INFORME TÉCNICO DE SUELOS



Estudio de suelos para construcción de polideportivo que correspondiente a categoría baja.

Plaza de ferias (Proyección polideportivo)

Manzanares, Caldas
Abril 2024

ZENIT
Ingeniería y Consultoría

ZENIT
Ingeniería y Consultoría

Contenido

1. Introducción 6

2. Localización 7

3. Marco geológico 9

3.1. Geología estructural 15

4. Marco geomorfológico 16

4.1 Geomorfoestructura 16

4.2 Provincia Geomorfológica 17

4.3 Región Geomorfológica 17

4.4 Unidad Geomorfológica 18

4.5 Subunidad geomorfológica 18

5. Prospección geotécnica 19

6. Descripción de las perforaciones 21

6.1. Perfil típico de la zona de estudio 24

7. Caracterización geotécnica de los materiales 25

7.1. Clasificación de suelos: 25

7.2. Límite Líquido 25

7.3. Límite plástico e índice de plasticidad 25

7.4. Resistencia a la Compresión Inconfinada 25

7.5. Peso Unitario del Suelo 25

7.6. Cohesión 25

7.7. Angulo de fricción 25

8. Suelos especiales 26

8.1 Suelos expansivos 26

8.2 Suelos dispersivos o erodables 27

8.3 Suelos colapsables 27

8.4 Suelos licuables 28

8.5 Efecto de agua o vegetación 28

9. Análisis de la capacidad de carga del suelo 29
10. Cálculo de asentamientos 40
10.1. Asentamientos totales 40
10.2. Asentamientos diferenciales 40
11. Perfil del suelo 43
11.1. Definición de la zona de amenaza. 43
11.2. Definición del tipo perfil del suelo. 44
12. Coeficiente de balasto 46
13. Parámetros de estructuras de contención 48
14. Comentarios finales y recomendaciones 49
ANEXO 1. LOCALIZACIÓN DE SONDEOS 51
ANEXO 2. REGISTRO DE SONDEOS 52
ANEXO 3. RESULTADOS DE LABORATORIO 56

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de localización del municipio de Manzanares, Caldas 7
Figura 2. Localización general del sitio de interés. Municipio de Manzanares, Caldas. Tomado de Google earth (2024). 8
Figura 3. Localización específica del sitio de interés. Fuente: Tomado de Google earth (2024). 8
Figura 4. Mapa de unidades geológicas del municipio de Manzanares, tomado y modificado de la plancha 206 y 207 del servicio geológico colombiano a escala 1:100.000. 14
Figura 5. Jerarquización geomorfológica. Carvajal (2008). 16
Figura 6. Resumen de capacidad de carga admisible para diferentes alternativas 37
Figura 7. Planta de las columnas 41

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Muestra de suelo tomada en campo. 20
Fotografía 2. Perforación 1. 21
Fotografía 3. Perforación 2. 22
Fotografía 4. Ejemplo de estratos encontrados. 23

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción según la categoría de la unidad de construcción 19
Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales 25
Tabla 3. Capacidad de carga admisible para diferentes opciones de ancho de cimentación y un nivel de desplante de 1 m 31
Tabla 4. Capacidad de carga admisible para diferentes opciones de ancho de cimentación y un nivel de desplante de 1,1 m 32
Tabla 5. Capacidad de carga admisible para diferentes opciones de ancho de cimentación y un nivel de desplante de 1,2 m 33
Tabla 6. Capacidad de carga admisible para diferentes opciones de ancho de cimentación y un nivel de desplante de 1,3 m 34
Tabla 7. Capacidad de carga admisible para diferentes opciones de ancho de cimentación y un nivel de desplante de 1,4 m 35
Tabla 8. Capacidad de carga admisible para diferentes opciones de ancho de cimentación y un nivel de desplante de 1,5 m 36
Tabla 9. Cuadro de cargas trasmitida por columnas 37
Tabla 10. Cuadro de cargas trasmitidas por las columnas de la edificación 38
Tabla 11. Cuadro de esfuerzos trasmitidos por las columnas de la edificación 38
Tabla 12. Asentamientos totales esperados para las diferentes cargas (Qa) 40
Tabla 13. Asentamientos máximos diferenciales según el tipo de construcción. Fuente: NSR-10. Tabla H.4.9-1 41
Tabla 14. Asentamientos diferenciales tomando en cuenta los asentamientos totales calculados 42
Tabla 15. Valores de Aa y Av para los municipios de Caldas NSR-10. 43
Tabla 16. Clasificación del perfil del suelo 44

Tabla 17. Consideraciones para establecer sí un estrato de suelo se clasifica como perfil tipo E según sus propiedades geomecánicas 45
Tabla 18. Valores de Fa para la zona de períodos cortos en el espectro 45
Tabla 19. Valores de Fv para la zona de períodos intermedios en el espectro 45
Tabla 20.Valores de K30 propuestos por Terzaghi 46
Tabla 21. Coeficientes de balasto para diferentes anchos de cimentación 47

1. Introducción

Cualquier edificación que requiere ser construida, remodelada o modificada en alguno de sus componentes debe tener una serie de estudios y diseños que respalden la viabilidad técnica de las intervenciones que se pretenden realizar. En Colombia existe el Código de Construcción Sismorresistente del año 2010 (NSR-10) emitido por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, el cual dicta las disposiciones que se deben tomar en cuenta para cualquier edificación. Siendo necesario entonces enmarcar dentro de la norma colombiana todas las nuevas edificaciones que se construirán, repararán o que se modificarán en el territorio nacional, se crea la necesidad de realizar el estudio de suelos.

Los estudios de suelos varían según la complejidad de la estructura y se categorizan en baja (para edificaciones de 3 niveles o menos), media (para edificaciones de 4 a 10 niveles), alta (para edificaciones de 11 a 20 niveles) y especial (para edificaciones de más de 21 niveles o más). El presente estudio se realiza para una edificación de categoría baja.

En desarrollo del estudio y con el fin de cumplir con los nuevos lineamientos del título H de la NSR-10 (Decreto 926 de Marzo 19 de 2010), se realizó la definición del proyecto haciendo una breve descripción del tipo de estructura que se pretende construir en el sitio, una ligera caracterización física y geográfica del lugar en general, la evaluación y descripción de los materiales encontrados en la exploración del terreno y los resultados de laboratorio para con estas herramientas ofrecer el diseño de la cimentación de la edificación más adecuada, calcular los asentamientos, definir parámetros de diseño como perfil de suelo y módulo de balasto y así emitir las recomendaciones locales y generales de manejo de los suelos y construcción del sistema.

En el municipio de Manzanares (Caldas), en la plaza de ferias, se pretende construir un polideportivo que corresponde a categoría baja, por lo tanto, se hace necesario la realización de un estudio de suelos que permita conocer las características físicas y mecánicas del terreno en la actualidad, lo anterior porque los suelos están en permanente cambio debido a la acción de los múltiples agentes exógenos (en especial el clima) que meteorizan los materiales preexistentes y tienden a ocasionar erosión. Se busca entonces determinar la composición y las propiedades físicas de los materiales que conforman los estratos para determinar la capacidad de carga del sustrato a partir de varias alternativas de cimentación y los asentamientos que se espera sucedan luego de la construcción.

El estudio se realizó en la zona indicada por el interesado en el área donde se va construir la edificación. Cabe anotar que el presente documento es y hace parte integral de las memorias de cálculo estructurales de las edificaciones a construir.

2. Localización

El Municipio de Manzanares, denominado “Corazón del Oriente” o “Ciudad Cordial”, se encuentra ubicado al oriente del departamento de Caldas, emplazado en la ladera oriental de la Cordillera Central a 117 Km de la Capital del Departamento, Manizales. Su ubicación geográfica es 5° 15’ latitud norte, 4° 20’ latitud occidental a 1.871 metros de altura promedio sobre el nivel del mar.

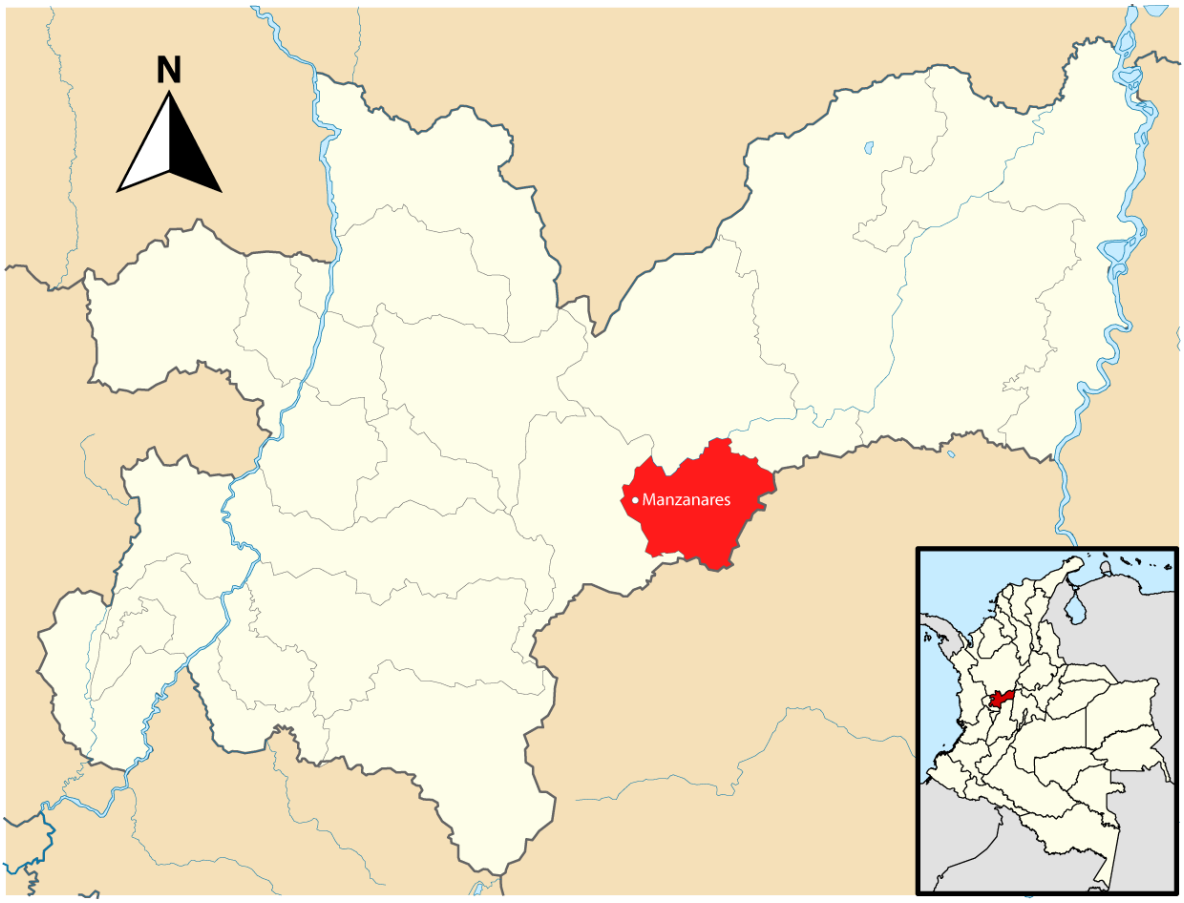


Figura 1. Mapa de localización del municipio de Manzanares, Caldas

El municipio de Manzanares se encuentra en la subregión Alto Oriente de Caldas, una de las seis subregiones que conforman el departamento y agrupa los 27 Municipios del mismo. En esta subregión se encuentran los municipios de Marquetalia, Marulanda, Pensilvania y Manzanares, el cual por su privilegiada ubicación geográfica es la puerta de entrada y comunicación de los demás municipios con el resto del país.

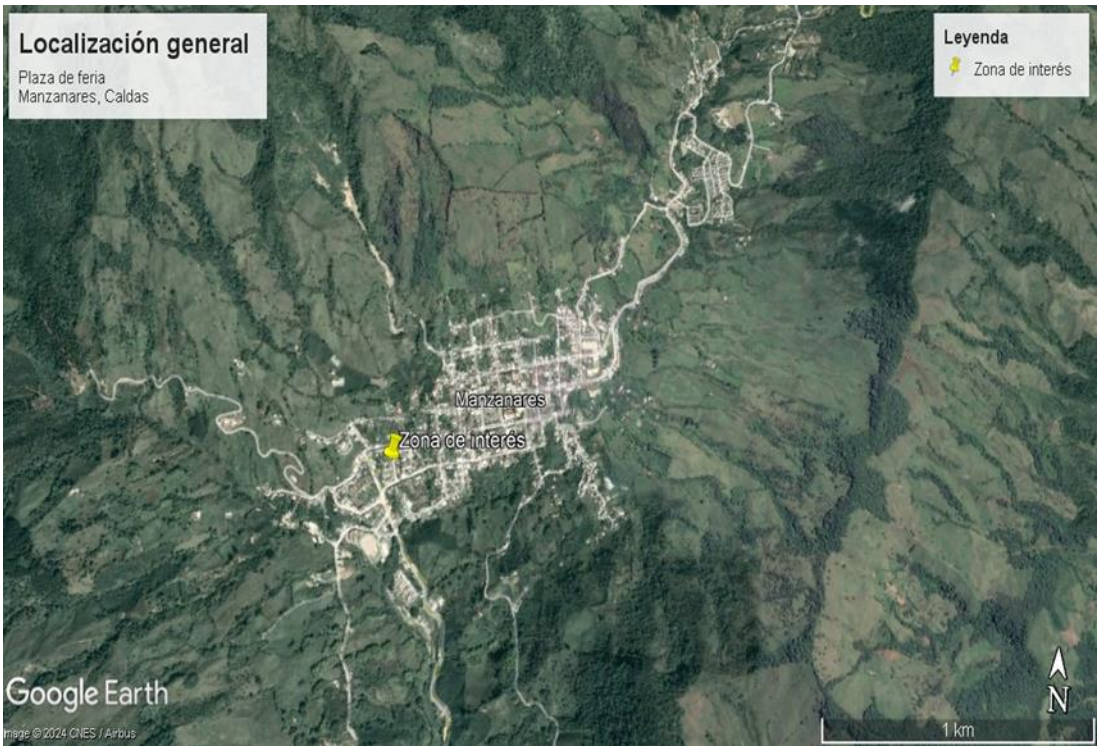


Figura 2. Localización general del sitio de interés. Municipio de Manzanares, Caldas. Tomado de Google earth (2024).



Figura 3. Localización específica del sitio de interés. Fuente: Tomado de Google earth (2024).

3. Marco geológico

La información de la geología regional se obtuvo en base a la cartografía realizada por Ingeominas, en los informes y Planchas correspondientes a la cuenca del río Guarinó, como son:

- Geología de la Plancha 206-Manizales.

- Geología de la Plancha 207-Honda.

A continuación, se definen las unidades correspondientes teniendo en cuenta su edad, de la más antigua a la más reciente:

Unidades del Paleozoico

Complejo Cajamarca.

Complejo Cajamarca es el nombre utilizado por González (1989) para el conjunto de rocas metamórficas que constituyen el núcleo de la Cordillera Central. Las características mineralógicas y facilidad de identificación permitieron separar, tres grupos composicionales: Las paragénesis metamórficas indican un bajo grado de metamorfismo predominante en facies esquisto verde, aunque localmente se encuentran en rocas facies anfibolita. Los esquistos verdes son menos abundantes y se encuentran intercalados con los esquistos sericíticos. Las secuencias metasedimentaria de Marulanda muestra un menor grado de metamorfismo que las otras unidades metamórficas y aparentemente corresponde a la parte superior de la secuencia metamórfica, donde el cambio en la intensidad del metamorfismo es debido a la posición estructural más alta dentro de la pila sedimentaria original durante el metamorfismo, (González, 2001).

En Núñez A., 2001, el complejo está conformado por una gran variedad de rocas, producto de metamorfismo regional de medio a bajo grado, facies esquisto verde hasta anfibolita. La litología más frecuente es de esquistos de clorita-albita-epidota, clorita-albita-actinolita, cuarzo-sericita-grafito, cuarcitas y cuarcitas biotíticas. Los colores dominantes son verdes y grises a negros. Subordinadamente se encuentran mármoles, esquistos micáceos, esquistos anfibólicos y ocasionalmente anfibolitas. Las relaciones estratigráficas, entre las diferentes litologías, son complejas Camacho, J., et al., (2004).

El Complejo está compuesto por varias unidades, con características mineralógicas y texturales, que las permiten separar y se describen a continuación:

- **Grupo Pelítico:** Constituido por filitas, esquistos sericíticos y micáceos (Pes) y metasedimentitas (Pmm).
- **Grupo Cuarzoso:** Cuarcitas (Pq).
- **Grupo Básico:** Esquistos verdes y anfibolitas (Pev).

Esquistos Cuarzo - Sericíticos (Pes).

Esta unidad corresponde a esquistos Cuarzo-Sericíticos, constituyen uno de los tipos litológicos más abundantes y característicos del complejo Cajamarca; presencia de grafito en cantidades variables le imparten un color gris a negro característico, por lo cual se denominan en el campo,

esquistos negros. Esta unidad incluye no solo los esquistos sericíticos predominantes, sino que por gradación mineralógica pasan a cuarcitas o esquistos grafíticos y por variación textural, a filitas. Las rocas predominantes están compuestas por cuarzo, sericita, grafito, clorita y, como accesorios, micas, apatito, turmalina y opacos metálicos. Son rocas paleozoicas del carbonífero superior.

Cuarcitas (Pq).

Según González (2001), está unidad de rocas paleozoicas del carbonífero superior está compuesta por cuarcitas, que aparecen intercaladas e interdigitadas con los esquistos cuarzo sericíticos; existe una transición al disminuir el contenido de cuarzo y aumentar el de la mica blanca; la estructura varía desde maciza granoblástica de grano fino hasta esquistosa heteroblástica. Lo anterior significa variación tanto en la composición del protolito sedimentario como en las condiciones de sedimentación. La roca predominante está compuesta por cuarzo sacaroidal en mosaicos, de textura granoblástica poligonal, localmente con biotita y feldespato. A medida que aumenta el contenido de biotita la estructura se vuelve bandeada con capas delgadas de este mineral que separan mosaicos granoblásticos de cuarzo.

Esquistos Actinolíticos - Cloríticos (Pev).

Los esquistos actinolíticos – cloríticos, corresponden a rocas paleozoicas del carbonífero superior, son conocidos en el campo como esquistos verdes por su color característico en tonos claros y oscuros; son rocas macizas a esquistosas con foliación definida por la orientación paralela a subparalela de anfíbol fibroso y clorita. La proporción relativa de las fases predominantes es variable, pero en términos generales, los minerales verdes que caracterizan la unidad: epidota, clorita, anfíbol, están en proporción similar. Su composición y alternancia con esquistos cuarzo-sericíticos de protolito sedimentario, hace pensar que los esquistos verdes se originaron en eventos volcánicos que alternaron con la depositación de sedimentos en una fosa.

Metasedimentitas de Marulanda (Pmm).

Las metasedimentitas de Marulanda corresponden a la prolongación hacia el sur de la unidad denominada por González (1980), rocas metamórficas de bajo grado sin diferenciar (Pbsd), constituida por rocas de muy bajo a bajo grado de metamorfismo que conservan, en parte, la textura clástica del sedimento original.

El cuerpo principal de esta unidad se encuentra en los alrededores de Marulanda, de donde recibe el nombre (González y Ruiz, 1993), con excelentes afloramientos en la carretera hacia Pensilvania y a lo largo del rio Hondo; está constituido por una alternancia de metalimolitas, metareniscas, pizarras, filitas y cuarcitas, donde la presencia de mica blanca, clorita y ocasionalmente biotita y la texturas de las rocas indican que los sedimentos fueron afectados por un evento metamórfico dinamotérmico regional.

Las metalimolitas y metareniscas se presentan intercaladas con las demás metamorfitas y solo se diferencian microscópicamente por el tamaño del grano. En muestra de mano presentan

coloración gris pardo y gris oscuro, con pequeñas venas de cuarzo, ocasionalmente. La matriz, conformada por cuarzo finogranular y pequeños cristales de mica blanca, se encuentra recubierta por material arcilloso posiblemente producto de alteración de feldespatos y carbonoso en algunas muestras. Las pizarras y filitas se presentan finamente laminadas, de colores verdes, gris plomo y gris verdoso.

La presencia de algunos fragmentos líticos de rocas metamórficas (cuarcitas), sugiere que la secuencia sedimentaria original se produjo a partir del levantamiento y posterior erosión de las rocas metamórficas preexistentes. Esta secuencia estuvo luego sometida a eventos de metamorfismo regional de grado bajo y térmico de grado medio.

Intrusivos Néisicos.

Rocas granitoides de estructura neísica, denominadas (neises intrusivos) por Feininger et al, 1972 y González 1980, afloran sobre ambos flancos de la Cordillera Central al norte de Manizales y constituyen cuerpos regionalmente concordantes, limitados en gran parte por fallas. Aunque la textura original ha sido modificada, en la mayoría de los casos son notorias las evidencias de un origen ígneo: son claramente intrusivos en las metamorfitas encajantes produciendo paragénesis metamórficas en desequilibrio térmico con las de metamorfismo regional y, además, alcanza a modificar la estructura produciendo cornubianitas; son numerosas las inclusiones de esquistos en las zonas de borde transformadas en cornubianitas biotíticas (González, 2001).

Intrusivo Néisico de Padua (Pinp).

El intrusivo néisico de Padua recibe el nombre de la población de Padua en el Tolima (Barrero y Vesga, 1976). Hacia el este se encuentra en contacto con la anfibolita de Padua; presenta localmente zonas de migmatización (Barrero y Vesga, 1976) y hacia el occidente aparece en contacto, localmente fallado, con cuarcitas del Complejo Cajamarca. La constitución litológica de estas rocas paleozoicas y mesozoicas, pérmicas y triásicas, corresponde a una composición predominante de tonalítica a granodiorítica, con estructura neísica definida por la orientación subparalela de láminas de biotita y moscovita y textura hipidioblástica inequigranular de grano medio a grueso; localmente presenta textura granoblástica desarrollada por efectos dinámicos indicados por la extinción ondulatoria del cuarzo, fracturamiento de feldespatos y flexionamiento de las láminas de mica (González, 2001).

Anfibolita de Padua (Pap).

La Anfibolita de Padua es el nombre asignado por (Barrero y Vesga, 1976) a un cuerpo elongado de 17 Km de largo por 1.5 Km de ancho, en contacto fallado al sureste con metamorfitas del Complejo Cajamarca y al noreste con el intrusivo de Néisico de Padua, con el cual forma zonas de migmatitas. Al este el contacto es fallado y está marcado por la Falla Palestina. Macroscópicamente, las rocas predominantes en esta unidad son granoblásticas de grano medio a fino, equigranulares, color moteado y foliación definida por la disposición paralela a subparalela de cristales tabulares de hornblenda. La asociación íntima con el intrusivo Néisico de Padua y sus características texturales, permiten considerar a estas rocas como metaígneas, sometidas a condiciones de metamorfismo de las facies anfibolita, metamorfismo de grado medio (González, 2001).

Unidades del Mesozoico

Batolito de Sonsón (Jcds).

El Batolito de Sonsón recibe su nombre de la población de Sonsón, al norte del área cartografiada (González, 1980), y tiene una extensión de 950 Km², de los cuales 60 Km² de su extremo sur afloran en la Plancha 206. Gran parte de los contactos y su posible extensión al sur, se encuentran cubiertos por depósitos piroclásticos recientes, lo cual impide determinar relaciones o tipo de contacto con otras unidades, pero aparentemente es intrusivo del Complejo Cajamarca, formando en la mayoría de los casos, una aureola de contacto bien definida, excepto en su extremo sureste donde el contacto está controlado por la Falla Samaná Sur. El contacto con la Formación Valle Alto es fallado o discordante (González, 1980).

El Batolito es un cuerpo de composición homogénea, predominantemente tonalítica con rocas más básicas, dioritas y gabros, hacia el borde occidental; la estructura es masiva fanerítica equigranular de grano medio y localmente hacia los bordes presenta una estructura masiva fanerítica equigranular de grano medio y solo localmente hacia los bordes presenta una estructura protoclástica definida por la alineación de cristales laminares de mica o prismáticos de hornblenda con una inclinación suave hacia el este (González, 2001).

La roca predominante es una tonalita maciza de color moteado sal y pimienta, y estructura ligeramente néisica hacia los bordes. La textura es hipidiomórfica equigranular de grano medio con evidencias de deformación a lo largo de las Fallas de rio Dulce y Samaná Sur.

Stock de Mariquita (Kgdm).

Es el nombre dado por Barrero y Vesga (1976), a un cuerpo intrusivo que aflora en el flanco oriental de la Cordillera Central de Colombia, al noroccidente del Municipio de San Sebastián de Mariquita, en el norte del Departamento del Tolima. Aflora por la carretera que de Mariquita lleva al sitio conocido como Cataratas de Medina y Victoria; en el puente del río Guarinó existen afloramientos del intrusivo. Intruye rocas metamórficas del Complejo Cajamarca y sobre él reposan sedimentitas del Grupo Honda.

Está compuesto por granodiorita biotítica, leucocrática, con facies locales de diorita hornbléndica y cuarzodiorita. Los minerales constituyentes son cuarzo, feldespato potásico y plagioclasa; los máficos son biotita y muy subordinadamente hornblenda (en Núñez, A., 2001).

Según González (1993), se encuentra constituido por rocas macizas de aspecto moteado, de color gris a verde claro, hipidiomórfica, inequigranular, con textura fanerítica fina a media, que ocasionalmente es de grano grueso; presenta color de alteración rosado, meteorización esferoidal y fuerte diaclasamiento por sectores.

Formación Abejorral (Kia).

La Formación Abejorral fue definida en los alrededores de Abejorral (Antioquia) por Burgl y Radelli (1962) y, posteriormente, estudiada en detalle en su prolongación hacia el sur hasta el departamento de Caldas en la región de San Félix y Valle Alto, por González (1980, 1993), Rodríguez y Rojas (1985) y (Etayo, 1985). En la Plancha 206, aparece el extremo sur de esta

unidad, en gran parte cubierta por depósitos piroclásticos recientes que, además, enmascaran los contactos con las unidades adyacentes; el contacto con la Formación Valle Alto es tectónico y está enmarcado por la Falla Samaná Sur mientras que el contacto con el Batolito de Sonsón, al norte del área considerada, es en parte tectónico y en parte discordante (González, 1980; Rodríguez y Rojas, 1985).

El nivel basal expuesto está conformado por capas de conglomerado con soporte arenoso y, ocasionalmente, grano-soportados, con gravas tamaño guijo y guijarro, redondeadas a subredondeadas de cuarcitas y cuarzo lechoso, con matriz de grano fino a grueso de formas redondeadas. Ocasionalmente, se observa gradación de guijo hasta gránulo. Hacia arriba de los niveles conglomeráticos aparecen facies de arenitas con estructuras, composición y contenido faunístico variable.

Unidades del Cenozoico

Pórfidos Andesíticos (Ngad).

Está unidad está descrita en las memorias de la Plancha 206 de Ingeominas como Pórfidos de Neira, y corresponden a cuerpos de rocas porfiriticas hipoabisales de afloran con una extensión de 18 Km² al noreste y sureste de la población de Neira, de donde recibe su nombre (Mosquera, 1978); se encuentran parcialmente cubiertos por flujos piroclásticos de Neira y por depósitos de ceniza volcánicas recientes. Son intrusivos en esquistos del Complejo Cajamarca al este.

El cuerpo principal está constituido por rocas masivas porfídicas de tono grisáceo con fenocristales de plagioclasa hasta de 0,5 cm y más finos de biotita y hornblenda en una matriz microcristalina. La roca predominante corresponde a feno – andesita porfídica y a pórfidos andesíticos, con poca variación mineralógica y química de uno a otro tipo de roca y solo hay cambios texturales y en la relación fenocristales – matriz. Debido a que no se tiene la certeza de que corresponda al mismo cuerpo ígneo, se determinó llamar a esta unidad Pórfido Andesítico (Ngad).

Depósitos Piroclásticos (Qto)

Esta unidad corresponde a depósitos piroclásticos de caída, producto de la actividad cuaternaria de los volcanes del Complejo Ruiz – Tolima, cubren gran parte de la región central de las planchas, aledaña al eje central de la Cordillera Central, oscureciendo las relaciones entre unidades litológicas más antiguas y suavizando la morfología del terreno.

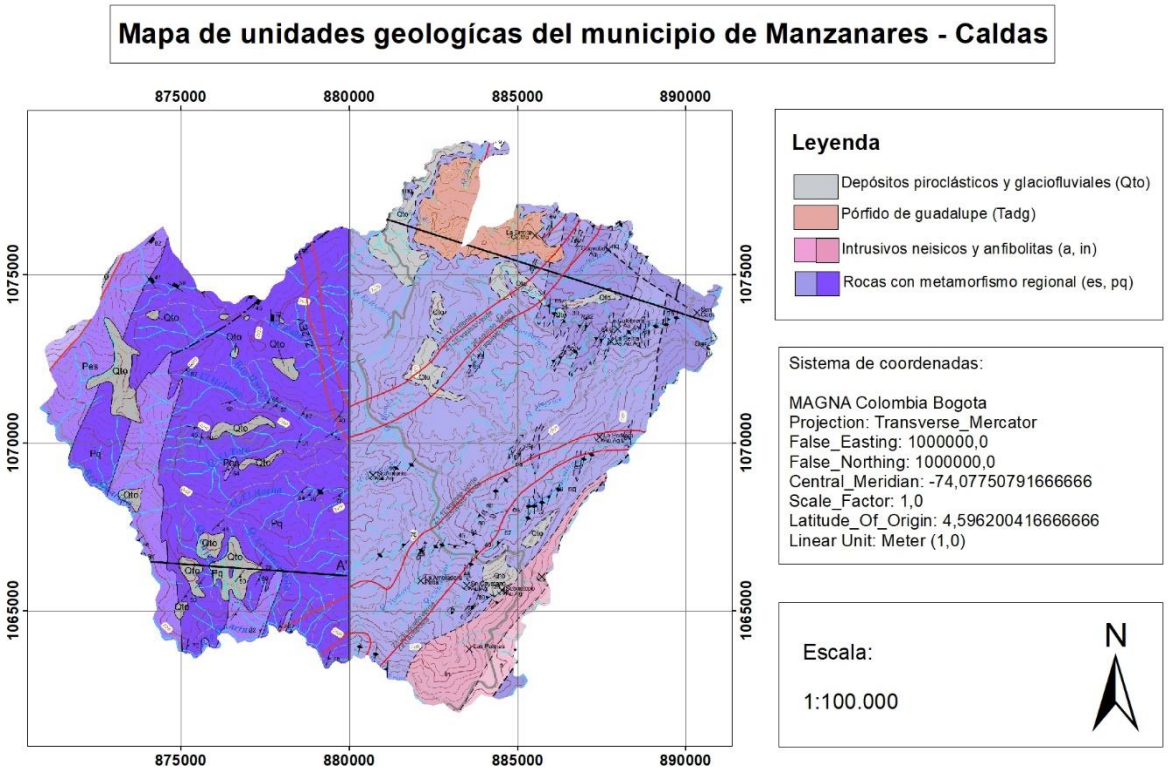
Las capas piroclásticas están compuestas por cenizas, lapilli pumítico y, ocasionalmente, bombas volcánicas. En los cortes de las carreteras a Letras, Herveo y Murillo se observan espesores de más de 30 m de cenizas y lapilli pumítico con varios niveles de suelos fósiles intercalados, que se acomodan a la topografía preexistente. Localmente, aparecen algunos niveles arcillosos intercalados en la secuencia de ceniza – lapilli que indican una depositación en un medio acuoso. El grado de litificación, por lo general, es bajo.

Cerca al Cerro Bravo, sector El Doce, se encuentra, como material suelto, bombas corteza de pan, con diámetro promedio de 10 cm, que indica explosiones recientes en el complejo de domos. Bombas de este tipo que se encuentran a mayor distancia, hacen parte de los fragmentos juveniles

de flujos de ceniza y pómez que fueron arrojados como proyectiles balísticos y luego incorporados en el flujo. Los depósitos de ceniza encontrados en el área han tenido como fuente los volcanes Ruiz y Tolima, ya que los directamente asociados con el Volcán Cerro Bravo son, generalmente, productos que acompañan otros materiales piroclásticos emitidos en las erupciones (González, 2001).

Los depósitos o capas de pómez o lapilli pumíticos corresponden a depósitos plinianos de caída; tienen una distribución muy amplia alrededor del Volcán Cerro Bravo y están intercalados con los demás productos del mismo. Herd (1974) identificó en el área 17 niveles plinianos asociados a la actividad del Cerro Bravo en los últimos 14000 años, mientras que Lescinky (1990), los dividió en 9 niveles. Los fragmentos juveniles son de pómez de tonalidades variadas en superficie y blancos en el interior, fibroso, con fenocristales de plagioclasa y máficos. La composición global es andesítica. Las tefras aparecen estratificadas en zonas relativamente planas, mientras que al aumentar la pendiente se pierde la disposición en capas y aparece una masa arenosa deleznable, cruzada por las numerosas fracturas que localmente le dan una estructura columnar. El límite entre capas está marcado por una delgada e irregular capa de limolita color pardo oscuro (González, 2001).

Figura 4. Mapa de unidades geológicas del municipio de Manzanares, tomado y modificado de la plancha 206 y 207 del servicio geológico colombiano a escala 1:100.000.



Fuente: Servicio Geológico Colombiano, 2015.

3.1. Geología estructural

De acuerdo a la cartografía geológica proporcionada por el Servicio Geológico Colombiano, en el municipio de Manzanares pasan una serie de fallas que en su mayoría son inferidas y no cuentan con un nombre. En la región Sureste de este municipio pasa el trazo de la Falla Palestina la cual se encuentra asociada al Sistema de Fallas Palestina.

Falla Palestina

Localizada en el sector sur de la Cuenca, y coloca en contacto rocas de las unidades Anfibolitas de Padua (Pap) y los esquistos cuarzo-sericíticos (Pes) del Complejo de Cajamarca. En la cuenca presenta una orientación con rumbo N30°E y es considerada como una falla de rumbo dextrolateral que atraviesa la Cordillera Central sobre 350 km de longitud. La falla Palestina tiene una expresión morfológica caracterizada por una depresión lineal notable con valles alargados y alineados, y boquerones profundos en las crestas de los cerros; según Page (1986), depósitos volcánicos están posiblemente desplazados por la falla y estima que el grado de actividad es bajo (en González, 2001).

Cortés (1990; en Cruz & Jiménez, 2003) establece su disposición espacial como N15°E/85°W, con falles menores o satélites que conforman una estructura en forma de espina de pescado, generando fracturación, deformación y fallamiento regional; fue afectada por dos sistemas de fallas transversales que la desplazan formando un ángulo de 59° y 77° (en Acosta, 2007).

Collins et al., (1981), reporta evidencias congruentes de actividad cuaternaria y estima una falla de desplazamiento vertical entre 0,06 y 0,4 mm/año, con desplazamientos de buzamiento al W y probable componente sinestral (en Acosta, 2007).

4. Marco geomorfológico

La geomorfología involucra y relaciona al paisaje con los procesos que le dieron origen y sus condiciones ambientales. Según esto, la interpretación de la geomorfología tiene por finalidad la descripción de las formas del terreno, y la explicación de su génesis (origen), evolución a través del tiempo geológico, la definición de la naturaleza de los materiales, la clasificación de los paisajes según el proceso o agente natural dominante, composición, edad, y la explicación de la magnitud de los agentes y procesos geomorfológicos modeladores (SGC, 2012).

Debido a que la escala de trabajo empleada en este estudio es detallada, se requiere hacer la jerarquización geomorfológica con la finalidad de homogenizar las unidades encontradas, en la cual el máximo nivel de detalle es el elemento geomorfológico concepto definido por los rasgos del relieve, la morfometría detallada del terreno y los microrrelieves asociados con unas características litológicas del estudio, permitiendo el análisis de la evolución geomorfológica y geológica de la misma (Carvajal, 2011).

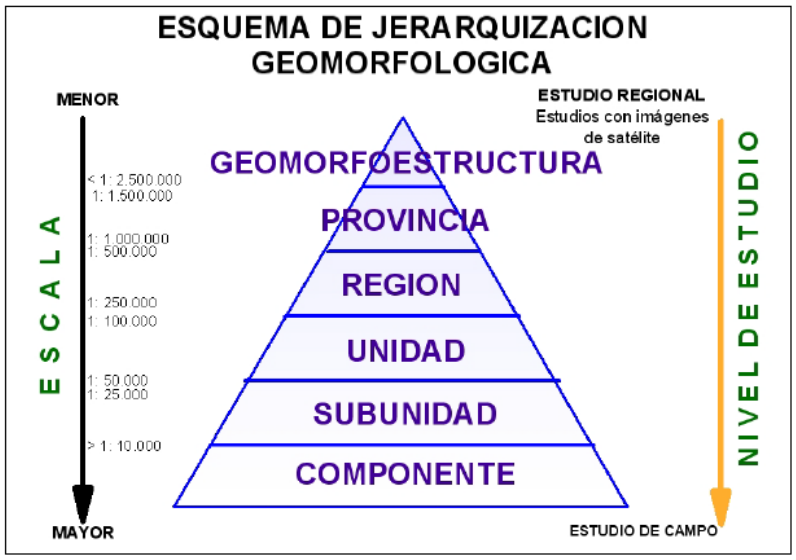


Figura 5. Jerarquización geomorfológica. Carvajal (2008).

A continuación, se describe el proceso de jerarquización geomorfológica empleado, sus descripciones y los resultados obtenidos en cada uno de ellos:

4.1 Geomorfoestructura

Se refiere a grandes áreas geográficas o amplios espacios continentales o intracontinentales caracterizados y definidos por estructuras geológicas y topográficas regionales que han tenido deformación o basculamiento y posiblemente metamorfismo o intrusión ígnea. El nombre propuesto para las Geomorfoestructuras es compuesto y consiste del término Sistema asociado a un término Morfológico de macrorrelieve combinado con un nombre geográfico regional reconocido (Carvajal, 2008).

Por tal razón, el municipio de Manzanares se encuentra en la geomorfoestructura denominada **Sistema Orogénico Andino**, teniendo en cuenta la manera como debe clasificarse y la ubicación geográfica del lugar.

4.2 Provincia Geomorfológica

Se diferencian y delimitan las formas del relieve tomando como base sus características geológicas, morfológicas y geográficas. Se definen en términos tales como; Cinturones Montañosos, Llanuras, Peneplanicies, Cordilleras, Serranías y están establecidas para escalas entre 1:1.000.000 – 1.500.000. El nombre propuesto para la Provincia Geomorfológica es compuesto y consiste de un término morfológico de macro relieve, combinado con un nombre geográfico definido por el nombre del terreno geológico o región natural respectiva (Carvajal, 2008).

El área de estudio se encuentra en la Provincia Geomorfológica de la cadena montañosa de los Andes, específicamente en la **Cordillera Central.**

4.3 Región Geomorfológica

El nombre propuesto para las regiones geomorfológicas está definido por un término morfológico de meso relieve, asociado con el nombre del ambiente morfogenético correspondiente.

Teniendo en cuenta que la provincia geomorfológica del área de estudio es la Cordillera Central, se toma el nombre morfológico de **Sierra**, ya que es la subdivisión correspondiente a Cordillera.

Ya que el ambiente morfogenético hace alusión a las condiciones físicas, químicas, bióticas y climáticas bajo las cuales se generaron las geoformas. Se determina con base en la interpretación de los procesos geomorfológicos registrados (origen tanto endógeno como exógeno), que dieron lugar a la formación, evolución y modificación de las mismas.

Los ambientes morfogenéticos se agrupan de manera general en: ambiente morfoestructural (S), ambiente volcánico (V), ambiente denudacional (D), ambiente fluvial y lagunar (F), ambiente marino y costero (M), ambiente glacial y periglaciar (G), ambiente eólico (E), ambiente kárstico (K), ambiente antropogénico (A) (Carvajal, 2008).

Con las observaciones hechas en la fase de campo, las fotografías tomadas, las características topográficas encontradas en la información bibliográfica y el uso de la plataforma Google Earth, es posible interpretar el ambiente correspondiente para el área de trabajo. Endógenamente, el municipio y la región en general están asentadas en geoformas producto de la subducción de una placa oceánica (Nazca) por debajo de una placa continental (Suramericana) que originan cadenas orogénicas representadas por las cordilleras. Debido al intenso tectonismo de la zona se han generado estructuras como fallas y plegamientos que controlan la morfología de la región,

En ese orden de ideas el ambiente geomorfológico principal es el correspondiente a morfoestructural (S), el cual es definido por el Servicio Geológico Colombiano (SGC) (2008) como “geoformas generadas por la dinámica interna de la Tierra, especialmente asociadas a fallamientos y plegamientos”.

Dado que la morfología de mesorrelieve correspondiente es la de sierra y el ambiente geomorfológico principal es el morfoestructural, se considera que la región geomorfológica es **Sierra Estructural.**

4.4 Unidad Geomorfológica

Es la unidad básica de la cartografía geomorfológica. El término unidad geomorfológica se define como una geoforma individual genéticamente homogénea, generada por un proceso geomórfico de acumulación o erosión, típico de un ambiente morfogenético dado. Está determinada con criterios genéticos, morfológicos y geométricos en función de la escala de trabajo propuesta de 1: 50.000 a 1:100.000 (Carvajal, 2008).

A partir de la fotointerpretación se observó la asimetría de las geoformas, por lo que se considera la morfología de cuesta la cual es definida como "sierra asimétrica elongada y amplia de morfología colinada o alomada" (SGC, 2012). De esta manera la unidad geomorfológica estructural es la **Cuesta Estructural.**

4.5 Subunidad geomorfológica

Es una subdivisión de las unidades geomorfológicas; está determinada fundamentalmente por los contrastes morfológicos y morfométricos, que relacionan el tipo de material o la disposición estructural de los mismos, con la correspondiente topografía del terreno. Igualmente está definida por el contraste dado por las formaciones superficiales asociadas a procesos morfodinámicos actuales de meteorización, erosión, transporte y acumulación bien definidos o determinados (Carvajal, 2008).

Las cuestas se componen de laderas, por lo tanto, se considera como subunidades geomorfológicas estructurales a las laderas que por pertenecer a un ambiente estructural reciben el nombre de **ladera estructural.**

Estas laderas son de baja pendiente por lo que se consideran planas a suavemente inclinadas: menores a 5 grados de inclinación.

5. Prospección geotécnica

La prospección geotécnica consiste en la ejecución de apiques, trincheras, perforaciones o sondeos con muestreo (H.3.2.2. NSR-10). El número mínimo de sondeos de exploración que deben efectuarse se desarrolla de acuerdo a la categoría de la edificación tal y como lo presenta la tabla H.3.2-1 de la NSR-10:

Tabla 1. Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción según la categoría de la unidad de construcción

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

Fuente: Propia

Tal y como se explicó en el apartado de introducción, este estudio corresponde a una edificación de categoría baja por lo que se deben hacer mínimo 3 sondeos de 6 metros. Por lo menos el 50% de los sondeos debe alcanzar la profundidad mínima de la tabla anteriormente mostrada, sin embargo, también aplican, entre otros, los siguientes criterios (H.3.2.5, NSR-10):

- 1,5 veces el ancho de la cimentación
- 2,5 veces el ancho de mayor dimensión
- Longitud del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote o 2 veces el ancho del grupo de pilotes.
- 2,5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión para grupos de pilotes
- En todo caso primará el concepto del ingeniero geotecnista

El método utilizado para la extracción de muestras se basó en la realización de sondeos semi-mecánico con el aparato conocido como “mariposa” operada por dos obreros.

De cada una de las perforaciones se extrajeron muestras en tubos de pared delgada y en bolsa para ser ensayadas en laboratorio. Los ensayos realizados fueron los siguientes:

- Clasificación:
  - Granulometría por lavado (pasante Tamiz # 200).
  - Límites de Atterberg:

- Propiedades físicas:
  - Humedad Natural.

- Peso Unitario:
  - Húmedo.
  - Seco.

- Propiedades Mecánicas:
  - Resistencia a la Compresión Inconfinada.

- Corte directo.



Fotografía 1. Muestra de suelo tomada en campo.

6. Descripción de las perforaciones

Perforación 1

Se da inicio a la perforación encontrando un estrato de 1,3 m de suelo orgánico, seguidamente se encuentra un estrato de suelo con espesor de 0,8 m, color café grisáceo, areno-limoso, plasticidad baja, humedad baja, posteriormente se encuentra un estrato de suelo con espesor de 1,90 m, color marrón, areno-limoso, plasticidad baja, humedad media, finalmente se encuentra un estrato de suelo color gris claro, areno-limoso, plasticidad alta, humedad alta, este estrato de suelo es continuo hasta los 6,0 m donde finaliza la perforación. Se encontró NAF (nivel de aguas freáticas) a los 3,6 m.



Fotografía 2. Perforación 1.

Perforación 2

Se da inicio a la perforación encontrando un estrato de suelo de espesor de 1,80 m, color marrón, areno-limoso, plasticidad baja, humedad media, posteriormente se encuentra un estrato de suelo, color gris claro, areno-limoso, plasticidad alta, humedad alta, se saca muestra inalterada (Shelby) a los 3,20 m, MANZA2_P2_M1_3,20m. Este último suelo tiene continuidad hasta los 4,80 m, donde hay rechazo. Se encontró NAF (nivel de aguas freáticas) a los 1,40 m.



Fotografía 3. Perforación 2.

Perforación 3

Se da inicio a la perforación encontrando 0,4 m de lleno antrópico, posteriormente se encuentra un estrato de suelo con espesor de 1,0 m, color marrón, areno-limoso, plasticidad alta, humedad alta, posteriormente se encuentra un estrato de suelo color gris claro, areno-limoso, plasticidad alta, humedad alta, este tiene continuidad hasta los 4,2 m, donde hay rechazo. Se encontró NAF a los 0,8 m.



Fotografía 4. Ejemplo de estratos encontrados.

6.1. Perfil típico de la zona de estudio

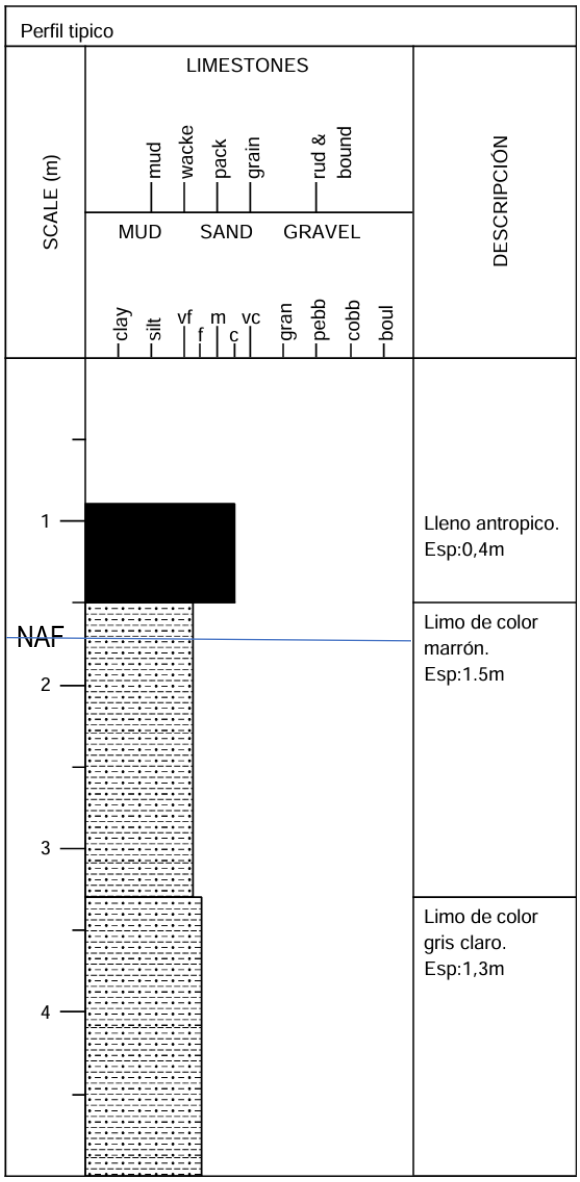


Figura 5. Perfiles estratigráficos.

Fuente: Propia.

7. Caracterización geotécnica de los materiales

7.1. Clasificación de suelos:

Para la clasificación de los diferentes estratos, se utilizará el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), el cual tiene como principal parámetro la carta de plasticidad y la distribución granulométrica de las partículas. De acuerdo a esto es necesaria la determinación de los límites de Atterberg y de granulometría por tamizado.

Los depósitos que conforman la zona de estudio, presentan una textura arenosa.

Según el ensayo de lavado tamiz No 200, para el estrato café pasa el 22,9% de la muestra, lo que es característico de un suelo granular, dado que no supera el 50%, clasificándose, así como una arena o grava. Su clasificación SUCS es SC (arena arcillosa) ya que más del 12% de sus pasantes son finos. La humedad natural para el estrato café corresponde a 82%, lo que corresponde a un suelo seco.

Los resultados anteriores, así como los que serán enunciados a continuación, pueden verificarse en el Anexo C: Resultados de Laboratorio.

7.2. Límite Líquido

Para el estrato café se ha obtenido un límite líquido del 64%.

7.3. Límite plástico e índice de plasticidad

Para el estrato café se tiene un límite de plasticidad del 41% y un índice de plasticidad del 23%.

7.4. Resistencia a la Compresión Inconfinada

Para el estrato café se tiene un valor de resistencia a la compresión inconfinada de 5,14 ton/m2.

7.5. Peso Unitario del Suelo

Para el estrato café se tiene un peso unitario seco de 0,852 ton/m3 y un peso unitario húmedo de 1,552 ton/m3.

7.6. Cohesión

La cohesión del estrato café es de 6,0 ton/m2.

7.7. Angulo de fricción

El estrato café tiene un ángulo de fricción es de 31°

Tabla 2. Propiedades mecánicas de los materiales

ESTRATO	PUH	PUS	W	LL	LP	IP	200	C	Phi	USCS
	ton/m3	ton/m3	%	%	%	%	%	Ton/m2	Grados	%
Café gris.	1,552	0,852	82	64	41	23	22,9	6,0	31	SC

8. Suelos especiales

Algunos tipos de suelo presentan características o propiedades particulares que los convierten en materiales de difícil tratamiento en lo que tiene que ver con obras geotécnicas tales como de cimentaciones o de estabilidad de taludes.

8.1 Suelos expansivos

Los daños provocados por este tipo de suelos se manifiestan en las estructuras como fisuramientos, agrietamientos y giros de conjunto de los muros y elementos estructurales, a causa de movimientos desiguales en los cimientos. Esto se detona en períodos prolongados de verano o invierno como los causados por los fenómenos de El Niño y La Niña.

Las arcillas tienden en mayor o menor proporción a contraerse o expandirse cuando sufren cambios de humedad. Se considera que aquellos materiales con mayor facilidad de expansión son los minerales activos.

$$ACTIVIDAD\ (A) = \frac{índice\ de\ plasticidad\ (IP)}{Contenido\ de\ arcillas}$$

< 0,75: Inactiva
0,75 – 1,25: Normal
1,25 – 6,00: Activa
> 6,00: Muy activa

Entre los minerales más activos se reconocen la montmorillonita, la vermiculita y algunas variedades de haloisita. Para este caso:

$$A\ suelo = \frac{23}{22{,}9} = 1{,}00$$

El suelo se considera con activada normal.

La actividad del suelo ha indicado que el material es propenso a ser expansivo. Adicionalmente se evalúa el potencial de expansión que se recomienda en la NSR-10 en la tabla H.9.1-1.

Tabla 3. Potencial de expansión.

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm^2	Límite líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 – 30	50 – 63	6 – 12	23 – 45	18 – 37	> 100
Medio	10 –20	39 – 50	8 – 18	12 –34	12 – 27	50 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

Fuente: Tabla H.9.1-1 de NSR-10

En este caso se tienen datos de límite líquido e índice de plasticidad. El límite líquido del suelo es de 64 y el índice de plasticidad es de 23. Según lo anterior, el suelo tiene un potencial de expansión alto a muy alto, además, la actividad ha corroborado que se tiene un comportamiento de actividad normal,

por lo tanto, no se descarta que este suelo sea expansivo, lo cual no es favorable para que sobre este material se cimentará la edificación y se requiere de manejo.

8.2 Suelos dispersivos o erodables

Son aquellos suelos que exhiben una manifiesta vulnerabilidad ante la presencia de agua.

- Dispersivos: Arcillas con concentración de sales de sodio mayor al 40% del total de sales disueltas.
- Erodables: Arenas finas, polvo de roca, limos no cohesivos y depósitos eólicos.

En cuanto a comportamiento, los suelos dispersivos se caracterizan porque entran de manera espontánea en solución cuando hay presencia de agua, primero como una nube de materia en suspensión, y luego como una extensión generalizada del fenómeno. Por su parte, los erodables no se disuelven, pero sí son afectados por agua, aunque sean flujos de poco caudal formando fácilmente carcavamiento, tubificación y erosión retrogresiva o remontante.

Por las visitas de campo se pudo corroborar que estos suelos no son susceptibles a la presencia de agua pues no ocurre ni que se formen nubes de materia en suspensión por agua ni tampoco ocurre que se forme erosión de manera inmediata por efecto del agua.

8.3 Suelos colapsables

Este tipo de suelos suceden cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos el depósito es inestable.

El potencial de colapsabilidad se identifica a partir de:

Donde γd crít es el peso unitario seco crítico, γw es el peso unitario del agua, Gs es la gravedad específica y LL es el límite líquido.

Sí γd/γd crít es mayor a 1 el suelo es estable o expansivo (condición ya descartada), sí γd/γd crít es menor a 1 el suelo es colapsable.

$$\gamma d\ cr\acute{\imath}t = \frac{\gamma w}{\frac{1}{Gs} + LL}$$

$$\gamma d\ cr\acute{\imath}t1\ = \frac{1}{\frac{1}{2{,}7} + 0{,}64} = 0{,}99$$

$$\frac{\gamma d\ 1}{\gamma d\ cr\acute{\imath}t\ 1} = \frac{0{,}85}{0{,}99} = 0{,}86$$

El suelo no es estable ante la colapsabilidad, por lo tanto, se requiere aumentar la compactación del material.

8.4 Suelos licuables

Estos suelos se dan en granulometrías arenosas y donde el nivel freático sea muy somero. Ninguna de las condiciones se cumple para estos suelos. Es más, no es común que en la zona de Manzanares se den suelos licuables.

8.5 Efecto de agua o vegetación

Por las visitas de campo se pudo observar que sobre el área de interés no hay cuerpos de agua que involucren ningún tipo de inconveniente. Del mismo modo la vegetación corresponde a pastos limpios o arbustos bajos los cuales no representan riesgo para las cimentaciones de la edificación dada su baja profundidad radicular.

9. Análisis de la capacidad de carga del suelo

Basándose en las características de la zona de estudio y por el tipo de construcción que se presenta en la edificación (sistema aporticado), se recomienda que la cimentación sea de tipo superficial: zapatas aisladas bajo cada columna de la estructura apoyadas sobre el primer estrato. Se proponen varias alternativas de cimentación tomando en cuenta diferentes anchos de base y diferentes niveles de desplante.

El estrato sobre el cual se localizará la zapata es el primero que aparece en la columna estratigráfica después del lleno antrópico; tiene un espesor promedio de 1,5 metros, profundidad a partir de la cual aparece un segundo estrato.

Para obtener las propiedades geomecánicas del estrato se tomaron muestras a diferentes profundidades y se realizaron ensayos de resistencia como el corte directo y la compresión inconfinada tal y como se explicó anteriormente en los apartados de prospección geotécnica y de caracterización geotécnica. Particularmente, la resistencia a la compresión del estrato donde estará la cimentación es de 5,14 ton/m2, para lo que se tomará un valor de 5,0 ton/m2 como referencia para ser conservadores.

Así pues, los datos usados para el cálculo de la capacidad de carga del suelo son 1,56 ton/m³ para el peso unitario; 6,00 ton/m2 para la cohesión y en el ángulo de fricción se dejará el valor de 31°.

La capacidad de carga se calcula con base en la fórmula de Terzaghi y modificada por Meyerhof quien incluyó factores de corrección y de carga, la ecuación se presenta a continuación. Esta capacidad de carga debe ser castigada por un factor de seguridad de 3 para determinar una capacidad de carga admisible tal y como lo indica la NSR-10.

$$Qf = c * Nc * Sc + q * Nq * cwq * Sq + 0.5 * PUT * B * Ng * cwg * Sg$$

$$Qa = Qf/3$$

Con

$$Sc = 1 + \frac{Df}{B} * \frac{Nq}{Nc}$$

$$Sq = 1 + \frac{Df}{B} * \tan Ø$$

$$Sc = 1 - 0{,}4 * \frac{Df}{B}$$

$$Cwq = 0{,}5$$

$$Cwg = 0{,}5$$

Dónde:

Qf = Capacidad de carga en el momento de la falla
Qa= Capacidad de carga admisible del suelo para un factor de seguridad de 3
c = Cohesión del suelo
q= Sobrecarga (Nivel de desplante * Peso unitario)

PUT = Peso unitario del material
Nc, Nq y Ng = Factores de carga de Meyerhof función del ángulo de fricción.

Para efectos de un cálculo conservativo, los factores de carga serán analizados para falla local. Se da claridad en que la falla local aplica para cimentaciones que se apoyan en estratos de suelo arcilloso o arenoso de compactación media que, al aumentar la carga, hace que se incremente el asentamiento con la particularidad de que la superficie de falla se extiende de forma gradual hasta la superficie y termina dentro de la misma masa de suelo y no del terreno. Se puede tratar como una falla intermedia entre falla general y falla por punzonamiento donde se presenta hinchamiento del suelo al lado de la cimentación y compresión vertical por debajo de la misma.

La fórmula de capacidad de carga general presentada en este capítulo no varía, lo que si debe ajustarse son los factores de carga y los factores de forma, lo anterior porque estos dependen en gran parte del ángulo de fricción, el cual se debe ajustar como tan-1 (2/3 (tan((fricción))). La cohesión también debe corregirse a 2/3 de su valor.

Sí bien el ángulo de fricción es de 31 grados, este debe trabajarse como 22, por lo tanto, los factores de carga Nc, Nq y Ng son 16,9, 7,8 y 7,1.

Los valores de capacidad de carga en el momento de la falla y la capacidad de carga admisible serán (ver página siguiente):

Tabla 3. Capacidad de carga admisible para diferentes opciones de ancho de cimentación y un nivel de desplante de 1 m

1	B	q ultima (Kn/m2)	q admisible (Kn/m2)	q admisible (ton/m2)
PARA Df = 1,0 m	1	732,93	244,31	24,43
	1,1	734,26	244,75	24,48
	1,2	735,58	245,19	24,52
	1,3	736,91	245,64	24,56
	1,4	738,23	246,08	24,61
	1,5	739,56	246,52	24,65
	1,6	740,89	246,96	24,7
	1,7	742,21	247,4	24,74
	1,8	743,54	247,85	24,79
	1,9	744,86	248,29	24,83
	2	746,19	248,73	24,87
	2,1	747,51	249,17	24,92
	2,2	748,84	249,61	24,96
	2,3	750,16	250,05	25,01
	2,4	751,49	250,5	25,05
	2,5	752,81	250,94	25,09
	2,6	754,14	251,38	25,14
	2,7	755,46	251,82	25,18
	2,8	756,79	252,26	25,23
	2,9	758,11	252,7	25,27
	3	759,44	253,15	25,32
	3,1	760,77	253,59	25,36
	3,2	762,09	254,03	25,4
	3,3	763,42	254,47	25,45
	3,4	764,74	254,91	25,49
	3,5	766,07	255,36	25,54
	3,6	767,39	255,8	25,58
	3,7	768,72	256,24	25,62
	3,8	770,04	256,68	25,67
	3,9	771,37	257,12	25,71
	4	772,69	257,56	25,76
	4,1	774,02	258,01	25,8
	4,2	775,34	258,45	25,85
	4,3	776,67	258,89	25,89
	4,4	777,99	259,33	25,93
	4,5	779,32	259,77	25,98
	4,6	780,65	260,22	26,02
	4,7	781,97	260,66	26,07
	4,8	783,3	261,1	26,11
	4,9	784,62	261,54	26,15
	5	785,95	261,98	26,2

Fuente: Propia

Tabla 4. Capacidad de carga admisible para diferentes opciones de ancho de cimentación y un nivel de desplante de 1,1 m

1	B	q ultima (Kn/m2)	q admisible (Kn/m2)	q admisible (ton/m2)
PARA Df = 1,1 m	1	737,3	245,77	24,58
	1,1	738,63	246,21	24,62
	1,2	739,95	246,65	24,67
	1,3	741,28	247,09	24,71
	1,4	742,6	247,53	24,75
	1,5	743,93	247,98	24,8
	1,6	745,25	248,42	24,84
	1,7	746,58	248,86	24,89
	1,8	747,9	249,3	24,93
	1,9	749,23	249,74	24,97
	2	750,55	250,18	25,02
	2,1	751,88	250,63	25,06
	2,2	753,21	251,07	25,11
	2,3	754,53	251,51	25,15
	2,4	755,86	251,95	25,2
	2,5	757,18	252,39	25,24
	2,6	758,51	252,84	25,28
	2,7	759,83	253,28	25,33
	2,8	761,16	253,72	25,37
	2,9	762,48	254,16	25,42
	3	763,81	254,6	25,46
	3,1	765,13	255,04	25,5
	3,2	766,46	255,49	25,55
	3,3	767,78	255,93	25,59
	3,4	769,11	256,37	25,64
	3,5	770,43	256,81	25,68
	3,6	771,76	257,25	25,73
	3,7	773,09	257,7	25,77
	3,8	774,41	258,14	25,81
	3,9	775,74	258,58	25,86
	4	777,06	259,02	25,9
	4,1	778,39	259,46	25,95
	4,2	779,71	259,9	25,99
	4,3	781,04	260,35	26,04
	4,4	782,36	260,79	26,08
	4,5	783,69	261,23	26,12
	4,6	785,01	261,67	26,17
	4,7	786,34	262,11	26,21
	4,8	787,66	262,55	26,26
	4,9	788,99	263	26,3
	5	790,31	263,44	26,34

Fuente: Propia

Tabla 5. Capacidad de carga admisible para diferentes opciones de ancho de cimentación y un nivel de desplante de 1,2 m

1	B	q ultima (Kn/m2)	q admisible (Kn/m2)	q admisible (ton/m2)
PARA Df = 1,2 m	1	741,67	247,22	24,72
	1,1	742,99	247,66	24,77
	1,2	744,32	248,11	24,81
	1,3	745,65	248,55	24,86
	1,4	746,97	248,99	24,9
	1,5	748,3	249,43	24,94
	1,6	749,62	249,87	24,99
	1,7	750,95	250,32	25,03
	1,8	752,27	250,76	25,08
	1,9	753,6	251,2	25,12
	2	754,92	251,64	25,16
	2,1	756,25	252,08	25,21
	2,2	757,57	252,52	25,25
	2,3	758,9	252,97	25,3
	2,4	760,22	253,41	25,34
	2,5	761,55	253,85	25,39
	2,6	762,87	254,29	25,43
	2,7	764,2	254,73	25,47
	2,8	765,53	255,18	25,52
	2,9	766,85	255,62	25,56
	3	768,18	256,06	25,61
	3,1	769,5	256,5	25,65
	3,2	770,83	256,94	25,69
	3,3	772,15	257,38	25,74
	3,4	773,48	257,83	25,78
	3,5	774,8	258,27	25,83
	3,6	776,13	258,71	25,87
	3,7	777,45	259,15	25,92
	3,8	778,78	259,59	25,96
	3,9	780,1	260,03	26
	4	781,43	260,48	26,05
	4,1	782,75	260,92	26,09
	4,2	784,08	261,36	26,14
	4,3	785,41	261,8	26,18
	4,4	786,73	262,24	26,22
	4,5	788,06	262,69	26,27
	4,6	789,38	263,13	26,31
	4,7	790,71	263,57	26,36
	4,8	792,03	264,01	26,4
	4,9	793,36	264,45	26,45
	5	794,68	264,89	26,49

Fuente: Propia

Tabla 6. Capacidad de carga admisible para diferentes opciones de ancho de cimentación y un nivel de desplante de 1,3 m

1	B	q ultima (Kn/m2)	q admisible (Kn/m2)	q admisible (ton/m2)
PARA Df = 1,3 m	1	746,04	248,68	24,87
	1,1	747,36	249,12	24,91
	1,2	748,69	249,56	24,96
	1,3	750,01	250	25
	1,4	751,34	250,45	25,05
	1,5	752,66	250,89	25,09
	1,6	753,99	251,33	25,13
	1,7	755,31	251,77	25,18
	1,8	756,64	252,21	25,22
	1,9	757,97	252,66	25,27
	2	759,29	253,1	25,31
	2,1	760,62	253,54	25,35
	2,2	761,94	253,98	25,4
	2,3	763,27	254,42	25,44
	2,4	764,59	254,86	25,49
	2,5	765,92	255,31	25,53
	2,6	767,24	255,75	25,58
	2,7	768,57	256,19	25,62
	2,8	769,89	256,63	25,66
	2,9	771,22	257,07	25,71
	3	772,54	257,51	25,75
	3,1	773,87	257,96	25,8
	3,2	775,19	258,4	25,84
	3,3	776,52	258,84	25,88
	3,4	777,85	259,28	25,93
	3,5	779,17	259,72	25,97
	3,6	780,5	260,17	26,02
	3,7	781,82	260,61	26,06
	3,8	783,15	261,05	26,11
	3,9	784,47	261,49	26,15
	4	785,8	261,93	26,19
	4,1	787,12	262,37	26,24
	4,2	788,45	262,82	26,28
	4,3	789,77	263,26	26,33
	4,4	791,1	263,7	26,37
	4,5	792,42	264,14	26,41
	4,6	793,75	264,58	26,46
	4,7	795,07	265,02	26,5
	4,8	796,4	265,47	26,55
	4,9	797,73	265,91	26,59
	5	799,05	266,35	26,64

Fuente: Propia

Tabla 7. Capacidad de carga admisible para diferentes opciones de ancho de cimentación y un nivel de desplante de 1,4 m

1	B	q ultima (Kn/m2)	q admisible (Kn/m2)	q admisible (ton/m2)
PARA Df = 1,4 m	1	750,41	250,14	25,01
	1,1	751,73	250,58	25,06
	1,2	753,06	251,02	25,1
	1,3	754,38	251,46	25,15
	1,4	755,71	251,9	25,19
	1,5	757,03	252,34	25,23
	1,6	758,36	252,79	25,28
	1,7	759,68	253,23	25,32
	1,8	761,01	253,67	25,37
	1,9	762,33	254,11	25,41
	2	763,66	254,55	25,46
	2,1	764,98	254,99	25,5
	2,2	766,31	255,44	25,54
	2,3	767,63	255,88	25,59
	2,4	768,96	256,32	25,63
	2,5	770,29	256,76	25,68
	2,6	771,61	257,2	25,72
	2,7	772,94	257,65	25,77
	2,8	774,26	258,09	25,81
	2,9	775,59	258,53	25,85
	3	776,91	258,97	25,9
	3,1	778,24	259,41	25,94
	3,2	779,56	259,85	25,99
	3,3	780,89	260,3	26,03
	3,4	782,21	260,74	26,07
	3,5	783,54	261,18	26,12
	3,6	784,86	261,62	26,16
	3,7	786,19	262,06	26,21
	3,8	787,51	262,5	26,25
	3,9	788,84	262,95	26,3
	4	790,17	263,39	26,34
	4,1	791,49	263,83	26,38
	4,2	792,82	264,27	26,43
	4,3	794,14	264,71	26,47
	4,4	795,47	265,16	26,52
	4,5	796,79	265,6	26,56
	4,6	798,12	266,04	26,6
	4,7	799,44	266,48	26,65
	4,8	800,77	266,92	26,69
	4,9	802,09	267,36	26,74
	5	803,42	267,81	26,78

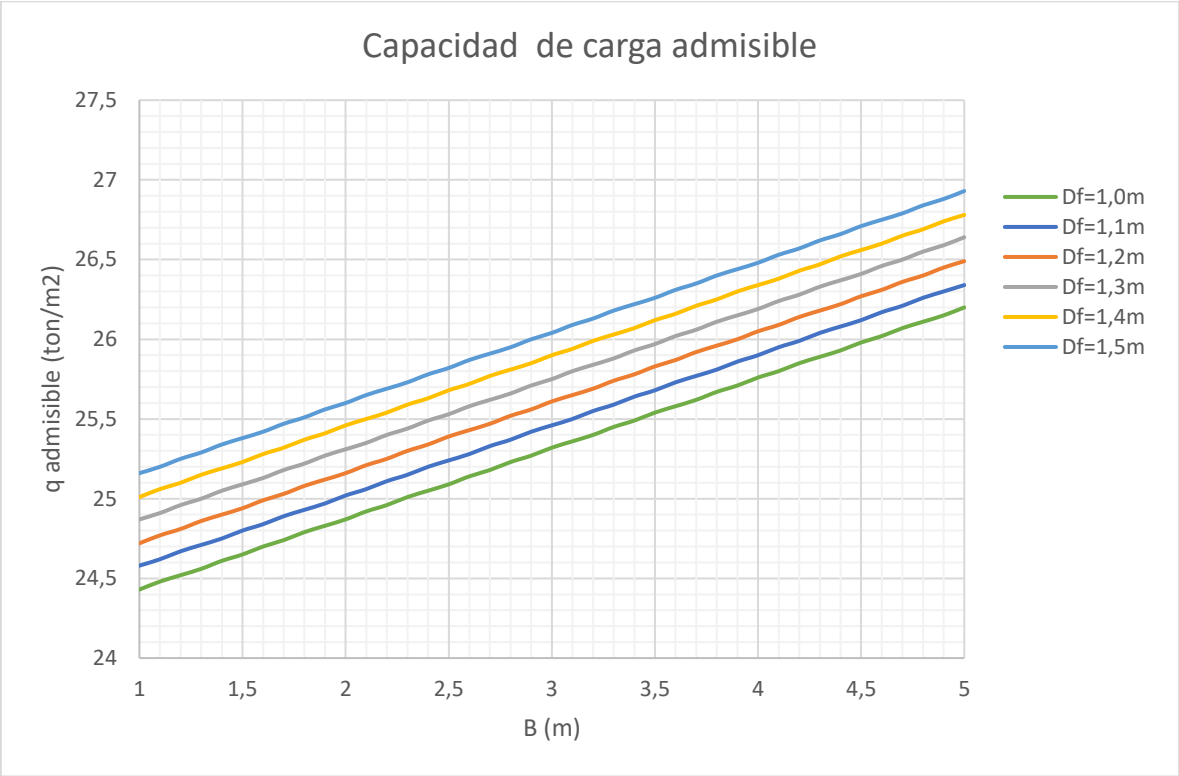
Fuente: Propia

Tabla 8. Capacidad de carga admisible para diferentes opciones de ancho de cimentación y un nivel de desplante de 1,5 m

1,5	B	q ultima (Kn/m2)	q admisible (Kn/m2)	q admisible (ton/m2)
PARA Df = 1,5 m	1	754,77	251,59	25,16
	1,1	756,1	252,03	25,2
	1,2	757,42	252,47	25,25
	1,3	758,75	252,92	25,29
	1,4	760,07	253,36	25,34
	1,5	761,4	253,8	25,38
	1,6	762,73	254,24	25,42
	1,7	764,05	254,68	25,47
	1,8	765,38	255,13	25,51
	1,9	766,7	255,57	25,56
	2	768,03	256,01	25,6
	2,1	769,35	256,45	25,65
	2,2	770,68	256,89	25,69
	2,3	772	257,33	25,73
	2,4	773,33	257,78	25,78
	2,5	774,65	258,22	25,82
	2,6	775,98	258,66	25,87
	2,7	777,3	259,1	25,91
	2,8	778,63	259,54	25,95
	2,9	779,95	259,98	26
	3	781,28	260,43	26,04
	3,1	782,61	260,87	26,09
	3,2	783,93	261,31	26,13
	3,3	785,26	261,75	26,18
	3,4	786,58	262,19	26,22
	3,5	787,91	262,64	26,26
	3,6	789,23	263,08	26,31
	3,7	790,56	263,52	26,35
	3,8	791,88	263,96	26,4
	3,9	793,21	264,4	26,44
	4	794,53	264,84	26,48
	4,1	795,86	265,29	26,53
	4,2	797,18	265,73	26,57
	4,3	798,51	266,17	26,62
	4,4	799,83	266,61	26,66
	4,5	801,16	267,05	26,71
	4,6	802,49	267,5	26,75
	4,7	803,81	267,94	26,79
	4,8	805,14	268,38	26,84
	4,9	806,46	268,82	26,88
	5	807,79	269,26	26,93

Fuente: Propia

Figura 6. Resumen de capacidad de carga admisible para diferentes alternativas



Fuente: Propia

Debido a que el nivel de aguas está a una profundidad menor a potenciales anchos del cimiento, se hizo necesaria la corrección de la capacidad admisible por efecto de la tabla de agua sustituyendo el peso unitario saturado por el sumergido.

La carga ejercida por la estructura deberá ser calculada por el ingeniero estructural para elegir la cimentación más conveniente. Para diferentes tipos de carga transmitidas por las columnas a los cimientos se tiene que no debe superar la capacidad portante calculada en este apartado, así sí por ejemplo la carga es de 5 ton/m^2:

Tabla 9. Cuadro de cargas trasmitida por columnas

Carga puntual por área unitaria	Área unitaria del cimiento	Presión de contacto
Ton	m^2	Ton/m^2
5.0	1.0	5.0
10.0	2.0	5.0
20.0	4.0	5.0

Fuente: Propia

Tabla 10. Cuadro de cargas trasmitidas por las columnas de la edificación

Etiqueta	Columna	Carga (ton)
1	A1	5,91
2	A2	12,35
3	A3	12,16
4	A4	7,76
5	A5	6,11
6	B1	3,32
7	B2	4,06
8	B3	3,81
9	B4	4,30
10	B5	3,88
11	C1	3,46
12	C2	4,06
13	C3	3,83
14	C4	4,52
15	C5	3,54

Fuente: Área estructural de la consultoría

Ahora bien, se procede a revisar el esfuerzo real transmitido considerando la geometría de la cimentación:

Tabla 11. Cuadro de esfuerzos trasmitidos por las columnas de la edificación

Etiqueta	Columna	Carga (ton)
1	A1	4,10
2	A2	8,58
3	A3	8,44
4	A4	5,39
5	A5	4,24
6	B1	4,60
7	B2	5,62
8	B3	5,27
9	B4	5,95
10	B5	5,37
11	C1	4,79
12	C2	5,62
13	C3	5,30
14	C4	6,26
15	C5	4,90

Fuente: Área estructural de la consultoría

Se observa que la capacidad portante es suficiente para las solicitudes de esfuerzo, así:

- Las columnas A1, A2, A3, A4, A5 están cimentadas en zapatas cuadradas de 1,2 m de base y 1,5 m de desplante cuya capacidad portante es de 25,25 ton/m2.
- Las demás columnas están cimentadas en zapatas cuadradas de 0,85 m de base y 1,5 m de desplante cuya capacidad portante es de 25,09 ton/m2.

10. Cálculo de asentamientos

10.1. Asentamientos totales

El cálculo de los asentamientos depende de la distribución de los esfuerzos en la masa del suelo la cual fue analizada por Boussinesq, se usarán los ábacos para cargas rectangulares uniformemente distribuidas que analizan los esfuerzos a diferentes profundidades. El incremento de los esfuerzos por la sobrecarga aplica la regla - trapezoidal también de Boussinesq los incrementos de carga son representativos hasta una profundidad de 3B para cimientos superficiales rectangulares o cuadrados.

Para el cálculo de asentamientos se tomarán en cuenta las cargas transmitidas por las columnas tanto en escenario estático como dinámico las cuales se presentaron en la tabla 10.

El cálculo del asentamiento está dado por:

$$S = S_{elástico} + S_{consolidación\ primeria} + S_{consolidación\ secundaria}$$

En las siguientes tablas se presentan los datos requeridos para calcular asentamientos. La carga definitiva es tomada en cuenta y se presenta en las siguientes tablas como Qa. Para asentamientos elásticos se toma en cuenta la base del cimiento (B) y para el asentamiento por consolidación primaria se toman en cuenta ambas dimensiones de la zapata (largo y base) lo cual es indispensable para calcular lo que en las tablas se presenta como Sigma Superior, Sigma Medio y Sigma Inferior que dan lugar al cálculo de ΔP a partir de las metodologías de Boussinesq y los ábacos de Fadum.

Tabla 12. Asentamientos totales esperados para las diferentes cargas (Qa)

Etiq	Qa	B	L	A	Asent (mm)	Df	P0	Sigma Sup	Sigma Med	Sigma Inf	Delta P	Asent (mm)	Total (mm)
1	5,91	1,2	1,2	1,440	3,94E-02	1,5	0,84	0,328	0,328	0,328	0,328	32,38	32,41
2	12,35	1,2	1,2	1,440	8,24E-02	1,5	0,84	0,686	0,686	0,686	0,686	58,59	58,67
3	12,16	1,2	1,2	1,440	8,11E-02	1,5	0,84	0,676	0,676	0,676	0,676	57,91	57,99
4	7,76	1,2	1,2	1,440	5,18E-02	1,5	0,84	0,431	0,431	0,431	0,431	40,65	40,70
5	6,11	1,2	1,2	1,440	4,08E-02	1,5	0,84	0,339	0,339	0,339	0,339	33,30	33,34
6	3,32	0,85	0,85	0,723	1,57E-02	1,5	0,84	0,368	0,368	0,368	0,368	35,62	35,64
7	4,06	0,85	0,85	0,723	1,92E-02	1,5	0,84	0,450	0,450	0,450	0,450	42,06	42,08
8	3,81	0,85	0,85	0,723	1,80E-02	1,5	0,84	0,422	0,422	0,422	0,422	39,93	39,95
9	4,30	0,85	0,85	0,723	2,03E-02	1,5	0,84	0,476	0,476	0,476	0,476	44,06	44,08
10	3,88	0,85	0,85	0,723	1,83E-02	1,5	0,84	0,430	0,430	0,430	0,430	40,53	40,55
11	3,46	0,85	0,85	0,723	1,63E-02	1,5	0,84	0,383	0,383	0,383	0,383	36,87	36,89
12	4,06	0,85	0,85	0,723	1,92E-02	1,5	0,84	0,450	0,450	0,450	0,450	42,06	42,08
13	3,83	0,85	0,85	0,723	1,81E-02	1,5	0,84	0,424	0,424	0,424	0,424	40,10	40,12
14	4,52	0,85	0,85	0,723	2,14E-02	1,5	0,84	0,500	0,500	0,500	0,500	45,86	45,88
15	3,54	0,85	0,85	0,723	1,67E-02	1,5	0,84	0,392	0,392	0,612	0,429	40,46	40,48

Fuente: Propia

En ningún caso se da que los asentamientos totales sean superiores a 30 cms (300 mms) (Numeral H.4.9.2 NSR-10), lo cual es admisible para edificaciones aisladas.

10.2. Asentamientos diferenciales

Con base en el tipo de construcción, se determinan los asentamientos máximos diferenciales que una edificación puede soportar, así:

Tabla 13. Asentamientos máximos diferenciales según el tipo de construcción. Fuente: NSR-10. Tabla H.4.9-1

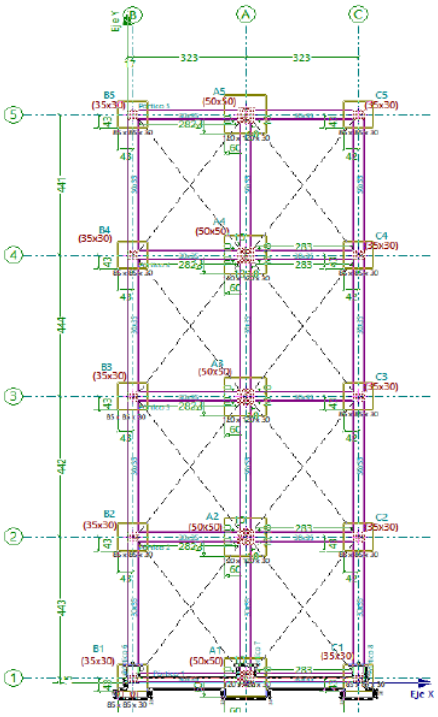
Tipo de construcción	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{\ell}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{\ell}{160}$

En este caso se prospecta una edificación en pórticos en concreto, por lo cual el asentamiento diferencial máximo debe ser menor a l/300, siendo l la luz entre columnas. Con base en los planos estructurales se han podido determinar las luces entre columnas tal y como puede observarse en la figura a continuación:

Las luces entre ejes son:

- Entre B y A de 3,23 m
- Entre A y C de 3,23 m
- Entre 1 y 2 de 4,43 m
- Entre 2 y 3 de 4,42 m
- Entre 3 y 4 de 4,44 m
- Entre 4 y 5 de 4,41 m

Figura 7. Planta de las columnas



Fuente: Área estructural de la consultoría

Tabla 14. Asentamientos diferenciales tomando en cuenta los asentamientos totales calculados

Reaccion 1	Reacción 2	l	l (mm)	l/300 (mm)	Asen 1 (mm)	Asen 2 (mm)	Asen dif (mm)	CUMPLE?
6	1	3,23	3230	10,767	35,64	32,41	3,22	ok
7	2	3,23	3230	10,767	42,08	48,67	6,59	ok
8	3	3,23	3230	10,767	39,95	47,98	8,03	ok
9	4	3,23	3230	10,767	44,08	40,70	3,38	ok
10	5	3,23	3230	10,767	40,55	33,34	7,21	ok
1	11	3,23	3230	10,767	32,41	36,89	4,47	ok
2	12	3,23	3230	10,767	48,67	42,08	6,59	ok
3	13	3,23	3230	10,767	47,98	40,12	7,86	ok
4	14	3,23	3230	10,767	40,70	45,88	5,18	ok
5	15	3,23	3230	10,767	33,34	40,48	7,14	ok
6	7	4,43	4430	14,767	35,64	42,08	6,45	ok
1	2	4,43	4430	14,767	32,41	48,67	16,26	ok
11	12	4,43	4430	14,767	36,89	42,08	5,19	ok
7	8	4,42	4420	14,733	42,08	39,95	2,13	ok
2	3	4,42	4420	14,733	48,67	47,98	0,69	ok
12	13	4,42	4420	8,840	42,08	40,12	1,96	ok
8	9	4,44	4440	8,880	39,95	44,08	4,13	ok
13	14	4,44	4440	8,880	40,12	45,88	5,76	ok
3	4	4,44	4440	8,880	47,98	40,70	5,39	ok
9	10	4,41	4410	8,820	44,08	40,55	3,53	ok
14	15	4,41	4410	8,820	45,88	40,48	5,40	ok
4	5	4,41	4410	8,820	40,70	33,34	7,36	ok

Fuente: Propia

Los asentamientos diferenciales están por debajo de los límites permisibles.

11. Perfil del suelo

El perfil de suelo varía según la actividad sísmica de la zona y las características del material. De acuerdo a la NSR-10, se debe conocer el coeficiente de aceleración pico horizontal o el coeficiente de velocidad pico horizontal, cualquiera sea el mayor será el elegido. Para conocer estos valores se usan las tablas A.2.4.1 y A.2.3.2 de la NSR-10.

11.1. Definición de la zona de amenaza.

Tabla 15. Valores de Aa y Av para los municipios de Caldas NSR-10.

Departamento de Caldas						
Municipio	**Código Municipio**	**A_a**	**A_v**	**Zona de Amenaza Sísmica**	**A_e**	**A_d**
Manizales	17001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Aguadas	17013	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Anserma	17042	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Aranzazu	17050	0.25	0.25	Alta	0.19	0.09
Belalcázar	17088	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Chinchiná	17174	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Filadelfia	17272	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
La Dorada	17380	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06
La Merced	17388	0.25	0.25	Alta	0.21	0.10
Manzanares	17433	0.20	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Marmato	17442	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Marquetalia	17444	0.20	0.20	Intermedia	0.17	0.08
Marulanda	17446	0.20	0.25	Alta	0.18	0.09
Neira	17486	0.25	0.25	Alta	0.19	0.10
Norcasia	17495	0.15	0.20	Intermedia	0.15	0.07
Pácora	17513	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Palestina	17524	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Pensilvania	17541	0.20	0.20	Intermedia	0.18	0.09
Riosucio	17614	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Risaralda	17616	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Salamina	17653	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Samaná	17662	0.20	0.20	Intermedia	0.19	0.09
San José	17665	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Supía	17777	0.15	0.30	Alta	0.20	0.10
Victoria	17867	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Villamaría	17873	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Viterbo	17877	0.25	0.30	Alta	0.23	0.10

Para Manzanares y sus sectores aledaños, se tiene una zona de amenaza sísmica intermedia.

Aa=0.20. Av=0.20.

11.2. Definición del tipo perfil del suelo.

Tabla 16. Clasificación del perfil del suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\overline{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\overline{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\overline{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50$, o $\overline{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\overline{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\overline{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\overline{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\overline{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP** > 20 **w** ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\overline{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad (**H** > 7.5 m con índice de Plasticidad **IP** > 75) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** > 36 m)	

Inicialmente se evalúa si el perfil puede corresponder a tipo F, para que un suelo se considere tipo F se debería cumplir que:

- Sean susceptibles a falla o colapso por excitación sísmica como suelos licuables, dispersivos u otro tipo de suelo especial. Esta condición se ha descartado en el apartado de suelos especiales.
- Sean turba o materia orgánica lo cual no ocurre para este caso.
- Sean arcillas de muy alta plasticidad (IP>75 y H>7,5m), ni el índice de plasticidad ni el espesor se prestan para esta condición.
- Sean perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>36m), estas condiciones tampoco se cumplen para estos suelos.

Con base en lo anterior, se descarta la presencia de un perfil tipo F.

No se tiene un dato específico ni de velocidad de la onda S ni de número de golpes de SPT, pero sí se cuenta con información geomecánica suficiente. Los suelos deben estar agrupados en tipos C, D o E pues A y B corresponde a rocas; los suelos tipo C no suelen aparecer en regiones de actividad sísmica alta y suelen tener resistencia a la compresión alta pero no se descarta la posibilidad de encontrarlos.

Para saber en qué perfil de suelo se clasifican los estratos identificados, la NSR-10 presenta en la tabla. Destacan tres propiedades: índice de plasticidad (IP), humedad (w) y resistencia a la compresión última (Su). Un suelo tipo E será aquel que, simultáneamente, tenga un IP mayor a 20, un porcentaje de humedad mayor o igual a 40 y una resistencia a la compresión última menor a 50 KPa, en caso contrario será tipo D o C lo cual se determina por la resistencia a la compresión inconfinada. En los estratos encontrados se tiene que:

Tabla 17. Consideraciones para establecer sí un estrato de suelo se clasifica como perfil tipo E según sus propiedades geomecánicas

Estrato	IP (%)	w (%)	Su (KPa)	Es tipo E?
Cimentación	23	82	50	SI

Fuente: Propia

El estrato es tipo E pues se cumple simultáneamente que IP sea mayor a 20%, w sea mayor a 40% y Su sea menor a 50 KPa.

Una vez conocidos el tipo de perfil de suelo y el coeficiente de aceleración pico horizontal y el de velocidad pico horizontal, se pueden determinar los coeficientes Fa y Fv correspondientes a los valores de los períodos cortos e intermedios del espectro sísmico, respectivamente.

Tabla 18. Valores de Fa para la zona de períodos cortos en el espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Fuente: (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010)

Tabla 19. Valores de Fv para la zona de períodos intermedios en el espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Fuente: (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010)

Los coeficientes Fa y Fv serán 1,7 y 3,2, respectivamente.

12. Coeficiente de balasto

El coeficiente de balasto Ks es un parámetro que se define como la relación entre la presión que actúa en un punto, p, y el asiento que se produce, y, es decir Ks=p/y. Este parámetro tiene dimensión de peso específico y, aunque depende de las propiedades del terreno no es una constante del mismo ya que también depende de las dimensiones del área que carga contra el terreno.

El coeficiente de balasto se puede obtener mediante el ensayo de placa de carga o a partir de múltiples correlaciones que se basan en múltiples propiedades del terreno.

Para suelos cohesivos:

$$k = \frac{k_{30} \cdot 0.3}{B}$$

Para suelos arenosos

$$k = k_{30}\left(\frac{B + 0.3}{2B}\right)^2$$

Para suelos de transición (entre arenas y arcillas)

$$k = \frac{\%_{cohesivo}}{100} \cdot k_{cohesivo} + \frac{\%_{arenoso}}{100} \cdot k_{arenoso}$$

En este caso el 22,9% del material es cohesivo y el 77,1% es arenoso.

Para K30 se tiene:

Tabla 20.Valores de K30 propuestos por Terzaghi

Valores de k30 propuestos por Terzaghi			
Tipos de suelo			K30 max
Arena seca o húmeda	Suelta	0,64	1,92
	Media	1,92	9,6
	Compacta	9,6	32
Arena sumergida	Suelta	0,8	
	Media	2,5	
	Compacta	10	
Arcilla	qu=1-2 kg/cm²	1,6	3,2
	qu=2-4 kg/cm²	3,2	6,4
	qu>4 kg/cm²	>6,4	

Dado que Qu es de 0,5 kg/cm2, se usará un K30 de 1,6 kg/cm3 para las arcillas y de 1,92 kg/cm2 para las arenas.

Tabla 21. Coeficientes de balasto para diferentes anchos de cimentación

B (m)	K cohesivo	K arenoso	K final
1,00	0,48	0,81	0,74
1,10	0,44	0,78	0,70
1,20	0,40	0,75	0,67
1,30	0,37	0,73	0,65
1,40	0,34	0,71	0,62
1,50	0,32	0,69	0,61
1,60	0,30	0,68	0,59
1,70	0,28	0,66	0,58
1,80	0,27	0,65	0,56
1,90	0,25	0,64	0,55
2,00	0,24	0,63	0,54
2,10	0,23	0,63	0,54
2,20	0,22	0,62	0,53
2,30	0,21	0,61	0,52
2,40	0,20	0,61	0,51
2,50	0,19	0,60	0,51
2,60	0,18	0,60	0,50
2,70	0,18	0,59	0,50
2,80	0,17	0,59	0,49
2,90	0,17	0,58	0,49
3,00	0,16	0,58	0,48
3,10	0,15	0,58	0,48
3,20	0,15	0,57	0,48
3,30	0,15	0,57	0,47
3,40	0,14	0,57	0,47
3,50	0,14	0,57	0,47
3,60	0,13	0,56	0,46
3,70	0,13	0,56	0,46
3,80	0,13	0,56	0,46
3,90	0,12	0,56	0,46
4,00	0,12	0,55	0,46
4,10	0,12	0,55	0,45
4,20	0,11	0,55	0,45
4,30	0,11	0,55	0,45
4,40	0,11	0,55	0,45
4,50	0,11	0,55	0,45
4,60	0,10	0,54	0,44
4,70	0,10	0,54	0,44
4,80	0,10	0,54	0,44
4,90	0,10	0,54	0,44
5,00	0,10	0,54	0,44

Fuente: Propia

13. Parámetros de estructuras de contención

El valor del ángulo de fricción utilizado para el cálculo de los parámetros será de 22 grados.

- El coeficiente activo de tierras será Ka = 0,45
- El coeficiente pasivo de tierras será Kp = 2,20
- El coeficiente en reposo de tierras será Ko = 0,63

Todas las estructuras de contención deben estar cimentadas sobre los suelos naturales sin excepción, ya sea apoyadas en zapatas continuas una combinación de zapatas con pilotes. El lleno debe ser de material preferiblemente granular con el fin de garantizar una alta densidad y evitar presiones adicionales y las estructuras deben tener un espaldar filtrante para que no haya ingreso de agua a la misma.

14. Comentarios finales y recomendaciones

Basándose en las características de la zona de estudio y por el tipo de construcción que se presenta se recomienda que la cimentación sea de tipo superficial: zapatas aisladas bajo cada columna de la estructura.

Inicialmente se deja claro que, la geometría definitiva de la cimentación depende de la carga definitiva que esta deba soportar y lo cual debe calcularse a partir del análisis estructural de los diferentes elementos que componen la edificación. Una vez definida la carga que debe ser soportada, se debe remitir al capítulo "Análisis de la capacidad de carga" donde existe variedad de alternativas y donde se podrá seleccionar la cimentación adecuada. Las recomendaciones expresas en este capítulo son de carácter general en el sentido de que no se emitirá una capacidad admisible específica ni única.

A pesar de lo anterior, sí se evidencia que la capacidad portante admisible varía entre 24,43 ton/m2 para una zapata con ancho de 1 metro y nivel de desplante de 1 metro hasta 26,93 ton/m2 para una zapata con ancho de 5 metros y nivel de desplante de 1,5 metros. Se observa que la capacidad portante es suficiente para las solicitudes de esfuerzo, así:

- Las columnas A1, A2, A3, A4, A5 están cimentadas en zapatas cuadradas de 1,2 m de base y 1,5 m de desplante cuya capacidad portante es de 25,25 ton/m2.
- Las demás columnas están cimentadas en zapatas cuadradas de 0,85 m de base y 1,5 m de desplante cuya capacidad portante es de 25,09 ton/m2.

Para las condiciones mencionadas en las cimentaciones analizadas y diferentes cargas se corroboró que los asentamientos totales son inferiores a 30 cms, lo cual es admisible por la NSR-10 para edificaciones aisladas. Del mismo modo, los asentamientos diferenciales están por debajo de los límites permisibles.

El perfil de suelo corresponde a tipo E, con Fa de 1,7 y Fv de 3,2. La velocidad de la onda S debe ser menor a 180 m/s.

El material tiene problemas por expansividad y colapsabilidad. Adicionalmente, el nivel de las aguas freáticas se detectó en las perforaciones a una profundidad de entre 0,8 y 3 m, por lo tanto, **se prevé problemas de saturación de la masa de suelos**. Así para dar manejo a la expansión y al nivel freático, de manera obligatoria se deben construir filtros en espina de pescado, los cuales deberán disponer las aguas al sistema de alcantarillado del sector, dichos filtros tendrán la siguiente sección:

- Una espina principal de 0.5 x 0.5 m más un tubo de 4 pulgadas.
- Espinas secundarias 0.3 x 0.3 m más un tubo de 4 pulgadas.
- Las espinas deben tener geotextil no tejido 2400 o similar.
- Material filtrante libre de talcos o sustancias solubles con el agua con diámetro entre 1 y 4 pulgadas.

En cuanto a la colapsabilidad, el material debe ser objeto de compactación de tal modo que el peso unitario seco aumente a por lo menos 1 ton/m3, esto debe monitorearse constantemente con ensayos de densidad en campo.

Si en el momento de tener lista las excavaciones para la construcción de los cimientos se presentan un depósito blando tipo relleno o paleosuelo, este debe ser superado en su totalidad antes de fundir el cimiento. El acero de las cimentaciones debe quedar recubierto como mínimo 7.0 cm. de la base de la cimentación. Tanto el concreto y el acero de la fundación deben cumplir la Norma Sismo Resistente.

Debe inspeccionarse muy bien los lotes vecinos para impedir que las excavaciones, afecten elementos de otras estructuras. En caso de ser considerado necesario, todas las construcciones aledañas deben ser debidamente submuradas con el fin de evitar problemas geotécnicos, estas submuraciones dependerán de la altura de los cortes y deberán ser debidamente diseñadas por la parte estructural del proyecto. Para las submuraciones de las construcciones aledañas se recomiendan pantallas en concreto ciclópeo de mínimo 0,3 m de espesor y alturas de submuración menor a 2,0 m, esta actividad se debe realizar en frentes de máximo 3,0 m, para alturas mayores a 2,0 m se deberá pensar en un sistema de contención que haga parte de la nueva estructura o que sea independiente a la misma, debidamente diseñada por la parte estructural del proyecto, para lo cual se presentaron los parámetros de estructuras de contención.

Para la construcción se debe verificar que los planos estén firmados por el equipo diseñador, además de las aprobaciones de interventoría y la entidad contratante. Para la ejecución de las obras se recomienda tener supervisión técnica continúa cumpliendo los requisitos de calidad y experiencia exigidos por el NSR-10, e igualmente se deben tener en cuenta estrictamente los siguientes capítulos del NSR-10: C.3-materiales, C.4-requisitos de durabilidad, C.5-calidad del concreto, mezclado y colocación, C.6-cimbras y encofrados embebidos y juntas de construcción, C.7-detalles del refuerzo, C.23-tanques y estructuras de ingeniería ambiental de concreto.

Se deberán cumplir con todos los requisitos referenciados en el presente documento. Si existen controversias se deberá dar aviso a esta consultoría para dar las aclaraciones necesarias, las cuales deberán quedar plasmadas y firmadas en el libro de obra o mediante memorandos técnicos.

Se recomienda que una vez se inicien los trabajos de construcción de las obras propuestas, un ingeniero civil especializado revise y verifique que las hipótesis que permitieron realizar este estudio se mantienen o sí, por el contrario, es necesario hacer alguna recomendación adicional.

Todas las obras deberán contemplar todos los requisitos de seguridad y salud en el trabajo, además de cumplir a cabalidad la normativa ambiental.

Las investigaciones y conclusiones consignadas en este informe se ciñen estrictamente a las características morfológicas del sitio en el momento del estudio, cualquier variación de las mismas o procesos denudativos nuevos o reactivados se deberán informar, para así poder dar las recomendaciones necesarias.

Los consultores, conforme a lo establecido por la Ley 400 de 1997, (Título III, Capítulo I, Artículo 5: Responsabilidad de los Diseños; y Título IV - Capítulo II: Profesionales Diseñadores), asumen la responsabilidad del presente estudio, conforme a lo establecido por la NSR – 10. El grupo consultor no se hace responsable por cualquier tipo de daño y/o sanción derivados de modificaciones efectuadas al proyecto sin la respectiva consulta, o bien por no tener en cuenta las recomendaciones hechas en la presente consultoría.

MSc. SANTIAGO CANO BEDOYA
Ingeniero Civil MP 17202-430783 CLD
Geólogo MP 4816
Especialista en Geotecnia

ANEXO 1. LOCALIZACIÓN DE SONDEOS



ANEXO 2. REGISTRO DE SONDEOS

ZENIT
Ingeniería y Consultoría

PERFILES ESTRATIGRAFICOS
FECHA: ABRIL DE 2024

ESTUDIO DE SUELOS

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE POLIDEPORTIVO, CATEGORIA BAJA, PLAZA DE FERIAS, MANZANARES, CALDAS.

SONDEO No.1

PROFUNDIDAD	N.A.F.	DESCRIPCION DEL MATERIAL ENCONTRADO	COMPRESION INCONFINADA			CLASIFICION					
			P.U.H.	P.U.S.	Qu	HUMEDAD	L.L.	L.P.	I.P.	Tamiz 200	USCS
			gr/cm³	gr/cm³	Kg/cm²	%	%	%	%	%	
0.0		Suelo orgánico									
1.0											
		Suelo café grisáceo, areno-limoso, plasticidad baja, humedad baja.									
2.0											
		Suelo marrón, areno-limoso, plasticidad baja, humedad media.									
3.0											
	NAF										
4.0											
		Suelo gris claro, areno-limoso, plasticidad alta, humedad alta.									
5.0											
6.0		Fin del sondeo									

FIN DE SONDEO, SE ENCONTRÓ NAF A LOS 3,6m.

ZENIT
Ingeniería y Consultoría

PERFILES ESTRATIGRAFICOS
FECHA: ABRIL DE 2024

ESTUDIO DE SUELOS

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE POLIDEPORTIVO, CATEGORIA BAJA, PLAZA DE FERIAS, MANZANARES, CALDAS.

SONDEO No.2

PROFUNDIDAD	N.A.F.	DESCRIPCION DEL MATERIAL ENCONTRADO	COMPRESION INCONFINADA			CLASIFICION					
			P.U.H.	P.U.S.	Qu	HUMEDAD	L.L.	L.P.	I.P.	Tamiz 200	USCS
			gr/cm³	gr/cm³	Kg/cm²	%	%	%	%	%	
0.0		Suelo marrón, areno-limoso, plasticidad baja, humedad media.									
1.0	NAF										
2.0		Suelo gris claro, areno-limoso, plasticidad alta, humedad alta.									
3.0											
4.0											
5.0		Fin del sondeo									
6.0											

FIN DEL SONDEO, SE ENCONTRÓ NAF A LOS 1,40 m.

ZENIT
Ingeniería y Consultoría

PERFILES ESTRATIGRAFICOS
FECHA: ABRIL DE 2024

ESTUDIO DE SUELOS

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE POLIDEPORTIVO, CATEGORIA BAJA, PLAZA DE FERIAS, MANZANARES, CALDAS.

SONDEO No.3

PROFUNDIDAD	N.A.F.	DESCRIPCION DEL MATERIAL ENCONTRADO	COMPRESION INCONFINADA			CLASIFICION					
			P.U.H.	P.U.S.	Qu	HUMEDAD	L.L.	L.P.	I.P.	Tamiz 200	USCS
			gr/cm³	gr/cm³	Kg/cm²	%	%	%	%	%	
0.0		Lleno antrópico									
1.0	NAF	Suelo marrón, areno-limoso, plasticidad baja, humedad media.									
2.0		Suelo gris claro, areno-limoso, plasticidad alta, humedad alta.									
3.0											
4.0											
5.0		Fin del sondeo									
6.0											

FIN DEL SONDEO, SE ENCONTRÓ NAF A LOS 0,8 m.

ANEXO 3. RESULTADOS DE LABORATORIO

TRADING LAB S.A.S.

Laboratorio de Ingeniería Civil

Suelos, Pavimentos, Materiales

Inf. # 1615

CLASIFICACION, HUMEDAD NATURAL Y TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS DE SUELOS

NORMAS A.S.T.M. D 4318 INV-E 122 - 123 - 125 Y 126

Fecha del ensayo: 15 de abril de 2024

Interesado: Zenit Ingeniería y Consultoría SAS

Proyecto/Obra: Vivienda

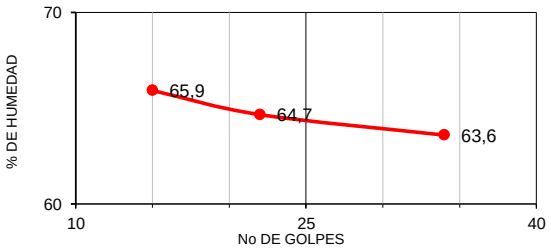
Localización: Manzanares 2

Color(es) de la muestra: Café

Apique/Sondeo: 2 Muestra N°: 1 Prof: 3,20 m

Peso suelo seco (g)				87,93	
TAMIZ		PESO RETENIDO	% RETENIDO	% RETENIDO ACUM.	% QUE PASA
Pulg	mm				
3"	76,20	0,00	0,0	0,0	100,0
2-1/2"	63,50	0,00	0,0	0,0	100,0
2"	50,80	0,00	0,0	0,0	100,0
1-1/2"	38,10	0,00	0,0	0,0	100,0
1	25,40	0,00	0,0	0,0	100,0
3/4"	19,05	0,00	0,0	0,0	100,0
1/2"	12,70	0,00	0,0	0,0	100,0
3/8"	9,52	0,00	0,0	0,0	100,0
N°4	4,76	0,00	0,0	0,0	100,0
N°10	2,00	0,38	0,4	0,4	99,6
N°20	0,850	0,00	0,0	0,4	99,6
N°40	0,425	32,06	36,5	36,9	63,1
N°80	0,180	0,00	0,0	36,9	63,1
N°200	0,075	35,39	40,2	77,1	**22,9**
FONDO		20,10	22,9	100,0	0,0

CURVA DE FLUJO



LIMITE LIQUIDO

ENSAYO N°	1	2	3
Recipiente N°	11	12	13
N° de golpes	15	22	34
Peso tara + suelo húm.	21,55	20,60	18,71
Peso tara + suelo seco	14,76	14,25	13,19
Tara cecipiente	4,46	4,43	4,51
% de humedad	65,92	64,66	63,59

LIMITE PLASTICO		
ENSAYO N°	1	2
Recipiente N°	14	15
Peso tara + suelo húm.	16,32	16,37
Peso tara + suelo seco	12,90	12,97
Tara cecipiente	4,44	4,63
% de humedad	40,43	40,77

RESUMEN ENSAYOS	
LIMITE LIQUIDO	**64**
LIMITE PLASTICO	**41**
INDICE DE PLASTICIDAD	**23**
LAVADO SOBRE T-200 (%)	**23**
CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	**SC**
HUMEDAD NATURAL (%)	**82**

LAVADO SOBRE EL T-200	
Peso seco inicial (g)	87,93
Peso seco final (g)	67,83
Pasante T-200 (%)	22,90
HUMEDAD NATURAL	
Peso húmedo (g)	160,19
Peso seco (g)	87,93
% de humedad	82,2

Calculó: Ing. Héctor Javier Villegas Llano

Ensayó: José David Chipatecua

Notas:

El ensayo se realizó con los equipos adecuados y cuentan con certificados de calibración vigentes.

La información suminstrada al laboratorio sobre la procedencia del especímen es completa responsabilidad del usuario.

La toma de la muestra y la custodia de ella hasta el ingreso al laboratorio es responsabilidad del interesado.

Los resultados que se reportan en este informe quedan a criterio e interpretación de un profesional idóneo en el área correspondiente

Calle 43 # 24 -21 Cristo Rey - Manizales, Caldas

Tel: 3128666728

email: trading.sas@hotmail.com

TRADING LAB S.A.S.
Laboratorio de Ingeniería Civil
SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

Inf. # 1615

COMPRESIÓN INCONFINADA Y HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

NORMAS ASTM D-2166 - INV-E 122 Y 152

Fecha del ensayo: 15 de abril de 2024
Interesado: Zenit Ingeniería y Consultoría SAS
Proyecto/Obra: Vivienda
Localización: Manzanares 2
Color(es) de la muestra: Café
Apique/Sondeo: 2 Muestra N°: 1 Prof: 3,20 m

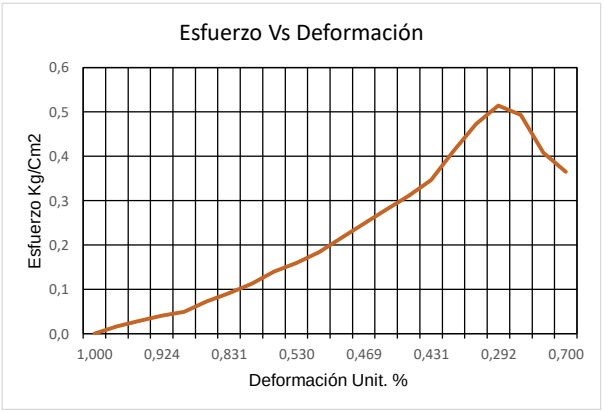
Velocidad del ensayo =1,27 mm/min

DATOS DEL ENSAYO

DEFORM. 0,001"	DEFORM. UNIT. %	DEFORM. UNIT. 1-E	FUERZA kg	AREA CORR. cm^2	ESFUERZO kg/cm2
0	0,000	1,0000	0,000	24,679	0,000
5	0,009	0,9913	0,408	24,679	0,017
10	0,053	0,9469	0,714	24,931	0,029
20	0,076	0,9240	1,020	25,062	0,041
30	0,080	0,9197	1,224	25,087	0,049
40	0,123	0,8772	1,835	25,336	0,072
50	0,169	0,8315	2,345	25,609	0,092
60	0,285	0,7154	2,957	26,330	0,112
70	0,385	0,6154	3,773	26,984	0,140
80	0,470	0,5303	4,385	27,566	0,159
90	0,506	0,4937	5,099	27,825	0,183
100	0,519	0,4811	6,016	27,915	0,216
110	0,531	0,4685	6,934	28,006	0,248
120	0,544	0,4559	7,852	28,097	0,279
130	0,557	0,4433	8,769	28,189	0,311
140	0,569	0,4311	9,789	28,279	0,346
150	0,594	0,4059	11,727	28,465	0,412
160	0,620	0,3795	13,562	28,664	0,473
170	0,708	0,2917	15,092	29,343	0,514
180	0,250	0,7500	12,236	24,815	0,493
190	0,275	0,7248	10,197	24,975	0,408
200	0,300	0,6996	9,177	25,138	0,365

DIMENSIONES DE LAS PROBETAS		
Diámetro promedio (cm)	ϕ	5,6
Altura promedio (cm)	h	11,2
Esbeltez	h/ϕ	2,0
Area (cm^2)		24,63
Volúmen de la muestra (cm^3)		275,86
Peso de la muestra (g)		428,1

RESUMEN DEL ENSAYO		
PESO SUELO HUMEDO	(g)	160,19
PESO SUELO SECO	(g)	87,93
HUMEDAD NATURAL	**(%)**	**82,2**
PESO UNITARIO HÚMEDO (g/cm^3)		1,552
PESO UNITARIO SECO (g/cm^3)		0,852
Qu (kg/cm^2)		**0,51**
Qu (Ton/m^2)		**5,14**



Notas:
El ensayo se realizó con los equipos adecuados y cuentan con certificados de calibración vigentes.
La información suminstrada al laboratorio sobre la procedencia del especímen es completa responsabilidad del usuario.
La toma de la muestra y la custodia de ella hasta el ingreso al laboratorio es responsabilidad del interesado.
Los resultados que se reportan en este informe quedan a criterio e interpretación de un profesional idóneo en el área correspondiente

Calculó: Ing. Héctor Javier Villegas Ll.

José David Chipatecua
Ensayó: José David Chipatecua

Calle 43 # 24 -21 Cristo Rey - Manizales, Caldas
Tel: 3128666728
email: trading.sas@hotmail.com

TRADING LAB S.A.S.

Laboratorio de Ingeniería Civil

Suelos, Pavimentos, Materiales

Inf. # 1615

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

MÉTODO RÁPIDO [UU]

Fecha del ensayo: 15 de abril de 2024

Interesado: Zenit Ingeniería y Consultoría SAS

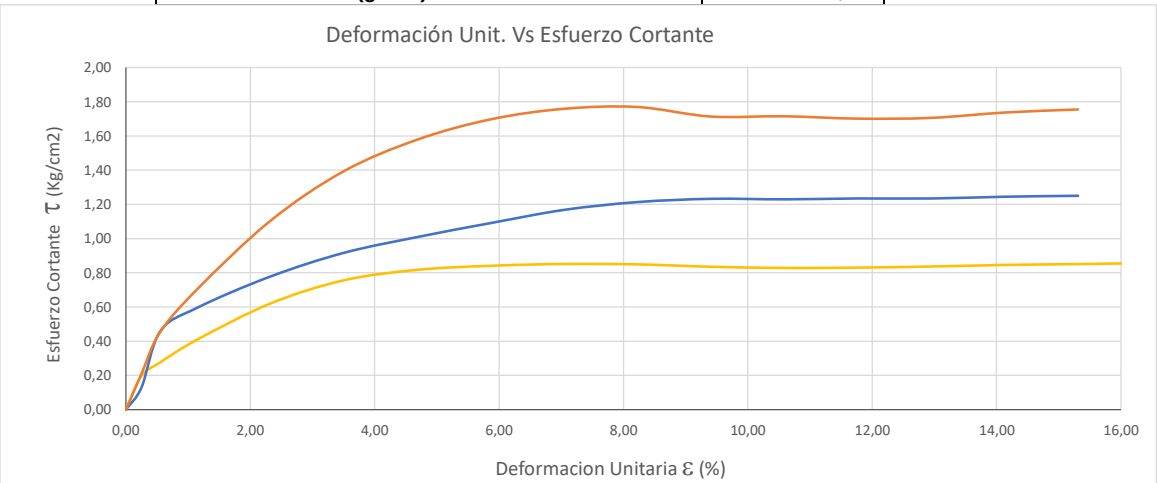
Proyecto/Obra: Vivienda

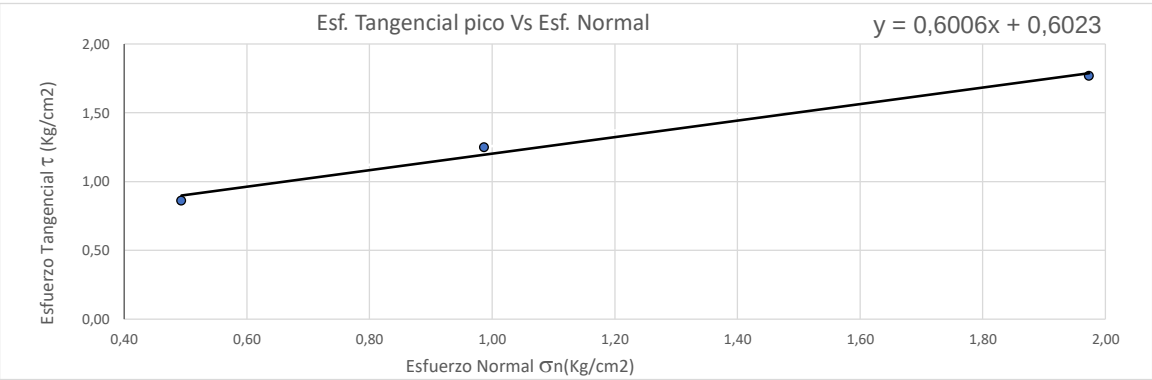
Localización: Manzanares 2

Color(es) de la muestra: Café

Apique/Sondeo: 2 Muestra N°: 1 Prof: 3,20 m

RESUMEN DEL ENSAYO (3 GALLETAS)	
Angulo de Fricción pico (grados)	**31,0**
Cohesión Pico (Kg/cm^2)	**0,60**
Humedad Natural (%)	**82,2**
Peso Unitario Húmedo (g/cm^3)	**1,552**
Peso Unitario Seco (g/cm^3)	**0,852**





Notas:

El ensayo se realizó con los equipos adecuados y cuentan con certificados de calibración vigentes.

La información suminstrada al laboratorio sobre la procedencia del especímen es completa responsabilidad del usuario.

La toma de la muestra y la custodia de ella hasta el ingreso al laboratorio es responsabilidad del interesado.

Los resultados que se reportan en este informe quedan a criterio e interpretación de un profesional idóneo en el área correspondiente

Calculó: Ing. Héctor Javier Villegas Llano

Ensayó: José David Chipatecua

Calle 43 # 24 -21 Cristo Rey - Manizales, Caldas
Tel: 3128666728
email: trading.sas@hotmail.com

TRADING LAB S.A.S.

SUELOS, PAVIMENTOS Y MATERIALES

Inf. # 1615

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Fecha del ensayo: 15 de abril de 2024

Interesado: Zenit Ingeniería y Consultoría SAS

Proyecto/Obra: Vivienda

Localización: Manzanares 2

Apique/Sondeo: 2 Muestra N°: 1 Prof: 3,20 m

ENSAYO 1 σ = 0,49 Kg/cm2 **Carga** **10,0 Kg**

Tiempo min	Deformación Vertical (mm)	Deformación Horizontal (mm)	Deformación Unitaria (%)	Area Corregida cm²	Carga Kg	Esfuerzo Cortante Kg/cm²
0	0,000	0,000	0,00	20,2683	0,00	0,00
0,5	7,802	0,129	0,25	20,2355	4,00	0,20
1,0	0,021	0,280	0,55	20,1971	5,57	0,28
2,0	0,023	0,580	1,14	20,1207	8,21	0,41
4,0	0,024	1,179	2,32	19,9683	12,38	0,62
6,0	0,002	1,781	3,51	19,8151	14,99	0,76
8,0	0,033	2,380	4,69	19,6626	16,07	0,82
10,0	0,018	2,980	5,87	19,5098	16,41	0,84
12,0	0,011	3,579	7,05	19,3571	16,48	0,85
14,0	0,009	4,181	8,23	19,2035	16,31	0,85
16,0	0,000	4,780	9,41	19,0505	15,91	0,84
18,0	0,000	5,380	10,59	18,8971	15,65	0,83
20,0	0,000	5,979	11,77	18,7438	15,56	0,83
22,0	0,008	6,581	12,95	18,5894	15,55	0,84
24,0	0,007	7,180	14,13	18,4357	15,59	0,85
26,0	0,009	7,780	15,31	18,2813	15,55	0,85
28,0	0,004	8,379	16,49	18,1270	15,54	0,86
30,0	0,003	8,981	17,68	17,9716	15,49	0,86
32,0	0,003	9,580	18,86	17,8166	15,20	0,85
34,0	0,006	9,880	19,45	17,7389	14,90	0,84

ENSAYO 2 σ = 0,99 Kg/cm2 **Carga** **20,0 Kg**

Tiempo min	Deformación Vertical (mm)	Deformación Horizontal (mm)	Deformación Unitaria (%)	Area Corregida cm²	Carga Kg	Esfuerzo Cortante Kg/cm²
0	0,000	0,000	0,00	20,2683	0,00	0,00
0,5	8,869	0,129	0,25	20,2355	2,61	0,13
1,0	0,020	0,280	0,55	20,1971	9,23	0,46
2,0	0,072	0,580	1,14	20,1207	11,96	0,59
4,0	0,110	1,179	2,32	19,9683	15,53	0,78
6,0	0,072	1,781	3,51	19,8151	18,17	0,92
8,0	0,066	2,380	4,69	19,6626	19,84	1,01
10,0	0,058	2,980	5,87	19,5098	21,28	1,09
12,0	0,038	3,579	7,05	19,3571	22,61	1,17
14,0	0,024	4,181	8,23	19,2035	23,30	1,21
16,0	0,016	4,780	9,41	19,0505	23,47	1,23
18,0	0,010	5,380	10,59	18,8971	23,23	1,23
20,0	0,011	5,979	11,77	18,7438	23,14	1,23
22,0	0,014	6,581	12,95	18,5894	22,94	1,23
24,0	0,011	7,180	14,13	18,4357	22,94	1,24
26,0	0,008	7,780	15,31	18,2813	22,85	1,25

ENSAYO 3 σ = 1,97 Kg/cm2 **Carga** **40,0 Kg**

Tiempo min	Deformación Vertical (mm)	Deformación Horizontal (mm)	Deformación Unitaria (%)	Area Corregida cm²	Carga Kg	Esfuerzo Cortante Kg/cm²
0	0,000	0,000	0,00	20,2683	0,00	0,00
0,5	7,936	0,125	0,25	20,2365	4,23	0,21
1,0	0,038	0,276	0,54	20,1981	9,03	0,45
2,0	0,079	0,576	1,13	20,1218	14,04	0,70
4,0	0,109	1,175	2,31	19,9694	21,96	1,10
6,0	0,077	1,775	3,49	19,8167	27,56	1,39
8,0	0,068	2,376	4,68	19,6636	31,02	1,58
10,0	0,050	2,976	5,86	19,5108	33,10	1,70
12,0	0,031	3,575	7,04	19,3581	34,04	1,76
14,0	0,021	4,175	8,22	19,2050	33,98	1,77
16,0	0,019	4,776	9,40	19,0515	32,64	1,71
18,0	0,015	5,376	10,58	18,8981	32,41	1,71
20,0	0,018	5,975	11,76	18,7448	31,89	1,70
22,0	0,020	6,575	12,94	18,5910	31,70	1,71
24,0	0,022	7,176	14,13	18,4367	32,02	1,74
26,0	0,016	7,776	15,31	18,2824	32,08	1,75

Calle 43 # 24 -21 Cristo Rey - Manizales, Caldas
Tel: 3128666728
email: trading.sas@hotmail.com