20	0.15	Intermedia	0.06	0.04
San Andrés	68669	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
San Benito	68673	0.15	0.20	Intermedia	0.12	0.07
San Gil	68679	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
San Joaquín	68682	0.25	0.25	Alta	0.13	0.07
San José de Miranda	68684	0.25	0.25	Alta	0.10	0.05
San Miguel	68686	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
San Vicente de Chucurí	68689	0.15	0.15	Intermedia	0.16	0.08
Santa Bárbara	68705	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Santa Helena del Opón	68720	0.15	0.15	Intermedia	0.18	0.10
Simacota	68745	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.06
Socorro	68755	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Suaita	68770	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Sucre	68773	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.07
Suratá	68780	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Tona	68820	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Valle San José	68855	0.20	0.25	Alta	0.08	0.06
Vélez	68861	0.15	0.15	Intermedia	0.15	0.08

Fuente: NSR-10 Titulo A.

5.1.2 Coeficiente de Importancia

Según la NSR-10 la edificación a construir se clasifica como **Grupo I — Edificaciones de Ocupación Normal.**
El coeficiente de importancia para este proyecto es **1.00.**

Ilustración 13. Valores del coeficiente de Importancia NSR-10

GRUPO DE USO	COEFICIENTE DE IMPORTANCIA, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Fuente: Reglamento Colombiano de construcción Sismo Resistente, NSR-10

5.1.3 Nivel freático

No se encontró registro de nivel freático en las perforaciones.

5.1.4 Clasificación del suelo

Según la norma NSR-10 el tipo de perfil del suelo encontrado teniendo en cuenta la velocidad de onda de corte se calculó a continuación con N golpes, donde N es el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar realizado de acuerdo a la norma ASTM D1586 haciendo corrección por energía N60.

El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de la formula representada en el titulo A capítulo 2.4.3.2

Ni = número de golpes por píe obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i. El valor de Ni a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}}$$

Teniendo en cuenta lo anterior se identifica que el Ñ identificado en el presente estudio para el sondeo No 1 es: **29.32,** para el sondeo No 2 es **35.91,** y para el sondeo No 3 es: **28.98.**

Se escoge para el cálculo trabajar con el Ñ más crítico de los tres sondeos.

Tabla 1. Calculo de Vs según en N 60 Promedio

METODOLOGIA	ECUACION	N (Promedio)	Resultado
Imai y Yoshimura (1970)	Vs= 76 * N $^{0.33}$	28.98	230.83 m/s
Ohba y Toriumi (1970)	Vs= 86 * N $^{0.31}$	28.98	244.20 m/s
Ohta y Goto	Vs= 85.34 * N $^{0.348}$	28.98	275.39 m/s

Según el artículo A.2.4.4 — **DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO** es D, ya la velocidad de onda de corte se encuentra dentro los límites, cumpliendo la condición:

360 m/s > Vs >180 m/s.

Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo NSR-10.

A.2.4.4 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DEL SUELO		
TIPO DE PERFIL	**DESCRIPCIÓN**	**DEFINICIÓN**
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, 0	360 m/s > Vs ≥180 m/s
	Perfiles de los suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 >Ñ > 15,o
		100 kPa (≈1kgf/cm2)> Su > 50 kPa (≈0.5kgf/cm2)

Fuente: Reglamento Colombiano de construcción Sismo Resistente, NSR-10 Título A. Tabla A.2.4-4.

Tabla 12 Clasificación del suelo

CRITERIOS PARA CLASIFICAR SUELOS DENTRO DE LOS PERFILES DE SUELOS TIPOS C, D o E			
TIPO DE PERFIL	Vs	N o N ch	Su
C	Entre 360 y 760 m/s	Mayor que 50	Mayor que 100 kPa (=1kgf/cm²)
D	Entre 180 y 360 m/s	Entre 15 y 50	Entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1kgf/cm²)
E	Menor de 180 m/s	Menor de 15	Menor de 50 kPa (=0.5 kgf/cm²)

Fuente: Reglamento Colombiano de construcción Sismo Resistente, NSR-10

5.1.5 Resumen Criterios del espectro de diseño (Numeral A.2.6 NSR-10)

Para el análisis de la acción sísmica se recomienda utilizar el espectro elástico de diseño de la Norma NSR-10, definido mediante los siguientes parámetros el cual definido para un coeficiente de amortiguamiento del 5% del crítico.

Dónde:

- **Sa:** Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado.
- **Aa:** Aceleración horizontal pico efectivo en roca Aa = **0,15**
- **Av**: Velocidad vertical pico efectivo Av = **0,15**
- **Fa:** Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional. Fa=**1.5**
- **Fv**: Coeficiente de amplificación del suelo para la zona de periodos intermedios del espectro. Fv=**2.2**
- **I=** Coeficiente de importancia. Tipo I Edificaciones de Ocupación Normal**. =1.00**

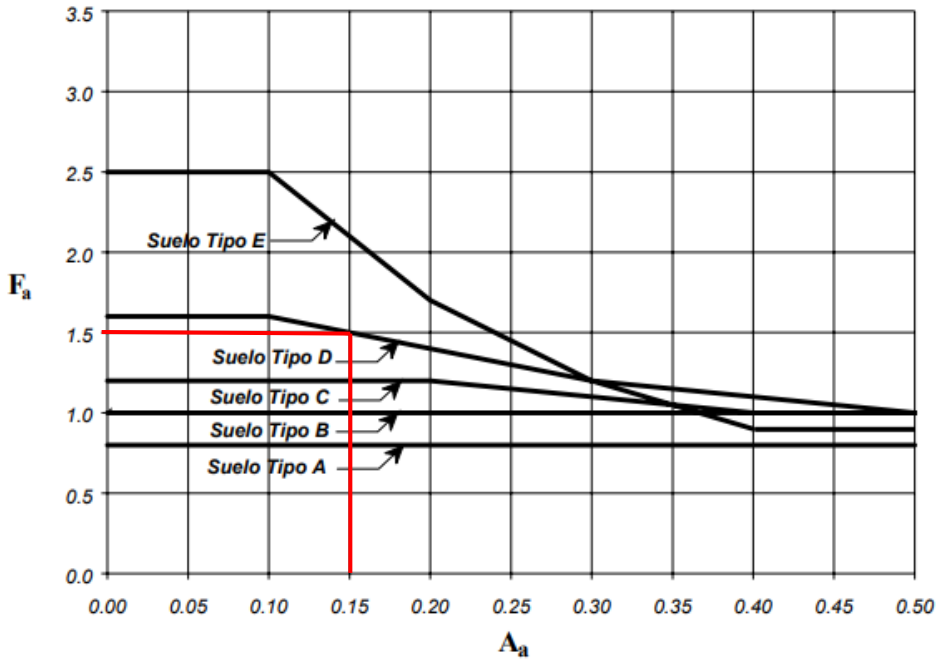


Figura A.2.4-1 - Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de períodos cortos del espectro

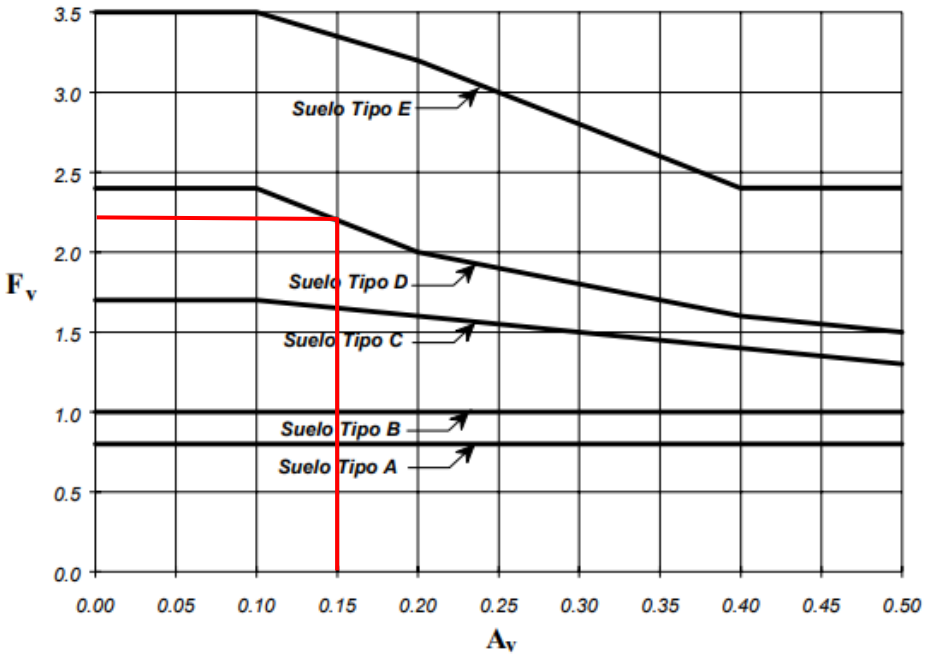
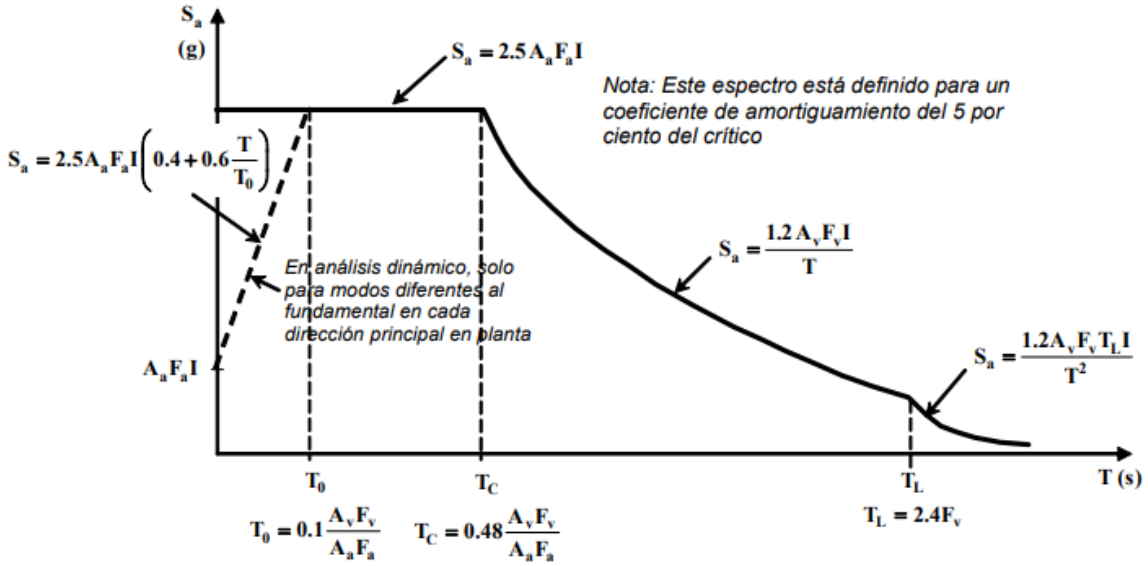


Figura A.2.4-2 — Coeficiente de amplificación F_v del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro

Ilustración 14. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g.



Fuente. NSR-10

Con los datos obtenidos por los valores de aceleración de pico efectiva (Aa), velocidad de pico efectiva (Av) del municipio de San Vicente de Chucurí, los valores del coeficiente de ampliación Fa y Fv, el coeficiente de importancia (I).

$$S_a = 2.5 A_a F_a I$$

Sa = 0.5625

6. MODELO GEOTÉCNICO DE LAS PERFORACIONES

6.1 Criterios utilizados

Para la interpretación de la información geotécnica obtenida en las exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, se presentan a continuación los criterios implementados.

Tabla 3. Correlación entre el número de golpes del ensayo SPT y la densidad relativa de suelos granulares.

VALOR DE N (Número de Golpes)	DENSIDAD RELATIVA
0 - 4	MUY BAJA
5 - 10	BAJA
11 - 24	DENSIDAD MEDIA
25 - 50	DENSA
> 50	MUY DENSA

Tabla 4. Correlación entre el número de golpes del ensayo SPT y la consistencia de suelos cohesivos.

VALOR DE N (Número de Golpes)	CONSISTENCIA
0 - 1	MUY SUAVE
2 - 4	SUAVE
5 - 8	MEDIANAMENTE RIGIDA
9 - 15	RIGIDA
16 - 30	MUY RIGIDA
31 - 60	FUERTE
>60	MUY FUERTE

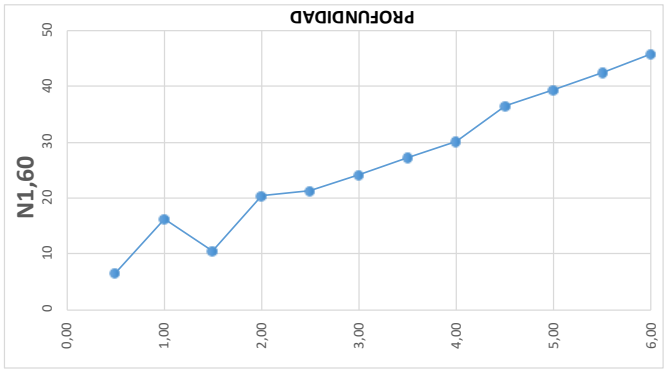
Ilustración 15 Caracterización Geotécnica Sondeo No 1.

Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

CARACTERIZACION GEOTECNICA

PERFORACION No 01

Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.



CÁLCULO DEL N60	CE	0,75
N60 = NcampoCECRCBCSCACBFCC	CR	0,75
	CB	1,00
	CS	1,00
	CA	0,85
	CBF	1,00
	CC	1,00

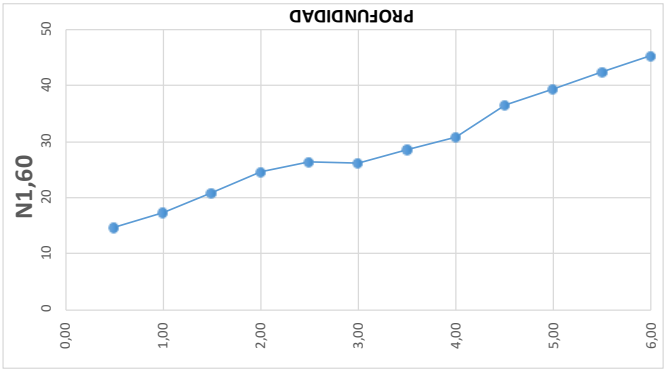
0,48 *Factor de Correccion*

SONDEO No 1										Nivel Freatico	No Se Encontro Nivel Freatico en esta perforacion
Prof. (m)	Número de golpes (N)			SUMA	N60	GVO (KN/M2)	SKEMPTON		Cn	N1,60	
0,50	1	2	2	4	2	8,50	1,84	3,53	3,4	7	
1,00	4	7	7	14	7	17,00	1,71	11,44	2,4	16	
1,50	4	5	6	11	5	25,50	1,59	8,38	2,0	10	
2,00	6	10	15	25	12	34,00	1,49	17,84	1,7	20	
2,50	14	14	15	29	14	42,50	1,40	19,46	1,5	21	
3,00	16	17	19	36	17	51,00	1,32	22,80	1,4	24	
3,50	20	21	23	44	21	59,50	1,25	26,38	1,3	27	
4,00	24	25	27	52	25	68,00	1,19	29,60	1,21	30	
4,50	31	32	35	67	32	76,50	1,13	36,30	1,1	37	
5,00	36	37	39	76	36	85,00	1,08	39,28	1,08	39	
5,50	40	42	44	86	41	93,50	1,03	42,50	1,0	43	
6,00	47	47	50	97	46	102,00	0,99	45,92	1,0	46	

Nota: No se encuentra Nivel Freático en esta perforación.

Ilustración 16 Caracterización Geotécnica Sondeo No 2.

Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.



CARACTERIZACION GEOTECNICA

PERFORACION No 02

Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

CÁLCULO DEL N60		
N60 = NcampoCECRCBCSCACBFCC	CE	0,75
	CR	0,75
	CB	1,00
	CS	1,00
	CA	0,85
	CBF	1,00
	CC	1,00

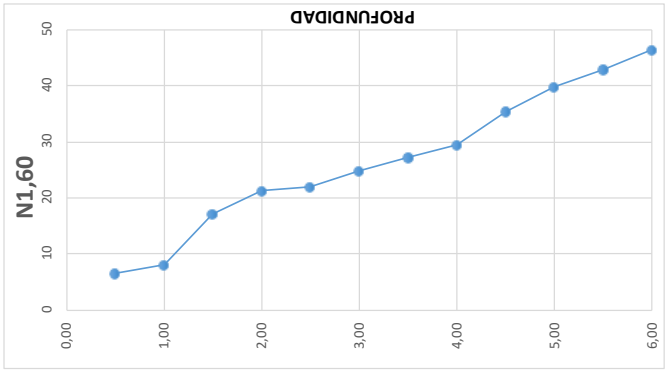
0,48 *Factor de Correccion*

SONDEO No 2												Nivel Freatico	No Se Encontro Nivel Freatico en esta perforacion
Prof. (m)	Número de golpes (N)				SUMA	N60	GVO (KN/M2)	SKEMPTON		Cn	N1,60		
0,50	3	4	5		9	4	8,50	1,84	7,93	3,4	15		
1,00	5	7	8		15	7	17,00	1,71	12,26	2,4	17		
1,50	9	10	12		22	11	25,50	1,59	16,76	2,0	21		
2,00	13	15	15		30	14	34,00	1,49	21,41	1,7	25		
2,50	16	17	19		36	17	42,50	1,40	24,16	1,5	26		
3,00	19	19	20		39	19	51,00	1,32	24,70	1,4	26		
3,50	21	22	24		46	22	59,50	1,25	27,58	1,3	29		
4,00	24	25	28		53	25	68,00	1,19	30,17	1,21	31		
4,50	29	33	34		67	32	76,50	1,13	36,30	1,1	37		
5,00	36	37	39		76	36	85,00	1,08	39,28	1,08	39		
5,50	41	42	44		86	41	93,50	1,03	42,50	1,0	43		
6,00	45	46	50		96	46	102,00	0,99	45,45	1,0	45		

Nota: No se encuentra Nivel Freático en esta perforación.

Ilustración 17 Caracterización Geotécnica Sondeo No 3.

Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.



CARACTERIZACION GEOTECNICA

PERFORACION No 03

Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

CÁLCULO DEL N60	CE	0,75
N60 = NcampoCECRCBCSCACBFCC	CR	0,75
	CB	1,00
	CS	1,00
	CA	0,85
	CBF	1,00
	CC	1,00

0,48 *Factor de Correccion*

SONDEO No 3										Nivel Freatico	
Prof. (m)	Número de golpes (N)			SUMA	N60	GVO (KN/M2)	SKEMPTON		Cn	N1,60	No Se Encontro Nivel Freatico en esta perforacion
0,50	2	2	2	4	2	8,50	1,84	3,53	3,4	7	
1,00	1	3	4	7	3	17,00	1,71	5,72	2,4	8	
1,50	10	11	7	18	9	25,50	1,59	13,72	2,0	17	
2,00	11	12	14	26	12	34,00	1,49	18,55	1,7	21	
2,50	15	15	15	30	14	42,50	1,40	20,13	1,5	22	
3,00	16	18	19	37	18	51,00	1,32	23,43	1,4	25	
3,50	19	21	23	44	21	59,50	1,25	26,38	1,3	27	
4,00	24	25	26	51	24	68,00	1,19	29,03	1,21	30	
4,50	29	31	34	65	31	76,50	1,13	35,22	1,1	36	
5,00	35	38	39	77	37	85,00	1,08	39,80	1,08	40	
5,50	40	42	45	87	42	93,50	1,03	42,99	1,0	43	
6,00	46	48	50	98	47	102,00	0,99	46,39	1,0	46	

Nota: No se encuentra Nivel Freático en esta perforación.

7. RESUMEN DE LABORATORIOS

Después de descritas las muestras obtenidas en los sondeos se identificaron las muestras típicas y se realizaron los ensayos de laboratorio. En las siguientes tablas se presenta el resumen de los resultados de los laboratorios realizados.

- **Ensayo de Clasificación**

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN									
Sondeo	**Muestra No**	**Prof. (metros)**	**W%**	**% Finos**	**% L.L.**	**% L.P.**	**% I.P.**	**Clasificación S.U.C.S.**	**Tipo de suelo**
S-1	S01/M1	0,00-1.00	10.2	48.6	31.0	24.6	6.3	SM	Tipo D.
	S01/M2	1,00-2,00	12.0	44.1	30.1	24.2	5.9	SM	Tipo D.
	S01/M3	2,00-3,00	14.6	41.5	28.2	22.7	5.5	SM	Tipo D.
	S01/M4	3,00-4,00	16.4	37.8	27.2	22.3	4.9	SM	Tipo D.
S-2	S02/M1	0,00-1.00	9.8	47.4	31.3	25.1	6.2	SM	Tipo D.
	S02/M2	1,00-2,00	11.7	43.1	30.0	24.2	5.8	SM	Tipo D.
	S02/M3	2,00-3,00	14.2	39.7	29.1	23.6	5.4	SM	Tipo D.
	S02/M4	3,00-4,00	16.8	36.1	28.2	23.2	5.0	SM	Tipo D.
S-3	S03/M1	0,00-1.00	9.9	49.5	31.2	24.7	6.5	SM	Tipo D.
	S03/M2	1,00-2,00	12.1	46.0	30.1	24.1	6.1	SM	Tipo D.
	S03/M3	2,00-3,00	14.5	42.5	29.4	23.6	5.7	SM	Tipo D.
	S03/M4	3,00-4,00	17.6	39.5	28.0	22.8	5.3	SM	Tipo D.

8. EVALUACIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA Y SERVICIO DE LAS CIMENTACIONES

METODOLOGÍAS DE CALCULO EMPLEADAS

8.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS GRANULARES

Estados límite de falla

Basados en los estudios publicados por Meyerhof 1951, para la obtención de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales, se consideró una superficie de falla bajo una cimentación continúa. La capacidad de carga última qu, expresada de la siguiente manera:

$$\mathbf{q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma}$$

Adicionalmente para estimar la capacidad de carga última, se consideró el efecto de forma de la cimentación, afectando así a la ecuación anterior por los factores de forma λcs,λqs,λγs; el mismo que incrementa la capacidad de carga de la siguiente manera:

$$\mathbf{q_u = cN_c\lambda_{cs} + qN_q\lambda_{qs} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}}$$

De esta manera se estimó una capacidad de carga admisible, qadm=qu/FS para un factor de seguridad de 3.0.

Los valores de ángulo de fricción utilizados para el cálculo de la capacidad de carga última, fueron tomados de las caracterizaciones geotécnicas. Adicionalmente para los estratos en los que no se realizaron ensayos de corte directo, se implementaron correlaciones con el número de golpes del ensayo SPT corregido por energía.

Estados límite de Servicio en Arenas

Los asentamientos iníciales (elásticos) en arenas, son considerados mediante correlaciones medidas de asentamientos bajo influencia del N_{60} desarrollado por Terzaghi and Peck (1967), Peck, Hansen and Thornburn (1974) y Meyerhoff (1965), los que sugirieron varias relaciones empíricas para estimar los asentamientos.

$$\rho i = \frac{5p}{(N - 1.5) * C_B}$$

Mediante estas correlaciones se estiman los asentamientos inmediatos en arenas como resultado de la distorsión o cambio de forma del estrato bajo la influencia de la carga.

8.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN SUELOS COHESIVOS

Estados límite de falla

Basados en los estudios publicados por Meyerhof 1951, para la obtención de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales, se consideró una superficie de falla bajo una cimentación continúa. La capacidad de carga última qu, expresada de la siguiente manera:

$$\mathbf{q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma}$$

Adicionalmente para estimar la capacidad de carga última, se consideró el efecto de forma de la cimentación, afectando así a la ecuación anterior por los factores de forma λcs ,λqs ,λγs ; el mismo que incrementa la capacidad de carga de la siguiente manera:

$$\mathbf{q_u = cN_c\lambda_{cs} + qN_q\lambda_{qs} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\lambda_{\gamma s}}$$

De esta manera se estimó una capacidad de carga admisible, qadm=qu/FS para un factor de seguridad de 3.0.

Los valores de resistencia al cortante no drenada, Su, utilizados para el cálculo de la capacidad de carga última, fueron tomados de las caracterizaciones geotécnicas, las cuales fueron obtenidas de ensayos de compresión inconfinada de muestras inalteradas provenientes de muestreadores de pared delgada. Adicionalmente para los estratos en los que no se realizaron estos ensayos, se implementaron correlaciones con el número de golpes del ensayo SPT corregido por energía y esfuerzo de confinamiento $N_{1,60}$, mediante la siguiente expresión, propuesta por Hiroshan Hettiarachchi and Timothy Brown (2009).

$$c_u/p_a = N_{60}/(1+5\alpha) = \alpha' N_{60}$$

Results from 14 SPT conducted in St. Clair, MI in 1973 were used for α' estimation (average α'=0.041; standard deviation =0.019). Sufficient details of these tests and c_u values (by unconfined compressive strength tests)

Estados límite de Servicio

Los asentamientos iníciales (elásticos) en arcillas, son considerados mediante la teoría elástica desarrollada por Jambu, Bjerrum y Kjaernsli (1971).

$$\rho_{i=} I_o I_i \frac{qB}{E}(1-\nu^2)$$

Mediante esta teoría se estiman los asentamientos inmediatos en arcillas como resultado de la distorsión o cambio de forma del estrato bajo la influencia de la carga, estimando los módulos Eu según el criterio de Duncan y Buchignani (1976).

9. ANALISIS DE CIMENTACIÓN

Con base en las propiedades geotécnicas del sitio de proyecto y teniendo en cuenta tanto las condiciones de entorno como las características de la obra proyectada, se llevó a cabo el diseño geotécnico mediante el análisis de capacidad portante, a diferentes profundidades de cimentación (1,00 m, 1,50 m y 2,00 m).

9.1 CIMENTACIÓN A 1.00 METRO DE PROFUNDIDAD

9.1.1 Parámetros para el diseño geotécnico

Para evaluar el parámetro de la resistencia al corte y a la compresión uniaxial de las capas de suelo, se utilizó el valor de N del ensayo SPT del estrato donde proyecta cimentar, según las correlaciones presentadas en las siguientes tablas, con el fin de obtener el valor del Angulo de fricción (°) a partir del N160:

Tabla 5. Correlaciones para estimar el Angulo de fricción a partir del ensayo SPT para suelos Granulares de los autores utilizados.

Correlación	Referencia
$\phi' = 23{,}7 + 0{,}57N_{60} - 0.0006(N_{60})^2$	Meyerhof, 1965
$\phi' = 27{,}1 + 0{,}30N_{60} - 0.00054(N_{60})^2$	Peck, Hanson & Thornburn, 1974
$\phi' = \tan^{-1}\left[\frac{N_{60}}{32{,}5}\right]^{0{,}34}$	Schmertmann, 1975
$\phi' = \sqrt{20N_{60}} + 20$	Hatanaka & Uchida, 1996

Tabla 6. Calculo Parámetros de resistencia de suelos para arcillas utilizando las correlaciones a partir del ensayo SPT.

OCR	N, golpes (SPT)	Qu (Kg/Cm2)	Descripción	Angulo de fricción (°)	E(Kg/cm2)
NC	<2	<0.25	Muy Blanda	0	3
NC	2-4	0.25 – 0.50	Blanda	0-2	30
NC	4-8	0.50 – 1.00	Media	2-4	40-990
NC	8-15	1.00 – 2.00	Compacta	4-6	90-200
>OCR	15-30	2.00 – 4.00	Muy compacta	6-12	200
<OCT	>30	>4.00	Dura	>14	

- NC -> Normalmente consolidado
- OCR-> Suelos Sobreconsolidados
- SPT -> Ensayos (ESTANDAR PENETREATION TEST)
- E. -> Módulo de Rigidez del suelo

Fuente: Fuente: Elaboración Propia basan en el Reglamento Colombiano de construcción Sismo Resistente, NSR-10 y las correlaciones de los autores Meyerhof, 1965, Peck, Hanson y Thornburn 1974, Hatanaka y Uchida 1996.

Tabla 7. Calculo Parámetros valores de resistencia de suelos arenosos utilizando las correlaciones a partir del ensayo SPT.

N, golpes (SPT)	Descripción	Valores Cr	Angulo de fricción (°)	E(Kg/cm2)
0-4	Poco Densa	0-15	28°	3
5-10	Densa	16-35	28°-30	30
11-30	Media	36-65	30°-36°	40-990
31-50	Compacta	68-85	36°-41°	500-1000
>50	Muy Densa	86-100	41°	>1000

- E-> Modulo de Young
- Cr ->Compacidad Relativa

Fuente: Fuente: Elaboración Propia basan en el Reglamento Colombiano de construcción Sismo Resistente, NSR-10 y las correlaciones de los autores Meyerhof, 1965, Peck, Hanson y Thornburn 1974, Hatanaka y Uchida 1996.

Parámetros de diseño:

- Se proponen realizar desplante para la cimentación a profundidad de: -1.00, profundidad en la cual contamos con un N de diseño de: 8 golpes.
- Para un N de diseño de 8 golpes, el ángulo de fricción según correlación será para el presente cálculo de 28°.
- Correlación parámetro de cohesión c (suelos Cohesivos):

Soil Type and SPT Blow Counts		Undisturbed Soil	
		Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils			
Very soft	(<2)	250	0
Soft	(2–4)	250–500	0
Firm	(4–8)	500–1,000	0
Stiff	(8–15)	1,000–2,000	0
Very stiff	(15–30)	2,000–4,000	0
Hard	(>30)	4,000	0
Cohesionless soils			
Loose	(<10)	0	28
Medium	(10–30)	0	28–30
Dense	(>30)	0	32
Intermediate soils			
Loose	(<10)	100	8
Medium	(10–30)	100–1,000	8–12
Dense	(>30)	1,000	12

9.1.2 Calculo capacidad De Soporte

CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

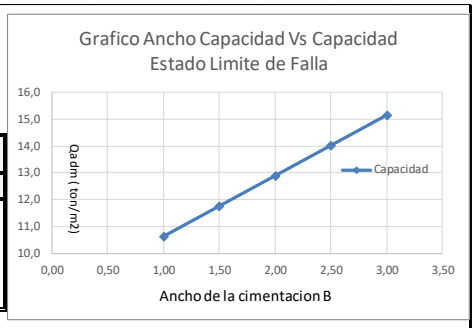
Cálculo de la capacidad de carga Df= 1,0 m

F.S I=	3,0

*** LIMITE DE FALLA**

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
28,0	0,0	1,70	1,0	8	1,00	1,00
28,0	0,0	1,70	1,0	8	1,50	1,50
28,0	0,0	1,70	1,0	8	2,00	2,00
28,0	0,0	1,70	1,0	8	2,50	2,50
28,0	0,0	1,70	1,0	8	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,9	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	$0.4B\gamma N_\gamma$	qu1	qu2	qu3	F.S	qa1	qa2	qa3
0,0	25,0	6,8	25,0	6,8	31,8	3,0	8,3	2,3	10,6
0,0	25,0	10,2	25,0	10,2	35,3	3,0	8,3	3,4	11,8
0,0	25,0	13,6	25,0	13,6	38,7	3,0	8,3	4,5	12,9
0,0	25,0	17,1	25,0	17,1	42,1	3,0	8,3	5,7	14,0
0,0	25,0	20,5	25,0	20,5	45,5	3,0	8,3	6,8	15,2
					Prom.		8,34	4,55	12,89

9.1.3 Análisis de Asentamientos.

Los asentamientos de suelos encontrados en el proyecto tienen un período de respuesta más rápido y se producen en el momento del proceso de construcción, a continuación, calculo que capacidad por estado límite de servicio controlando asentamientos.

*** LIMITE DE SERVICIO**

Asentamiento para capacidad de carga recomendada 9,0 ton/m2

$$\rho i = \frac{5p}{(N - 1.5) * C_B}$$

B	factor	qa	Asentamiento	B	factor		Asentamiento
	CB	T/pie2	ρi		CB	Capacidad Recomendada	ρi < 2,54
(m)			cm	(m)		T/pie2	cm
1,00	1,00	0,99	**1,93**	1,70	1,00	0,836	**1,63**
1,50	0,95	1,09	**2,25**	1,70	0,95	0,836	**1,72**
2,00	0,90	1,20	**2,60**	1,70	0,90	0,836	**1,82**
2,50	0,85	1,30	**3,00**	1,70	0,85	0,836	**1,92**
3,00	0,8	1,41	**3,44**	1,70	0,8	0,836	**2,04**

9.1.4 Capacidad de carga específica (factores de seguridad indirectos según NSR10 H.4.7.1)

Tabla 8. Factores de Seguridad Indirectos F_{sicp} Mínimos

CONDICIÓN	F_{SICP} MINIMO DISEÑO
1. Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
2. Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
3. Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

Fuente: Reglamento Colombiano de construcción Sismo resistente, NSR-10, Titulo H, Tabla H.4.7-1.

9.1.4.1 Capacidad de soporte Condición No 1 Carga Muerta + Carga Viva Normal.

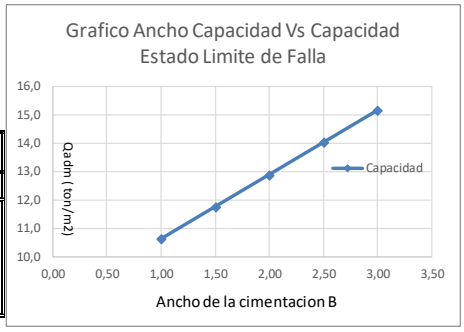
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA NORMAL) | **F.S I=** | **3,0**

*** LIMITE DE FALLA**

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
28,0	0,0	1,70	1,0	8	1,00	1,00
28,0	0,0	1,70	1,0	8	1,50	1,50
28,0	0,0	1,70	1,0	8	2,00	2,00
28,0	0,0	1,70	1,0	8	2,50	2,50
28,0	0,0	1,70	1,0	8	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,9	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA										
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	25,0	6,8	25,0	6,8	31,8	3,0	8,3	2,3	10,6
0,0	25,0	10,2	25,0	10,2	35,3	3,0	8,3	3,4	11,8
0,0	25,0	13,6	25,0	13,6	38,7	3,0	8,3	4,5	12,9
0,0	25,0	17,1	25,0	17,1	42,1	3,0	8,3	5,7	14,0
0,0	25,0	20,5	25,0	20,5	45,5	3,0	8,3	6,8	15,2
					Prom.		8,3	4,5	12,9

9.1.4.2 Capacidad de soporte Condición No 2 Carga Muerta + Carga Viva Máxima

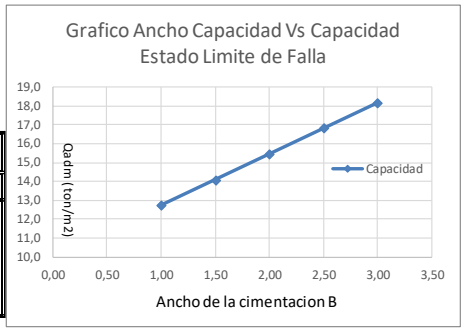
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA) | F.S I= | 2,5

* LIMITE DE FALLA

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
28,0	0,0	1,70	1,0	8	1,00	1,00
28,0	0,0	1,70	1,0	8	1,50	1,50
28,0	0,0	1,70	1,0	8	2,00	2,00
28,0	0,0	1,70	1,0	8	2,50	2,50
28,0	0,0	1,70	1,0	8	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,9	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	25,0	6,8	25,0	6,8	31,8	2,5	10,0	2,7	12,7
0,0	25,0	10,2	25,0	10,2	35,3	2,5	10,0	4,1	14,1
0,0	25,0	13,6	25,0	13,6	38,7	2,5	10,0	5,5	15,5
0,0	25,0	17,1	25,0	17,1	42,1	2,5	10,0	6,8	16,8
0,0	25,0	20,5	25,0	20,5	45,5	2,5	10,0	8,2	18,2
					Prom.		10,0	5,5	15,5

9.1.4.3 Capacidad de soporte Condición No 3 Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático

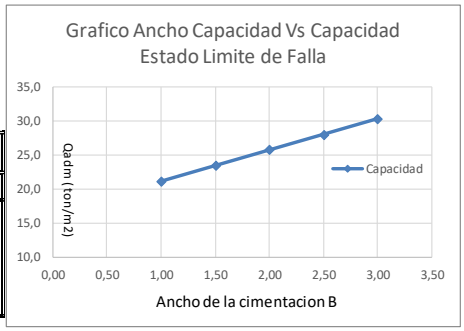
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA + SISMO) | F.S I= | 1,5

* LIMITE DE FALLA

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
28,0	0,0	1,70	1,0	8	1,00	1,00
28,0	0,0	1,70	1,0	8	1,50	1,50
28,0	0,0	1,70	1,0	8	2,00	2,00
28,0	0,0	1,70	1,0	8	2,50	2,50
28,0	0,0	1,70	1,0	8	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,9	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	25,0	6,8	25,0	6,8	31,8	1,5	16,7	4,5	21,2
0,0	25,0	10,2	25,0	10,2	35,3	1,5	16,7	6,8	23,5
0,0	25,0	13,6	25,0	13,6	38,7	1,5	16,7	9,1	25,8
0,0	25,0	17,1	25,0	17,1	42,1	1,5	16,7	11,4	28,0
0,0	25,0	20,5	25,0	20,5	45,5	1,5	16,7	13,6	30,3
					Prom.		16,7	9,1	25,8

9.1.5 Capacidad de carga específica (factores de seguridad directos según NSR10 H.2.4.3, H.2.4.4)

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

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

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

Fuente: Reglamento Colombiano de construcción Sismo resistente, NSR-10, Titulo H, Tabla H.4.7-1.

9.1.5.1 Capacidad con condición Carga Muerta + Carga Viva Normal Fsbm = 1.50

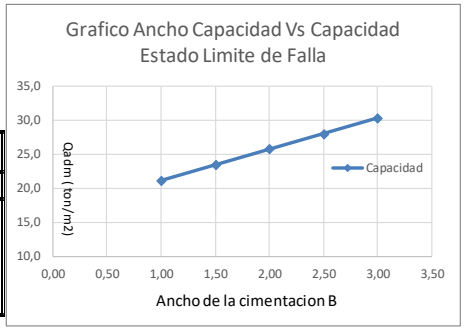
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA NORMAL) | **F.S I=** | **1,5**

*** LIMITE DE FALLA**

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
28,0	0,0	1,70	1,0	8	1,00	1,00
28,0	0,0	1,70	1,0	8	1,50	1,50
28,0	0,0	1,70	1,0	8	2,00	2,00
28,0	0,0	1,70	1,0	8	2,50	2,50
28,0	0,0	1,70	1,0	8	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,9	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	25,0	6,8	25,0	6,8	31,8	1,5	16,7	4,5	21,2
0,0	25,0	10,2	25,0	10,2	35,3	1,5	16,7	6,8	23,5
0,0	25,0	13,6	25,0	13,6	38,7	1,5	16,7	9,1	25,8
0,0	25,0	17,1	25,0	17,1	42,1	1,5	16,7	11,4	28,0
0,0	25,0	20,5	25,0	20,5	45,5	1,5	16,7	13,6	30,3
					Prom.		16,7	9,1	25,8

9.1.5.2 Capacidad con condición Carga Muerta + Carga Viva Máxima Fsbm = 1.25

CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

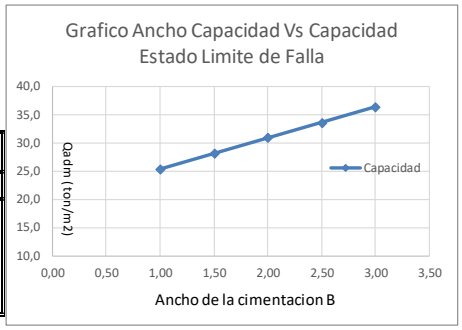
CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA)

F.S I=	1,25

* LIMITE DE FALLA

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
28,0	0,0	1,70	1,0	8	1,00	1,00
28,0	0,0	1,70	1,0	8	1,50	1,50
28,0	0,0	1,70	1,0	8	2,00	2,00
28,0	0,0	1,70	1,0	8	2,50	2,50
28,0	0,0	1,70	1,0	8	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72
1,7	1,7	14,72	25,80	16,72



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,9	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,9	0,6	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6

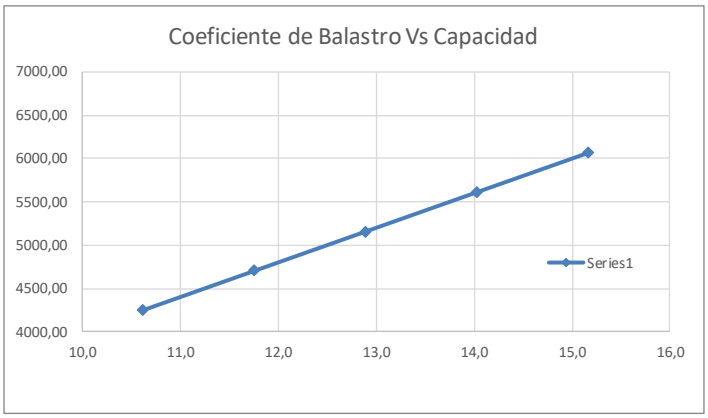
CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	25,0	6,8	25,0	6,8	31,8	1,3	20,0	5,5	25,5
0,0	25,0	10,2	25,0	10,2	35,3	1,3	20,0	8,2	28,2
0,0	25,0	13,6	25,0	13,6	38,7	1,3	20,0	10,9	30,9
0,0	25,0	17,1	25,0	17,1	42,1	1,3	20,0	13,6	33,7
0,0	25,0	20,5	25,0	20,5	45,5	1,3	20,0	16,4	36,4
					Prom.		20,0	10,9	**30,9**

9.1.6 Calculo Coeficiente de Balastro

Calculo Coeficiente de Balastro

Fórmula de Bowles

$$K_s = 40(F.S.)q_a \quad (KN/m^3) \quad \text{..... (ec.6)}$$



qa (ton/m2	Ks (KN/m3)	Ks (Kg/cm3)
10,6	4245,90	4,246
11,8	4700,60	4,701
12,9	5155,30	5,155
14,0	5609,99	5,610
15,2	6064,69	6,065

Calculo Coeficiente de Balastro
Capacidad Qadm Recomendada

Qadm = 9,0 ton/m2
Ks = 3600,00 (KN/m3)

Ks = 3,6 Kg/cm3

9.2 CIMENTACIÓN A 1.50 METROS DE PROFUNDIDAD

9.2.1 Parámetros para el diseño geotécnico

Para evaluar el parámetro de la resistencia al corte y a la compresión uniaxial de las capas de suelo, se utilizó el valor de N del ensayo SPT del estrato donde proyecta cimentar, según las correlaciones presentadas en las siguientes tablas, con el fin de obtener el valor del Angulo de fricción (°) a partir del N160:

Tabla 9. Correlaciones para estimar el Angulo de fricción a partir del ensayo SPT para suelos Granulares de los autores utilizados.

Correlación	Referencia
$\phi' = 23{,}7 + 0{,}57N_{60} - 0.0006(N_{60})^2$	Meyerhof, 1965
$\phi' = 27{,}1 + 0{,}30N_{60} - 0.00054(N_{60})^2$	Peck, Hanson & Thornburn, 1974
$\phi' = \tan^{-1}\left[\frac{N_{60}}{32{,}5}\right]^{0{,}34}$	Schmertmann, 1975
$\phi' = \sqrt{20N_{60}} + 20$	Hatanaka & Uchida, 1996

Tabla 10. Calculo Parámetros de resistencia de suelos para arcillas utilizando las correlaciones a partir del ensayo SPT.

OCR	N, golpes (SPT)	Qu (Kg/Cm2)	Descripción	Angulo de fricción (°)	E(Kg/cm2)
NC	<2	<0.25	Muy Blanda	0	3
NC	2-4	0.25 – 0.50	Blanda	0-2	30
NC	4-8	0.50 – 1.00	Media	2-4	40-990
NC	8-15	1.00 – 2.00	Compacta	4-6	90-200
>OCR	15-30	2.00 – 4.00	Muy compacta	6-12	200
<OCT	>30	>4.00	Dura	>14	

- NC -> Normalmente consolidado
- OCR-> Suelos Sobreconsolidados
- SPT -> Ensayos (ESTANDAR PENETREATION TEST)
- E. -> Módulo de Rigidez del suelo

Fuente: Fuente: Elaboración Propia basan en el Reglamento Colombiano de construcción Sismo Resistente, NSR-10 y las correlaciones de los autores Meyerhof, 1965, Peck, Hanson y Thornburn 1974, Hatanaka y Uchida 1996.

Tabla 11. Calculo Parámetros valores de resistencia de suelos arenosos utilizando las correlaciones a partir del ensayo SPT.

N, golpes (SPT)	Descripción	Valores Cr	Angulo de fricción (°)	E(Kg/cm2)
0-4	Poco Densa	0-15	28°	3
5-10	Densa	16-35	28°-30	30
11-30	Media	36-65	30°-36°	40-990
31-50	Compacta	68-85	36°-41°	500-1000
>50	Muy Densa	86-100	41°	>1000
E-> Modulo de Young Cr ->Compacidad Relativa				

Fuente: Fuente: Elaboración Propia basan en el Reglamento Colombiano de construcción Sismo Resistente, NSR-10 y las correlaciones de los autores Meyerhof, 1965, Peck, Hanson y Thornburn 1974, Hatanaka y Uchida 1996.

Parámetros de diseño:

- Se proponen realizar desplante para la cimentación a profundidad de: -1.50, profundidad en la cual contamos con un N de diseño de: 10 golpes.
- Para un N de diseño de 10 golpes, el ángulo de fricción según correlación será para el presente cálculo de 30°.
- Correlación parámetro de cohesión c (suelos Cohesivos):

Soil Type and SPT Blow Counts		Undisturbed Soil	
		Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils			
Very soft	(<2)	250	0
Soft	(2–4)	250–500	0
Firm	(4–8)	500–1,000	0
Stiff	(8–15)	1,000–2,000	0
Very stiff	(15–30)	2,000–4,000	0
Hard	(>30)	4,000	0
Cohesionless soils			
Loose	(<10)	0	28
Medium	(10–30)	0	28–30
Dense	(>30)	0	32
Intermediate soils			
Loose	(<10)	100	8
Medium	(10–30)	100–1,000	8–12
Dense	(>30)	1,000	12

9.2.2 Calculo capacidad De Soporte

CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

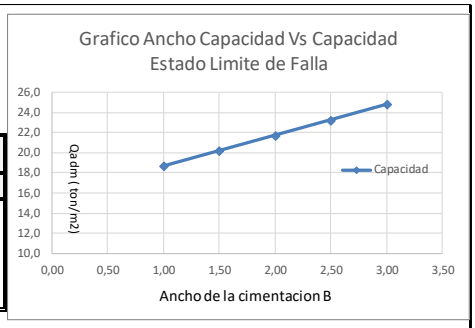
Cálculo de la capacidad de carga Df= 1,5 m

F.S I=	3,0

* LIMITE DE FALLA

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
30,0	0,0	1,70	1,5	10	1,00	1,00
30,0	0,0	1,70	1,5	10	1,50	1,50
30,0	0,0	1,70	1,5	10	2,00	2,00
30,0	0,0	1,70	1,5	10	2,50	2,50
30,0	0,0	1,70	1,5	10	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,2	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4BγNγ	qu1	qu2	qu3	F.S	qa1	qa2	qa3
0,0	46,9	9,1	46,9	9,1	56,1	3,0	15,6	3,0	18,7
0,0	46,9	13,7	46,9	13,7	60,6	3,0	15,6	4,6	20,2
0,0	46,9	18,3	46,9	18,3	65,2	3,0	15,6	6,1	21,7
0,0	46,9	22,9	46,9	22,9	69,8	3,0	15,6	7,6	23,3
0,0	46,9	27,4	46,9	27,4	74,3	3,0	15,6	9,1	24,8
					Prom.		15,64	6,09	21,73

9.2.3 Análisis de Asentamientos.

Los asentamientos de suelos encontrados en el proyecto tienen un período de respuesta más rápido y se producen en el momento del proceso de construcción, a continuación, calculo que capacidad por estado límite de servicio controlando asentamientos.

* LIMITE DE SERVICIO

Asentamiento para capacidad de carga recomendada

12,0	ton/m2

$$\rho i = \frac{5p}{(N - 1.5) * C_B}$$

B	factor	qa	Asentamiento	B	factor		Asentamiento
	CB	T/pie2	ρi		CB	Capacidad Recomendada	ρi < 2,54
(m)			cm	(m)		T/pie2	cm
1,00	1,00	1,74	**2,59**	1,70	1,00	1,115	**1,67**
1,50	0,95	1,88	**2,95**	1,70	0,95	1,115	**1,75**
2,00	0,90	2,02	**3,35**	1,70	0,90	1,115	**1,85**
2,50	0,85	2,16	**3,80**	1,70	0,85	1,115	**1,96**
3,00	0,8	2,30	**4,30**	1,70	0,8	1,115	**2,08**

9.2.4 Capacidad de carga específica (factores de seguridad indirectos según NSR10 H.4.7.1)

Tabla 12. Factores de Seguridad Indirectos F_{sicp} Mínimos

CONDICIÓN	F_{SICP} MINIMO DISEÑO
1. Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
2. Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
3. Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

Fuente: Reglamento Colombiano de construcción Sismo resistente, NSR-10, Titulo H, Tabla H.4.7-1.

9.2.4.1 Capacidad de soporte Condición No 1 Carga Muerta + Carga Viva Normal.

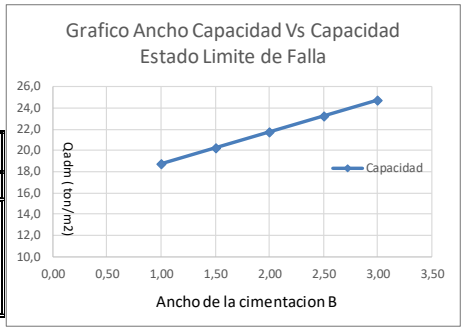
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA NORMAL) | F.S I= | 3,0 |

* LIMITE DE FALLA

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
30,0	0,0	1,70	1,5	10	1,00	1,00
30,0	0,0	1,70	1,5	10	1,50	1,50
30,0	0,0	1,70	1,5	10	2,00	2,00
30,0	0,0	1,70	1,5	10	2,50	2,50
30,0	0,0	1,70	1,5	10	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,2	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	46,9	9,1	46,9	9,1	56,1	3,0	15,6	3,0	18,7
0,0	46,9	13,7	46,9	13,7	60,6	3,0	15,6	4,6	20,2
0,0	46,9	18,3	46,9	18,3	65,2	3,0	15,6	6,1	21,7
0,0	46,9	22,9	46,9	22,9	69,8	3,0	15,6	7,6	23,3
0,0	46,9	27,4	46,9	27,4	74,3	3,0	15,6	9,1	24,8
					Prom.		15,6	6,1	21,7

9.2.4.2 Capacidad de soporte Condición No 2 Carga Muerta + Carga Viva Máxima

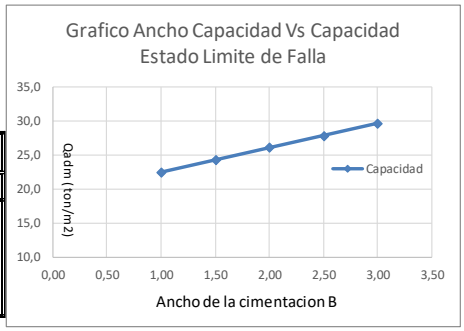
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA) | F.S I= | 2,5

* LIMITE DE FALLA

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
30,0	0,0	1,70	1,5	10	1,00	1,00
30,0	0,0	1,70	1,5	10	1,50	1,50
30,0	0,0	1,70	1,5	10	2,00	2,00
30,0	0,0	1,70	1,5	10	2,50	2,50
30,0	0,0	1,70	1,5	10	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,2	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	46,9	9,1	46,9	9,1	56,1	2,5	18,8	3,7	22,4
0,0	46,9	13,7	46,9	13,7	60,6	2,5	18,8	5,5	24,3
0,0	46,9	18,3	46,9	18,3	65,2	2,5	18,8	7,3	26,1
0,0	46,9	22,9	46,9	22,9	69,8	2,5	18,8	9,1	27,9
0,0	46,9	27,4	46,9	27,4	74,3	2,5	18,8	11,0	29,7
					Prom.		18,8	7,3	26,1

9.2.4.3 Capacidad de soporte Condición No 3 Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático

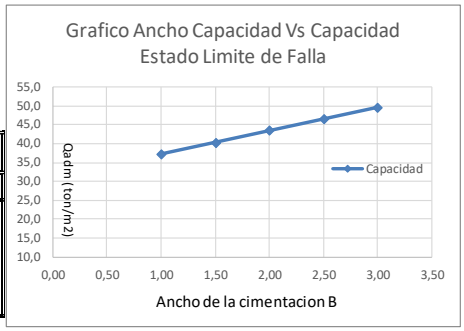
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA + SISMO) | F.S I= | 1,5

* LIMITE DE FALLA

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
30,0	0,0	1,70	1,5	10	1,00	1,00
30,0	0,0	1,70	1,5	10	1,50	1,50
30,0	0,0	1,70	1,5	10	2,00	2,00
30,0	0,0	1,70	1,5	10	2,50	2,50
30,0	0,0	1,70	1,5	10	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,2	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	46,9	9,1	46,9	9,1	56,1	1,5	31,3	6,1	37,4
0,0	46,9	13,7	46,9	13,7	60,6	1,5	31,3	9,1	40,4
0,0	46,9	18,3	46,9	18,3	65,2	1,5	31,3	12,2	43,5
0,0	46,9	22,9	46,9	22,9	69,8	1,5	31,3	15,2	46,5
0,0	46,9	27,4	46,9	27,4	74,3	1,5	31,3	18,3	49,6
					Prom.		31,3	12,2	43,5

9.2.5 Capacidad de carga específica (factores de seguridad directos según NSR10 H.2.4.3, H.2.4.4)

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

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

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

Fuente: Reglamento Colombiano de construcción Sismo resistente, NSR-10, Titulo H, Tabla H.4.7-1.

9.2.5.1 Capacidad con condición Carga Muerta + Carga Viva Normal Fsbm = 1.50

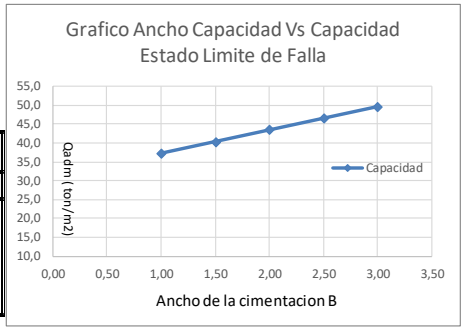
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA NORMAL) | F.S I= | 1,5 |

*** LIMITE DE FALLA**

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
30,0	0,0	1,70	1,5	10	1,00	1,00
30,0	0,0	1,70	1,5	10	1,50	1,50
30,0	0,0	1,70	1,5	10	2,00	2,00
30,0	0,0	1,70	1,5	10	2,50	2,50
30,0	0,0	1,70	1,5	10	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,2	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	46,9	9,1	46,9	9,1	56,1	1,5	31,3	6,1	37,4
0,0	46,9	13,7	46,9	13,7	60,6	1,5	31,3	9,1	40,4
0,0	46,9	18,3	46,9	18,3	65,2	1,5	31,3	12,2	43,5
0,0	46,9	22,9	46,9	22,9	69,8	1,5	31,3	15,2	46,5
0,0	46,9	27,4	46,9	27,4	74,3	1,5	31,3	18,3	49,6
					Prom.		31,3	12,2	43,5

9.2.5.2 Capacidad con condición Carga Muerta + Carga Viva Máxima Fsbm = 1.25

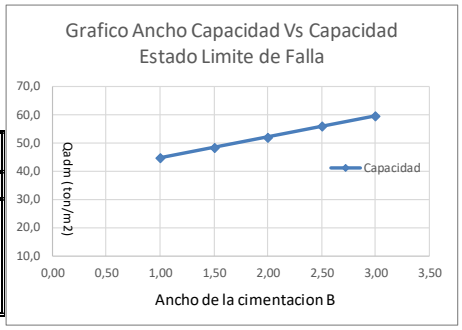
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA) | F.S I= | 1,25

* LIMITE DE FALLA

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
30,0	0,0	1,70	1,5	10	1,00	1,00
30,0	0,0	1,70	1,5	10	1,50	1,50
30,0	0,0	1,70	1,5	10	2,00	2,00
30,0	0,0	1,70	1,5	10	2,50	2,50
30,0	0,0	1,70	1,5	10	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40
1,7	2,55	18,40	30,14	22,40



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,2	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,2	1,1	1,0	1,0	1,0	0,6

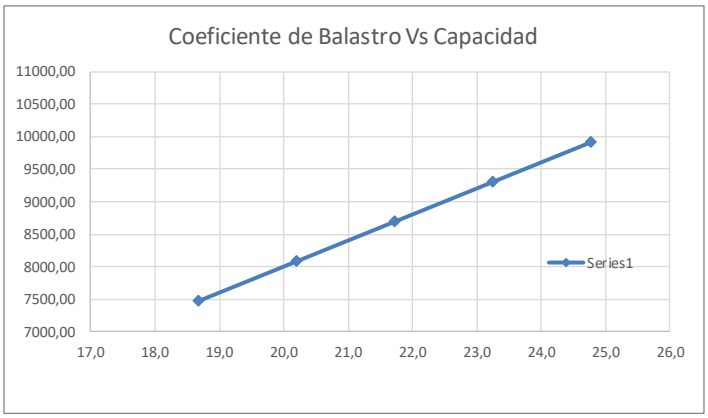
CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	46,9	9,1	46,9	9,1	56,1	1,3	37,5	7,3	44,9
0,0	46,9	13,7	46,9	13,7	60,6	1,3	37,5	11,0	48,5
0,0	46,9	18,3	46,9	18,3	65,2	1,3	37,5	14,6	52,2
0,0	46,9	22,9	46,9	22,9	69,8	1,3	37,5	18,3	55,8
0,0	46,9	27,4	46,9	27,4	74,3	1,3	37,5	21,9	59,5
					Prom.		37,5	14,6	52,2

9.2.6 Calculo Coeficiente de Balastro

Calculo Coeficiente de Balastro

Fórmula de Bowles

$$K_s = 40(F.S.)q_a \quad (KN/m^3) \quad \text{..... (ec.6)}$$



qa (ton/m2	Ks (KN/m3)	Ks (Kg/cm3)
18,7	7475,08	7,475
20,2	8084,42	8,084
21,7	8693,77	8,694
23,3	9303,12	9,303
24,8	9912,47	9,912

Calculo Coeficiente de Balastro
Capacidad Qadm Recomendada

Qadm = 12,0 ton/m2
Ks = 4800,00 (KN/m3)

Ks = 4,8 Kg/cm3

9.3 CIMENTACIÓN A 2.00 METROS DE PROFUNDIDAD

9.3.1 Parámetros para el diseño geotécnico

Para evaluar el parámetro de la resistencia al corte y a la compresión uniaxial de las capas de suelo, se utilizó el valor de N del ensayo SPT del estrato donde proyecta cimentar, según las correlaciones presentadas en las siguientes tablas, con el fin de obtener el valor del Angulo de fricción (°) a partir del N160:

Tabla 13. Correlaciones para estimar el Angulo de fricción a partir del ensayo SPT para suelos Granulares de los autores utilizados.

Correlación	Referencia
$\phi' = 23{,}7 + 0{,}57N_{60} - 0.0006(N_{60})^2$	Meyerhof, 1965
$\phi' = 27{,}1 + 0{,}30N_{60} - 0.00054(N_{60})^2$	Peck, Hanson & Thornburn, 1974
$\phi' = \tan^{-1}\left[\frac{N_{60}}{32{,}5}\right]^{0{,}34}$	Schmertmann, 1975
$\phi' = \sqrt{20N_{60}} + 20$	Hatanaka & Uchida, 1996

Tabla 14. Calculo Parámetros de resistencia de suelos para arcillas utilizando las correlaciones a partir del ensayo SPT.

OCR	N, golpes (SPT)	Qu (Kg/Cm2)	Descripción	Angulo de fricción (°)	E(Kg/cm2)
NC	<2	<0.25	Muy Blanda	0	3
NC	2-4	0.25 – 0.50	Blanda	0-2	30
NC	4-8	0.50 – 1.00	Media	2-4	40-990
NC	8-15	1.00 – 2.00	Compacta	4-6	90-200
>OCR	15-30	2.00 – 4.00	Muy compacta	6-12	200
<OCT	>30	>4.00	Dura	>14	

- NC -> Normalmente consolidado
- OCR-> Suelos Sobreconsolidados
- SPT -> Ensayos (ESTANDAR PENETREATION TEST)
- E. -> Módulo de Rigidez del suelo

Fuente: Fuente: Elaboración Propia basan en el Reglamento Colombiano de construcción Sismo Resistente, NSR-10 y las correlaciones de los autores Meyerhof, 1965, Peck, Hanson y Thornburn 1974, Hatanaka y Uchida 1996.

Tabla 15. Calculo Parámetros valores de resistencia de suelos arenosos utilizando las correlaciones a partir del ensayo SPT.

N, golpes (SPT)	Descripción	Valores Cr	Angulo de fricción (°)	E(Kg/cm2)
0-4	Poco Densa	0-15	28°	3
5-10	Densa	16-35	28°-30	30
11-30	Media	36-65	30°-36°	40-990
31-50	Compacta	68-85	36°-41°	500-1000
>50	Muy Densa	86-100	41°	>1000
E-> Modulo de Young Cr ->Compacidad Relativa				

Fuente: Fuente: Elaboración Propia basan en el Reglamento Colombiano de construcción Sismo Resistente, NSR-10 y las correlaciones de los autores Meyerhof, 1965, Peck, Hanson y Thornburn 1974, Hatanaka y Uchida 1996.

Parámetros de diseño:

- Se proponen realizar desplante para la cimentación a profundidad de: -2.00, profundidad en la cual contamos con un N de diseño de: 20 golpes.
- Para un N de diseño de 20 golpes, el ángulo de fricción según correlación será para el presente cálculo de 30°.
- Correlación parámetro de cohesión c (suelos Cohesivos):

Soil Type and SPT Blow Counts		Undisturbed Soil	
		Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils			
Very soft	(<2)	250	0
Soft	(2–4)	250–500	0
Firm	(4–8)	500–1,000	0
Stiff	(8–15)	1,000–2,000	0
Very stiff	(15–30)	2,000–4,000	0
Hard	(>30)	4,000	0
Cohesionless soils			
Loose	(<10)	0	28
Medium	(10–30)	0	28–30
Dense	(>30)	0	32
Intermediate soils			
Loose	(<10)	100	8
Medium	(10–30)	100–1,000	8–12
Dense	(>30)	1,000	12

9.3.2 Calculo capacidad De Soporte

CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

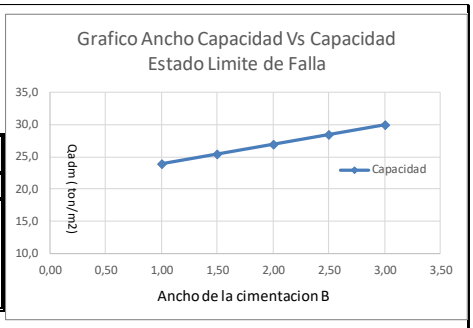
Cálculo de la capacidad de carga Df= **2,0 m**

F.S I=	3,0

*** LIMITE DE FALLA**

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
30,0	0,0	1,70	2,0	20	1,00	1,00
30,0	0,0	1,70	2,0	20	1,50	1,50
30,0	0,0	1,70	2,0	20	2,00	2,00
30,0	0,0	1,70	2,0	20	2,50	2,50
30,0	0,0	1,70	2,0	20	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA										
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4BγNγ	qu1	qu2	qu3	F.S	qa1	qa2	qa3
0,0	62,6	9,1	62,6	9,1	71,7	3,0	20,9	3,0	23,9
0,0	62,6	13,7	62,6	13,7	76,3	3,0	20,9	4,6	25,4
0,0	62,6	18,3	62,6	18,3	80,8	3,0	20,9	6,1	26,9
0,0	62,6	22,9	62,6	22,9	85,4	3,0	20,9	7,6	28,5
0,0	62,6	27,4	62,6	27,4	90,0	3,0	20,9	9,1	30,0
					Prom.		20,85	6,09	26,95

9.3.3 Análisis de Asentamientos.

Los asentamientos de suelos encontrados en el proyecto tienen un período de respuesta más rápido y se producen en el momento del proceso de construcción, a continuación, calculo que capacidad por estado límite de servicio controlando asentamientos.

*** LIMITE DE SERVICIO**

Asentamiento para capacidad de carga recomendada

25,0	ton/m2

$$\rho i = \frac{5p}{(N - 1.5) * C_B}$$

B	factor	qa	Asentamiento	B	factor		Asentamiento
	CB	T/pie2	ρi		CB	Capacidad Recomendada	ρi < 2,54
(m)			cm	(m)		T/pie2	cm
1,00	1,00	2,22	**1,52**	1,70	1,00	2,323	**1,59**
1,50	0,95	2,36	**1,71**	1,70	0,95	2,323	**1,68**
2,00	0,90	2,50	**1,91**	1,70	0,90	2,323	**1,77**
2,50	0,85	2,65	**2,14**	1,70	0,85	2,323	**1,88**
3,00	0,8	2,79	**2,39**	1,70	0,8	2,323	**1,99**

9.3.4 Capacidad de carga específica (factores de seguridad indirectos según NSR10 H.4.7.1)

Tabla 16. Factores de Seguridad Indirectos F_{sicp} Mínimos

CONDICIÓN	F_{SICP} MINIMO DISEÑO
1. Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
2. Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
3. Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

Fuente: Reglamento Colombiano de construcción Sismo resistente, NSR-10, Titulo H, Tabla H.4.7-1.

9.3.4.1 Capacidad de soporte Condición No 1 Carga Muerta + Carga Viva Normal.

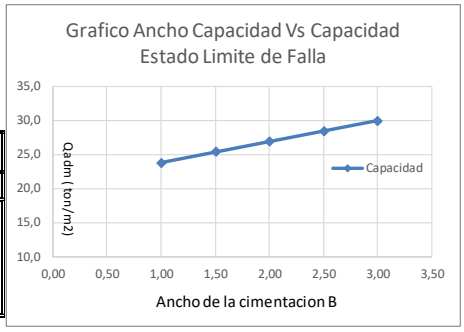
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA NORMAL) | F.S I= | 3,0 |

* LIMITE DE FALLA

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
30,0	0,0	1,70	2,0	20	1,00	1,00
30,0	0,0	1,70	2,0	20	1,50	1,50
30,0	0,0	1,70	2,0	20	2,00	2,00
30,0	0,0	1,70	2,0	20	2,50	2,50
30,0	0,0	1,70	2,0	20	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA										
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	62,6	9,1	62,6	9,1	71,7	3,0	20,9	3,0	23,9
0,0	62,6	13,7	62,6	13,7	76,3	3,0	20,9	4,6	25,4
0,0	62,6	18,3	62,6	18,3	80,8	3,0	20,9	6,1	26,9
0,0	62,6	22,9	62,6	22,9	85,4	3,0	20,9	7,6	28,5
0,0	62,6	27,4	62,6	27,4	90,0	3,0	20,9	9,1	30,0
					Prom.		20,9	6,1	26,9

9.3.4.2 Capacidad de soporte Condición No 2 Carga Muerta + Carga Viva Máxima

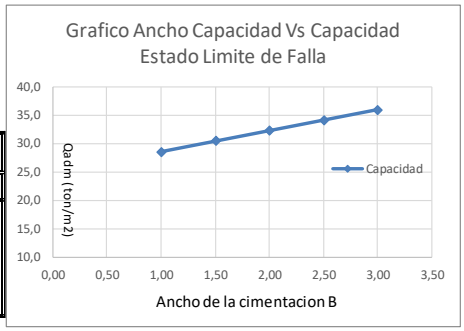
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA) | F.S I= | 2,5

* LIMITE DE FALLA

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
30,0	0,0	1,70	2,0	20	1,00	1,00
30,0	0,0	1,70	2,0	20	1,50	1,50
30,0	0,0	1,70	2,0	20	2,00	2,00
30,0	0,0	1,70	2,0	20	2,50	2,50
30,0	0,0	1,70	2,0	20	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	62,6	9,1	62,6	9,1	71,7	2,5	25,0	3,7	28,7
0,0	62,6	13,7	62,6	13,7	76,3	2,5	25,0	5,5	30,5
0,0	62,6	18,3	62,6	18,3	80,8	2,5	25,0	7,3	32,3
0,0	62,6	22,9	62,6	22,9	85,4	2,5	25,0	9,1	34,2
0,0	62,6	27,4	62,6	27,4	90,0	2,5	25,0	11,0	36,0
					Prom.		25,0	7,3	32,3

9.3.4.3 Capacidad de soporte Condición No 3 Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático

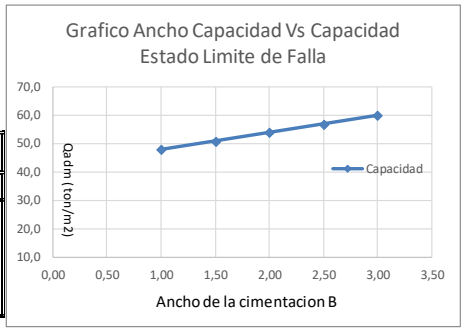
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA + SISMO) | F.S I= | 1,5

* LIMITE DE FALLA

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
30,0	0,0	1,70	2,0	20	1,00	1,00
30,0	0,0	1,70	2,0	20	1,50	1,50
30,0	0,0	1,70	2,0	20	2,00	2,00
30,0	0,0	1,70	2,0	20	2,50	2,50
30,0	0,0	1,70	2,0	20	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	62,6	9,1	62,6	9,1	71,7	1,5	41,7	6,1	47,8
0,0	62,6	13,7	62,6	13,7	76,3	1,5	41,7	9,1	50,8
0,0	62,6	18,3	62,6	18,3	80,8	1,5	41,7	12,2	53,9
0,0	62,6	22,9	62,6	22,9	85,4	1,5	41,7	15,2	56,9
0,0	62,6	27,4	62,6	27,4	90,0	1,5	41,7	18,3	60,0
					Prom.		41,7	12,2	53,9

9.3.5 Capacidad de carga específica (factores de seguridad directos según NSR10 H.2.4.3, H.2.4.4)

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

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

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

Fuente: Reglamento Colombiano de construcción Sismo resistente, NSR-10, Titulo H, Tabla H.4.7-1.

9.3.5.1 Capacidad con condición Carga Muerta + Carga Viva Normal Fsbm = 1.50

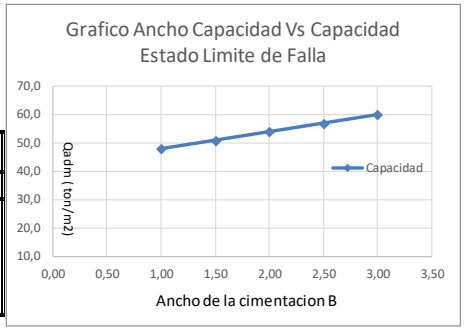
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA NORMAL) | **F.S I=** | **1,5**

*** LIMITE DE FALLA**

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
30,0	0,0	1,70	2,0	20	1,00	1,00
30,0	0,0	1,70	2,0	20	1,50	1,50
30,0	0,0	1,70	2,0	20	2,00	2,00
30,0	0,0	1,70	2,0	20	2,50	2,50
30,0	0,0	1,70	2,0	20	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6

CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	62,6	9,1	62,6	9,1	71,7	1,5	41,7	6,1	47,8
0,0	62,6	13,7	62,6	13,7	76,3	1,5	41,7	9,1	50,8
0,0	62,6	18,3	62,6	18,3	80,8	1,5	41,7	12,2	53,9
0,0	62,6	22,9	62,6	22,9	85,4	1,5	41,7	15,2	56,9
0,0	62,6	27,4	62,6	27,4	90,0	1,5	41,7	18,3	60,0
					Prom.		41,7	12,2	53,9

9.3.5.2 Capacidad con condición Carga Muerta + Carga Viva Máxima Fsbm = 1.25

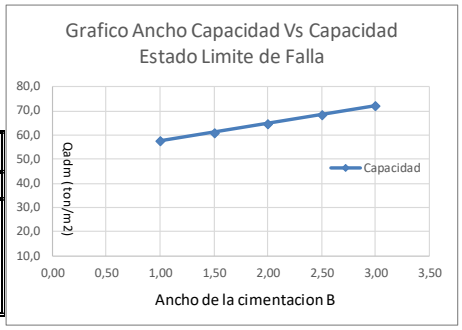
CALCULO CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA PARA Y CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS

CONDICION = (CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA) | F.S I= | 1,25

* LIMITE DE FALLA

PARAMETROS DE DISEÑO INICIALES						
Ø	c (t/m²)	γ_h (t/m³)	Df	N160	B	L
30,0	0,0	1,70	2,0	20	1,00	1,00
30,0	0,0	1,70	2,0	20	1,50	1,50
30,0	0,0	1,70	2,0	20	2,00	2,00
30,0	0,0	1,70	2,0	20	2,50	2,50
30,0	0,0	1,70	2,0	20	3,00	3,00

Factores Capacidad De Carga Meyerhof				
γ ef	q	Nq	Nc	Nγ
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40
1,7	3,4	18,40	30,14	22,40



FACTORES CORRECCIÓN DE CAPACIDAD								
FORMA			PROFUNDIDAD			FACTORES		
Fcs	Fqs	Fγs	Fcd	Fqd	Fγd	Fc	Fq	Fγ
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,4	1,3	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6
1,6	2,7	0,6	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0	0,6

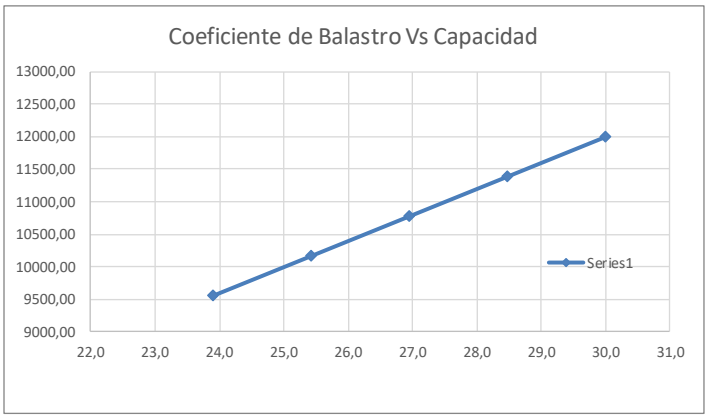
CAPACIDAD DE CARGA									
			CARGA ULTIMA Ton/m2				CARGA ADMISIBLE Ton/m2		
1.3c Nc	q Nq	0.4Bγ Nγ	qu1	qu2	qu3	F.S.I	qa1	qa2	qa3
0,0	62,6	9,1	62,6	9,1	71,7	1,3	50,1	7,3	57,4
0,0	62,6	13,7	62,6	13,7	76,3	1,3	50,1	11,0	61,0
0,0	62,6	18,3	62,6	18,3	80,8	1,3	50,1	14,6	64,7
0,0	62,6	22,9	62,6	22,9	85,4	1,3	50,1	18,3	68,3
0,0	62,6	27,4	62,6	27,4	90,0	1,3	50,1	21,9	72,0
					Prom.		50,1	14,6	64,7

9.3.6 Calculo Coeficiente de Balastro

Calculo Coeficiente de Balastro

Fórmula de Bowles

$$K_s = 40(F.S.)q_a \quad (KN/m^3) \quad \text{..... (ec.6)}$$



qa (ton/m2	Ks (KN/m3)	Ks (Kg/cm3)
23,9	9560,54	9,561
25,4	10169,88	10,170
26,9	10779,23	10,779
28,5	11388,58	11,389
30,0	11997,93	11,998

Calculo Coeficiente de Balastro
Capacidad Qadm Recomendada

Qadm = 25,0 ton/m2
Ks = 10000,00 (KN/m3)

Ks = 10 Kg/cm3

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 TIPO DE CIMENTACIÓN

Se recomienda como alternativa de Cimentación para el proyecto, el uso de Cimentación Aislada. Se sugieren diferentes profundidades de desplante de 1.00 m, 1.50 m y 2.00 m, a partir del primer nivel 0.

10.2 PROFUNDIDAD DE APOYO

Las profundidades recomendadas para la cimentación son de: -1.00 m, 1.50 m y -2.00 m.

10.3 PRESIONES ADMISIBLES

- La capacidad admisible recomendada a 1.00 m de profundidad es 9 Ton/m².
- La capacidad admisible recomendada a 1.50 m de profundidad es 12 Ton/m².
- La capacidad admisible recomendada a 2.00 m de profundidad es 25 Ton/m².

10.4 ASENTAMIENTOS CALCULADOS INCLUYENDO DIFERENCIALES

- Los asentamientos esperados a 1.00 m de profundidad son de 2.04 cm.
- Los asentamientos esperados a 1.50 m de profundidad son de 2.08 cm.
- Los asentamientos esperados a 2.00 m de profundidad son de 1.99 cm.

10.5 PERFIL DE SUELO PARA DISEÑO SISMORESISTENTE

El perfil de suelo es tipo D.

10.6 RECOMENDACIONES PARA MANEJO DE EXCAVACIONES

Se debe tener en cuenta que en todos los casos la excavación presentara diferencias, de este modo el supervisor podrá tomar medidas y decisiones de acuerdo a la comodidad, a manera de aminorar posibles riesgos en edificaciones vecinas y personal.

A continuación se detallan algunas recomendaciones a tener en cuenta según lo estipulado en la NSR10.

- Se debe disponer un sitio para desechar el material de las excavaciones y un camino para el acarreo del mismo. Estos materiales se deben depositar a no menos de 0.60 m del borde de la excavación.
- El apuntalamiento de las paredes de la excavación se realizará mínimo con tablones de madera o tableros metálicos, debidamente arriostrados mediante el uso de parales colocados en forma perpendicular a los tablones. Los parales poseen un

sistema de tornillo que permitirá realizar los ajustes requeridos en el apuntalamiento. A continuación se detalla el tipo de entibado y las recomendaciones necesarias:

- Se recomienda utilizar un tipo de entibado ligero, este tipo de entibado se recomienda utilizar hasta los 3 metros de profundidad, para profundidades mayores se deben utilizar entibados con tableros metálicos y previo análisis de estabilidad de los taludes. Tampoco se recomienda utilizar este tipo de entibado si hay solicitaciones de tráfico o si hay estructuras pesadas adyacentes a la zanja.

- Para llevar a cabo el apuntalamiento, se debe realizar la excavación en la totalidad de la profundidad y longitud según los requerimientos estructurales, en lo posible con retroexcavadora.

- Una vez terminada la excavación se empieza a entibar paralelamente las caras laterales de la zanja, con tablones de madera o metálicos dispuestos en la pared vertical, trabadas en el sentido horizontal y transversal de la zanja por los puntales metálicos que garanticen mayor resistencia.

En el momento de la ejecución de las obras es necesario programar las actividades de tal manera que las excavaciones permanezcan abiertas el menor tiempo posible con el fin de evitar la degradación de las propiedades del suelo de fundación. Si una vez alcanzada la profundidad de cimentación se encuentra materia orgánica, rellenos de basura y/o desechos de construcción, es necesario retirarlos en su totalidad y reemplazarlos por material seleccionado debidamente compactado.

10.7 RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN. SISTEMA CONSTRUCTIVO (H.2.2.2)

Se deben evitar infiltraciones exteriores por aguas lluvias que alteren las condiciones de humedad del suelo. Las zonas verdes que se proyecten deben poseer bermas y sistemas de evacuación rápida de aguas para evitar infiltración que altere la humedad del suelo.

Los materiales de relleno de las excavaciones para la cimentación deberán ser de características granulares para evitar la saturación por ascensión capilar desde el nivel de aguas freáticas que se puedan presentar en las edificaciones vecinas.

10.8 MANEJO DE NIVELES FREÁTICOS

- Para el manejo de los niveles freáticos que se puedan encontrar, se deben implementar pozos de achique o de abatimiento de niveles freáticos, mediante la implementación de tubos de concreto prefabricados ranurados, desde estos pozos se debe bombear las aguas captadas por las zanjas y el pozo, hasta los sistemas de alcantarillado. Se debe garantizar un bombeo continuo para mantener en buenas condiciones las excavaciones.

10.9 RECOMENDACIONES GENERALES

- En caso de implementar rellenos para nivelación y adecuación del lote, se debe retirar toda la capa vegetal. Los materiales a emplear para estos rellenos deben ser seleccionados o materiales de recebo compactados en capas no mayores a 25cm al 95% del proctor modificado de dicho material.

- Se recomienda que durante el proceso de instalación de las cimentaciones se debe hacer un seguimiento por parte de una persona idónea, para verificar la presencia o continuidad de los rellenos y aprobar los horizontes adecuados de cimentación.

10.10 LIMITACIONES

Los resultados obtenidos en esta caracterización geotécnica, al igual que las recomendaciones, están basados en la información suministrada por los proyectistas, respecto a la posible tipología estructural del proyecto, condiciones geológicas y propiedades geomecánicas del perfil del suelo explorado mediante pruebas de campo y laboratorio.

Cualquier modificación a la tipología referida tanto en altura como en área en planta, implicará nuevas condiciones de interacción suelo-estructura, por lo cual será necesario introducir las variables de ajuste o profundización al estudio de suelos; e incluso aumentar la profundidad de exploración y número de sondeos, de acuerdo con los parámetros respectivos de la NSR-10.
El procedimiento constructivo de la cimentación, al igual que el piso de fundación, el manejo de drenaje y la adecuación de rellenos de nivelación; deberán ser aprobados por un ingeniero con experiencia. Lo anterior mediante visitas concertadas con los proyectistas y constructores.

ANEXOS

REGISTRO DE CAMPO

PROYECTO: ***Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.***

CLIENTE: Municipio De San Vicente De Chucurí.
DIRECCIÓN: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.

LOCALIZACIÓN GENERAL



Fuente: INDECONSTRU SAS

SONDEO No 1. **DESCRIPCIÓN**
Sondeo Realizado a Profundidad de 6,00 metros .

SONDEO No 2. **DESCRIPCIÓN**
Sondeo Realizado a Profundidad de 6,00 metros .

SONDEO No 3. **DESCRIPCIÓN**
Sondeo Realizado a Profundidad de 6,00 metros .

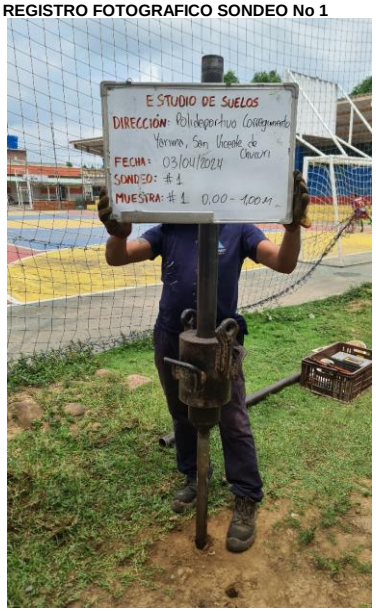
Localizacion de Sondeos



SONDEO No 1.

PROFUNDIDAD	6"	12"	18"	DESCRIPCIÓN
0.0 A 0.5 MTS	1	2	2	Material Areno Limoso.
0.5 A 1.0 MTS	4	7	7	
1.0 A 1.5 MTS	4	5	6	Material Areno Limoso.
1.5 A 2.0 MTS	6	10	15	
2.0 A 2.5 MTS	14	14	15	Material Areno Limoso.
2.5 A 3.0 MTS	16	17	19	
3.0 A 3.5 MTS	20	21	23	Material Areno Limoso.
3,50 A 4,0 MTS	24	25	27	
4,0 A 4.5 MTS	31	32	35	Material Areno Limoso.
4.5 A 5,0 MTS	36	37	39	
5,0 A 5,50 MTS	40	42	44	Material Areno Limoso.
5,50 A 6,0 MTS	47	47	50	

REGISTRO FOTOGRAFICO SONDEO No 1





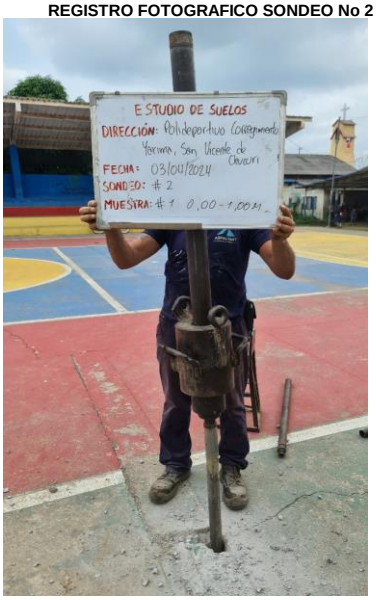




SONDEO No 2.

PROFUNDIDAD	6"	12"	18"	DESCRIPCIÓN
0.0 A 0.5 MTS	3	4	5	Material Areno Limoso.
0.5 A 1.0 MTS	5	7	8	
1.0 A 1.5 MTS	9	10	12	Material Areno Limoso.
1.5 A 2.0 MTS	13	15	15	
2.0 A 2.5 MTS	16	17	19	Material Areno Limoso.
2.5 A 3.0 MTS	19	19	20	
3.0 A 3.5 MTS	21	22	24	Material Areno Limoso.
3,50 A 4,0 MTS	24	25	28	
4,0 A 4.5 MTS	29	33	34	Material Areno Limoso.
4.5 A 5,0 MTS	36	37	39	
5,0 A 5,50 MTS	41	42	44	Material Areno Limoso.
5,50 A 6,0 MTS	45	46	50	

REGISTRO FOTOGRAFICO SONDEO No 2









SONDEO No 3.

PROFUNDIDAD	6"	12"	18"	DESCRIPCIÓN
0.0 A 0.5 MTS	2	2	2	Material Areno Limoso.
0.5 A 1.0 MTS	1	3	4	
1.0 A 1.5 MTS	10	11	7	Material Areno Limoso.
1.5 A 2.0 MTS	11	12	14	
2.0 A 2.5 MTS	15	15	15	Material Areno Limoso.
2.5 A 3.0 MTS	16	18	19	
3.0 A 3.5 MTS	19	21	23	Material Areno Limoso.
3,50 A 4,0 MTS	24	25	26	
4,0 A 4.5 MTS	29	31	34	Material Areno Limoso.
4.5 A 5,0 MTS	35	38	39	
5,0 A 5,50 MTS	40	42	45	Material Areno Limoso.
5,50 A 6,0 MTS	46	48	50	

REGISTRO FOTOGRAFICO SONDEO No 3









ANEXOS

DE LABORATORIOS

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CLASIFICACIÓN
LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN
I.N.V E - 122 - E - 123 - E - 125 - E - 126

IDT-FL-001

PROYECTO: Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

CLIENTE: Municipio De San Vicente De Chucurí.

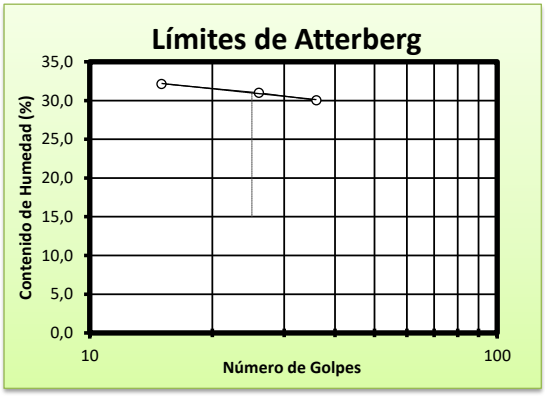
LOCALIZACION: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.

ABSCISA N/A
SONDEO : 1
MUESTRA : 1
PROF. 0,00 - 1,00 M
FECHA: 10 - 04 - 2024

CONTENIDO DE HUMEDAD (%)						
PROFUNDIDAD (m)	0 a 1					
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	1.068,0					
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	972,0					
PESO RECIPIENTE (gr)	34,8					
PESO AGUA (gr)	96,0					
PESO SUELO SECO (gr)	937,2					
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	**10,2**					

LÍMITES DE CONSISTENCIA

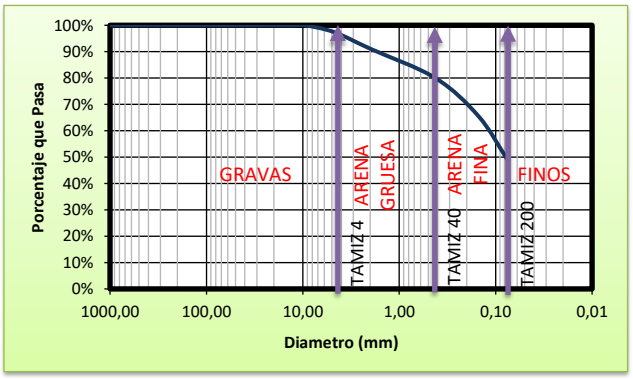
LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	1	2	3
No GOLPES	15	26	36
RECIP. No.	119	118	117
PESO DE RECIP. + S.H.	42,68	40,64	42,46
PESO DE RECIP. + S.S.	34,38	32,91	34,6
PESO RECIPIENTE	8,57	7,99	8,43
PESO AGUA	8,30	7,73	7,86
PESO SUELO SECO	25,81	24,92	26,17
% HUMEDAD	**32,16**	**31,02**	**30,03**



LÍMITE PLÁSTICO		
RECIP. No.	116	141
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	15,40	15,43
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	13,94	13,95
PESO RECIPIENTE (gr)	8,04	7,92
PESO AGUA (gr)	1,46	1,48
PESO SUELO SECO (gr)	5,90	6,03
% HUMEDAD	24,75	24,54

GRADACIÓN

Peso inicial:	264,39	gr	Peso final:	136,00	gr
Tamiz (plg)	Tamiz (mm)	Peso (gr)	% Reten.	% Ret.Acum	% Pasa
3"	76,10	0,0			
2 ½"	64,00	0,0			100,0%
2"	50,80	0,0			100,0%
1 ½"	38,10	0,0			100,0%
1"	25,40	0,0			100,0%
3/4"	19,00	0,0			100,0%
1/2"	12,70	0,0			
3/8"	9,51	0,0			100,0%
4	4,76	6,8	2,6%	2,6%	97,4%
8	2,38	0,0			
10	2,00	16,7	6,3%	8,9%	91,1%
12	1,68	0,0			
16	1,19	0,0			
30	0,59	0,0			
40	0,42	29,5	11,2%	20,0%	80,0%
50	0,30	0,0			
80	0,18	0,0			
100	0,15	38,4			
200	0,07	44,6	16,9%	51,4%	48,6%
Pasa 200		128,4	48,6%	100,0%	0,0%
Total		264,4			



RESULTADOS

LIMITES DE ATTEMBERG	
Límite Líquido (%)	31,0
Límite Plástico (%)	24,6
Índice Plastico (%)	6,3

GRADACIÓN		CLASIFICACIÓN	
Gravas	2,6%	Índice de Grupo	1
Arenas	48,9%	A.A.S.H.T.O.	A - 4
Finos	48,6%	U.S.C	SM
Cu =	8,24		
Cc =	1,09		

OBSERVACIONES:

OSCAR MANUEL DUARTE SANCHEZ
Ingeniero Civil Mat. Prof No.
68202274217 STD
APROBÓ

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CLASIFICACION
LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN
I.N.V E - 122 - E - 123 - E - 125 - E - 126

IDT-FL-001

PROYECTO: Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

CLIENTE: Municipio De San Vicente De Chucurí.

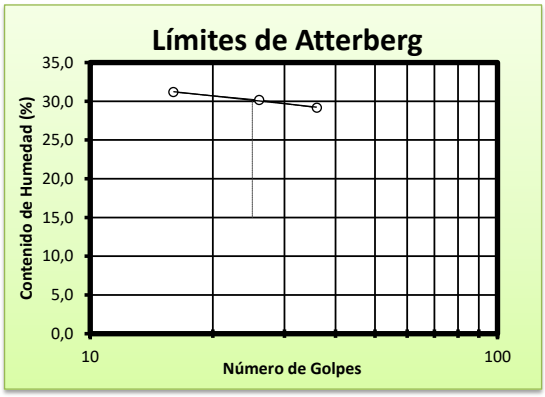
LOCALIZACION: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.

ABSCISA	N/A
SONDEO :	1
MUESTRA :	2
PROF.	1,00 - 2,00 M
FECHA:	10 - 04 - 2024

CONTENIDO DE HUMEDAD (%)						
PROFUNDIDAD (m)	0 a 1					
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	656,0					
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	590,0					
PESO RECIPIENTE (gr)	39,4					
PESO AGUA (gr)	66,0					
PESO SUELO SECO (gr)	550,6					
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	**12,0**					

LÍMITES DE CONSISTENCIA

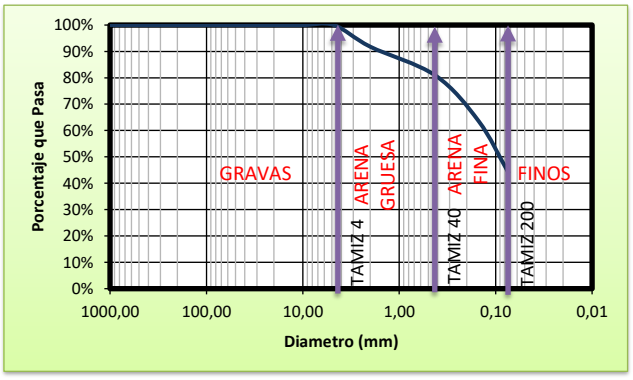
LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	1	2	3
No GOLPES	16	26	36
RECIP. No.	114	113	112
PESO DE RECIP. + S.H.	40,37	36,35	42,61
PESO DE RECIP. + S.S.	32,85	29,9	34,94
PESO RECIPIENTE	8,74	8,52	8,64
PESO AGUA	7,52	6,45	7,67
PESO SUELO SECO	24,11	21,38	26,30
% HUMEDAD	**31,19**	**30,17**	**29,16**



LÍMITE PLÁSTICO		
RECIP. No.	111	141
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	15,23	15,95
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	13,80	14,51
PESO RECIPIENTE (gr)	7,94	8,52
PESO AGUA (gr)	1,43	1,44
PESO SUELO SECO (gr)	5,86	5,99
% HUMEDAD	24,40	24,04

GRADACIÓN

Peso inicial:	220,49	gr	Peso final:	123,20	gr
Tamiz (plg)	Tamiz (mm)	Peso (gr)	% Reten.	% Ret.Acum	% Pasa
3"	76,10	0,0			
2 ½"	64,00	0,0			100,0%
2"	50,80	0,0			100,0%
1 ½"	38,10	0,0			100,0%
1"	25,40	0,0			100,0%
3/4"	19,00	0,0			100,0%
1/2"	12,70	0,0			
3/8"	9,51	0,0			100,0%
4	4,76	0,0			100,0%
8	2,38	0,0			
10	2,00	18,1	8,2%	8,2%	91,8%
12	1,68	0,0			
16	1,19	0,0			
30	0,59	0,0			
40	0,42	24,2	11,0%	19,2%	80,8%
50	0,30	0,0			
80	0,18	0,0			
100	0,15	38,1			
200	0,07	42,8	19,4%	55,9%	44,1%
Pasa 200		97,3	44,1%	100,0%	0,0%
Total		220,5			



RESULTADOS

LIMITES DE ATTEMBERG	
Límite Líquido (%)	30,1
Límite Plástico (%)	24,2
Índice Plastico (%)	5,9

GRADACIÓN	
Gravas	0,0%
Arenas	55,9%
Finos	44,1%
Cu =	8,12
Cc =	1,11

CLASIFICACIÓN	
Índice de Grupo	0
A.A.S.H.T.O.	A - 4
U.S.C	SM

OBSERVACIONES:

OSCAR MANUEL DUARTE SANCHEZ
Ingeniero Civil Mat. Prof No.
68202274217 STD
APROBÓ

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CLASIFICACION
LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN
I.N.V E - 122 - E - 123 - E - 125 - E - 126

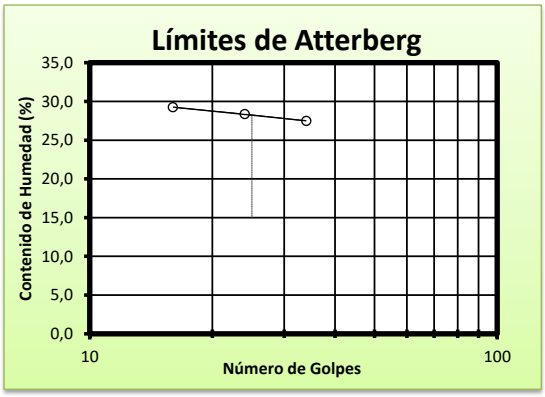
IDT-FL-001

PROYECTO:	**Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.**	**ABSCISA**	N/A
		SONDEO :	1
		MUESTRA :	3
CLIENTE:	**Municipio De San Vicente De Chucurí.**	**PROF.**	2,00 - 3,00 M
LOCALIZACION:	**Polideportivo Del Corregimiento Yarima.**	**FECHA:**	10 - 04 - 2024

CONTENIDO DE HUMEDAD (%)						
PROFUNDIDAD (m)	**0 a 1**					
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	1.001,0					
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	878,0					
PESO RECIPIENTE (gr)	33,7					
PESO AGUA (gr)	123,0					
PESO SUELO SECO (gr)	844,3					
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	**14,6**					

LÍMITES DE CONSISTENCIA

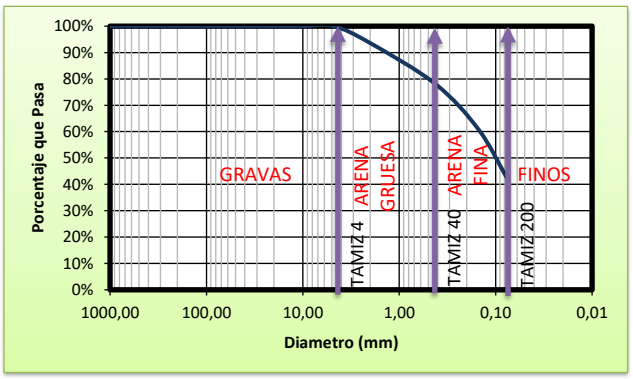
LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	**1**	**2**	**3**
No GOLPES	16	24	34
RECIP. No.	109	108	107
PESO DE RECIP. + S.H.	40,21	35,75	33,56
PESO DE RECIP. + S.S.	33,02	29,59	28,09
PESO RECIPIENTE	8,43	7,87	8,18
PESO AGUA	7,19	6,16	5,47
PESO SUELO SECO	24,59	21,72	19,91
% HUMEDAD	**29,24**	**28,36**	**27,47**



LÍMITE PLÁSTICO		
RECIP. No.	**106**	**141**
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	16,01	16,13
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	14,61	14,69
PESO RECIPIENTE (gr)	8,45	8,32
PESO AGUA (gr)	1,40	1,44
PESO SUELO SECO (gr)	6,16	6,37
% HUMEDAD	22,73	22,61

GRADACIÓN

Peso inicial:	**253,90**	**gr**	Peso final:	**148,50**	**gr**
Tamiz (plg)	Tamiz (mm)	Peso (gr)	% Reten.	% Ret.Acum	% Pasa
3"	76,10	0,0			
2 ½"	64,00	0,0			100,0%
2"	50,80	0,0			100,0%
1 ½"	38,10	0,0			100,0%
1"	25,40	0,0			100,0%
3/4"	19,00	0,0			100,0%
1/2"	12,70	0,0			
3/8"	9,51	0,0			100,0%
4	4,76	0,0			100,0%
8	2,38	0,0			
10	2,00	16,3	6,4%	6,4%	93,6%
12	1,68	0,0			
16	1,19	0,0			
30	0,59	0,0			
40	0,42	39,5	15,6%	22,0%	78,0%
50	0,30	0,0			
80	0,18	0,0			
100	0,15	43,9			
200	0,07	48,8	19,2%	58,5%	41,5%
Pasa 200		105,4	41,5%	100,0%	0,0%
Total		253,9			



RESULTADOS

LIMITES DE ATTEMBERG	
Límite Líquido (%)	28,2
Límite Plástico (%)	22,7
Índice Plastico (%)	5,5

GRADACIÓN		CLASIFICACIÓN	
Gravas	0,0%	**Índice de Grupo**	0
Arenas	58,5%	**A.A.S.H.T.O.**	A - 4
Finos	41,5%	**U.S.C**	SM
Cu =	8,25		
Cc =	1,09		

OBSERVACIONES:

OSCAR MANUEL DUARTE SANCHEZ
Ingeniero Civil Mat. Prof No.
68202274217 STD
APROBÓ

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CLASIFICACIÓN
LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN
I.N.V E - 122 - E - 123 - E - 125 - E - 126

IDT-FL-001

PROYECTO: Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

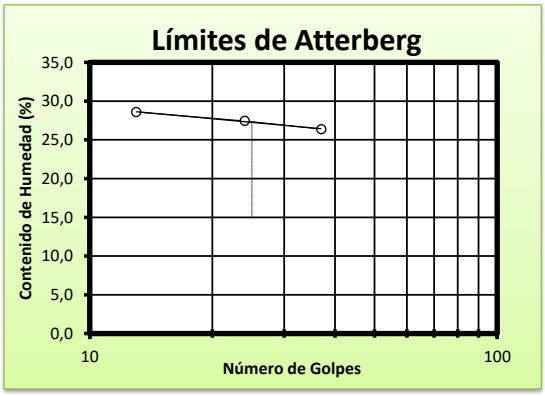
ABSCISA N/A
SONDEO : 1
MUESTRA : 4
PROF. 3,00 - 4,00 M
FECHA: 10 - 04 - 2024

CLIENTE: Municipio De San Vicente De Chucurí.
LOCALIZACION: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.

CONTENIDO DE HUMEDAD (%)						
PROFUNDIDAD (m)	0 a 1					
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	1.097,0					
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	947,0					
PESO RECIPIENTE (gr)	33,0					
PESO AGUA (gr)	150,0					
PESO SUELO SECO (gr)	914,0					
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	**16,4**					

LÍMITES DE CONSISTENCIA

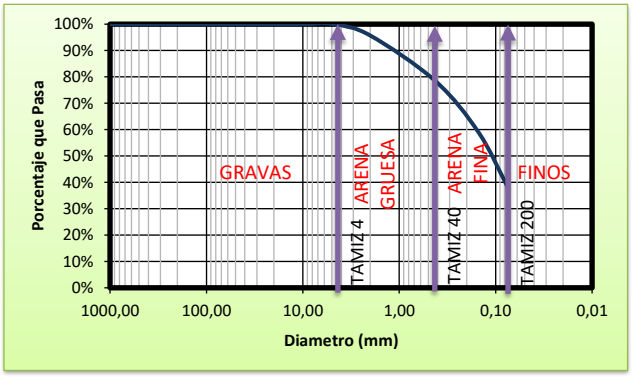
LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	1	2	3
No GOLPES	13	24	37
RECIP. No.	104	103	102
PESO DE RECIP. + S.H.	34,71	33,16	36,99
PESO DE RECIP. + S.S.	28,88	27,68	31,05
PESO RECIPIENTE	8,49	7,71	8,53
PESO AGUA	5,83	5,48	5,94
PESO SUELO SECO	20,39	19,97	22,52
% HUMEDAD	**28,59**	**27,44**	**26,38**



LÍMITE PLÁSTICO		
RECIP. No.	101	141
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	14,85	16,16
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	13,60	14,73
PESO RECIPIENTE (gr)	7,67	8,65
PESO AGUA (gr)	1,25	1,43
PESO SUELO SECO (gr)	5,93	6,08
% HUMEDAD	21,08	23,52

GRADACIÓN

Peso inicial:	228,33	gr	Peso final:	142,00	gr
Tamiz (plg)	Tamiz (mm)	Peso (gr)	% Reten.	% Ret.Acum	% Pasa
3"	76,10	0,0			
2 ½"	64,00	0,0			100,0%
2"	50,80	0,0			100,0%
1 ½"	38,10	0,0			100,0%
1"	25,40	0,0			100,0%
3/4"	19,00	0,0			100,0%
1/2"	12,70	0,0			
3/8"	9,51	0,0			100,0%
4	4,76	0,0			100,0%
8	2,38	0,0			
10	2,00	9,8	4,3%	4,3%	95,7%
12	1,68	0,0			
16	1,19	0,0			
30	0,59	0,0			
40	0,42	39,6	17,3%	21,6%	78,4%
50	0,30	0,0			
80	0,18	0,0			
100	0,15	44,5			
200	0,07	48,1	21,1%	62,2%	37,8%
Pasa 200		86,3	37,8%	100,0%	0,0%
Total		228,3			



RESULTADOS

LIMITES DE ATTEMBERG	
Límite Líquido (%)	27,2
Límite Plástico (%)	22,3
Índice Plastico (%)	4,9

GRADACIÓN		CLASIFICACIÓN	
Gravas	0,0%	Índice de Grupo	0
Arenas	62,2%	A.A.S.H.T.O.	A - 4
Finos	37,8%	U.S.C	SM
Cu =	7,75		
Cc =	1,16		

OBSERVACIONES:

OSCAR MANUEL DUARTE SANCHEZ
Ingeniero Civil Mat. Prof No.
68202274217 STD
APROBÓ

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CLASIFICACIÓN
LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN
I.N.V E - 122 - E - 123 - E - 125 - E - 126

IDT-FL-001

PROYECTO: Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

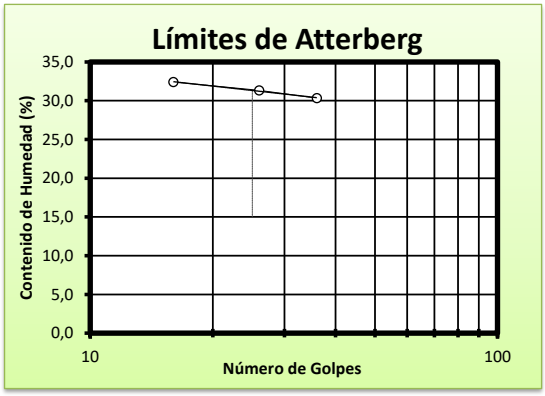
ABSCISA N/A
SONDEO : 2
MUESTRA : 1
PROF. 0,00 - 1,00 M
FECHA: 10 - 04 - 2024

CLIENTE: Municipio De San Vicente De Chucurí.
LOCALIZACION: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.

CONTENIDO DE HUMEDAD (%)						
PROFUNDIDAD (m)	0 a 1					
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	452,0					
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	415,0					
PESO RECIPIENTE (gr)	38,8					
PESO AGUA (gr)	37,0					
PESO SUELO SECO (gr)	376,2					
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	**9,8**					

LÍMITES DE CONSISTENCIA

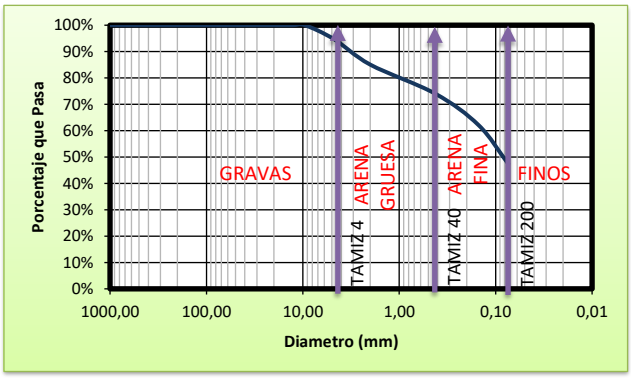
LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	1	2	3
No GOLPES	16	26	36
RECIP. No.	109	108	107
PESO DE RECIP. + S.H.	40,17	40,25	41,47
PESO DE RECIP. + S.S.	32,4	32,52	33,72
PESO RECIPIENTE	8,43	7,85	8,17
PESO AGUA	7,77	7,73	7,75
PESO SUELO SECO	23,97	24,67	25,55
% HUMEDAD	**32,42**	**31,33**	**30,33**



LÍMITE PLÁSTICO		
RECIP. No.	106	141
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	15,83	15,89
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	14,35	14,37
PESO RECIPIENTE (gr)	8,46	8,31
PESO AGUA (gr)	1,48	1,52
PESO SUELO SECO (gr)	5,89	6,06
% HUMEDAD	25,13	25,08

GRADACIÓN

Peso inicial:	269,60	gr	Peso final:	141,80	gr
Tamiz (plg)	Tamiz (mm)	Peso (gr)	% Reten.	% Ret.Acum	% Pasa
3"	76,10	0,0			
2 ½"	64,00	0,0			100,0%
2"	50,80	0,0			100,0%
1 ½"	38,10	0,0			100,0%
1"	25,40	0,0			100,0%
3/4"	19,00	0,0			100,0%
1/2"	12,70	0,0			
3/8"	9,51	0,0			100,0%
4	4,76	14,2	5,3%	5,3%	94,7%
8	2,38	0,0			
10	2,00	26,1	9,7%	14,9%	85,1%
12	1,68	0,0			
16	1,19	0,0			
30	0,59	0,0			
40	0,42	29,9	11,1%	26,0%	74,0%
50	0,30	0,0			
80	0,18	0,0			
100	0,15	32,1			
200	0,07	39,5	14,7%	52,6%	47,4%
Pasa 200		127,8	47,4%	100,0%	0,0%
Total		269,6			



RESULTADOS

LIMITES DE ATTEMBERG	
Límite Líquido (%)	31,3
Límite Plástico (%)	25,1
Índice Plastico (%)	6,2

GRADACIÓN		CLASIFICACIÓN	
Gravas	5,3%	Índice de Grupo	1
Arenas	47,3%	A.A.S.H.T.O.	A - 4
Finos	47,4%	U.S.C	SM
Cu =	8,93		
Cc =	1,01		

OBSERVACIONES:

OSCAR MANUEL DUARTE SANCHEZ
Ingeniero Civil Mat. Prof No.
68202274217 STD
APROBÓ

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CLASIFICACIÓN
LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN
I.N.V E - 122 - E - 123 - E - 125 - E - 126

IDT-FL-001

PROYECTO: Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

CLIENTE: Municipio De San Vicente De Chucurí.

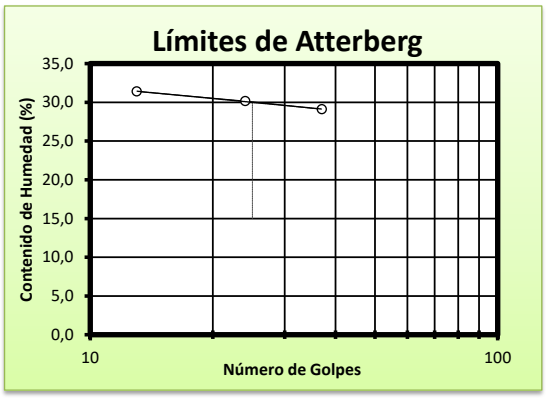
LOCALIZACION: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.

ABSCISA N/A
SONDEO : 2
MUESTRA : 2
PROF. 1,00 - 2,00 M
FECHA: 10 - 04 - 2024

CONTENIDO DE HUMEDAD (%)						
PROFUNDIDAD (m)	0 a 1					
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	473,0					
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	427,0					
PESO RECIPIENTE (gr)	34,6					
PESO AGUA (gr)	46,0					
PESO SUELO SECO (gr)	392,4					
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	**11,7**					

LÍMITES DE CONSISTENCIA

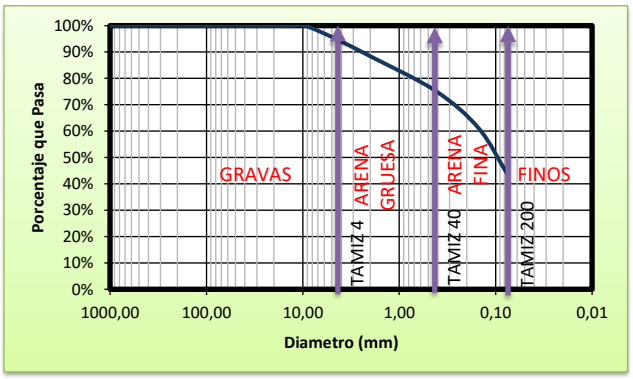
LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	1	2	3
No GOLPES	13	24	37
RECIP. No.	104	103	102
PESO DE RECIP. + S.H.	32,82	31,36	40,85
PESO DE RECIP. + S.S.	27	25,88	33,56
PESO RECIPIENTE	8,47	7,7	8,51
PESO AGUA	5,82	5,48	7,29
PESO SUELO SECO	18,53	18,18	25,05
% HUMEDAD	**31,41**	**30,14**	**29,10**



LÍMITE PLÁSTICO		
RECIP. No.	101	141
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	15,25	16,06
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	13,76	14,63
PESO RECIPIENTE (gr)	7,67	8,66
PESO AGUA (gr)	1,49	1,43
PESO SUELO SECO (gr)	6,09	5,97
% HUMEDAD	24,47	23,95

GRADACIÓN

Peso inicial:	219,85	gr	Peso final:	125,10	gr
Tamiz (plg)	Tamiz (mm)	Peso (gr)	% Reten.	% Ret.Acum	% Pasa
3"	76,10	0,0			
2 ½"	64,00	0,0			100,0%
2"	50,80	0,0			100,0%
1 ½"	38,10	0,0			100,0%
1"	25,40	0,0			100,0%
3/4"	19,00	0,0			100,0%
1/2"	12,70	0,0			
3/8"	9,51	0,0			100,0%
4	4,76	10,3	4,7%	4,7%	95,3%
8	2,38	0,0			
10	2,00	15,2	6,9%	11,6%	88,4%
12	1,68	0,0			
16	1,19	0,0			
30	0,59	0,0			
40	0,42	28,9	13,1%	24,7%	75,3%
50	0,30	0,0			
80	0,18	0,0			
100	0,15	31,2			
200	0,07	39,5	18,0%	56,9%	43,1%
Pasa 200		94,8	43,1%	100,0%	0,0%
Total		219,9			



RESULTADOS

LIMITES DE ATTEMBERG	
Límite Líquido (%)	30,0
Límite Plástico (%)	24,2
Índice Plastico (%)	5,8

GRADACIÓN		CLASIFICACIÓN	
Gravas	4,7%	Índice de Grupo	0
Arenas	52,2%	A.A.S.H.T.O.	A - 4
Finos	43,1%	U.S.C	SM
Cu =	8,47		
Cc =	1,06		

OBSERVACIONES:

OSCAR MANUEL DUARTE SANCHEZ
Ingeniero Civil Mat. Prof No.
68202274217 STD
APROBÓ

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CLASIFICACION
LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN
I.N.V E - 122 - E - 123 - E - 125 - E - 126

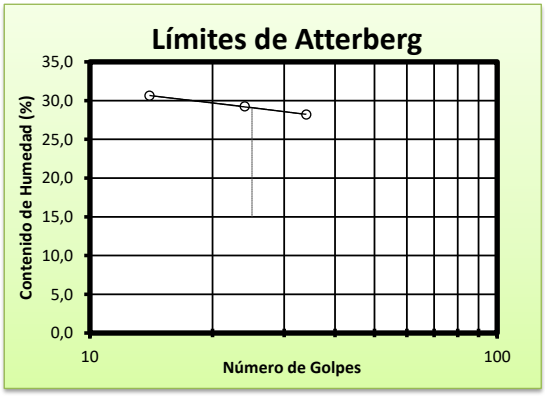
IDT-FL-001

PROYECTO:	**Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.**	**ABSCISA**	N/A
		SONDEO :	2
		MUESTRA :	3
CLIENTE:	**Municipio De San Vicente De Chucurí.**	**PROF.**	2,00 - 3,00 M
LOCALIZACION:	**Polideportivo Del Corregimiento Yarima.**	**FECHA:**	10 - 04 - 2024

CONTENIDO DE HUMEDAD (%)						
PROFUNDIDAD (m)	**0 a 1**					
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	1.120,0					
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	985,0					
PESO RECIPIENTE (gr)	34,6					
PESO AGUA (gr)	135,0					
PESO SUELO SECO (gr)	950,4					
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	**14,2**					

LÍMITES DE CONSISTENCIA

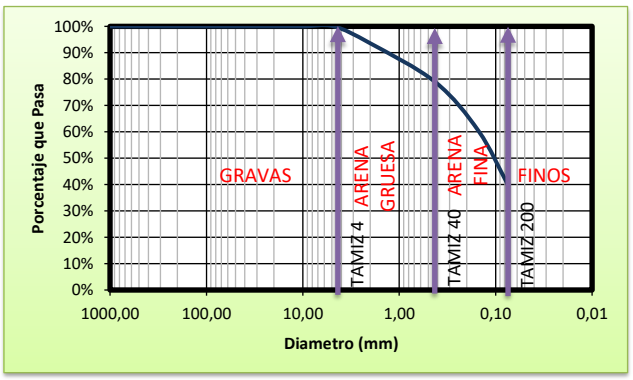
LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	**1**	**2**	**3**
No GOLPES	14	24	34
RECIP. No.	109	108	107
PESO DE RECIP. + S.H.	32,84	31,54	34,95
PESO DE RECIP. + S.S.	27,11	26,18	29,06
PESO RECIPIENTE	8,41	7,85	8,17
PESO AGUA	5,73	5,36	5,89
PESO SUELO SECO	18,70	18,33	20,89
% HUMEDAD	**30,64**	**29,24**	**28,20**



LÍMITE PLÁSTICO		
RECIP. No.	**106**	**141**
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	15,55	15,51
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	14,11	14,22
PESO RECIPIENTE (gr)	8,45	8,31
PESO AGUA (gr)	1,44	1,29
PESO SUELO SECO (gr)	5,66	5,91
% HUMEDAD	25,44	21,83

GRADACIÓN

Peso inicial:	**261,58**	**gr**	Peso final:	**157,80**	**gr**
Tamiz (plg)	Tamiz (mm)	Peso (gr)	% Reten.	% Ret.Acum	% Pasa
3"	76,10	0,0			
2 ½"	64,00	0,0			100,0%
2"	50,80	0,0			100,0%
1 ½"	38,10	0,0			100,0%
1"	25,40	0,0			100,0%
3/4"	19,00	0,0			100,0%
1/2"	12,70	0,0			
3/8"	9,51	0,0			100,0%
4	4,76	0,0			100,0%
8	2,38	0,0			
10	2,00	16,8	6,4%	6,4%	93,6%
12	1,68	0,0			
16	1,19	0,0			
30	0,59	0,0			
40	0,42	38,7	14,8%	21,2%	78,8%
50	0,30	0,0			
80	0,18	0,0			
100	0,15	48,5			
200	0,07	53,8	20,6%	60,3%	39,7%
Pasa 200		103,8	39,7%	100,0%	0,0%
Total		261,6			



RESULTADOS

LIMITES DE ATTEMBERG	
Límite Líquido (%)	29,1
Límite Plástico (%)	23,6
Índice Plastico (%)	5,4

GRADACIÓN		CLASIFICACIÓN	
Gravas	0,0%	**Índice de Grupo**	0
Arenas	60,3%	**A.A.S.H.T.O.**	A - 4
Finos	39,7%	**U.S.C**	SM
Cu =	7,99		
Cc =	1,13		

OBSERVACIONES:

OSCAR MANUEL DUARTE SANCHEZ
Ingeniero Civil Mat. Prof No.
68202274217 STD
APROBÓ

INDECONSTRU LTDA
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CLASIFICACIÓN
LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN
I.N.V E - 122 - E - 123 - E - 125 - E - 126

IDT-FL-001

PROYECTO: Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

CLIENTE: Municipio De San Vicente De Chucurí.

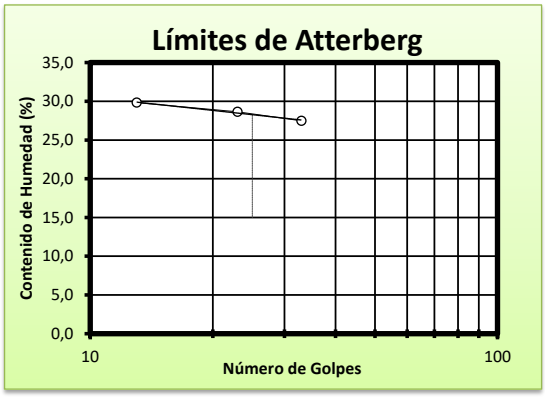
LOCALIZACION: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.

ABSCISA	N/A
SONDEO :	2
MUESTRA :	4
PROF.	3,00 - 4,00 M
FECHA:	10 - 04 - 2024

CONTENIDO DE HUMEDAD (%)						
PROFUNDIDAD (m)	**0 a 1**					
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	1.193,0					
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	1.027,0					
PESO RECIPIENTE (gr)	36,6					
PESO AGUA (gr)	166,0					
PESO SUELO SECO (gr)	990,4					
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	**16,8**					

LÍMITES DE CONSISTENCIA

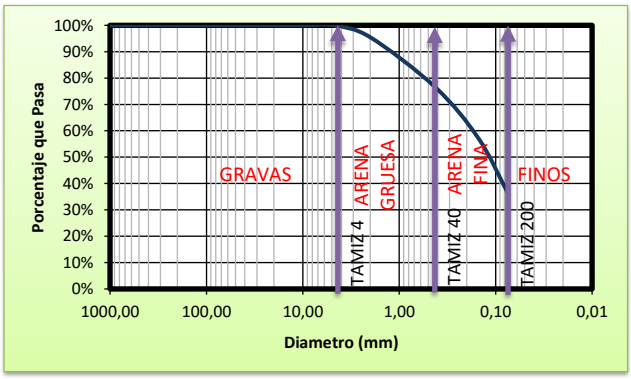
LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	**1**	**2**	**3**
No GOLPES	13	23	33
RECIP. No.	149	148	147
PESO DE RECIP. + S.H.	29,97	35,1	41,61
PESO DE RECIP. + S.S.	25,04	29,12	34,46
PESO RECIPIENTE	8,51	8,24	8,44
PESO AGUA	4,93	5,98	7,15
PESO SUELO SECO	16,53	20,88	26,02
% HUMEDAD	**29,82**	**28,64**	**27,48**



LÍMITE PLÁSTICO		
RECIP. No.	**146**	**141**
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	15,95	15,72
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	14,55	14,34
PESO RECIPIENTE (gr)	8,49	8,44
PESO AGUA (gr)	1,40	1,38
PESO SUELO SECO (gr)	6,06	5,90
% HUMEDAD	23,10	23,39

GRADACIÓN

Peso inicial:	**245,39**	**gr**	Peso final:	**156,90**	**gr**
Tamiz (plg)	Tamiz (mm)	Peso (gr)	% Reten.	% Ret.Acum	% Pasa
3"	76,10	0,0			
2 ½"	64,00	0,0			100,0%
2"	50,80	0,0			100,0%
1 ½"	38,10	0,0			100,0%
1"	25,40	0,0			100,0%
3/4"	19,00	0,0			100,0%
1/2"	12,70	0,0			
3/8"	9,51	0,0			100,0%
4	4,76	0,0			100,0%
8	2,38	0,0			
10	2,00	11,1	4,5%	4,5%	95,5%
12	1,68	0,0			
16	1,19	0,0			
30	0,59	0,0			
40	0,42	46,8	19,1%	23,6%	76,4%
50	0,30	0,0			
80	0,18	0,0			
100	0,15	47,6			
200	0,07	51,4	20,9%	63,9%	36,1%
Pasa 200		88,5	36,1%	100,0%	0,0%
Total		245,4			



RESULTADOS

LIMITES DE ATTEMBERG	
Límite Líquido (%)	28,2
Límite Plástico (%)	23,2
Índice Plastico (%)	5,0

GRADACIÓN		CLASIFICACIÓN	
Gravas	0,0%	**Índice de Grupo**	0
Arenas	63,9%	**A.A.S.H.T.O.**	A - 4
Finos	36,1%	**U.S.C**	SM
Cu =	7,54		
Cc =	1,19		

OBSERVACIONES:

OSCAR MANUEL DUARTE SANCHEZ
Ingeniero Civil Mat. Prof No.
68202274217 STD
APROBÓ

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CLASIFICACIÓN
LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN
I.N.V E - 122 - E - 123 - E - 125 - E - 126

IDT-FL-001

PROYECTO: Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

CLIENTE: Municipio De San Vicente De Chucurí.

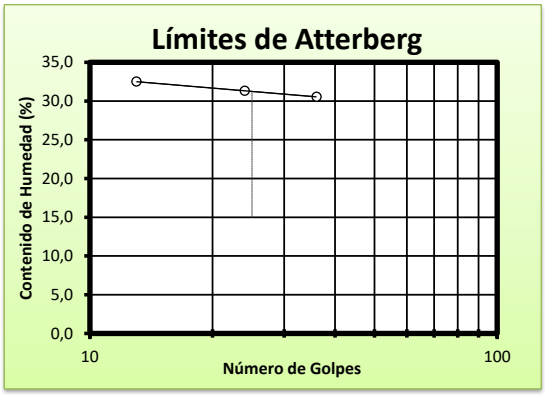
LOCALIZACION: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.

ABSCISA N/A
SONDEO : 3
MUESTRA : 1
PROF. 0,00 - 1,00 M
FECHA: 10 - 04 - 2024

CONTENIDO DE HUMEDAD (%)						
PROFUNDIDAD (m)	0 a 1					
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	833,0					
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	762,0					
PESO RECIPIENTE (gr)	46,2					
PESO AGUA (gr)	71,0					
PESO SUELO SECO (gr)	715,8					
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	**9,9**					

LÍMITES DE CONSISTENCIA

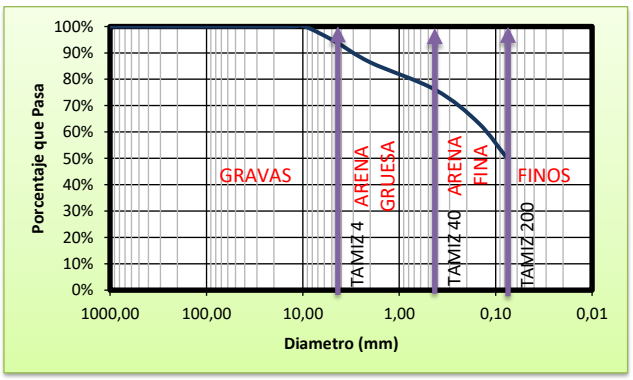
LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	1	2	3
No GOLPES	13	24	36
RECIP. No.	119	118	117
PESO DE RECIP. + S.H.	37,71	39,23	32,72
PESO DE RECIP. + S.S.	30,55	31,78	27,03
PESO RECIPIENTE	8,52	7,99	8,4
PESO AGUA	7,16	7,45	5,69
PESO SUELO SECO	22,03	23,79	18,63
% HUMEDAD	**32,50**	**31,32**	**30,54**



LÍMITE PLÁSTICO		
RECIP. No.	116	141
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	15,60	15,29
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	14,10	13,83
PESO RECIPIENTE (gr)	8,04	7,91
PESO AGUA (gr)	1,50	1,46
PESO SUELO SECO (gr)	6,06	5,92
% HUMEDAD	24,75	24,66

GRADACIÓN

Peso inicial:	241,40	gr	Peso final:	122,00	gr
Tamiz (plg)	Tamiz (mm)	Peso (gr)	% Reten.	% Ret.Acum	% Pasa
3"	76,10	0,0			
2 ½"	64,00	0,0			100,0%
2"	50,80	0,0			100,0%
1 ½"	38,10	0,0			100,0%
1"	25,40	0,0			100,0%
3/4"	19,00	0,0			100,0%
1/2"	12,70	0,0			
3/8"	9,51	0,0			100,0%
4	4,76	13,1	5,4%	5,4%	94,6%
8	2,38	0,0			
10	2,00	19,7	8,2%	13,6%	86,4%
12	1,68	0,0			
16	1,19	0,0			
30	0,59	0,0			
40	0,42	25,3	10,5%	24,1%	75,9%
50	0,30	0,0			
80	0,18	0,0			
100	0,15	30,4			
200	0,07	33,5	13,9%	50,5%	49,5%
Pasa 200		119,4	49,5%	100,0%	0,0%
Total		241,4			



RESULTADOS

LIMITES DE ATTEMBERG	
Límite Líquido (%)	31,2
Límite Plástico (%)	24,7
Índice Plastico (%)	6,5

GRADACIÓN		CLASIFICACIÓN	
Gravas	5,4%	Índice de Grupo	1
Arenas	45,1%	A.A.S.H.T.O.	A - 4
Finos	49,5%	U.S.C	SM
Cu =	8,80		
Cc =	1,02		

OBSERVACIONES:

OSCAR MANUEL DUARTE SANCHEZ
Ingeniero Civil Mat. Prof No.
68202274217 STD
APROBÓ

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CLASIFICACIÓN
LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN
I.N.V E - 122 - E - 123 - E - 125 - E - 126

IDT-FL-001

PROYECTO: Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

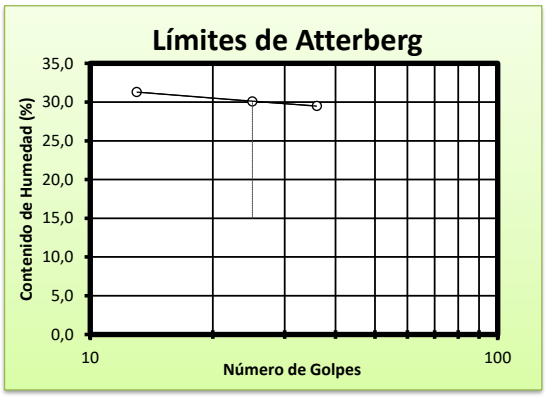
ABSCISA N/A
SONDEO : 3
MUESTRA : 2
PROF. 1,00 - 2,00 M
FECHA: 10 - 04 - 2024

CLIENTE: Municipio De San Vicente De Chucurí.
LOCALIZACION: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.

CONTENIDO DE HUMEDAD (%)						
PROFUNDIDAD (m)	0 a 1					
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	1.187,0					
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	1.062,0					
PESO RECIPIENTE (gr)	33,0					
PESO AGUA (gr)	125,0					
PESO SUELO SECO (gr)	1.029,0					
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	**12,1**					

LÍMITES DE CONSISTENCIA

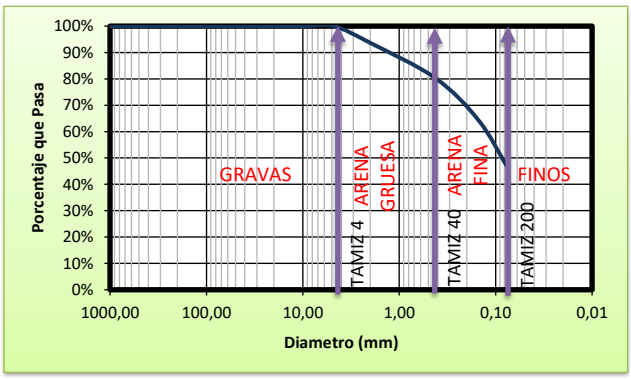
LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	1	2	3
No GOLPES	13	25	36
RECIP. No.	104	103	102
PESO DE RECIP. + S.H.	40,25	42,24	38,41
PESO DE RECIP. + S.S.	32,68	34,26	31,6
PESO RECIPIENTE	8,5	7,72	8,52
PESO AGUA	7,57	7,98	6,81
PESO SUELO SECO	24,18	26,54	23,08
% HUMEDAD	**31,31**	**30,07**	**29,51**



LÍMITE PLÁSTICO		
RECIP. No.	101	141
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	15,06	16,24
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	13,63	14,76
PESO RECIPIENTE (gr)	7,66	8,64
PESO AGUA (gr)	1,43	1,48
PESO SUELO SECO (gr)	5,97	6,12
% HUMEDAD	23,95	24,18

GRADACIÓN

Peso inicial:	247,36	gr	Peso final:	133,60	gr
Tamiz (plg)	Tamiz (mm)	Peso (gr)	% Reten.	% Ret.Acum	% Pasa
3"	76,10	0,0			
2 ½"	64,00	0,0			100,0%
2"	50,80	0,0			100,0%
1 ½"	38,10	0,0			100,0%
1"	25,40	0,0			100,0%
3/4"	19,00	0,0			100,0%
1/2"	12,70	0,0			
3/8"	9,51	0,0			100,0%
4	4,76	0,0			100,0%
8	2,38	0,0			
10	2,00	15,7	6,3%	6,3%	93,7%
12	1,68	0,0			
16	1,19	0,0			
30	0,59	0,0			
40	0,42	33,2	13,4%	19,8%	80,2%
50	0,30	0,0			
80	0,18	0,0			
100	0,15	39,6			
200	0,07	45,1	18,2%	54,0%	46,0%
Pasa 200		113,8	46,0%	100,0%	0,0%
Total		247,4			



RESULTADOS

LIMITES DE ATTEMBERG	
Límite Líquido (%)	30,1
Límite Plástico (%)	24,1
Índice Plastico (%)	6,1

GRADACIÓN	
Gravas	0,0%
Arenas	54,0%
Finos	46,0%
Cu =	8,23
Cc =	1,09

CLASIFICACIÓN	
Índice de Grupo	0
A.A.S.H.T.O.	A - 4
U.S.C	SM

OBSERVACIONES:

OSCAR MANUEL DUARTE SANCHEZ
Ingeniero Civil Mat. Prof No.
68202274217 STD
APROBÓ

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CLASIFICACION
LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN
I.N.V E - 122 - E - 123 - E - 125 - E - 126

IDT-FL-001

PROYECTO: Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

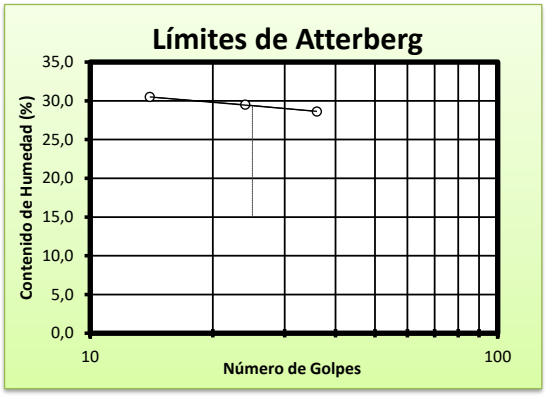
ABSCISA N/A
SONDEO : 3
MUESTRA : 3
PROF. 2,00 - 3,00 M
FECHA: 10 - 04 - 2024

CLIENTE: Municipio De San Vicente De Chucurí.
LOCALIZACION: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.

CONTENIDO DE HUMEDAD (%)						
PROFUNDIDAD (m)	0 a 1					
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	805,0					
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	708,0					
PESO RECIPIENTE (gr)	39,4					
PESO AGUA (gr)	97,0					
PESO SUELO SECO (gr)	668,6					
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	**14,5**					

LÍMITES DE CONSISTENCIA

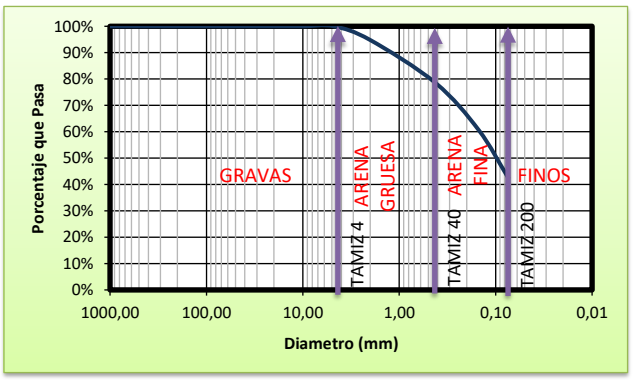
LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	1	2	3
No GOLPES	14	24	36
RECIP. No.	128	127	126
PESO DE RECIP. + S.H.	40,3	38,54	33,45
PESO DE RECIP. + S.S.	33,91	32,71	28,9
PESO RECIPIENTE	12,95	12,94	13,
PESO AGUA	6,39	5,83	4,55
PESO SUELO SECO	20,96	19,77	15,90
% HUMEDAD	**30,49**	**29,49**	**28,62**



LÍMITE PLÁSTICO		
RECIP. No.	125	141
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	20,17	20,36
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	18,72	18,94
PESO RECIPIENTE (gr)	12,66	12,86
PESO AGUA (gr)	1,45	1,42
PESO SUELO SECO (gr)	6,06	6,08
% HUMEDAD	23,93	23,36

GRADACIÓN

Peso inicial:	239,89	gr	Peso final:	137,90	gr
Tamiz (plg)	Tamiz (mm)	Peso (gr)	% Reten.	% Ret.Acum	% Pasa
3"	76,10	0,0			
2 ½"	64,00	0,0			100,0%
2"	50,80	0,0			100,0%
1 ½"	38,10	0,0			100,0%
1"	25,40	0,0			100,0%
3/4"	19,00	0,0			100,0%
1/2"	12,70	0,0			
3/8"	9,51	0,0			100,0%
4	4,76	0,0			100,0%
8	2,38	0,0			
10	2,00	12,5	5,2%	5,2%	94,8%
12	1,68	0,0			
16	1,19	0,0			
30	0,59	0,0			
40	0,42	39,1	16,3%	21,5%	78,5%
50	0,30	0,0			
80	0,18	0,0			
100	0,15	42,8			
200	0,07	43,5	18,1%	57,5%	42,5%
Pasa 200		102,0	42,5%	100,0%	0,0%
Total		239,9			



RESULTADOS

LIMITES DE ATTEMBERG	
Límite Líquido (%)	29,4
Límite Plástico (%)	23,6
Índice Plastico (%)	5,7

GRADACIÓN		CLASIFICACIÓN	
Gravas	0,0%	Índice de Grupo	0
Arenas	57,5%	A.A.S.H.T.O.	A - 4
Finos	42,5%	U.S.C	SM
Cu =	8,46		
Cc =	1,06		

OBSERVACIONES:

OSCAR MANUEL DUARTE SANCHEZ
Ingeniero Civil Mat. Prof No.
68202274217 STD
APROBÓ

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CLASIFICACION
LÍMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACIÓN
I.N.V E - 122 - E - 123 - E - 125 - E - 126

IDT-FL-001

PROYECTO: Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.

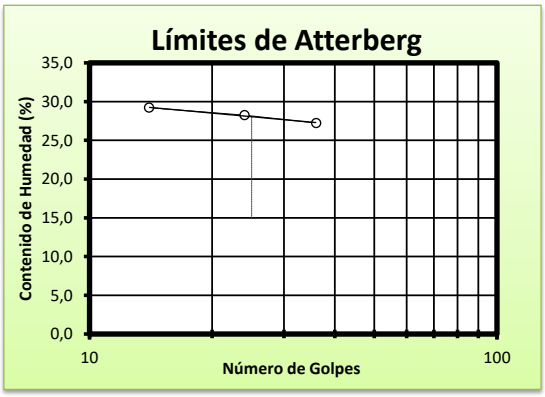
ABSCISA N/A
SONDEO : 3
MUESTRA : 4
PROF. 3,00 - 4,00 M
FECHA: 10 - 04 - 2024

CLIENTE: Municipio De San Vicente De Chucurí.
LOCALIZACION: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.

CONTENIDO DE HUMEDAD (%)						
PROFUNDIDAD (m)	0 a 1					
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	1.202,0					
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	1.028,0					
PESO RECIPIENTE (gr)	39,6					
PESO AGUA (gr)	174,0					
PESO SUELO SECO (gr)	988,4					
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	**17,6**					

LÍMITES DE CONSISTENCIA

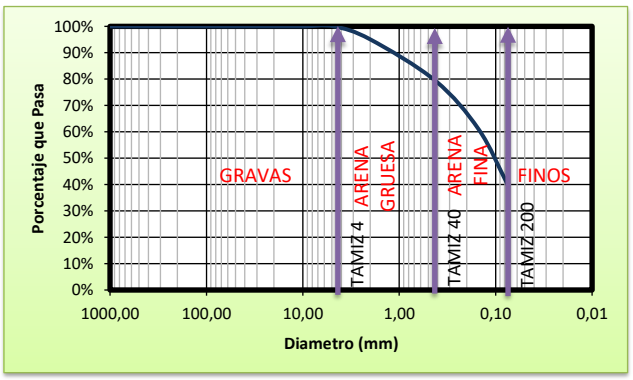
LÍMITE LÍQUIDO			
Determinación No	1	2	3
No GOLPES	14	24	36
RECIP. No.	128	127	126
PESO DE RECIP. + S.H.	42	38,47	44,53
PESO DE RECIP. + S.S.	35,43	32,85	37,78
PESO RECIPIENTE	12,94	12,95	12,99
PESO AGUA	6,57	5,62	6,75
PESO SUELO SECO	22,49	19,90	24,79
% HUMEDAD	**29,21**	**28,24**	**27,23**



LÍMITE PLÁSTICO		
RECIP. No.	125	141
PESO DE RECIP. + S.H. (gr)	19,88	19,91
PESO DE RECIP. + S.S. (gr)	18,50	18,64
PESO RECIPIENTE (gr)	12,65	12,85
PESO AGUA (gr)	1,38	1,27
PESO SUELO SECO (gr)	5,85	5,79
% HUMEDAD	23,59	21,93

GRADACIÓN

Peso inicial:	251,34	gr	Peso final:	152,00	gr
Tamiz (plg)	Tamiz (mm)	Peso (gr)	% Reten.	% Ret.Acum	% Pasa
3"	76,10	0,0			
2 ½"	64,00	0,0			100,0%
2"	50,80	0,0			100,0%
1 ½"	38,10	0,0			100,0%
1"	25,40	0,0			100,0%
3/4"	19,00	0,0			100,0%
1/2"	12,70	0,0			
3/8"	9,51	0,0			100,0%
4	4,76	0,0			100,0%
8	2,38	0,0			
10	2,00	12,4	4,9%	4,9%	95,1%
12	1,68	0,0			
16	1,19	0,0			
30	0,59	0,0			
40	0,42	39,6	15,8%	20,7%	79,3%
50	0,30	0,0			
80	0,18	0,0			
100	0,15	46,2			
200	0,07	53,8	21,4%	60,5%	39,5%
Pasa 200		99,3	39,5%	100,0%	0,0%
Total		251,3			



RESULTADOS

LIMITES DE ATTEMBERG	
Límite Líquido (%)	28,0
Límite Plástico (%)	22,8
Índice Plastico (%)	5,3

GRADACIÓN		CLASIFICACIÓN	
Gravas	0,0%	Índice de Grupo	0
Arenas	60,5%	A.A.S.H.T.O.	A - 4
Finos	39,5%	U.S.C	SM
Cu =	7,84		
Cc =	1,15		

OBSERVACIONES:

OSCAR MANUEL DUARTE SANCHEZ
Ingeniero Civil Mat. Prof No.
68202274217 STD
APROBÓ

ANEXOS

PERFILES ESTRATIGRAFICOS

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

PERFIL ESTRATIGRAFICO

REGISTRO DE PERFORACION

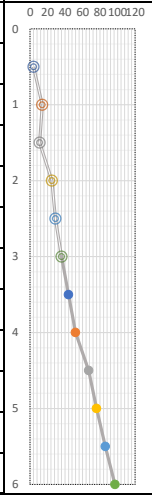
SONDEO No 001

Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.



Registro Fotografico Exploracion

Fecha : Abril 2024
Ensayos : SONDEO
Tipo : SPT
Equipo : Equipo SPT
Muestra : INALTERADA
Revisó : Ing. D.Ortega
Operador : O. Wadalquivir
Localizacion: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.
Coordenadas: X: 6°49'53.09"N Y: 73°42'44.10"O

Prof mts	SUCS	PERFIL	DESCRIPCION	Golpes/6"	Golpes/12"	Golpes/18"	N	Golpes/6" Gráfica	Nivel Freático	FORMACION
0,5	SM		Suelo residual conformado por Arenas Limosas.	1	2	2	4		No se Identifico en la Perforacion	Formación Rosablanca (Kir)
1				4	7	7	14			
1,5	SM		Suelo residual conformado por Arenas Limosas.	4	5	6	11			
2				6	10	15	25			
2,5	SM		Suelo residual conformado por Arenas Limosas.	14	14	15	29			
3				16	17	19	36			
3,5	SM			20	21	23	44			
4				24	25	27	52			
4,5	SM		Suelo residual conformado por Arenas Limosas.	31	32	35	67			
5				36	37	39	76			
5,5	SM			40	42	44	86			
6				47	47	50	97			

Localizacion Regional



Localizacion Local



Aprobo:

DIANA MARIA ORTEG DUARTE
Ingeniera Civil

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

PERFIL ESTRATIGRAFICO

REGISTRO DE PERFORACION

SONDEO No 002

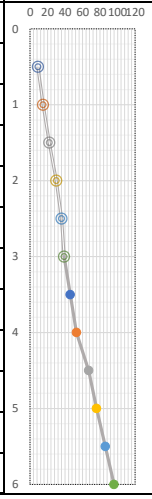
Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.



Registro Fotografico Exploracion

Fecha : Abril 2024 | Ensayos : SONDEO | Tipo : SPT
Equipo : Equipo SPT | Muestra : INALTERADA | Revisó : Ing. D.Ortega
Operador : O. Wadalquivir

Localizacion: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.
Coordenadas: X: 6°49'52.68"N Y: 73°42'44.49"O

Prof mts	SUCS	PERFIL	DESCRIPCION	Golpes/6"	Golpes/12"	Golpes/18"	N	Golpes/6" Gráfica	Nivel Freático	FORMACION
0,5	SM		Suelo residual conformado por Arenas Limosas.	3	4	5	9		No se Identifico en la Perforacion	Formación Rosablanca (Kir)
1				5	7	8	15			
1,5	SM		Suelo residual conformado por Arenas Limosas.	9	10	12	22			
2				13	15	15	30			
2,5	SM		Suelo residual conformado por Arenas Limosas.	16	17	19	36			
3				19	19	20	39			
3,5	SM			21	22	24	46			
4				24	25	28	53			
4,5	SM		Suelo residual conformado por Arenas Limosas.	29	33	34	67			
5				36	37	39	76			
5,5	SM			41	42	44	86			
6				45	46	50	96			

Localizacion Regional



Localizacion Local



Aprobo:

DIANA MARIA ORTEG DUARTE
Ingeniera Civil

INDECONSTRU S.A.S.
INGENIERÍA Y DESARROLLO EN CONSTRUCCIÓN

PERFIL ESTRATIGRAFICO

REGISTRO DE PERFORACION

SONDEO No 003

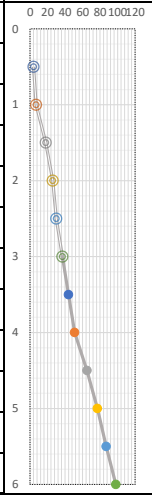
Estudio De Suelos Para Proyecto De Construcción Ubicado En El Polideportivo Del Corregimiento Yarima, Del Municipio De San Vicente De Chucurí, Departamento De Santander.



Registro Fotografico Exploracion

Fecha : Abril 2024 | Ensayos : SONDEO | Tipo : SPT
Equipo : Equipo SPT | Muestra : INALTERADA | Revisó : Ing. D.Ortega
Operador : O. Wadalquivir

Localizacion: Polideportivo Del Corregimiento Yarima.
Coordenadas: X: 6°49'52.90"N Y: 73°42'45.30"O

Prof mts	SUCS	PERFIL	DESCRIPCION	Golpes/6"	Golpes/12"	Golpes/18"	N	Golpes/6" Gráfica	Nivel Freático	FORMACION
0,5	SM		Suelo residual conformado por Arenas Limosas.	2	2	2	4		No se Identifico en la Perforacion	Formación Rosablanca (Kir)
1				1	3	4	7			
1,5	SM		Suelo residual conformado por Arenas Limosas.	10	11	7	18			
2				11	12	14	26			
2,5	SM		Suelo residual conformado por Arenas Limosas.	15	15	15	30			
3				16	18	19	37			
3,5	SM			19	21	23	44			
4				24	25	26	51			
4,5	SM		Suelo residual conformado por Arenas Limosas.	29	31	34	65			
5				35	38	39	77			
5,5	SM			40	42	45	87			
6				46	48	50	98			

Localizacion Regional



Localizacion Local



Aprobo:

DIANA MARIA ORTEG DUARTE
Ingeniera Civil