DEPARTAMENTO DEL CHOCO
MUNICIPIO DEL ATRATO

ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL LABORATORIO DE LA CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL PARA EL DESARROLLO SOSTENIBLE DEL CHOCÓ CODECHOCO EN EL MUNICIPIO DEL ATRATO, DEPARTAMENTO DEL CHOCÓ.

ESTUDIO GEOTÉCNICO
Versión 1

JOSÉ ALBERTO CÓRDOBA ARIAS
Ingeniero Civil
Quibdó, noviembre de 2024

TABLA DE CONTENIDO

Pág.

1. INTRODUCCIÓN.....7
1.1. OBJETIVOS. 7
2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ZONA. 7
3. CARACTERÍSTICAS Y DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO. 8
4. ASPECTOS GEOLÓGICOS. 10
4.1. ESTRATIGRAFÍA 10
4.2. GEOFÍSICA. 12
4.3. GEOLOGÍA LOCAL. 17
4.4. GEOMORFOLOGÍA. 19
4.5. SISMICIDAD. 20
5. ASPECTOS GEOTECNICOS. 23
5.1. EXPLORACIÓN DE CAMPO. 23
6. ENSAYOS DE LABORATORIO 25
7. CLASIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS. 28
7.1. NIVEL DE AGUA. 38
7.2. PARÁMETROS DE PERMEABILIDAD DEL SUELO. 38
7.3. SUELOS CON CARACTERÍSTICAS ESPECIALES. 38
7.4. ZONIFICACIÓN DEL PROYECTO. 39
7.5. CRITERIOS DE ANÁLISIS GEOTÉCNICOS. 41
7.6. RELLENOS 42
8. CARGAS TRANSMITIDAS POR LA ESTRUCTURA. 42
9. ANALISIS DEL ESCENARIO GEOTECNICO PARA LA CIMENTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS. 43
10. CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA Y CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE DE LA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL ALTERNATIVA 1. 44
10.1. CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN. 45

10.1.1. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA DEL SUELO DE CIMENTACIÓN. (σ_{ult}). 48
11. CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA Y CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE DE LA CIMENTACION PROFUNDA. 52
11.1. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA (Q_{ult}) DE LA PILA DE CIMENTACIÓN: 54
11.1.1. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA POR LA PUNTA (Q_p)..... 55
11.1.2. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA POR EL FUSTE O RESISTENCIA ÚLTIMA POR FRICCIÓN LATERAL (Q_f):..... 56
11.2. CALCULO DE ASENTAMIENTO..... 60
12. CONCLUSIONES..... 63
13. RECOMENDACIONES..... 64
14. REFERENCIAS. 74

LISTA DE FIGURAS

Pág.

Figura 1. Localización del municipio del Atrato en el Departamento del Chocó. 9
Figura 2. Localización Cuencas Atrato y San Juan. Tomado de la ANH. 11
Figura 3. Anomalías gravimétricas de Bouguer Total (p=2.67 gr/cm^3). Tomado de Cediel et al., (2009). 14
Figura 4. Basamento gravimétrico. Tomado de Cediel et al., (2009). 15
Figura 5. Intensidad magnética total. Tomado de Cediel et al., (2009) 16
Figura 6. Mapa Geológico de la Zona. (Tomado de la plancha 203 – INGEOMINAS – 2002). 18
Figura 7. Mapa Geológico de la Zona. (Tomado del mapa geológico de Colombia – INGEOMINAS – 2006). 19
Figura 8. Zonas de Amenaza Sísmica (Fuente: NSR-10). 21
Figura 9. Detalles de la Zonificación Sísmica para el Departamento del Chocó. 22
Figura 10. Localización esquemática de las perforaciones dentro del lote. 24
Figura 11. Perfil geotécnico del apique SPT1. 31
Figura 12. Perfil geotécnico del apique SPT2. 34
Figura 13. Perfil geotécnico del apique SPT3. 37
Figura 14. Cimentación directa sobre la capa de limo inorgánico. 45
Figura 15. Cimentación mediante un reemplazo con material granular compactado, suelo cemento o concreto ciclópeo pobre. 45
Figura 16. Valores de $\alpha, \alpha_{prom}, \alpha_r$ 51
Figura 17. Pila o Pilar de Cimentación. 53
Figura 18. Esquema de esfuerzos. 54

Figura 19. Mecanismo de falla de los pilares..... 57
Figura 20. Esquema Pila. 59

LISTA DE TABLAS

Pág.

Tabla 1. Resultados de la Prueba de Penetración Estándar (SPT). 25
Tabla 2. Resultados de las pruebas realizadas en el laboratorio para las muestras recuperadas. 27
Tabla 3. Resultados del cálculo q_u a partir del número de golpes N_{60} para las perforaciones. 27
Tabla 4. Valores típicos de permeabilidad a partir de la clasificación. 38
Tabla 5. Clasificación de los perfiles de suelo según NSR-10. Tabla A.2.4-1. 40
Tabla 6. Factor de seguridad Básicos Mínimos Directos. Fuente: NSR-10 Tabla H.2.4-1..... 41
Tabla 8. Factor de forma para las cimentaciones. 47
Tabla 8. Resultados de capacidad de carga para distintas profundidades. 50
Tabla 9. Cálculo de la capacidad de soporte de la pila para distintos diámetros. 60
Tabla 10. Cálculo de asentamientos para distintos diámetros. 62

1. INTRODUCCIÓN.

El presente informe geotécnico se presenta a solicitud de la señora **ROXANA CORDOBA ASPRILLA** representante legal de **INGENIERÍA Y PREFABRICADOS A&F S.A.S.**, encargados de los estudio y diseños sobre el predio donde se desarrollará el proyecto.

El informe geotécnico contiene los resultados del estudio efectuado al terreno en donde se desarrollará el proyecto, concretamente:

- ✓ Los trabajos de exploración de campo.
- ✓ El análisis geotécnico para el diseño de la fundación de la estructura.
- ✓ Las conclusiones y las recomendaciones que permitirán darle a la obra estabilidad y seguridad.
- ✓ Igualmente se dan recomendaciones para el manejo de la construcción de las fundaciones y específicamente de las excavaciones para las mismas.

1.1. OBJETIVOS.

- ✓ Realizar los estudios y recomendaciones necesarias en el área de la geotecnia para la Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó.

- ✓ Realizar apiques e identificar y caracterizar las propiedades físico-mecánicas de los horizontes geotécnicos donde se desarrolla el proyecto.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ZONA.

El lote donde se desarrollará el proyecto está ubicado en el municipio del Atrato, más concretamente diagonal a la entrada del corregimiento de Samurindo, de propiedad de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO.

3. CARACTERÍSTICAS Y DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.

El presente informe corresponde a la prospección del subsuelo y reconocimiento geotécnico destinado al proyecto Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó. Esta estará compuesta por una edificación de dos niveles con respecto al punto más bajo. A continuación, se relacionan las principales características encontradas en el terreno mediante un plan exploratorio realizado con el objeto de establecer los parámetros geotécnicos y el análisis de la capacidad portante necesaria para realizar el diseño y cálculo estructural de la cimentación donde descansará el sistema, el análisis contempla el cálculo de la presión admisible y los asentamientos esperados.

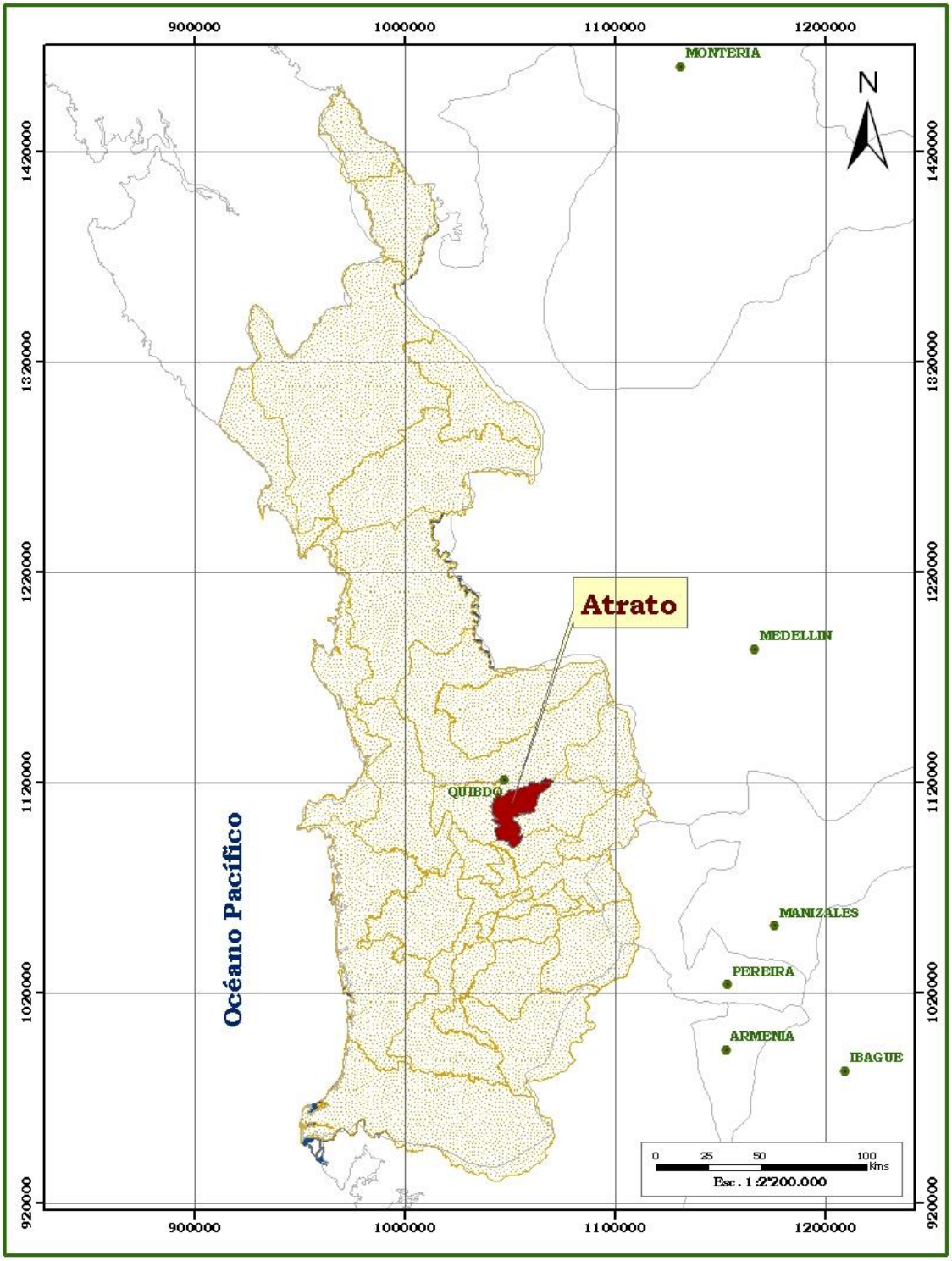


Figura 1. Localización del municipio del Atrato en el Departamento del Chocó.

4. ASPECTOS GEOLÓGICOS.

La ubicación geográfica de la Cuenca Chocó se define al occidente por la línea divisoria de aguas de la Serranía de Baudó, por el oriente por el flanco occidental de la Cordillera Occidental, al norte por el límite político con la República de Panamá y al sur por la línea de costa con el Océano Pacífico. Geográficamente, la Cuenca del Chocó se divide en la Sub-Cuenca del Río Atrato al norte y la Sub-Cuenca del Río San Juan al sur, separadas por el Alto Ístmina – Condotó. La extensión superficial aproximada de cada una de ellas es de 25.000 km^2 para la primera y 10.500 km^2 para la segunda.

4.1. ESTRATIGRAFÍA

"…La llamada Cuenca Chocó (ANH, 2009), o Cuenca San Juan-Atrato se caracteriza por ser un depósito Cenozoico asociado con ambientes que varían desde marinos a continentales sobre un basamento ígneo-sedimentario de edad Cretácica. Los rasgos estratigráficos reconocidas en el estudio de *Bedoya et.al (2009)*, sugieren que se trata de dos cuencas sedimentarias distintas (1) Cuenca Atrato y (2) Cuenca San Juan.

Cuenca Atrato. La secuencia sedimentaria está compuesta por seis unidades litoestratigráficas Clavo, Salaqui, Uva, Napipí, Sierra y Quibdó. Con base en su contenido faunístico, éstas se extienden desde al menos el Eoceno Inferior hasta el Plioceno. Los ambientes de sedimentación son predominantemente marinos. Durante su desarrollo geológico más reciente se registra una marcada influencia de ambientes transicionales o continentales.

En superficie, las formaciones Uva, Napipí, Sierra y Quibdó se encuentran ampliamente distribuidas sobre gran parte de la margen izquierda de la cuenca, y en menor proporción sobre su margen derecha, a la altura del valle superior del Río Atrato. Por el contrario, la Formación Clavo aflora sólo en un sector de la margen izquierda de la Cuenca; la formación Salaquí aflora en áreas relativamente pequeñas.

En general, la correlación estratigráfica de estas unidades muestra un buen grado de continuidad. Igualmente, son evidentes las variaciones en los espesores de cada una de ellas indicando así, procesos sedimentarios controlados por actividad tectónica diferencial. En términos generales, las unidades tienden a hacerse más espesas hacia el sur. Este hecho se hace notorio particularmente para la Formación Uva, cuyo espesor se incrementa fuertemente (~1200 m hasta ~2300 m) en dicha dirección.

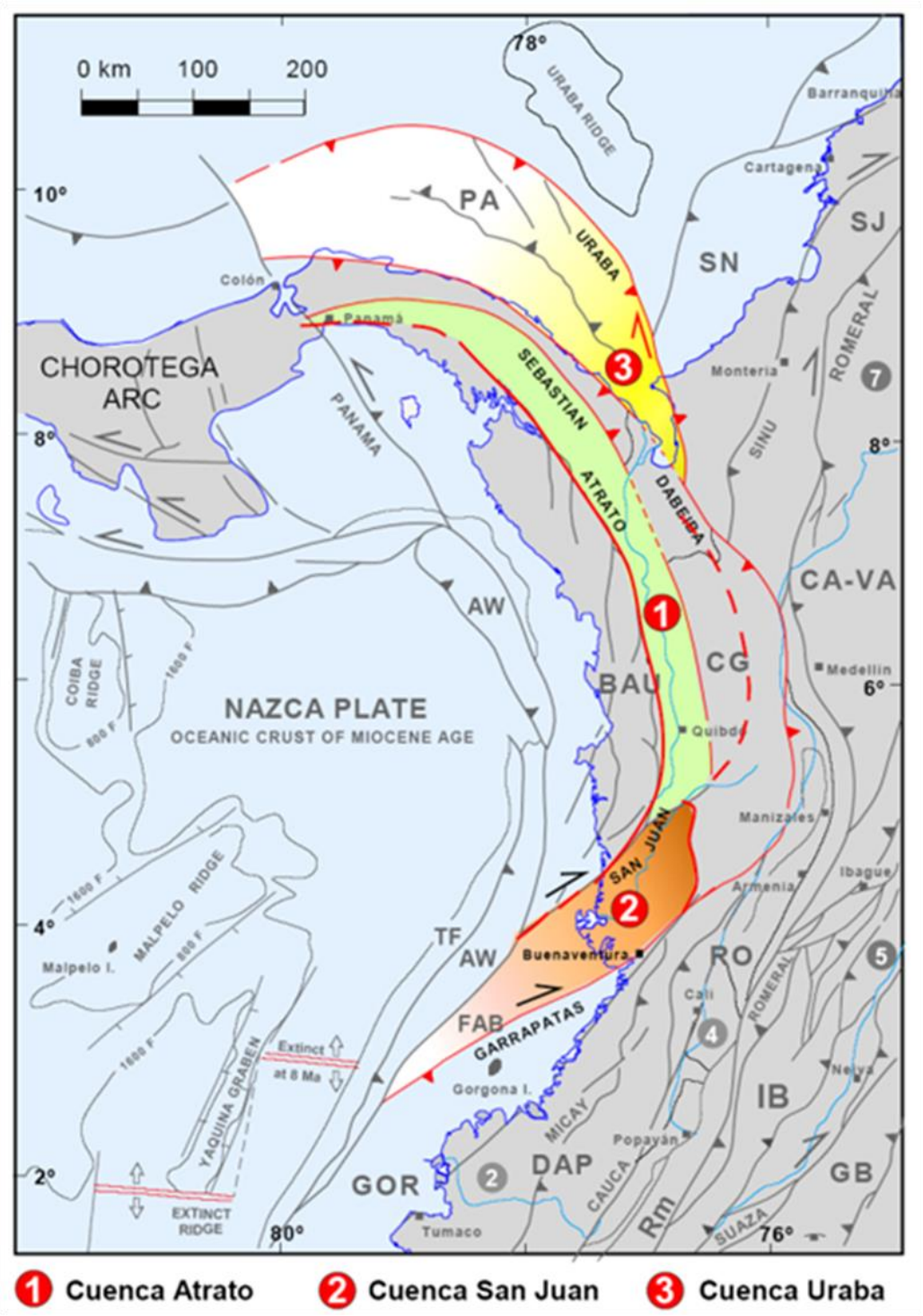


Figura 2. Localización Cuencas Atrato y San Juan. Tomado de la ANH.

4.2. GEOFÍSICA.

Se utilizaron los datos de valores de intensidad magnética total (IMT) y Anomalía Gravimétrica de Bouguer (AGB) (p=2.67gr/cm3) colectados por Carson Helicopters en 1998 y 2005. Con ellos, se elaboraron los mapas de intensidad magnética total (IMT), anomalías gravimétricas de Bouguer total (AGBT) y de basamento gravimétrico.

Para obtener el mapa de Anomalías de Bouguer Total (AGBT), primero se integraron los valores de AGBT (p=2.67gr/cm3) luego se generó un mapa interpolado con Krigging (tamaño de celda 5 km, Figura 3.

Se generó un mapa de basamento gravimétrico Figura 4. Este mapa se obtuvo por inversión gravimétrica del mapa de AGBT, previamente continuado hacia arriba, según la metodología propuesta por Graterol y Gumert (1998).

Finalmente, el modelamiento geofísico generó el mapa de intensidad magnética total (IMT). El mapa se obtuvo haciendo interpolación con Krigging con un tamaño de celda de 5 km Figura 5.

- ✓ **Cuenca Atrato.** Cuenca alargada con una tendencia N10W y asimétrica con profundidades máximas de 10 km. El flanco Occidental (W) posee pendientes menores que las existentes en su flanco Oriental (E). Esta Cuenca, se profundiza y se hace más amplia hacia el Sureste.

  La señal magnética muestra un patrón homogéneo hacia el centro y con gradientes hacia los bordes, debido a la existencia de fallas y por el contacto con cuerpos de susceptibilidad magnética mayor.

  En el mapa de anomalías de Bouguer la cobertura sedimentaria está representada por un solo depocetro, sin embargo, el mapa de basamento gravimétrico pone en evidencia la separación de la cuenca del Atrato con la cuenca del San Juan por un alto de basamento y cada una con sus depocentros respectivos.

- ✓ **Arco de Baudó.** El Arco de Baudó está muy bien delimitado... Tiene una geometría alargada, de tendencia norte-sur, cierra al occidente la Cuenca del Atrato. En el mapa de AGBT este cuerpo reporta los valores más altos de toda la zona, incluso más altos que los encontrados en la margen occidental de la Cordillera Occidental, la cual tiene

un relieve mucho mayor. En el mapa de IMT muestra un Arco de Baudó fracturado en diferentes direcciones.

- ✓ **Flanco Occidental de la Cordillera Occidental.** Constituye el límite estructural, oriental, de la Cuenca San Juan y de la Cuenca Atrato; las señales gravimétricas y magnetométricas son muy claras y se diferencian bien en los tres mapas generados. En este flanco, se destacan algunos cuerpos tales como el batolito de Mandé (Alvarez, 1983) en el norte de la zona…".

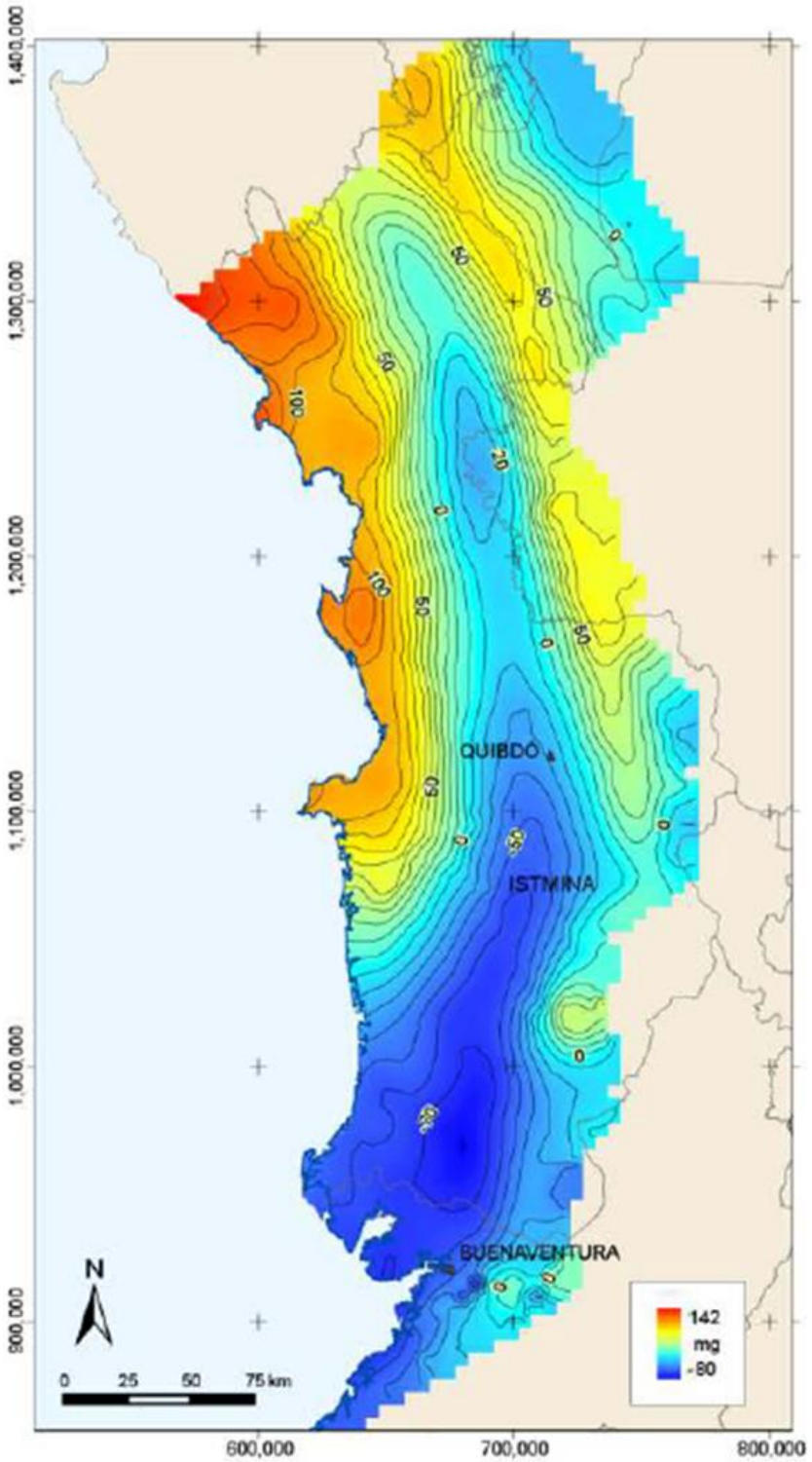


Figura 3. Anomalías gravimétricas de Bouguer Total (p=2.67 gr/cm^3). Tomado de Cediel et al., (2009).

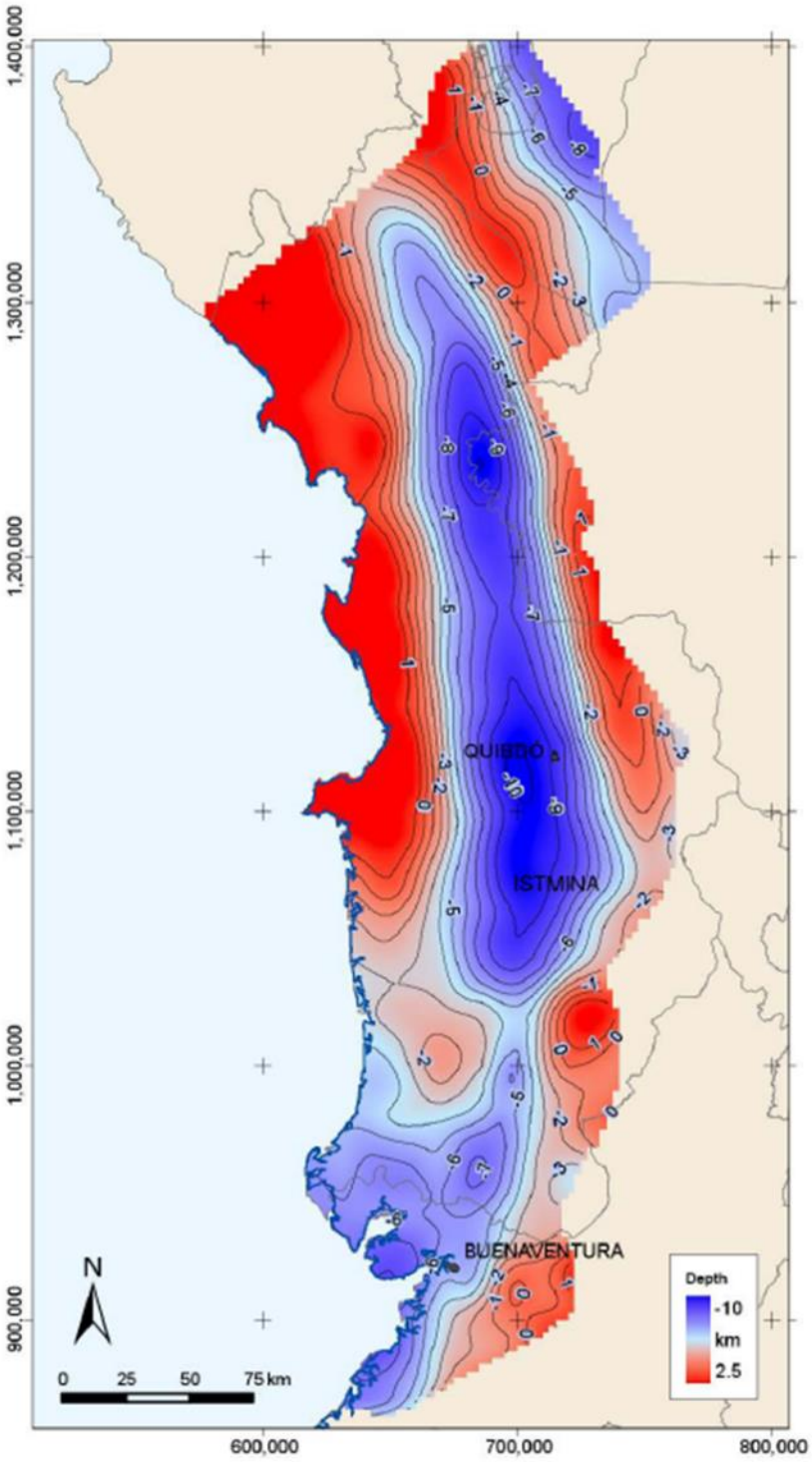


Figura 4. Basamento gravimétrico. Tomado de Cediel et al., (2009).

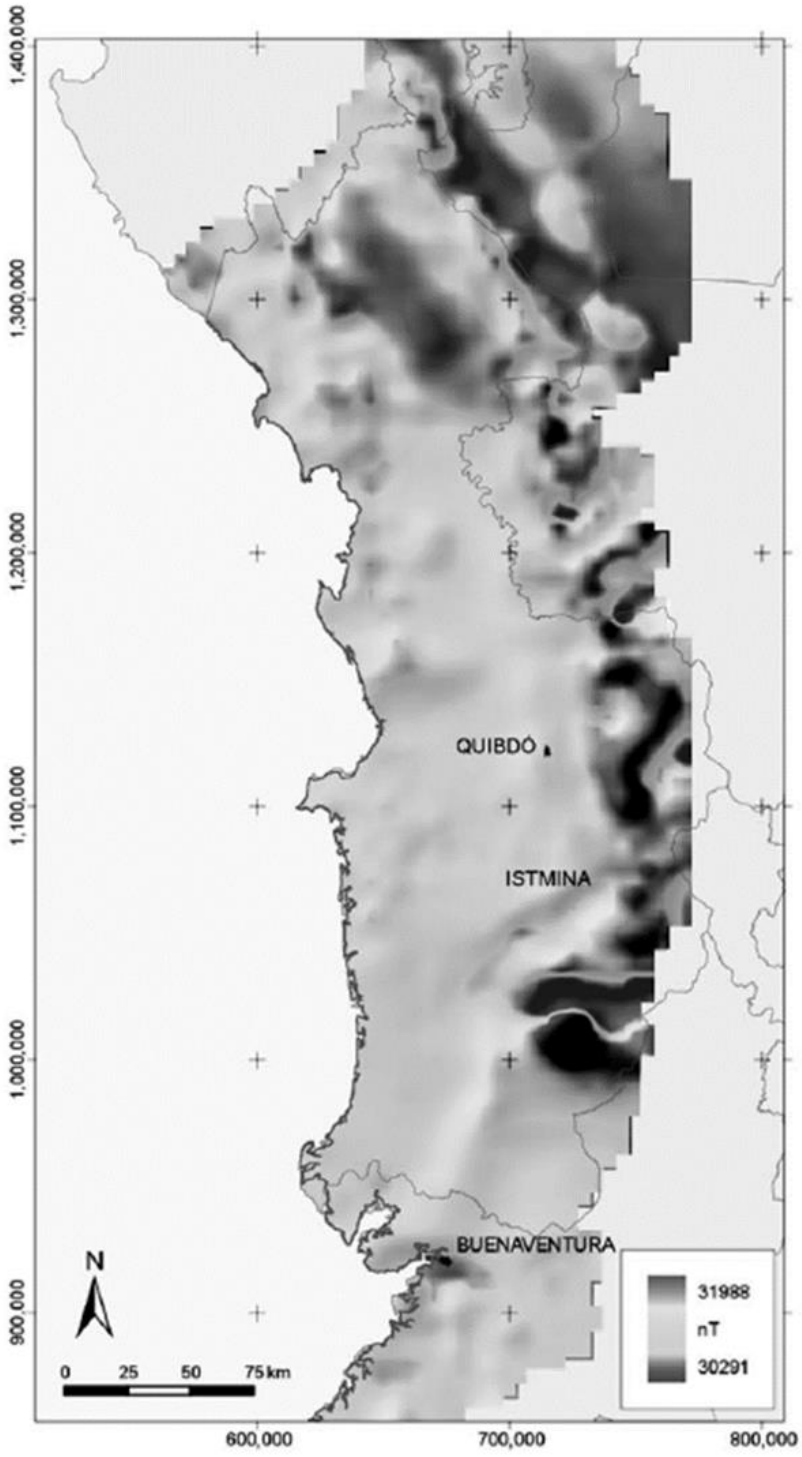


Figura 5. Intensidad magnética total. Tomado de Cediel et al., (2009)

4.3. GEOLOGÍA LOCAL.

Se realizará aquí una breve descripción del escenario geológico en el que se construirá el proyecto.

De acuerdo con los estudios geológicos realizados por el Instituto de Investigaciones Geológico Mineras, INGEOMINAS, los cuales están plasmados en el Mapa Geológico Generalizado del Departamento del Chocó (INGEOMINAS, 2006), En la zona en que se encuentra localizado el municipio del Atrato afloran las siguientes formaciones geológicas (ver figura 7).

- ✓ **Formación Munguidó (Tpm):** Consiste principalmente de lodolitas calcáreas de color gris oliva, con algunos niveles piroclásticos de tobas e intercalaciones de niveles delgados de areniscas con glaucomita. Esta formación es de edad terciario superior (Plioceno) y tiene un espesor de 1420.7 m (Duque Caro, 1990). Sobre esta secuencia sedimentaria se depositaron sedimentos provenientes de los procesos de sedimentación generados por la dinámica del río Atrato principalmente, sobre estos sedimentos está asentada gran parte del municipio del Atrato.

- ✓ **Formación Quibdó (N2qb):** Parte del área del municipio del Atrato se encuentra sobre la formación Quibdó de la época Plioceno, la cual está conformada por conglomerados poco consolidados de guijos y guijarros, los cuales presentan hacia la parte superior intercalaciones de arenisca de grano medio y lodolitas con niveles de turba. Depósitos de terraza.

- ✓ **Formación Sierra (N1sr):** La formación Quibdó (N2qb), descansa sobre la Formación Sierra del Periodo Neógeno – Época Mioceno, la cual está conformada en la parte superior por areniscas de grano fino con concreciones calcáreas, lodolitas y areniscas grises, localmente niveles de conglomerados y restos de moluscos. Esta formación está delimitada por la falla de Santabárbara y aflora desde la parte sur de la Río Bebaramá hasta la parte superior de la vía Ánimas – Tadó – Santa Cecilia.

- ✓ **Cuaternario (Qal):** El Cuaternario en el área del municipio del Atrato está representado por los depósitos de origen aluvial que se encuentran en el valle del río Atrato, el cual nace en la vertiente occidental de la Cordillera Occidental. Corresponden a terrazas aluviales compactadas y/o llanuras de inundación. Su composición es variable y depende de la litología que lava este río. En general son gravas, limo – arenosas, con cantos de rocas ígneas intrusivas y volcánicas, capas

de arenas y sedimentos finos en general con presencia de materia orgánica (ver figura 6 y 7.).

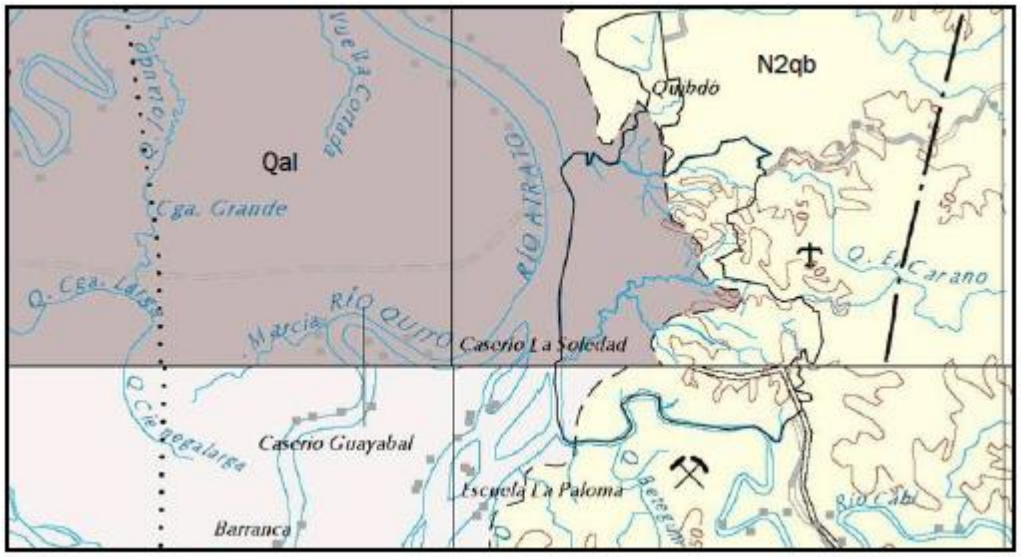


Figura 6. Mapa Geológico de la Zona. (Tomado de la plancha 203 – INGEOMINAS – 2002).

La zona en que está ubicado el lote donde se desarrollara el proyecto está formada por sedimentos aluviales depositados por el río Atrato con aportes menores y más superficiales de las quebradas que constituían la red de drenaje antigua del área en que se encuentra el lote y la microcuenca del rio Samurindo. Estos sedimentos se depositaron sobre la formación Munguidó.

Localmente se observan en la zona de trabajo rocas de origen sedimentario constituidas por suelos altamente orgánicos, arcillas de color amarillo, rojo, blancas, grises, café, arena y gravas que descansan sobre una grava arcillosa compacta, aunque sin llegar a tener las características de un conglomerado, estos materiales conforman un sistema de colinas con alturas menores de 60 msnm, disectadas por corrientes de aguas que drenan hacia la microcuenca del rio Samurindo que pertenece a la cuenca del río Atrato formando depresiones de dimensiones métricas (menores de 50 m de ancho) y profundidad variable. En las zonas adyacentes al río Atrato se encuentran sedimentos no compactados depositados por este, estos sedimentos están constituidos por gravas y arenas sueltas. Todo este conjunto descansa sobre la formación Munguidó (Tpm) descrita anteriormente.

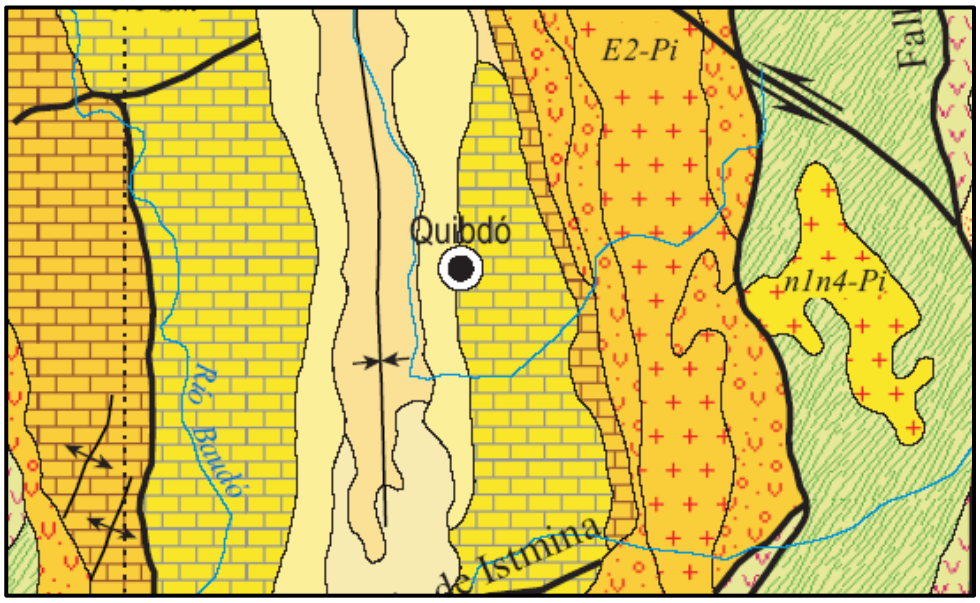


Figura 7. Mapa Geológico de la Zona. (Tomado del mapa geológico de Colombia – INGEOMINAS – 2006).

4.4. GEOMORFOLOGÍA.

Geomorfológicamente la zona está constituida por dos zonas de características diferentes, una zona de colinas que dan al relieve un aspecto ondulado a fuertemente ondulado y otra que corresponden a las zonas de inundación de las quebradas cercanas y demás corrientes de la zona que pertenecen a la cuenca del rio Atrato.

El área donde se construirá la edificación corresponde a una zona de lomas y colinas bajas, donde las precipitaciones han generado una intensa erosión fluvial, proceso que ha enmascarado gran parte de los rasgos estructurales originales, principalmente aquellos debido al plegamiento. Estas colinas son de pendientes moderadas y laderas rectas, con sima redondeada. La red de drenaje es moderadamente profunda y de segmentos cortos, con secciones transversales de valles en v. Los mantos de meteorización son espesos, con una fuerte evolución pedogenética, ocasionado por las fuertes y constantes lluvias que caracterizan la región.

Rodeando estas colinas se encuentra la planicie que conforma la parte más baja de la cuenca del rio Atrato, por ser una región de alta pluviosidad, está conformada por ríos caudalosos con gran capacidad de acarreo de sedimentos y que en conjunto conforman una compleja llanura aluvial.

En cuanto a la topografía el área presenta dos sectores de pendientes: El primero comprende los bajos inundables con pendientes del 0 – 10%. Equivalente a un relieve plano o moderadamente inclinado y el segundo es un sector de lomas y colinas bajas que presentan pendientes variables correspondiente a un relieve fuertemente inclinado.

4.5. SISMICIDAD.

Colombia, y en particular el departamento del Chocó se encuentra ubicada en un ambiente tectónico complejo por la confluencia de las placas de Nazca, Suramérica y Caribe, y la llamada microplaca de Panamá. En el límite de las dos primeras se presenta subducción de la placa de Nazca bajo Suramérica a una velocidad aproximada de 60 mm/año, en una línea aproximadamente paralela a la costa pacífica.

Los eventos sísmicos a los cuales está expuesto el municipio del Atrato teniendo en cuenta que el municipio se encuentra a unos 70 Km., aproximadamente del borde del Océano Pacifico, provienen en parte del fenómeno mismo de subducción, especialmente de una concentración de focos conocida como el plano de Benioff del Viejo Caldas. Las otras fuentes sismogénicas importantes para el municipio son superficiales, correspondientes a fallas intraplaca, entre las que se destaca el sistema Murrí – Mutatá – Murindó. Por su cercanía, es importante mencionar el sistema Utría – Bahía Solano, además de las fallas Cauca – Romeral, Falla de Toro, Falla Argelia, Falla Garrapatas, y la Falla oculta del Atrato.

La localización del municipio del Atrato con respecto a las diferentes fuentes sismogénicas hacen que en este municipio los eventos sísmicos representen una amenaza natural importante, aunque ellos no necesariamente provengan de estructuras tectónicas cercanas o incluidas dentro de su perímetro, sino de sismofuentes a distancias moderadas, pero de reconocida actividad reciente (USGS & Paris 2000) y con recurrencia de magnitudes suficientemente altas para producir efectos importantes en el municipio.

De acuerdo con la NSR-10, el Departamento del Chocó se encuentra en la zona de amenaza sísmica alta (ver figuras 8 y 9), es decir se pueden alcanzar aceleraciones laterales $>$ 0.20 g., en particular el coeficiente Aa para el municipio del Atrato es de 0.35g (ver figura 4), por esto el diseño de cualquier estructura debe concebirse considerando amenaza sísmica alta, de tal manera que se tengan construcciones seguras para la vida humana ante la alta probabilidad de ocurrencia de sismos de alta magnitud e intensidad.

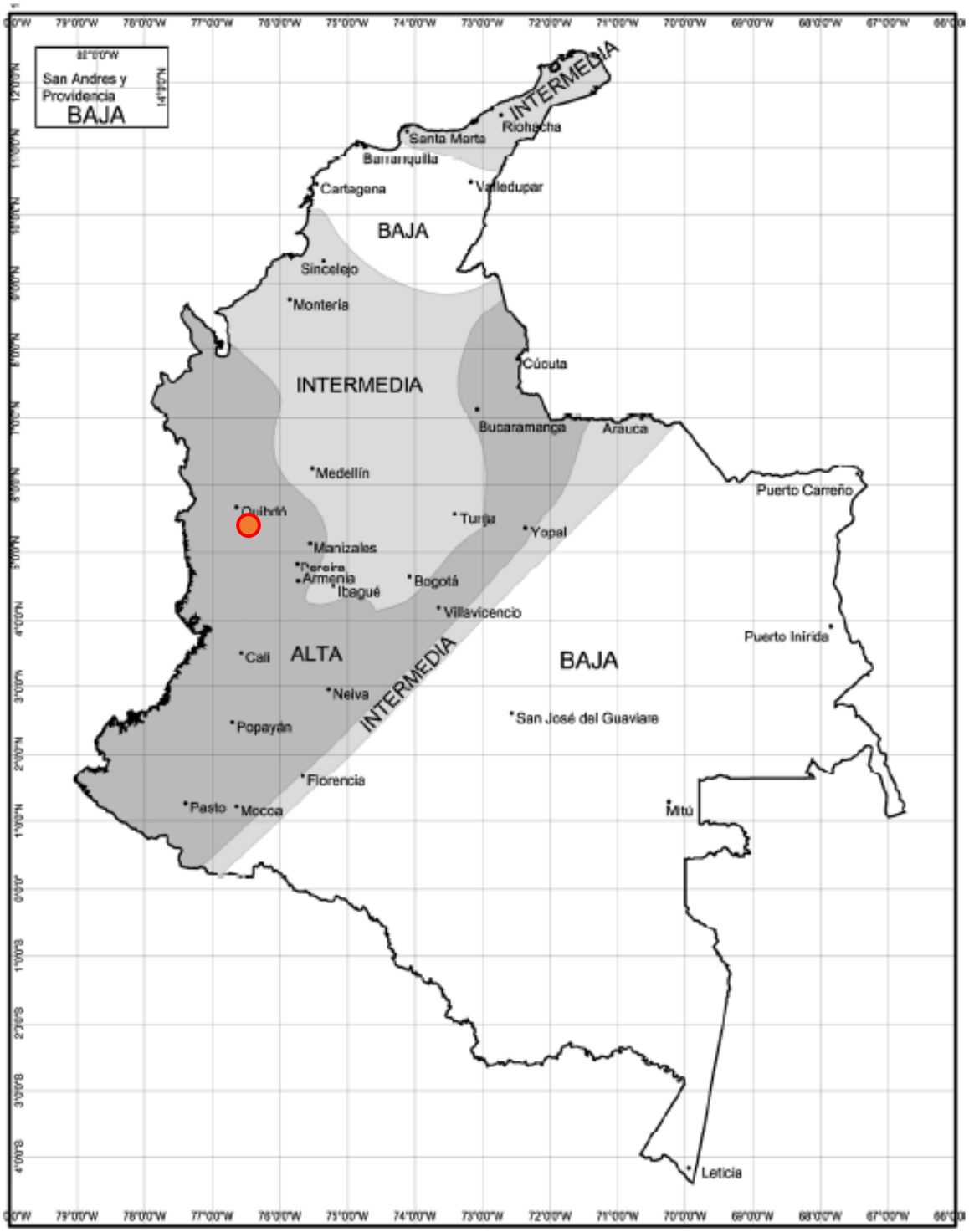


Figura 8. Zonas de Amenaza Sísmica (Fuente: NSR-10).

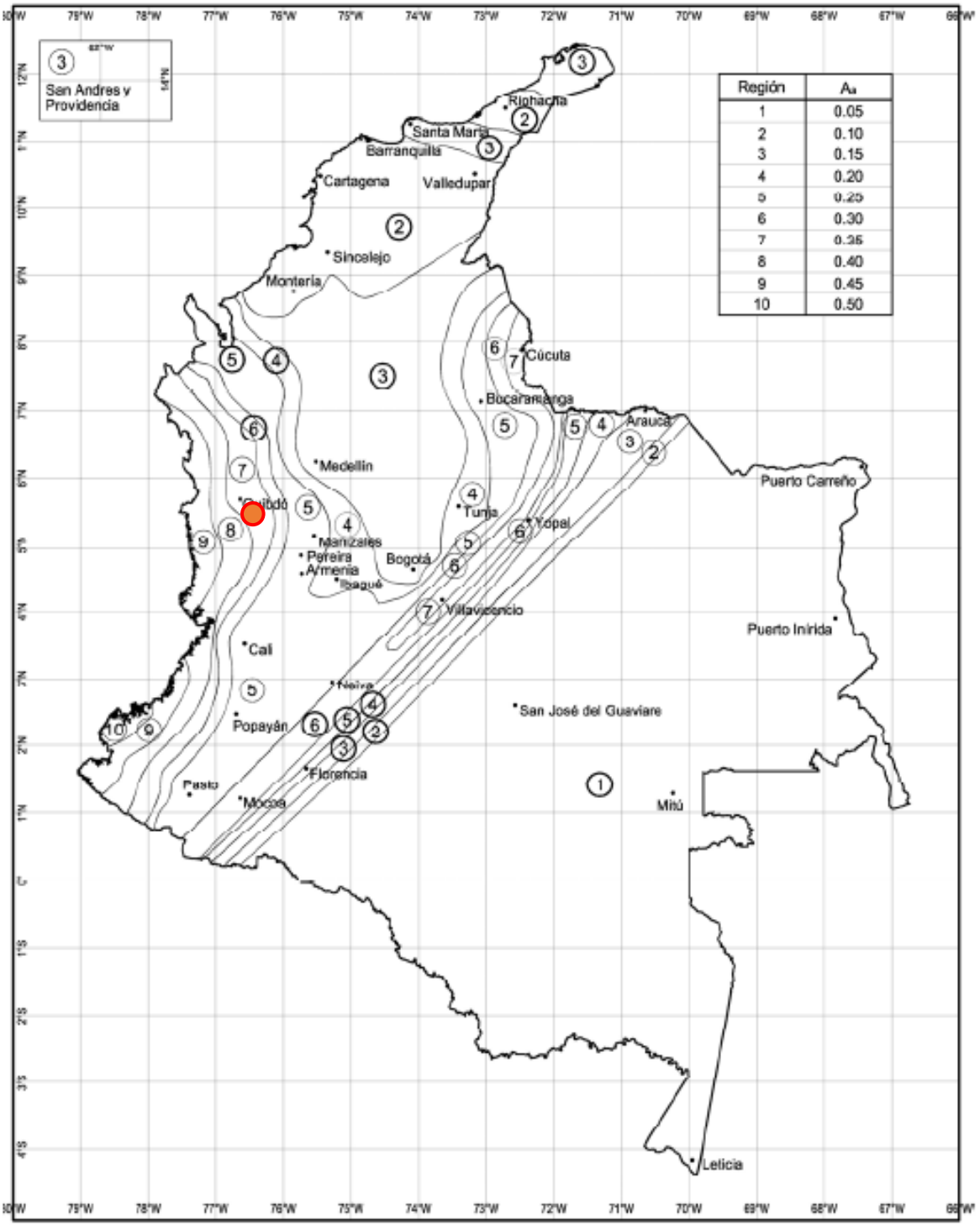


Figura 9. Detalles de la Zonificación Sísmica para el Departamento del Chocó.

5. ASPECTOS GEOTECNICOS.

5.1. EXPLORACIÓN DE CAMPO.

La exploración de campo consistió en la realización de las labores de reconocimiento del terreno donde se desarrollará el proyecto, localización de los sitios para las perforaciones y las labores relacionadas con la implementación de las perforaciones, muestreo y descripción de campo del suelo.

Después de tener las características de la estructura y realizar un recorrido al predio donde se desarrollará el proyecto e identificar la zona donde se ubicara la estructura del bloque 3 Laboratorio, se programaron tres (3) perforaciones por la homogeneidad de la zona hasta una profundidad mínima de 6,0 m., tal como lo exige la norma NSR-10 en su capítulo H, para este tipo de estructuras de categoría baja por cargas y categoría baja por número de pisos a construir, de las cuales se realizaron las tres (3) perforaciones utilizando equipo de perforación mecánica SPT, llevándose el registro adecuado de los estratos explorados, estas perforaciones llegaron hasta una profundidad promedio de 10.10 m aproximadamente, donde hubo que suspenderlas debido a que se encontró un estrato medianamente denso a partir de los 4.0 m para las perforaciones más desfavorable, adecuado para cimentar la estructura, además de dar rechazo en la prueba SPT después de los 9.0 m aproximadamente en casi todas las perforaciones.

Nota: Según NSR-10 título H capitulo H.3.2.5. Apéndice (i) *En todo caso primará el concepto del ingeniero geotécnista, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos ya señalados, y en todos los casos, el 50% de las perforaciones, deberán alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación. En algunos casos, a juicio del Ingeniero Geotécnista responsable del estudio, se podrán reemplazar algunos sondeos por apiques o trincheras.*

Para este caso la excavación presentaba la misma característica a lo largo de todas las exploraciones, correspondiente a los materiales predominantes de la zona, adicional a esto la estructura a construir presenta cargas que no superan las 30 ton., tal como se mostrara más adelante, según información suministrada por el diseñador estructural, a continuación, presentaremos los distintos sitios de las perforaciones.



Figura 10. Localización esquemática de las perforaciones dentro del lote.

En el área y en particular en el terreno de construcción del proyecto no se presentan condiciones de inundación, el nivel freático no se encontró durante las perforaciones solo se detectó algo de agua al comienzo de las perforaciones, pero este puede aparecer y ascender en épocas de lluvia fuertes por fenómeno de capilaridad, ya que las quebradas que cruzan cerca del lote donde se desarrollara el proyecto y los frentes de humedad que descienden de la superficie pueden hacer variar este nivel. Este aspecto debe tenerse en cuenta al momento de realizar las excavaciones para la cimentación de las estructuras, debido a que produciría complicaciones para la estabilidad de las excavaciones durante este proceso.

Las anteriores consideraciones serán tenidas en cuenta para los cálculos de la capacidad portante del suelo de fundación, debido a la influencia que tiene el agua sobre la resistencia al corte de los suelos, ya que esta aumenta las presiones de poros al interior de la masa de suelo, disminúyelo la capacidad de soporte del suelo.

6. ENSAYOS DE LABORATORIO

De las perforaciones con el barreno se extrajeron muestras alteradas para ensayos de clasificación y contenido de humedad natural, pero debido a las bajas capacidades de las capas superficiales recuperadas y a las dificultades para obtener muestras inalteradas de los depósitos de suelos encontrados. De acuerdo con el número de golpes y a la clasificación del laboratorio se presenta un perfil estratigráfico basado en la consistencia de los estratos explorados que se indican en el Numeral 7. La información obtenida de las perforaciones está fundamentada en la ejecución del ensayo SPT.

El Ensayo SPT. Consta de una cuchara de diámetro 57.10 mm, normalizado por la ASTM D-1586, aceros tipo A y roscas y uniones tipo AX y AW, con un amortiguador de madera, cuyo ensayo se estandariza con su respectivo yunque y un martinete de 63.54 kg-f, el cual se deja caer desde una altura de 760 mm, con una guía controladora de excentricidades, el ensayo se llama S.P.T (ESTÁNDAR PENETRATION TEST).

Tabla 1. Resultados de la Prueba de Penetración Estándar (SPT).

Z (m)	SPT1		SPT2		SPT3	
	Numero Golpes (N)	Clasificación Estrato	Numero Golpes (N)	Clasificación Estrato	Numero Golpes (N)	Clasificación Estrato
0,0	0	Suelta	0	Suelta	0	Suelta
0,9	6		6		6	
1,5	6		6		6	
2,1	9		8		6	
2,7	10	Medianamente densa	10	Medianamente densa	8	
3,3	13		12		10	Medianamente densa
3,9	16		14		12	
4,5	18		16		12	
5,1	20		19		17	

Z (m)	SPT1		SPT2		SPT3	
	Numero Golpes (N)	Clasificación Estrato	Numero Golpes (N)	Clasificación Estrato	Numero Golpes (N)	Clasificación Estrato
5,7	20	Medianamente densa	20	Medianamente densa	18	Medianamente densa
6,3	22		23		22	
6,9	22		25		28	
7,5	24		31	Densa	38	Densa
8,1	26		35		44	
8,7	40	Densa	48		55	Muy densa
9,3	54	Muy densa	62	Muy densa	69	
9,9	79		82		85	
10,5	84		86		87	

De las perforaciones con el barreno SPT se tomaron muestras alteradas para los ensayos de laboratorio. Sobre las muestras recuperadas se realizaron ensayos de clasificación de suelos, humedad natural, consistencia y peso específico. Como parámetros de resistencia al corte se asumieron valores típicos o medidos debidamente sustentados en la mecánica de suelos.

Los ensayos de laboratorio se hicieron en el laboratorio de Materiales, Suelos y Concretos del Chocó (LAMASCO SAS), en la Ciudad de Quibdó.

En la tabla 2 se muestran los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a las muestras recuperadas de las perforaciones:

Tabla 2. Resultados de las pruebas realizadas en el laboratorio para las muestras recuperadas.

MUESTRA	PROFUNDIDAD z	HUMEDAD NATURAL w	LIMITE LIQUIDO LL	LIMITE PLÁSTICA LP	ÍNDICE DE PLASTICIDAD IP	CLASIFICACIÓN USCS	GRADACIÓN
	(m)	%	%	%	%		G – A - F
SPT 1	2.3	33.26	40.36	21.15	19.21	CL	00-00-100
	4.4	32.91	40.43	21.35	19.08	CL	00-00-100
	6.3	32.38	40.46	21.10	19.36	CL	00-00-100
SPT 2	2.1	33.26	40.61	21.34	19.27	CL	00-00-100
	4.5	32.85	40.73	21.40	19.33	CL	00-00-100
	6.5	32.22	40.96	21.41	19.55	CL	00-00-100
SPT 3	2.4	33.54	40.93	21.32	19.61	CL	00-00-100
	4.2	32.78	40.49	21.40	19.09	CL	00-00-100
	6.2	32.17	40.41	21.20	19.21	CL	00-00-100

G – A – F → % de grava - % arena - % de finos.

A continuación, en la siguiente tabla 3 mostraremos los valores de N para las diferentes profundidades exploradas y a partir de este número de golpes (N) obtenidos en la prueba SPT, calcularemos la capacidad de carga admisible para suelos cohesivos (limo arcilloso) utilizando la ecuación de Terzaghi $q_u = \frac{N}{6.5}$, para las diferentes profundidades exploradas, tal como se muestra en las siguientes tablas para cada uno de los sondeos.

Tabla 3. Resultados del cálculo q_u a partir del número de golpes N_{60} para las perforaciones.

Prof.	SPT1			SPT2			SPT3		
	N60	q_u	Cu	N60	q_u	Cu	N60	q_u	Cu
(m)	Golpes	Kg/cm²	Kg/cm²	Golpes	Kg/cm²	Kg/cm²	Golpes	Kg/cm²	Kg/cm²
0,9	6	0,93	0,47	6	0,93	0,47	6	0,93	0,47
1,5	6	0,88	0,44	6	0,88	0,44	6	0,88	0,44
2,1	8	1,26	0,63	7	1,12	0,56	5	0,84	0,42
2,7	9	1,31	0,66	9	1,31	0,66	7	1,07	0,53
3,3	11	1,62	0,81	10	1,49	0,75	8	1,26	0,63
3,9	12	1,89	0,95	11	1,66	0,83	9	1,44	0,72
4,5	15	2,31	1,15	13	2,05	1,02	10	1,56	0,78
5,1	16	2,45	1,23	15	2,33	1,17	14	2,11	1,06
5,7	15	2,36	1,18	15	2,36	1,18	14	2,14	1,07
6,3	18	2,79	1,39	19	2,91	1,46	18	2,82	1,41
6,9	17	2,69	1,34	20	3,05	1,53	22	3,46	1,73
7,5	18	2,83	1,42	24	3,62	1,81	29	4,48	2,24

Prof.	SPT1			SPT2			SPT3		
	N60	q_u	Cu	N60	q_u	Cu	N60	q_u	Cu
(m)	Golpes	Kg/cm^2	Kg/cm^2	Golpes	Kg/cm^2	Kg/cm^2	Golpes	Kg/cm^2	Kg/cm^2
8,1	19	2,97	1,48	25	3,92	1,96	32	4,98	2,49
8,7	28	4,38	2,19	34	5,17	2,58	39	5,92	2,96
9,3	37	5,65	2,82	41	6,38	3,19	46	7,10	3,55
9,9	51	7,90	3,95	52	8,07	4,04	54	8,37	4,18
10,5	52	8,05	4,02	53	8,12	4,06	53	8,21	4,11

Nota: El ensayo de penetración, es un ensayo que complementa a los de laboratorio, no los sustituye, pero sus correlaciones nos dan datos muy confiables y conservadores para el cálculo de la capacidad de soporte.

7. CLASIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LOS SUELOS.

Los suelos encontrados son de origen aluvial, producidos por los procesos de sedimentación del río Atrato y más superficial de la microcuenca del rio Samurindo, bajo diferentes condiciones hidrodinámicas que dieron como resultado la acumulación de capas de suelos finos y gruesos, aunque en general localmente hay presencia predominante de suelos arcillosos de diferentes colores y consistencias como se pudo observar. De acuerdo con los resultados de los ensayos de laboratorio, la secuencia estratigráfica desde la superficie hasta el fondo en los sondeos es:

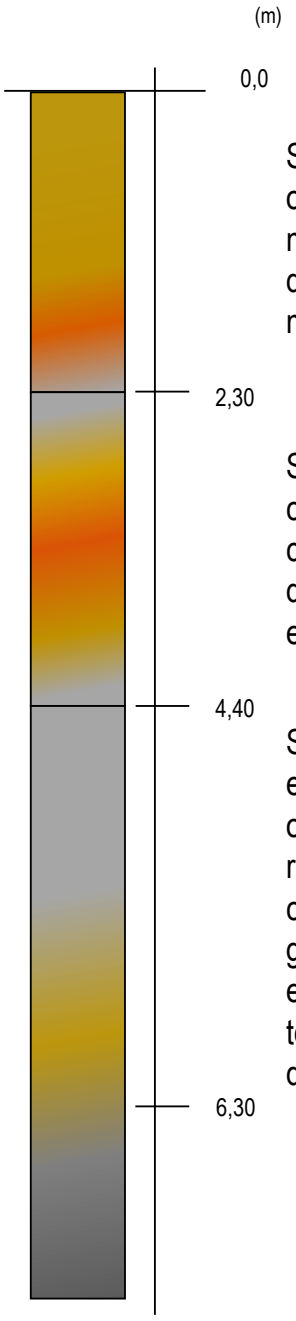
- ✓ **SONDEO 1 (S1)**: Este sondeo se demarco en el esquema con SPT1 y se realizó hacia la parte frontal del bloque 3 en la margen izquierda dentro del lote donde se desarrollará el proyecto, llegó hasta 10.10 m de profundidad aproximadamente, se encontró la siguiente secuencia estratigráfica.

Sondeo N.º 1					
Profundidad (m)	**Numero de Golpes N60**	**Clasificación del Estrato**	**Peso Especifico**	**Cohesión (C)**	**Tipo de Material**
0.0 – 2.1	8	Suelta	1.50 Ton/m^3	6.3 Ton/m^2	Material Fino Granular
2.1 – 8.1	19	Medianamente Densa	1.70 Ton/m^3	14.8 Ton/m^2	
8.1 – 8.7	28	Densa	1.90 Ton/m^3	21.9 Ton/m^2	Material Fino Granular
8.7 – 10.1	52	Muy Densa	2.10 Ton/m^3	40.2 Ton/m^2	

Sondeo SPT1

PROF. (m)	No DE GOLPES	N_{60}	$\frac{\tau_{PRO}}{\sigma'_{VO}}$	SUSCEPTIBILIDAD
0,0				
	6	6	0,228	HABRA LICUACIÓN
0,9				
	6	6	0,125	HABRA LICUACIÓN
1,5				
	9	8	0,262	HABRA LICUACIÓN
2,1				
	10	9	0,311	NO HABRA LICUACIÓN
2,7				
	13	11	0,345	NO HABRA LICUACIÓN
3,3				
	16	12	0,369	NO HABRA LICUACIÓN
3,9				
	18	15	0,386	NO HABRA LICUACIÓN
4,5				
	20	16	0,399	NO HABRA LICUACIÓN
5,1				
	20	15	0,409	NO HABRA LICUACIÓN
5,7				
	22	18	0,417	NO HABRA LICUACIÓN
6,3				
	22	17	0,423	NO HABRA LICUACIÓN
6,9				
	24	18	0,428	NO HABRA LICUACIÓN
7,5				
	26	19	0,431	NO HABRA LICUACIÓN
8,1				
	40	28	0,430	NO HABRA LICUACIÓN
8,7				
	54	37	0,425	NO HABRA LICUACIÓN
9,3				
	79	51	0,420	NO HABRA LICUACIÓN
9,9				
	84	52	0,416	NO HABRA LICUACIÓN
10,5				

De 0,0 m – 2,30 m, a esta profundidad se encontró un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo claro a oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de blanda a mediana, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización.
De 2,30 m – 4,40 m, a esta profundidad se encontró un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y de consistencia mediana, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización.
De 4,40 m – 6,30 m, a esta profundidad se encontró un estrato de arcilla inorgánica más consolidado que el estrato anterior de color gris claro a oscuro con vetas amarillas oscuras, rojas, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de mediana a firme, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización, hacia su parte inferior el estrato empezó a aumentar su resistencia, aquí se suspendió la toma de muestras por encontrar estrato de grava en matriz de arcilla que dificulto la toma de muestras, pero el registro de perforación se llevó hasta los 10.10 m como se tenía programado.



Se encontró un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo claro a oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de blanda a mediana, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización.

Se encontró un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y de consistencia mediana, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización.

Se encontró un estrato de arcilla inorgánica más consolidado que el estrato anterior de color gris claro a oscuro con vetas amarillas oscuras, rojas, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de mediana a firme, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización, hacia su parte inferior el estrato empezó a aumentar su resistencia, aquí se suspendió la toma de muestras por encontrar estrato de grava en matriz de arcilla que dificulto la toma de muestras.

Figura 11. Perfil geotécnico del apique SPT1.

✓ **SONDEO 2 (S2)**: Este sondeo se demarco en el esquema con SPT2 y se realizó hacia la parte central del bloque 3 en la margen derecha dentro del lote donde se desarrollará el proyecto, llegó hasta 10.10 m de profundidad aproximadamente, se encontró la siguiente secuencia estratigráfica.

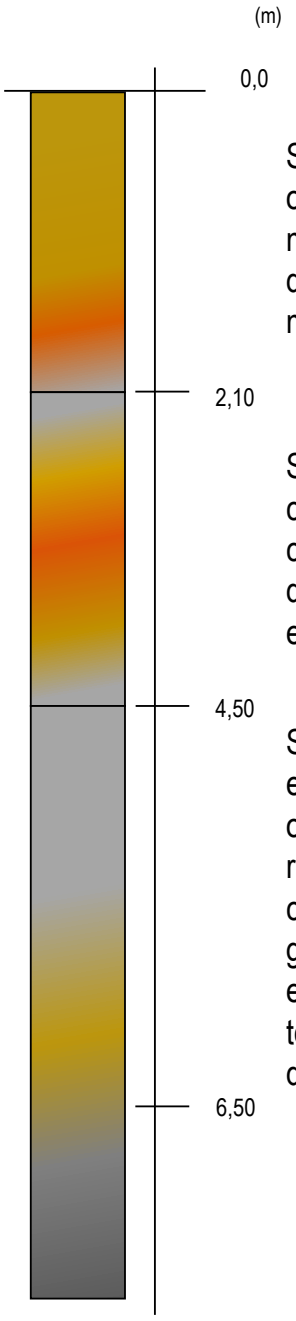
Sondeo N.º 2					
Profundidad (m)	**Numero de Golpes N60**	**Clasificación del Estrato**	**Peso Especifico**	**Cohesión (C)**	**Tipo de Material**
0.0 – 2.1	7	Suelta	1.50 Ton/m^3	5.6 Ton/m^2	Material Fino Granular
2.1 – 6.9	20	Medianamente Densa	1.70 Ton/m^3	15.3 Ton/m^2	
6.9 – 8.7	34	Densa	1.90 Ton/m^3	25.8 Ton/m^2	Material Fino Granular
8.7 – 10.1	53	Muy Densa	2.10 Ton/m^3	40.6 Ton/m^2	

Sondeo SPT2

PROF. (m)	No DE GOLPES	N_{60}	$\frac{\tau_{PRO}}{\sigma'_{VO}}$	SUSCEPTIBILIDAD
0,0				
	6	6	0,228	HABRA LICUACIÓN
0,9				
	6	6	0,125	HABRA LICUACIÓN
1,5				
	8	7	0,262	HABRA LICUACIÓN
2,1				
	10	9	0,311	NO HABRA LICUACIÓN
2,7				
	12	10	0,345	NO HABRA LICUACIÓN
3,3				
	14	11	0,369	NO HABRA LICUACIÓN
3,9				
	16	13	0,386	NO HABRA LICUACIÓN
4,5				
	19	15	0,399	NO HABRA LICUACIÓN
5,1				
	20	15	0,409	NO HABRA LICUACIÓN
5,7				
	23	19	0,417	NO HABRA LICUACIÓN
6,3				

PROF. (m)	No DE GOLPES	N_{60}	$\frac{\tau_{PRO}}{\sigma'_{VO}}$	SUSCEPTIBILIDAD
	25	20	0,423	NO HABRA LICUACIÓN
6,9				
	31	24	0,424	NO HABRA LICUACIÓN
7,5				
	35	25	0,423	NO HABRA LICUACIÓN
8,1				
	48	34	0,423	NO HABRA LICUACIÓN
8,7				
	62	41	0,418	NO HABRA LICUACIÓN
9,3				
	82	52	0,414	NO HABRA LICUACIÓN
9,9				
	86	53	0,410	NO HABRA LICUACIÓN
10,5				

De 0,0 m – 2,10 m, a esta profundidad se encontró un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo claro a oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de blanda a mediana, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización.
De 2,10 m – 4,50 m, a esta profundidad se encontró un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y de consistencia mediana, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización.
De 4,50 m – 6,50 m, a esta profundidad se encontró un estrato de arcilla inorgánica más consolidado que el estrato anterior de color gris claro a oscuro con vetas amarillas oscuras, rojas, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de mediana a firme, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización, hacia su parte inferior el estrato empezó a aumentar su resistencia, aquí se suspendió la toma de muestras por encontrar estrato de grava en matriz de arcilla que dificulto la toma de muestras, pero el registro de perforación se llevó hasta los 10.10 m como se tenía programado.



Se encontró un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo claro a oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de blanda a mediana, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización.

Se encontró un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y de consistencia mediana, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización.

Se encontró un estrato de arcilla inorgánica más consolidado que el estrato anterior de color gris claro a oscuro con vetas amarillas oscuras, rojas, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de mediana a firme, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización, hacia su parte inferior el estrato empezó a aumentar su resistencia, aquí se suspendió la toma de muestras por encontrar estrato de grava en matriz de arcilla que dificulto la toma de muestras.

Figura 12. Perfil geotécnico del apique SPT2.

✓ **SONDEO 3 (S3)**: Este sondeo se demarco en el esquema con SPT3 y se realizó hacia la parte posterior del bloque 3 en la margen derecha dentro del lote donde se desarrollará el proyecto, llegó hasta 10.10 m de profundidad aproximadamente, se encontró la siguiente secuencia estratigráfica.

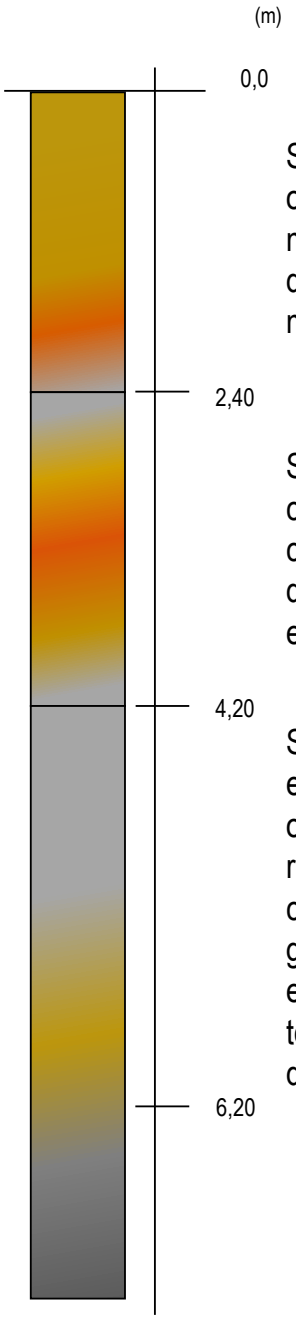
Sondeo N.º 3					
Profundidad (m)	**Numero de Golpes N60**	**Clasificación del Estrato**	**Peso Especifico**	**Cohesión (C)**	**Tipo de Material**
0.0 – 2.7	7	Suelta	1.50 Ton/m^3	5.3 Ton/m^2	Material Fino Granular
2.7 – 6.9	22	Medianamente Densa	1.70 Ton/m^3	17.3 Ton/m^2	
6.9 – 8.1	32	Densa	1.90 Ton/m^3	24.9 Ton/m^2	Material Fino Granular
8.1 – 11.1	41.1	Muy Densa	2.10 Ton/m^3	41.1 Ton/m^2	

Sondeo SPT3

PROF. (m)	No DE GOLPES	N_{60}	$\frac{\tau_{PRO}}{\sigma'_{VO}}$	SUSCEPTIBILIDAD
0,0				
	6	6	0,228	HABRA LICUACIÓN
0,9				
	6	6	0,125	HABRA LICUACIÓN
1,5				
	6	5	0,262	HABRA LICUACIÓN
2,1				
	8	7	0,316	NO HABRA LICUACIÓN
2,7				
	10	8	0,350	NO HABRA LICUACIÓN
3,3				
	12	9	0,374	NO HABRA LICUACIÓN
3,9				
	12	10	0,392	NO HABRA LICUACIÓN
4,5				
	17	14	0,405	NO HABRA LICUACIÓN
5,1				
	18	14	0,415	NO HABRA LICUACIÓN
5,7				
	22	18	0,422	NO HABRA LICUACIÓN
6,3				

PROF. (m)	No DE GOLPES	N_{60}	$\frac{\tau_{PRO}}{\sigma'_{VO}}$	SUSCEPTIBILIDAD
	28	22	0,428	NO HABRA LICUACIÓN
6,9				
	38	29	0,428	NO HABRA LICUACIÓN
7,5				
	44	32	0,427	NO HABRA LICUACIÓN
8,1				
	55	39	0,423	NO HABRA LICUACIÓN
8,7				
	69	46	0,418	NO HABRA LICUACIÓN
9,3				
	85	54	0,414	NO HABRA LICUACIÓN
9,9				
	87	53	0,410	NO HABRA LICUACIÓN
10,5				

De 0,0 m – 2,40 m, a esta profundidad se encontró un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo claro a oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de blanda a mediana, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización.
De 2,40 m – 4,20 m, a esta profundidad se encontró un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y de consistencia mediana, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización.
De 4,20 m – 6,20 m, a esta profundidad se encontró un estrato de arcilla inorgánica más consolidado que el estrato anterior de color gris claro a oscuro con vetas amarillas oscuras, rojas, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de mediana a firme, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización, hacia su parte inferior el estrato empezó a aumentar su resistencia, aquí se suspendió la toma de muestras por encontrar estrato de grava en matriz de arcilla que dificulto la toma de muestras, pero el registro de perforación se llevó hasta los 10.10 m como se tenía programado.



Se encontró un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo claro a oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de blanda a mediana, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización.

Se encontró un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y de consistencia mediana, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización.

Se encontró un estrato de arcilla inorgánica más consolidado que el estrato anterior de color gris claro a oscuro con vetas amarillas oscuras, rojas, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de mediana a firme, con presencia de material grueso granular en proceso de meteorización, hacia su parte inferior el estrato empezó a aumentar su resistencia, aquí se suspendió la toma de muestras por encontrar estrato de grava en matriz de arcilla que dificulto la toma de muestras.

Figura 13. Perfil geotécnico del apique SPT3.

7.1. NIVEL DE AGUA.

Durante la campaña de perforación no se detectó nivel freático a considerar, pero este nivel freático es susceptible de aparecer y ascender por los frentes de humedad que puedan descender de la superficie debido al alto régimen de lluvia de la región.

Sin embargo, se aclara que el nivel freático de la zona puede variar levemente por efectos de percolación de las aguas lluvias o corrientes superficiales que pueden cruzar cerca al predio del proyecto.

7.2. PARÁMETROS DE PERMEABILIDAD DEL SUELO.

Para este aparte no se realizó calculo ni de campo ni en el laboratorio por eso asumimos estos parámetros a partir de la clasificación que se hizo de las muestras y se tomara de la siguiente tabla 4.

Tabla 4. Valores típicos de permeabilidad a partir de la clasificación.

Suelo	Descripción	Clasificación USCS	Permeabilidad (m/s)
Gravas	Bien gradadas	GW	10^{-3} a 10^{-1}
	Bien seleccionadas	GP	10^{-2} a 10
	Limosas	GM	10^{-7} a 10^{-5}
	Arcillosas	GC	10^{-8} a 10^{-6}
Arenas	Bien gradadas	SW	10^{-5} a 10^{-3}
	Bien seleccionadas	SP	10^{-4} a 10^{-2}
	Limosas	SM	10^{-7} a 10^{-5}
	Arcillosas	SC	10^{-8} a 10^{-6}
Limos	Baja plasticidad	ML	10^{-9} a 10^{-7}
	Alta plasticidad	MH	10^{-9} a 10^{-7}
Arcillas	Baja plasticidad	CL	10^{-9} a 10^{-7}
	Alta plasticidad	CH	10^{-10} a 10^{-8}

Valores de permeabilidad de los principales suelos (Sowers, 1978).

7.3. SUELOS CON CARACTERÍSTICAS ESPECIALES.

Tomando en cuenta las características de los materiales encontrados en las perforaciones (arcilla inorgánica de baja plasticidad) con peso específico mayor a 15 kN/m^3, la topografía del terreno (semiplana), y el confinamiento que se le aplicara al material (losa de piso), se concluye

que su potencial de ser un material colapsable es muy bajo, adicionalmente no es un suelo que se haya depositado por acción del viento o transporte del río.

Se recomienda hacer control de humedad o aguas superficiales evitando la infiltración de aguas lluvias, mediante la utilización de revestimientos arquitectónicos.

7.4. ZONIFICACIÓN DEL PROYECTO.

Hasta la fecha de redacción de este informe, debe anotarse que el municipio del Atrato no cuenta con un estudio de Zonificación Sismo – Geotécnica, que permita localizar las diferentes áreas de este dentro de zonas con niveles de amenaza sísmica, deslizamiento, procesos erosivos y/o inundaciones, por lo cual la zonificación del proyecto se realiza de acuerdo con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

De acuerdo con la NSR-10, el suelo de la zona de trabajo se puede caracterizar con los siguientes parámetros de diseño sísmico:

$$\overline{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=l}^{m} \frac{d_i}{N_i}}$$

$\overline{N}_{ch}$**:** Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en perfiles que contengan suelos no cohesivos.

d_s**:** Es la suma de los espesores de los **m** estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

d_i**:** Espesor del estrato **i**, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil.

N_i**:** Número de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar.

$$\overline{N}_{ch} = \frac{10.1\ m}{\frac{3.0\ m}{8}}$$

$$\overline{N}_{ch} = 27$$

Tipo de Suelo: D (se escoge este tipo de suelos porque a la luz de la norma NSR-10 en el lote no se detecta ninguna capa de arcilla blanda para caracterizarlo como tipo de suelo

F, pero tampoco se evidencia perfiles de suelos muy densos o rocas blandas para caracterizarlo como tipo de suelo C, adicionalmente al chequear el número medio de golpes $50 > \overline{N}_{ch} \geq 15$).

Coeficiente de Aceleración:	$A_a = 0.35g$
Coeficiente de Velocidad:	$A_v = 0.35g$
Coeficiente de Amplificación:	$F_a = 1.15$
Coeficiente de Amplificación:	$F_v = 1.70$
Zona de Amenaza Sísmica:	Alta

Tabla 5. Clasificación de los perfiles de suelo según NSR-10. Tabla A.2.4-1.

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)	

Fuente NSR–10

7.5. CRITERIOS DE ANÁLISIS GEOTÉCNICOS.

En el análisis se considera estable los taludes de las excavaciones y la falla de fondo si cumple con los siguientes criterios:

- ✓ Un factor de seguridad mínimo en condiciones estáticas de 1.50.
- ✓ Un factor de seguridad mínimo de 1.05 para el caso seudo-estático, incluyendo sólo coeficiente de aceleración horizontal.

El valor límite para el factor de seguridad en el caso estático fue seleccionado a partir de las sugerencias de los factores de seguridad de la Norma Sismo Resistente NSR-10, mostrados en la Tabla 6.

Tabla 6. Factor de seguridad Básicos Mínimos Directos. Fuente: NSR-10 Tabla H.2.4-1.

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

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

Fuente NSR–10

Además, se consideran los siguientes factores de seguridad:

- ✓ Para la determinación de la capacidad portante del suelo F S = 3.0
- ✓ Para la determinación de la estabilidad de la excavación F S = 1.0
- ✓ Para la determinación de la altura critica F S = 2.0
- ✓ Para la determinación de la falla de fondo F S = 1.5

Por último, se considera que alrededor de la excavación existirá una sobrecarga debida a material excavado o maquinaría de 1.0 T/m^2

7.6. RELLENOS

- ✓ El material para el lleno deberá ser proveniente del río Samurindo, o en su efecto otro material que cumpla con las siguientes características, según ensayo de proctor modificado al material del rio Samurindo.
  - Peso Unitario Seco Máximo Compactado: 1,90 Ton/m3
  - Humedad Optima de Compactación 5,5 %
  - Clasificación USC: SP (arena pobremente gradada)
  - Porcentaje pasa Malla No 200 = 4% – 5%
- ✓ El material será exento de grumos o terrones.
- ✓ El grado de compactación del lleno, mediante verificación con los ensayos de campo, deberán satisfacer el 100% de la densidad establecida.
- ✓ Todos los trabajos previos como cimentaciones, instalaciones y otros que vayan a ser cubiertos con el lleno, serán concluidos.
- ✓ Todo lleno se efectuará en terrenos firmes, que no contengan agua, materia orgánica, basura y otros desperdicios.
- ✓ El sitio para rellenar estará libre de agua, material de desecho u otros que perjudiquen este proceso. Se iniciará con el tendido de una capa uniforme horizontal de espesor no mayor de 20 cm., la que tendrá un grado de humedad óptima, que permita lograr la compactación y porcentaje de compactación exigida. Dicha compactación se efectuará con apisonador mecánico, iniciando desde los bordes hacia el centro del lleno y manteniendo traslapes continuos en los sitios apisonados. Cada vez que se concluya con una capa de lleno, será marcada y verificada en estacas que serán previamente colocadas. Este procedimiento será repetitivo para cada capa de lleno, hasta llegar al nivel establecido en el proyecto

Nota: En todo caso los materiales de relleno deben cumplir la norma INV 610.

El material de lleno que deba ser compactado y se encuentre sobre algún cimiento no debe compactarse con maquinaria pesada, deberá utilizarse placa vibratoria (rana)

8. CARGAS TRANSMITIDAS POR LA ESTRUCTURA

De acuerdo con la información recibida por el calculista encargado de los diseños del proyecto, se estiman cargas aproximadas para los elementos más desfavorables del orden de 30 ton., las cuales como se anotó antes se transmitirán al suelo de fundación a través de cimentaciones superficiales o profundas.

Se analizará la viabilidad de los dos casos, sin embargo, se prestará mayor atención al tema de los asentamientos ya que se trata de estructuras que requieren de asentamientos mínimos por tener construcciones vecinas, además de transmitir altas cargas al suelo a través de la cimentación que se escoja.

9. ANALISIS DEL ESCENARIO GEOTECNICO PARA LA CIMENTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.

De acuerdo con el perfil geotécnico se observa que el subsuelo está conformado por:

1. Se encuentra un estrato de arcilla inorgánica de color amarillo claro a oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de blanda a mediana, con presencia de un capa vegetal hacia la parte superior en las perforaciones y material granular en proceso de meteorización, a pesar de lo anterior es un estrato no recomendado para cimentar por la capa vegetal que se encontró durante las perforaciones, además, de la magnitud de las cargas, no se recomienda cimentar en especial hacia la zona de las perforaciones porque podría dar secciones de cimentación muy grandes por la poca profundidad.

2. A continuación, encontramos una capa de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y de consistencia mediana hacia la parte de las perforaciones, con presencia de material granular en proceso de meteorización, hacia esta parte se encontró un estrato que es recomendado para cimentar por tener una consistencia mediana para las cargas que serán transmitidas al suelo a través de la cimentación proyectada, se realizara una revisión de la capacidad para chequear la sección de cimentación.

3. Por último, encontramos una capa de arcilla inorgánica más consolidada que el estrato anterior, de color gris claro a oscuro con vetas amarillas oscuras, rojas, blancas y café, de plasticidad baja a media, con resistencia seca de media a alta, con ninguna o poca dilatación y con consistencia de mediana a firme, con presencia de material granular en proceso de meteorización, este es un material predominante en esta zona de la ciudad, sin embargo, no se tiene conocimiento de su espesor, lo cual debe comprobarse si es necesario cuando se realicen las excavaciones para la cimentación de la estructura, por si decide cambiar el tipo de cimentación de superficial a profunda.

Después de analizar el perfil geotécnico, los resultados de las pruebas de campo y laboratorio, especialmente de las perforaciones, así como tener las características del proyecto, la magnitud de las cargas que transmitirá al suelo y las limitaciones por las características de las construcciones vecinas, se puede deducir, que para la obra a ubicar en este sitio (Bloque 3 Laboratorio), una cimentación superficial es viable, especialmente por la capacidad de soporte que presentan los estratos de suelos desde una profundidad promedio de 2.40 m aproximadamente en las perforaciones más desfavorable, por lo tanto, la mejor solución de cimentación es la utilización de cimentaciones superficial mediante zapatas rectangulares o cuadradas, cimentando en el estrato de mejor capacidad portante para cimentación superficial, teniendo en cuenta que no se quiere ningún tipo de asentamiento o si se presentan sean aceptable para la estabilidad del proyecto y la no afectación de las estructuras vecinas.

Realizaremos cálculos para una cimentación superficial a diferentes profundidades y permitirle tener una visión al ingeniero estructural de las capacidades de soporte para los estratos más superficiales y tomar una decisión con respecto a las alternativas de cimentación planteadas.

10. CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA Y CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE DE LA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL ALTERNATIVA 1.

De acuerdo con la información de campo y el análisis de los resultados de los ensayos de laboratorio y de campo, se plantea como alternativa para la cimentación de la edificación en la zona de las perforaciones, la utilización de cimentaciones superficiales, mediante zapatas cuadradas o rectangulares que se apoyaran en el estrato de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, a partir de 2,40 m aproximadamente.

Las zapatas se pueden apoyar directamente sobre el estrato de arcilla inorgánica o mediante un reemplazo de parte de este estrato de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, por material granular muy bien compactado, mínimo al 95% de la densidad máxima alcanzada por el material granular en la prueba proctor modificado, también se puede utilizar suelo cemento o concreto ciclópeo pobre de 0.50 a 1.0 m de profundidad. El reemplazo debe apoyarse en el estrato de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, tal como se indica en las siguientes figuras 14 y 15:

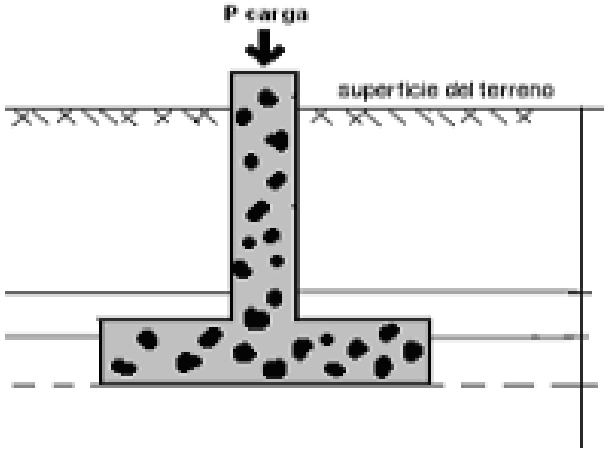


Figura 14. Cimentación directa sobre la capa de limo inorgánico.

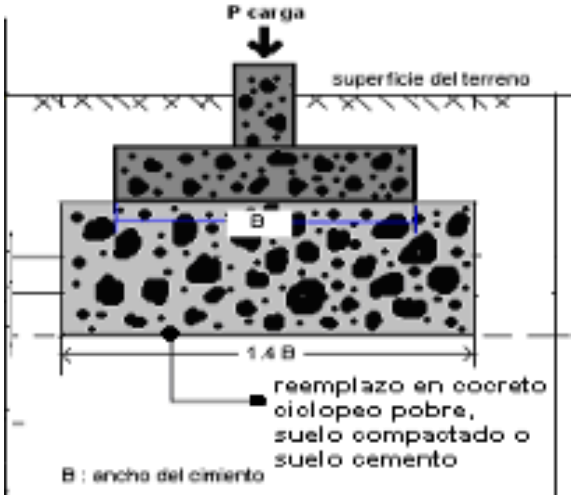


Figura 15. Cimentación mediante un reemplazo con material granular compactado, suelo cemento o concreto ciclópeo pobre.

10.1. CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN.

Para la cimentación de la estructura se recomienda una cimentación superficial constituida por zapatas rectangulares o cuadradas apoyadas a una profundidad de desplante de 3,0 m, o mediante un reemplazo en concreto ciclópeo o material granular bien compactado apoyado a la misma profundidad m, es decir cambiando parte del estrato de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café que se encontró en las perforaciones.

La capacidad portante del suelo de cimentación se calculará con la teoría de capacidad portante de Terzaghi para cimentaciones superficiales en suelos cohesivos, considerando falla por corte general.

Según lo anterior la capacidad portante última (σ_{ult}) de un suelo está dada por la siguiente expresión matemática.

$$\sigma_{ult} = CN_cS_c + \sigma_0^{'}N_qS_q + 0.5\gamma_0^{'}BN_\gamma S_\gamma$$

Dónde:

σ_{ult} → Capacidad de carga última del suelo de cimentación (ton/m^2)

C → Cohesión del suelo (ton/m^2)

$\sigma_o^{'}$ → Presión efectiva de sobrecarga del suelo por encima del nivel de cimentación. (Ton/m^2)

γ → Peso unitario del suelo de cimentación. (Ton/m^3)

B → Ancho de la cimentación. (m)

L → Largo de la cimentación. (m)

N_c, N_q y N_γ → $f(\phi)$. Son factores adimensionales de capacidad de carga y su valor depende del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ).

La NSR – 10, en el título H, recomienda que estos factores sean calculados según las siguientes ecuaciones:

$$N_c = \cot\phi'\left[\frac{e^{2(3\pi/4-\phi'/2)\tan\phi'}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi'}{2}\right)} - 1\right] = \cot\phi'(N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4-\phi'/2)\tan\phi'}}{2\cos^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}\left(\frac{K_{P\gamma}}{\cos^2\phi'} - 1\right)\tan\phi'$$

S_c, S_q y S_γ → Son factores de forma de la cimentación que dependen de B y L. Se definen de acuerdo con el siguiente cuadro:

Cimentaciones Superficiales

Tabla 7. Factor de forma para las cimentaciones.

TIPO DE ZAPATA	FACTORES DE FORMA		
	S_c	S_q	S_γ
CORRIDA	1.0	1.0	1.0
CIRCULAR	1.3	1.0	0.6
CUADRADA	1.3	1.0	0.8
RECTANGULAR	$\left(1+0.3\frac{B}{L}\right)$	1.0	$\left(1-0.2\frac{B}{L}\right)$

De acuerdo con el perfil estratigráfico la cimentación se apoyará en el estrato de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café a una profundidad aproximada de 3,0 m.

Para estimar la capacidad portante última (σ_{ult}) del suelo de cimentación se toman para el estrato de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, los siguientes parámetros de resistencia al corte de acuerdo con sus características físicas y mecánicas, para el caso más desfavorable:

$q_u = 1.166\, Kg/cm^2$ Tomado de la prueba de laboratorio compresión simple (valor más desfavorable) tabla 3.

$$C = \frac{q_u}{2} = \frac{1.166\, Kg/cm^2}{2} = 0.583\, Kg/cm^2$$

$$\emptyset = 0°$$

El valor del peso unitario para cada estrato se tomó teniendo en cuenta las características del suelo y las condiciones de humedad, de acuerdo con esto, para el suelo de cimentación se tomó un peso unitario promedio, $\gamma = 1.90\, ton/m^3$, y para los suelos que suprayacen el suelo de cimentación se tomó un peso unitario promedio $\gamma_o = 1.75\, ton/m^3$, estimados a partir de los pesos unitarios secos y el contenido de humedad, así:

Peso unitario del suelo de cimentación. $\gamma = 1.90\, ton/m^3$

Peso unitario del suelo de sobrecarga. $\gamma_o = 1.75\ ton/m^3$

Estimada la capacidad de carga última (σ_{ult}) del suelo de cimentación, se calculará la capacidad portante admisible o permisible o de diseño (σ_{adm}) con un factor de seguridad (F.S.) de 3.0:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{ult.}}{F.S} = \frac{\sigma_{ult.}}{3}$$

Como cimentación superficial se utilizarán zapatas rectangulares o cuadradas colocadas a una profundidad de cimentación (D_f) de 3,0 m.

A continuación, se procederá entonces a estimar la capacidad portante última (σ_{ult}) del suelo de cimentación de acuerdo con lo expuesto.

- ✓ **Suelo de cimentación:** arcilla inorgánica de baja plasticidad (CL)
  - ✓ Asumimos comportamiento puramente cohesivo
  - ✓ Parámetros de resistencia al corte:
    - $C = 0.583\ \mathrm{Kg/cm^2}$
    - $\emptyset = 0°$
- ✓ Tipo de cimentación: Superficial – Zapatas cuadradas o rectangulares.

10.1.1. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA DEL SUELO DE CIMENTACIÓN. (σ_{ult}).

Como no se encontró el nivel freático durante las perforaciones, para los cálculos asumiremos que este estrato se encuentra seco y los cálculos los realizaremos en condición de humedad natural.

$$\sigma_{ult} = CN_cS_c + \sigma'_oN_qS_q + 0.5\gamma'_oBN_\gamma S_\gamma$$

$$\phi = 0^o \Rightarrow 0.5\gamma'_oBN_\gamma S_\gamma$$

$$\sigma_{ult} = CN_cS_c + \sigma'_oN_qS_q$$

$$\sigma_o^{'} = q_o + \sum(\gamma_i \times Z_i = \gamma_1 \times Z_1 + \gamma_2 \times Z_2)$$
$$\sigma_o^{'} = (1.31\ ton/m^3 \times 2.4\ m) + (1.43\ ton/m^3 \times 0.6\ m)$$
$$\sigma_o^{'} = 4.0\ ton/m^2$$

Para $\emptyset = 0^{\circ}$ $\rightarrow N_c = 5.7$
$\rightarrow N_q = 1.0$

Factores de forma: $S_q = 1.0$
$S_c = 1.3$

$$\sigma_{ult} = (5.7 \times 5.83\ ton/m^2 \times 1.3) + (4.0\ ton/m^2 \times 1.0 \times 1.0)$$
$$\sigma_{ult} = 43.20\ ton/m^2 + 4.0\ ton/m^2$$
$$\sigma_{ult} = 47.20\ ton/m^2$$

✓ Cálculo de la capacidad portante admisible del suelo de cimentación (σ_{adm}).

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{ult.}}{F.S} = \frac{47.20\ ton/m^2}{3}$$
$$\sigma_{adm} = 15.73\ ton/m^2 \approx 16.0\ ton/m^2$$

Las zapatas deben diseñarse teniendo en cuenta los siguientes criterios:

✓ La presión de contacto (σ_{cont}) ≤ σ_{adm} , es decir: $\frac{P}{BxL} \leq \sigma_{adm}$

$$\frac{P}{B \times L} \leq \sigma_{adm} \rightarrow \frac{30.0\ ton}{1.4\ m \times 1.4\ m} = 15.31\ ton/m^2 \leq 16.0\ ton/m^2$$

Tabla 8. Resultados de capacidad de carga para distintas profundidades.

D_f	σ_v'	q_u	C_u	$C_u N_c S_c$	$\sigma_v' N_q S_q$	σ_{ult}	σ_{adm}
0,9	1,25	9,30	4,65	34,46	1,25	35,71	11,90
1,5	2,04	8,80	4,40	32,60	2,04	34,64	11,55
2,1	2,82	8,40	4,20	31,12	2,82	33,95	11,32
2,7	3,61	10,70	5,35	39,64	3,61	43,25	14,42
3,0	4,00	11,65	5,83	43,20	4,00	47,20	15,73
3,3	4,40	12,60	6,30	46,68	4,40	51,08	17,03
3,9	5,18	14,40	7,20	53,35	5,18	58,53	19,51
4,5	5,97	15,60	7,80	57,80	5,97	63,77	21,26

✓ El asentamiento que produce σ_{cont}, debe estar dentro del rango permisible.

Los asentamientos se estimaron con la carga máxima supuesta, teniendo en cuenta el índice de consolidación C_c, calculado de la siguiente manera:

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

Y la relación de vacíos inicial e_0 calculada así:

$$e_o = wG_s$$

De esta manera el asentamiento se puede estimar de la siguiente manera:

$$S_e = \frac{B \times q_o}{E_s}\left(1 - \mu_s{}^2\right)\alpha_r$$

Donde

S_e: Asentamiento elástico

E_s: Modulo de elasticidad del suelo

μ_s: Relación de Poisson del suelo

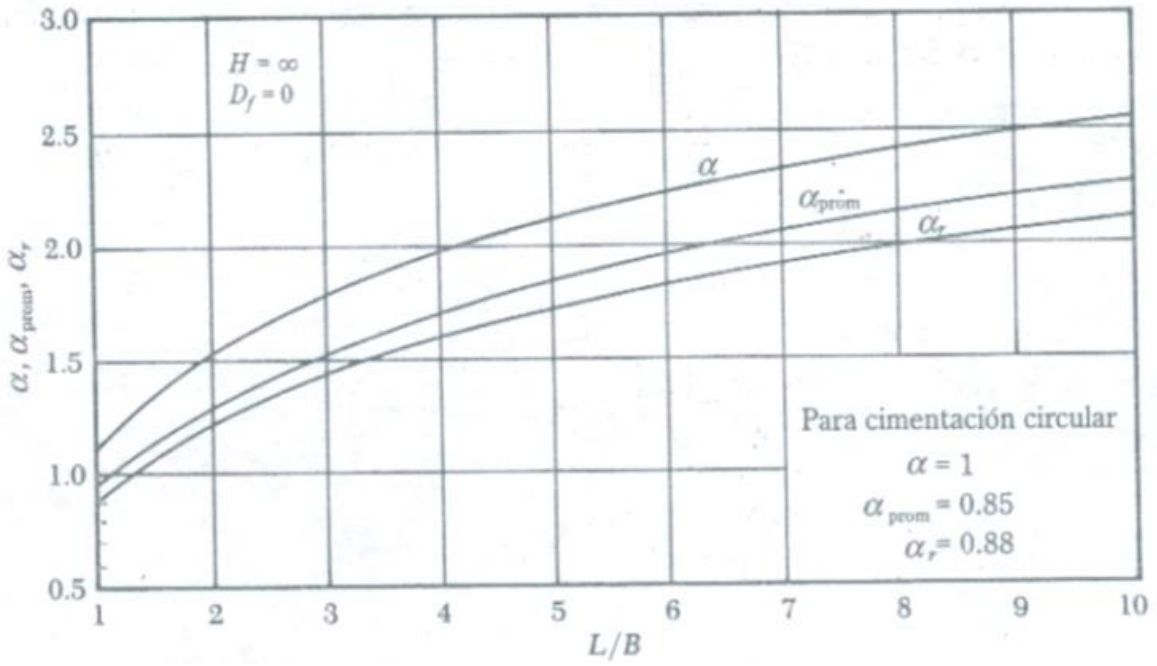


Figura 16. Valores de $\alpha, \alpha_{prom}, \alpha_r$.

$$S_e = \frac{1.4 \times 15.31}{2500}(1 - 0.4^2) \times 1.0$$

$$S_e = 7.20\ mm$$

Para la carga supuesta por elemento más cargados de 30 ton, los asentamientos estarán dentro de los rangos permitidos para este tipo de estructura y serán menores de 3,0 cm, es decir, se esperan asentamientos de la edificación de alrededor de 1,0 cm, por esta razón hay que tener precauciones con las viviendas vecinas para no producirle ningún deterioro.

11. CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA Y CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE DE LA CIMENTACION PROFUNDA.

Para darle otra opción al ingeniero calculista para la cimentación de la estructura se platea una segunda alternativa se recomienda la utilización de una cimentación profunda constituida por pilares o pilas de cimentación de sección circular y de aproximadamente 4,50 m de longitud que incluye una penetración o empotramiento de la punta en el estrato de apoyo de 1,50 m, esto con el objeto de pasar la zona de capa vegetal y asentamiento excesivo de la estructura durante la ocurrencia de un evento sísmico.

De acuerdo con el perfil estratigráfico la pila de cimentación se apoyará en el estrato de arcilla inorgánica medianamente densa de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, que se encuentra aproximadamente a partir de 2,40 m de profundidad en la mayoría de las perforaciones, tomados a partir de la superficie actual del terreno, tal como se muestra en la figura 17.

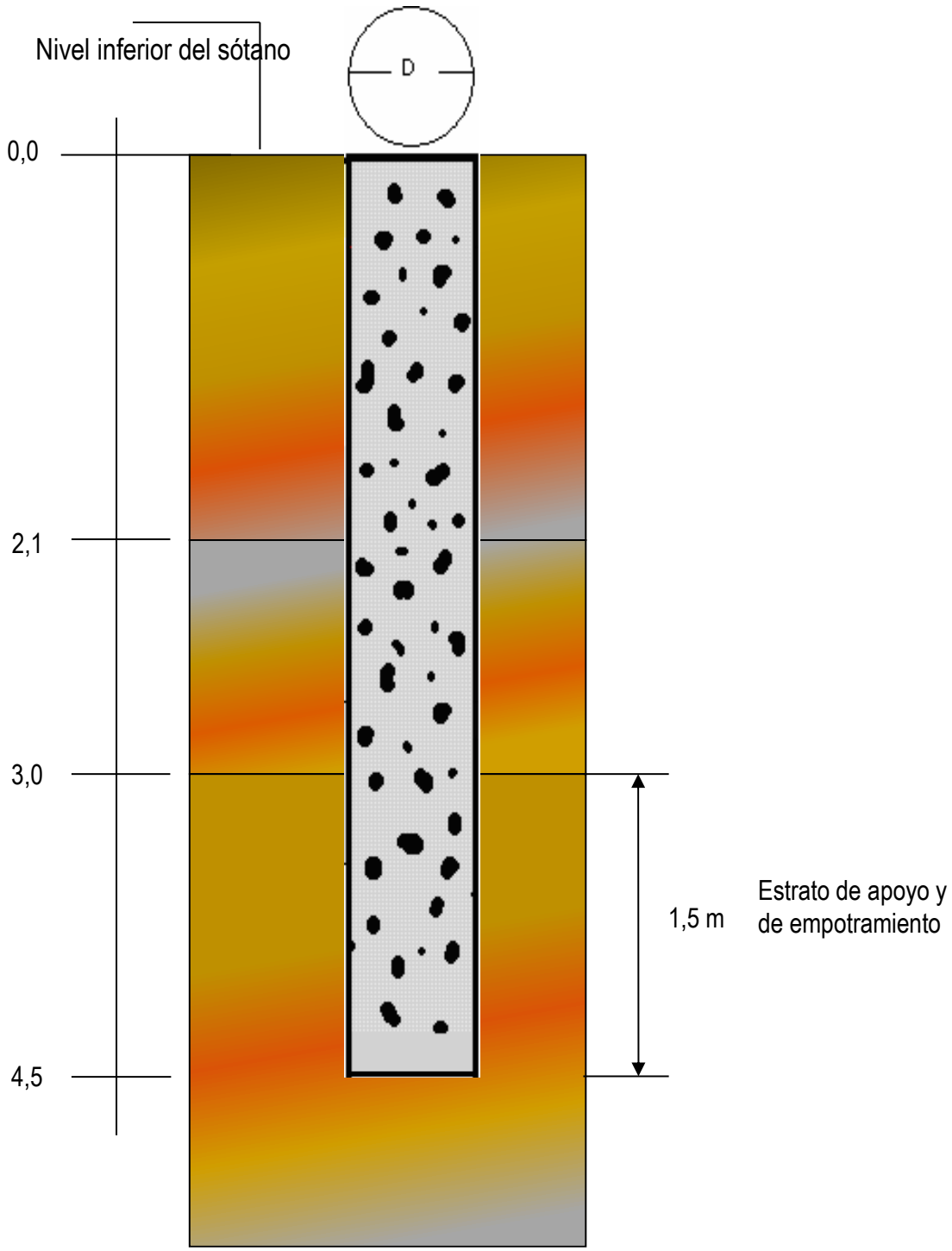


Figura 17. Pila o Pilar de Cimentación.

11.1. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA (Q_{ult}) DE LA PILA DE CIMENTACIÓN:

De acuerdo con Das, Braja M. (2001), La capacidad portante última de una pila de cimentación proviene de su resistencia por la punta y de su resistencia por el fuste o resistencia por fricción lateral en suelos friccionantes o adherencia en suelos cohesivos (figura 18 y 19), y se calcula así:

$$Q_{ult} = Q_p + Q_f \qquad \text{(Ton)}$$

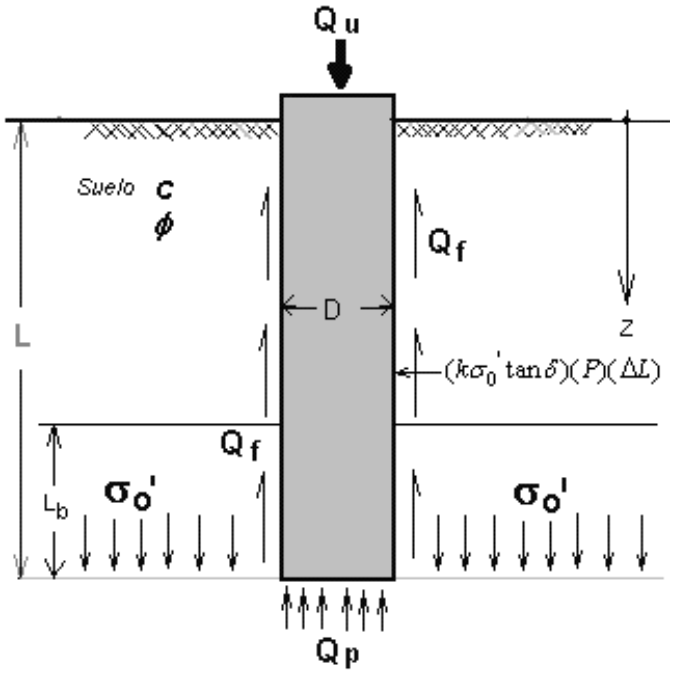


Figura 18. Esquema de esfuerzos.

Donde el significado de cada uno de los símbolos es el siguiente:

Q_{ult} : Capacidad portante última. (Ton)

Q_p : Capacidad portante ultima en la punta del pilar. (Ton)

Q_f : Capacidad portante ultima por el fuste o resistencia por fricción lateral entre el pilar y el suelo de empotramiento. (Ton)

D : Diámetro del pilar. (m)

L : Longitud del pilar. (m)

11.1.1. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA POR LA PUNTA (Q_p).

La ecuación para este cálculo es la siguiente:

$$Q_p = (A_p)(q_p) \qquad \text{(Ton)}$$

A_p : Área de la punta del pilar

q_p : Es la capacidad portante última por la punta por área o resistencia unitarias por la punta, se calcula con la siguiente ecuación similar a la de cimentaciones superficiales

$$q_p = C_u N_c + \sigma_o N_q + \gamma D N_\gamma \qquad \text{(Ton/m}^2\text{)}$$

En la mayoría de los casos, el último término que contiene a Nγ es despreciado, por lo que:

$$q_p = C_u N_c + \sigma_o N_q \qquad \text{(Ton/m}^2\text{)}$$

C_u : Cohesión del suelo que soporta la punta del pilote.

$\sigma_o^{'}$: Presión vertical efectiva a nivel de la punta de la pila.

N_c y N_q : Factores de capacidad de carga, son funciones del ángulo de fricción interna del suelo.

De acuerdo con Das (2001) la capacidad neta de carga en la base, es decir la carga total menos el peso de la pila, es aproximada a:

$$Q_{p(neta)} = A_p\left(C_u N_c + \sigma_o N_q - \sigma_o\right) - A_p \gamma D_f$$

$$Q_{p(neta)} = A_p\left(C_u N_c + \sigma_o N_q\right) - A_p \sigma_o$$

$$Q_{p(neta)} = A_p\left(C_u N_c + \sigma_o N_q - \sigma_o\right)$$

$$Q_{p(neta)} = A_p\left[C_u N_c + \sigma_o\left(N_q - 1\right)\right]$$

Donde hacemos $\gamma' \approx \gamma_{concreto}$

γ' = Peso unitario efectivo del suelo.

11.1.2. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA POR EL FUSTE O RESISTENCIA ÚLTIMA POR FRICCIÓN LATERAL (Q_f):

La expresión para la resistencia por fricción lateral entre la pila y el suelo de empotramiento es similar a la de los pilotes perforados: $Q_f = \sum_{L=0}^{L=L_f} P\Delta L f_o$

P : Perímetro de la sección del fuste de la pila
ΔL : Longitud incremental de la pila sobre la cual P y f_o se consideran constantes
f_o : Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad (z).

De acuerdo con lo anterior se puede escribir que:

$$Q_{ult} = Q_p + Q_f$$

$$Q_{p(neta)} = A_p\left[C_u N_c + \sigma_o\left(N_q - 1\right) + \sum_{L=0}^{L=L_f} P\Delta L f_o \right]$$

$$Q_f = \sum_{L=0}^{L=L_f} P\Delta L f_o$$

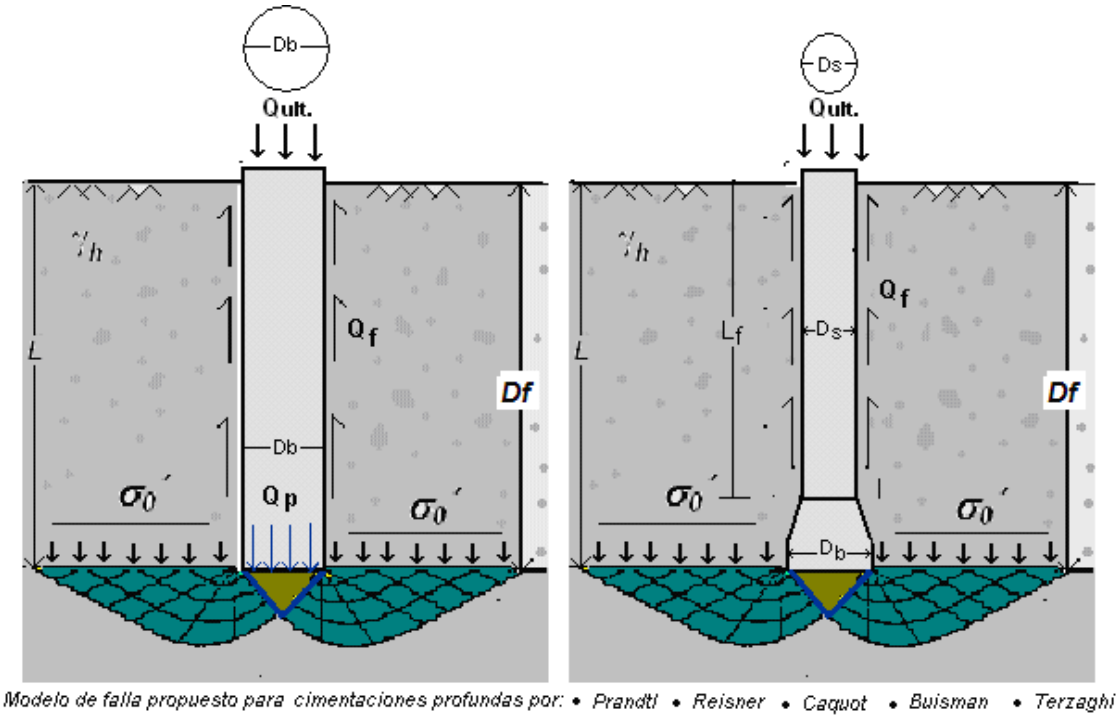


Figura 19. Mecanismo de falla de los pilares.

Después de revisar todos los perfiles de suelos de cada uno de los sitios donde se perforo para la estructura del proyecto (Bloque 3 Laboratorio) en la zona de las perforaciones, se toma la decisión que utilizaremos los mismos parámetros de diseño para los tres sitios, ya que las características de los suelos encontrados resultaron homogéneas solo variación en la profundidad de sus colores hacia la parte inferior del perfil de suelo que se encontró.

Para estimar la capacidad portante última (σ_{ult}) del suelo de cimentación, se toman para el estrato de apoyo y empotramiento de las pilas los siguientes parámetros de resistencia al corte promediados de acuerdo con sus características físicas y mecánicas obtenidas de los ensayos de laboratorio y de las medidas tomadas en campo:

$\gamma = 1.75\ ton/m^3$ $\gamma = 1.90\ ton/m^3$ $\emptyset = 0°$

$q_{u1} = 8.4\ ton/m^2$ $C_{u1} = 4.2\ ton/m^2$ $l_1 = 2.1\ m$

$q_{u2} = 11.7\ ton/m^2$ $C_{u2} = 5.8\ ton/m^2$ $l_2 = 0.9\ m$

$q_{u3} = 15.6\ ton/m^2$ $C_{u3} = 7.8\ ton/m^2$ $l_3 = 1.5\ m$

Para el suelo de cimentación y de sobrecarga se tomaron los siguientes valores típicos, así:

Peso unitario del suelo de cimentación. $\gamma = 1.90\ ton/m^3$
Peso unitario del suelo de sobrecarga. $\gamma = 1.75\ ton/m^3$

Estimada la capacidad de carga última (σ_{ult}) de la pila de cimentación, se calculará la capacidad de carga última y admisible del pilar con un factor de seguridad (F.S.) de 3.0, así.

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{3} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{3}$$

$$Q_{p(neta)} = A_p c_{u3} N_c^*$$

Donde:

$$C_{u3} = 7.8\ ton/m^2 \qquad N_c = 9.0$$

$$Q_{p(neta)} = \frac{\pi D^2}{4} \times 7.8\ ton/m^2 \times 9.0$$

$$Q_{p(neta)} = 55.13\ ton/m^2\ (D^2)$$

La expresión para la resistencia por fricción lateral o por el fuste Q_f de pilas perforadas en suelos friccionante o suelos cohesivos es similar a la utilizada para pilotes perforados en el sitio:

$$Q_f = \sum p \times \Delta L \times f_{av}$$

$$p = \pi \times D = 3.14D$$

$$f_{av} = \lambda\left(\overline{\sigma'_o} + 2C_u\right)$$

$$\lambda_1 = 0.431 \qquad \lambda_2 = 0.470 \qquad \lambda_3 = 0.451$$

$$\sigma'_{o1} = 1.31\ ton/m^3 \times 2.1\ m = 2.75\ ton/m^2$$

$\sigma'_{o2} = 1.39\ ton/m^3 \times 0.9\ m + 2.75\ ton/m^2 = 4.0\ ton/m^2$
$\sigma'_{o3} = 1.43\ ton/m^3 \times 1.5\ m + 4.0\ ton/m^2 = 6.15\ ton/m^2$

$C_{u1} = 4.2\ ton/m^2$ $\quad l_1 = 2.1\ m$
$C_{u2} = 5.8\ ton/m^2$ $\quad l_2 = 0.9\ m$
$C_{u3} = 7.8\ ton/m^2$ $\quad l_3 = 1.5\ m$

$f_{av} = 0.431(2.75 + 2 \times 4.2) + 0.47(4.0 + 2 \times 5.8) + 0.451(6.15 + 2 \times 7.8)$

$f_{av} = 4.81\ ton/m^2 + 7.33\ ton/m^2 + 9.81\ ton/m^2 = 21.95\ ton/m^2$

Estimación de la Capacidad Portante Ultima por el Fuste l, Q_f :

$$Q_f = \sum p \times \Delta L \times f_{av}$$

$Q_f = 3.14 D_b \times 1.50\ m \times 21.95\ ton/m^2$
$Q_f = 103.44\ ton/m\ (D_b)$

A continuación, se realizará el cálculo de la capacidad portante última y permisible de los pilares de cimentación para diferentes dimensiones del diámetro y del largo (Ver la tabla 9).

$Q_f = 103.44(D_b)$	$Q_{p(neta)} = 55.13(D^2)$ $\quad D_f = D_p$
D_f = Diámetro de la sección del fuste de la pila D_p = Diámetro de la punta del pilar de cimentación.	

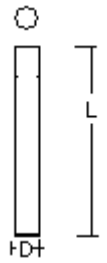


Figura 20. Esquema Pila.

Tabla 9. Cálculo de la capacidad de soporte de la pila para distintos diámetros.

$L_{pila} = 4.5\ m$		D^2	$Q_p = (55.13)D_b^2$	$Q_{ult} = Q_p + Q_f$	$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{3}$
D	$Q_f = (103.44)D$				
(m)	(Ton)	(m^2)	(Ton)	(Ton)	(Ton)
0,5	51,7	0,3	13,8	65,5	22
0,6	62,1	0,4	19,8	81,9	27
0,7	72,4	0,5	27,0	99,4	33
0,8	82,8	0,6	35,3	118,0	39
0,9	93,1	0,8	44,7	137,8	46
1,0	103,4	1,0	55,1	158,6	53
1,1	113,8	1,2	66,7	180,5	60
1,2	124,1	1,4	79,4	203,5	68
1,3	134,5	1,7	93,2	227,6	76

En la tabla 9 se observa que la capacidad portante de los pilares aumenta sensiblemente con el aumento del diámetro del cimiento, B.

11.2. CALCULO DE ASENTAMIENTO.

Se realiza el cálculo del asentamiento para una pila de 0,80 m de diámetro y una longitud de 4,50 m, anclada 1,50 m en el estrato de soporte.

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

Dónde:

S : Asentamiento total de la pila

S_1 : Asentamiento elástico de la pila

S_2 : Asentamiento de la pila causado por la carga en la punta

S_3 : Asentamiento de la pila causado por la carga transmitida a lo largo del fuste

$$S_1 = \frac{(Q_{WP} + \xi Q_{WS})L}{A_P E_P}$$

Dónde:

Q_{wp} : Carga en la punta de la pila bajo condiciones de carga de trabajo

Q_{ws} : Carga por resistencia de fricción bajo condiciones de carga de trabajo

A_p : Área de la sección transversal de la pila

L : Longitud de la pila

E_p : Modulo de elasticidad del material de la pila (Concreto de 21 Mpa)

$$S_1 = \frac{(11.76 + 0.5 \times 27.58)4.5}{0.50 \times 2196276} = 0.10 \times 10^{-3}\ m = 0.010\ cm = 0.10\ mm$$

$$S_2 = \frac{q_{WP} \times D}{E_S}\left(1 - \mu_S{}^2\right) I_{WP}$$

Dónde:

D : Ancho o diámetro de la pila

q_{wp} : Carga puntual por área unitaria en la punta de la pila = $\frac{Q_{wp}}{A_p}$

E_s : Modulo de elasticidad del suelo bajo la punta de la pila (Grava)

μ_s : Relación de Poisson del suelo

I_{wp} : Factor de influencia ≈ 0.85

$$S_2 = \frac{23.40 \times 0.80}{5500}(1 - 0.3^2)0.85 = 2.63 \times 10^{-3}\ m = 0.263\ cm = 2.63\ mm$$

$$S_3 = \frac{Q_{WS}}{p \times L}\left(\frac{D}{E_S}\right)\left(1 - \mu_S{}^2\right) I_{WS}$$

Dónde:

P : Perímetro de la pila

L : Longitud empotrada de la pila

I_{ws} : Factor de influencia $\qquad I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}}$

$$S_3 = \frac{27.58}{2.51 \times 2.0}\left(\frac{0.80}{5500}\right)(1 - 0.3^2)2.83 = 2.74 \times 10^{-3}\ m = 2.74\ mm$$

$$S = 0.10\ mm + 2.63\ mm + 2.74\ mm = 5.47\ mm$$

Para la carga supuesta de 30 toneladas por elemento más cargado, los asentamientos estarán dentro de los rangos permitidos para este tipo de estructura y serán menores de 3,0 cm, es decir, se esperan asentamientos de la edificación de alrededor de 1,0 cm, por esta razón hay que tener precauciones con las viviendas vecinas para no producirle ningún deterioro.

Para los otros diámetros se tiene la siguiente tabla 10.

Tabla 10. Cálculo de asentamientos para distintos diámetros.

D	Q_p	Q_f	A_p	q_{wp}	P	I_{ws}	S_1	S_2	S_3	S
(m)	(ton)	(ton)	(m^2)	(ton/m^2)	(m)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0,5	4,6	17,2	0,2	23,4	1,6	3,05	0,138	1,65	1,85	3,63
0,6	6,6	20,7	0,3	23,4	1,9	2,96	0,123	1,97	2,15	4,25
0,7	9,0	24,1	0,4	23,4	2,2	2,89	0,112	2,30	2,45	4,86
0,8	11,8	27,6	0,5	23,4	2,5	2,83	0,104	2,63	2,74	5,47
0,9	14,9	31,0	0,6	23,4	2,8	2,78	0,098	2,96	3,03	6,09
1,0	18,4	34,5	0,8	23,4	3,1	2,74	0,093	3,29	3,32	6,70
1,1	22,2	37,9	1,0	23,4	3,5	2,71	0,089	3,62	3,61	7,31
1,2	26,5	41,4	1,1	23,4	3,8	2,68	0,085	3,95	3,89	7,92
1,3	31,1	44,8	1,3	23,4	4,1	2,65	0,083	4,28	4,17	8,53
1,4	36,0	48,3	1,5	23,4	4,4	2,63	0,080	4,61	4,45	9,14
1,5	41,3	51,7	1,8	23,4	4,7	2,61	0,078	4,94	4,73	9,75
1,6	47,0	55,2	2,0	23,4	5,0	2,59	0,076	5,26	5,01	10,35

12. CONCLUSIONES

- ✓ Los suelos encontrados son aluviales originados por los procesos de sedimentación del río Atrato y más superficial por la microcuenca del rio Samurindo, en los cuales están comprometidos diferentes condiciones hidráulicas, desde fluviales hasta periodos de baja velocidad que dieron origen a los estratos de suelos finos, propios de ambientes de depositación lacustre, fundamentalmente se encuentra un depósito formado por varios estratos limos arcillosos, arenas finas arcillosas, grava arcillosas de compacidad media a alta. Los suelos finos tienen capacidad portante de media a alta y los pocos suelos gruesos granulares tienen buena compacidad, tal como lo muestran las diferentes medidas que se hicieron en campo y en el laboratorio.

- ✓ En general, los suelos encontrados pertenecen a la formación Quibdó (N2Qb), conformados por estratos de arenas arcillosas de color amarillo, grises, blancas con intercalaciones de arenas arcillosas orgánicas de color café, hacia la parte baja de las perforaciones se percibe la presencia de material aluviales de color gris.

- ✓ El nivel freático (N.F.), no se encontró durante las perforaciones, pero este tiene tendencia aparecer y ascender en épocas de lluvia fuertes, ya que este es controlado por las fuentes aledañas al sitio del proyecto y los frentes de humedad que descienden de la superficie. Por esta razón la profundidad a la que se encuentra el manto freático fluctúa con las épocas de sequía y lluvia. En el área y en particular en el terreno de construcción del proyecto **no se presentan condiciones de inundación**. Este aspecto debe tenerse en cuenta en la construcción de cualquier obra subterránea.

- ✓ De acuerdo con la NSR-10, el Departamento del Chocó se encuentra en la zona de amenaza sísmica alta, es decir se pueden alcanzar aceleraciones laterales $>$ 0.20 g., en particular el coeficiente Aa para el municipio del Atrato es de 0.35g, por esto el diseño de cualquier estructura debe concebirse considerando amenaza sísmica alta, de tal manera que se tengan construcciones seguras para la vida humana ante la alta probabilidad de ocurrencia de sismos de alta magnitud e intensidad en esta región del país.

13. RECOMENDACIONES

✓ Como solución de cimentación para la zona se calculó una cimentación superficial directa sobre el estrato de arcilla inorgánica de baja plasticidad (CL) de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café, mediante zapatas rectangulares o cuadradas, colocadas a una profundidad de desplante de 3,0 m, es decir penetrando aproximadamente 0,60 m en el estrato de cimentación y con una capacidad portante admisible de **16.0 Ton/m²**. También se podría hacer un reemplazo en concreto ciclópeo, suelo cemento o material granular bien compactado sobre el suelo de fundación con las especificaciones dadas anteriormente, esta solución tiene la ventaja de que facilita el amarre del refuerzo de la cimentación.

✓ De acuerdo con la información de campo, laboratorio y el análisis de las características geotécnicas del suelo se plantean otra alternativa para la cimentación de la estructura, la cual consistió en la utilización de cimentaciones profundas mediante pilares de cimentación de concreto reforzado que se apoyaran en el estrato resistente de arcilla inorgánica de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises, blancas y café a una profundidad de cimentación $D_f = 4.50\ m$.

Cada pilote de 4,50 m de largo podrá soportar una carga que depende de su diámetro. En la siguiente tabla se puede observar la carga admisible que pueden soportar los pilares en función de su diámetro $Q_{adm} = f(B)$, para el punto más desfavorable se muestran los siguientes resultados

$L_{pila} = 4.5\ m$		D^2	$Q_p = (55.13)D_b^2$	$Q_{ult} = Q_p + Q_f$	$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{3}$
D	$Q_f = (103.44)D$				
(m)	(Ton)	(m²)	(Ton)	(Ton)	(Ton)
0,5	51,7	0,3	13,8	65,5	22
0,6	62,1	0,4	19,8	81,9	27
0,7	72,4	0,5	27,0	99,4	33
0,8	82,8	0,6	35,3	118,0	39
0,9	93,1	0,8	44,7	137,8	46
1,0	103,4	1,0	55,1	158,6	53
1,1	113,8	1,2	66,7	180,5	60

$L_{pila} = 4.5\ m$		D^2	$Q_p = (55.13)D_b^2$	$Q_{ult} = Q_p + Q_f$	$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{3}$
D	$Q_f = (103.44)D$				
(m)	(Ton)	(m^2)	(Ton)	(Ton)	(Ton)
1,2	124,1	1,4	79,4	203,5	68
1,3	134,5	1,7	93,2	227,6	76

- ✓ Las pilas de cimentación serán de concreto reforzado y perforadas en el sitio, su sección será circular de 4,50 m de longitud con diámetro entre 0,50 m y 1,30 m, según la magnitud de las cargas que deban transmitir y se apoyaran en el suelo de cimentación recomendado, penetrando en él, minino 1,50 m.

- ✓ Para la carga máxima considerada se debe utilizar una pila con un diámetro adecuado que cumpla con esta condición.

- ✓ Cuando se lleve a cabo el diseño de la estructura y se conozcan con precisión las cargas que transmitirán las estructuras al suelo a través de sus distintos elementos, se chequearan los asentamientos si es necesario, para tomar las medidas pertinentes, si la situación lo amerita.

- ✓ *El calculista estructural deberá suministrar en caso de ser necesario a esta consultoría el listado de cargas de cimentación resultantes de los diseños para revisar los factores de seguridad de acuerdo con lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, título H.2.4. Los listados de cargas a suministrar serán los correspondientes a las siguientes condiciones de análisis de la estructura: 1) Carga Muerta + Carga Viva Normal, 2) Carga Muerta + Carga Viva Máxima, y, 3) Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo Estático aplicado para un R=1 en alguno de los dos sentidos; estas combinaciones de carga son, respectivamente, (B.2.3.7), (B.2.3.2) y (B.2.3.8) del numeral B.2.3.1 de la NSR-10.*

- ✓ *Los resultados de los análisis de capacidad de soporte y asentamientos se consideran admisibles para las estructuras, sin embargo, conocidas las características de resistencia del suelo de fundación, el ingeniero estructural puede modificar dicha geometría, de acuerdo con sus solicitaciones de carga y teniendo en cuenta la información de capacidad de soporte presentada y los asentamientos calculados, los cuales se encuentran establecidos para la profundidad recomendada,*

no obstante en la tabla 8 encontrara información de capacidad de carga de referencias para distintas profundidades en cimentaciones superficiales y en la tabla 9 capacidades de soporte para distintos diámetros de la pila.

- ✓ Las dimensiones finales de la cimentación de la estructura y demás obras, provendrán del resultado de los estudios estructurales definitivos, de igual manera, el presente estudio sirve como herramienta fundamental para el diseño del ingeniero calculista, más no conlleva la geometría definitiva para la fundación de las estructuras propuestas.

- ✓ Ningún tipo de estructura se deberá fundar **sobre material con contenido orgánico**, si este es encontrado se debe **reemplazar en su totalidad**, en la medida de lo posible, pues es susceptible de sufrir grandes deformaciones bajo la acción de cargas, que puede producir fisuras en la estructura que aumentaría con el tiempo, disminuyendo la vida útil de esta.

- ✓ Los pisos se apoyarán sobre un lleno compactado hecho con material granular, en caso de encontrar material orgánico, el reemplazo debe ser realizado con material granular limpio bien compactado tal como la grava arenosa arcillosa que se extrae del río Samurindo o Tanandó, al cual se le colocara en la parte superior material granular limpio del río Atrato con el objetivo de mejorar la superficie de apoyo y evitar que el piso se mantenga húmedo por capilaridad.

- ✓ Es importante que la obra se realice en época de verano y se tomen las precauciones de seguridad al realizar las excavaciones, y utilizar entibación. No obstante, tanto para la época de invierno como de verano se debe tener en cuenta lo siguiente:

  - Actividades de protección (cerramiento perimetral y delimitación)
  - Limpieza del área de excavación, al momento de realizar la limpieza del área de excavación, se debe identificar todo aquel elemento que pueda llegar a ser reutilizado en un futuro, ya sea dentro de la excavación o fuera como material de reciclaje.
  - Deben preverse vías de acceso para vehículos de carga y transporte de material excavado, como también para la circulación de trabajadores, a fin de evitar riesgos al personal y a la propia excavación.

- Se debe llevar control estricto sobre el avance de las excavaciones, utilizando protección (entibado) para garantizar la estabilidad de las paredes de la excavación.
- Garantizar la profundidad y las dimensiones de las excavaciones. Las cuales se deben proteger de las precipitaciones y el ingreso de agua a las mimas. De igual forma se debe contar con equipo de bombeo para ayudar al desalojo del agua superficial que pudiera llegar a afectar las excavaciones. El bombeo del agua de la obra proveniente de las lluvias o infiltración de las partes altas es primordial para prevenir alteraciones del terreno, este se debe hacer con motobombas disponibles para el manejo de aguas dentro de la excavación.
- Cuando en la excavación se deba introducir bombas sumergibles y otras herramientas o equipos eléctricos, previamente se debe haber verificado que estos no tengan fuga de corriente y que sus sistemas de protección estén en buen estado.
- Llevar control de seguridad sobre: el estado de los sistemas de protección instalados en la excavación, protección de áreas adyacentes y edificaciones cercanas (en caso de necesitarse). Verificación de sistemas de servicios públicos que se encuentren dentro de la excavación, delimitación, señalización y delimitación de áreas (accesos, tránsito personas y vehículos, etc.). verificar las condiciones de operación después de sucesos como lluvias, tormentas, vendavales, inundaciones, sismos o cuando se presente otra condición que incremente el riesgo. Estado de operación mecánicas y de operación de todos los equipos usados en el proceso de excavación.
- Cuando se suspenda el trabajo, por cualquier razón, inspeccionar antes de volver a ingresar, verificando continuamente las condiciones de seguridad y ambientales durante la excavación.
- Prohibición de realizar trabajos de excavación en las proximidades de postes eléctricos o de telefonía que puedan afectar su estabilidad, estos deberán reubicarse antes de proceder con los trabajos.
- Se debe suspender los trabajos de excavación en los siguientes casos: movimientos sísmicos, lluvias que amenacen la estabilidad de la excavación, caída de un equipo pesado dentro de la excavación, paso de un equipo o vehículo que por su peso o vibración comprometa la estabilidad de la excavación, cuando se presente algún hundimiento, descenso o asiento, o grietas antes de comenzar o durante los trabajos de excavación, la situación

debe ser reportada de inmediato y evaluada por la persona competente y de ser requerido por la persona calificada, cuando la atmósfera se vuelva peligrosa por deficiencia de oxígeno, contaminación por gases tóxicos o combustibles.

✓ Para la construcción de los muros de tanque subterráneo deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos: Los problemas para la estabilidad de los muros a corto, mediano y largo plazo, que se pueden presentar son los siguientes:

- Desestabilización del terreno durante la etapa de construcción.
- Riesgo de flotación por efecto de la supresión.
- Empujes de tierra contra las paredes del tanque, que por estar enterrados estarán sometidos a la presión lateral del suelo adyacente.

✓ Para evitar la desestabilización del terreno durante la construcción se recomienda abatir adecuadamente el talud de la excavación o mejor entibar la excavación para evitar algún riesgo de inestabilidad. Además, debe controlarse las aguas superficiales ya que estas contribuyen de manera desfavorable a la estabilidad. El ángulo de inclinación de los taludes deberá ser determinado por el ingeniero a cargo de la construcción de la obra.

✓ Para el cálculo del empuje de tierras contra estructuras se deberá usarse un ángulo de fricción interna conforme a las características del suelo, con el cual se podrán calcular los empujes con una distribución triangular sobre las estructuras (en caso de requerirse) y se calcularán de la siguiente forma:

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma k_a H^2 - 2cH\sqrt{k_a} + k_a qH$$

E_a es el empuje de tierras activo, aplicado a H/3 de la base del muro. Si se construye un sistema de drenajes del suelo de superficie y del de relleno se puede eliminar del empuje total el empuje hidrostático. En caso contrario se asume el nivel freático en la corona del muro. (Peso unitario del agua = 1.0 Ton/m^3).

Donde k_a es el coeficiente de empuje de tierra en estado activo, H es la altura del muro y γ el peso unitario del suelo. k_a se calcula con formula de Coulomb:

$$k_a = \frac{cos^2(\emptyset - \beta)}{cos^2\beta * cos(\delta + \beta)\left[1 + \sqrt{\frac{sin(\delta + \emptyset)sin(\beta - i)}{cos(\delta + \beta)cos(\beta - i)}}\right]^2}$$

Como la cohesión es igual a cero utilizamos la ecuación de Rankine

$$K_a = \frac{1 - \sin\emptyset}{1 + \sin\emptyset}$$

Los empujes pasivos aplicado a H/3 se calcularán como:

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma k_p H^2 + 2cH\sqrt{k_p} + k_p qH$$

Donde ka es el coeficiente de empuje de tierra en estado pasivo y se calcula con formula de Coulomb:

$$k_p = \frac{sin^2(\beta - \emptyset)}{sin^2\beta * sin(\beta + \delta)\left[1 - \sqrt{\frac{sin(\delta + \emptyset)sin(\emptyset + i)}{sin(\beta + \delta)sin(i + \beta)}}\right]^2}$$

Como la cohesión es igual a cero utilizamos la ecuación de Rankine

$$K_p = \frac{1 + \sin\emptyset}{1 - \sin\emptyset}$$

✓ *Es importante que durante la construcción de las cimentaciones se mantenga informado al consultor sobre los avances de esta o se cuente con su presencia o en su defecto con un profesional especialista en el área de geotecnia, para que verifique que las condiciones de campo sean las esperadas de acuerdo con los resultados de este estudio, y para que el mismo indique los ajustes necesarios si la situación lo exige.*

- ✓ *Este informe se efectuó con base en los resultados de la campaña de exploración del subsuelo y en el programa de ensayos de laboratorio. En caso de encontrarse condiciones diferentes a las aquí consignadas se deberá informar a la mayor brevedad al ingeniero geotécnista para analizar la situación y verificar las condiciones propias de los cambios que se requieran efectuar, si no se me informa y se realizan modificaciones no me hago responsables por los resultados que se den al final. Cualquier modificación que se quiera realizar, deberá consultarse con un profesional competente, quien deberá tener en cuenta este estudio.*

- ✓ La información de exploración y laboratorio corresponde a sitios puntuales, por lo tanto, los perfiles geotécnicos obtenidos son aproximados y establecidos de acuerdo con los perfiles de cada sondeo.

- ✓ De acuerdo con las normas colombianas de construcción SISMORESISTENTE (NSR-10), para efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben considerarse los siguientes parámetros Geotécnicos y Sísmicos:

PARÁMETROS GEOTECNICOS Y SISMICOS RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA (De acuerdo con la NSR – 10)		
1	Suelo de cimentación	Arcilla inorgánica
2	Profundidad de cimentación de la zapata	$D_f = 3.0\ m$
3	Capacidad Portante Última Q_{ult}.	$Q_{ult} = 47\ ton/m^2$
4	Capacidad Portante admisible Q_{adm}.	$Q_{adm} = 16\ ton/m^2$
5	Profundidad de cimentación de las pilas	$D_f = 4.50\ m$
6	Longitud de la pila de cimentación, L	$L = 4.50\ m$
7	Longitud de fuste de la pila de cimentación, L_f	$L_f = 4.50\ m$
8	Diámetro del fuste, D_s	$D_s = 0.80\ m$
9	Diámetro de la punta, D_b	$D_b = 0.80\ m$
10	Capacidad Portante Última de la pila de cimentación, Q_{ult}	$Q_{ult} = 118\ ton$

PARÁMETROS GEOTECNICOS Y SISMICOS RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA (De acuerdo con la NSR – 10)		
11	Capacidad Portante admisible de la pila de cimentación, Q_{adm}	$Q_{adm} = 39\ ton$
Para efectos locales de la respuesta sísmica de la Estructura:		
12	Zona de Amenaza Sísmica (NSR-10)	Alta
13	Coeficiente de Aceleración lateral Pico Efectiva	$A_a = 0.35g$
14	Coeficiente de Aceleración de Velocidad Horizontal Pico Efectiva	$A_v = 0.35g$
15	Coeficiente de Amplificación (F_a)	$F_a = 1.15$
16	Coeficiente de Amplificación (F_v)	$F_v = 1.70$
17	Tipo de Perfil de Suelos	D
18	Coeficiente de Sitio	$S = 1.5$
19	Coeficiente de Importancia	$I = 1.0$

- ✓ Para ayudar a atender las solicitaciones de eventos sísmicos, la estructura deberá rigidizarse en su fundación mediante vigas de amarre.

- ✓ Para ayudar a controlar los asentamientos que se pueden presentar durante la construcción de las cimentaciones, se recomienda tener un proceso constructivo constante, para que no se presenten estos asentamientos de manera diferencial y se refleje en la estructura terminada.

- ✓ *No obstante, las recomendaciones presentadas el constructor debe evaluar durante el avance de los trabajos si las condiciones asumidas con base en la exploración para el diseño son aplicables o no, ya que las recomendaciones anteriores son válidas para las profundidades exploradas*.

- ✓ *Es de anotar que la exploración geotécnica no puede garantizar la homogeneidad de todos los estratos a lo largo de la superficie de terreno del proyecto ya que esto depende de los procesos de depositación de millones de años, es por ello que se debe realizar por parte del contratista y futuros propietarios un control topográfico*

periódico que registre que los asentamientos secundarios a lo largo de la vida útil de la construcción sean asentamientos totales y se encuentren dentro de los valores permitidos por la normatividad vigente, asimismo, de presentarse asentamientos diferenciales poder tomar las medidas correctivas a tiempo.

- ✓ En la obra deberá disponerse de una copia de este informe como documento de apoyo y orientación en la construcción de las fundaciones. Cualquier modificación que se quiera realizar, deberá consultarse con un profesional competente, quien deberá tener en cuenta este estudio.

- ✓ Se recomienda obras de drenaje continuo de aguas lluvias y superficiales durante la construcción y la vida útil de la estructura para así garantizar la estabilidad de la estructura.

- ✓ Para el proceso constructivo de las cimentaciones y las excavaciones a realizar se deben tener en cuenta el siguiente procedimiento:

  Se deberá ubicar con exactitud mediante equipo topográfico en campo la localización de todas las perforaciones en donde se construirán las zapatas que formarán parte de la cimentación de acuerdo con los planos de construcción.

  Una vez realizada la ubicación en campo, se procederá a iniciar la excavación de forma manual hasta el nivel de cimentación, garantizando las dimensiones de la cimentación, se debe utilizar entibado preferiblemente que aseguren las profundidades de la cimentación y la estabilidad de la excavación, teniendo en cuenta que antes de iniciar se debe tener armado el refuerzo que se colocará en las cimentaciones garantizando el recubrimiento mediante separadores.

  Se recomienda llevar el control de la instalación de las cimentaciones, las dimensiones y la dirección de las perforaciones, las fechas de las excavaciones y de fundida del concreto, también se debe llevar registro de la profundidad y espesores de los estratos y las características de los materiales de apoyo.

  Alcanzada y comprobada la profundidad de cimentación, se procederá a instalación del acero de refuerzo previamente armado siguiendo las especificaciones de los planos estructurales. Cuando el acero de refuerzo de la cimentación se encuentre

colocado y verificado se procederá con la colocación de concreto teniendo en cuenta que la caída del concreto para la construcción no deberá exceder una altura de 1.5 m y se deberá garantizar el recubrimiento del acero para que el armado no quede en contacto con el suelo.

La colocación del concreto se puede hacer mediante tuberías o canaletas que deben tener un diámetro mínimo de 8 veces mayor al del agregado grueso máximo con espesores de pared entre 6 y 8 milímetros, para garantizar el flujo adecuado del concreto, el cual debe tener una fluidez tal que se capaz de penetrar y de distribuirse uniformemente en toda la pila sin necesidad de vibrarlo.

Se debe llevar un control adecuado de la colocación conforme se vaya llenando la excavación con concreto, hasta alcanzar la fundida completa de la cimentación. El concreto a emplearse deberá cumplir con las especificaciones indicadas en el proyecto estructural correspondiente.

Durante la inspección y verificación se deberá garantizar que los trabajos se construyan conforme a las especificaciones del proyecto. Para esto será necesario contratar personal con amplia experiencia e interpretación para este tipo de trabajos. Dentro del personal se deberá contar con la presencia de un ingeniero Geotécnista que supervisará los trabajos de manera continua y evaluar las condiciones reales del subsuelo.

Quedo a su disposición, para aclarar cualquier inquietud relacionada con este estudio, con gusto se darán las explicaciones y recomendaciones necesarias

Atentamente,

JOSÉ ALBERTO CÓRDOBA ARIAS
Ingeniero Civil
M.P. 05202099096 ANT

14. REFERENCIAS.

1. DAS, Braja M. Principios de Ingenierías de Cimentación. International Thomson Editores. Cuarta Edición. México, 2002

2. DAS, Braja M. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Internacional Thomson Editores S.A., México, 2001.

3. DAS, Braja M. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Internacional Thomson Editores S.A., México, 2001.

4. CUJAR CH. Germán. Cimentaciones Superficiales. Universidad del Cauca, Facultad de Ingeniería Civil, Popayán 2003.

5. WHITLOW, Roy. Fundamentos de Mecánica de Suelos. Grupo Editorial Patria Cultural S.A., México, 2000

6. ARANGO VELEZ, Antonio. Propiedades Ingenieriles de los Suelos. Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. Facultad de Minas, 1985.

7. BOWLES, Joseph E. Foundations Analysis and design. Editorial McGraw Hill, Cuarta Edición, Singapur. 1988.

8. JUÁREZ BADILLO et All. Mecánica de Suelos. Tomo 2. Editorial Limusa.1996

9. NSR – 10 Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, Bogotá 2010

10. INGEOMINAS. Mapa Geológico del Departamento del Chocó, 2003.

11. CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY, Geotechnical Design of Deep Foundations, En: Foundation Engineering Handbook (Eds. HSAI-YANG Fang), Second. Edition. Newyork. Londan, Chapman & Hall, 283 – 330,

12. LAMBE, T. William & WHITMAN, Robert V, Mecánica de Suelos, Editores J. Salas. y J. Rodríguez O. Ed Limusa. México, 2004.

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

ANEXOS

ANEXO N.º 1

FORMATOS DE TRABAJO DE CAMPO

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Capacitado en la Universidad del Cauca
En el manejo de equipos y ensayos de laboratorios de suelos y pavimento.

ENSAYO SPT

PROYECTO:	Estudio de Suelos Para el Proyecto Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó				
LOCALIZACIÓN:	DIAGONAL A LA ENTRADA DEL CORREGIMIENTO DE SAMURINDO				
FECHA:	NOVIEMBRE DE 2024	MASA MARTILLO	60.3 kg	Ø TUBERÍA:	2"
EJECUTÓ:	CUADRILLA JORGE COPETE IBARGUEN				
DESCRIPCIÓN:	PERFORACIÓN SPT 1	PROFUNDIDAD:	10,80 Metros		
ALTURA CAIDA DEL MARTILLO	60 cm	Codigo:		Version:	vn-ft 01

PROF. (m)		NUMERO DE GOLPES	DESCRIPCIÓN GRAL	PROF. (m)		NUMERO DE GOLPES	DESCRIPCIÓN GRAL
DESDE	HASTA			DESDE	HASTA		
0,00	0,15	3		5,70	5,85	10	
0,15	0,30	3		5,85	6,00	10	
0,30	0,45	3		6,00	6,15	11	Tercera muestra un suelo fino granular de color gris claro a oscuro con vetas amarillas, rojas y café
0,45	0,60	3		6,15	6,30	11	
0,60	0,75	3		6,30	6,45	11	
0,75	0,90	3		6,45	6,60	11	
0,90	1,05	3		6,60	6,75	11	
1,05	1,20	3		6,75	6,90	11	
1,20	1,35	3		6,90	7,05	11	
1,35	1,50	3		7,05	7,20	12	
1,50	1,65	4		7,20	7,35	12	
1,65	1,80	4		7,35	7,50	12	
1,80	1,95	4		7,50	7,65	12	
1,95	2,10	5	Primera muestra un suelo fino granular de color amarillo claro a oscuro con vetas grises, rojas y café	7,65	7,80	12	
2,10	2,25	5		7,80	7,95	13	
2,25	2,40	5		7,95	8,10	13	
2,40	2,55	5		8,10	8,25	14	
2,55	2,70	5		8,25	8,40	16	
2,70	2,85	6		8,40	8,55	19	
2,85	3,00	6		8,55	8,70	21	
3,00	3,15	6		8,70	8,85	22	
3,15	3,30	7		8,85	9,00	23	
3,30	3,45	7		9,00	9,15	26	
3,45	3,60	7		9,15	9,30	28	
3,60	3,75	8		9,30	9,45	31	
3,75	3,90	8		9,45	9,60	33	
3,90	4,05	8		9,60	9,75	38	
4,05	4,20	9	Segunda muestra un suelo fino granular de color amarillas oscuro con vetas rojas, grises y café	9,75	9,90	41	
4,20	4,35	9		9,90	10,05	43	
4,35	4,50	9		10,05	10,20		
4,50	4,65	9		10,20	10,35		
4,65	4,80	9		10,35	10,50		
4,80	4,95	10		10,50	10,65		
4,95	5,10	10		10,65	10,80		
5,10	5,25	10		10,80	10,95		
5,25	5,40	10		10,95	11,10		
5,40	5,55	10		11,10	11,25		
5,55	5,70	10		11,25	11,40		

ALBERTO CORDOBA
Coodinador Suelos y Pavimento

B/ El Jardín Sector Las Heliconias Calle 29 Nº. 28 – 31 Tel. Cel. 3104149274
E-mail - joebetto987@hotmail.com o joebetto159@gmail.com o joebetto159@yahoo.com

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Capacitado en la Universidad del Cauca
En el manejo de equipos y ensayos de laboratorios de suelos y pavimento.

ENSAYO SPT

PROYECTO:	Estudio de Suelos Para el Proyecto Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó				
LOCALIZACIÓN:	DIAGONAL A LA ENTRADA DEL CORREGIMIENTO DE SAMURINDO				
FECHA:	NOVIEMBRE DE 2024	MASA MARTILLO	60.3 kg	Ø TUBERÍA:	2"
EJECUTÓ:	CUADRILLA JORGE COPETE IBARGUEN				
DESCRIPCIÓN:	PERFORACIÓN SPT 2	PROFUNDIDAD:	11,10 Metros		
ALTURA CAIDA DEL MARTILLO	60 cm	Codigo:		Version:	vn-ft 01

PROF. (m)		NUMERO DE GOLPES	DESCRIPCIÓN GRAL	PROF. (m)		NUMERO DE GOLPES	DESCRIPCIÓN GRAL
DESDE	HASTA			DESDE	HASTA		
0,00	0,15	3		5,70	5,85	10	
0,15	0,30	3		5,85	6,00	10	
0,30	0,45	3		6,00	6,15	11	
0,45	0,60	3		6,15	6,30	12	Tercera muestra un suelo fino granular de color gris claro a oscuro con vetas amarillas, rojas y café
0,60	0,75	3		6,30	6,45	12	
0,75	0,90	3		6,45	6,60	12	
0,90	1,05	3		6,60	6,75	12	
1,05	1,20	3		6,75	6,90	13	
1,20	1,35	3		6,90	7,05	13	
1,35	1,50	3		7,05	7,20	15	
1,50	1,65	4		7,20	7,35	15	
1,65	1,80	4		7,35	7,50	16	
1,80	1,95	4	Primera muestra un suelo fino granular de color amarillo claro a oscuro con vetas grises, rojas y café	7,50	7,65	17	
1,95	2,10	4		7,65	7,80	17	
2,10	2,25	5		7,80	7,95	17	
2,25	2,40	5		7,95	8,10	18	
2,40	2,55	5		8,10	8,25	19	
2,55	2,70	5		8,25	8,40	21	
2,70	2,85	5		8,40	8,55	23	
2,85	3,00	5		8,55	8,70	25	
3,00	3,15	6		8,70	8,85	27	
3,15	3,30	6		8,85	9,00	28	
3,30	3,45	7		9,00	9,15	30	
3,45	3,60	7		9,15	9,30	32	
3,60	3,75	7		9,30	9,45	35	
3,75	3,90	7		9,45	9,60	37	
3,90	4,05	7		9,60	9,75	40	
4,05	4,20	8		9,75	9,90	42	
4,20	4,35	8	Segunda muestra un suelo fino granular de color amarillas oscuro con vetas rojas, grises y café	9,90	10,05	44	
4,35	4,50	8		10,05	10,20		
4,50	4,65	9		10,20	10,35		
4,65	4,80	9		10,35	10,50		
4,80	4,95	9		10,50	10,65		
4,95	5,10	10		10,65	10,80		
5,10	5,25	10		10,80	10,95		
5,25	5,40	10		10,95	11,10		
5,40	5,55	10		11,10	11,25		
5,55	5,70	10		11,25	11,40		

ALBERTO CORDOBA
Coodinador Suelos y Pavimento

B/ El Jardín Sector Las Heliconias Calle 29 Nº. 28 – 31 Tel. Cel. 3104149274
E-mail - joebetto987@hotmail.com o joebetto159@gmail.com o joebetto159@yahoo.com

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Capacitado en la Universidad del Cauca
En el manejo de equipos y ensayos de laboratorios de suelos y pavimento.

ENSAYO SPT

PROYECTO:	Estudio de Suelos Para el Proyecto Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó				
LOCALIZACIÓN:	DIAGONAL A LA ENTRADA DEL CORREGIMIENTO DE SAMURINDO				
FECHA:	NOVIEMBRE DE 2024	MASA MARTILLO	60.3 kg	Ø TUBERÍA:	2"
EJECUTÓ:	CUADRILLA JORGE COPETE IBARGUEN				
DESCRIPCIÓN:	PERFORACIÓN SPT 3	PROFUNDIDAD:	11,00 Metros		
ALTURA CAIDA DEL MARTILLO	60 cm	Codigo:		Version:	vn-ft 01

PROF. (m)		NUMERO DE GOLPES	DESCRIPCIÓN GRAL	PROF. (m)		NUMERO DE GOLPES	DESCRIPCIÓN GRAL
DESDE	HASTA			DESDE	HASTA		
0,00	0,15	2		5,70	5,85	10	
0,15	0,30	2		5,85	6,00	10	Tercera muestra un suelo fino granular de color gris claro a oscuro con vetas amarillas, rojas y café
0,30	0,45	2		6,00	6,15	10	
0,45	0,60	2		6,15	6,30	12	
0,60	0,75	3		6,30	6,45	13	
0,75	0,90	3		6,45	6,60	13	
0,90	1,05	3		6,60	6,75	13	
1,05	1,20	3		6,75	6,90	15	
1,20	1,35	3		6,90	7,05	15	
1,35	1,50	3		7,05	7,20	17	
1,50	1,65	3		7,20	7,35	18	
1,65	1,80	3		7,35	7,50	20	
1,80	1,95	3		7,50	7,65	21	
1,95	2,10	3		7,65	7,80	21	
2,10	2,25	4	Primera muestra un suelo fino granular de color amarillo claro a oscuro con vetas grises, rojas y café	7,80	7,95	21	
2,25	2,40	4		7,95	8,10	23	
2,40	2,55	4		8,10	8,25	24	
2,55	2,70	4		8,25	8,40	25	
2,70	2,85	4		8,40	8,55	27	
2,85	3,00	4		8,55	8,70	28	
3,00	3,15	5		8,70	8,85	31	
3,15	3,30	5		8,85	9,00	32	
3,30	3,45	6		9,00	9,15	33	
3,45	3,60	6		9,15	9,30	36	
3,60	3,75	6		9,30	9,45	39	
3,75	3,90	6		9,45	9,60	41	
3,90	4,05	6	Segunda muestra un suelo fino granular de color amarillas oscuro con vetas rojas, grises y café	9,60	9,75	42	
4,05	4,20	6		9,75	9,90	43	
4,20	4,35	6		9,90	10,05	44	
4,35	4,50	6		10,05	10,20		
4,50	4,65	8		10,20	10,35		
4,65	4,80	8		10,35	10,50		
4,80	4,95	8		10,50	10,65		
4,95	5,10	9		10,65	10,80		
5,10	5,25	9		10,80	10,95		
5,25	5,40	9		10,95	11,10		
5,40	5,55	9		11,10	11,25		
5,55	5,70	9		11,25	11,40		

ALBERTO CORDOBA
Coodinador Suelos y Pavimento

B/ El Jardín Sector Las Heliconias Calle 29 Nº. 28 – 31 Tel. Cel. 3104149274
E-mail - joebetto987@hotmail.com o joebetto159@gmail.com o joebetto159@yahoo.com

n_1 = Factor por energía del martillo (0.45 ≤n_1≤1)
n_2 = Factor por longitud de la varilla (0.75 ≤n_2≤1)
n_3 = factor por revestimiento interno de tomamuestras (0.80 ≤n_3≤1)
n_4 = factor por diámetro de la perforación (> 1 para D> 5", = 1.15 para D=8")
Øperforación 60
Revestimiento de la tubería
Energía de Trabajo

$W_{martillo}$	60,00
Altura	0,70
$E_{trabajo}$	87,03
Energía de Trabajo en Colombia	45,00

1. Variation of η_H

Country	Hammer type	Hammer release	η_H (%)
Japan	Donut	Free fall	78
	Donut	Rope and pulley	67
United States	Safety	Rope and pulley	60
	Donut	Rope and pulley	45
Argentina	Donut	Rope and pulley	45
China	Donut	Free fall	60
	Donut	Rope and pulley	50

2. Variation of η_B

Diameter (mm)	η_B
60–120	1
150	1.05
200	1.15

3. Variation of η_S

Variable	η_S
Standard sampler	1.0
With liner for dense sand and clay	0.8
With liner for loose sand	0.9

4. Variation of η_R

Rod length (m)	η_R
>10	1.0
6–10	0.95
4–6	0.85
0–4	0.75

Aa =	0,35

PERFORACIÓN SPT1

PROFUNDIDAD		NUMERO DE GOLPES	FACTORES DE CORRECCIÓN				$(N_1)_{60} = (\frac{N_m C_N}{60})\eta$							N CORREGIDO AL 60%	CLASIFICACIÓN	γ	σ'_o	$\phi = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054N_{60}^2$			Bowles	Peck	Peck et al	Kishida	Schmertmann	National Railway	Road Bureau	Promedio	$(N_1)_{60}$	Corrección por Finos	Aa	σ_{ov}	τ_{adm}/σ_{ov}	$\tau_{adm} = 0.4N_{60}$
(m)			n_1	n_2	n_3	n_4	Cn											Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø						
0,00							K	Seed-Idriss	Bowles	Meyerhof-Ishi	Schmertmann	Skempton	Tomado																					
	0,90	6	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	2,23	2,66	2,04	2,51	1,76	2,24	6	Suelta	1,50	1,35	28,0	30,4	62,0		30,01	28,69	23,69	29,45	27,34	22,53	26,95	10	10,08	0,35	1,35	0,228	HABRA LICUACION
0,90																																	
	0,60	6	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	2,10	2,41	1,97	2,40	1,72	2,12	6	Suelta	1,50	1,65	27,7	30,4	62,0		29,93	28,56	23,46	28,98	27,32	22,32	26,76	10	9,53	0,35	0,90	0,125	HABRA LICUACION
1,50																																	
	0,60	9	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	2,00	2,22	1,90	2,30	1,67	2,02	8	Suelta	1,50	1,95	30,1	32,0	83,0		30,54	29,49	25,11	32,02	27,46	23,75	28,06	14	13,62	0,35	2,25	0,262	HABRA LICUACION
2,10																																	
	0,60	10	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	1,88	2,01	1,81	2,17	1,62	1,90	9	Medianamente Densa	1,70	2,37	30,5	32,6	90,0		30,63	29,63	25,33	32,41	27,48	23,95	28,24	14	14,23	0,35	3,27	0,311	NO HABRA LICUACION
2,70																																	
	0,60	13	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	1,78	1,85	1,74	2,05	1,56	1,80	11	Medianamente Densa	1,70	2,79	32,2	34,3	111,0		31,13	30,34	26,46	34,26	27,59	24,93	29,12	18	17,52	0,35	4,29	0,345	NO HABRA LICUACION
3,30																																	
	0,60	16	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	1,70	1,73	1,67	1,94	1,51	1,71	12	Medianamente Densa	1,70	3,21	33,6	36,0	132,0		31,58	30,98	27,40	35,71	27,69	25,74	29,85	21	20,51	0,35	5,31	0,369	NO HABRA LICUACION
3,90																																	
	0,60	18	0,60	0,85	1,00	1,00	1,41	1,62	1,62	1,60	1,85	1,47	1,63	15	Medianamente Densa	1,70	3,63	35,5	37,1	146,0		32,25	31,89	28,69	37,54	27,84	26,85	30,84	22	22,04	0,35	6,33	0,386	NO HABRA LICUACION
4,50																																	
	0,60	20	0,60	0,85	1,00	1,00	1,41	1,55	1,54	1,54	1,76	1,42	1,56	16	Medianamente Densa	1,70	4,05	36,1	38,2	160,0		32,49	32,20	29,12	38,13	27,90	27,23	31,18	23	23,45	0,35	7,35	0,399	NO HABRA LICUACION
5,10																																	
	0,60	20	0,60	0,85	1,00	1,00	1,41	1,49	1,46	1,48	1,69	1,38	1,50	15	Medianamente Densa	1,70	4,47	35,7	38,2	160,0		32,33	32,00	28,84	37,75	27,86	26,98	30,96	23	22,52	0,35	8,37	0,409	NO HABRA LICUACION
5,70																																	
	0,60	22	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,44	1,40	1,43	1,61	1,34	1,45	18	Medianamente Densa	1,70	4,89	37,5	39,3	174,0		33,03	32,90	30,05	39,35	28,02	28,03	31,90	24	23,84	0,35	9,39	0,417	NO HABRA LICUACION
6,30																																	
	0,60	22	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,39	1,34	1,38	1,55	1,31	1,39	17	Medianamente Densa	1,70	5,31	37,1	39,3	174,0		32,87	32,70	29,78	39,00	27,98	27,80	31,69	23	22,99	0,35	10,41	0,423	NO HABRA LICUACION
6,90																																	
	0,60	24	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,34	1,29	1,34	1,49	1,27	1,35	18	Medianamente Densa	1,70	5,73	37,7	40,4	188,0		33,10	32,99	30,17	39,50	28,04	28,14	31,99	24	24,23	0,35	11,43	0,428	NO HABRA LICUACION
7,50																																	
	0,60	26	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,30	1,25	1,29	1,43	1,24	1,30	19	Medianamente Densa	1,70	6,15	38,2	41,6	202,0		33,32	33,27	30,53	39,95	28,09	28,45	32,27	25	25,39	0,35	12,45	0,431	NO HABRA LICUACION
8,10																																	
	0,60	40	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,25	1,20	1,24	1,37	1,20	1,25	28	Densa	1,90	6,69	43,2	49,4	300,0		35,62	35,92	33,87	43,72	28,60	31,34	34,85	37	37,50	0,35	13,59	0,430	NO HABRA LICUACION
8,70																																	
	0,60	54	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,19	1,14	1,18	1,29	1,15	1,19	37	Muy Densa	2,10	7,35	47,1	57,2	398,0		37,67	37,98	36,42	46,18	29,06	33,55	36,81	48	48,29	0,35	14,85	0,425	NO HABRA LICUACION
9,30																																	
	0,60	79	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,14	1,09	1,13	1,23	1,11	1,14	51	Muy Densa	2,10	8,01	52,9	71,2	573,0		41,33	41,03	40,33	49,44	29,89	36,94	39,83	68	67,55	0,35	16,11	0,420	NO HABRA LICUACION
9,90																																	
	0,60	84	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,09	1,05	1,08	1,17	1,07	1,09	52	Muy Densa	2,10	8,67	53,3	74,0	608,0		41,58	41,21	40,57	49,62	29,94	37,15	40,01	69	68,84	0,35	17,37	0,416	NO HABRA LICUACION
10,50																																	

n_1 = Factor por energía del martillo (0.45 ≤n_1≤1)
n_2 = Factor por longitud de la varilla (0.75 ≤n_2≤1)
n_3 = factor por revestimiento interno de tomamuestras (0.80 ≤n_3≤1)
n_4 = factor por diámetro de la perforación (> 1 para D> 5", = 1.15 para D=8")
Øperforación 60
Revestimiento de la tubería
Energía de Trabajo

$W_{martillo}$	60,00
Altura	0,70
$E_{trabajo}$	87,03
Energía de Trabajo en Colombia	45,00

1. Variation of η_H

Country	Hammer type	Hammer release	η_H (%)
Japan	Donut	Free fall	78
	Donut	Rope and pulley	67
United States	Safety	Rope and pulley	60
	Donut	Rope and pulley	45
Argentina	Donut	Rope and pulley	45
China	Donut	Free fall	60
	Donut	Rope and pulley	50

2. Variation of η_B

Diameter (mm)	η_B
60–120	1
150	1.05
200	1.15

3. Variation of η_S

Variable	η_S
Standard sampler	1.0
With liner for dense sand and clay	0.8
With liner for loose sand	0.9

4. Variation of η_R

Rod length (m)	η_R
>10	1.0
6–10	0.95
4–6	0.85
0–4	0.75

Aa = 0,35

PERFORACIÓN SPT2

PROFUNDIDAD		NUMERO DE GOLPES	FACTORES DE CORRECCIÓN				$(N_1)_{60} = (\frac{N_{field}\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}{60})C_N$							N CORREGIDO AL 60%	CLASIFICACIÓN	γ	σ'_o	$\phi = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054N_{60}^2$		$N_{field} = \frac{60}{\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}N$	Bowles	Peck	Peck et al	Kishida	Schmertmann	National Railway	Road Bureau	Promedio	$(N1)_{60}$	Corrección por Finos	Aa	σ_{ov}	τ_{admq}/σ_{ov}	$\tau_{admq} = 4N(\frac{S+0.33}{S})^2 F_d$
(m)			n_1	n_2	n_3	n_4	Cn											ø	ø	ø	ø	ø	ø	ø	ø	ø	ø						
0,00							K	Seed-Idriss	Bowles	Meyerhof-Ishi	Schmertmann	Skempton	Tomado																				
	0,90	6	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	2,23	2,66	2,04	2,51	1,76	2,24	6	Suelta	1,50	1,35	28,0	30,4	62,0		30,01	28,69	23,69	29,45	27,34	22,53	26,95	10	10,08	0,35	1,35	0,228	HABRA LICUACION
0,90																																	
	0,60	6	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	2,10	2,41	1,97	2,40	1,72	2,12	6	Suelta	1,50	1,65	27,7	30,4	62,0		29,93	28,56	23,46	28,98	27,32	22,32	26,76	10	9,53	0,35	0,90	0,125	HABRA LICUACION
1,50																																	
	0,60	8	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	2,00	2,22	1,90	2,30	1,67	2,02	7	Suelta	1,50	1,95	29,3	31,5	76,0		30,32	29,15	24,53	31,00	27,41	23,25	27,61	12	12,10	0,35	2,25	0,262	HABRA LICUACION
2,10																																	
	0,60	10	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	1,88	2,01	1,81	2,17	1,62	1,90	9	Medianamente Densa	1,70	2,37	30,5	32,6	90,0		30,63	29,63	25,33	32,41	27,48	23,95	28,24	14	14,23	0,35	3,27	0,311	NO HABRA LICUACION
2,70																																	
	0,60	12	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	1,78	1,85	1,74	2,05	1,56	1,80	10	Medianamente Densa	1,70	2,79	31,5	33,7	104,0		30,93	30,05	26,01	33,54	27,55	24,54	28,77	16	16,17	0,35	4,29	0,345	NO HABRA LICUACION
3,30																																	
	0,60	14	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	1,70	1,73	1,67	1,94	1,51	1,71	11	Medianamente Densa	1,70	3,21	32,4	34,8	118,0		31,19	30,44	26,60	34,48	27,61	25,05	29,23	18	17,95	0,35	5,31	0,369	NO HABRA LICUACION
3,90																																	
	0,60	16	0,60	0,85	1,00	1,00	1,41	1,62	1,62	1,60	1,85	1,47	1,63	13	Medianamente Densa	1,70	3,63	34,3	36,0	132,0		31,83	31,32	27,90	36,44	27,75	26,17	30,24	20	19,59	0,35	6,33	0,386	NO HABRA LICUACION
4,50																																	
	0,60	19	0,60	0,85	1,00	1,00	1,41	1,55	1,54	1,54	1,76	1,42	1,56	15	Medianamente Densa	1,70	4,05	35,6	37,6	153,0		32,29	31,94	28,76	37,65	27,85	26,92	30,90	22	22,28	0,35	7,35	0,399	NO HABRA LICUACION
5,10																																	
	0,60	20	0,60	0,85	1,00	1,00	1,41	1,49	1,46	1,48	1,69	1,38	1,50	15	Medianamente Densa	1,70	4,47	35,7	38,2	160,0		32,33	32,00	28,84	37,75	27,86	26,98	30,96	23	22,52	0,35	8,37	0,409	NO HABRA LICUACION
5,70																																	
	0,60	23	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,44	1,40	1,43	1,61	1,34	1,45	19	Medianamente Densa	1,70	4,89	38,0	39,9	181,0		33,24	33,16	30,39	39,77	28,07	28,33	32,16	25	24,93	0,35	9,39	0,417	NO HABRA LICUACION
6,30																																	
	0,60	25	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,39	1,34	1,38	1,55	1,31	1,39	20	Medianamente Densa	1,70	5,31	38,6	41,0	195,0		33,46	33,44	30,75	40,22	28,12	28,64	32,44	26	26,13	0,35	10,41	0,423	NO HABRA LICUACION
6,90																																	
	0,60	31	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,33	1,28	1,32	1,47	1,26	1,33	24	Densa	1,90	5,85	40,7	44,4	237,0		34,39	34,55	32,16	41,87	28,32	29,86	33,52	31	30,99	0,35	11,55	0,424	NO HABRA LICUACION
7,50																																	
	0,60	35	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,27	1,22	1,27	1,40	1,22	1,28	25	Densa	1,90	6,39	41,7	46,6	265,0		34,87	35,10	32,85	42,64	28,43	30,46	34,06	34	33,55	0,35	12,69	0,423	NO HABRA LICUACION
8,10																																	
	0,60	48	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,22	1,18	1,22	1,34	1,18	1,23	34	Densa	1,90	6,93	45,7	53,9	356,0		36,90	37,23	35,50	45,33	28,89	32,75	36,10	44	44,22	0,35	13,83	0,423	NO HABRA LICUACION
8,70																																	
	0,60	62	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,17	1,12	1,17	1,27	1,14	1,17	41	Muy Densa	2,10	7,59	49,1	61,7	454,0		38,86	39,05	37,76	47,36	29,33	34,71	37,85	55	54,53	0,35	15,09	0,418	NO HABRA LICUACION
9,30																																	
	0,60	82	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,12	1,08	1,11	1,21	1,10	1,12	52	Muy Densa	2,10	8,25	53,3	72,9	594,0		41,61	41,24	40,61	49,64	29,95	37,18	40,04	69	69,03	0,35	16,35	0,414	NO HABRA LICUACION
9,90																																	
	0,60	86	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,07	1,04	1,07	1,15	1,06	1,08	53	Muy Densa	2,10	8,91	53,4	75,2	622,0		41,69	41,29	40,68	49,70	29,97	37,24	40,10	69	69,43	0,35	17,61	0,410	NO HABRA LICUACION
10,50																																	

n_1 = Factor por energía del martillo (0.45 ≤n_1≤1)
n_2 = Factor por longitud de la varilla (0.75 ≤n_2≤1)
n_3 = factor por revestimiento interno de tomamuestras (0.80 ≤n_3≤1)
n_4 = factor por diámetro de la perforación (> 1 para D> 5", = 1.15 para D=8")
Øperforación 60
Revestimiento de la tubería
Energía de Trabajo

$W_{martillo}$	60,00
Altura	0,70
$E_{trabajo}$	87,03
Energía de Trabajo en Colombia	45,00

1. Variation of η_H

Country	Hammer type	Hammer release	η_H (%)
Japan	Donut	Free fall	78
	Donut	Rope and pulley	67
United States	Safety	Rope and pulley	60
	Donut	Rope and pulley	45
Argentina	Donut	Rope and pulley	45
China	Donut	Free fall	60
	Donut	Rope and pulley	50

2. Variation of η_B

Diameter (mm)	η_B
60–120	1
150	1.05
200	1.15

3. Variation of η_S

Variable	η_S
Standard sampler	1.0
With liner for dense sand and clay	0.8
With liner for loose sand	0.9

4. Variation of η_R

Rod length (m)	η_R
>10	1.0
6–10	0.95
4–6	0.85
0–4	0.75

Aa =	0,35

PERFORACIÓN SPT3

PROFUNDIDAD		NÚMERO DE GOLPES	FACTORES DE CORRECCIÓN				$(N_1)_{60} = (\frac{N_{med}\eta_1\eta_2\eta_3\eta_4}{0.6})C_N$							N CORREGIDO AL 60%	CLASIFICACIÓN	γ	σ'_o	$\phi = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 15$		$\phi = 27.1 + 0.3N_{med} - 0.00054N_{med}^2$	Bowles	Peck	Peck et al	Kishida	Schmertmann	National Railway	Road Bureau	Promedio	$(N_1)_{60}$	Corrección por Finos	Aa	σ_{ov}	τ_{adm}/σ_{ov}	$\tau_{adm} = \sigma_{ov}\tan(\phi)$
(m)			n_1	n_2	n_3	n_4	K	Seed-Idriss	Bowles	Meyerhof-Ishi	Schmertmann	Skempton	Tomado					Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø	Ø						
0,00																																		
	0,90	6	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	2,23	2,66	2,04	2,51	1,76	2,24	6	Suelta	1,50	1,35	28,0	30,4	62,0		30,01	28,69	23,69	29,45	27,34	22,53	26,95	10	10,08	0,35	1,35	0,228	HABRA LICUACION
0,90																																		
	0,60	6	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	2,10	2,41	1,97	2,40	1,72	2,12	6	Suelta	1,50	1,65	27,7	30,4	62,0		29,93	28,56	23,46	28,98	27,32	22,32	26,76	10	9,53	0,35	0,90	0,125	HABRA LICUACION
1,50																																		
	0,60	6	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	2,00	2,22	1,90	2,30	1,67	2,02	5	Suelta	1,50	1,95	27,3	30,4	62,0		29,86	28,46	23,25	28,58	27,31	22,15	26,60	9	9,08	0,35	2,25	0,262	HABRA LICUACION
2,10																																		
	0,60	8	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	1,91	2,06	1,84	2,20	1,63	1,93	7	Suelta	1,50	2,25	28,9	31,5	76,0		30,24	29,03	24,32	30,62	27,39	23,07	27,44	12	11,58	0,35	3,15	0,316	NO HABRA LICUACION
2,70																																		
	0,60	10	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	1,81	1,89	1,76	2,08	1,58	1,82	8	Medianamente Densa	1,70	2,67	30,2	32,6	90,0		30,55	29,50	25,13	32,06	27,46	23,77	28,08	14	13,68	0,35	4,17	0,350	NO HABRA LICUACION
3,30																																		
	0,60	12	0,60	0,75	1,00	1,00	1,41	1,72	1,76	1,68	1,97	1,53	1,73	9	Medianamente Densa	1,70	3,09	31,2	33,7	104,0		30,84	29,93	25,82	33,22	27,53	24,37	28,62	16	15,60	0,35	5,19	0,374	NO HABRA LICUACION
3,90																																		
	0,60	12	0,60	0,85	1,00	1,00	1,41	1,64	1,65	1,62	1,88	1,48	1,65	10	Medianamente Densa	1,70	3,51	31,8	33,7	104,0		31,03	30,20	26,25	33,92	27,57	24,74	28,95	15	14,88	0,35	6,21	0,392	NO HABRA LICUACION
4,50																																		
	0,60	17	0,60	0,85	1,00	1,00	1,41	1,57	1,56	1,56	1,79	1,44	1,58	14	Medianamente Densa	1,70	3,93	34,6	36,5	139,0		31,93	31,46	28,10	36,72	27,77	26,34	30,39	20	20,18	0,35	7,23	0,405	NO HABRA LICUACION
5,10																																		
	0,60	18	0,60	0,85	1,00	1,00	1,41	1,51	1,48	1,50	1,71	1,39	1,52	14	Medianamente Densa	1,70	4,35	34,8	37,1	146,0		31,99	31,54	28,20	36,87	27,78	26,43	30,47	21	20,50	0,35	8,25	0,415	NO HABRA LICUACION
5,70																																		
	0,60	22	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,45	1,42	1,44	1,63	1,35	1,46	18	Medianamente Densa	1,70	4,77	37,6	39,3	174,0		33,08	32,96	30,13	39,45	28,03	28,10	31,96	24	24,10	0,35	9,27	0,422	NO HABRA LICUACION
6,30																																		
	0,60	28	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,40	1,36	1,39	1,57	1,32	1,41	22	Medianamente Densa	1,70	5,19	40,1	42,7	216,0		34,12	34,23	31,76	41,41	28,26	29,51	33,22	30	29,56	0,35	10,29	0,428	NO HABRA LICUACION
6,90																																		
	0,60	38	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,34	1,29	1,34	1,49	1,27	1,35	29	Densa	1,90	5,73	43,6	48,3	286,0		35,79	36,10	34,09	43,94	28,64	31,53	35,01	38	38,36	0,35	11,43	0,428	NO HABRA LICUACION
7,50																																		
	0,60	44	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,29	1,24	1,28	1,42	1,23	1,29	32	Densa	1,90	6,27	45,1	51,6	328,0		36,59	36,92	35,11	44,96	28,82	32,42	35,80	43	42,57	0,35	12,57	0,427	NO HABRA LICUACION
8,10																																		
	0,60	55	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,22	1,18	1,22	1,34	1,18	1,23	39	Muy Densa	2,10	6,93	47,8	57,8	405,0		38,13	38,39	36,94	46,65	29,17	34,00	37,21	51	50,66	0,35	13,83	0,423	NO HABRA LICUACION
8,70																																		
	0,60	69	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,17	1,12	1,17	1,27	1,14	1,17	46	Muy Densa	2,10	7,59	50,9	65,6	503,0		40,03	40,02	39,01	48,40	29,59	35,79	38,81	61	60,69	0,35	15,09	0,418	NO HABRA LICUACION
9,30																																		
	0,60	85	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,12	1,08	1,11	1,21	1,10	1,12	54	Muy Densa	2,10	8,25	54,0	74,6	615,0		42,09	41,58	41,07	49,99	30,06	37,58	40,40	72	71,55	0,35	16,35	0,414	NO HABRA LICUACION
9,90																																		
	0,60	87	0,60	0,95	1,00	1,00	1,41	1,07	1,04	1,07	1,15	1,06	1,08	53	Muy Densa	2,10	8,91	53,7	75,7	629,0		41,85	41,40	40,83	49,81	30,00	37,37	40,21	70	70,24	0,35	17,61	0,410	NO HABRA LICUACION
10,50																																		

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

ANEXO Nº 2

ENSAYOS DE LABORATORIO

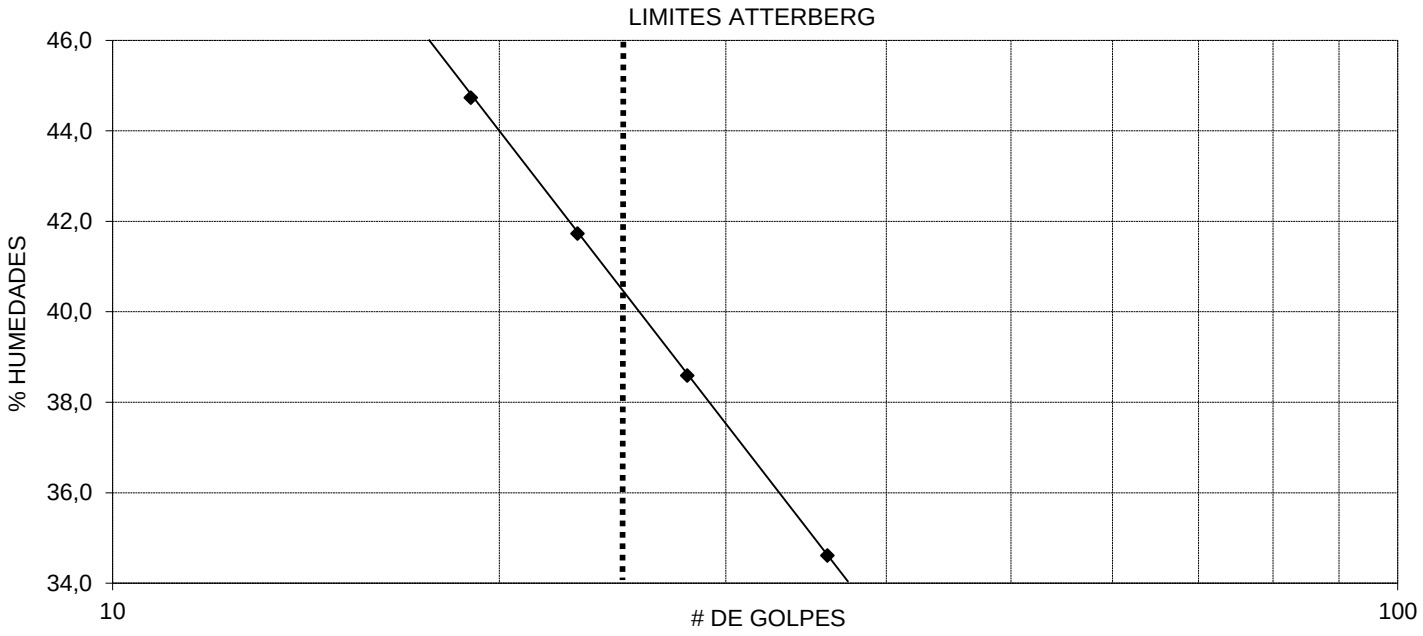
LIMITES DE ATTERBERG

Obra: Estudio de Suelos Para la Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó

DESCRIPCIÓN: Material de color amarillo claro a oscuro con vetas rojas, grises y café

SONDEO No.: SPT 1 MUESTRA No.: M 1 PROFUNDIDAD: 2,30 m FECHA: Noviembre de 2024

LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO	
PRUEBA	1	2	3	4	1	2
NUMERO DE GOLPES	36	28	23	19	------	------
PESO DEL RECIPIENTE (GR)	24,4	24,4	22,4	24,6	23,4	22,6
RECIPIENTE + SUELO HÚMEDO (GR)	30,7	30,9	29,6	31,2	26,8	26,3
RECIPIENTE + SUELO SECO (GR)	29,1	29,1	27,5	29,2	26,2	25,7
PESO DEL AGUA (GR)	1,6	1,8	2,1	2,0	0,6	0,7
PESO DEL SUELO SECO (GR)	4,7	4,7	5,1	4,6	2,8	3,1
% DE HUMEDAD	34,62	38,59	41,73	44,74	21,00	21,31



RESULTADOS		ÍNDICES	
HUMEDAD NATURAL	33,26%	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	19,21%
LIMITE LIQUIDO	40,36%	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
LIMITE PLÁSTICO	21,15%	ÍNDICE DE TENACIDAD	
LIMITE DE CONTRACCIÓN		**PESO ESPECIFICO**	1,74 gr/cm^3

CLASIFICACIÓN

A.A.S.H.O.	CL	Arcilla Inorgánica de Plasticidad baja a media, de resistencia seca de media a alta y ninguna o poca dilatación.
U.S.C.E		

OBSERVACIONES: Muestras traidas al laboratorio por el interesado

ING. JAVIER MOSQUERA M.
Coordinador Laboratorio

Laboratorista

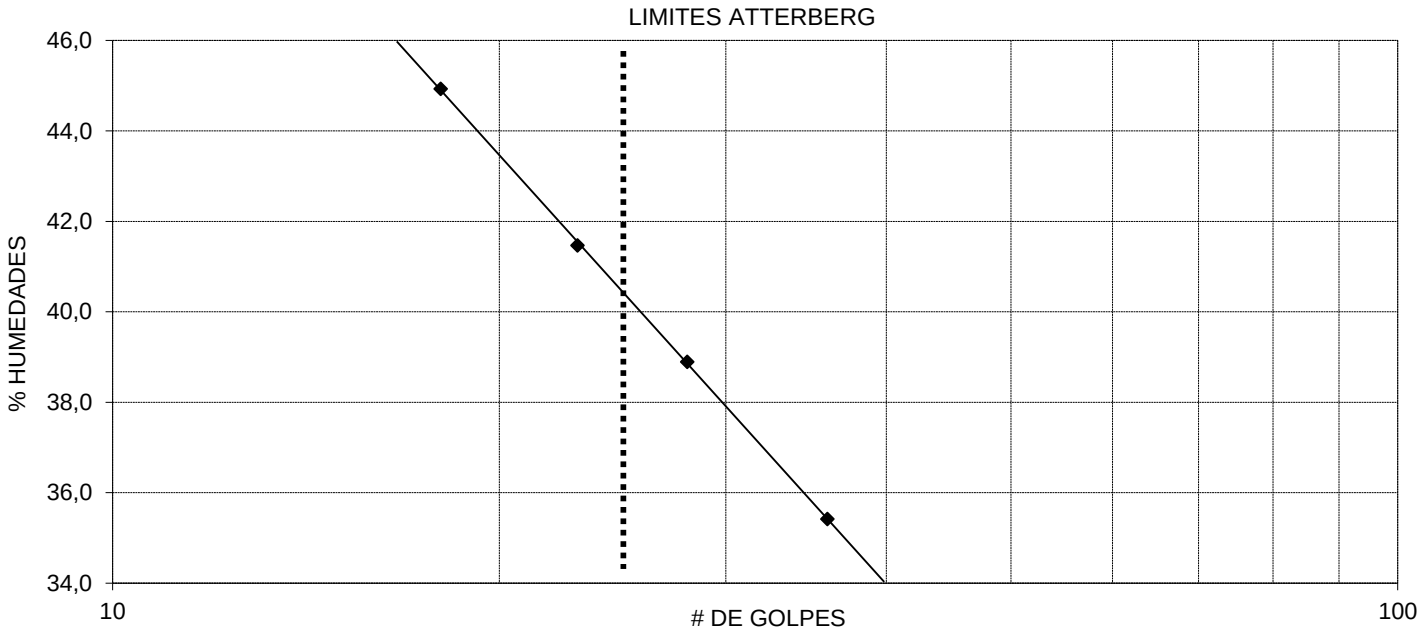
LIMITES DE ATTERBERG

Obra: Estudio de Suelos Para la Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó

DESCRIPCIÓN: Material de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises y café

SONDEO No.: SPT 1 MUESTRA No.: M 2 PROFUNDIDAD: 4,40 m FECHA: Noviembre de 2024

LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO	
PRUEBA	1	2	3	4	1	2
NUMERO DE GOLPES	36	28	23	18	------	------
PESO DEL RECIPIENTE (GR)	24,3	26,4	24,4	23,8	24,1	24,4
RECIPIENTE + SUELO HÚMEDO (GR)	30,8	31,4	30,2	29,8	26,9	26,7
RECIPIENTE + SUELO SECO (GR)	29,1	30,0	28,5	27,9	26,4	26,3
PESO DEL AGUA (GR)	1,7	1,4	1,7	1,9	0,5	0,4
PESO DEL SUELO SECO (GR)	4,8	3,6	4,1	4,1	2,3	1,9
% DE HUMEDAD	35,42	38,89	41,46	44,93	20,95	21,76



RESULTADOS		ÍNDICES	
HUMEDAD NATURAL	32,91%	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	19,08%
LIMITE LIQUIDO	40,43%	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
LIMITE PLÁSTICO	21,35%	ÍNDICE DE TENACIDAD	
LIMITE DE CONTRACCIÓN		**PESO ESPECIFICO**	1,82 gr/cm^3
CLASIFICACIÓN			
A.A.S.H.O.	CL	Arcilla Inorgánica de Plasticidad baja a media, de resistencia seca de media a alta y ninguna o poca dilatación.	
U.S.C.E			

OBSERVACIONES: Muestras traidas al laboratorio por el interesado

ING. JAVIER MOSQUERA M.
Coordinador Laboratorio

Laboratorista

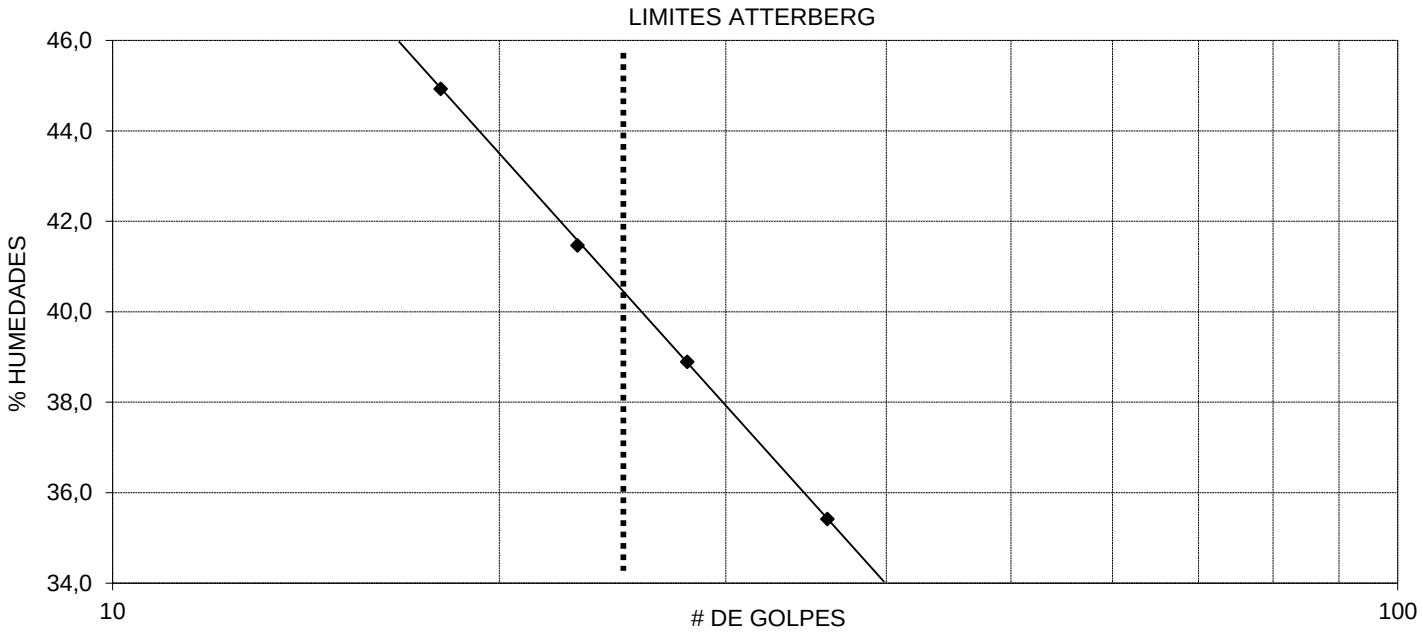
LIMITES DE ATTERBERG

Obra: Estudio de Suelos Para la Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó

DESCRIPCIÓN: Material de color gris claro a oscuro con vetas amarillas oscuras, rojas y café

SONDEO No.: SPT 1 MUESTRA No.: M 3 PROFUNDIDAD: 6,30 m FECHA: Noviembre de 2024

LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO	
PRUEBA	1	2	3	4	1	2
NUMERO DE GOLPES	36	28	23	18	------	------
PESO DEL RECIPIENTE (GR)	24,3	26,4	24,4	23,8	24,1	24,4
RECIPIENTE + SUELO HUMEDO (GR)	30,8	31,4	30,2	29,8	26,9	26,7
RECIPIENTE + SUELO SECO (GR)	29,1	30,0	28,5	27,9	26,4	26,3
PESO DEL AGUA (GR)	1,7	1,4	1,7	1,9	0,5	0,4
PESO DEL SUELO SECO (GR)	4,8	3,6	4,1	4,1	2,3	1,9
% DE HUMEDAD	35,42	38,89	41,46	44,93	21,48	20,73



RESULTADOS		ÍNDICES	
HUMEDAD NATURAL	32,38%	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	19,36%
LIMITE LIQUIDO	40,46%	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
LIMITE PLÁSTICO	21,10%	ÍNDICE DE TENACIDAD	
LIMITE DE CONTRACCIÓN		**PESO ESPECIFICO**	1,90 gr/cm^3
CLASIFICACIÓN			
A.A.S.H.O.	CL	Arcilla Inorgánica de Plasticidad baja a media, de resistencia seca de media a alta y ninguna o poca dilatación.	
U.S.C.E			

OBSERVACIONES: Muestras traidas al laboratorio por el interesado

ING. JAVIER MOSQUERA M.
Coordinador Laboratorio

Laboratorista

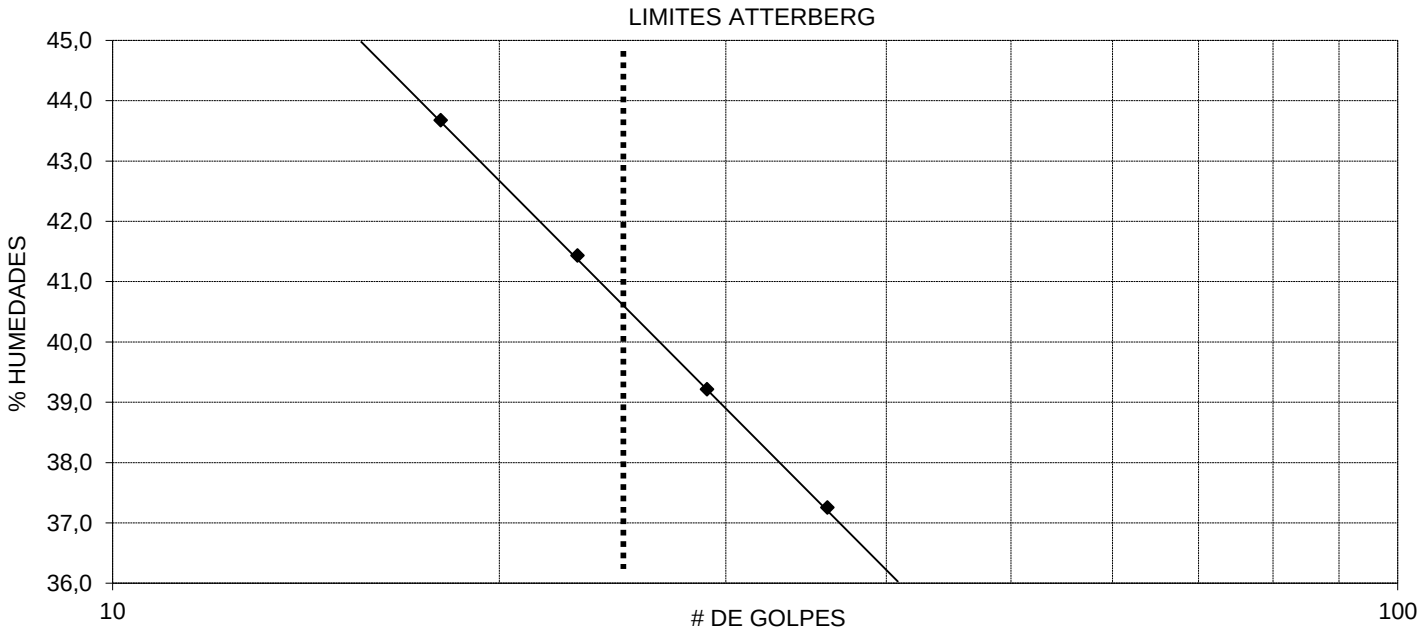
LIMITES DE ATTERBERG

Obra: Estudio de Suelos Para la Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó

DESCRIPCIÓN: Material de color amarillo claro a oscuro con vetas rojas, grises y café

SONDEO No.: SPT 2 MUESTRA No.: M 1 PROFUNDIDAD: 2,10 m FECHA: Noviembre de 2024

LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO	
PRUEBA	1	2	3	4	1	2
NUMERO DE GOLPES	36	29	23	18	--------	--------
PESO DEL RECIPIENTE (GR)	24,4	23,4	24,4	22,3	24,6	22,6
RECIPIENTE + SUELO HÚMEDO (GR)	31,4	30,5	31,5	29,8	29,4	27,9
RECIPIENTE + SUELO SECO (GR)	29,5	28,5	29,4	27,5	28,6	27,0
PESO DEL AGUA (GR)	1,9	2,0	2,1	2,3	0,8	0,9
PESO DEL SUELO SECO (GR)	5,1	5,1	5,0	5,2	4,0	4,4
% DE HUMEDAD	37,25	39,22	41,43	43,68	21,12	21,56



RESULTADOS		ÍNDICES	
HUMEDAD NATURAL	33,26%	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	19,27%
LIMITE LIQUIDO	40,61%	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
LIMITE PLÁSTICO	21,34%	ÍNDICE DE TENACIDAD	
LIMITE DE CONTRACCIÓN		**PESO ESPECIFICO**	1,75 gr/cm^3
CLASIFICACIÓN			
A.A.S.H.O.	CL	Arcilla Inorgánica de Plasticidad baja a media, de resistencia seca de media a alta y ninguna o poca dilatación.	
U.S.C.E			

OBSERVACIONES: Muestras traidas al laboratorio por el interesado

ING. JAVIER MOSQUERA M.
Coordinador Laboratorio

Laboratorista

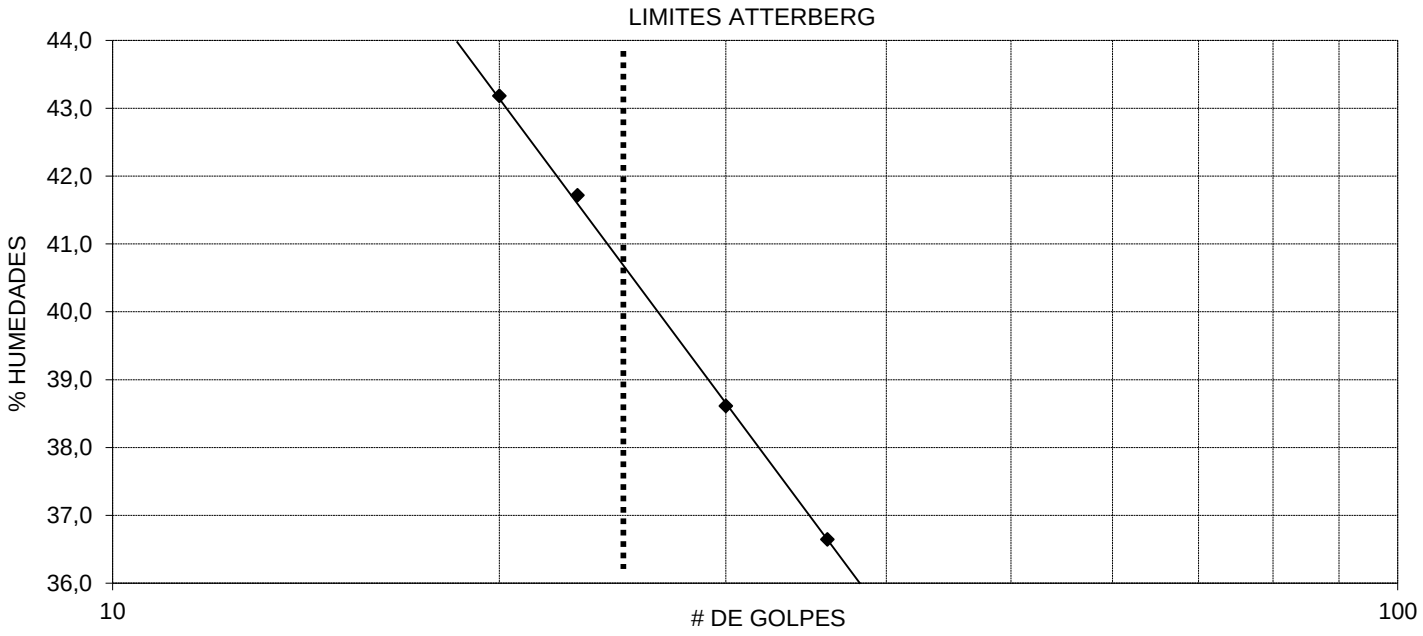
LIMITES DE ATTERBERG

Obra: Estudio de Suelos Para la Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó

DESCRIPCIÓN: Material de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises y café

SONDEO No.: SPT 2 MUESTRA No.: M 2 PROFUNDIDAD: 4,50 m FECHA: Noviembre de 2024

LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO	
PRUEBA	1	2	3	4	1	2
NUMERO DE GOLPES	36	30	23	20	------	------
PESO DEL RECIPIENTE (GR)	24,4	25,1	24,6	24,4	24,4	22,6
RECIPIENTE + SUELO HÚMEDO (GR)	28,8	27,2	33,5	30,7	27,6	26,9
RECIPIENTE + SUELO SECO (GR)	27,6	26,6	30,9	28,8	27,0	26,1
PESO DEL AGUA (GR)	1,2	0,6	2,6	1,9	0,6	0,8
PESO DEL SUELO SECO (GR)	3,2	1,5	6,3	4,4	2,6	3,5
% DE HUMEDAD	36,65	38,61	41,72	43,18	20,98	21,81



RESULTADOS		ÍNDICES	
HUMEDAD NATURAL	32,85%	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	19,33%
LIMITE LIQUIDO	40,73%	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
LIMITE PLÁSTICO	21,40%	ÍNDICE DE TENACIDAD	
LIMITE DE CONTRACCIÓN		**PESO ESPECIFICO**	1,83 gr/cm^3
CLASIFICACIÓN			
A.A.S.H.O.	CL	Arcilla Inorgánica de Plasticidad baja a media, de resistencia seca de media a alta y ninguna o poca dilatación.	
U.S.C.E			

OBSERVACIONES: Muestras traidas al laboratorio por el interesado

ING. JAVIER MOSQUERA M.
Coordinador Laboratorio

Laboratorista

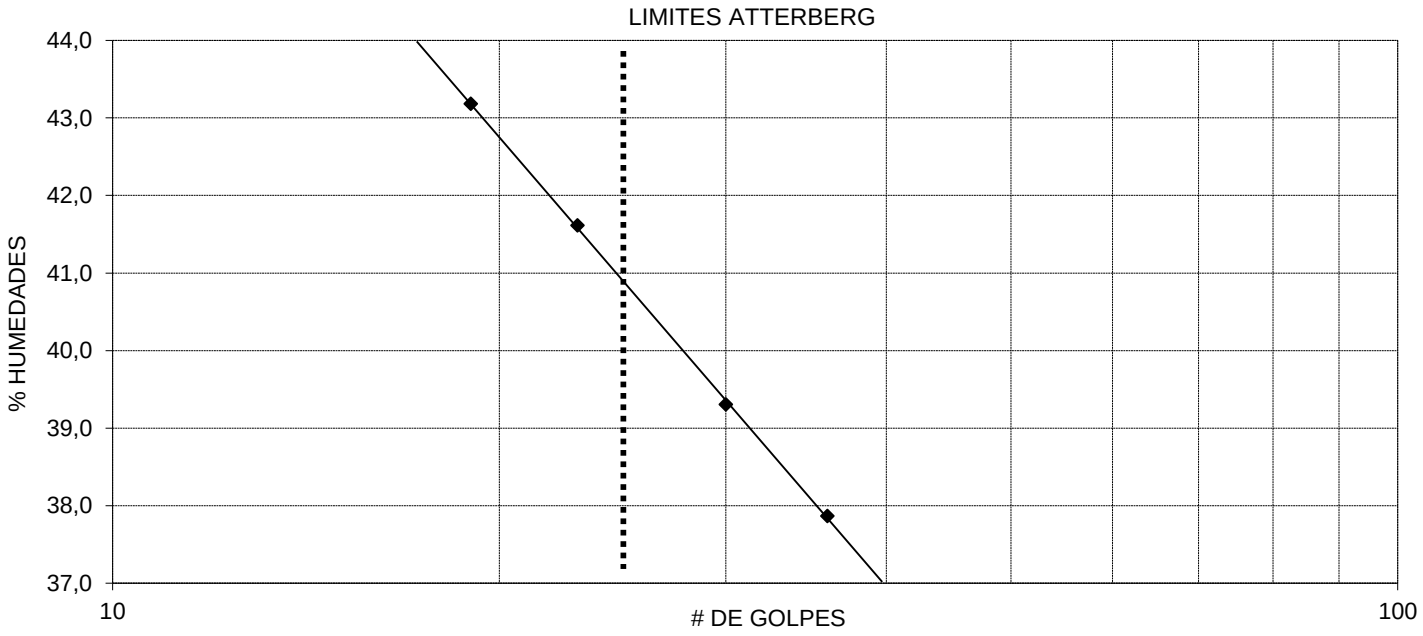
LIMITES DE ATTERBERG

Obra: Estudio de Suelos Para la Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó

DESCRIPCIÓN: Material de color gris claro a oscuro con vetas amarillas oscuras, rojas y café

SONDEO No.: SPT 2 MUESTRA No.: M 3 PROFUNDIDAD: 6,50 m FECHA: Noviembre de 2024

LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO	
PRUEBA	1	2	3	4	1	2
NUMERO DE GOLPES	36	30	23	19	------	------
PESO DEL RECIPIENTE (GR)	24,3	26,4	24,4	23,8	24,1	24,4
RECIPIENTE + SUELO HUMEDO (GR)	31,4	32,0	30,9	30,1	27,0	27,2
RECIPIENTE + SUELO SECO (GR)	29,5	30,4	29,0	28,2	26,5	26,7
PESO DEL AGUA (GR)	2,0	1,6	1,9	1,9	0,5	0,5
PESO DEL SUELO SECO (GR)	5,2	4,0	4,6	4,4	2,4	2,3
% DE HUMEDAD	37,86	39,30	41,61	43,18	21,09	21,74



RESULTADOS		ÍNDICES	
HUMEDAD NATURAL	32,22%	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	19,55%
LIMITE LIQUIDO	40,96%	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
LIMITE PLÁSTICO	21,41%	ÍNDICE DE TENACIDAD	
LIMITE DE CONTRACCIÓN		**PESO ESPECIFICO**	1,90 gr/cm^3

CLASIFICACIÓN

A.A.S.H.O.	CL	Arcilla Inorgánica de Plasticidad baja a media, de resistencia seca de media a alta y ninguna o poca dilatación.
U.S.C.E		

OBSERVACIONES: Muestras traidas al laboratorio por el interesado

ING. JAVIER MOSQUERA M.
Coordinador Laboratorio

Laboratorista

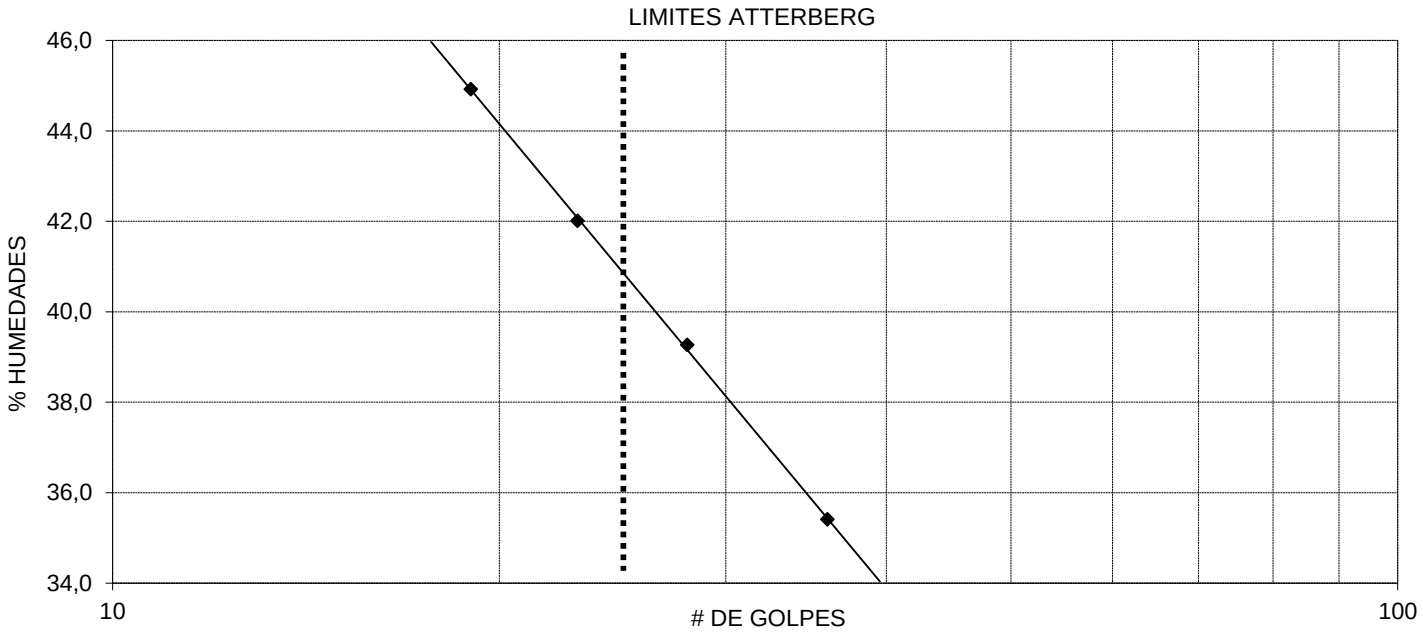
LIMITES DE ATTERBERG

Obra: Estudio de Suelos Para la Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó

DESCRIPCIÓN: Material de color amarillo claro a oscuro con vetas rojas, grises y café

SONDEO No.: SPT 3 MUESTRA No.: M 1 PROFUNDIDAD: 2,40 m FECHA: Noviembre de 2024

LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO	
PRUEBA	1	2	3	4	1	2
NUMERO DE GOLPES	36	28	23	19	------	------
PESO DEL RECIPIENTE (GR)	24,3	26,4	24,4	23,8	24,1	24,4
RECIPIENTE + SUELO HUMEDO (GR)	30,8	31,4	30,2	29,8	26,9	26,7
RECIPIENTE + SUELO SECO (GR)	29,1	30,0	28,5	27,9	26,4	26,3
PESO DEL AGUA (GR)	1,7	1,4	1,7	1,9	0,5	0,4
PESO DEL SUELO SECO (GR)	4,8	3,6	4,1	4,1	2,3	1,9
% DE HUMEDAD	35,42	39,28	42,02	44,93	20,95	21,69



RESULTADOS		ÍNDICES	
HUMEDAD NATURAL	33,54%	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	19,61%
LIMITE LIQUIDO	40,93%	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
LIMITE PLÁSTICO	21,32%	ÍNDICE DE TENACIDAD	
LIMITE DE CONTRACCIÓN		**PESO ESPECIFICO**	1,75 gr/cm^3
CLASIFICACIÓN			
A.A.S.H.O.	CL	Arcilla Inorgánica de Plasticidad baja a media, de resistencia seca de media a alta y ninguna o poca dilatación.	
U.S.C.E			

OBSERVACIONES: Muestras traidas al laboratorio por el interesado

ING. JAVIER MOSQUERA M.
Coordinador Laboratorio

Laboratorista

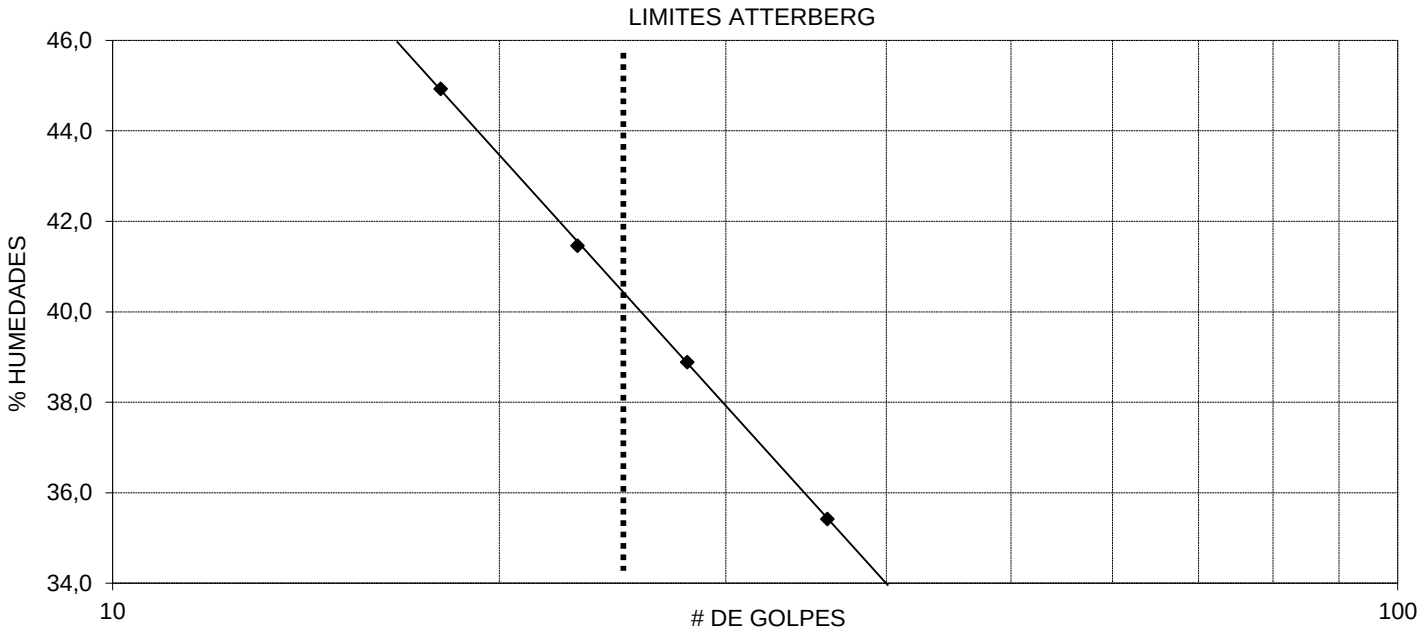
LIMITES DE ATTERBERG

Obra: Estudio de Suelos Para la Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó

DESCRIPCIÓN: Material de color amarillo oscuro con vetas rojas, grises y café

SONDEO No.: SPT 3 MUESTRA No.: M 2 PROFUNDIDAD: 4,20 m FECHA: Noviembre de 2024

LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO	
PRUEBA	1	2	3	4	1	2
NUMERO DE GOLPES	36	28	23	18	------	------
PESO DEL RECIPIENTE (GR)	24,3	26,4	24,4	23,8	24,1	24,4
RECIPIENTE + SUELO HÚMEDO (GR)	30,8	31,4	30,2	29,8	26,9	26,7
RECIPIENTE + SUELO SECO (GR)	29,1	30,0	28,5	27,9	26,4	26,3
PESO DEL AGUA (GR)	1,7	1,4	1,7	1,9	0,5	0,4
PESO DEL SUELO SECO (GR)	4,8	3,6	4,1	4,1	2,3	1,9
% DE HUMEDAD	35,42	38,89	41,46	44,93	21,74	21,05



RESULTADOS		ÍNDICES	
HUMEDAD NATURAL	32,78%	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	19,09%
LIMITE LIQUIDO	40,49%	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
LIMITE PLÁSTICO	21,40%	ÍNDICE DE TENACIDAD	
LIMITE DE CONTRACCIÓN		**PESO ESPECIFICO**	1,84 gr/cm^3
CLASIFICACIÓN			
A.A.S.H.O.	CL	Arcilla Inorgánica de Plasticidad baja a media, de resistencia seca de media a alta y ninguna o poca dilatación.	
U.S.C.E			

OBSERVACIONES: Muestras traidas al laboratorio por el interesado

ING. JAVIER MOSQUERA M.
Coordinador Laboratorio

Laboratorio

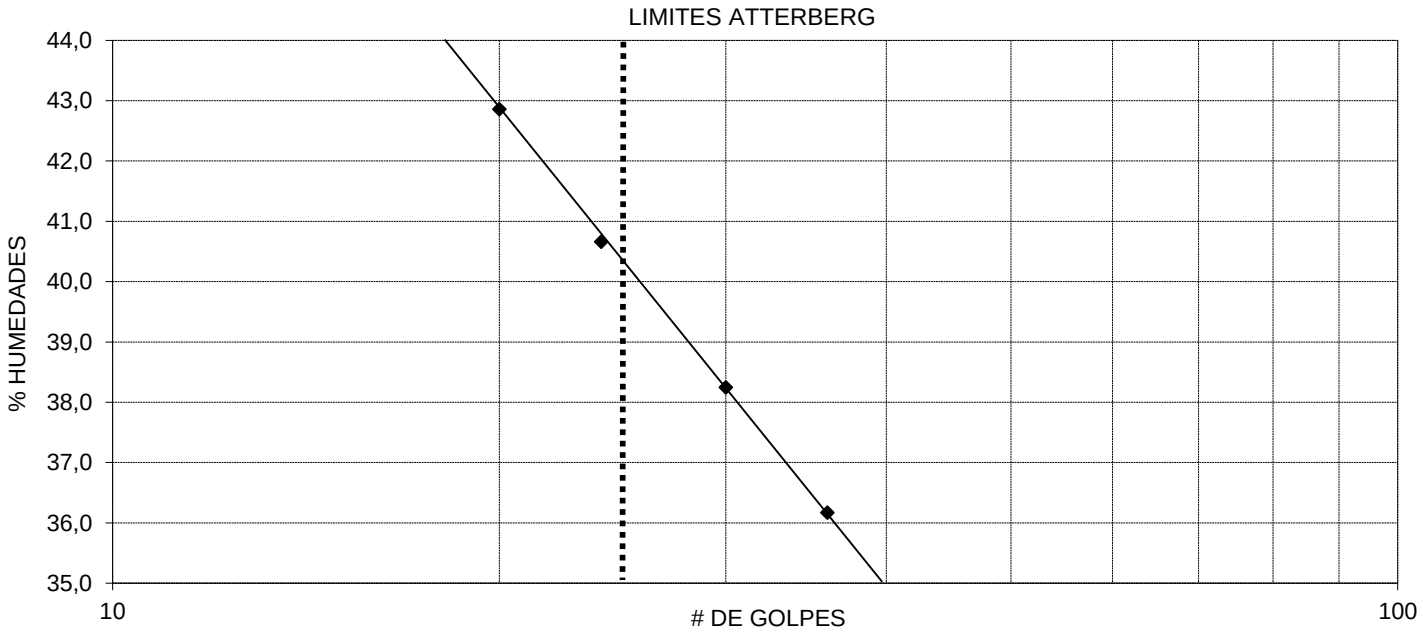
LIMITES DE ATTERBERG

Obra: Estudio de Suelos Para la Construcción del Laboratorio de la Corporación Autónoma Regional Para el Desarrollo Sostenible del Chocó CODECHOCO en el Municipio del Atrato, Departamento del Chocó

DESCRIPCIÓN: Material de color gris claro a oscuro con vetas amarillas oscuras, rojas y café

SONDEO No.: SPT 3 MUESTRA No.: M 3 PROFUNDIDAD: 6,20 m FECHA: Noviembre de 2024

LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO	
PRUEBA	1	2	3	4	1	2
NUMERO DE GOLPES	36	30	24	20	------	------
PESO DEL RECIPIENTE (GR)	24,3	26,4	24,4	23,8	24,1	24,4
RECIPIENTE + SUELO HÚMEDO (GR)	30,7	30,9	30,8	30,1	26,6	26,8
RECIPIENTE + SUELO SECO (GR)	29,0	29,7	29,0	28,2	26,2	26,4
PESO DEL AGUA (GR)	1,7	1,2	1,9	1,9	0,4	0,4
PESO DEL SUELO SECO (GR)	4,7	3,3	4,6	4,4	2,1	2,0
% DE HUMEDAD	36,17	38,25	40,66	42,86	20,89	21,52



RESULTADOS		ÍNDICES	
HUMEDAD NATURAL	32,17%	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	19,21%
LIMITE LIQUIDO	40,41%	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
LIMITE PLÁSTICO	21,20%	ÍNDICE DE TENACIDAD	
LIMITE DE CONTRACCIÓN		**PESO ESPECIFICO**	1,91 gr/cm^3

CLASIFICACIÓN

A.A.S.H.O.	CL	Arcilla Inorgánica de Plasticidad baja a media, de resistencia seca de media a alta y ninguna o poca dilatación.
U.S.C.E		

OBSERVACIONES: Muestras traidas al laboratorio por el interesado

ING. JAVIER MOSQUERA M.
Coordinador Laboratorio

Laboratorista

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

ANEXO Nº 3

FOTOGRAFIAS DEL TRABAJO DE CAMPO

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín



Lote donde se realizará el proyecto

B/ El Jardín Sector Las Heliconias Calle 29 Nº. 28 – 31 Tel. Cel. 3104149274
E-mail - joebetto987@hotmail.com o joebetto159@gmail.com o joebetto159@yahoo.com

ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL LABORATORIO DE LA CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL PARA EL DESARROLLO SOSTENIBLE DEL CHOCÓ CODECHOCO EN EL MUNICIPIO DEL ATRATO, DEPARTAMENTO DEL CHOCÓ

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones
	
Trabajos en las perforaciones	Trabajos en las perforaciones



Trabajos en las perforaciones



Trabajos en las perforaciones



Trabajos en las perforaciones

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad de EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín



ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL LABORATORIO DE LA CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL PARA EL DESARROLLO SOSTENIBLE DEL CHOCÓ CODECHOCO EN EL MUNICIPIO DEL ATRATO, DEPARTAMENTO DEL CHOCÓ.

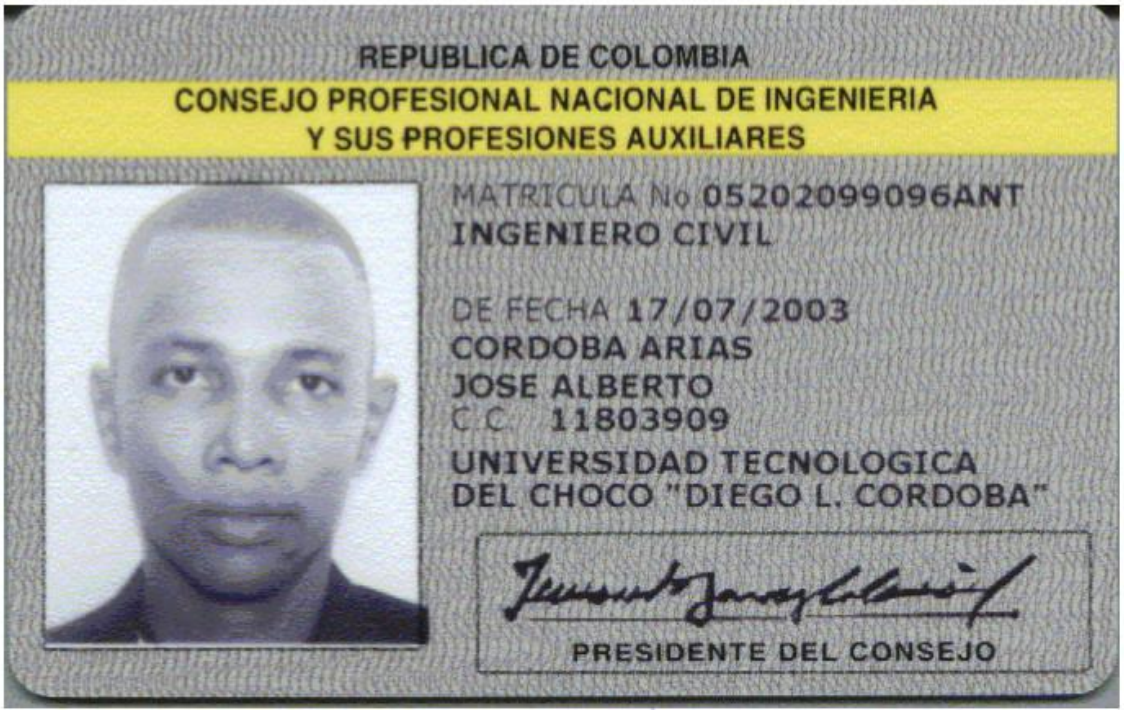
JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS
INGENIERO CIVIL (M.P. 05202 – 099096 de Antioquia)
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones de la Universidad EAFIT
Especialista en Vías y Transportes de la Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD DE ESTUDIO GEOTECNICO

Quibdó, diciembre 16 de 2024 MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD. Yo, Ingeniero JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS, identificado con la cédula de ciudadanía No.11.803.909, Ingeniero Civil con Matrícula Profesional No. 05202–099096 ANT del Consejo Profesional de Ingeniería y sus Profesiones Auxiliares CERTIFICO: Que realicé el Estudios de suelos para el proyecto **CONSTRUCCIÓN DEL LABORATORIO DE LA CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL PARA EL DESARROLLO SOSTENIBLE DEL CHOCÓ CODECHOCO EN EL MUNICIPIO DEL ATRATO, DEPARTAMENTO DEL CHOCÓ**, a construirse en el inmueble localizado en el municipio del Atrato, sobre la vía que del municipio de Quibdó conduce al municipio del Atrato diagonal a la entrada al corregimiento de Samurindo. Infraestructura para uso privado. Declaro que todos los estudios están de acuerdo con las normas y técnicas vigentes de estudio de suelos (NSR-10), y exonero a la señora **ROXANA CORDOBA ASPRILLA** representante legal de **INGENIERÍA Y PREFABRICADOS A&F S.A.S.**, por los daños y perjuicios que de este estudio pudieran derivarse. Aclaro que me responsabilizo por los estudios, siempre y cuando en la construcción de la estructura del proyecto se sigan textual y cabalmente con las directrices técnicas hechas por el suscrito.

Atentamente,

FIRMA
NOMBRE: JOSÉ ALBERTO CÓRDOBA ARIAS
CC No. 11.803.909 de Quibdó
T.P. No.05202 – 099096 ANT
Especialista en Mecánica de Suelos y Cimentaciones
Universidad de EAFIT
Teléfonos: (Fijo y Celular) 3104149274
ANEXAR: COPIA M.P COPIA, certificado de vigencia de la M.P.


REPUBLICA DE COLOMBIA
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA
Y SUS PROFESIONES AUXILIARES
MATRICULA No 052020990 96ANT
INGENIERO CIVIL
DE FECHA 17/07/2003
CORDOBA ARIAS
JOSE ALBERTO
C C 11803909
UNIVERSIDAD TECNOLOGICA
DEL CHOCO "DIEGO L. CORDOBA"
PRESIDENTE DEL CONSEJO


REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA
NUMERO 11.803.909
CORDOBA ARIAS
APELLIDOS
JOSE ALBERTO
NOMBRES
FIRMA
FECHA DE NACIMIENTO 15-ABR-1975
QUIBDO
(CHOCO)
LUGAR DE NACIMIENTO
1.69
ESTATURA
O+
G.S. RH
M
SEXO
20-JUN-1994 QUIBDO
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION
REGISTRADOR NACIONAL
CARLOS ARIEL SÁNCHEZ TORRES
INDICE DERECHO
A-1700100-00131807-M-0011803909-20081127
0006997248A 2
8110007900

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2024-2838336

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 11803909, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 05202-099096 desde el 17 de Julio de 2003, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 3474.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los cuatro (04) días del mes de Julio del año dos mil veinticuatro (2024).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

UNIVERSIDAD EAFIT

UNIVERSIDAD EAFIT

ACTA DE GRADO 00931

En la ciudad de Medellín a los 27 días del mes de junio de 2019, la Universidad EAFIT realizó ceremonia de graduación, presidida por el señor Rector y demás autoridades académicas, y previo juramento del graduando, quien cumplió con los requisitos exigidos, otorgó el título de

ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

a

JOSE ALBERTO CORDOBA ARIAS

Con cédula de ciudadanía 11803909

El título otorgado corresponde al programa de Especialización en Mecánica de Suelos y Cimentaciones registrado en el SNIES con el código 10703 y autorizado por el Ministerio de Educación Nacional, mediante resolución 5460 del 18 de mayo de 2012.

Para constancia se firma en la ciudad de Medellín a los 27 días del mes de junio de 2019

Rector

Secretario General

CONSTRUCCIÓN DEL LABORATORIO DE LA CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL PARA EL DESARROLLO SOSTENIBLE DEL CHOCÓ CODECHOCO EN EL MUNICIPIO DEL ATRATO, DEPARTAMENTO DEL CHOCÓ