ESTUDIO DE SUELOS

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES DE ALTURA PARA EL COLEGIO 26 DE MARZO SEDE LA ESPERANZA
CARRERA 38 #62-02 BARRIO LA ESPERANZA
BARRANCABERMEJA, SANTANDER

Proyecto:
ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCION DE INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA
EN LAS SEDES EDUCATIVAS DE LOS ESTABLECIMIENTOS EDUCATIVOS OFICIALES DEL DISTRITO DE BARRANCABERMEJA

Realizó:

ARINCO ESTUDIO S.A.S
CONSULTORIA EN INGENIERIA Y GEOTECNICA - ESTUDIO GEOTECNICOS LABORATORIO DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS

Presentado por:



ING. NEYER BAREÑO LEON
Especialista en Geotecnia
Matrícula 68202180667 STD

BARRANCABERMEJA, SANTANDER
NOVIEMBRE 2023

TABLA DE CONTENIDO

1.0 INTRODUCCIÓN 6

2.0 GENERALIDADES DEL PROYECTO 7

2.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 7

2.2 UBICACIÓN GEOLÓGICA DEL LOTE 8
2.2.1 GEOLOGIA ESTRUCTURAL. 10

2.3 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO 11

2.4 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO 12

3.0 METODOLOGÍA DE TRABAJO. 12

4.0 OBJETIVOS 13

5.0 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO Y ENSAYOS DE LABORATORIO 14

5.1 PERFORACIÓN Y RECOPILACIÓN DE MUESTRAS 14

5.2 MÉTODO DE PERFORACIÓN 18

5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO 19

6.0 RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN 20

6.1 ESTRATIGRAFÍA 20

6.2 NIVEL FREÁTICO 23

6.3. REGISTRO DE PERFORACIÓN 23

6.4. FACTORES DE CORRECCIÓN DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) POR PERDIDAS DE ENERGÍA 24

6.5. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DESPUÉS DE CORREGIDO EL ENSAYO DE SPT 29

6.6 RESUMEN ENSAYOS DE LABORATORIO 30

7.0 ANÁLISIS DE CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE LOS SUELOS 31

7.1 SUELOS EXPANSIVOS 31

7.2 SUELOS COLAPSABLES 32

7.3 SUELOS LICUABLES 32

8.0 CONDICIONES Y PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SUBSUELO 34

8.1 PARÁMETROS SÍSMICOS 35

8.2 PERFIL DEL TERRENO PARA EFECTOS LOCALES 35

8.3 COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN POR EFECTOS DE SITIO. 35

9.0 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN Y PARÁMETROS DE DISEÑO 36

9.1 PERFIL DE DISEÑO 36

9.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL TERRENO 38

9.3 TIPO Y NIVEL DE DESPLANTE 39

9.4 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE 39

9.5 COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO (KA) Y PASIVO (KP) 46

10.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 47

10.1 ESTABILIDAD GENERAL DEL SITIO. 47

10.2 TIPO Y NIVEL DE CIMENTACIÓN 47

10.3 CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE 47

10.4 MÓDULO DE REACCIÓN O COEFICIENTE DE BALASTO (KS) 48

10.5 PARÁMETROS SÍSMICOS 48

10.6 COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO (KA) Y PASIVO (KP) 48

10.7 PROTECCIÓN PARA PREDIOS CIRCUNVECINOS. 49

10.8 RECOMENDACIÓNES PARA LOSAS DE CONTRAPISO 49

10.10 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN. 50

10.9 MATERIAL DE RELLENO 51

10.10 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN 52

BIBLIOGRAFÍA **53**

LISTA DE FIGURAS

Figura. 1. Ubicación del sitio de estudio. 7
Figura. 2. Mapa geológico del sector en estudio. 8
Figura. 3. Esquema geoestructural del valle del magdalena. 11
Figura. 4. Clasificación de las unidades de construcción NSR -10. 12
Figura. 5. Ubicación de los sondeos. 14
Figura. 6. Sondeo N. 1 15
Figura. 7. Sondeo N. 2 15
Figura. 8. Sondeo N. 3 16
Figura. 9. Sondeo N. 4 17
Figura. 10. Sondeo N. 5 17
Figura. 11. Sondeo N. 6 18
Figura. 8. Mapa de amenaza sísmica. 34
Figura. 9. Perfil litológico de Diseño. 37
Figura. 10. Valores de If para relación (Df/B ;B/L; ʊ) 43
Figura. 11. Capacidad de soporte a 1.0 metro de profundidad, factor de seguridad de 3.0, asentamiento inmediato máximo de 2.54 cm y relación de L/B igual a 1.0. 45
Figura. 12. Detalle de cimentación 47
Figura. 13. Detalle para excavaciones 49

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Normas de los Ensayos realizados. 19
Tabla 2. Valores de Penetración Estándar SPT – Campo....24
Tabla 3. Factores de Corrección de Sobrecarga. 26
Tabla 4. Factor de corrección por longitud de las varillas....27
Tabla 5. Factor de corrección por el diámetro de la perforación....27
Tabla 6. Factores de corrección del revestimiento....27
Tabla 7. Factor de corrección según el bloque de impacto....28
Tabla 8. Factor de corrección del amortiguador del martillo. 29
Tabla 9. Valores de Penetración Estándar SPT – Corregido N_{60}....29
Tabla 10. Resumen ensayos de Laboratorio....30
Tabla 12. Clasificación de suelos expansivos. 31
Tabla 13. Análisis cualitativo del potencial de expansión....31
Tabla 14. Factor de escala de magnitud. 33
Tabla 15. Parámetros geotécnicos de los geomateriales. 38
Tabla 16. Capacidad de soporte por método de falla de rotura para una profundidad de cimentación de 1.0m. sobre concreto ciclópeo de 50cm de espesor factor de seguridad de 3.0 y relación de L/B igual a 1.0. 41
Tabla 17. Asentamientos inmediatos para una profundidad de desplante de 1.00 m sobre concreto ciclópeo de 50cm de espesor y L/B igual a 1.0. 44
Tabla 18. Capacidad de soporte a 1.0 metro de profundidad, sobre concreto ciclópeo de 50cm de espesor, factor de seguridad de 3.0, asentamiento inmediato máximo de 2.54 cm y relación de L/B igual a 1.0. 45

1.0 INTRODUCCIÓN

El presente estudio de suelos se realizó utilizando las prácticas habituales de la ingeniería geotécnica, teniendo en cuenta los requisitos exigidos por la Norma Sismo Resistente NSR-2010 título H. ARINCO ESTUDIO SAS, realizó el estudio de suelos para la CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTRAS DE 2 NIVELES DE ALTURA PARA EL COLEGIO 26 DE MARZO SEDE LA ESPERANZA del proyecto: "ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCION DE INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA EN LAS SEDES EDUCATIVAS DE LOS ESTABLECIMIENTOS EDUCATIVOS OFICIALES" el sitio de estudio está ubicado en la CARRERA 38 #62-02 BARRIO LA ESPERANZA, del distrito de Barrancabermeja, Santander.

Con base en la actual norma sismo resistente NSR-10, el estudio geotécnico incluye el conjunto de actividades que comprenden el reconocimiento de campo, la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para instalación, diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado en la estructura, protegiendo ante todo la integridad de las personas ante cualquier fenómeno externo, además de proteger vías, instalaciones de servicios públicos, predios y construcciones vecinas.

Alcance.

El presente estudio de suelos se realizó utilizando las prácticas habituales de la ingeniería geotécnica Para le realización del estudio se realizaron sondeos en campo y ensayos de laboratorio, se analizó la geología regional local y se consultaron los estudios de otros sitios cercanos al área; sin embargo, al construir el proyecto pueden encontrarse condiciones diferentes, las cuales no fueron detectadas en el momento de la realización del estudio. Por la razón anterior, es importante que un Ingeniero Geotecnista revise y supervise durante las etapas de construcción de la estructura a construir.

2.0 GENERALIDADES DEL PROYECTO

2.1 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El sitio en estudio está ubicado en la CARRERA 38 #62-02 COLEGIO 26 DE MARZO SEDE BARRIO LA ESPERANZA, zona urbana del municipio de Barrancabermeja, el cual se ubica en la orilla del río Magdalena, en la parte occidental del departamento de Santander. Dista 101 km de Bucaramanga hacia el este.



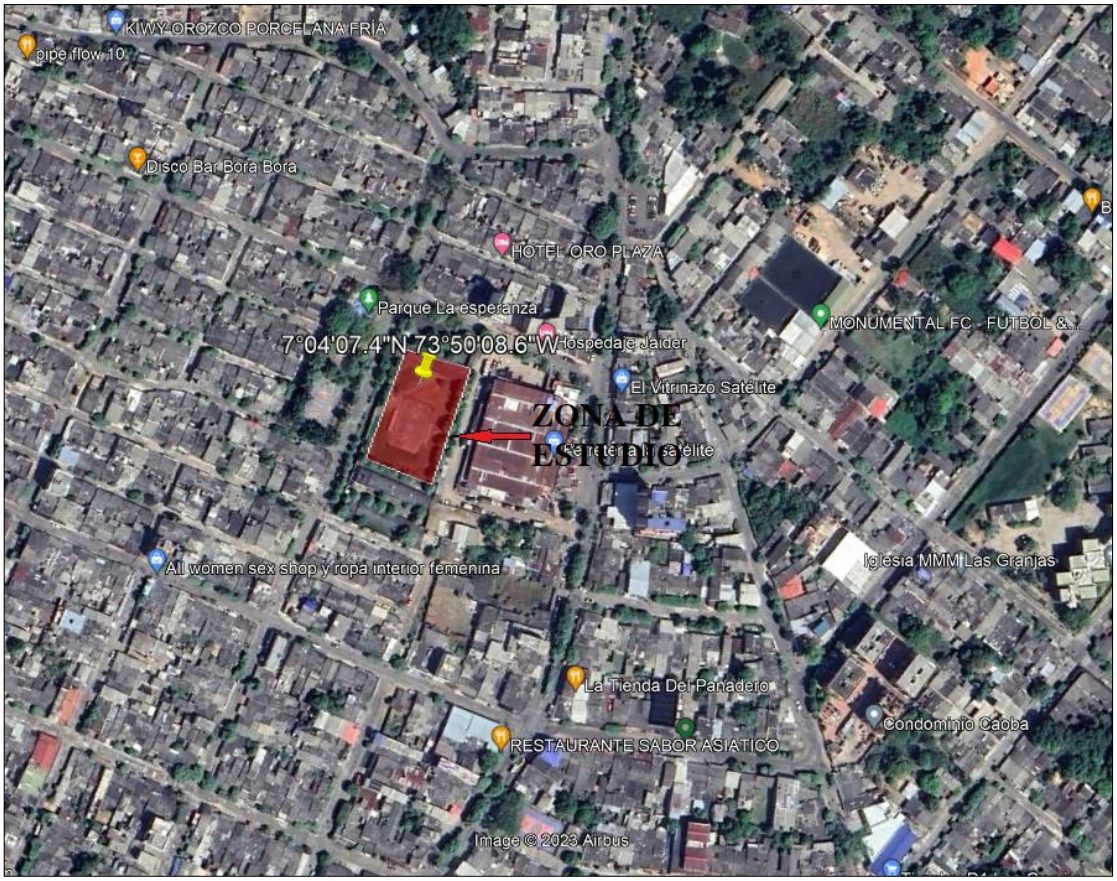


Figura. 1. Ubicación del sitio de estudio.

2.2 UBICACIÓN GEOLÓGICA DEL LOTE

El sitio en estudio se encuentra en zona urbana de Barrancabermeja el cual está conformado por Terrazas escalonadas de la formación de la Mesa (Terciario Plioceno), la cual sirve de basamento a la mayor parte de la ciudad. La Formación está compuesta por arcillas negras macizas y areniscas friables, conglomerados y gravas de escasa cementación, que forman las terrazas altas. El espesor del grupo llega hasta unos 250 metros. Su datación se aproxima a que sea del Pleistoceno (Ministerio de Minas y Petróleos). Bajo de la formación Mesa se encuentra, el Grupo Real (Tmr), que aflora en ciertos sectores de la ciudad (especialmente hacia el nororiente y las afueras).

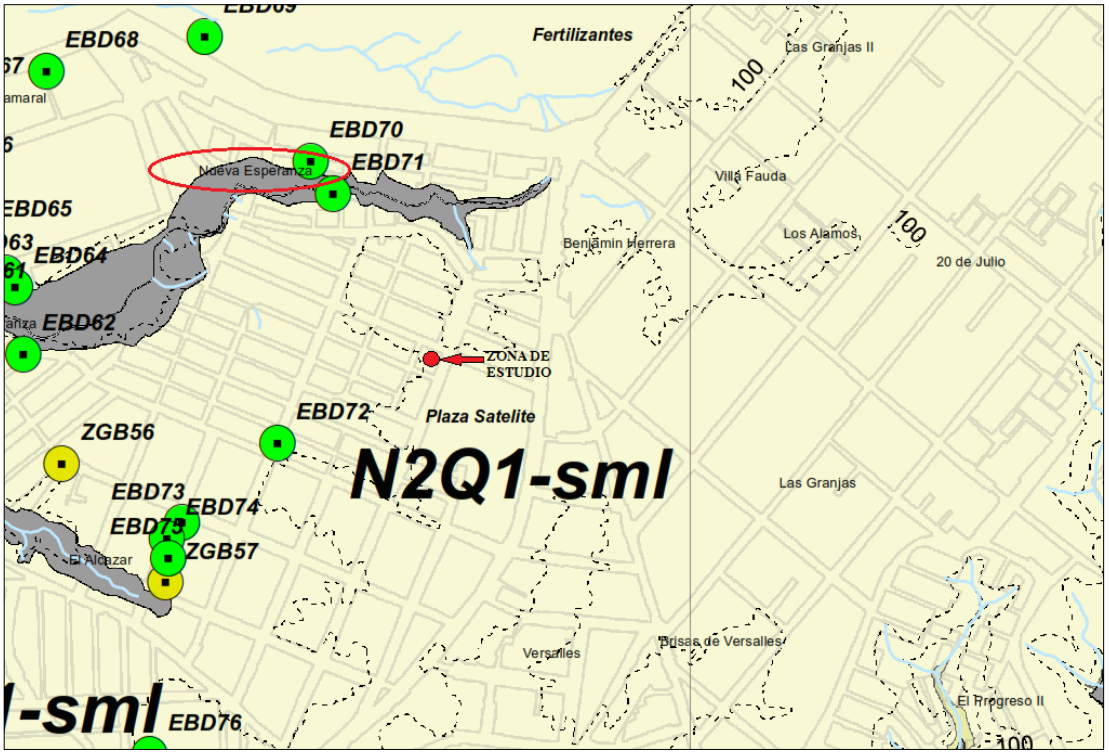


Figura. 2. Mapa geológico del sector en estudio.

Formación Real: Es una secuencia de rocas sedimentarias integrada por lodolitas y areniscas de grano fino, en matriz amarillenta, rojiza gris y verde, en ocasiones con alto contenido de materia orgánica, con pirita, que aflora como ventanas de erosión en varias franjas pequeñas dentro de la ciudad de Barrancabermeja. Presenta restos carbonosos y troncos fosilizados (xilópalos), que fueron evidenciados en el sector nororiental de la quebrada las Camelias en el año 1996, hoy día sepultados por su canalización. De acuerdo con Gómez et al. (2015) el grupo regionalmente equivaldría a lo simbolizado como n4n6-Sc (parte superior del Mioceno), que posee arenitas líticas con intercalaciones de arcillolitas de color gris verdoso conglomerados.

Formación Mesa: La Formación Mesa se subdivide dentro de Barrancabermeja en dos miembros importantes: el Miembro Inferior conglomerático (dominado por sedimentos tamaño grava), que lo hace más "duro", el cual fue simbolizado en los primeros trabajos

geológicos locales como TQpmc (SPC, 1999) y para la presente publicación se propone que sea N2Q1-Smc, siguiendo la nomenclatura cronoestratigráfica oficial; y otro Miembro Superior, en donde predominan capas lodosas (más "blandas"), con menor proporción de arenas yescasos lentes conglomeráticos, que al inicio fue simbolizado como TQpmal y en el presente mapa urbano es N2Q1-Sml. Ambos miembros suman un espesor promedio de 35 m dentro de Barrancabermeja.

Miembro Inferior Conglomerático (N2Q1-Smc): Esta unidad ocupa 983 hectáreas del área estudiada y se extiende principalmente desde la parte baja de las mesas orientales hasta el occidente, en donde esta construido el hotel pipaton.
La unidad inferior de la Formación Mesa consta típicamente de conglomerados de guijos y guijarros, con menor presencia de gránulos, variando en algunos sectores hacia areniscas conglomeráticas (armazón areno-soportada), con intraclastos lodosos hacia el oriente urbano, en matriz típicamente meteorizada y moderadamente friable, de colores rojizo-anaranjada, pardo-rojiza y localmente rosado-blanquecina. Su espesor litológico no sobrepasa los 20 m.

Miembro Superior Lodoso y Arenoso (N2Q1-Sml): El Miembro Superior de la Formación Mesa consta de una secuencia de rocas detriticas lodosas (limolitas y arcillolitas) potentes, consolidadas y meteorizadas; son muy abigarradas, predominando los colores rojizos, rosados, anaranjados hasta blanquecinos, conforme las Fotos 16 a 18. Esta unidad litológica ocupa 1224 hectáreas cartográficas, cuyo espesor litológico urbano es de 15 m.

Depósitos del Cuaternario: Se describen aquí las acumulaciones sedimentos del cuaternario, por su distribución, genesis y edad estratigráfica relativa, de mas antiguo a mas reciente. Dichos depósitos se simbolizaron como Qrm, Qla, Qta, Qar y Llen, en el mapa geológico del área urbana de Barrancabermeja.

Depósitos del Rio Magdalena (Qrm): Corresponden a los materiales fino-granulares (arenas y lodos), grises a pardos claros, acarreados por dicho rio y supeditados al cauce fluvial. Sus sedimentos conforman islas y barras centrales y laterales activas, así como llanuras de inundación o terrazas aluviales muy bajas, distribuidas a los costados del canal mayor.

Depósitos de Terraza: Está compuesta por arenas finas limosas grises u oscuras, limos arcillosos y arenosos también grises y oscuros, además presenta gravas finas a gruesas con matices de arcilla o limo arenoso y lentes de materia orgánica con un espesor de hasta 76m.

Depósitos lagunares (Qla): Abarca a los materiales finos (arenas de grano fino y muy fino, limos y arcillas), de colores oscuros e inconsolidados, acompañados de material vegetal (turbas), y asociados a los sistemas lacustres (ciénagas, lagunas y lagos), que amortiguan las crecientes sobre la margen derecha del río Magdalena, los cuales también reciben aportes de caudales líquidos y sólidos de la red hidrológica urbana.
Representan a los depositos sedimentarios con mayor amplitud en la zona cartografiada, de superficie muy aplanada y cubiertos de vegetación típica de humedales: son muy

comunes en los costados noroccidental y sur de la ciudad, con geometría irregular e Inter digitados, pues se adentran en los caños y drenajes juveniles urbanos (Foto 32). Son los depósitos del Cuaternario urbano más amplios, pues poseen 580 hectáreas, dentro de toda la zona cartografía.

Depósitos de terrazas aluviales (Qta): Este tipo de depósitos sedimentarios constan de gravas, arenas y limos, de colores pardo-amarillentos y anaranjados. Ocupan los bajos topográficos y fondo de valles aluviales permanentes a efímeros dentro del suelo urbano de Barrancabermeja, que tributan sus aguas principalmente a las ciénagas desde el norte (San Silvestre) hasta el sur (caño Cardales). Por lo tanto, están ubicados topográficamente por encima de los depósitos lagunares (Qla), y han sido, progresiva y continuamente, rellenados por los sedimentos granulares a finos provenientes de la degradación de las laderas y taludes conformados por la Formación Mesa.

Depósitos aluviales recientes (Qar): Están conformados por sedimentos con tamaño grava, desde granulo hasta guijarros, redondeados, con las mismas composiciones de los materiales gruesos antes descritos en la formación mesa, acompañados y/o embebidos en arenas y lodos.

Llenos de origen antrópico (Llen): Integra a los materiales granulares a heterométricos, combinando escombros- urbanos (pavimentos, ladrillos, basuras, etc.), descapotes y principalmente de tipo natural, provenientes de las receberas de la Formación Mesa (gravas limosas o arcillosas) del antiguo matadero de Ecopetrol (al nororiente, aún activas) y de la vía al Llanito (minas del Coronel, al norte), sector hoy día ocupado por asentamientos e invasiones.
Los principales llenos cartografiados se ubican entre las márgenes de la ciénaga Juan Esteban y la parte baja (orillas al sur) de la antigua zona céntrica, incluyendo a los barrios Arenales, San Francisco, la Playa, el Dorado, Cardales, muelle de pescadores y la Campana.

2.2.1 GEOLOGIA ESTRUCTURAL.

En general el Valle del Magdalena medio se caracteriza al oriente por una faja de corrimiento que levanta las rocas más antiguas y las separa de la cordillera oriental, por la falla inversa de la salina, en una tectónica compresiva, mientras que al occidente hay una serie de fallas normales que definen su límite con la cordillera central, en un ambiente tectónico distensivo (Reyes y ramirez.1996). Según Mora las mediciones geodésicas indican que este sector del VMM y del bloque andino poseen tasas de movimiento de 16mm/año, con escape hacía en nor-noreste.

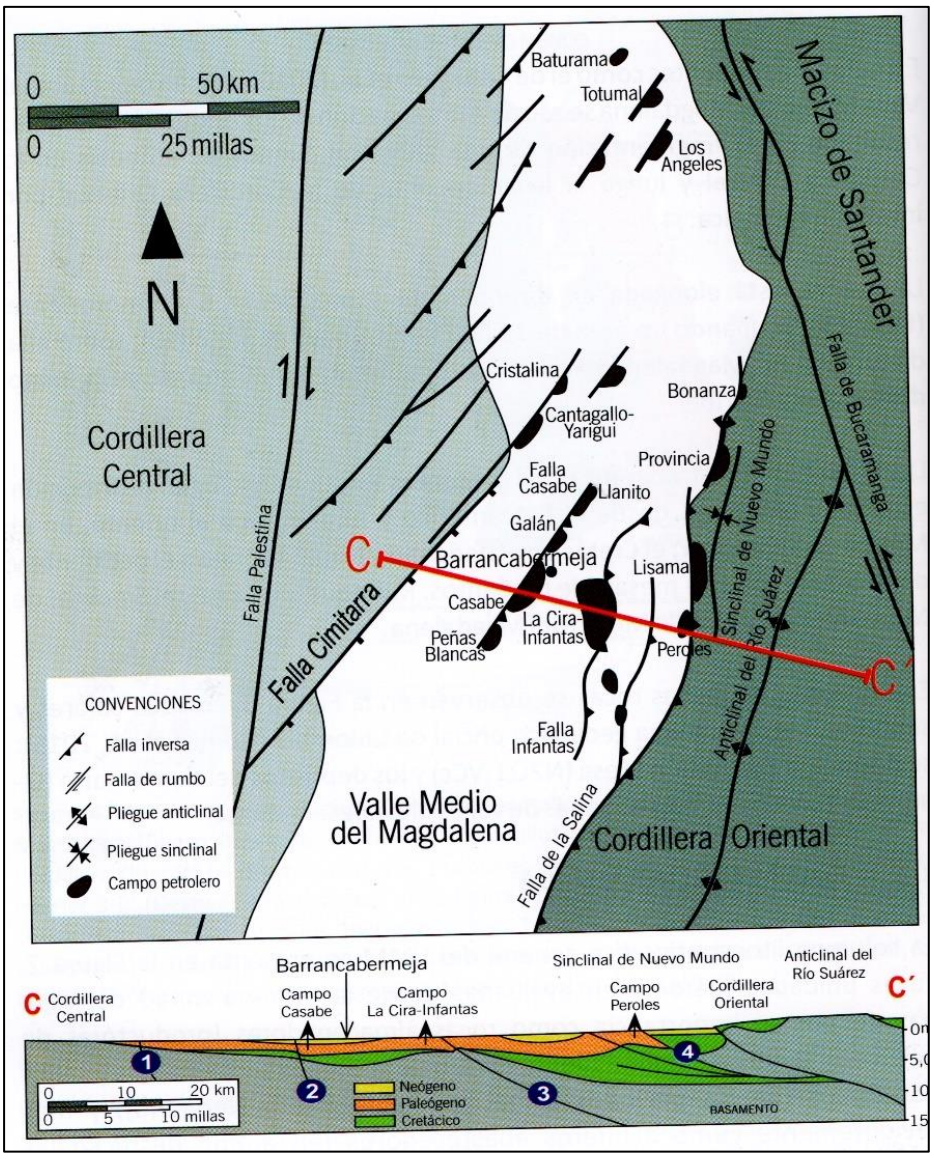


Figura. 3. Esquema geoestructural del valle del magdalena.

2.3 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

Su forma es aproximadamente rectangular, con desniveles máximos del orden de 0.20m e inclinación hacia la parte frontal del lote, su área superficial es aproximadamente 1000m2.

2.4 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES DE ALTURA PARA EL COLEGIO 26 DE MARZO SEDE LA ESPERANZA del proyecto: "ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCION DE INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA EN LAS SEDES EDUCATIVAS DE LOS ESTABLECIMIENTOS EDUCATIVOS OFICIALES DEL DISTRITO DE BARRANCABERMEJA" el sitio en estudio está ubicado en la CARRERA 38 #62-02 BARRIO LA ESPERANZA, distrito especial de Barrancabermeja.
Para la clasificación del proyecto de acuerdo con los lineamientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, el proyecto consiste en la construcción de estructuras simples.
Categoría de las unidades:
La construcción propuesta es de categoría BAJA, debido a que los niveles de construcción no superan los 3 niveles de altura y las cargas por columna son menores a 800KN.

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

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

Figura. 4. Clasificación de las unidades de construcción NSR -10.

3.0 METODOLOGÍA DE TRABAJO.

Para cumplir el desarrollo del presente estudio, se empleó la siguiente serie ordenada de actividades:

a) Investigación en situ del subsuelo, trabajos de campo empleando método de perforación estándar SPT, y recopilación de muestras.
b) Ensayos de laboratorio, para conocer el perfil estratigráfico y propiedades geotécnicas de los materiales.
c) Análisis e interpretación de la información obtenida.
d) Recomendaciones correspondientes.
e) Informe final

4.0 OBJETIVOS

El objetivo del estudio es el de establecer los parámetros de diseño para la cimentación de ESTRUCTURAS DE 2 NIVELES DE ALTURA DENTRO DEL COLEGIO 26 DE MARZO SEDE LA ESPERANZA del proyecto: CONSTRUCCION DE INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA EN LAS SEDES EDUCATIVAS DE LOS ESTABLECIMIENTOS EDUCATIVOS OFICIALES DEL DISTRITO DE BARRANCABERMEJA en cuanto a capacidad de carga admisible y profundidad de cimentación estableciendo las condiciones bajo las cuales se pueda garantizar su estabilidad.

Determinar el perfil estratigráfico del terreno y las propiedades geotécnicas de los materiales de este.

Determinar la capacidad de carga admisible del suelo de fundación, así como el tipo y las características de las cimentaciones a utilizar.

Determinar presiones máximas de contacto y deformaciones para las cimentaciones.

Localizar niveles freáticos o filtraciones de agua, si estas llegaren a afectar la excavación para las estructuras.

Determinar los parámetros sísmicos y los que se consideren de importancia para la realización de los diseños de ingeniería.

Dar las recomendaciones de construcción en la etapa de la cimentación.

5.0 INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO Y ENSAYOS DE LABORATORIO

5.1 PERFORACIÓN Y RECOPILACIÓN DE MUESTRAS

Teniendo en cuenta el área de intervención se realizaron 6 sondeos, con el objeto de conocer las propiedades geomecánicas del terreno, dichas perforaciones fueron ubicadas de tal forma que se pudiese conocer de la mejor manera el perfil estratigráfico. Como elemento de perforación se empleó usualmente el tubo partido, por el método de percusión con realización del ensayo de penetración estándar continuo y recuperación de muestras.

Las perforaciones se hicieron a una profundidad máxima de 6,00 metros algunos de ellos a profundidades menores por rechazo presentado por el suelo a la penetración estándar.

(d) En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme (material designado como A, B o C en la Tabla A.2.4.4-1 del Título A de este Reglamento.), de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:
- Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales;
- Categoría Media, penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los

En el plano adjunto se presenta la localización de los sondeos realizados.
Las muestras recuperadas fueron sometidas a ensayos de caracterización y clasificación, mediante ensayos de granulometría y límites de Atterberg.

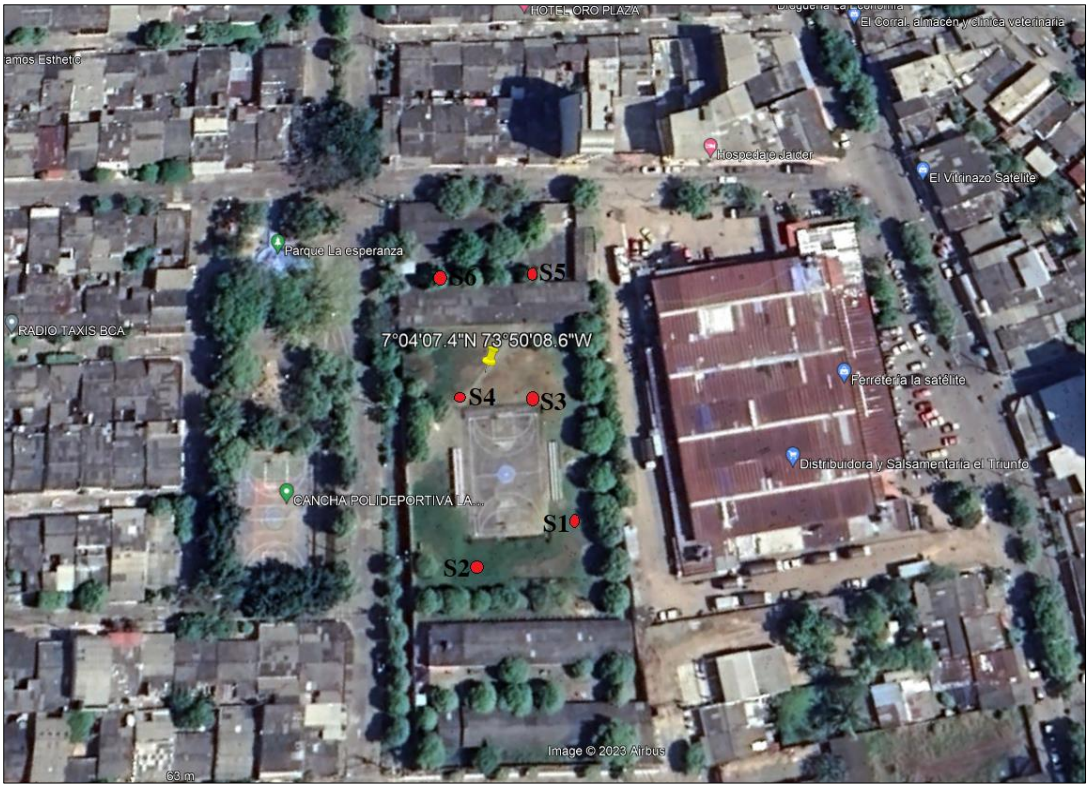


Figura. 5. Ubicación de los sondeos.



Figura. 6. Sondeo N. 1



Figura. 7. Sondeo N. 2



Figura. 8. Sondeo N. 3



Figura. 9. Sondeo N. 4



Figura. 10. Sondeo N. 5



Figura. 11. Sondeo N. 6

5.2 MÉTODO DE PERFORACIÓN

Se empleó un método dinámico, utilizando el procedimiento del *ensayo normal de penetración* SPT, en el cual, la punta es una toma muestras partido normal. Para ello, se dejó caer una pesa de 63,5 Kg (140 Lb), a una altura de 76,2 cm (30") contando el número de golpes necesario para hincar 15 cm (6"). (Véase formatos de perfiles de campo, Anexo b). El número de golpes necesario para hincar 30 cm (12") él toma muestras se define como el valor N del ensayo de penetración estándar SPT.

El ensayo de Penetración Estándar SPT para propósitos de diseño geotécnico debe corregirse por efecto de la presión de confinamiento.

Para tener en cuenta este factor, se aplicará la siguiente fórmula de corrección (Bowles J. E, Principles of Foundation Engineering, 4th edition McGraw Hill, 1988) al número de golpes N medido en el terreno.

$$N' = Cn \bullet N$$

Los diferentes factores son:

Cn = corrección por sobrecapa = (p"/p´)^ (½)

p" = 95,76 kPa

p' = Esfuerzo efectivo vertical en el punto de referencia.

Terzaghi y Peck (1967) recomiendan que, si el suelo es material granular saturado y el valor registrado de N es mayor de 15, se debe corregir haciendo N´=15+(N-15)/2.

5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras recuperadas fueron sometidas a ensayos de caracterización y clasificación, mediante ensayos de granulometría y límites de Atterberg, bajo las siguientes normas:

Tabla 1. Normas de los Ensayos realizados.

Ensayo	Norma
Granulometría.	INV E -123
Contenido de Humedad	NTC 1495 – INV E- 122
Límite Plástico e Índice de Plasticidad	NTC 1493 – INV E-126
Límite Líquido	NTC 1494 – INV E-125
Ensayo SPT	INV E – 111-13
Ensayo de corte directo CD	INV E-154-13

Los ensayos de laboratorio de las muestras recuperadas se muestran en el Anexo B de este informe.

6.0 RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN

Para reconocimiento estratigráfico del lote se realizaron 6 sondeos a profundidad de 6.00m algunos de ellos a profundidad menor por rechazo del suelo a la penetración estándar. Teniendo en cuenta que la geomorfología del suelo y las características de resistencia del terreno se comportan de acuerdo con la profundidad de una manera similar en toda el área del lote, a continuación, se presenta la estratigrafía general encontrada.

6.1 ESTRATIGRAFÍA

Perfil litológico del terreno

En el Sondeo S1 realizados en la ZONA POSTERIOR LADO IZQUIERDO a una profundidad de 6.00m, se encontró el siguiente perfil.

PERFORACION (M)	SIMBOLO	MUESTRA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
0.00-0.50			MATERIAL ORGANICO
0.50-1.00	CL		ARCILLA COLOR NARANJA
1.00-1.50			
1.50-2.00			
2.00-2.50	CL		ARCILLA COLOR ROJIZA CON VETAS GRISES
2.50-3.00			
3.00-3.50			
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00			
5.00-5.50			
5.50-6.00			

En el Sondeo S2 realizados en la ZONA POSTERIOR LADO DERECHO a una profundidad de 6.00m, se encontró el siguiente perfil.

PERFORACION (M)	SIMBOLO	MUESTRA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
0.00-0.50			MATERIAL ORGANICO
0.50-1.00	CL		ARCILLA COLOR NARANJA
1.00-1.50			
1.50-2.00			
2.00-2.50	CL		ARCILLA COLOR ROJIZA CON VETAS GRISES
2.50-3.00			
3.00-3.50			
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00			
5.00-5.50			
5.50-6.00			

En el Sondeo S3 realizados en la ZONA MEDIA LADO IZQUIERDO a una profundidad de 6.00m, se encontró el siguiente perfil.

PERFORACION (M)	SIMBOLO	MUESTRA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
0.00-0.50			MATERIAL ORGANICO
0.50-1.00	CL		ARCILLA COLOR CAFÉ CLARO CON NARANJA
1.00-1.50			
1.50-2.00			
2.00-2.50			
2.50-3.00			
3.00-3.50			
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00			
5.00-5.50			
5.50-6.00			

En el Sondeo S4 realizados en la ZONA MEDIA LADO DERECHO a una profundidad de 6.00m, se encontró el siguiente perfil.

PERFORACION (M)	SIMBOLO	MUESTRA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
0.00-0.50			MATERIAL ORGANICO
0.50-1.00	CL		ARCILLA COLOR CAFÉ CLARO CON NARANJA
1.00-1.50			
1.50-2.00			
2.00-2.50			
2.50-3.00			
3.00-3.50			
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00			
5.00-5.50			
5.50-6.00			

En el Sondeo S5 realizados en la ZONA FRONTAL LADO IZQUIERDO a una profundidad de 6.00m, se encontró el siguiente perfil.

PERFORACION (M)	SIMBOLO	MUESTRA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
0.00-0.50			MATERIAL ORGANICO
0.50-1.00	CL		ARCILLA COLOR CAFÉ
1.00-1.50			
1.50-2.00			
2.00-2.50			
2.50-3.00			
3.00-3.50			
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00			
5.00-5.50			
5.50-6.00			

En el Sondeo S6 realizados en la ZONA FRONTAL LADO DERECHO a una profundidad de 6.00m, se encontró el siguiente perfil.

PERFORACION (M)	SIMBOLO	MUESTRA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
0.00-0.50			MATERIAL ORGANICO
0.50-1.00	CL		ARCILLA COLOR CAFÉ
1.00-1.50			
1.50-2.00			
2.00-2.50			
2.50-3.00			
3.00-3.50			
3.50-4.00			
4.00-4.50			
4.50-5.00			
5.00-5.50			
5.50-6.00			

6.2 NIVEL FREÁTICO

No se registró nivel freático en los sondeos realizados.

NIVEL FREATICO	S1	S2	S3	S4	S5	S6
	N/P	N/P	N/P	N/P	N/P	N/P

6.3. REGISTRO DE PERFORACIÓN

En el registro de las perforaciones se muestra el detalle del perfil en cada uno de los sondeos. A continuación, se resumen los valores de penetración estándar determinados en cada uno de los sondeos:

Tabla 2. Valores de Penetración Estándar SPT – Campo.

PROFUNDIDAD (M)	SONDEOS					
	1	2	3	4	5	6
0,00– 0,50	/	/	/	/	/	/
0,50 – 1,00	11	11	16	18	14	13
1,00 – 1,50	19	16	25	27	20	21
1,50 – 2,00	24	18	38	40	41	40
2,00 – 2,50	42	26	51	53	53	50
2,50 – 3,00	53	34	56	52	75	71
3,00 – 3,50	54	51	73	70	93	89
3,50 – 4,00	64	60	96	92	RECHAZO	RECHAZO
4,00 – 4,50	73	69	RECHAZO	RECHAZO		
4,50 – 5,00	76	72				
5,00 – 5,50	86	82				
5,50 – 6,00	RECHAZO	RECHAZO				

Nº de golpes/30 cm. por sondeo, leído en campo

6.4. FACTORES DE CORRECCIÓN DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) POR PERDIDAS DE ENERGÍA

Como una medida de corrección al ensayo de SPT por la pérdida de energía de todos los diversos factores que existen, se propone corregir el número de golpes obtenidos en campo al 60% de la energía de caída libre teórica del martillo por medio de las siguientes ecuaciones:

$$N60 = NfieldCE\ CRCBCSCACBFCC$$
$$N1{,}60 = Nfield\ CNCECRCBCSCACBFCC$$

$Nfield$ = Numero de Golpes medidos en el campo.
CN = Factor de corrección de sobrecarga
CE = Factor de corrección por energía.
CR = Factor de corrección por longitud de las varillas.
CB = Factor de corrección por el diámetro de la perforación.
CS = Factor de corrección del revestimiento.
CA = Factor de corrección del bloque de impacto.
CBS = Factor de corrección de la frecuencia del número de golpes.
CC = Factor de corrección del amortiguamiento del martillo.

a. Factor de corrección de sobrecarga

Con el propósito de comparar el número de golpes medidos a las diferentes profundidades, estos deben ser ajustados a una presión de sobrecarga estándar de 1 atm de presión. La resistencia a la penetración de materiales poco cohesivos depende fuertemente de la presión de confinamiento. Para las arenas, una ejecución del SPT a profundidades superficiales, tendrá un número de golpes más bajo que para la ejecución del SPT a grandes profundidades.
Multiplicando Nfield por CN, los efectos de la presión de confinamiento son compensados.

Tabla 3. Factores de Corrección de Sobrecarga.

Referencia	Factor de corrección, C_N		Unidades del Esfuerzo Efectivo
Peck y Bezaraa (1969)	$C_N = \begin{cases} \frac{4}{1+2\sigma_v'} \\ \frac{4}{3.25+0.5\sigma_v'} \end{cases}$	$\sigma_v' \leq 1.5$ $\sigma_v' > 1.5$	ksf
Peck et al.(1974)	$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma_v'}$		Kg/cm^2 o tsf
Tokimatsu y Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7+\sigma_v'}$		Kg/cm^2 o tsf
Liao y Withman, (1986)	$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma_v'}}$		Kg/cm^2 o tsf
Skempton, (1986)	$C_N = \begin{cases} \frac{2}{1+\sigma_v'} \\ \frac{3}{2+\sigma_v'} \\ \frac{1.7}{0.7+\sigma_v'} \end{cases}$	Para arenas finas o de densidad relativa media Para arenas densas. Normalmente consolidadas Para arenas finas preconsolidadas	Kg/cm^2 o tsf

En este estudio se trabajó con las ecuaciones de Skempton.

b. Factor de corrección por energía

El factor de corrección por energía es uno de los factores de corrección más importantes que se utilizan. El objetivo de la aplicación de este factor de corrección es ajustar el número de golpes para el valor que habría de ser medido si un martillo imparte el 60% de la energía teórica que ha sido utilizada en la prueba.

c. Factor de corrección por longitud de varillas

El factor de corrección por longitud de las varillas obedece principalmente a las perdidas por energía que tiene la varilla por su extensión.

Tabla 4. Factor de corrección por longitud de las varillas.

Longitud de Varillas	Cr
	Seed et al. (1985)
< 10 pies	0.75
10 – 13 pies	1.0
13 – 20 pies	1.0
20 – 30 pies	1.0
> 30 pies	1.0

Fuente: Tokimatsu, 1988

d. Factor de corrección por el diámetro de la perforación

Este factor de corrección es utilizado cuando el diámetro de la perforación es mayor a 4.5 pulgadas, pues cuando esto ocurre hay una relajación de los esfuerzos del suelo y los valores de N son más bajos de lo que en realidad podrían llegar a ser.

Tabla 5. Factor de corrección por el diámetro de la perforación

Diámetro de perforación	CB
2.5 a 4.5 Pulg.	1.0
6 Pulg.	1,05
8 Pulg.	1.15

Fuente: Bowles, 1988.

En este estudio se trabajó con varillas de 2.5 pulgadas de diámetro, por esta razón para nuestros análisis de corrección por longitud de las varillas tendremos un factor CB = 1.0.

e. Factor de corrección del revestimiento

Este factor de corrección se utiliza cuando él toma-muestras no tiene el revestimiento interno y aumenta su diámetro de 1 1/2" a 1 3/8". Al incrementar el diámetro se reduce la fricción interna del penetrómetro, lo cual hace que los valores sean mucho más bajos.

Tabla 6. Factores de corrección del revestimiento

Configuración del Muestreador	Cs
Penetrómetro estándar	1.0
U.S. Penetrómetro sin revestimiento	1,05

Fuente: Youd e Idriss, 1977

Para este proyecto se utilizaron varillas con revestimiento (con Liner), por esta razón para nuestros análisis de corrección del revestimiento tendremos un factor Cs = 1.0.

f. Factor de corrección del bloque de impacto

El factor es utilizado para corregir la perdida de energía que se da cuando durante la realización del ensayo de penetración, el martillo de impacto choca contra el bloque de impacto que transmite la energía a las barras. Dicho martillo es metálico en la mayoría de las ocasiones y usualmente puede variar en forma, tamaño y peso.

Tabla 7. Factor de corrección según el bloque de impacto.

Martillo	Bloque de Impacto	CA
Anular	Pequeño (4.4 lbs)	0.85
	Grande (26.5 lbs)	0.70
De Seguridad	5.5 (lbs)	0.90

Fuente: Tokimatsu, 1988

Para este proyecto se utilizó un martillo pequeño, razón por la cual el factor de corrección es CA = 0.85.

g. Factor de corrección de la frecuencia del número de golpes

Este factor de corrección se encarga de medir la variación del número de golpes "N" que puede ser afectada por la relación de la velocidad a la cual los golpes son aplicados a las varillas. Si la frecuencia de los golpes del martillo es de 30 – 40 golpes por minuto, el factor de seguridad es Cbf = 1.0.
Para los sondeos realizados manualmente se contabilizó un total de 30 a 40 golpes por minuto, razón por la cual para la corrección de numero de golpes de los sondeos manuales tendremos un factor de Cbf= 1.0.

h. Factor de corrección del amortiguador del martillo

Este factor de corrección es utilizado en algunos casos cuando se dispone de un bloque de madera como amortiguador sobre la superficie del bloque de impacto para minimizar el ruido causado por el golpeo. El amortiguador absorbe una parte de la energía del martillo de golpeo y el número de golpes se incrementa.

Tabla 8. Factor de corrección del amortiguador del martillo.

Tipo de bloque amortiguador de madera dura	Cc
Ninguno	1.0
Nuevo	0.95
Usado	0.90

Fuente: Decourt, 1990

6.5. PERFIL ESTRATIGRÁFICO DESPUÉS DE CORREGIDO EL ENSAYO DE SPT

Tabla 9. Valores de Penetración Estándar SPT – Corregido N_{60}.

PROFUNDIDAD (M)	SONDEOS					
	1	2	3	4	5	6
0,00– 0,50	/	/	/	/	/	/
0,50 – 1,00	10	10	14	16	12	11
1,00 – 1,50	18	14	23	25	18	19
1,50 – 2,00	22	16	36	38	38	38
2,00 – 2,50	40	24	49	51	50	48
2,50 – 3,00	51	32	54	50	73	69
3,00 – 3,50	52	49	71	68	90	87
3,50 – 4,00	62	58	94	90	RECHAZO	RECHAZO
4,00 – 4,50	71	67	RECHAZO	RECHAZO		
4,50 – 5,00	74	70				
5,00 – 5,50	84	80				
5,50 – 6,00	RECHAZO	RECHAZO				

6.6 RESUMEN ENSAYOS DE LABORATORIO

De acuerdo con los resultados de ensayos de laboratorio el lote presenta:

Tabla 10. Resumen ensayos de Laboratorio.

SONDEO	PROFUNDIDAD (m)		MUESTREADOR	LITOLOGIA	GRADACIÓN (%)				HUMEDAD NATURAL	LIMITES DE CONSISTENCIA		
No	Desde	Hasta	SPT, SHELBY, EXCAVACION, ROTACION	Descripción de la muestra	Sistema de clasificacion SUCS	Grava	Arena	Finos	%W	L.L	L.P	I.P
S1	0,50	2,00	SPT	ARCILLA COLOR NARANJA	CL	0,00	21,43	78,57	22,26	31,68	18,45	13,23
	2,00	6,00	SPT	ARCILLA COLOR ROJIZA CON VETAS GRISES	CL	0,00	21,66	78,34	22,49	30,47	19,49	10,98
S2	0,50	2,00	SPT	ARCILLA COLOR NARANJA	CL	0,00	22,68	77,32	22,50	30,57	17,82	12,75
	2,00	6,00	SPT	ARCILLA COLOR ROJIZA CON VETAS GRISES	CL	0,00	21,70	78,30	22,86	31,25	18,64	12,61
S3	0,50	6,00	SPT	ARCILLA COLOR CAFÉ CLARO CON NARANJA	CL	0,00	21,13	78,87	23,73	31,18	17,13	14,05
S4	0,50	6,00	SPT	ARCILLA COLOR CAFÉ CLARO CON NARANJA	CL	0,00	21,21	78,79	21,03	30,47	17,82	12,65
S5	0,50	6,00	SPT	ARCILLA COLOR CAFÉ	CL	0,00	21,75	78,25	22,57	31,91	18,61	13,30
S6	0,50	6,00	SPT	ARCILLA COLOR CAFÉ	CL	0,00	21,04	78,96	22,60	31,50	18,35	13,15

LL: Limite liquido LP: Limite plástico IP: Índice de plasticidad Wn: Húmeda natural

La muestra recuperada en el sondeo 1 con muestreador shelby se sometieron a ensayos de esfuerzo vs deformación.
A continuación, se presenta el resumen del ensayo Corte Directo cd

Resumen ensayo de corte directo cd

Sondeo/apique	Prof. m	SUCS	Angulo de fricción ϕ' (°)	C Cohesión (kg/cm2)
Sondeo 3	1,00-1,50	CL	26	0,22

7.0 ANÁLISIS DE CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DE LOS SUELOS

Teniendo las propiedades mecánicas de los tipos de suelo y los parámetros sísmicos, se realizó un análisis de las características especiales de los suelos identificados en las exploraciones geotécnicas.

7.1 SUELOS EXPANSIVOS

El numeral H.9.1.1 de la NSR-10 menciona que una de las características especiales, que todas las arcillas tienen, de una forma u otra, es la propiedad de contraerse cuando pierden humedad y de expandirse cuando la ganan de nuevo según las condiciones ambientales.

Tabla 11. Clasificación de suelos expansivos.

Potencial de expansión	Expansión (%) media en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 Kgf/cm2	Límite líquido LL, en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores a 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: Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10.

De acuerdo a los sondeos realizados se hace una evaluación cualitativa en la cual se aplican correlaciones con ensayos de clasificación y se determinan de forma preliminar el grado de expansión de los materiales que conforman el área en estudio.

Tabla 12. Análisis cualitativo del potencial de expansión.

SONDEO	FINOS	LL	IP	SUCS	GRADO DE EXPANSION	
	%				HOLTZ 1956	CHEN 1975
SONDEO 1	78,57	31,68	13,23	CL	BAJO	BAJO
	78,34	30,47	10,98	CL	BAJO	BAJO
SONDEO 2	77,32	30,57	12,75	CL	BAJO	BAJO
	78,30	31,25	12,61	CL	BAJO	BAJO
SONDEO 3	78,87	31,18	14,05	CL	BAJO	BAJO
SONDEO 4	78,79	30,47	12,65	CL	BAJO	BAJO
SONDEO 5	78,25	31,91	13,30	CL	BAJO	BAJO
SONDEO 6	78,96	31,50	13,15	CL	BAJO	BAJO

En el área en estudio los suelos tienen susceptibilidad baja a la expansión.

7.2 SUELOS COLAPSABLES

Los suelos colapsables se identifican como aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que, si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan.
La colapsabilidad de estos depósitos se identifica, 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. La evaluación se puede hacer mediante la siguiente formulación:

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{(1/_{Gs}) + w_l}$$

Si $\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} > 1$ el suelo es estable o expansivo

Si $\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrit}} \leq 1$ el suelo es colapsable

A partir de los ensayos de laboratorio y teniendo en cuenta las anteriores expresiones, se determinó que los suelos del área en estudio no son colapsables.

7.3 SUELOS LICUABLES

"La licuación se refiere al fenómeno de la generación de grandes presiones de poro y consecuente reducción de la resistencia de suelos granulares. Comúnmente el fenómeno ocurre en los depósitos aluviales o fluviales de Holoceno en las profundidades no mayores de 15m.

Licuación se define como la transformación del material granular del estado sólido al licuado, como la consecuencia del incremento de las presiones de poro y de la reducción de presiones efectivas. El incremento de las presiones de poro se induce por la tendencia de materiales granulares a compactarse cuando se someten a las deformaciones de cortante cíclicas. El cambio de estado ocurre con preferencia en suelos sueltos a medianamente compactos, pobremente drenados, como son arenas limosas o gravas confinadas o con sellos de materiales impermeables." Por T. L. Youd, Member, ASCE, and I. M. Idriss, Fellow, ASCE, 2001. Traducción y comentarios Slobodan Zemva Tanasijevic, 2011.

Para evaluar la resistencia por licuación de suelo es necesario calcular dos variables:

- La demanda sísmica que se espera en las capas de suelo durante un sismo de diseño, expresada en términos de resistencia CSR (cyclic stress ratio).
- La resistencia de suelo para oponerse a la licuación, expresado con CRR (cyclic resistance ratio).

La relación de esfuerzos cíclicos (CSR) se determina con la siguiente ecuación:

$$CSR = \left(\frac{\tau_{sv}}{\sigma'_{vo}}\right) = 0.65\left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right) r_d$$

La relación de resistencia cíclica (CRR7.5) para un sismo de magnitud de 7.5. Se determina con la siguiente ecuación:

$$CRR75 := \frac{1}{34 - N160} + \frac{N160}{135} + \frac{50}{(10 \cdot N160 + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

Esta ecuación es válida para los (N1)60 < 30. Para (N1)60≥ 30, los suelos granulares limpios tienen el grado de compacidad demasiado alto para sufrir la licuación.
El criterio de evaluación de la resistencia por licuación basada en SPT es confiable, ya que se lleva aplicando a largo de varios decenios. Estos criterios involucran la gráfica de la relación de CSR con (N1)60. El (N1)60 representa el número de golpes normalizado al esfuerzo vertical de 100kPa y a la energía del martillo con eficiencia de 60%.
El factor de seguridad contra licuación, FSL, se calculó para cada estrato licuable a fin de cuantificar el potencial de licuación. Este factor de seguridad se define como:

$$FS_L = \frac{CRR_{7.5}}{CSR}$$

Adicionalmente Seed H. B. & Idriss I. M. (1982) propone un factor de escala para diferentes magnitudes de sismos.

Tabla 13. Factor de escala de magnitud.

Magnitud	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
7.0	1.08
7.5	1.00
8.0	0.94
8.5	0.89

Fuente: Seed H. B. & Idriss I. M. (1982).

Los suelos de fundación tienen un valor del ensayo SPT entre 15 y 50 y en el área en estudio no se evidencio presencia del nivel freático, por lo cual se concluye que la probabilidad a que ocurra la licuación es baja.

8.0 CONDICIONES Y PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SUBSUELO

En el presente estudio, se estudiaron condiciones especiales del subsuelo, como sismicidad y parámetros sísmicos para el diseño de fundaciones teniendo en cuenta el criterio del actual código Sismo resistente NSR 2010.

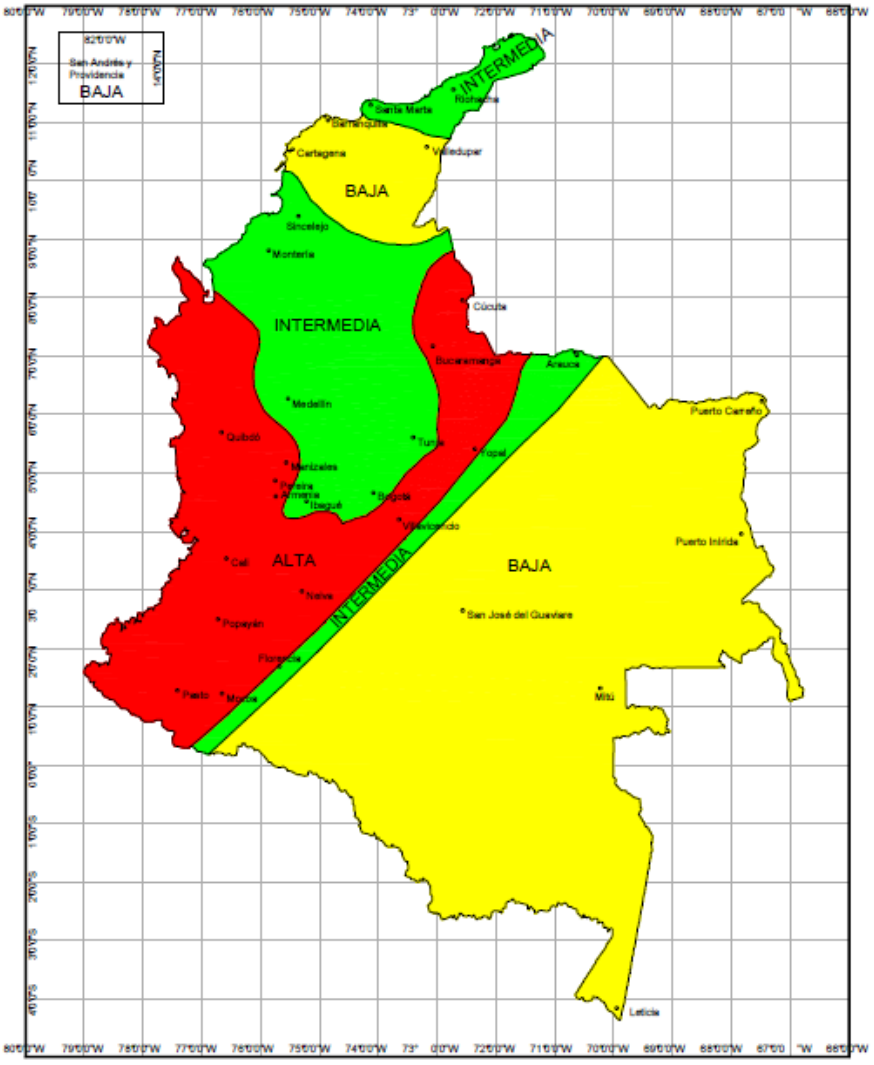


Figura. 12. Mapa de amenaza sísmica.

8.1 PARÁMETROS SÍSMICOS

Los parámetros sísmicos dados por la norma Sismo-resistente NSR 2010 para el sector son:

Ciudad: BARRANCABERMEJA STD
Amenaza sísmica: Intermedia.

El movimiento sísmico de diseño, se define en función de la aceleración pico efectivo, para una probabilidad de excedencia del 10 % en un lapso de 50 años.
El coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva Aa = 0.15
El coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva A_v =0.15
Los movimientos sísmicos de diseño con seguridad limitada se definen para una probabilidad del veinte por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, en función de la aceleración pico efectivo reducido, representado por el parámetro Ae= 0.06
Los movimientos sísmicos del umbral de daño, se definen para una probabilidad del ochenta por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años
Coeficiente de umbral de daño Ad=0.04

8.2 PERFIL DEL TERRENO PARA EFECTOS LOCALES

Teniendo en cuenta la geología de la zona donde está ubicado el proyecto y el número de golpes/pie promedio por debajo del área de influencia de la fundación, se recomienda trabajar con el Perfil de terreno D.

8.3 COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN POR EFECTOS DE SITIO.

Fa=1,5
Fv=2,2

Otras condiciones especiales como presencia de suelos dispersivos, erodables, expansivos y colapsables no fueron detectadas.

9.0 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN Y PARÁMETROS DE DISEÑO

9.1 PERFIL DE DISEÑO

Teniendo en cuenta que la geomorfología del suelo y las características de resistencia del terreno se comportan de acuerdo con la profundidad de una manera similar en zonas diferente, se toma dos perfiles litológicos diferentes para determinar parámetros de diseño.

En la ingeniería de suelos el ensayo de penetración estándar es el que permite caracterizar de mejor manera los suelos aluviales, es el ensayo más utilizado en el mundo para la caracterización geotécnica de perfiles de suelo en el sitio y es el ensayo que más utilizad para el diseño de cimentaciones.
El ensayo SPT se encuentra estandarizado con la norma ASTM D1586-99.
No existe ningún otro ensayo del que haya suficiente información histórica para poder correlacionar el comportamiento de las cimentaciones con los valores del ensayo.

Software utilizado
Para la descripción de los perfiles de los sondeos se utilizó el Software Geostrum, Dynamic Probing versión 2014. Este Software comercial permite presentar en forma gráfica la información de los sondeos incluyendo los resultados de los ensayos de campo y laboratorio, la formación geológica y la localización de los niveles freáticos.

A continuación, se presentan los perfiles de los sondeos:

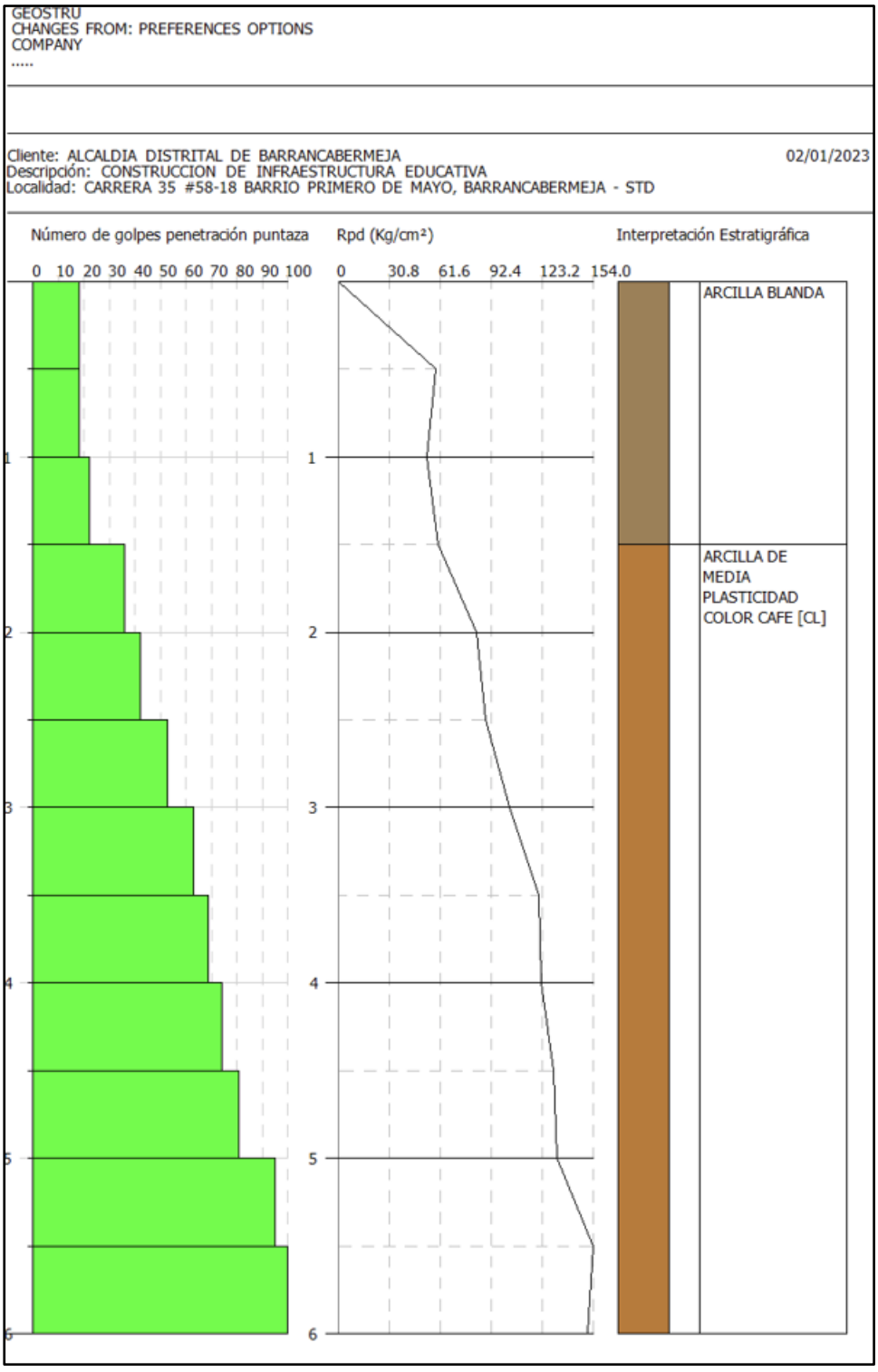


Figura. 13. Perfil litológico de Diseño.

9.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL TERRENO

Los parámetros geomecánicos de los suelos como fricción, peso unitario húmedo y saturado fueron obtenidos mediante correlación con el ensayo de penetración estándar SPT mediante el uso del software dynamic probing. Para realizar las correlaciones partiendo del SPT (Standard Penetration Test) en suelos no cohesivos, se emplearon las teorías de autores como Meyerhof para hallar el peso específico, Japanese National Railway. Los parámetros de cohesión y Angulo de fricción fueron estimados en ensayos de esfuerzo deformación,

Módulo de Young

Descripción	NSPT	Prof. Estrato (m)	Correlación	Ey (Kg/cm²)
Estrato (1) 0.10 M DE MATERIAL ORGANICO, SEGUIDO DE ARCILLA COLOR CAFE ROJIZO [CL]	8.00	0.00-2.00	Apollonia	80.00
Estrato (2) ARCILLA DE MEDIA PLASTICIDAD COLOR CAFE [CL]	25.00	2.00-6.00	Apollonia	180.00

Tabla 14. Parámetros geotécnicos de los geomateriales.

N° DE ESTRATO	CLASIF. SUCS	PROF. DE ESTRATO	N° GOLDPES/ PIE	γ (Ton/m³)	Cu (Kpa)	ϕ	Ey (KN/m²)
1	MATERIAL ORGANICO CON ARCILLA BLANDA	0,00-1,50	12	1,70	-	20	8000
2	ARCILLA COLOR NARANJA CON VETAS GRISES	1.50-6,00	25-50	1,80	20	26	18000

γ: Peso húmedo del suelo. ϕ= Angulo de fricción.
C = Cohesión. Ey = Módulo de Young.

9.3 TIPO Y NIVEL DE DESPLANTE

De acuerdo con los resultados de la investigación de campo y laboratorio, para la construcción de estructuras se recomienda cimentar mediante zapata aislada de la siguiente forma: Excavar a -1.50m de profundidad, recuperar 0.50 en concreto ciclópeo y desplantar las zapatas a -1.0m de profundidad. De esta forma la estructura se cimentará sobre un estrato de arcilla limosa de consistencia dura.
Las zapatas deben estar conectadas por medio de vigas de fundación para evitar asentamientos diferenciales.

9.4 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

De acuerdo con las características del proyecto y a las caracterizaciones geotécnicas presentadas anteriormente, se presenta a continuación los análisis geotécnicos correspondientes para determinar la profundidad de cimentación, tipo de cimentación, capacidad admisible y recomendaciones generales para garantizar la estabilidad general de las construcciones proyectadas.
En el diseño la cimentación se consideran los estados límite de falla del suelo de soporte y de los elementos estructurales de la cimentación y los estados límites de servicio. De acuerdo con el numeral H.4.2.3 de la NSR-10, la capacidad admisible de diseño para la cimentación deberá ser el menor valor entre el esfuerzo límite de falla (véase H.4.2.1, NSR-10), reducido por el factor de seguridad, y el que produzca asentamientos iguales a los máximos permitidos (véase H.4.8, NSR-10).

9.4.1 Estados límites de Falla

El cálculo de la capacidad portante para condición de rotura se realizó considerando la resistencia del suelo y las recomendaciones de la Norma NSR-10. Las ecuaciones utilizadas corresponden al principio general de la capacidad de carga expuesta por Meyerhof.
A continuación, se presentan la ecuación que se tuvo en cuenta en el cálculo de la capacidad de soporte:

Método de Meyerhof (1963)
Meyerhof utiliza la siguiente ecuación para el cálculo de la capacidad de soporte.

a. Expresión de cálculo 1

Para cimentaciones superficiales, el esfuerzo límite básico de falla puede determinarse por la siguiente expresión. Ecuación propuesta por Tezagui (1943) y modificada por Meyerhof (1965).

$$q_u = cN_c f_c d_c i_c + qN_q f_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma f_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Factor de carga:

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)e^{\pi\tan\phi}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi$$

Factor de forma:

$$f_c = 1 + \frac{B}{L}\frac{N_q}{N_c}$$

$$f_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L}$$

Factor de profundidad:

$si\ \frac{Df}{B} \le 1$	$si\ \frac{Df}{B} > 1$
$d_c = 1 + 0.4\frac{D_f}{B}$	$d_c = 1 + 0.4\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$
$d_q = 1 + 2\tan\phi(1 - sen\,\phi)^2\frac{D_f}{B}$	$d_q = 1 + 2\tan\phi(1 - sen\,\phi)^2\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Teniendo en cuenta la estructura proyectada, se recomienda diseñar las zapatas para una presión admisible del suelo qadm, con un ancho mínimo de cimiento, B, de 1.0 m.

PARÁMETRO	SÍMBOLO	UNIDAD	ESTRATO DE FUNDACIÓN
TIPO DE SUELO	N/A	N/A	CL
ESPESOR DEL ESTRATO	S	m	20
PESO UNITARIO	γ_{wet}	kN/m3	18
PESO UNITARIO SATURADO	γ_{sat}	kN/m3	20
COHESIÓN DEL SUELO	c'	kPa	20
ÁNGULO DE FRICCIÓN DEL SUELO	ϕ'	(°)	26
MÓDULO DE ELASTICIDAD	E	(kPa)	18000
RELACIÓN DE POISSON	ν	-	0.35

Tabla 15. Capacidad de soporte por método de falla de rotura para una profundidad de cimentación de 1.0m. sobre concreto ciclópeo de 50cm de espesor factor de seguridad de 3.0 y relación de L/B igual a 1.0.

DATOS DE SALIDA							
ANCHO DEL CIMIENTO	**B (m)**	**1.00**	**1.20**	**1.40**	**1.60**	**1.80**	**2.00**
LONGITUD DEL CIMIENTO	**L (m)**	**1.00**	**1.20**	**1.40**	**1.60**	**1.80**	**2.00**
PARÁMETROS DE LA GEOMETRÍA DE FALLA	B' (m)	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
	L' (m)	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
	Af (m2)	1.00	1.44	1.96	2.56	3.24	4.00
	ca (kPa)	12.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	m_b	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
	m_l	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	m	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
FACTORES ADIMENCIONALES DEPENDIENTES DE Φ Y DE LA GEOMETRÍA	Nq	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40	6.40
	Nc	14.83	14.83	14.83	14.83	14.83	14.83
	Nγ	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95	2.95
FACTORES DE FORMA Y PROFUNDIDAD	Sc	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43	1.43
	Sq	1.34	1.34	1.34	1.34	1.34	1.34
	S_γ	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
	dc	1.40	1.33	1.29	1.25	1.22	1.20
	dq	1.32	1.26	1.23	1.20	1.18	1.16
	d_γ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
FACTORES DE INCLINACIÓN DE LA CARGA Y DEL TALUD AL COSTADO	ic	0.90	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
	iq	0.91	0.86	0.86	0.86	0.86	0.86
	i_γ	0.88	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92
	gc	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
	gq	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
	g_γ	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
FACTORES DE INCLINACIÓN DE LA BASE	bc	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	bq	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	b_γ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
EXCENTRICIDAD	e_x **(m)**	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	e_z **(m)**	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CAPACIDAD ULTIMA POR ESTADO LIMITE DE FALLA	q_u (kPa)	674.57	603.44	585.53	572.68	563.21	556.10
CAPACIDAD ADMISIBLE POR ESTADO LIMITE DE FALLA	q_{adm} (kPa)	224.86	201.15	195.18	190.89	187.74	185.37

9.4.2 ASENTAMIENTOS ELASTICOS

De acuerdo con el numeral H.4.8 los estados límite de servicio resultan del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo. Las evaluaciones de los asentamientos se realizan empleando parámetros de deformación obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo.
Los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar a los siguientes valores:

a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

Los asentamientos totales son la suma de asentamientos inmediatos, por consolidación y secundarios, cuando estos últimos son importantes.

Análisis de asentamientos inmediatos
Para una cimentación superficial sometida a una fuerza neta por área unitaria igual qo, los asentamientos inmediatos se determinan por la relación de poisson y el módulo de elasticidad del suelo portante, μs y Es, respectivamente.

Cimentación flexible, STEINBRENNER, 1934 el asentamiento se expresa como:

$$S_e = q_0 (\alpha \cdot B') \frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_s \cdot I_f$$

qo es la presión de contacto neta
α factor que depende de la ubicación del punto bajo el cimiento
B´ es B/2 para el centro y B para la esquina de la cimentación
μ es el coeficiente de Poisson del suelo
Is es factor de forma de steinbrenner (1934)
If es factor de profundidad, Fox 1948

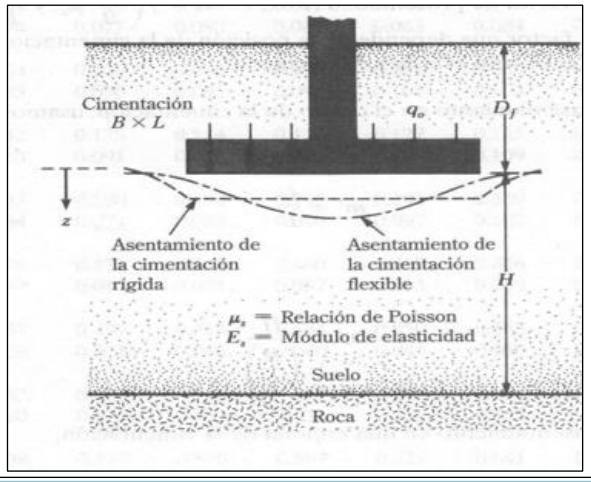


Tabla 5.10 Variación de I_f con D_f/B, B/L y μ_s,

μ_s	D_f/B	B/L = 0.2	B/L = 0.5	B/L = 1.0
0.3	0.2	0.95	0.93	0.90
	0.4	0.90	0.86	0.81
	0.6	0.85	0.80	0.74
	1.0	0.78	0.71	0.65
0.4	0.2	0.97	0.96	0.93
	0.4	0.93	0.89	0.85
	0.6	0.89	0.84	0.78
	1.0	0.82	0.75	0.69
0.5	0.2	0.99	0.98	0.96
	0.4	0.95	0.93	0.89
	0.6	0.92	0.87	0.82
	1.0	0.85	0.79	0.72

Figura. 14. Valores de If para relación (Df/B ;B/L; ϋ).

Tabla 16. Asentamientos inmediatos para una profundidad de desplante de 1.00 m sobre concreto ciclópeo de 50cm de espesor y L/B igual a 1.0.

DATOS DE SALIDA							
ANCHO DEL CIMIENTO	**B (m)**	**1.00**	**1.20**	**1.40**	**1.60**	**1.80**	**2.00**
LONGITUD DEL CIMIENTO	**L (m)**	**1.00**	**1.20**	**1.40**	**1.60**	**1.80**	**2.00**
VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE MAX. POR ASENTAMIENTO, MEYERHOF (1956)	Se (mm)	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	15.00
	C_D	0.75	0.79	0.82	0.84	0.86	0.88
	q_{adm} **(kPa)**	270.40	236.84	215.40	200.56	189.68	136.03
VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE MAX. POR ASENTAMIENTO, TEORIA DE ELASTICIDAD, BOWLES	Se (mm)	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
	B' (m)	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
	H (m)	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
	I_S	0.47	0.45	0.43	0.42	0.40	0.38
	Df/B	1.00	0.83	0.71	0.63	0.56	0.50
	L/B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	I_F	0.78	0.79	0.80	0.81	0.82	0.83
	α'	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
	F_1	0.46	0.44	0.42	0.40	0.38	0.36
	F_2	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05
	A_0	0.72	0.69	0.66	0.63	0.60	0.57
	A_1	0.72	0.69	0.66	0.63	0.60	0.57
	A_2	0.03	0.04	0.05	0.07	0.08	0.10
	m'	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	n'	6.00	5.00	4.29	3.75	3.33	3.00
	q_{adm} **(kPa)**	503.36	430.49	378.99	340.81	311.52	288.44
CAPACIDAD POR ESTADO LIMITE DE SERVICIO	$q_{adm\ asenta}$(kPa)	503.36	430.49	378.99	340.81	311.52	288.44

9.4.3 Capacidad admisible del suelo

De acuerdo con el numeral H.4.2.3 de la NSR-10, la capacidad admisible de diseño para la cimentación deberá ser el menor valor entre el esfuerzo límite de falla (Véase H.4.2.1, NSR-10), reducido por el factor de seguridad, y el que produzca asentamientos iguales a los máximos permitidos (Véase H.4.8, NSR-10).

Tabla 17. Capacidad de soporte a 1.0 metro de profundidad, sobre concreto ciclópeo de 50cm de espesor, factor de seguridad de 3.0, asentamiento inmediato máximo de 2.54 cm y relación de L/B igual a 1.0.

ANCHO DEL CIMIENTO	B (m)	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00
CAPACIDAD ULTIMA POR ESTADO LIMITE DE FALLA	q_u (kPa)	726.22	693.24	672.42	657.44	646.34	637.96
CAPACIDAD ADMISIBLE POR ESTADO LIMITE DE FALLA	q_{adm} (kPa)	242.07	231.08	224.14	219.15	215.45	212.65
CAPACIDAD POR ESTADO LIMITE DE SERVICIO	$q_{adm\ asenta}$(kPa)	503.36	430.49	378.99	340.81	311.52	288.44
CARGA APLICADA	q_{max} (kPa)	240.00	166.67	122.45	93.75	74.07	60.00
FACTOR DE SEGURIDAD PARA [qu/qmax]	FS	3.03	4.16	5.49	7.01	8.73	10.63

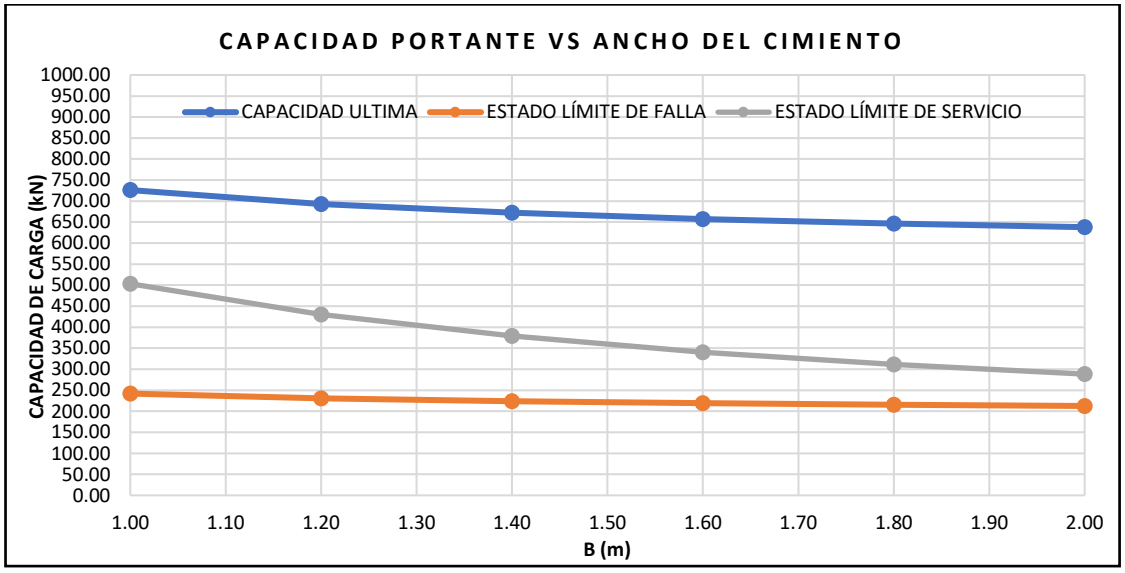


Figura. 15. Capacidad de soporte a 1.0 metro de profundidad, factor de seguridad de 3.0, asentamiento inmediato máximo de 2.54 cm y relación de L/B igual a 1.0.

Teniendo en cuenta lo anterior y los análisis de los estados límites de falla y de servicio calculados, se recomienda cimentar a 1.0 metro de profundidad, sobre una recuperación en concreto ciclópeo, con una capacidad admisible no mayor a 200.0KN/m2.

9.4.4 Modulo de reacción o coeficiente de balasto (Ks)

El módulo de balasto es una magnitud asociada a la rigidez del terreno.
Se mide aplicando una carga vertical sobre una superficie y midiendo el asentamiento a partir de la carga aplicada.

$$K_b = \frac{F}{\delta * A}$$

Donde=
F es la fuerza vertical aplicada.
A el área de la superficie en contacto con el terreno donde se está aplicando la fuerza.
Δ es el asentamiento calculado a partir de la carga aplicada.

K=200 KN/m2/0.020 m = 10000 KN/m3.

9.5 COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO (KA) Y PASIVO (KP)

Para rellenos se recomienda material granular. En un terreno granular, homogéneo, el coeficiente de empuje activo y pasivo sobre un parámetro vertical, debido exclusivamente al terreno será igual a:
Para el cálculo de presión de tierras se recomienda utilizar la teoría de Coulomb.

Para α=90 y β=0

$$Ka = tan^2(45 - \frac{\emptyset}{2}) \qquad Kp = tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})$$

Los coeficientes de presión de tierras se pueden calcular para un ángulo de fricción de Φ=30.0°.
Ka=0,333
Kp=3,000

10.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 ESTABILIDAD GENERAL DEL SITIO.

El análisis de las características geológicas y geotécnicas del sitio permitió determinar que no existen limitaciones o amenazas geotécnicas importantes que afecten la estabilidad de la estructura propuesta.
No se reportó nivel freático en los sondeos realizados

10.2 TIPO Y NIVEL DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con los resultados de la investigación de campo y laboratorio, para la construcción de estructuras se recomienda cimentar mediante zapata aislada de la siguiente forma: Excavar a -1.50m de profundidad, recuperar 0.50 en concreto ciclópeo y desplantar las zapatas a -1.0m de profundidad. De esta forma la estructura se cimentará sobre un estrato de arcilla limosa de consistencia dura.
Las zapatas deben estar conectadas por medio de vigas de fundación para evitar asentamientos diferenciales.

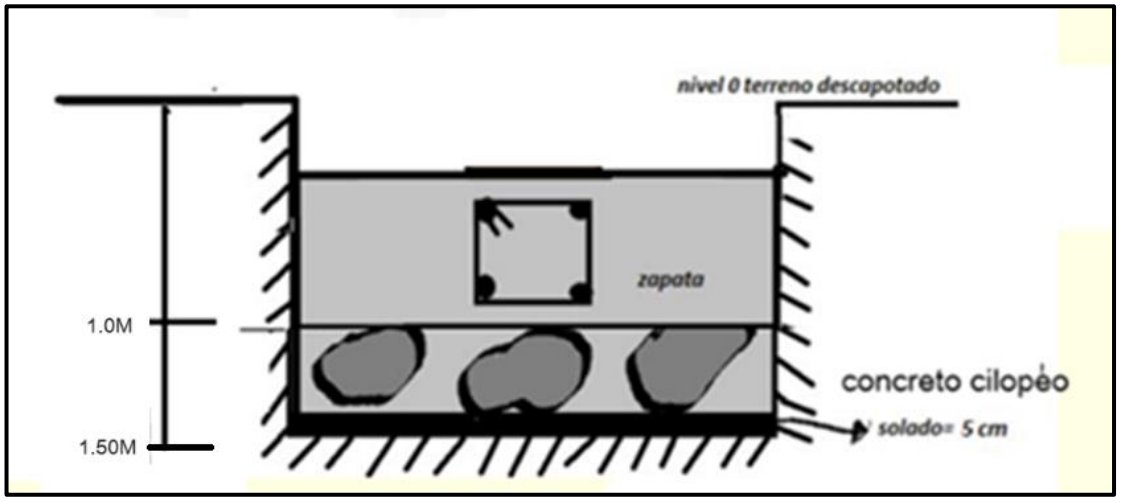


Figura. 16. Detalle de cimentación

10.3 CAPACIDAD DE SOPORTE ADMISIBLE

La capacidad de carga admisible para la cimentación de la estructura, mediante zapata aislada y/o corrida se puede tomar en general de **Qa = 200KN/m²**, para cimientos con ancho variable entre 1.0 y 2.0 m de lado y a profundidad de cimentación recomendado. Para este valor de presión admisible se obtienen asentamientos inmediatos menores de una pulgada.

10.4 MÓDULO DE REACCIÓN O COEFICIENTE DE BALASTO (KS)

Para calcular el coeficiente o módulo de reacción Ks, Se mide aplicando una carga vertical sobre una superficie y midiendo el asentamiento a partir de la carga aplicada.

Ks = 10000,00 kN/m3 =1.00Kg/cm3;

Este dato corresponde a una profundidad de cimentación propuesto.

10.5 PARÁMETROS SÍSMICOS

Ciudad: BARRANCABERMEJA STD
Amenaza sísmica: Intermedia.

El movimiento sísmico de diseño, se define para una probabilidad de excedencia del 10 % en un lapso de 50 años.
El coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva Aa = 0.15
El coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva Av =0.15
El coeficiente de aceleración pico efectiva reducida Ae= 0.06
El coeficiente de aceleración pico para el umbral de daño Ad= 0.04

Perfil del terreno para Efectos locales
Teniendo en cuenta la geología de la zona donde está ubicado el proyecto y el número de golpes/pie promedio por debajo del área de influencia de la fundación, se recomienda trabajar con el Perfil de terreno D.

Coeficientes de amplificación de sitio.
Fa=1,50
Fv=2,20

10.6 COEFICIENTES DE EMPUJE ACTIVO (KA) Y PASIVO (KP)

En un terreno granular, homogéneo, el coeficiente de empuje activo y pasivo sobre un parámetro vertical, debido exclusivamente al terreno será igual a:
Los coeficientes de presión de tierras se pueden calcular para un ángulo de fricción de Φ=30.0°.
Ka=0,333
Kp=3,000

10.7 PROTECCIÓN PARA PREDIOS CIRCUNVECINOS.

Excavaciones para cimentación.
Se recomienda excavar con una inclinación 0, 25H:1V. Los taludes resultantes solo podrán excavarse por sectores preferiblemente L/3 del lado de la excavación y en donde se vaya a construir en ese instante el cimiento**.** Debe tenerse en cuenta al momento de la excavación que las edificaciones circunvecinas poseen cimentación superficial.
Se recomienda dejar mínimo 1,0m del borde perimetral de las edificaciones circunvecinas.

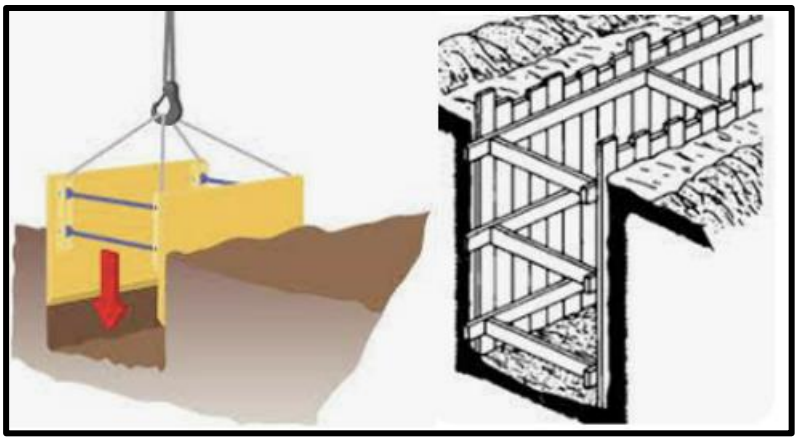


Figura. 17. Detalle para excavaciones

Actas de vecindad
Es importante que se realicen con detalle las actas de vecindad con las construcciones y zonas cercanas al proyecto. Igualmente se debe realizar un importante registro fotográfico detallado de las condiciones en las que se encuentra actualmente las construcciones.

10.8 RECOMENDACIÓNES PARA LOSAS DE CONTRAPISO

Teniendo en cuenta la calidad de los suelos superficiales en el lote y para cimentación de losas de piso que estén sometidas a cargas se recomienda

1. Realizar el descapote hasta 30cm por debajo del nivel de cimentación de la losa.
2. Compactar el material del fondo de excavación
3. Colocar unas capas de 20cm de material granular Sub-base granular SBG38 o SBG50

Todas las capas de remplazo deberán ser compactadas hasta alcanzar una densidad mínima del 95% de la densidad máxima del material, determinada en laboratorio mediante el ensayo Proctor modificado INV E 142-13.
Durante la compactación se recomienda tomar mínimo 3 densidades por capa para realizar el control de calidad en la compactación y garantizar un relleno granular compacto. La superficie final debe estar nivelada, de esta forma la losa de piso se apoyará en un material granular tipo de compacidad densa que distribuirá las presiones de forma homogénea.

Tabla 320 - 3. Franjas granulométricas del material de sub-base granular

TIPO DE GRADACIÓN	TAMIZ (mm / U.S. Standard)								
	50.0 2"	37.5 1 ½"	25.0 1"	12.5 1/2"	9.5 3/8"	4.75 No. 4	2.00 No. 10	0.425 No. 40	0.075 No. 200
	% PASA								
SBG-50	100	70-95	60-90	45-75	40-70	25-55	15-40	6-25	2-15
SBG-38	-	100	75-95	55-85	45-75	30-60	20-45	8-30	2-15
Tolerancias en producción sobre la fórmula de trabajo (±)	0 %	7 %				6 %			3 %

NORMAS Y ES

10.10 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN.

Teniendo en cuenta que las características del área en estudio, se recomienda las siguientes medidas de manejo y así garantizar un mejor comportamiento de la cimentación a futuro:

- Como recomendación general y para evitar inconvenientes en la construcción de la cimentación de la estructura, se recomienda primero la adecuación del lote para controlar el flujo de aguas que se acumulan producto de las lluvias.
- Se recomienda construir inicialmente el alcantarillado para el manejo de las aguas superficiales y así controlar el agua que se genere producto de la escorrentía.
- Cubrir el terreno sobre el cual se proyectan las edificaciones con membranas impermeables que impidan la filtración de agua hacia el subsuelo.
- Se recomienda construir un sistema de filtros perimetral a la estructura a una profundidad igual o mayor a la profundidad de cimentación recomendada.
- Drenaje de las aguas de escorrentía — Debe proveerse un adecuado drenaje alrededor de las estructuras por medio de pendientados perimetrales (2-10%), cunetas revestidas, áreas pavimentadas y canalizaciones de las aguas lluvias.
- Paisajismo e irrigación — Separar convenientemente las actividades de paisajismo, relacionadas con irrigación de plantas y jardines, de las estructuras adyacentes.
- Las losas de contrapiso deben resistir a la flexión y los muros de ladrillo se deben reforzar con barras de acero.
- No dejar las excavaciones expuestas a las infiltraciones de agua.

- De igual forma se evitará la exposición prolongada de las excavaciones, a intemperismos, para lo cual se recomienda programar las excavaciones de tal forma que transcurra el menor tiempo posible entre su terminación y las operaciones de mejoramiento proyectadas y/o vaciado de los cimientos.
- En los muros y estructuras que queden en contacto con el terreno se recomienda instalar entre el concreto y el suelo o geondren planar o filtro que permita captar las posibles infiltraciones de agua que se puedan presentar. Este filtro se debe conectar al sistema evacuación de aguas lluvias del proyecto.
- Durante la construcción de los cimientos se debe contar con la supervisión de un ingeniero geotecnista, de tal manera que verifique si los materiales de cimentación en cada sector corresponden a los encontrados en el estudio geotécnico.
- Se deberá consultar con el Ingeniero Geotecnista, cualquier cambio que se realice al proyecto en cuanto a su nivel de cimentación, excavaciones planteadas y números de pisos propuestos.
- La actual NSR-10 exige indicar en el estudio geotécnico el tiempo máximo de exposición del suelo en los cimientos. Se recomienda que la exposición del suelo no sea superior a 10 horas; por esta razón se recomienda el colocar un solado o concreto pobre en toda el área perimetral del cimiento inmediatamente se realicen las excavaciones. Para este proceso se recomienda colocar una malla de gallinero que evite el agrietamiento excesivo de esta protección.

10.9 MATERIAL DE RELLENO

En caso de requerir la conformación de rellenos, el material a utilizar debe cumplir con las siguientes especificaciones de acuerdo con sus características.

Se recomienda utilizar un Material seleccionado según las especificaciones INVIAS.

Propiedades Físicas: Deberá estar libre de material orgánico o material compresible o destructible, no debe tener piedras o fragmentos de piedras mayores a ¾" en diámetro, el índice de plasticidad debe ser menor a 12%, los materiales por lo general corresponden a gravas o arenas limosas o ligeramente arcillosas tipo GM, GC, SM, debidamente compactado y nivelado, garantizando un grado de compactación mayor al 95% de la densidad máxima del laboratorio.

CARACTERÍSTICA	NORMA DE ENSAYO INV	SUELOS SELECCIONADOS	SUELOS ADECUADOS	SUELOS TOLERABLES
Partes del terraplén a las que se aplican		Todas	Todas	Cimiento y Núcleo
Tamaño máximo, mm	E-123	75	100	150
Porcentaje que pasa el tamiz de 2 mm (No. 10) en masa, máximo	E-123	80	80	-
Porcentaje que pasa el tamiz de 75 µm (No. 200) en masa, máximo	E-123	25	35	35
Contenido de materia orgánica, máximo (%)	E-121	0	1.0	1.0
Límite líquido, máximo (%)	E-125	30	40	40
Índice de plasticidad, máximo (%)	E-126	10	15	-
CBR de laboratorio, mínimo (%) *(Nota 1)*	E-148	10	5	3
Expansión en prueba CBR, máximo (%)	E-148	0.0	2.0	2.0
Índice de colapso, máximo (%) *(Nota 2)*	E-157	2.0	2.0	2.0
Contenido de sales Solubles, máximo (%)	E-158	0.2	0.2	-

NORMAS Y ESPECIFICACIONES 2012 INV

10.10 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN

Se recomienda utilizar el siguiente procedimiento de excavación para la construcción de los cimientos del proyecto:

1. Realizar las excavaciones para cada uno de los cimientos.
2. Manejar un sistema de entibado a medida que se realiza la excavación.
3. Conformar mejoramiento en concreto ciclópeo
4. Armar las parrillas de hierros.
5. Fundir el concreto de los cimientos.
6. Iniciar la construcción de los muros.

El presente estudio de suelos se realizó utilizando las prácticas habituales de la ingeniería geotécnica. Si en el proceso de la construcción se presenta condiciones del terreno o circunstancias no previstas en este informe se deberá avisar a un Ingeniero asesor en Suelos para establecer las recomendaciones o procedimientos más convenientes.

Ing. Neyer Bareño León
Esp. En Geotecnia
Mat: 68202180667

BIBLIOGRAFÍA

1. TERZAGHI, Karl; PECK Ralph B. Mecánica de suelos en la Ingeniería práctica. Segunda edición. Cuarta reimpresión. Editorial El Ateneo S.A. España, 1980.

2. BOWLES, Joseph E. Foundation Analysis and Design. Fourth Edition. McGraw-Hill Book Company. Singapore, 1988.

3. JUAREZ BADILLO, Eulalio y RICO RODRIGUEZ, Alfonso. Mecánica de suelos Tomo II. Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos. Editorial Limusa. México, 1991.