YOLMAN YELA
Consultores integrales

INGENIERO RESPONSABLE:



Yolman Yasmany Yela
Ingeniero Civil
Esp. en Geotécnica y
Estabilidad de Taludes
Magister en Ingeniería
Estructural y Sísmica

ESTUDIO GEOTÉCNICO Y RECOMENDACIONES DE CIMENTACIÓN PRELIMINAR

PROYECTO:

Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".

PROPIETARIO

Instituto Colombiano de Bienestar Familiar ICBF
Regional Putumayo

LOCALIZACIÓN

Calle 3 con Carrera 1 Barrio Pablo Sexto, San Francisco - Putumayo



LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Profundidad de las exploraciones.

Tabla 2. Datos de campo obtenidos con SPT del sondeo 1.

Tabla 3. Datos de campo obtenidos con SPT del sondeo 2.

Tabla 4. Datos de campo obtenidos con SPT del sondeo 3.

Tabla 5. Datos de campo obtenidos con SPT del sondeo 4.

Tabla 6. Correlaciones para obtener el ángulo de fricción efectivo a partir del N1.

Tabla 7. Correlaciones por confinamiento, determinada según varios autores.

Tabla 8. Correlaciones por confinamiento, determinada según varios autores.

Tabla 9. Ángulos de Fricción

Tabla 10. Correlación de valores de SPT con la velocidad de la Onda.

Tabla 11. Descripción del tipo de suelo

Tabla 12. Clasificación de los perfiles del suelo

Tabla 13. Clasificación del tipo de suelo

Tabla 14. Relación de consistencia para suelos cohesivos

Tabla 15. Relación de compacidad para suelos friccionantes.

Tabla 16. Esfuerzo admisible del suelo

Tabla 16.a. Correlación del SPT con el módulo de elasticidad

Tabla 17. Para clasificación de potencial expansivo según propiedades índice.

Tabla 18. Resumen de las propiedades por sondeo.

LISTA DE IMÁGENES

Figura 1. Localización satelital del proyecto en el municipio de San Francisco (Putumayo).

Figura 2. Registro fotográfico de los ensayos de laboratorio.

Figura 3. Localización de sondeos dentro del predio

Figura 4. Leyendas y descripción geología sector en estudio.

Figura 5. Geología sector en estudio, Ingeominas 2003.

Figura 6. Velocidad de la Onda según Autores

Figura 7. Velocidad vs Profundidad

Figura 8. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua.

Figura 8a. Cimentaciones superficiales, capacidad de carga ultima.

Figura 9. Asentamiento elástico de una cimentación superficial.

Figura 10. Asentamiento elástico de cimentaciones rígidas y flexibles.

Figura 10.B que contiene los esfuerzos verticales típicos en suelos arcillosos.

1. INTRODUCCIÓN

Un estudio de suelo define el conjunto de actividades que comprenden el reconocimiento de campo, la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado de la edificación, protegiendo ante todo la integridad de las personas ante cualquier fenómeno externo, además de proteger vías, instalaciones de servicios públicos, predios y construcciones vecinas.

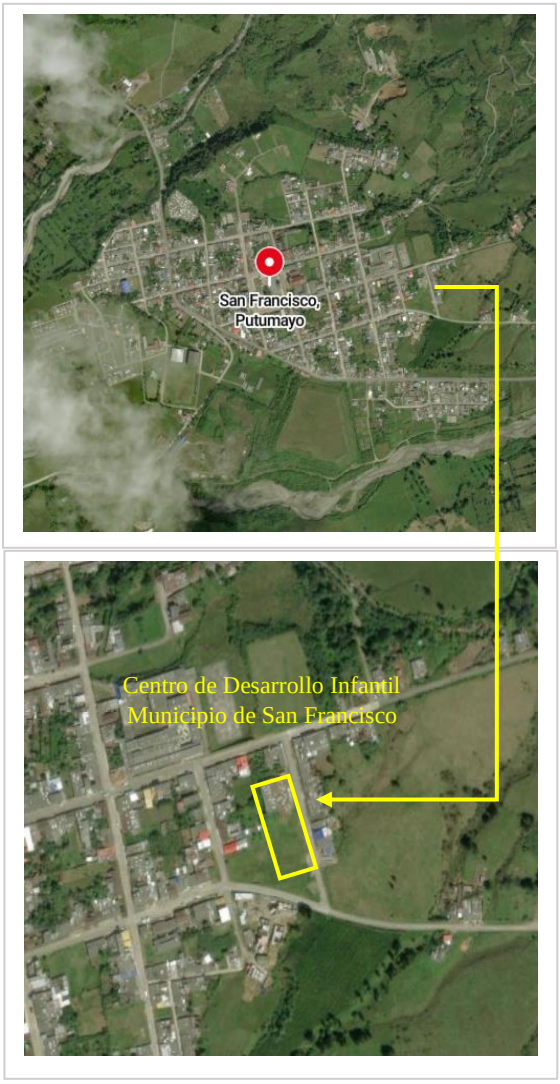
El presente informe contiene el estudio **geotécnico y recomendación de cimentación** para el proyecto de Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo.

Aquí se presentan y detallan los procedimientos realizados para establecer criterios básicos para realizar un estudio geotécnico, basados en la investigación del subsuelo y las características arquitectónicas y estructurales de la edificación con el fin de proveer las recomendaciones geotécnicas de diseño y construcción de excavaciones y rellenos, estructuras de contención, cimentaciones, rehabilitación o reforzamiento de edificaciones existentes y la definición de espectros de diseño sismo resistente, para soportar los efectos por sismos y por otras amenazas geotécnicas desfavorables.

LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO DEL PROYECTO

Departamento: Putumayo
Ciudad: San Francisco
Barrio: Pablo Sexto, Calle 3 con Carrera 1.
Coordenada: 1° 10'29.4"N 76° 52'32.4"W

Figura 1. Localización satelital del proyecto en el municipio de San Francisco (Putumayo).



2. GENERALIDADES DEL PROYECTO

El proyecto consiste en realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo, en un área aproximadamente 3492.098m^2 sin sótanos o estructuras subterráneas.

La estructura es de uso de guardería o colegio que agrupa Una Unidad de Construcción catalogada como Estructuras de Atención a la comunidad, Grupo III de acuerdo al literal A.2.5.1 de la NSR -10.

Bajo las anteriores condiciones y en cumplimiento con lo estipulado en el Titulo H de la Norma Sismo resistente NSR-10, la categoría de la obra es BAJA y el número de sondeos son tres (3), a una profundidad mínima de 6 metros por unidad de construcción.

3. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

Sobre el lote a intervenir se realizó cuatro (4) sondeos exploratorios ubicados de manera que se abarcara el área a intervenir haciendo énfasis en la zona de la estructura proyectada.

Tabla 1. Profundidad de las exploraciones.

Sondeo	Profundidad (m)	Coordenada
S1	6	1° 10'28.7"N 76° 52'31.8"W
S2	6	1° 10'28.2"N 76° 52'32.2"W
S3	6	1° 10'27.7"N 76° 52'32.2"W
S4	6	1° 10'27.0"N 76° 52'31.7"W

De acuerdo al título H en su numeral H.3.2.3 Número mínimo de sondeos y en consecuencia con la importancia de la obra, las condiciones mínimas de exploración son tres (3) sondeos a una profundidad no menor de 6 metros cada uno, exceptuando los casos expuestos en el numeral H.3.2.5 – Profundidad de los sondeos, para cada unidad de construcción identificado. En el proyecto se identifica una unidad por lo que representaría tres sondeos exploratorios, se realiza la reducción por efecto de repetición nombrado en el literal H.3.2.6 igualmente en el literal H.3.2.5 permite la reducción de la profundidad en la mitad de los sondeos resultando: cuatro sondeos a 6m como condición mínima. Bajo la anterior consideración, el presente estudio CUMPLE con los requerimientos necesarios para la exploración del subsuelo debido a que cumple el numero calculado y profundidad exigida en el reglamento.

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el fin de realizar los ensayos necesarios para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas del subsuelo investigado, las muestras recuperadas fueron llevadas a laboratorio en donde se efectuó la clasificación y caracterización geotécnica y se realizaron los ensayos indicados en el numeral H.3.3.3.1 Propiedades básicas de los suelos, en lo que exige la realización de los siguientes ensayos: Peso unitario, porcentaje de humedad, granulometría, limite líquido, limite plástico e índice de plasticidad, con el fin de obtener su clasificación con base en el Sistema de Clasificación Unificada (SUCS) y AASHTO (American Association of State Highway Officials).

Figura 2. Registro fotográfico de los ensayos de laboratorio.







5. EXPLORACIÓN DE CAMPO

H.3.2.2 Consiste en la ejecución de apiques, trincheras, perforación o sondeo con muestreo o sondeos estáticos o dinámicos, u otros procedimientos exploratorios reconocidos en la práctica, con el fin de conocer y caracterizar el perfil del subsuelo afectado por el proyecto, ejecutar pruebas directas o indirectas sobre los materiales encontrados y obtener muestras para la ejecución de ensayos de laboratorio. La exploración debe ser amplia y suficiente para buscar un adecuado conocimiento del subsuelo hasta la profundidad afectada por la construcción, teniendo en cuenta la categoría del proyecto, el criterio del ingeniero geotecnista y lo dispuesto en las tablas H.3.1-1. y H.3.2-1.Tabla 1. Profundidad de las exploraciones.

Para el predio de investigación geotécnica localizado en las coordenadas 1° 10'29.4"N 76° 52'32.4"W se realizaron los siguientes sondeos en cómo se establecen en la figura 3.

Localización de Sondeos

Figura 3. Localización de sondeos dentro del predio



6. ASPECTOS GEOLÓGICOS

Geología:

El Municipio de San Francisco se ubica en la región sur-occidental de Colombia, dentro del departamento de Putumayo. Geológicamente, forma parte de la plancha 430 (Mocoa), y está caracterizado por un relieve montañoso que incluye la cordillera oriental de los Andes.

La zona está compuesta principalmente por formaciones geológicas de origen volcánico e ígneo, con la presencia de suelos aluviales en los valles y áreas montañosas.

La disposición del terreno y las formaciones presentan orientaciones predominantemente NE-SO, que se relacionan con la estructura montañosa de la región.

Estratigrafía

El Cuaternario está representado por diversos depósitos que fueron agrupados teniendo en cuenta su origen y localización; en el futuro, investigaciones adicionales podrán hacer subdivisiones y mejorar el conocimiento de estas acumulaciones. No se puede asegurar que la descripción se haga en estricto orden cronológico, debido a que los alcances del levantamiento geológico no permitieron hacer análisis detallados de los depósitos y por tanto establecer con precisión su edad.

Abánicos y depósitos fluviolacustres Sibundoy (Q1adfsi): Se trata de una cuenca de tracción por salto lateral (Velandia et al., 2001a), generada por el Sistema de Fallas Algeciras, que en este sector está representado por la Falla San Francisco - Yunguillo. El valle está ocupado por sedimentos provenientes del depósito de abanicos aluviales, barras longitudinales de ríos, depósitos lacustres y depósitos volcánicos de caída, entre otros.

El drenaje mayor es el río Putumayo que lo recorre por el sector oriental. Los abanicos de mayor tamaño están ubicados hacia los costados norte y suroccidente; en la actualidad, en la parte sur que corresponde a la vertiente oriental del río Putumayo, se observa depósitos de este tipo. La composición de los fragmentos y materiales que componen los diferentes depósitos del valle de Sibundoy es predominantemente volcánica, ya sea por acumulación directa de cenizas de caída o por la erosión y arrastre de las rocas y los depósitos volcánicos localizados hacia las vertientes próximas al valle. La edad de estas acumulaciones es cuaternaria, y no se puede, con los datos disponibles, establecer el momento de formación de la cuenca y, por tanto, el inicio de la sedimentación. La dinámica actual ocasiona que al valle sigan llegando sedimentos, especialmente de origen coluvial, aluvial y torrencial.

Coluvios (Q2c): Aparecen coluvios en diversos sectores del área, aunque a la escala del presente estudio no pudieron ser representados todos; su ocurrencia es bastante común, especialmente en la zona montañosa; se encuentran relacionados con cambios morfológicos fuertes, algunos generados por los movimientos de las fallas o a sectores en donde las unidades de rocas se encuentran muy meteorizadas o las rocas tienen alto grado de fracturamiento. Su origen es diverso y pudieron haberse generado como resultado de movimientos sísmicos, por efectos climáticos y aun por la acción del hombre, especialmente en los corredores viales en donde no se tuvieron en cuenta factores geológicos para programar los cortes y pendientes de los taludes resultantes. Estos depósitos están

constituidos por detritos angulares de diferente tamaño, mal calibrados y con alto contenido de matriz. En algunas oportunidades el contenido de matriz es escaso, especialmente cuando se trata de depósitos originados por caída de rocas. La edad de estas acumulaciones es holocénica y, en la actualidad, continúan presentándose como resultado de la dinámica terrestre, el clima y la actividad antrópica, entre otros factores.

Tectónica

La zona de la plancha 430 Mocoa corresponde en gran parte al llamado Nudo de Los Pastos en donde tradicionalmente se dice que se juntan las tres grandes cordilleras colombianas: Occidental, Central y Oriental; aquí confluyen grandes sistemas de fallas que, hacia el norte, sirven para definir geológicamente los límites entre estas cordilleras. Las estructuras geológicas cartografiadas en esta área evidencian la actividad tectónica que ha dado la expresión actual del sistema montañoso de Los Andes del Norte, especialmente la porción que corresponde a la diferenciación entre Los Andes Ecuatorianos y Los Andes de Colombia. Estos procesos tectónicos se han interpretado como originados por diferentes mecanismos geodinámicos, como por ejemplo la migración del sistema de cabalgamiento subandino que comenzó en el Mesozoico y continuó progresivamente durante el Cenozoico, aun en el Cuaternario (Noblet et al., 1996, en Velandia,2001) o como tectonismo de plegamiento de ante país, con avance principal hacia el oriente desde Perú en dirección a Ecuador y Colombia(Butler, 1983; Mojica & Franco, 1992; Coney &Evenchick, 1994, en Velandia, 2001). Los eventos tectónicos que fracturaron, plegaron y desplazaron las unidades litológicas y algunos de los depósitos cuaternarios expuestos en el suroccidente de Colombia, se manifiestan en dos direcciones preferenciales de fallamiento; estas dos direcciones también se presentan en el área de las planchas 411 La Cruz, 412 San Juan de Villalobos, 430 Mocoa, 431 Piamonte, 448 Monopamba, 449 Orito y 465 Churuyaco. La dirección mejor conocida y documentada tiene orientación NNE-SSW y con ella se asocian las fallas Cauca - Almaguer, Silvia - Pijao, El Tablón y San Jerónimo en el flanco occidental de la Cordillera Central, especialmente hacia el noroeste del área, así como los sistemas de fallas Algeciras y del Borde Amazónico en el flanco oriental de las cordilleras Central y Oriental, respectivamente. Este fallamiento NE-SW ha moldeado el área longitudinalmente en la misma dirección, y conformado tres grandes bloques geomorfológicos y tectónicos: Cordillera Central, extremo sur de la Cordillera Oriental y Llanura Amazónica. El otro grupo de fallas y lineamientos tiene orientación NW-SE, es menos conocido y estudiado y ha sido documentado para Los Andes colombianos por Dehandschutter (1979, en Ujueta, 1999), Lozano & Murillo (1983), Hall &Wood (1985), Ujueta (1990; 1993), Gómez (1991) y más recientemente, en el Departamento del Huila, por Velandia & Komuro (1998) y Velandia(2001); con esta orientación se cartografiaron las fallas Sibundoy (Plancha 430 Mocoa),Blanca (planchas 448 Monopamba y 449 Orito), Iles y Gualmatán (Plancha 448 Monopamba) y Chiguaco (planchas 448 Monopamba y 465Churuyaco), así como otras menores en el piedemonte amazónico.

Transición Cordillera Central - Cordillera Oriental

La individualización de las cordilleras Central y Oriental de Colombia, hacia el norte del país, tiene lugar en este sector del territorio nacional y en ella parece tener participación el llamado por Velandia et al. (2001a; en edición) Sistema de Fallas Algeciras, en el sector comprendido entre Mocoa (Plancha 430 Mocoa) y Pitalito (Plancha 388 Pitalito). El Sistema de Fallas Algeciras fue interpretado por Velandia et al. (2001a) como el actual límite transpresivo de Los Andes del Norte y está relacionado con el evento que ocasionó el levantamiento de la Cordillera Oriental.

Sistema de Fallas Algeciras Con el nombre de Sistema de Fallas Algeciras Velandia et al. (2001a) integraron las fallas que tienen que ver con el levantamiento de la Cordillera Oriental en el Departamento del Huila y que se prolonga hacia el sur del país hasta la frontera con Ecuador. En el Huila estas estructuras se caracterizan por mostrar un estilo tectónico transpresivo, y se destacan el movimiento lateral derecho y las estructuras de cabalgamiento que en superficie se cartografían como lentes y en profundidad se interpretan como parte de una "estructuras en flor", siempre ligadas a la falla principal que es la de mayor inclinación, como lo presentan Velandia et al.(2001a), quienes lo definen como un sistema de fallamiento de rumbo con componente vertical conocido como wrench fault, de carácter dextral ,con fallas relacionadas tipo Riedel, sintéticas, antitéticas y en "cola de caballo". Este gran sistema de fallas es conocido también con los nombres de Sistema de Fallas Río Suaza(Murcia & Cepeda, 1984), Falla de Garzón -Suaza (Bakker, 1989; INGEOMINAS, 1989),Falla de Pitalito - Altamira (Diederix & Gómez,1991; Rodríguez et al., 1996), Falla de Garzón –Algeciras (Diederix & Gómez, 1991; van der Wiel, 1991; Rodríguez et al., 1996), Garzón(Chorowicz et al., 1996), Sistema de Falla de Suaza (Cediel et al., 2002). A esta gran estructura geológica, que tiene rumbo general N45ºE, y vergencia hacia el noroccidente y que en concepto de Vergara (1994) hace parte del Sistema de Fallas Frontal Andino, se asocian depresiones o cuencas intra montañosas que corresponden a cuencas de tracción como las de Balsillas, El Paraíso, Algeciras (Vergara,1994) y Pitalito en el Huila, San Juan de Villalobos (Plancha 412 San Juan de Villalobos),Sibundoy (Plancha 430 Mocoa) y El Estero(Plancha 429 Pasto) como lo describen Velandia et al. (2001a); en estos sitios se localizan, por lo regular, los segmentos con actividad neotectónica hacia los cuales deben enfocarse los estudios detallados de morfometría y sismotectónica (Velandia et al., 2001a). Con estas consideraciones, planteadas por Cárdenas et al. (en edición) en la Plancha 388 Pitalito, en donde la expresión morfológica conocida como valle del río Magdalena desaparece y las cordilleras Central y Oriental inician su aproximación, se propone continuar con esta denominación en el área de trabajo, para integrar dentro de este gran sistema las fallas San Francisco - Yunguillo, Villalobos, Suacita y el Sistema de Fallas Afiladores, entre otros. Estas estructuras, por lo regular, se relevan y entrecruzan.

Falla Quinchoa La Falla Quinchoa conforma algunos de los rasgos neotectónicos asociados a la Falla San Francisco; es una estructura en echelón con un movimiento relativo de carácter dextral. Su trazo se insinúa por el alineamiento que tienen los ríos Quinchoa y Putumayo cuando transcurren por el valle de

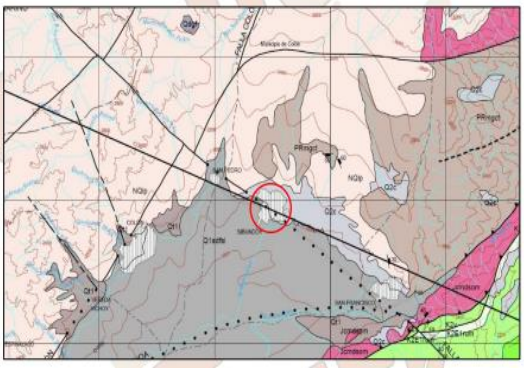
Sibundoy (Plancha 430 Mocoa) y por el trazo rectilíneo de algunos drenajes del límite nororiental del mismo valle. En la tabla 1 y figura 1 se detalla la geología del municipio de Sibundoy el cual corresponde al casco urbano y zonas aledañas al mismo, con sus respectivas leyendas mediante la descripción de la plancha geológica 430: Mocoa de Ingeominas.

(INGEOMINAS, 2003).

Figura 4. Leyendas y descripción geología sector en estudio.

LEYENDA	DESCRIPCIÓN
Q1adfsi	***ABANICOS Y DEPÓSITOS FLUVIOLACUSTRES DE SIBUNDOY:*** *Abanicos aluviales, depósitos coluviales y fluviolacustres, constituidos por bloques, gravas, arenas y lodos.*
Q2c	***COLUVIOS:*** *Depósitos caóticos con bloques y fragmentos de diferente tamaño y composición abundante matriz arcillosa y lodosa.*

Figura 5. Geología sector en estudio, Ingeominas 2003.



Geomorfología:

En la región dominan las rocas Sedimentarias del Terciario Inferior (45 a 65 millones de años de formación), las cuales constituyen una plataforma moderada a profundamente disectada conformada por sedimentos arenosos y arcillosos de poca consolidación que son fáciles de remover y transportar, máxime si se hayan en una región de altas precipitaciones que presenta marcadas disecciones causadas por la incidencia de su red de drenajes sobre sus geoformas (relieve) y suelos.

Estas características se manifiestan con la presencia, en especial en la zona occidental del municipio que posee pendientes moderadas a fuertes en la parte nororiental (montañosa y áreas colinadas), de procesos activos de remoción en masa de suelos y de material geológico subsuperficial como son: avalanchas, deslizamientos, flujos y coladas de barro, terracetas o patas de vaca y desprendimientos de materiales (aludes).

7. ESTIMATIVOS DE PARÁMETROS EFECTIVOS DE RESISTENCIA CON EL SPT

Descripción del Ensayo:

El método de penetración estándar SPT (Standard Penetration Test) estandarizado desde 1958, con varias revisiones (ASTM D-1586) y consiste (p.ej. Bowles,1988) en hincar un tomamuestras partido de 18" (» 45cm) de largo colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un peso (martillo) de 140lb (» 63.5kg) que se deja caer "libremente" desde una altura de 30" (» 76cm) , anotando los golpes necesarios para penetrar cada 6" (» 15cm)

El valor normalizado de penetración N es para 12" (1 pie » 30cm), se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados. El ensayo se dice que muestra "rechazo" si: (a) N es mayor de 50 golpes/15cm, (b) N es igual a 100golpes/pie o (c) No hay avance luego de 10 golpes. Aunque se denomina "estándar", el ensayo tiene muchas variantes y fuentes de diferencia, en

especial a la energía que llega al tomamuestras, entre las cuales sobresalen (Bowles, 1988).

1) Equipos producidos por diferentes fabricantes

2) Diferentes configuraciones del martillo de hinca, de las cuales tres son las más comunes (a) el antiguo de pesa con varilla de guía interna, (b) el martillo anular ("donut") y

(c) el de seguridad

3) La forma de control de la altura de caída:

(a) si es manual, cómo se controle la caida y (b) si es con la manila en la polea del equipo depende de: el diámetro y condición de la manila, el diámetro y condición de la polea, del número de vueltas de la manila en la polea y de la altura real de caída de la pesa.

4) Si hay o no revestimiento interno en el tomamuestras, el cual normalmente no se usa.

5) La cercanía del revestimiento externo al sitio de ensayo, el cual debe ser estar alejado.

6) La longitud de la varilla desde el sitio de golpe y el tomamuestras.

7) El diámetro de la perforación

8) La presión de confinamiento efectiva al tomamuestras, la cual depende del esfuerzo vertical efectivo en el sitio del ensayo.

Para casi todas estas variantes hay factores de corrección a la energía teórica de referencia Er y el valor de N de campo debe corregirse de la siguiente forma (Bowles,1988):

Cn = factor de corrección por confinamiento efectivo

n1 = factor por energía del martillo (0.45 - 1)
n2 = factor por longitud de la varilla (0.75 - 1)
n3 = factor por revestimiento interno de tomamuestras (0.8 - 1)

n4 = factor por diámetro de la perforación

BOWLES, J.E. (1988).- Foundation Analysis and Design.- 4rd. Ed. - 1004 pp.- McGraw-Hill Book Co.

PECK, R.B.; HANSON, W.E.; THORNBURN, (1953). Foundation Engineering - John Wiley

SKEMPTON, A.W. (1986).- Standard Penetration Tests Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, relatiove Density, Partricle Size, Ageing and Overconsolidation Geotechnique, Vol. 36, No.3 pp. 425

7.1 Ensayos de SPT

Tabla 2. Datos de campo obtenidos con SPT del sondeo 1.

Nivel	No. Golpes
0,50	4
1,00	4
1,50	4
2,00	4
2,50	8
3,00	8
3,50	8
4,00	8
4,50	8
5,00	50
5,50	50
6,00	50

Gráfico de Profundidad vs Numero de Golpes SPT

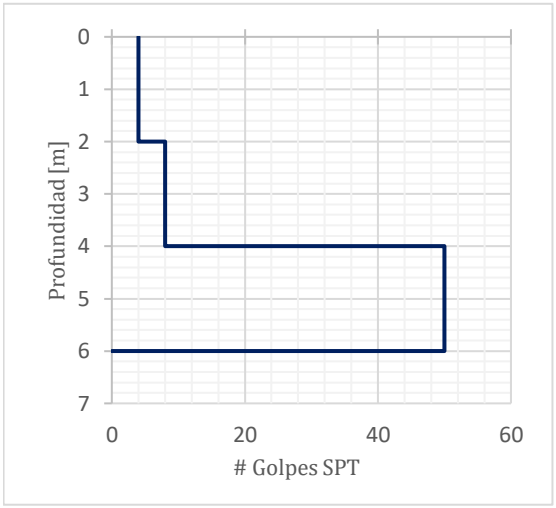


Tabla 3. Datos de campo obtenidos con SPT del sondeo 2.

Nivel	No. Golpes
0,50	4
1,00	4
1,50	8
2,00	8
2,50	8
3,00	8
3,50	45
4,00	45
4,50	45
5,00	45
5,50	45
6,00	45

Gráfico de Profundidad vs Numero de Golpes SPT

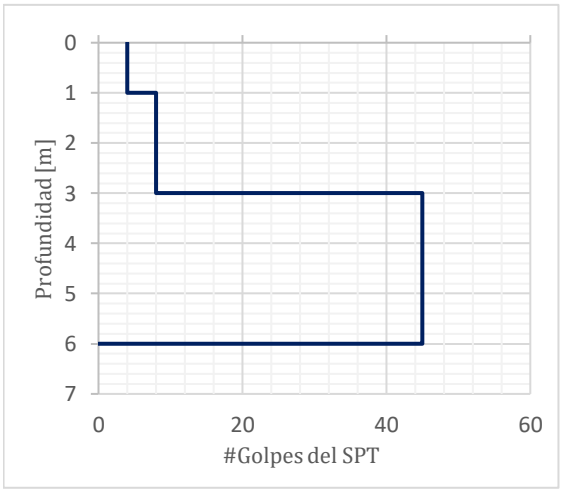


Tabla 4. Datos de campo obtenidos con SPT del sondeo 3.

Nivel	No. Golpes
0,50	4
1,00	9
1,50	9
2,00	24
2,50	24
3,00	24
3,50	50
4,00	50
4,50	50
5,00	50
5,50	50
6,00	50

Gráfico de Profundidad vs Numero de Golpes SPT

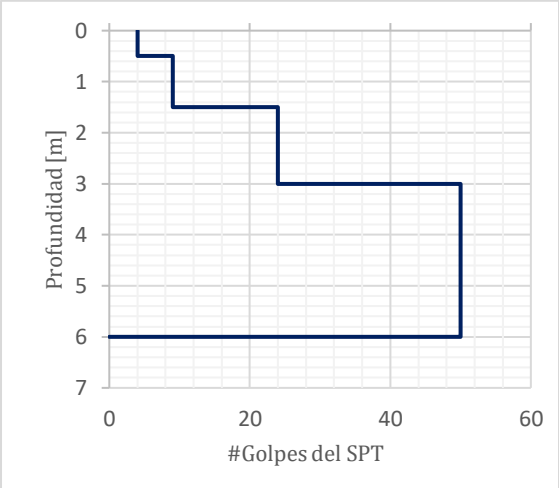
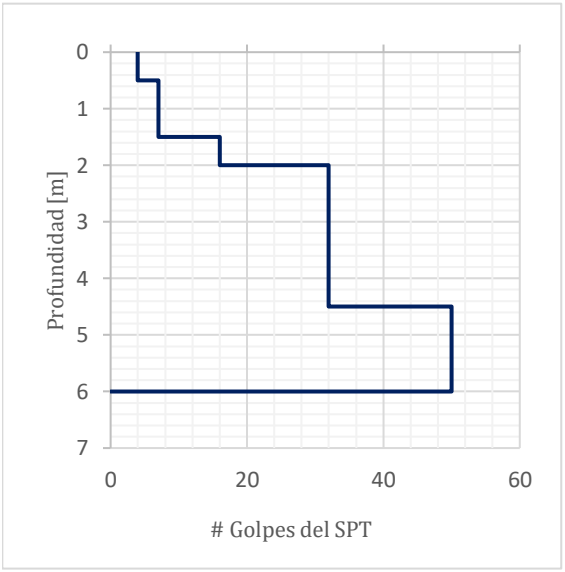


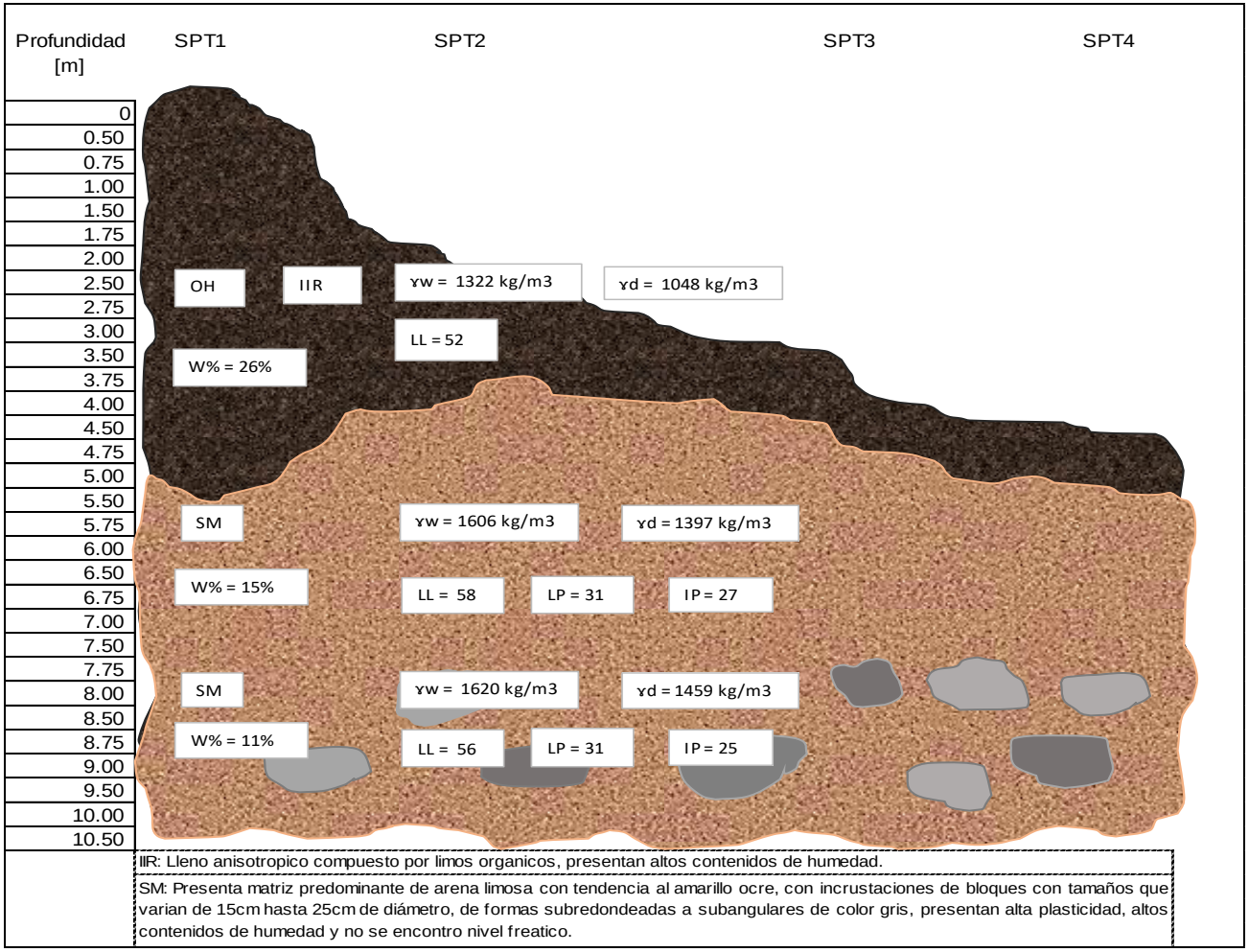
Tabla 5. Datos de campo obtenidos con SPT del sondeo 4.

Nivel	No. Golpes
0,50	4
1,00	7
1,50	7
2,00	16
2,50	32
3,00	32
3,50	32
4,00	32
4,50	32
5,00	50
5,50	50
6,00	50

Gráfico de Profundidad vs Numero de Golpes SPT



7.2 Perfil geotécnico determinado partir de las muestras recuperadas del ensayo de SPT



8. CORRELACIONES CON SPT

Para la estimación de parámetros de resistencia con base en los resultados de las perforaciones desarrolladas es necesario corregir el número de golpes encontrado para cada estrato de suelo estudiado, para ello se hace necesario aplicar dos factores de corrección: Corrección por Energía (Ce) y Corrección por Confinamiento (Cn).

El primer factor Ce se deduce a partir de que la maquina no puede trasmitir la energía teórica requerida con la caída de la pesa de 63.5 Kg, evidentemente la energía del golpeo que suministraba este método no corresponde al 100% debido a las perdidas por rozamiento y otros factores que la disminuyen. Así, diversos estudios efectuados a lo largo del tiempo permitieron concluir que, en condiciones normales y típicas del ensayo, este alcanzaba el orden del 60% de la energía teórica además de establecer los valores aproximados de acuerdo a la profundidad especifica: 1.10 para profundidades entre 2 y 6 metros, 1.25 para profundidades entre 6 y 10 metros y 1.33 para profundidades mayores a 10 metros.

El otro factor Cn, hace referencia al grado de sobrecarga al que se encuentra expuesto el estrato inspeccionado en el momento del ensayo y que para efectos de comparación de resistencia es necesario aproximar el valor de campo a un valor estándar. Este parámetro se obtiene mediante la siguiente ecuación propuesta por Meyerhof – Ishira (1968):

Cn = 1.7/(0.7 + Rs)

Donde Rs es la relación entre esfuerzo efectivo al punto de penetración sobre la presión atmosférica estandarizada como 1 kg/cm2. El esfuerzo efectivo es el peso volumétrico del material multiplicado (ϒ) por la capa del estrato (Df) por encima del punto de análisis, de la siguiente manera:

$$\frac{\gamma D_f}{P_{atm}}$$

$$\frac{(\gamma_{sat} - \gamma_{agua})D_f}{P_{atm}}$$

Con y sin nivel freático respectivamente.

Así obtenemos el Número de golpes corregido para cada estrato por la siguiente ecuación

N60 = Ce. Cn. N campo

Siendo Nc el valor de golpes corregidos, en algunas literaturas aparece con la sigla N60 haciendo referencia al número de golpes liberado con el 60% de energía y que es el parámetro estándar para llevar a cabo comparaciones.

a. Angulo de fricción y cohesión

Angulo de Fricción: La fricción de un suelo está definida por el ángulo cuya tangente es la relación entre la fuerza que resiste el deslizamiento, a lo largo de un plano y la fuerza normal P aplicada ha dicho plano.

Para encontrar este importante parámetro utilizamos las ecuaciones de diferentes autores y se determina el Angulo como aquel que cause la mayor desventaja o el promedio de los ángulos de fricción calculados.

Cohesión: La cohesión se define como la resistencia al cortante en condición no drenada también denominada Cohesión efectiva. Se calculó mediante la ecuación de Terzagui:

$$Cu = 0.625Nc$$

Tabla 6. Correlaciones para obtener el ángulo de fricción efectivo a partir del N1.

Autor	Año	Ecuación
Terzaghi & Peck [1]	1948	$\phi' = 28{,}5 + 0{,}25N_1$
Peck *et al.* [19]	1953	$\phi' = 26{,}25\left(2 - \left(e^{\frac{-N_1}{62}}\right)\right)$
Kishida [20]	1969	$\phi' = 15 + \sqrt{20N_1}$
Schmertmann [16]	1970	$\phi' = \tan^{-1}\left[\left(\frac{N_1}{32{,}5}\right)^{0{,}34}\right]$
JNR (Japan National Railway) [21]	1999	$\phi' = 27 + 0{,}30N_1$
JRB (Japan Road Bureau) [21]	1986	$\phi' = 15 + \sqrt{9{,}375N_1}$
Hatanaka & Uchida [22]	1996	$\phi' = \sqrt{20N_1} + 20$

Tabla 7. Correlaciones por confinamiento, determinada según varios autores.

Nivel	Nf	Rs	Cn peck
0,50	4	0,086	1,82
1,00	4	0,172	1,59
1,50	8	0,258	1,45
2,00	8	0,344	1,36
2,50	16	0,430	1,28
3,00	16	0,516	1,22
3,50	50	0,602	1,17
4,00	50	0,688	1,12
4,50	50	0,774	1,09
5,00	50	0,860	1,05
5,50	50	0,946	1,02
6,00	50	1,032	0,99

Cn Meyerof	Cn Schmer	Cn Seed	Cn Skemp
2,00	2,72	2,33	1,84
1,95	2,37	1,96	1,71
1,77	2,11	1,74	1,59
1,63	1,89	1,58	1,49
1,50	1,72	1,46	1,40
1,40	1,57	1,36	1,32
1,31	1,45	1,28	1,25
1,22	1,34	1,20	1,18
1,15	1,25	1,14	1,13
1,09	1,18	1,08	1,08
1,03	1,11	1,03	1,03
0,98	1,04	0,98	0,98

K. Terzaghi and R. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, 1948.

H. B. Seed and I. M. Idriss, "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis," *J. Terramechanics*, vol. 8, no. 3, p. 109, Jan. 1972.

M. Hatanaka and A. Uchida, "Empirical Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils," *Soils Found.*, vol. 36, no. 4, pp. 1-9, 1996.

R. B. Peck, W. E. Hanson, and T. H. Thornburn, *Foundation Engineering*. John Wiley & Sons, 1953.

G. G. Meyerhof, "Discussion on Sand Density by Spoon Penetration," in *IV ICSMFE, London*, 1957, p. 110.

A. W. Skempton, "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation," *Géotechnique*, vol. 37, no. 3. pp. 411-412, 09-Jan-1987.

Tabla 8. Correlaciones por confinamiento, determinada según varios autores.

Nivel	Nf	N1 Meyerf	N1 Schemer	N1 Seed	N1 Skemp
0,50	4	4,37	5,95	5,10	4,03
1,00	4	4,26	5,19	4,28	3,73
1,50	8	7,76	9,21	7,59	6,95
2,00	8	7,12	8,27	6,91	6,51
2,50	16	13,16	15,02	12,76	12,23
3,00	16	12,23	13,75	11,89	11,54
3,50	50	35,69	39,63	34,87	34,13
4,00	50	33,48	36,76	32,89	32,39
4,50	50	31,53	34,29	31,14	30,82
5,00	50	29,79	32,12	29,58	29,40
5,50	50	28,23	30,22	28,16	28,10
6,00	50	26,83	28,52	26,87	26,91

Tabla 9. Ángulos de Fricción

Nivel	Nf	ϕ Meyerf	ϕ Schemer	ϕ Kishida	ϕ JRB
0,50	4	27,57	29,31	22,80	21,75
1,00	4	27,57	28,19	22,39	21,40
1,50	8	27,62	33,08	24,92	23,59
2,00	8	27,61	32,13	24,49	23,22
2,50	16	27,69	37,57	27,89	26,16
3,00	16	27,68	36,74	27,43	25,76
3,50	50	27,94	46,93	36,24	33,39
4,00	50	27,92	46,20	35,58	32,82
4,50	50	27,90	45,52	34,98	32,31
5,00	50	27,88	44,89	34,44	31,83
5,50	50	27,87	44,29	33,93	31,40
6,00	50	27,85	43,73	33,47	30,99

8.2 Clasificación del suelo

De acuerdo al numeral H.2.5 de la NSR-10, para clasificar los estratos explorados es necesario encontrar la velocidad de onda cortante Vs, que para este caso lo hallamos correlacionando el número de golpes SPT (Ncor) mediante la ecuación propuesta por varios autores entre ellos:

Ohta y Goto (1978)

$$Vs = 85.34Nc^{0.348}$$

Imai y Yoshimura (1970)

$$Vs = 76Nc^{0.33}$$

Ohba y Toriumi (1970)

$$Vs = 84Nc^{0.31}$$

Japan Road Association (2002)

$$Vs = 100Nc^{1/3}$$

Corrección de valores obtenidos de SPT según Skempton (1996)

Nivel	Nf	N45	Cu [kn/m2]
0,5	4	2,2	50,94
1,0	4	2,2	50,94
1,5	8	4,4	83,91
2,0	8	4,4	83,91
2,5	16	8,7	138,22
3,0	16	8,7	138,22
3,5	50	27,3	313,95
4,0	50	27,3	313,95
4,5	50	27,3	313,95
5,0	50	27,3	313,95
5,5	50	27,3	313,95
6,0	50	27,3	313,95

Tabla 10. Correlación de valores de SPT con la velocidad de la Onda.

Imai - Y	Ohta - G	JRA	Ohba - T
98,39	112,05	129,80	107,06
98,39	112,05	129,80	107,06
123,68	142,62	163,53	132,72
123,68	142,62	163,53	132,72
155,47	181,53	206,03	164,54
155,47	181,53	206,03	164,54
226,44	269,86	301,21	234,25
226,44	269,86	301,21	234,25
226,44	269,86	301,21	234,25
226,44	269,86	301,21	234,25
226,44	269,86	301,21	234,25
226,44	269,86	301,21	234,25

Figura 6. Velocidad de la Onda según Autores

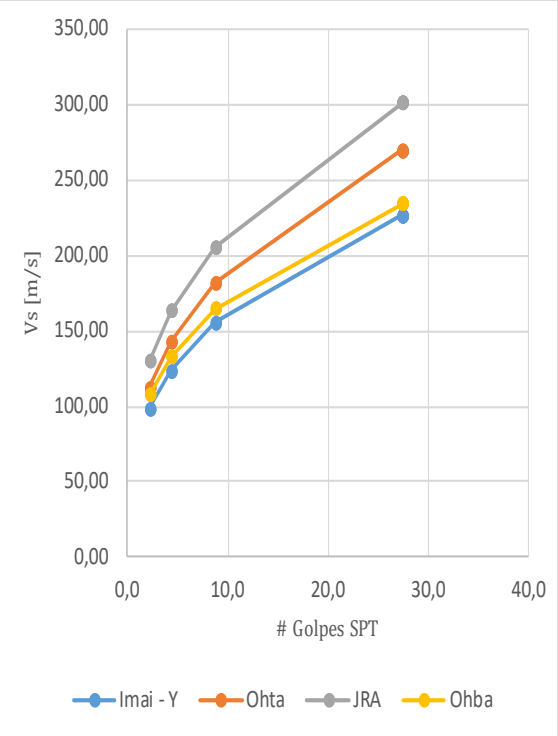
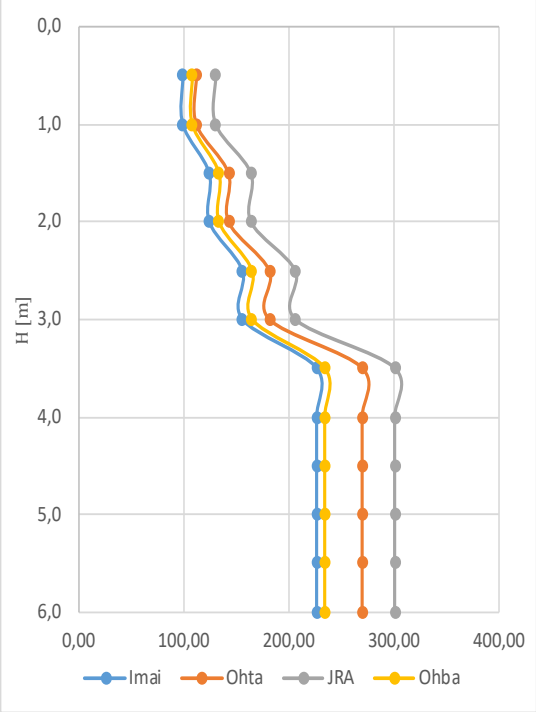


Figura 7. Velocidad vs Profundidad



Donde Vs se da en m/s. Con el resultado encontrado clasificamos el perfil de suelo estudiado mediante Tabla No A.2.4 − 1 del título A de la NSR − 10.

Tabla 11. Descripción del tipo de suelo

Tipo de perfil	Descripción
A	Perfil de roca competente
B	Perfil de roca de rigidez media
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante o
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan cualquiera de los dos criterios
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3m de arcillas blandas

Tabla 12. Clasificación de los perfiles del suelo

Tipo de perfil	Definición
A	$\overline{v}_s \geq 1500$ m/s
B	1500 m/s > $\overline{v}_s \geq 760$ m/s
C	760 m/s> $\overline{v}_s \geq 360$ m/s
	$\overline{N} \geq 50$, o $\overline{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	360 m/s > $\overline{v}_s \geq 180$ m/s
	50 > $\overline{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\overline{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	180 m/s > $\overline{v}_s$
	IP > 20 w ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\overline{s}_u$

Determinados los calores de las velocidades se obtiene la velocidad de la onda para cada nivel de suelo.

Tabla 13. Clasificación del tipo de suelo

Desde	Hasta	Vs [m/s]	Tipo suelo
0,00	0,50	111,83	E
0,50	1,00	111,83	E
1,00	1,50	140,64	E
1,50	2,00	140,64	E
2,00	2,50	176,89	D
2,50	3,00	176,89	D
3,00	3,50	257,94	D
3,50	4,00	257,94	D
4,00	4,50	257,94	D
4,50	5,00	257,94	D
5,00	5,50	257,94	D
5,50	6,00	257,94	D

8.1 Relación de valores de parámetros de resistencia.

Tabla 14. Relación de consistencia para suelos cohesivos

Consistencia	N. SPT
Muy blanda	<2
Blanda	2-4
Mediana	4-8
Compacta	8-15
Muy compacta	15-30
Dura	>30

Tabla 15. Relación de compacidad para suelos friccionantes.

Compacidad	N. SPT
Muy suelta	<4
Suelta	4-10
Compacta	10-30
Densa	30-50
Muy Densa	>50

ASTM, International Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT), And Split-Barrel Sampling of Soild, ASTM D 1586, New York

Ohta, Y. y Goto, N. (1978). "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristics soil indexes", Earthq, Eng, Struc, Dyn 6: 167 - 187.

Imai, T. (1977). "P and S wave velocities of the ground in Japan". Proc. 9th Int. Conf. Soil Imai, T. (1977). "P and S wave velocities of the ground in Japan". Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokio, 2: 257 - 260. y Yoshimura, Y. (1970)."Elastic Wave Velocity and Soil Properties in Sofá Soil". Tsuchi-to-Kiso, 18, 1: 17 - 22.

Skempton, A., (1986). "Standart Penetration Test procedures and the effects in sands on overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation". Geotechnique, v.36:3.

Japan Road Association. (2002)."Specifications for Highway Bridges", Part V, Seismic Design.

9. PARÁMETROS DE DISEÑO

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones aproximadamente superficiales. De acuerdo con su teoría, una cimentación es superficial si su profundidad, Df (figura 8), es menor que o igual a su ancho. Sin embargo, investigadores posteriores sugirieron que las cimentaciones con Df igual a tres o cuatro veces su ancho se podían definir como cimentaciones superficiales. Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o corrida (es decir, cuando su relación ancho a longitud tiende a cero), la superficie de falla en el suelo ante carga última se puede suponer similar a la que se muestra en la figura 8. (Observe que este es el caso de falla general por corte según se define en la figura 8a). El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación también se

puede suponer que se reemplaza por una sobrecarga equivalente, ɤDf (donde ɤ es el peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se puede separar en tres partes (consulte la figura 8):

Figura 8. Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua[1]

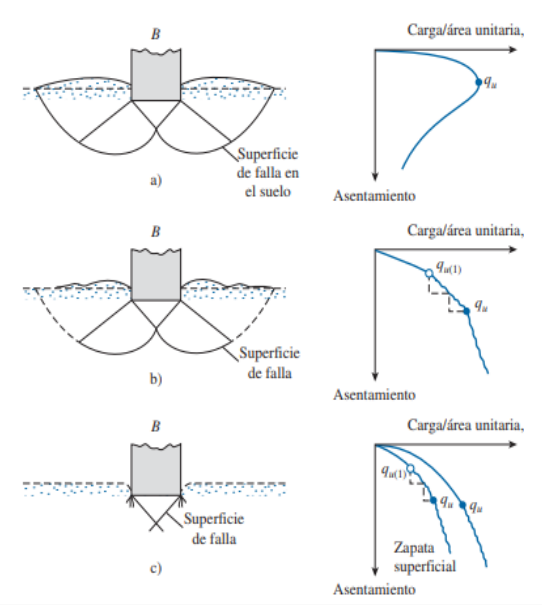
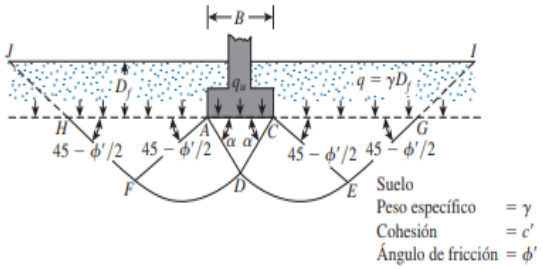


Figura 8a. Cimentaciones superficiales, capacidad de carga ultima



La zona triangular ACD inmediatamente abajo de la cimentación. 2. Las zonas de radiales de corte ADF y CDE, con las curvas DE y DF

[1] Naturaleza de la falla por capacidad de carga del suelo: a) falla general por corte; b) falla local por corte; c) falla de corte por punzonamiento (vuelta a dibujar según Vesic, 1973). [Vesic, A.S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, núm. SM1, pp. 45-73. Con permiso de la ASCE]

como arcos de una espiral logarítmica. 3. Dos zonas triangulares pasivas de Rankine FH y CEG. Los ángulos CAD y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo f9.

Observe que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q, se ignoró la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ. Aplicando un análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

donde
c'= cohesión del suelo
ɤ= peso específico del suelo
q = ɤDf
Nc , Nq , Ng = factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones sólo del ángulo de fricción del suelo.

Las ecuaciones de la capacidad de carga última de Terzaghi son sólo para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares, no abordan el caso de cimentaciones rectangulares. Además, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (la parte de la superficie de falla marcada como GI y HJ en la figura 1). Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos estos factores, Meyerhof (1963) sugirió la forma siguiente de la ecuación general de la capacidad de carga

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

En esta ecuación:

c'= cohesión
ɤ = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
q = peso específico del suelo
B = ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular)

Fcs, Fqs, Fys = factores de forma
Fcd, Fqd, Fyd = factores de profundidad
Fci, Fqi, Fyi = factores de inclinación de la carga
Nc , Nq , Ny = factores de capacidad de carga

Observe que la ecuación original para la capacidad de carga última se dedujo sólo para el caso de deformación unitaria plana (es decir, para cimentaciones continuas). Los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga son empíricos basados en datos experimentales.

Finalmente, y teniendo en cuenta la teoría anterior se concluye que el esfuerzo admisible para este caso es de:

Tabla 16. Esfuerzo admisible del suelo

C' =	0	Fcs =	1,37
ϕ =	25	Fcd =	1,35
Nc =	14,08	Fci =	1,00
Nq =	5,20	Fqs =	1,47
Ny =	3,29	Fqd =	1,31
B =	1	Fqt =	1,00
L =	1	Fys =	0,60
Fyt =	1	Fyd =	1

Nivel de desplante	=	1,00	[m]
Densidad del suelo	=	1,59	[T/m3]
Factor de seguridad	=	3,00	--
Esfuerzo Efectivo	=	15,64	[T/m2]
Esfuerzo admisible	=	5,2	[T/m2]

Además de esta recomendación podría requerirse cimentar estructuras en profundidades diferentes a las aquí señaladas para los cuales se entrega las siguientes recomendaciones de capacidad en distintas profundidades dentro del mismo predio

Nivel de desplante	=	2,00	[m]
Densidad del suelo	=	1,61	[T/m3]
Factor de seguridad	=	3,00	--
Esfuerzo Efectivo	=	51,48	[T/m2]
Esfuerzo admisible	=	17,2	[T/m2]

Nivel de desplante	=	3,00	[m]
Densidad del suelo	=	1,66	[T/m3]
Factor de seguridad	=	3,00	--
Esfuerzo Efectivo	=	82,97	[T/m2]
Esfuerzo admisible	=	27,7	[T/m2]

9.1 Modulo de elasticidad (K)

El módulo de Young permite el cálculo de las deformaciones elásticas producida por el aumento de presiones sobre una masa de suelos. Se describe a continuación la variación de esta variable con respecto al número de golpes del SPT corregidos para una energía de 45%, varios autores proponen diferentes expresiones para determinar este valor, cada una de estas ecuaciones deben tener un análisis previo dado que su uso se ve restringido a los límites de los materiales encontrados durante el sondeo, el número de golpes o posición del nivel freático.

En términos generales sobre el terreno encontrado se encontró arcilla con combinaciones de suelos fino granular, por lo tanto, los valores del módulo de Young se determinan para este material y con ecuación de diferentes autores.

Tabla 16.a. Correlación del SPT con el módulo de elasticidad

N1 promedio	Módulo de Elasticidad K [Mpa] - Limos		
	Webb	Meigh	Schertma
4,0	8,80	8,17	8,16
4,0	8,80	8,17	8,16
8,0	10,40	8,83	8,82
8,0	10,40	8,83	8,82
16,0	13,60	10,17	10,14
16,0	13,60	10,17	10,14
50,0	27,20	15,83	15,75
50,0	27,20	15,83	15,75
50,0	27,20	15,83	15,75
50,0	27,20	15,83	15,75
50,0	27,20	15,83	15,75
50,0	27,20	15,83	15,75

SCHMERTMANN, J.H. (1975) - Measurement of In-situ Shear Strength - Proc ASCE Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties - Raleigh- Vol. 2

Meigh, A.C. & Nixon, I.K. 1961. Comparison of in-situ tests of granular soils. Proceedings of 5th international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Paris

9.2 Coeficiente de Empuje lateral de suelo

Angulo de fricción del material:	28
Empuje Activo del suelo - Ka=	0,36
Empuje Reposo del suelo - Ko=	0,53
Empuje Pasivo del suelo - Kp=	2,77

Braja M. Das. (2007). FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA. Séptima edición. Pág. 329

9.3 Suelos Especiales

Suelos Licuables:

Teóricamente los suelos que pueden experimentar licuefacción son los suelos friccionante con el nivel freático alto y una fuente sismogénica que sea capaz de hacer experimentar en la masa de suelos un aumento excesivo en la presión de poros, en el informe geotécnico se especifica los suelos son suelos limosos y arenas con limo por lo tanto este fenómeno no afecta la estabilidad de las estructuras

Suelos Expansivos:

La norma NSR-10 no especifica ni solicita una metodología para la correcta interpretación de los suelos expansivos sin embargo si establece que el uso de zapatas rígidas ayuda a contrarrestar los efectos de un suelo expansivos en las estructuras. Por lo tanto y siguiendo esta recomendación se recomienda utilizar cimentaciones rígidas a base de concreto estructural como se establece en los planos estructurales. Sin embargo, se establece otra metodología para la clasificación de suelos expansivos.

Clasificación de Suelos Expansivos

Para identificar el potencial expansivo de la subrasante, se debe conocer el tipo de suelo fino que se encuentra en su matriz. Por lo general los suelos más expansivos pertenecen a los grupos A-6 y A-7 (Clasificación AASHTO) o CH y MH (Clasificación Unificada), los cuales son suelos de alta plasticidad o alta compresibilidad.

Tabla 17. Para clasificación de potencial expansivo según propiedades índice.

LL (%)	**IP (%)**	**Clasificación del hinchamiento potencial**
>60	>35	Alto
50-60	25-35	Marginal
50<	<25	Bajo

Para poder determinar los suelos expansivos en cada unidad se realizó una tabla de resumen con la clasificación y propiedades índice más desfavorables en cada Apique o sondeo con SPT y su clasificación del potencial de hinchamiento.

Análisis del potencial de expansión para el predio en estudio

Tabla 18. Resumen de las propiedades por sondeo.

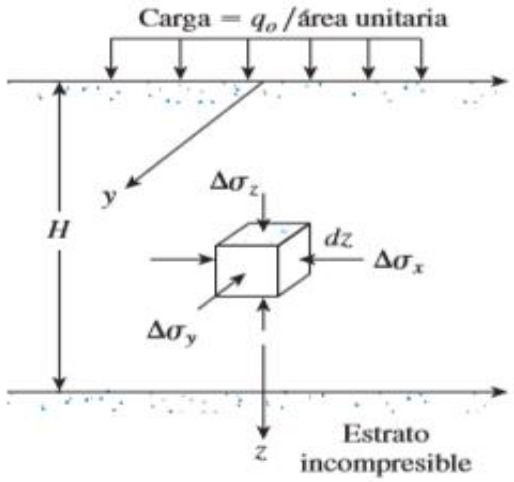
SPT	Suelo	LL	IP	Clasificación
Spt 1	OH	53	10	Bajo
Spt 2	OH	52	10	Bajo
Spt 3	SM	56	19	Bajo
Spt 4	SM	56	21	Bajo

a. Asentamientos

El asentamiento de una cimentación se puede dividir en dos categorías principales: a) asentamiento elástico, o inmediato y b) asentamiento por consolidación. El asentamiento inmediato, o elástico, de una cimentación tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura. El asentamiento por consolidación ocurre al paso del tiempo. El agua de los poros es expulsada de los espacios vacíos de suelos arcillosos saturados sumergidos en agua. El asentamiento total de una cimentación es la suma del asentamiento elástico y del asentamiento por consolidación. El asentamiento por consolidación comprende dos fases: primaria y secundaria. El asentamiento por consolidación secundaria ocurre después de terminar la consolidación primaria ocasionada por el deslizamiento y la reorientación de las partículas del suelo ante una carga sostenida. El asentamiento por consolidación primaria es más importante que el asentamiento secundario en arcillas inorgánicas y en suelos limosos. Sin embargo, en suelos orgánicos, el asentamiento por consolidación secundaria es más significativo. Para el cálculo de asentamientos de cimentaciones (tanto elástico como por consolidación), se requiere estimar el incremento del esfuerzo vertical en la masa de suelo debido a la carga neta aplicada sobre la cimentación.

El asentamiento elástico de una cimentación superficial se puede estimar utilizando la teoría de la elasticidad. De la ley de Hooke, según se aplica en la figura 2, se obtiene

Figura 9. Asentamiento elástico de una cimentación superficial.



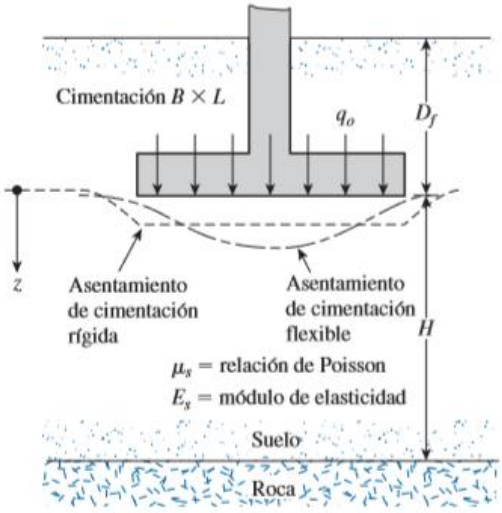
En teoría, si la cimentación es perfectamente flexible la ecuación para determinar el asentamiento elástico es:

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

donde

q_o = presión neta aplicada sobre la cimentación
μ = relación de Poisson del suelo
E = módulo de elasticidad promedio del suelo debajo de la cimentación, medido desde z=0 a aproximadamente z = 5B
B'= B/2 para el centro de la cimentación y B para una esquina de la cimentación
Is = factor de forma (Steinbrenner, 1934)

Figura 10. Asentamiento elástico de cimentaciones rígidas y flexibles



Incremento del esfuerzo vertical debido a una carga puntual y cargas distribuidas sobre la cimentación

Espesor tipico de zapatas	[m]	0,4
Relleno sobre zapatas	[m]	1,6

Tabla de reacciones y fuerzas en las zapatas críticas, central, medianera y esquinera

B [m]	L [m]	P [kn]	q [kn/m2]	Qo. [kn/m2]
1,25	1,25	145	92,80	112,18
1,25	1,25	115	73,60	92,98
1,25	1,25	175	112,00	131,38

El aumento del esfuerzo vertical sobre una partícula de suelo en cualquier punto de las zapatas disminuye con respecto a la profundidad del suelo

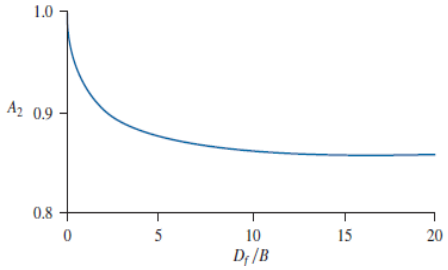
Tabla de variación del esfuerzo vertical en las zapatas

Z [m]	M	N	I
1	1,25	1,25	0,203
2	0,63	0,63	0,117
3	0,42	0,42	0,071
4	0,31	0,31	0,041
5	0,25	0,25	0,025
6	0,21	0,21	0,018

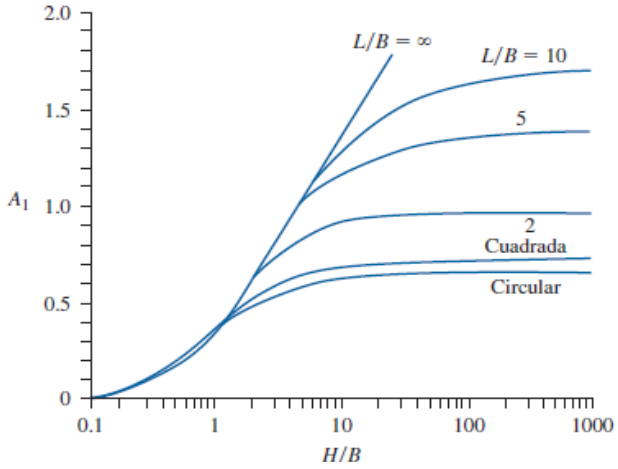
Medianera ΔQ [kn/m2]	Esquinera ΔQ [kn/m2]	Central ΔQ [kn/m2]
22,75	18,86	26,64
13,10	10,86	15,34
7,96	6,60	9,33
4,60	3,81	5,39
2,80	2,32	3,28
2,02	1,67	2,36

Boussinesq. J. (1983). Application des Potencials á L´Étude de L´équilibre et du Mouvement des Solides Élastiques, Gauthier –Villars, Paris.

Valores de A2 Modificado de Christian y Carrier (1978)



Valores de A1 y variación respecto a la profundidad y tamaño de la zapata



Valores de *A*1 y *A*2 para el cálculo del asentamiento elástico (según Christian y Carrier, 1978). [Christian, J.T. y Carrier, W.D. (1978). "Janbu, Bjerrum y Kjaernsli´s chart reinterpreted", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, pp. 123-128. © 2008 NRC Canada o sus licencias otorgadas. Reimpresa con permiso.]

Relaciones de sobre consolidación de las arcillas

IP	OCR = 1	OCR = 2	OCR = 3
< 30	1500-600	1380-500	1200-580
30 a 50	600-300	550-270	580-220
> 50	300-150	270-120	220-110

Finalmente se determinó que el asentamiento elástico en las cimentaciones a una profundidad de 2m es de:

Zapata Medianera	
A2 =	0,97
A1 =	0,79
Se [mm] =	10,64

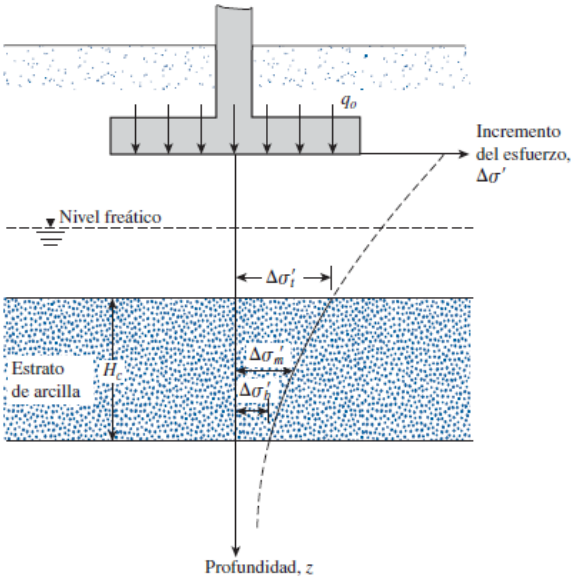
Zapata Central	
A2 =	0,97
A1 =	0,78
Se [mm] =	0,87

Zapata Esquinera	
A2 =	0,98
A1 =	0,6
Se[mm] =	9,56

Asentamiento por consolidación primaria

Ocurre al paso del tiempo en suelos arcillosos saturados sometidos a una carga incrementada ocasionada por la construcción de una cimentación.

Figura 10.B que contiene los esfuerzos verticales típicos en suelos arcillosos



Medianera ΔQ' [kn/m2]	Esquinera ΔQ' [kn/m2]	Central ΔQ' [kn/m2]	Esfuerzo E. δo [Kn/m2]	Hc [m]	Cc -
13,10	10,86	15,34	35	0,4	0,30

Finalmente se tiene los asentamientos primarios por consolidación de las zapatas de cimentación antes señaladas

Medianera Scp [mm]	Esquinera Scp [mm]	Central Scp [mm]
8,72	7,41	9,97

Asentamientos por consolidación secundaria

Al final de la consolidación primaria se observan asentamientos que se deben al ajuste plástico de la textura del suelo. Como se define en el titulo H se la norma NSR-10 se debe calcular el asentamiento secundario que se produciría en 20 años por lo tanto para el cálculo de este asentamiento tenemos:

Medianera Scs [mm]	Esquinera Scs [mm]	Central Scs [mm]
0,20	0,20	0,20

Finalmente, el asentamiento total y diferencial (Δmax) es:

Medianera St [mm]	Esquinera St [mm]	Central St [mm]
19,56	8,49	19,73
Δmax = 11.07	Δmax = 11.07	Δmax = 0.17

La Norma permite asentamientos diferenciales de 150 mm, en este caso todas las cimentaciones cumplen con este requisito.

10. PARÁMETROS SÍSMICOS

Departamento:	Putumayo
Ciudad:	S. Francisco
Zona de Amenaza sísmica:	Alta
Tipo de suelo:	D
coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva **Aa** [m/s2]	0.3
coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva **Av** [m/s]	0.25
Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración **Fa**	1.2
Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración **Fv**	1.9
Grupo de uso III	Atención a la comunidad
Coeficiente de importancia	1.25

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Alcance y limitaciones: El presente informe se realizó con base en las investigaciones de campo que se desarrolló y los resultados obtenidos de las muestras extraídas de cada estrato. Las ubicaciones de las muestras fueron establecidas de tal forma que sea posible abarcar toda el área intervenida por la construcción y estimar la estratigrafía del sector.

Si durante la etapa de excavación y desplante se encuentran condiciones del subsuelo diferentes a las aquí estudiadas debe alertarse oportunamente al profesional para complementar la información y recomendaciones geotécnicas suministradas.

Propuesta de Cimentación: Teniendo en cuenta las propiedades hidráulicas, físicas y mecánicas de los suelos, se recomienda para la cimentación: Zapatas aisladas (cuadradas) de 1.25mx1.25m como mínimo, 0.40m de espesor, 15cm de concreto ciclope y una profundidad de 2.0m de desplante, cuya capacidad portante resultante es de 17,2 Tn/m² y/o zapatas corridas a la misma profundidad de desplante, además cuando se requiera análisis elásticos puede usarse un módulo de elasticidad del suelo de K= 10.1 Mpa.

A juicio del profesional encargado del estudio de suelos No se hace necesario, ninguna obra o recomendación adicional para la protección de vecinos colindantes.

12. SISTEMAS CONSTRUCTIVOS DE CIMENTACIONES Y MUROS DE CONTENCIÓN.

- Se prohíbe el uso de maquinaria que genere vibraciones que podrían afectar la estabilidad de la estructura contigua a esta nueva obra. La excavación debe ser manual, progresiva de tramo en tramo.

- Las zapatas deben construirse de forma progresiva, una a la vez, debe realizarse los mejoramientos de suelos y fundirse lo más pronto posible, esto con el ánimo de rellenar las excavaciones realizadas con el fin no generar desequilibrio geotécnico y daños a las estructuras vecinas.

- Al momento de realizar las excavaciones se recomienda la presencia de un ingeniero civil quien obre como asesor y consultor que recomiende procesos constructivos que generen el menor impacto posible a las edificaciones vecinas y quien en cuya persona recaiga la responsabilidad en la construcción de estructuras de contención.

Debe realizarse una encuesta o entrevista a los propietarios de las edificaciones vecinas, con el de dejar constancia y por escrito del estado actual de las edificaciones antes de la realización de este proyecto, esto con el fin de tener una base sólida caso de reclamos durante el proceso constructivo.

Bordes de la excavación. Se deberá instalar una protección perimetral y/o señalizar el borde superior de la excavación, así como instalar señales que indiquen el riesgo de caída en toda la excavación abierta en los sectores de tránsito peatonal. No acumular el material proveniente de las excavaciones sobre el borde de los taludes que no hayan sido previamente definidos como estables y con posibilidad de

recibir alguna sobrecarga, así como mantener elementos de contención en los bordes de las excavaciones cuando exista riesgo de caída de materiales

Interior de la excavación. Los trabajadores deberán mantener una distancia prudencial unos de otros, para evitar que se golpeen con las herramientas. Si al excavar se percibe un brusco cambio en las características del terreno o aparece cualquier otra circunstancia adversa, no se deberá continuar con la labor hasta que el personal especializado indique las medidas a adoptar. En caso de usar motores a combustión, se deberán tomar las medidas adecuadas de ventilación. No se deberá utilizar herramientas o extensiones eléctricas no validadas para tal fin si en el interior de la excavación hay agua.

Uso de la maquinaria. Planificar y señalizar las zonas de circulación de maquinaria y de descarga de materiales, instalar una entrada a la obra diferente para maquinaria y personal, usar siempre un señalista en operaciones de carga, descarga o maniobra en los que no se disponga de visibilidad completa por parte del maquinista, dejar una separación suficiente entre los trabajos de maquinaria y personal y no simultanear trabajos de maquinaria con trabajos manuales.

Protección de los trabajadores. Deberán usar chaleco reflectante de alta visibilidad, casco de protección y botas de seguridad. Para evitar la caída a zanjas, utilizar un arnés de seguridad, cuando sea necesario. En el caso de usar compresores, los trabajadores deberán utilizar guantes y polainas de cuero, protector auditivo y gafas de seguridad anti-impacto. En todos los casos, será necesario utilizar ropa de trabajo adecuada.

Sistemas constructivos de zapatas aisladas

Metodología:

1. Realizar Estudios de suelos, que permitan la clasificación de los suelos o mantos rocosos en el sitio de la obra.

2. Delimitar áreas o puntos de trabajo según sea el caso por el equipo topográfico o manuales.



3. Realizar descapote y limpieza si es necesario.



4. Realizar excavación o demolición con maquinaria o manual, según las restricciones.





5. Importante tener precaución con obras de drenaje e hidrosanitarias existentes en el subsuelo del terreno.



6. Realizar sistemas provisionales de contención como entibados en caso de ser necesarios durante las excavaciones.

7. Retirar materiales consecuentes a la actividad.

8. Cargue y trasporte de material de descapote y excavación hasta sitios autorizados en el municipio

9. limpieza final del área para inicios de actividades.

Sistemas constructivos de excavaciones y muros de contención

Metodología:
Antes de iniciar la excavación se debe tener en cuenta:

• El supervisor debe liderar y coordinar las medidas de prevención de accidentes durante la excavación.
• La persona calificada (que cuente con experiencia y conocimiento) debe establecer si se necesita estudio de suelo para la excavación y demás cálculos necesarios para evitar accidentes de trabajo o perturbación de las labores.
• La excavación de profundidad mayor a 6 metros que no cuente con un estudio de suelo debe, contar con el aval de una persona calificada. Si se necesita estudio de suelo, coordine su desarrollo por parte de una persona calificada. Haga un diseño y planificación de la excavación, teniendo en cuenta:
• Registro de las perforaciones del terreno (apiques) según el trazado y profundidad.
• Tipo de suelo encontrado-esperado
• Posibles riesgos enterrados, incluyendo: Tuberías de agua, químicos, desagües, alcantarillados, etc. Líneas y ductos de gas, petróleo y sus derivados (se debe contar con la información de las redes de gas y/o gasoductos enterrados en el área de la excavación, para evitar incidentes con potencial de fatalidad y afectación a la comunidad), también se deben tener en cuenta para los análisis previos de tareas, los trabajos que otras compañías adelanten en esa área de forma simultánea o previa.
• Toda excavación debe permanecer señalizada y demarcada a todo el perímetro, alrededor para impedir el ingreso de personas no autorizadas.

Entibados:

La delimitación interna, alrededor de la excavación, debe ser colocada a una distancia que evite derrumbes causados por objetos pesados como materiales, vehículos o equipos pesados. Esa distancia depende de la profundidad, tipo de suelo y protecciones instaladas, por lo que debe ser definida por una persona calificada, pero se recomienda:
• Mayor a 0,60 metros si la excavación tendrá protección, o una distancia igual a la profundidad si la excavación no tendrá protección. Aunque esto dependerá del tipo de suelo y otras variables que deben ser evaluadas por la persona competente o calificada.
Se debe suspender el trabajo y abandonar la excavación inmediatamente en los siguientes casos:

• Movimientos telúricos.
• 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 una persona competente o calificada lo determine como consecuencia de otros riesgos de la excavación.
• En caso de presentarse algún hundimiento, descenso o asiento, o grietas antes de comenzar o durante los trabajos de excavación, la situación debe ser reportada inmediatamente 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 gases combustibles.
• Deterioro del talud como grietas, desprendimientos, caída de rocas que evidencien la posibilidad de derrumbamiento.

La excavación debe ser inspeccionada y se debe diligenciar la lista de verificación, elaborar un análisis de riesgo y realizar una inducción especifica de la tarea:
• Antes de ingresar por primera vez en cada turno.
• Cuando se suspenda el trabajo, por cualquier razón, inspeccionar antes de volver a ingresar.
• Después de fuertes lluvias
• Se debe tener motobombas disponibles para el manejo de aguas dentro de la excavación. Cuando en la excavación se deben 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.
• El área de trabajo debe permanecer ordenada, aseada y señalizada.
• Los trabajadores deben estar lejos del radio de riesgos de cualquier vehículo que sea cargado o descargado para evitar ser lastimado por cualquier derramamiento o materiales que puedan caer.
• Se recomienda realizar, ajustar o implementar un procedimiento seguro para maquinaria y equipo.
• El material sobrante o excavado debe permanecer el menor tiempo posible en el sitio (en lo posible máximo 24 horas).

• Está prohibido la permanencia de personas dentro de la excavación durante la operación de la máquina. En el momento de cargar las volquetas con la retroexcavadora, está prohibida la permanencia de personas sobre la volqueta y en el área de operación de la máquina, aunque sea para orientar los servicios.
• Cuando se operen maquinarias o equipos pesados (retroexcavadoras, grúas, etc.), el personal deberá retirarse de la excavación para operar la máquina.

• Si la excavación es tan grande que asegure que un equipo pueda operar en un área y el personal trabajar en otra área, sin riesgo de ser golpeado o ser atrapado, se podrá trabajar, pero demarcando el área alrededor del radio de giro y área de influencia máxima del equipo.
• En caso de equipos que generen vibración (ejemplo: Compactadores, martillos, otros), el riesgo de derrumbe se aumenta, por lo que se deberá tener un área de control más grande.
• El cargue mecánico de material extraído debe ser supervisado por una persona idónea.
• Todos los equipos y maquinarias serán inspeccionados antes de permitir su ingreso para asegurar que estén en óptimas condiciones de operación. También deben ser inspeccionados periódicamente durante la obra.

Relleno y cierre:

El responsable verificará el cumplimiento de todos los requerimientos correspondientes al orden y aseo en el área donde se desarrolló la excavación.
• Verificar que se hayan cumplido todos los requerimientos exigidos en la legislación ambiental.
• Instalar testigos que adviertan cualquier cambio de las condiciones como el movimiento del terreno y que amenace con desprendimientos accidentales o no controlados.
• Garantizar el retiro de equipo maquinaria de forma segura (señalización y delimitación, seguir plan de seguridad vial).

Revisiones y controles.

El supervisor a cargo de la excavación deberá efectuar una revisión diaria del borde superior de una excavación cuando ésta no cuente con entibaciones, con el fin de advertir la posible aparición de grietas que pueden indicar alguna posible falla del terreno. Se deben inspeccionar las excavaciones y entibaciones después de una tormenta, un sismo u otro suceso que ponga en peligro los trabajos, y deben aumentarse las protecciones y defensas si fuera necesario. Después de un tiempo prolongado de paralización de la obra, el personal especializado deberá revisar las excavaciones y entibaciones antes de reanudar los trabajos. Es conveniente, además, realizar periódicamente inspecciones y seguimientos a los parámetros de las excavaciones, humedad, desprendimientos y bordes, inspecciones que deberán ser debidamente documentadas y archivadas.

13. REGISTRO FOTOGRÁFICO

Foto 1. Sondeo 1



Foto 2. Sondeo 1



Foto 3. Sondeo 1



Foto 4. Muestra Típica Sondeo 1



Foto 5. Muestra Típica Sondeo 1







Foto 6. Sondeo 2



Foto 7. Sondeo 2



Foto 8. Sondeo 2



Foto 9. Sondeo 2



Foto 10. Muestra Típica Sondeo 2







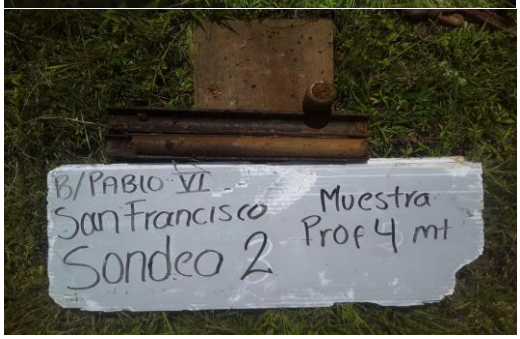


Foto 11. Muestra Típica Sondeo 2



Foto 12. Sondeo 3



Foto 13. Sondeo 3



Foto 14. Sondeo 3



Foto 15. Muestra Típica Sondeo 3







Foto 16. Muestra Típica Sondeo 3





Foto 17. Sondeo 4



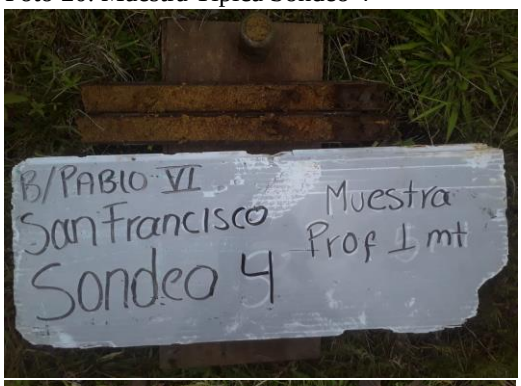
Foto 18. Sondeo 4



Foto 19. Sondeo 4



Foto 20. Muestra Típica Sondeo 4









MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD GEOTÉCNICO

Yo, Yolman Yasmany Yela, identificado con cédula de ciudadanía No 1.123.209.258, d**e** profesión Ingeniero Civil con T.P. N° 52202-458075, con más de cinco (5) años de experiencia de ejercicio profesional, en el ejercicio de la facultad conferida por el Decreto 926 de 2010 NSR-10, modificado por el Decreto 2525 del 13 de julio de 2010, por medio del presente documento declaro que asumo toda responsabilidad de los cálculos, y datos geotécnicos contenidos en las memorias del proyecto de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), regional putumayo". Siempre y cuando el diseño estructural de la estructura de cimentación se realice con profesionales facultados para tal fin y se sigan a cabalidad todas las recomendaciones de cimentación en este informe presentado. Además, durante el proceso de construcción de la cimentación debe estar presente un ingeniero profesional en geotecnia o facultado para tal fin quien avale y apruebe los niveles y sistema de fundación.

Teniendo en cuenta lo anterior hago las siguientes consideraciones geotécnicas: Según inspección realizada a los inmuebles y edificaciones colindantes se pudo establecer que estos no presentan asentamientos diferenciales considerables o apreciables a la vista, ni agrietamientos, ni deslizamientos, por lo que se puede concluir que el comportamiento de tales inmuebles ha sido adecuado.

De conformidad con los sondeos exploratorios realizados en el subsuelo y de acuerdo a la experiencia acumulada puedo certificar que la capacidad portante admisible del suelo en contacto con la estructura es: 17.2 Ton/m^2.

Para constancia de lo anterior, se firma en la ciudad de Mocoa, en el mes de diciembre del año 2024.



NOMBRE: YOLMAN YASMANY YELA
Ingeniero Civil
Esp. en Geotécnica y Estabilidad de Taludes
Magister en Ingeniería Estructural y Sísmica
CC No.1.123.209.258 de Puerto Asís
T.P. No. 52202- 258044

YOLMAN YELA Consultores integrales	Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".	PS00024120410 13-12-24 VERSIÓN: 1

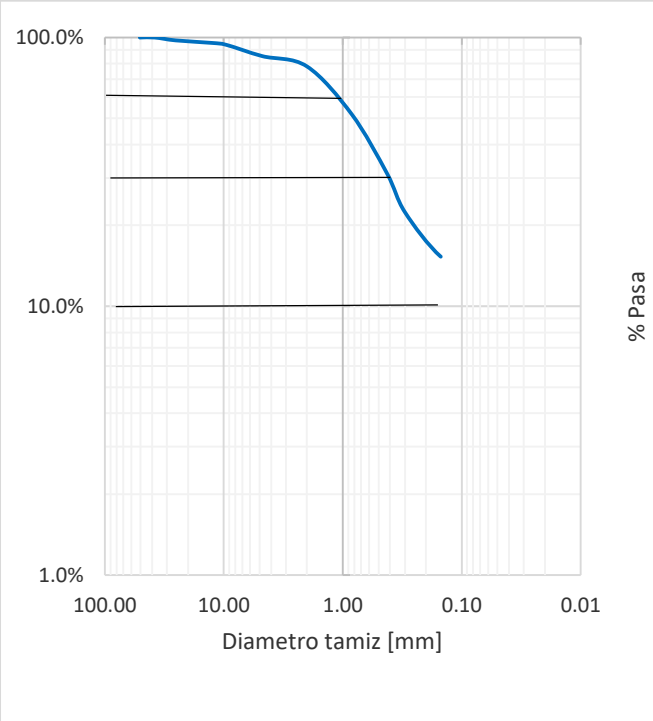
Analisis granulometrico de materiales gruesos y finos , INV-E 213-13

Tamiz US	Tamiz [mm]	Peso [gr]	% Retenido [gr]	% Retenido Acomulado	% Pasa	% Material
2"	50.80	0.0	0.0%	0.0%	100.0%	Grava
1 1/2"	38.10	0.0	0.0%	0.0%	100.0%	
1"	25.40	25.4	2.4%	2.4%	97.6%	
1/2"	12.50	22.1	2.1%	4.5%	95.5%	15%
3/8 "	9.51	16.4	1.6%	6.1%	93.9%	
Nº 4	4.76	90.0	8.6%	14.7%	85.3%	
Nº 10	2.00	75.4	7.2%	21.9%	78.1%	Arena
Nº 20	0.84	274.5	26.2%	48.2%	51.8%	
Nº 40	0.43	215.4	20.6%	68.8%	31.2%	73%
Nº 50	0.30	92.6	8.9%	77.6%	22.4%	
Nº 100	0.15	74.2	7.1%	84.7%	15.3%	
Nº 200	0.07	28.0	2.7%	87.4%	12.6%	Finos
pasa 200	0.06	132.0	12.6%	100.0%	0.0%	12.6%
Total peso [g]		1046.0				

Muestra 1

Localizacion:	Barrio Pablo VI
Fecha extra:	10/12/2024
Sondeo:	SPT1
Profundidad :	5m
Peso humedo[gr] :	46.1
Peso seco [gr] :	40.1
Volumen [cm3] :	28.7
Humedad [%] :	15%
Densidad [gr/cm3] :	1.606
Den seca [gr/cm3] :	1.397

Curva Granulometrica



Clasificacion

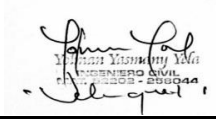
D10 =	0.16	D30 =	0.40
D60 =	1.10	Cu =	6.88
Cc =	0.91	si Cu>6 & 1<Cc<=3	

Clasificacion SUCS : SM

Arena limosa



Realizo:



Ing. Yolman Yela MP: 52202-258044

YOLMAN YELA Consultores integrales	Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".	PS00024120410 13-12-24 VERSIÓN: 1

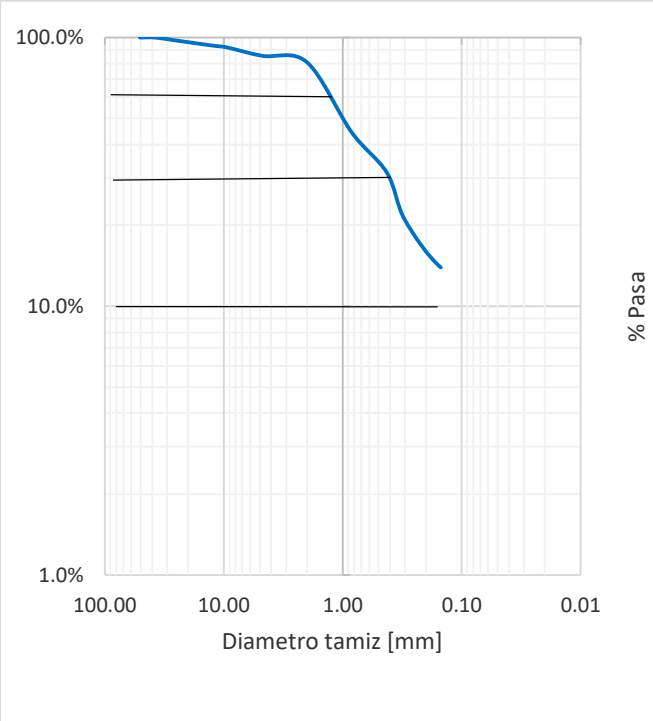
Analisis granulometrico de materiales gruesos y finos , INV-E 213-13

Tamiz US	Tamiz [mm]	Peso [gr]	% Retenido [gr]	% Retenido Acomulado	% Pasa	% Material
2"	50.80	0.0	0.0%	0.0%	100.0%	Grava
1 1/2"	38.10	0.0	0.0%	0.0%	100.0%	
1"	25.40	35.2	2.5%	2.5%	97.5%	
1/2"	12.50	60.3	4.2%	6.7%	93.3%	15%
3/8 "	9.51	20.1	1.4%	8.1%	91.9%	
Nº 4	4.76	92.6	6.5%	14.5%	85.5%	
Nº 10	2.00	65.3	4.6%	19.1%	80.9%	Arena
Nº 20	0.84	524.0	36.5%	55.6%	44.4%	
Nº 40	0.43	186.4	13.0%	68.6%	31.4%	73%
Nº 50	0.30	150.0	10.5%	79.1%	20.9%	
Nº 100	0.15	100.0	7.0%	86.0%	14.0%	
Nº 200	0.07	26.1	1.8%	87.9%	12.1%	Finos
pasa 200	0.06	174.0	12.1%	100.0%	0.0%	12.1%
Total peso [g]		1434.0				

Muestra 2

Localizacion:	Barrio Pablo VI
Fecha extra:	10/12/2024
Sondeo:	SPT2
Profundidad :	6m
Peso humedo[gr] :	70.8
Peso seco [gr] :	63.5
Volumen [cm3] :	43.7
Humedad [%] :	11%
Densidad [gr/cm3] :	1.620
Den seca [gr/cm3] :	1.453

Curva Granulometrica



Clasificacion

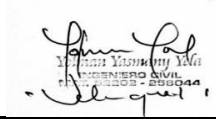
D10 =	0.15	D30 =	0.40
D60 =	1.30	Cu =	8.67
Cc =	0.82	si Cu>6 & 1<Cc<=3	

Clasificacion SUCS : SM

Arena limosa



Realizo:



Ing. Yolman Yela MP: 52202-258044

YOLMAN YELA Consultores integrales	Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".	PS00024120410 13-12-24 VERSIÓN: 1

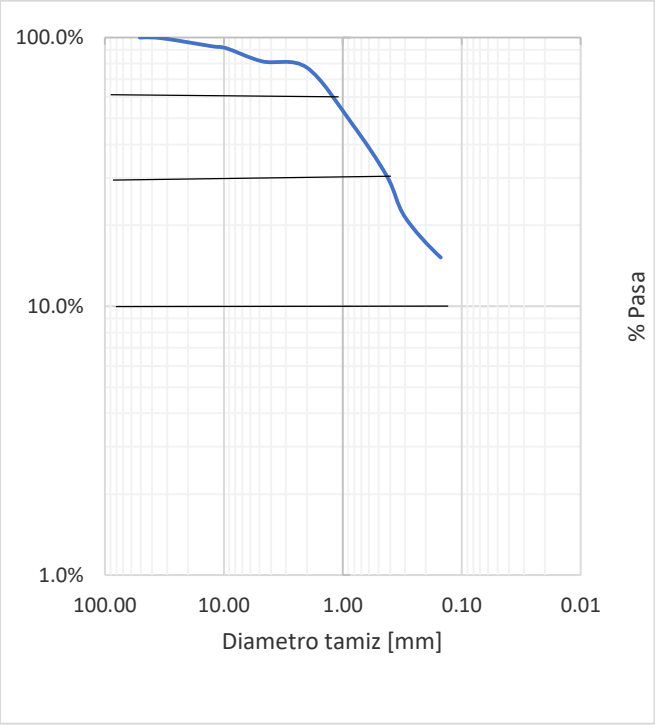
Analisis granulometrico de materiales gruesos y finos , INV-E 213-13

Tamiz US	Tamiz [mm]	Peso [gr]	% Retenido [gr]	% Retenido Acomulado	% Pasa	% Material
2"	50.80	0.0	0.0%	0.0%	100.0%	Grava
1 1/2"	38.10	0.0	0.0%	0.0%	100.0%	
1"	25.40	25.0	2.3%	2.3%	97.7%	
1/2"	12.50	54.1	5.0%	7.3%	92.7%	18%
3/8 "	9.51	16.4	1.5%	8.8%	91.2%	
Nº 4	4.76	105.2	9.7%	18.5%	81.5%	
Nº 10	2.00	46.7	4.3%	22.8%	77.2%	Arena
Nº 20	0.84	318.2	29.3%	52.0%	48.0%	
Nº 40	0.43	190.3	17.5%	69.5%	30.5%	70%
Nº 50	0.30	97.4	9.0%	78.5%	21.5%	
Nº 100	0.15	68.5	6.3%	84.8%	15.2%	
Nº 200	0.07	36.4	3.3%	88.2%	11.8%	Finos
pasa 200	0.06	128.7	11.8%	100.0%	0.0%	11.8%
Total peso [g]		1086.9				

Muestra 3

Localizacion:	Barrio Pablo VI
Fecha extra:	10/12/2024
Sondeo:	SPT3
Profundidad :	4m
Peso humedo[gr] :	83.1
Peso seco [gr] :	70.1
Volumen [cm3] :	52.1
Humedad [%] :	19%
Densidad [gr/cm3] :	1.595
Den seca [gr/cm3] :	1.345

Curva Granulometrica



Clasificacion

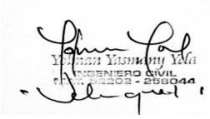
D10 =	0.16	D30 =	0.43
D60 =	1.20	Cu =	7.50
Cc =	0.96	si Cu>6 & 1<Cc<=3	

Clasificacion SUCS : SM

Arena limosa



Realizo:



Ing. Yolman Yela MP: 52202-258044

YOLMAN YELA
Consultores integrales

Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".

PS00024120410
13-12-24
VERSIÓN: 1

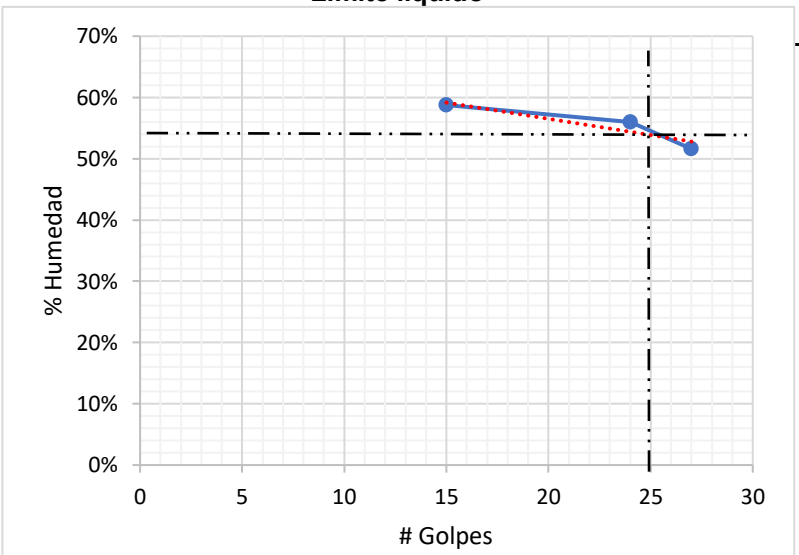
Limite Liquido e Índice de Plasticidad INV-E 126

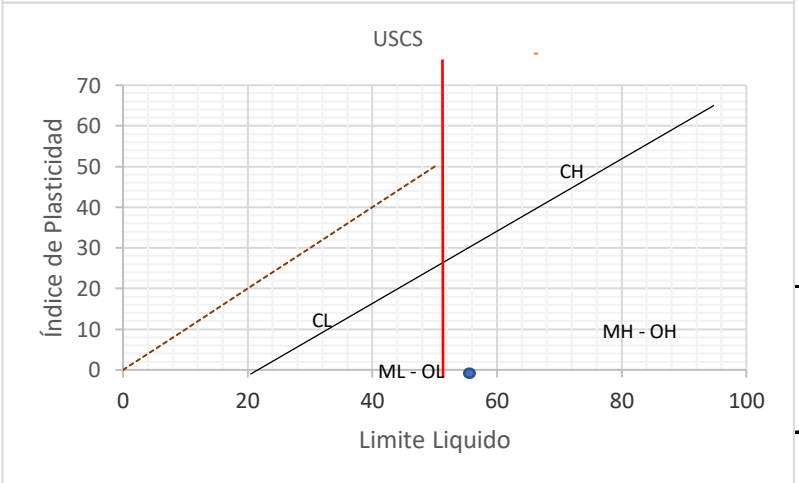
Area del cilindro [cm2] :	12.75	Peso de la muestra [g]	41.5	H = Humedo	
Altura de la muestra [cm] :	2.5	Densidad Relativa [kg/m3] :	1302	S = Seco	

		LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
Nº Ensayo		1	2	3	1	2
Peso recipiente + SH	[g]	22.15	32.47	18.62	7.42	7.22
Peso recipiente + Ss	[g]	16.04	22.34	13.32	7.02	6.85
Peso recipiente	[g]	4.20	4.25	4.30	4.15	4.22
Peso Agua	[g]	6.11	10.13	5.30	0.40	0.37
Peso del suelo seco	[g]	11.84	18.09	9.02	2.87	2.63
Porcentaje de humedad	[%]	52%	56%	59%	13.94	14.07
Nº Golpes - Casa G.	[-]	27	24	15		

No Plástico

Limite liquido



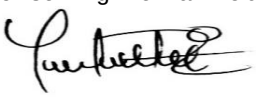


Muestra 1

Localización:		Barrio Pablo VI
Fecha extra:		10/12/2024
Sondeo:		SPT1
Profundidad :		1m
Limite liquido	LL	53%
Limite plástico	LP	
Índice de plasticidad	IP	
Clasificación USCS		OH
Densidad Seca [kg/m3]	:	1007
Peso suelo + Agua	:	41.5
Peso suelo seco	:	32.1
Peso Agua + recipiente		9.4
Humedad		29%



Reviso : Ing. Yolman Yela



Laboratorista : Yeiny Liliana Vallejo
Tecnóloga en obras Civiles

YOLMAN YELA Consultores integrales	Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".	PS00024120410 13-12-24 VERSIÓN: 1

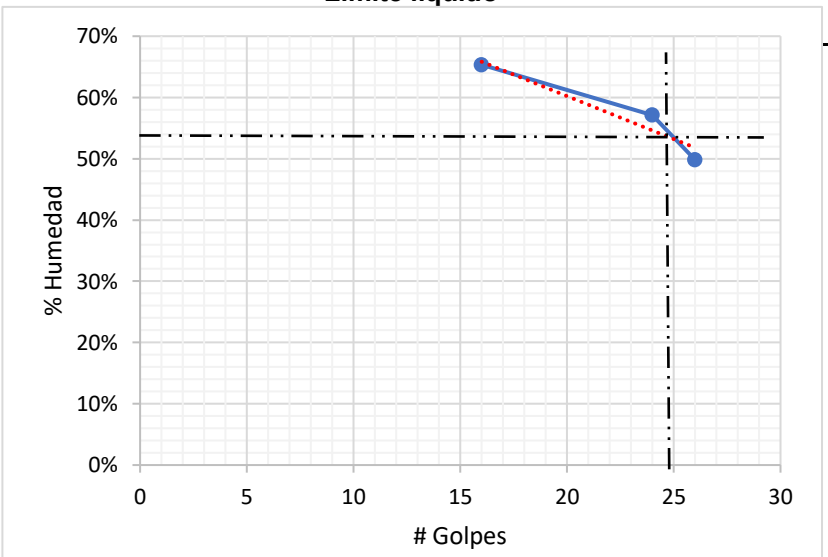
Limite Liquido e Índice de Plasticidad INV-E 126

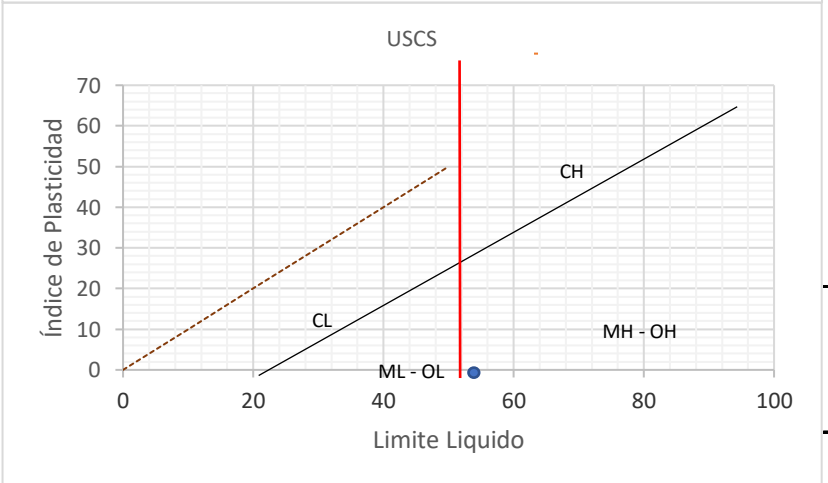
Area del cilindro [cm2] :	12.75	Peso de la muestra [g] :	47.2	H = Humedo	
Altura de la muestra [cm] :	2.8	Densidad Relativa [kg/m3] :	1322	S = Seco	

		LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO	
Nº Ensayo		1	2	3	1	2
Peso recipiente + SH	[g]	16.51	20.11	18.32	7.64	6.74
Peso recipiente + Ss	[g]	12.45	14.31	12.74	7.24	6.41
Peso recipiente	[g]	4.30	4.15	4.20	4.30	4.28
Peso Agua	[g]	4.06	5.80	5.58	0.40	0.33
Peso del suelo seco	[g]	8.15	10.16	8.54	2.94	2.13
Porcentaje de humedad	[%]	50%	57%	65%	13.61	15.49
Nº Golpes - Casa G.	[-]	26	24	16		

No Plástico

Limite liquido



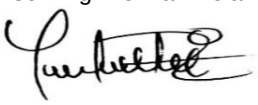


Muestra 2

Localización:		Barrio Pablo VI
Fecha extra:		10/12/2024
Sondeo:		SPT1
Profundidad :		2m
Limite liquido	LL	52%
Limite plástico	LP	
Índice de plasticidad	IP	
Clasificación USCS		OH
Densidad Seca [kg/m3]		1048
Peso suelo + Agua		47.2
Peso suelo seco		37.4
Peso Agua + recipiente		9.8
Humedad		26%



Reviso : Ing. Yolman Yela



Laboratorista : Yeiny Liliana Vallejo
Tecnóloga en obras Civiles

YOLMAN YELA Consultores Integrales	Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".	PS00024120410 13-12-24 VERSIÓN: 1

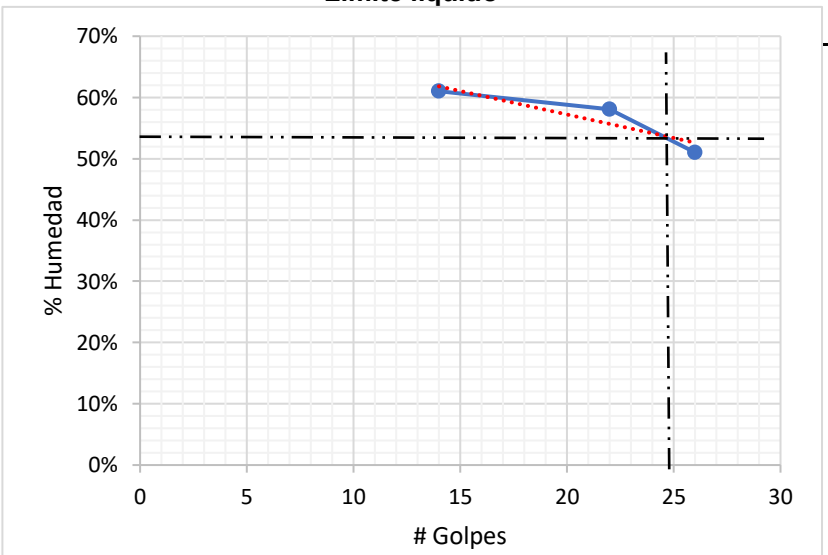
Limite Liquido e Índice de Plasticidad INV-E 126

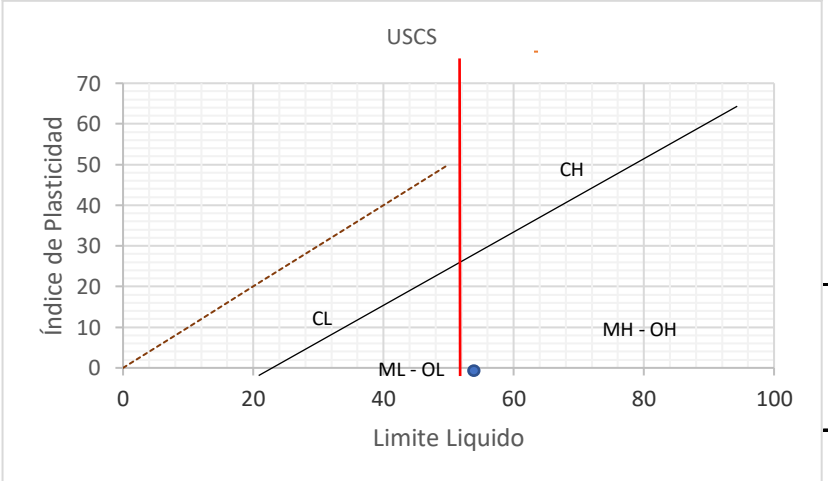
Area del cilindro	[cm2] :	12.75	Peso de la muestra [g] :	49.2	H = Humedo
Altura de la muestra	[cm] :	2.6	Densidad Relativa [kg/m3] :	1484	S = Seco

		LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO	
Nº Ensayo		1	2	3	1	2
Peso recipiente + SH	[g]	29.54	18.52	26.34	7.24	7.15
Peso recipiente + Ss	[g]	21.03	13.24	17.95	6.52	6.47
Peso recipiente	[g]	4.35	4.15	4.20	4.25	4.30
Peso Agua	[g]	8.51	5.28	8.39	0.72	0.68
Peso del suelo seco	[g]	16.68	9.09	13.75	2.27	2.17
Porcentaje de humedad	[%]	51%	58%	61%	31.72	31.34
Nº Golpes - Casa G.	[-]	26	22	14		

No Plastico

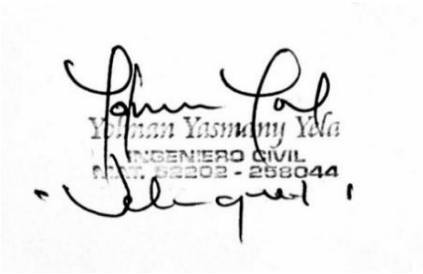
Limite liquido



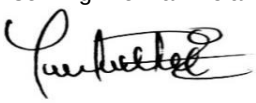


Muestra 3

Localización:		Barrio Pablo VI
Fecha extra:		10/12/2024
Sondeo:		SPT1
Profundidad :		4m
Limite liquido	LL	53%
Limite plástico	LP	
Índice de plasticidad	IP	
Clasificación USCS		OH
Densidad Seca [kg/m3]		1243
Peso suelo + Agua		49.2
Peso suelo seco		41.2
Peso Agua + recipiente		8
Humedad		19%



Reviso : Ing. Yolman Yela



Laboratorista : Yeiny Liliana Vallejo
Tecnóloga en obras Civiles

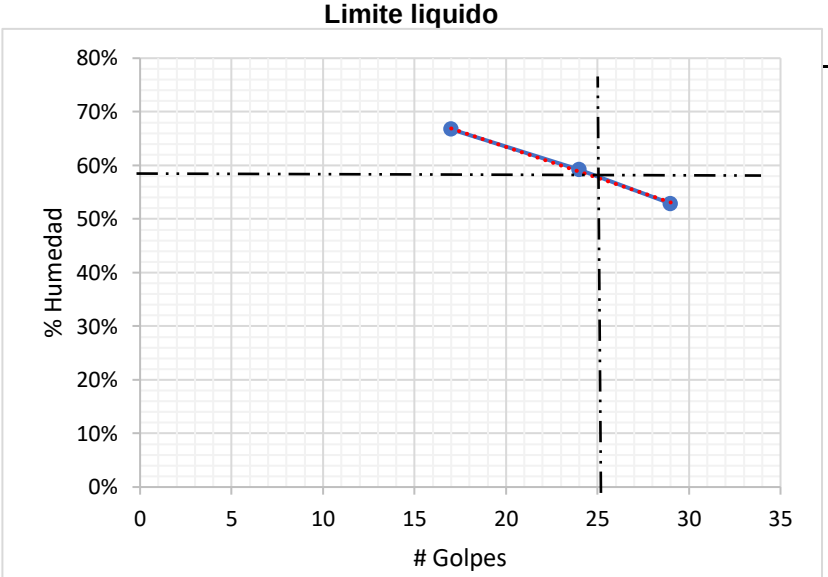
YOLMAN YELA Consultores integrales	Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".	PS00024120410 13-12-24 VERSIÓN: 1

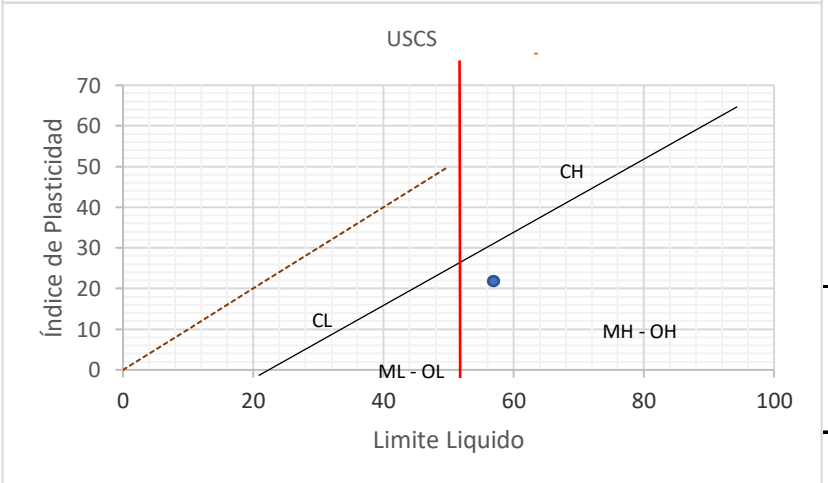
Limite Liquido e Índice de Plasticidad INV-E 126

Area del cilindro [cm2] :	12.75	Peso de la muestra [g] :	67.8	H = Humedo	
Altura de la muestra [cm] :	3.5	Densidad Relativa [kg/m3] :	1519	S = Seco	

		LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO	
Nº Ensayo		1	2	3	1	2
Peso recipiente + SH	[g]	36.97	28.54	26.11	8.21	8.63
Peso recipiente + Ss	[g]	25.67	19.47	17.34	7.24	7.44
Peso recipiente	[g]	4.30	4.15	4.20	4.30	4.28
Peso Agua	[g]	11.30	9.07	8.77	0.97	1.19
Peso del suelo seco	[g]	21.37	15.32	13.14	2.94	3.16
Porcentaje de humedad	[%]	53%	59%	67%	32.99	37.66
Nº Golpes - Casa G.	[-]	29	24	17		

Limite liquido



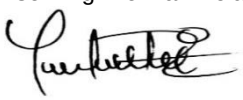


Muestra 4

Localización:		Barrio Pablo VI
Fecha extra:		10/12/2024
Sondeo:		SPT1
Profundidad :		5m
Limite liquido	LL	58%
Limite plástico	LP	35%
Índice de plasticidad	IP	23%
Clasificación USCS		MH
Densidad Seca [kg/m3]		1321
Peso suelo + Agua		66.5
Peso suelo seco		57.8
Peso Agua + recipiente		8.7
Humedad		15%



Reviso : Ing. Yolman Yela



Laboratorista : Yeiny Liliana Vallejo
Tecnóloga en obras Civiles

YOLMAN YELA Consultores integrales	Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".	PS00024120410 13-12-24 VERSIÓN: 1

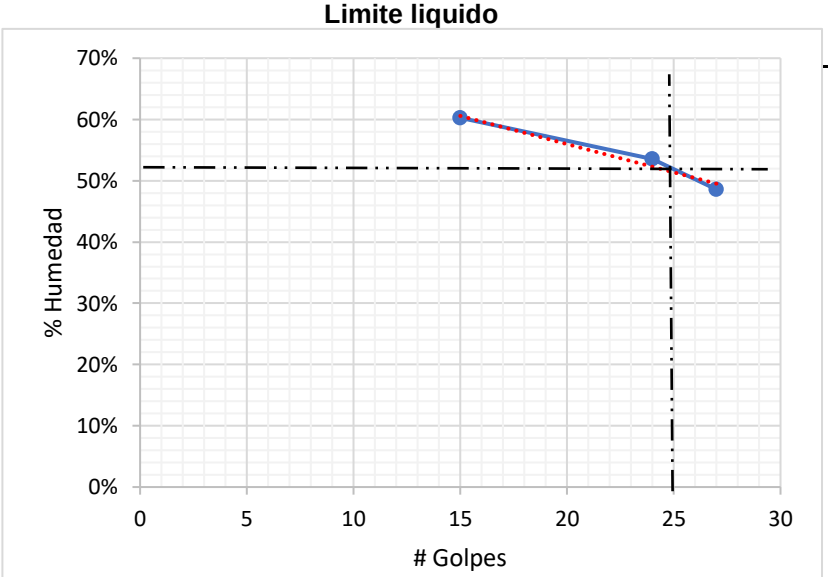
Limite Liquido e Índice de Plasticidad INV-E 126

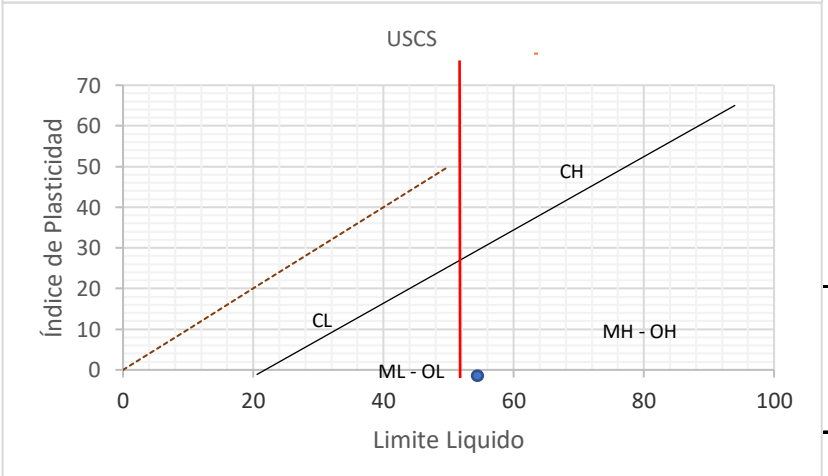
Area del cilindro [cm2] :	12.75	Peso de la muestra [g] :	70.6	H = Humedo	
Altura de la muestra [cm] :	4.2	Densidad Relativa [kg/m3] :	1318	S = Seco	

		LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO	
Nº Ensayo		1	2	3	1	2
Peso recipiente + SH	[g]	16.25	20.33	18.61	6.34	6.28
Peso recipiente + Ss	[g]	12.31	14.74	13.21	5.94	5.80
Peso recipiente	[g]	4.20	4.30	4.25	4.15	4.20
Peso Agua	[g]	3.94	5.59	5.40	0.40	0.48
Peso del suelo seco	[g]	8.11	10.44	8.96	1.79	1.60
Porcentaje de humedad	[%]	49%	54%	60%	22.35	30.00
Nº Golpes - Casa G.	[-]	27	24	15		

No Plástico

Limite liquido



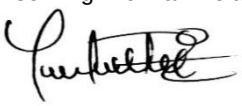


Muestra 5

Localización:		Barrio Pablo VI
Fecha extra:		10/12/2024
Sondeo:		SPT2
Profundidad :		2m
Limite liquido	LL	52%
Limite plástico	LP	
Índice de plasticidad	IP	
Clasificación USCS		OH
Densidad Seca [kg/m3]		1067
Peso suelo + Agua		66.5
Peso suelo seco		53.8
Peso Agua + recipiente		12.7
Humedad		24%



Reviso : Ing. Yolman Yela



Laboratorista : Yeiny Liliana Vallejo
Tecnóloga en obras Civiles

YOLMAN YELA Consultores integrales	Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".	PS00024120410 13-12-24 VERSIÓN: 1

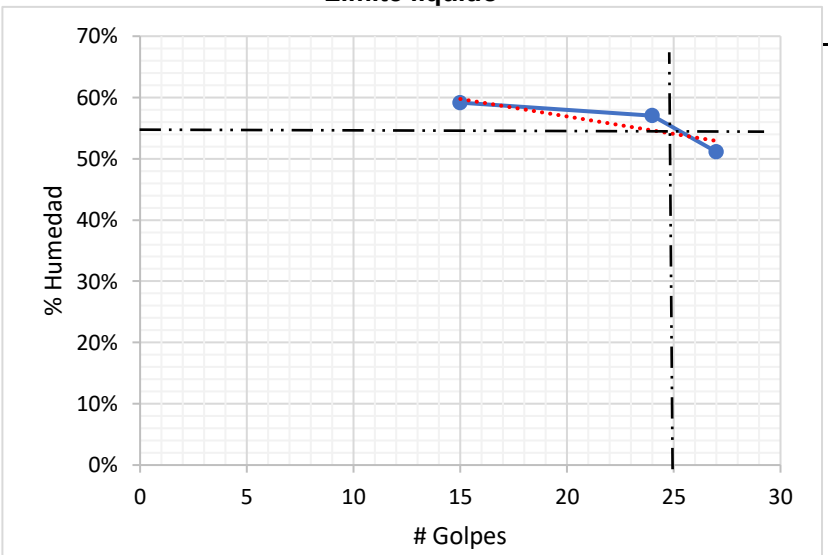
Limite Liquido e Índice de Plasticidad INV-E 126

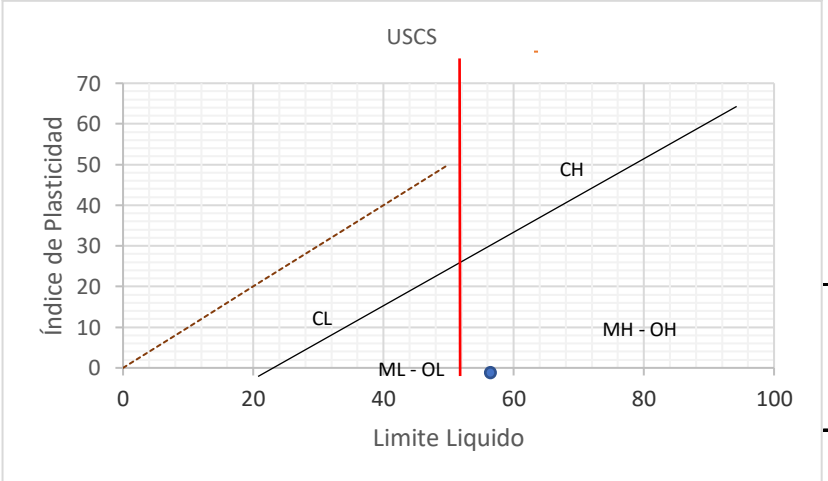
Area del cilindro [cm2] :	12.75	Peso de la muestra [g] :	70.6	H = Humedo	
Altura de la muestra [cm] :	4.2	Densidad Relativa [kg/m3] :	1318	S = Seco	

		LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO	
Nº Ensayo		1	2	3	1	2
Peso recipiente + SH	[g]	31.24	29.41	30.61	6.34	6.28
Peso recipiente + Ss	[g]	22.11	20.25	20.79	5.94	5.80
Peso recipiente	[g]	4.25	4.18	4.19	4.45	4.34
Peso Agua	[g]	9.13	9.16	9.82	0.40	0.48
Peso del suelo seco	[g]	17.86	16.07	16.60	1.49	1.46
Porcentaje de humedad	[%]	51%	57%	59%	26.85	32.88
Nº Golpes - Casa G.	[-]	27	24	15		

No Plástico

Limite liquido





Muestra 6

Localización:		Barrio Pablo VI
Fecha extra:		10/12/2024
Sondeo:		SPT2
Profundidad :		3m
Limite liquido	LL	54%
Limite plástico	LP	
Índice de plasticidad	IP	
Clasificación USCS		OH
Densidad Seca [kg/m3]		1094
Peso suelo + Agua		66.5
Peso suelo seco		55.2
Peso Agua + recipiente		11.3
Humedad		20%

Yolman Yasmany Yela
INGENIERO CIVIL
M.P. 52202 - 258044

Reviso : Ing. Yolman Yela

Laboratorista : Yeiny Liliana Vallejo
Tecnóloga en obras Civiles

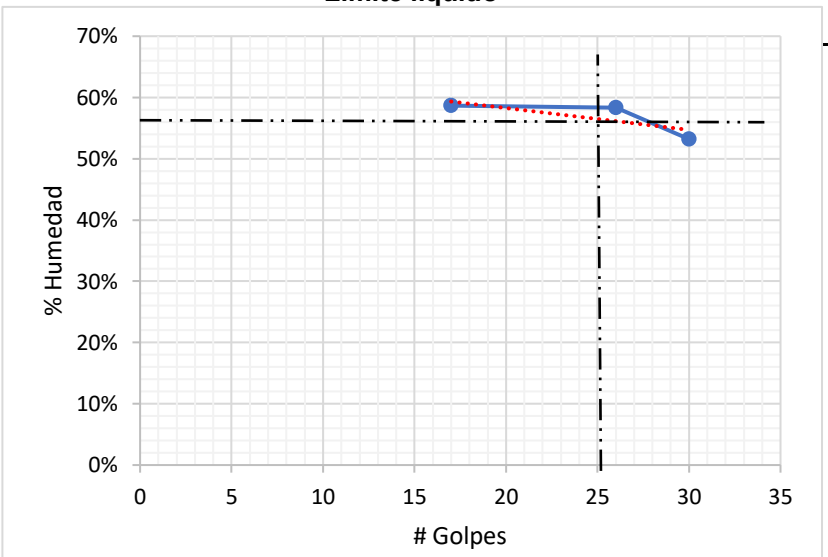
YOLMAN YELA Consultores integrales	Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".	PS00024120410 13-12-24 VERSIÓN: 1

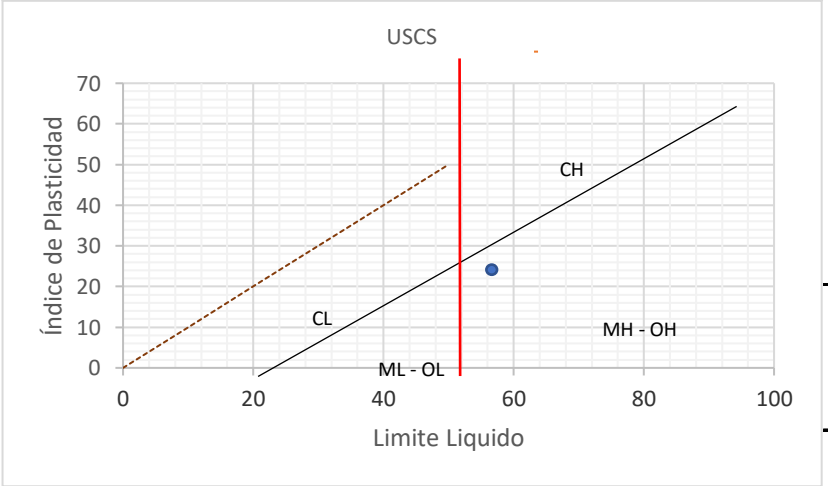
Limite Liquido e Índice de Plasticidad INV-E 126

Area del cilindro [cm2] :	12.75	Peso de la muestra [g] :	112.2	H = Humedo	
Altura de la muestra [cm] :	5.6	Densidad Relativa [kg/m3] :	1571	S = Seco	

		LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO	
Nº Ensayo		1	2	3	1	2
Peso recipiente + SH	[g]	19.67	20.21	18.22	6.24	7.21
Peso recipiente + Ss	[g]	14.35	14.35	13.11	5.78	6.48
Peso recipiente	[g]	4.35	4.30	4.40	4.25	4.40
Peso Agua	[g]	5.32	5.86	5.11	0.46	0.73
Peso del suelo seco	[g]	10.00	10.05	8.71	1.53	2.08
Porcentaje de humedad	[%]	53%	58%	59%	30.07	35.10
Nº Golpes - Casa G.	[-]	30	26	17		

Limite liquido



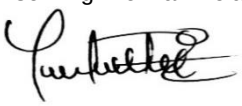


Muestra 7

Localización:		Barrio Pablo VI
Fecha extra:		10/12/2024
Sondeo:		SPT2
Profundidad :		6m
Limite liquido	LL	56%
Limite plástico	LP	33%
Índice de plasticidad	IP	23%
Clasificación USCS		MH
Densidad Seca [kg/m3]		1417
Peso suelo + Agua		112.2
Peso suelo seco		101.2
Peso Agua + recipiente		11
Humedad		11%



Reviso : Ing. Yolman Yela



Laboratorista : Yeiny Liliana Vallejo
Tecnóloga en obras Civiles

YOLMAN YELA
Consultores integrales

Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".

PS00024120410
13-12-24
VERSIÓN: 1

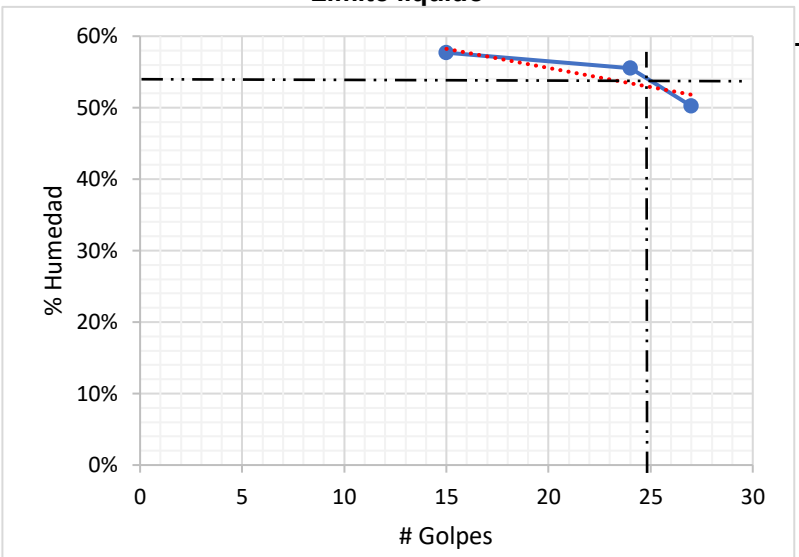
Limite Liquido e Índice de Plasticidad INV-E 126

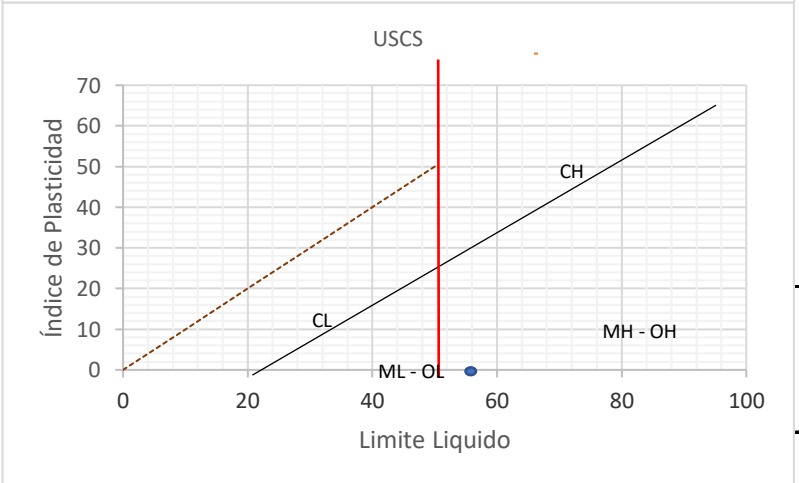
Area del cilindro [cm2] :	12.75	Peso de la muestra [g]	55.2	H = Humedo	
Altura de la muestra [cm] :	3.3	Densidad Relativa [kg/m3] :	1312	S = Seco	

		LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
Nº Ensayo		1	2	3	1	2
Peso recipiente + SH	[g]	22.40	21.70	23.00	6.27	6.41
Peso recipiente + Ss	[g]	16.35	15.45	16.14	5.74	5.97
Peso recipiente	[g]	4.30	4.20	4.25	4.40	4.35
Peso Agua	[g]	6.05	6.25	6.86	0.53	0.44
Peso del suelo seco	[g]	12.05	11.25	11.89	1.34	1.62
Procentaje de humedad	[%]	50%	56%	58%	39.55	27.16
Nº Golpes - Casa G.	[-]	27	24	15		

No Plástico

Limite liquido



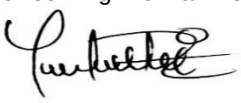


Muestra 8

Localizacion:		Barrio Pablo VI
Fecha extra:		10/12/2024
Sondeo:		SPT3
Profundidad :		1m
Limite liquido	LL	54%
Limite plastico	LP	
Indice de plasticidad	IP	
Clasificacion USCS		OH
Densidad Seca [kg/m3]	:	1034
Peso suelo + Agua	:	55.2
Peso suelo seco	:	43.5
Peso Agua + recipien	:	11.7
Humedad		27%



Reviso : Ing. Yolman Yela



Laboratorista : Yeiny Liliana Vallejo
Tecnóloga en obras Civiles

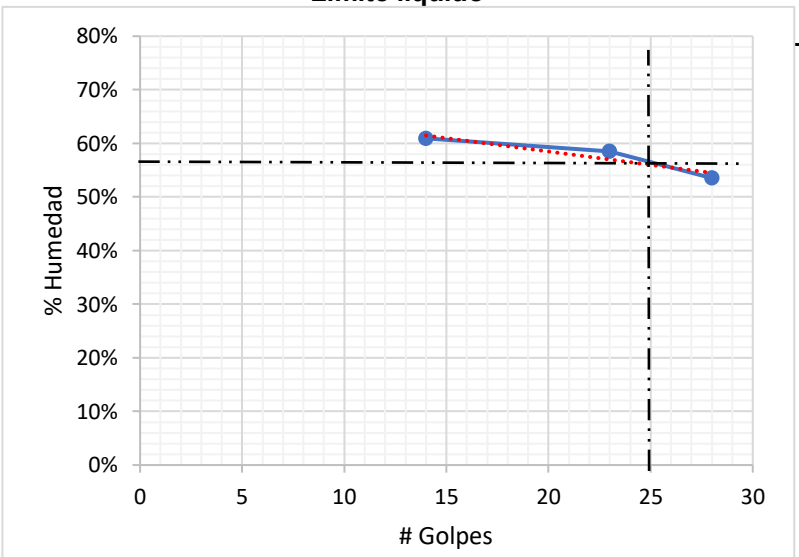
YOLMAN YELA Consultores integrales	Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".	PS00024120410 13-12-24 VERSIÓN: 1

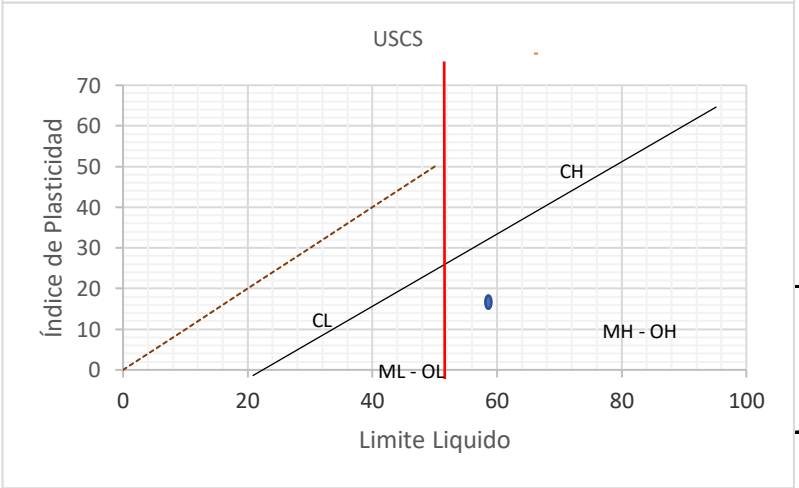
Limite Liquido e Indice de Plasticidad INV-E 126

Area del cilindro [cm2] :	12.75	Peso de la muestra [g]	42.7	H = Humedo	
Altura de la muestra [cm] :	2.3	Densidad Relativa [kg/m3] :	1456	S = Seco	

		LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
Nº Ensayo		1	2	3	1	2
Peso recipiente + SH	[g]	32.14	28.54	22.15	9.36	9.12
Peso recipiente + Ss	[g]	22.45	19.63	15.41	8.10	7.80
Peso recipiente	[g]	4.35	4.40	4.35	4.54	4.40
Peso Agua	[g]	9.69	8.91	6.74	1.26	1.32
Peso del suelo seco	[g]	18.10	15.23	11.06	3.56	3.40
Procentaje de humedad	[%]	54%	59%	61%	35.39	38.82
Nº Golpes - Casa G.	[-]	28	23	14		

Limite liquido



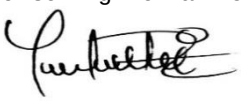


Muestra 9

Localizacion:		Barrio Pablo VI
Fecha extra:		10/12/2024
Sondeo:		SPT3
Profundidad :		4m
Limite liquido	LL	56%
Limite plastico	LP	37%
Indice de plasticidad	IP	19%
Clasificacion USCS		MH
Densidad Seca [kg/m3]	:	1241
Peso suelo + Agua	:	42.7
Peso suelo seco	:	36.4
Peso Agua + recipien	:	6.3
Humedad		17%



Reviso : Ing. Yolman Yela



Laboratorista : Yeiny Liliana Vallejo
Tecnóloga en obras Civiles

YOLMAN YELA
Consultores integrales

Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".

PS00024120410
13-12-24
VERSIÓN: 1

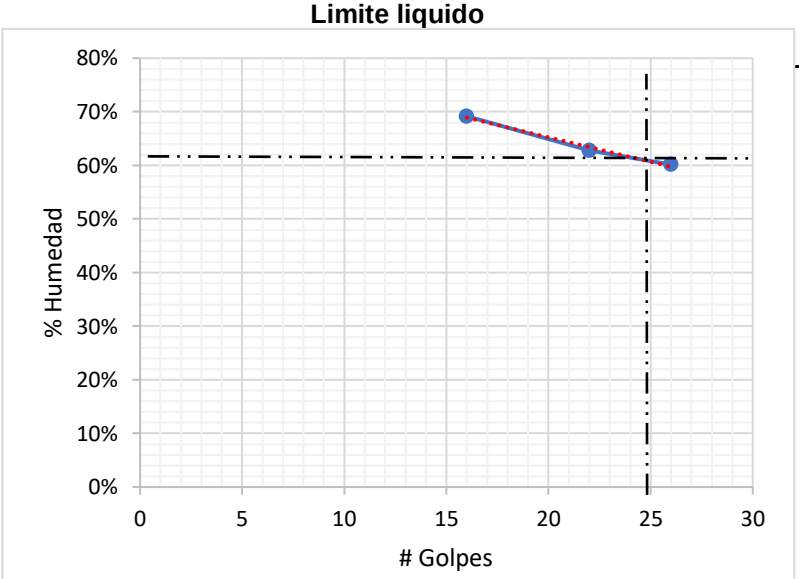
Limite Liquido e Indice de Plasticidad INV-E 126

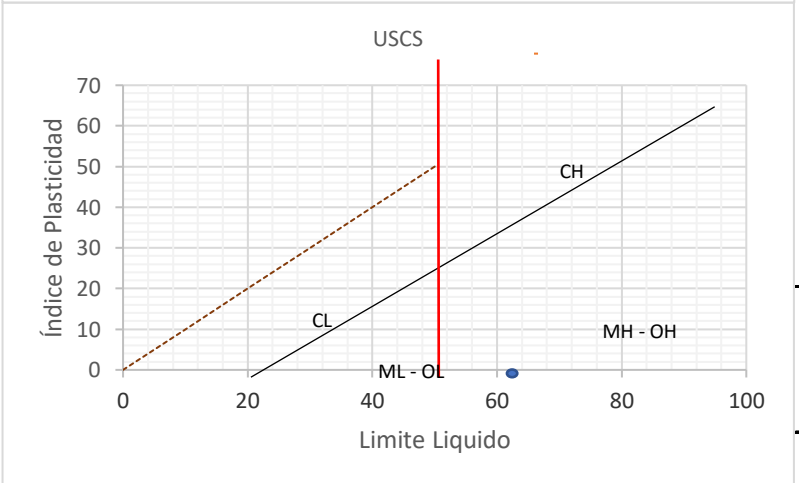
Area del cilindro [cm2] :	12.75	Peso de la muestra [g]	51.6	H = Humedo	
Altura de la muestra [cm] :	3.1	Densidad Relativa [kg/m3] :	1306	S = Seco	

		LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
Nº Ensayo		1	2	3	1	2
Peso recipiente + SH	[g]	19.25	21.27	18.63	7.25	8.15
Peso recipiente + Ss	[g]	13.24	14.67	12.75		
Peso recipiente	[g]	3.25	4.15	4.25	4.31	4.28
Peso Agua	[g]	6.01	6.60	5.88	7.25	8.15
Peso del suelo seco	[g]	9.99	10.52	8.50	-4.31	-4.28
Procentaje de humedad	[%]	60%	63%	69%	-168.21	-190.42
Nº Golpes - Casa G.	[-]	26	22	16		

No Plástico

Limite liquido





Muestra 10

Localizacion:		Barrio Pablo VI
Fecha extra:		10/12/2024
Sondeo:		SPT4
Profundidad :		0.5m
Limite liquido	LL	61%
Limite plastico	LP	
Indice de plasticidad	IP	
Clasificacion USCS		OH
Densidad Seca [kg/m3]	:	1015
Peso suelo + Agua	:	51.6
Peso suelo seco	:	40.1
Peso Agua + recipien	:	11.5
Humedad		29%

Yolman Yasmany Yela
INGENIERO CIVIL
M.P. 86202 - 258044

Reviso : Ing. Yolman Yela

Laboratorista : Yeiny Liliana Vallejo
Tecnóloga en obras Civiles

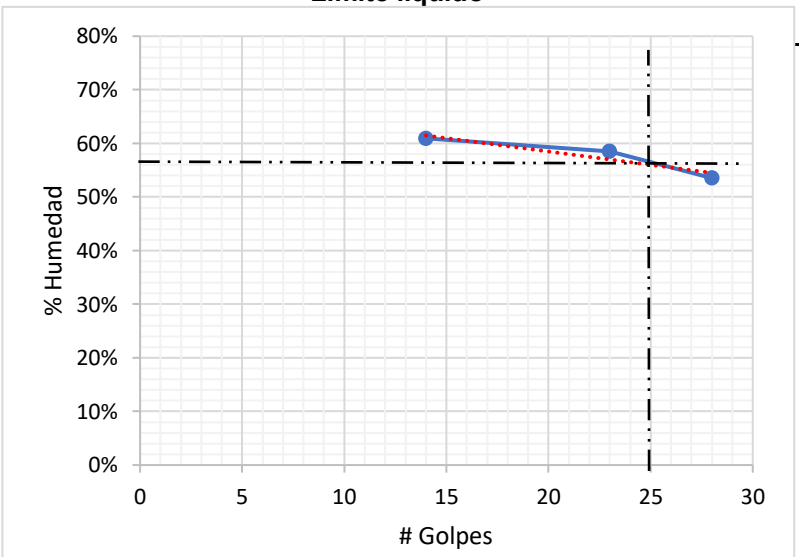
YOLMAN YELA Consultores integrales	Contrato de Consultoría No. 86003992024 Objeto: "Realizar los Estudios y Diseños del Centro de Desarrollo Infantil San Francisco del Instituto Colombiano de Bienestar Familiar (ICBF), Regional Putumayo".	PS00024120410 13-12-24 VERSIÓN: 1

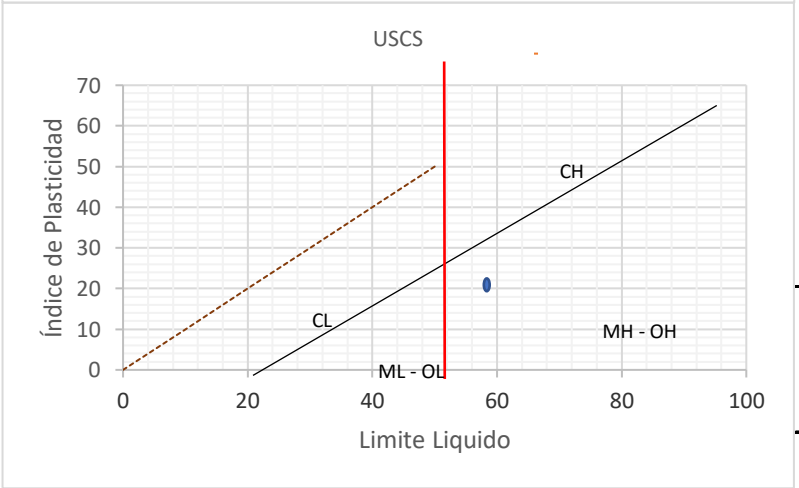
Limite Liquido e Indice de Plasticidad INV-E 126

Area del cilindro	[cm2] :	12.75	Peso de la muestra [g]	52.1	H = Humedo
Altura de la muestra	[cm] :	2.7	Densidad Relativa [kg/m3] :	1513	S = Seco

		LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
Nº Ensayo		1	2	3	1	2
Peso recipiente + SH	[g]	22.10	21.00	20.50	7.10	7.25
Peso recipiente + Ss	[g]	16.52	15.10	14.30	6.34	6.48
Peso recipiente	[g]	4.50	4.35	4.25	4.22	4.18
Peso Agua	[g]	5.58	5.90	6.20	0.76	0.77
Peso del suelo seco	[g]	12.02	10.75	10.05	2.12	2.30
Procentaje de humedad	[%]	46%	55%	62%	35.85	33.48
Nº Golpes - Casa G.	[-]	30	25	18		

Limite liquido



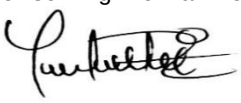


Muestra 11

Localizacion:		Barrio Pablo VI
Fecha extra:		10/12/2024
Sondeo:		SPT4
Profundidad :		5m
Limite liquido	LL	56%
Limite plastico	LP	35%
Indice de plasticidad	IP	21%
Clasificacion USCS		MH
Densidad Seca [kg/m3]	:	1342
Peso suelo + Agua	:	52.1
Peso suelo seco	:	46.2
Peso Agua + recipien	:	5.9
Humedad		13%



Reviso : Ing. Yolman Yela



Laboratorista : Yeiny Liliana Vallejo
Tecnóloga en obras Civiles

Universidad® de Medellín
Ciencia y Libertad

La Universidad de Medellín con personería jurídica reconocida mediante Resolución número 103 de 31 de julio de 1950 del Ministerio de Justicia

EN NOMBRE DE LA REPÚBLICA DE COLOMBIA
Y CON AUTORIZACIÓN DEL MINISTERIO DE EDUCACIÓN NACIONAL

OTORGA EL TÍTULO DE

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y ESTABILIDAD DE TALUDES

A

YOLMAN YASMANY YELA VELASQUEZ

C.C. 1,123,209,258

POR HABER COMPLETADO LOS REQUISITOS LEGALES Y REGLAMENTARIOS

Expedido en Medellín el 29 de julio de 2021

El Rector,

FEDERICO RESTREPO POSADA

El Secretario General,

JAVIER BOTERO MARTÍNEZ

Anotado en el Folio 52599 del Libro de Registro de Diplomas número 106

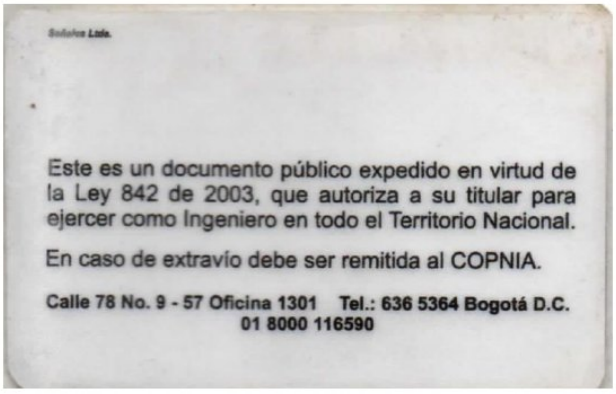
26398


REPUBLICA DE COLOMBIA
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

MATRICULA PROFESIONAL No.
52202-258044 NRN
INGENIERO CIVIL

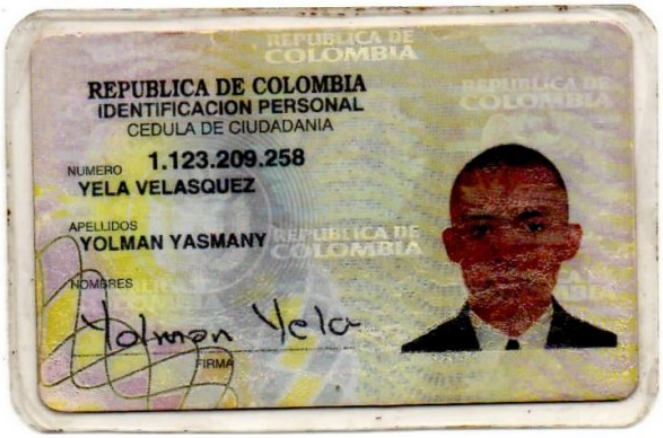
DE FECHA 15/08/2013
YOLMAN YASMANY
YELA VELASQUEZ
C.C. 1123209258
UNIVERSIDAD DE NARIÑO

PRESIDENTE DEL CONSEJO


Este es un documento público expedido en virtud de la Ley 842 de 2003, que autoriza a su titular para ejercer como Ingeniero en todo el Territorio Nacional.

En caso de extravío debe ser remitida al COPNIA.

Calle 78 No. 9 - 57 Oficina 1301 Tel.: 636 5364 Bogotá D.C.
01 8000 116590


REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA

NUMERO 1.123.209.258
YELA VELASQUEZ

APELLIDOS
YOLMAN YASMANY

NOMBRES

FIRMA

Escaneado con CamScanner

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería
COPNIACOPNIACOPNIACO