ERNAN RAMOS VILLAMIL S.A.S
INGENIERIA CIVIL- ESTUDIOS DE SUELO.

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

INFORME GEOTECNICO
No R-19-19-05-2017

PARA: ARQ JUAN CARLOS GARCES

OBRA: ADECUACION DE LA SEDE DEL JUZGADO ESTRUCTRA DE UNA PLANTA

SITIO: MUNICIPO VILLA DE SAN BENITO ABAD DEPARTAMENTO DE SUCRE

FECHA: 19 DE MAYO DEL 2017

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN.

1.1. Propósito y alcances del informe
1.2- Ubicación del sitio

2 TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN

2.1.- Preliminares.
2.2.- Información del sitio.
2.3.- Información del proyecto.
2.4.- Trabajos de campo.
2.5.- Trabajos de laboratorio.

3 PERFIL GEOLÓGICO Y COMENTERIOS

3.1.- Formación estratigráfica.
3.2.- Nivel freático.
3.3.- Génesis geológica.
3.4.- Análisis de resultados.

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1.- Soluciones de cimentación.
4.2.- Nivel de cimentación o desplante.
4.3.- Capacidad de soporte admisible.
4.4.- Riesgos constructivos.
4.5.- Recomendaciones.

5 ANEXOS

5.1.- Plano de localización de sondeos.
5.2.- Gráficos de registro de perforaciones.
5.3.- Cuadros de caracterización de materiales.

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

1. INTRODUCCIÓN

1.1.- Propósito y alcances del informe.

En el presente informe de suelos, nos proponemos investigar la génesis geológica en su forma estratigráfica y geomecánica, del suelo de un lote de terreno donde se desarrollará una obra civil; el alcance de la investigación es hasta las profundidades que establece la norma NSR-10 para la envergadura de la obra en proyecto. Para tal fin se realizarán 3 perforaciones con taladro mecánico helicoidal a profundidades de 4.00 y 6.00 mts, con el propósito de obtener la información requerida del terreno de acuerdo al área del lote.

1.2.- Ubicación del Sitio.

El lote para el cual se realiza el presente informe de suelos, se encuentra ubicado según registro catastral, en la carrera 13 No 12-55 del municipio de La Villa de San Benito Abad, localizado, localizado en el sector oriental del departamento de Sucre sobre la margen derecha del río San Jorge en su valla medio bajo en el borde de la ciénaga de San Benito.

2. TRABAJOS DE INVESTIGACION

2.1.- Preliminares.

Para la realización del trabajo investigativo como ya se dijo, se realizaron tres perforaciones en el interior de una estructura existente de dos plantas, ubicándolas en el área que será ocupada por la nueva obra, y donde se encontrarán localizadas las cargas más significativas de las estructuras del proyecto.

Normatividad

Los criterios para la ejecución del presente Estudio Geotécnico son los correspondientes para tales fines, establecidos en el **TÍULO H** del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente *NSR-10*, expedido de acuerdo con la Ley 400 de 1997 por medio de sus Decretos 926 y 2525 de 2010, Decreto 92 de 2011 y Decreto 0340 de 2012.

Tanto el alcance de la exploración como el programa de ensayos de laboratorio están acordes a lo establecido en el **TÍTULO H**, de igual forma el análisis y las recomendaciones son acordes a lo establecido en el respectivo Título.

Los procedimientos para la ejecución de los trabajos son los establecidos por las normas NTC del Instituto Colombiano de Normas Técnicas, sobre las cuales hace referencia el respectivo **TIÍULO H**.

De acuerdo con el numeral H.3.1 y H.3.2 de la NSR-10 el proyecto se clasifica así:
1. De acuerdo con la Tabla H.3.1-1 del numeral H.3.1.1 de la NSR-10 la categoría de la edificación, es baja para construcciones de dos plantas.

2. Teniendo en cuenta la Tabla H.3.2-1 del numeral H.3.2.3 de la NSR-10 el número mínimo de perforaciones es de tres (03) para la categoría baja, de las cuales por lo menos dos (02) de ellas deben alcanzar los 6 metros, pera el presente proyecto se realizaron 4.

2.2.- Información del Sitio.

El área que será ocupada por la obra, tiene una superficie rectangular aproximada a los ------- mts^2, y como ya se dijo en ella existe una construcción de una planta, por lo que tiene una topografía plana nivelada con rellenos lo que le da una altura sobre la calle de 60.00 cms, y se encuentra ubicada en el momento que se realiza este informe geotécnico, entre viviendas de una planta localizadas en los laterales derecho e izquierdo, un lote de terreno en su fondo.

2.3.- Información del proyecto.

El proyecto en sí, consiste en una estructura de una planta, que será diseñada en concreto reforzado mediante el sistema de pórticos, conformados por vigas y columnas que apoyarán la cubierta o techo de la obra. Las cimentaciones serán diseñadas conforme a los resultados que arroje el presente informe de suelos, el proyecto no plantea la construcción de sótanos ni semi sótanos.

2.4.- Trabajos de campo.

Como ya se informó, para la presente investigación de suelos, se realizaron 3 perforaciones hasta profundidades de 4.00 y 6.00 mts y para recopilar del terreno la información que requerimos, se tomaron en el campo muestras de suelo a cada metro de profundidad, de estas muestras ninguna se logró tomar inalteradas con tubos Shelby debido a la conformación granular que presentó toda el área del terreno explorado y las otras fueron alteradas, y se hizo en el campo el ensayo de penetración estándar con la pesa de 140.0 lbs dejándola caer libremente desde una altura fija de 75.0 cms para hacer penetrar en el terreno 45.0 cms del tubo partido

toma nuestra (Split Spoon). En el trabajo de perforación, se tuvo especial cuidado de anotar todas las variaciones que el suelo fue presentando en su color, textura, compacidad, humedad natural etc, información que será de mucha utilidad para realizar los esquemas de los registros de perforación

2.5.- Trabajos de laboratorio.

Con las muestras obtenidas en cada perforación, se hicieron en el laboratorio ensayos de límites líquidos y plásticos (Norma INV E- 125-07 y 126-07), granulométricos (Norma INV E -123-07), humedades naturales (Norma INV E-122-07), pesos unitarios etc.

3. PERFIL GEOLÓGICO Y COMENTARIOS

3.1.- Formación estratigráfica.

La investigación realizada en el campo y los ensayos elaborados en el laboratorio, nos dan la siguiente información sobre la formación estratigráfica del suelo: en las tres perforaciones realizadas, se presentaron desde la superficie hasta los 6.00 mts perforados, unos suelo muy uniforme representados por arenas arcillosas y limosas (SC y SC-SM), y arcillas arenosas (CL) que presentaron consistencias medias desde la profundidad de 1.00 mts; todo el terreno hasta la profundidad promedio de 0.60 mts corresponde a un relleno antrópico conformado por una arena arcillosa (SC) que presenta un color variable entre rojizo y gris claro y el terreno natural, presenta una coloración casi generalizada de color gris claro con algunas vetas rojizas y amarillas. El terreno presenta consistencias medias altas entre 1.00 y 6.00 mts.

Creemos conveniente para interpretar con mayor claridad las condiciones geológicas que presenta el suelo, hacer una descripción de la estratigrafía que presentó cada sondeo en particular apoyados para esta descripción, en un pequeño plano de localización de los sondeos el que será anexado al informe.

La perforación Nº 1, (ver plano de localización de sondeos adjunto), muestra piso en concreto d 10.0 cms y seguido un relleno antrópico de 0.60 mts de espesor, está conformado por una arcilla arenosa (CL), de media baja plasticidad y de color gris claro; de 0.60 a 2.00 mts, se encontró una arena arcillosa (SC) poco plástica de color rojizo y de consistencia suelta, de 2.00 a 4.00 mts, aparece una arena arcillo limosa (SP-SC) de gradación gruesa no plástica y de consistencia media.

Perforación Nº 2 -. Esta perforación mostró una formación geológica así: de 0.00 a 0.60 mts, un material de relleno consistente en una arena arcillo limosa (SC-SM) con contenido de fino del 19.0% de color rojizo que tiene una consistencia suelta y una

baja plasticidad; de 0.60 a 2.00 mts, se encontró una arena arcillosa (SC) de color rojizo de consistencia media; de 2.00 a 4.50 mts, se encontró una arena (SP-SC) de color amarillo no plástica, es una arena de consistencia media; de 4.50 a 6.00 mts aparece una arenosa (CL) de color amarillo de consistencia media alta.

La perforación Nº 3. Como las anteriores, muestra un material de relleno de 0.70 mts de espesor conformado por una arena arcillosa (SC) de color gris claro y de 0,70 a 2.50 mts, el terreno natural está conformado por una arena arcillosa (SC) de color gris claro que tiene una mediana plasticidad y una consistencia media ; de 2.50 a 4.50 mts, se encontró una arena no plástica (SP-SC) de color gris claro con vetas grises, de una consistencia media alta; luego aparece de 4.50 a 6.00 mts, el terreno está conformado por una arcilla arenosa (CL) de color amarillo con vetas grises de mediana plasticidad y consistencia media baja.

3.2.- Nivel Freático

En las tres perforaciones realizadas, se detectó el agua freática a la profundidades de 2.00 mts. En todas ellas se detectaron humedades naturales medias bajas de la profundidad de 1.00 hasta la profundidad de 6.00 mts, del orden del 16.0 % en promedio.

3.3.- Génesis Geológica

La formación geológica de las Sabanas de Bolívar Y Sucre, pertenecen a la era terciaria muy cercana por sus plegamientos, a la orogénesis andina de las postrimerías del Mioceno (Raasveldt). Son formaciones de origen sedimentario conformadas por arcillas, rocas calizas, arenas graníticas y conglomerados de rocas calizas y arcillas de formación igualmente calizas y arenas de formación silícica que tienen la estructura de un conglomerado. Las formaciones arenosas generalmente se presentan como unas rocas blandas, son areniscas muy compactas y las arcillas tienen como característica muy particular la de ser expansivas.

3.4 Análisis de resultados

Los ensayos de consistencia y deformabilidad de los suelos para cada sondeo, se realizaron mediante el ensayo de penetración normalizada (estándar) SPT que se hizo directamente en el terreno.

Este ensayo nos muestra un suelo con unas capacidades de soporte admisible medias casi parejas hasta los 6.00 mts, como lo podremos apreciar en el siguiente cuadro, que nos presenta los resultados de todos los ensayos realizados tanto en el

campo como en el laboratorio, sobre las muestras obtenidas en las perforaciones realizadas en cada sitio en particular, resultados que después se grafican para mostrar el registro de perforación y la estratigrafía de cada sondeo.

CUADRO No 1:

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO EN AREA DONDE SERA CIMENTADA LA VIVIENDA DE DOS PLANTAS

Perforación	Profundidad del ensayo	Ensayo realizado	N.G/30	Resistencia al corte q_u no drenada SPT	Inconfinada Shelby q_u	L.L	L.P	I.P	H. N	Pasa Tm 200	Peso unitario húmedo	Clasificación
N	**MTS**	**SPT**	**N de cpo**	**Kg/cm²**	**Kg/Cm²**	**%**	**%**	**%**	**%**	**%**	**Kg/m³**	**U.S.C**
a												
1	0.00-0.60	SPT	6	0.72		27.2	15.7	11.5	14.3	54.0	1.812	Relleno en arcilla arenosa poco plástica de color gris y consistencia media baja CL
	0.60-2.00	"	11	1,32		34.0	19.1	14,9	18.8	23.2	1.830	Arena arcillosa de color rojizo con baja plasticidad y consistencia media baja SC
	2.00-4.00	"	22	2.64		---	NP	---	9.5	9.2	1.819	Arena gruesa no plástica de color gris claro y de consistencia dura SP-SM
2	0.00-0.60	SPT				20.2	15.8	4.4	11.3	19.6	1.836	Relleno en arena arcillosa baja plasticidad de color rojo y consistencia media SC-SM
	0.60-0.90	"	7	0.84		27.7	16.9	10.8	11.8	22.8	1.847	Arena arcillosa a de color rojizo de baja plasticidad y de consistencia media SC
	0.90-2.00	"	9	1.08		31.2	17.5	13.7	13.3	17.6	1.898	"
	2.00-4.50	"	20	2.40		---	NP	---	15.5	6.4		Arena no plástica de color amarillo y de consistencia dura SP-SM
	4.50-6.00	"	15	1.80		38.9	18.1	20.8	21.4	62.8		Arcilla arenosa color amarillo con vetas grises poco plástica y compacta CL

3	0.00-0.70	SPT	7	0.84		27.7	19.1	8.6	18.4	24.4	1.778	Relleno en arena y arcilla de color gris poco plástica de consistencia media SC
	0.70-1.30	"	10	1,20		34.0	17.3	16.7	12.5	15.6	1.826	Arena arcillosa de color gris claro poco plástica y de consistencia media alta SC
	1.30-2.50	"	14	1.68		30.8	15.9	14.9	12.0	14.0	1.859	"
	2.50-4.50	"	19	2.28		---	NP	---	15,2	4.8		Arena no plástica de color gris claro y de consistencia dura SP-SM
	4.50-6.00	"	13	1,56		39.5	18.6	20.9	29.0	51.0		Arcilla arenosa de color amarillo con gris poco plástica y consistencia media CL

Tenemos una buena información sobre las características naturales que tiene el suelo como terreno de fundación en cada uno de los puntos investigados, obtenida mediante los ensayos realizados en el campo y en el laboratorio. Los ensayos de consistencia y deformabilidad, realizados mediante ensayos de penetración normalizada (SPT) que se hizo directamente en el terreno, nos están indicando lo siguiente: toda el área superficial del lote, presenta hasta las profundidades promedio de 0.60 mts, unos rellenos antrópicos consistentes en arenas arcillosas (SC) y arcillas arenosas (CL) de color variable entre gris y rojizo, con una media resistencia a la penetración en el ensayo de penetración estándar; de esta profundidad en adelante se encontró que el terreno está conformado por arenas arcillosas de pocas plasticidades y NP que tienen unas medianas y altas resistencias a la penetración en el ensayo SPT.

4. CONCLUCIONES Y RECOMENDACIONES

Las consideraciones que hemos hecho sobre las características naturales del suelo en su formación geológica y mecánica, nos permite establecer con claridad sus buenas condiciones como terreno de fundación desde 1.00 mts de profundidad; estas mismas consideraciones nos indican, que no será necesario utilizar un tipo de cimentación especial, para alcanzar los estratos consistentes del terreno pues se encuentran muy superficiales y sobre el cual se podrá cimentará la obra mediante un sistema de cimentación superficial con zapatas aisladas desde la profundidad de 1.00 mts de la superficie.

4.1.- Soluciones de cimentación

La aceptable capacidad de soporte admisible que presenta el suelo desde el primer metro desde su superficie, nos permite sugerir como solución de cimentación para la estructura de una planta, zapatas aisladas apoyadas a profundidades no mayores a 1.20 mts, que nos permitan distribuir adecuadamente las cargas generadas por las estructuras del proyecto al terreno y que sean capaces de asumir los momentos y esfuerzos generados por vientos y movimientos sísmicos, para su buena estabilidad a profundidades mínimas de 1.00 mts.

4.2.- Nivel de cimentación o desplante.

Los registros de perforación, nos están mostrando que todo el terreno, presenta superficialmente unos rellenos conformado por mezclas de materiales finos y granulares (CL y SC), los que tienen espesores promedios de 0.60 mts, estos rellenos muestran una relativa compacidad. El terreno natural, lo conforman suelos granulares (arenas arcillosas SC) que tiene una formación geológica relativamente uniforme, los que muestran consistencias de medias a duras, son suelos granulares relativamente compactos que pueden presentar un bajo grado de consolidación. Por tal motivo se establecerá como nivel de cimentación para apoyar la estructura de plantas, la profundidad de cimentación máxima será de1.00 mts medidos desde la superficie del terreno rellenado, con el propósito de conseguir una capacidad de soporte lo más uniforme posible para el diseño de la cimentación.

4.3.- Capacidad de soporte admisible
Interpretación de los ensayos de penetración normalizada

4.2 Metodología Para La Determinación De Los Parámetros Geotécnicos.

Para la determinación de los parámetros geotécnicos, de los suelos encontrados en el área de proyecto, se realizaron y analizaron los ensayos de campo y ensayos de laboratorio, cuyos resultados se analizan para cada sitio y por cada estrato.
Para la determinación de la resistencia al Corte en Condición No Drenada, se empleó la metodología propuesta en el texto **Principios De Ingeniería Cimentación, Braja M. Das**[Ref 1].

En dicho documento se expone que en el año 1997, Stroud presentó una correlación entre el valor del N del SPT en golpes/pie y al valor de la Resistencia al Corte No Drenada Cu expresada en kg/cm^2, asociando esta correlación con la consistencia de los suelos granulares y arcillosos según se muestra en la siguiente formula**:**

$Cu = KN_{SPT}$
Donde: *K = constante entre 0.035 y 0.065 kg/cm2*
N_{SPT} *= Número de Penetración estándar en campo*
Esta consultoría basada en su experiencia, toma *K* = 0.06 kg/cm^2

Para la definición del módulo de elasticidad (E_d) se partió de la correlación para suelos consistentes $E_d=750c_u$ que es de reconocida aceptación en el medio de la geotecnia (ver resultados reflejados en el Capítulo 6 – Modelo geotécnico), con base en este módulo se determinó el Ks del suelo de acuerdo al procedimiento que está indicado en el numeral 9 del análisis (Según TERZAGHI K.V.) [Ref2].

Para la estimación aproximada de los parámetros de resistencia en términos efectivos de los suelos cohesivos con algún contenido de limos de baja plasticidad, encontrados en los estratos de suelo del proyecto se empleó la metodología desarrollada por el Ingeniero Álvaro González.

4.2.1 Estimación De Parámetros Efectivos De Resistencia Del Suelo

Debido al carácter relativamente cohesivo de los suelos encontrados y a que la conformación arenosa que lo conforma, en el proceso de perforación en la mayor parte de los casos, no permitieron la recuperación de muestras inalteradas para realizar ensayos que involucren relaciones esfuerzo deformación, para realizar la estimación de parámetros efectivos de resistencia con base en la exploración realizada en las 3 perforaciones ejecutadas, se empleó la metodología propuesta por el Ingeniero Álvaro J. González, presentada en las X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana desarrolladas en 1999, la cual se presenta como un método válido pero aproximado para la evaluación de parámetros efectivos de resistencia c' y ø', a partir de datos de SPT (N golpes/pie), generando valores aproximados para materiales cohesivos.

En todos los casos se tomará como ángulo de fricción el valor de □$_{equ}$mín obtenido por la metodología.

Teniendo en cuenta que el autor (Álvaro J. González) aclara que la metodología arroja valores irreales y subestimados del valor de la cohesión, entonces para nuestros análisis asumiremos como valor de cohesión efectiva (C') para el modelo geotécnico el menor valor de $Cu_{mín}$ obtenido en el estrato analizado afectado por un factor multiplicador de 0.50, la razón es que este parámetro de cohesión resulta de la

correlación de Cu Vs N_{SPT} (Fórmula Stroud) lo cual puede introducir valores muy altos al modelo porque normalmente la resistencia al corte no drenada (Cu) resulta mayor que el parámetro de cohesión efectiva.

La alta consistencia que presentó el suelo desde la superficie, no permitió obtener muestras inalteradas con tubos Shelby, por tanto se asumió que la mayor consistencia del suelo se definiera a partir del ensayo de penetración normalizada (STP), con este ensayo se dedujeron parámetros de resistencia y deformabilidad de los suelos finos encontrados, como se muestra en el cuadro No. 1 donde se resumen los valores de golpes/pie medidos, y se definen los esfuerzos normales y cortantes a cada metro de profundidad.
Dadas las condiciones de consistencia y de formación geológica que presentaron los suelos, en el ensayo de penetración normalizada (SPT), y de acuerdo a los resultados obtenidos, los suelos areno arcillosos tienen la siguiente variabilidad de propiedades de resistencia y deformabilidad de acuerdo al siguiente criterio:

Resistencia a la penetración.

A partir del ensayo de penetración normalizada (STP), se dedujeron parámetros de resistencia y deformabilidad de los suelos mezcla de finos y granulares, encontrados como se muestra en el cuadro No 1, donde se resumen los valores de golpes/pie medidos, y se definen los esfuerzos normales y cortantes a cada metro de profundidad. En los gráficos No 1-2 y 3, de las perforaciones realizadas en el área donde se construirá la estructura de una planta, se ilustra la variación con la profundidad del número de golpes, capacidad portante y humedad natural del suelo que se presenta en cada estrato.

Dadas las condiciones de consistencia y formación geológica que presentaron los suelos, a los que se les determinó la resistencia al corte en el ensayo de penetración estándar, utilizando las fórmulas de Terzaghi con un factor de seguridad de 3 para zapatas cuadradas y continuas de acuerdo a los resultados de estos ensayos, los suelos mezcla de finos y granulares que conforman el terreno natural, tienen la siguiente variabilidad de propiedades de resistencia y deformabilidad calculadas con los resultados del N de campo no corregido del ensayo de penetración estándar SPT.

ERNAN RAMOS VILLAMIL S.A.S
INGENIERIA CIVIL- ESTUDIOS DE SUELO.

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

VARIACIONES DE CAPACIDADES PORTANTES ADMISIBLES DEL TERRENO SIN REAJUSTES DEL N DE CAMPO

Fórmula de Terzaghi zapata cuadrada, cohesión C_u = KN, K= 0.06 (Braja)
Factores de cargas N_c, N_q, N_γ en tablas para ángulos de fricción asumido = 10°

Rangos	**Prof(mts)**	**Perforación**	**Estratos de suelos**	**N/GSPT**	**Q_a(Kg./cm²)**
Promedio	Entre 0.00 y 1.00	No 1,2,3	Arenas arcillosas SC	7	2.43
Mínimo	Entre 0.00 y 1.00	No 1	Arcilla arenosa CL	6	1.93
Promedio	Entre 1.00 y 2.00	No 1,2,3	Arenas arcillosas SC	10	2.88
Mínimo	Entre 1.00 y 2.00	No 2	Arena arcillosa SC	9	2.60
Promedio	Entre 2.00 y 3.00	No 1,2,3	Arenas arcillosas SC	20	4.52
Mínimo	Entre 2.00 y 3.00	No 3	Arena NO SP-SM	19	4.27

En este cuadro, se puede apreciar la manera como varía la capacidad de soporte admisible del terreno en los estrato superficiales entre las profundidades de 0.00 a 3.00 mts, que sería el posible rango de profundidades para una solución de cimentación superficial sin el requerimiento de estructuras especiales, en un terreno conformado por mezclas de suelos granulares y finos mediante sistemas de zapatas continuas o aisladas. Las capacidades de soporte admisibles promedios y las más desfavorables a cada metro de profundidad entre 1.00 y 3.00 mts son medias, mostrando además crecimientos en este rango de profundidad.

.

CORRECCIONES DEL N DE CAMPO DEL SPT

Para sustentar los resultados de los valores consignados en el cuadro anterior, haremos el reajuste del N de campo, tomando los resultados del registro de penetración estándar de la perforación No 3, que mostró los valores más bajos relativamente en los resultados del ensayo SPT con respecto a las otras perforaciones y con ellos calcular las capacidades de soportes admisibles del terreno a profundidades de 1.00 a 4.00 mts.

ERNAN RAMOS VILLAMIL S.A.S
INGENIERIA CIVIL- ESTUDIOS DE SUELO.

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

CUADRO DE CORRECCIÓN DEL N DE CAMPO DEL SPT PARA EL ÁREA DE LA VIVIENDA DE DOS PLANTAS.

PERFROACIÓN No 3

DATOS BÁSICOS

Parametro	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3
Profundidad	0,0 - 0,7	0,7 - 1,3	1,3 - 2,5
Ncampo	7	10	14
γ(Ton/m^3)	1,778	1,826	1,859
H (m)	50		

η1=0,84 si N_{70}
η1=0,75 si N_{60}
η2=0,75 si 0<L<4 m
η2=0,85 si 4<L<6 m
η2=0,95 si 6<L<10 m
η2=1,00 si L10 m

η3=1,00 si no hay revestimiento
η4=1,00 si 60<Φ<120 mm

Nspt(correg)= Nspt(Campo)*CN*h1*h2*h3*h4

$C_N=(P''/P')^{1/2}$ Factor de Presión de Sobrecarga

$P'=\sigma_0=\gamma h$

$P''=10Ton/m^2=1kg/cm^2=95,76kPa$

$Vs=Cs=50*(Nspt(correg))^{1/2}$ Vel Onda Cortante

Ts=4H/Vs

H (m)= Profundidad desde la altura de la muestra hasta el basamento rocoso

$G(Ton/m3)=\rho*Cs^2$ $\rho=\gamma$/gravedad

Cc = 0.009(LL-10) Arcillas N.C
Cc = 0.75(LL-10) Suelos con baja plasticidad
Cc = 0.007(LL-7) Arcillas remoldeadas
Cc = 1.15(eo - 0.35) Todo tipo de arcillas
Cc = 0.30(eo - 0.27) Suelos cohesivos inorganicos y organicos

ESTRATO	Nspt	C_N	η1	η2	η3	η4	P''=10 (Ton/m2)	Wn (%)	P'=γh	Nsptc	Cs=Vs	H	Ts	$\rho=\gamma/g$	G=ρCs^2	qu	C=qu/2	Φ	e_o
1	7	2,835	0,75	0,75	1	1	10	21	1,24	11	165,8	49,3	1,189	0,181	4,99	1,32	0,66	10°	0,67
2	10	2,067	0,75	0,75	1	1	10	10,3	2,34	12	173,2	48,7	1,125	0,186	5,59	1,44	0,72	10°	0,64
3	14	1,479	0,75	0,75	1	1	10	10,1	4,57	12	173,2	47,5	1,097	0,19	5,69	1,44	0,72	10°	0,60

De acuerdo a los resultados de la corrección del N de campo, el suelo investigado en el área que ocupará la estructura de una planta, tiene unas condiciones de consistencias altas crecientes desde su superficie hasta la profundidad de 3.00 mts en promedio, en unas arenas arcillosas, por lo que se puede decir que son consistencias del terreno general, muy aptas para cimentar la estructura de dos plantas del proyecto, por tanto con estos datos se establecerá al nivel de cimentación de la obra.

CALCULO DE LAS CAPACIDADES PORTANTES ADMISIBLES DEL TERRENO CON CORRECCIONES DEL N DE CAMPO DEL SPT

Para sustentar los resultados de los valores consignados en el cuadro anterior, tomando los resultados de los registros de penetración estándar de la perforación ya indicada, que mostró los valores menores del ensayo SPT, que no difieren mucho de los otros resultados de los ensayos realizados en la otra perforación y con ellos calcular las capacidades de soportes admisibles del terreno a diferentes profundidades.

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

Capacidades de soporte admisible.

1. Para tener una visualización más clara de las condiciones de consistencias que muestra el suelo superficialmente, presentaremos las siguientes capacidades de soportes admisibles para el área del terreno a profundidades de 1.00 a 4.00 mts que serán utilizadas para apoyar las obras en proyecto. Estas capacidades de soportes admisibles, se calcularon con las fórmulas de Terzaghi y Brinch Hansen para zapatas cuadradas y corridas, para un terreno de nivel freático alto detectado en las perforaciones a los 2.00 mts generalizado, $q_u=1.3C_uxN_c + \sigma_d(¨N_q - 1) + 0.4\gamma BN_\gamma$ Terzaghi; y $q_u = 5.14C_u(1+S_c + d_c - i_c - b_c - g_c)-\sigma D$ Brinch Hansen, para un ángulo de fricción interna asumido de 10° para los estratos superficiales en materiales granulares conformados por arenas arcillosas, que se encuentran de la profundidad de 0.00 a 3.00 mts y para las condiciones más desfavorables comprendidas entre las profundidades mostradas en la perforación No 3 calculadas con un factor de seguridad de 3.

Capacidad portante calculada con los datos de la perforación No 3
CUADRO DE CÁLCULO DE CAPACIDADES PORTANTES NETAS Y ADMISIBLES PARA ZAPATA CUADRADA FORMULA DE TERZAGHI

	Angulo de fricción	Valores del N de campo	Valores del N corregido	Cu/cohesión Kg/cm2 no drenada	Factores de carga			Kg/cm2 Carga ultima	Kg/cm2 admisible	Peso especifico húmedo gr/cm3	FS
					Nc	Nq	Nγ				
0,0 - 0,7	10°	7	11	0,66	9,61	2,69	0,56	8,62	2,87	1,778	3
0,7 - 1,3	10°	10	12	0,72	9,61	2,69	0,56	9,67	3,22	1,826	3
1,3 - 2,5	10°	14	12	0,72	9,61	2,69	0,56	10,29	3,43	1,859	3

Capacidad portante calculada con los datos de la perforación No 3 CUADRO DE CÁLCULO DE CAPACIDADES PORTANTES NETAS Y ADMISIBLES PARA ZAPATA CUADRADA FORMULA DE BRINCH HANSEN

Profundidad de cálculo (mts)	Angulo de fricción	Valores del N de campo	Valores del N corregido	Cu/cohesión Kg/cm2 no drenada	Factores de carga			Kg/cm2 Carga ultima	Kg/cm2 admisible	Peso especifico húmedo gr/cm3	FS
					Nc	Nq	Nγ				
0,0 - 0,7	10°	7	11	0,66	8,34	2,47	1,22	4,50	1,50	1,778	3
0,7 - 1,3	10°	10	12	0,72	8,34	2,47	1,22	8,10	2,70	1,826	3
1,3 - 2,5	10°	14	12	0,72	8,34	2,47	1,22	14,10	4,70	1,859	3

Teniendo en cuenta un nivel de cimentación de -1.00 mts y los parámetros del suelo, se obtiene la siguiente matriz de valores de capacidad para distintas dimensiones de zapatas, adoptando un factor de seguridad de 3.0 de acuerdo con el numeral H.4.7 de la *NSR-10*, de la cual se ha adoptado el más conservador para diseño.

CAPACIDAD PORTANTE EN T/M2 (ESFUERZO NETO)

	ANCHO (B)					
LARGO (L)	1	1,25	1,5	2	2,5	3
1	1,5					
1,25	1,4	1,6				
1,5	1,4	1,5	1,5			
2	1,3	1,4	1,4	1,8		
2,5	1,3	1,4	1,4	1,7	2,1	
3	1,3	1,4	1,3	1,7	2,0	2,4
Infinito	1,1	1,2	1,1	1,4	1,6	1,8

Tabla 1. Capacidad Portante Neta admisible para varios tamaños de cimentación Ton/m^2 para la profundidad de cálculo 1.00 mts fórmula de Hansen

De acuerdo a los resultados de los ensayos de consistencia realizados tanto en el campo como en el laboratorio, se podría asumir una capacidad de trabajo admisible para el suelo a la profundidad de 1.00 mts, igual a 1.50Kg/cm^2 calculada con un factor de seguridad de 3 para la condición más desfavorable, y considerando que se cimentará sobre el estrato de arcillosa arcilla que conforma todo el terreno a esa profundidad.

En los gráficos No 1-2 y 3 anexos al informe, se ilustra la variación con la profundidad del número de golpes y humedad natural del suelo que se presenta en cada estrato.

4.4 Asentamientos teóricos probables

Se comento en la estratigrafía del suelo, que este se encuentra conformado por mezclas de materiales granulares (arenas arcillosas SC) y finos representados por arcilla arenosas (CL) de una consistencia media, mostrando una media alta resistencia a la penetración en el ensayo de penetración estándar. Bajo estas circunstancias, los suelos granulares y finos mezclados que conforman el terreno, tienen cohesión es decir en ellos se darán condiciones de elasticidad y por tanto en ellos se darán consolidaciones en su masa por efecto de las cargas que se coloquen sobre ellos, presentando bajas posibilidades de asentamientos. Teóricamente se podría, considerando sus condiciones elásticas, calcular asentamientos mediante la teoría elástica. A continuación asumiendo esta consideración se presentan los asentamientos calculados en los estratos superficiales del terreno.

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

ASENTAMIENTO NO DRENADO (DISTORSIÓN O INMEDIATO)

Teniendo en cuenta el tipo de suelo encontrado en esta área es de esperarse que se presenten asentamientos elásticos.

Basado en la teoría elástica, el asentamiento inicial o inmediato no drenado bajo el centro de una zapata, se puede calcular por la siguiente fórmula para una profundidad de cimentación de 1.00:

$\delta_d = C_f B q_0 (1-\mu^2)./E_u$

Donde
δ_d = asentamiento por distorsión o inmediato
q_0 = Capacidad portante neta
C_f = Factor de forma y rigidez
B = Ancho de la zapata
μ = relación de Poisson (variable entre 0.0 y 0.50)
E_u =Módulo de elasticidad del suelo no drenado

Para el área a construir con los datos de la perforación No 3, el asentamiento se calculará para una profundidad de 1,00 mts que será el nivel de cimentación establecido para cimientos aislados, se tienen los siguientes datos de cálculo:

q_0 = 1,50 Kg/cm^2 profundidad 1.00 mts
B = 1.00 mts
C_f = 0.85 de Tablas
μ = 0.45 asumido
E_u = Calculado 250q_u = 250x15,0Ton/m^2 = 3.750
Realizando operaciones
δinm = 0.10 cms

ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN

Es el tipo de asentamiento producto de la consolidación primaria. El mismo mecanismo general gobierna la consolidación al anterior bajo las zapatas. Estos asentamientos no se calcularon debido que el estrato bajo la zapata presenta una consistencia muy dura poco deformable, en el caso de la arcilla, en la arena no se presentan estos asentamientos pues es solo aplicable a suelos clasificados como CL, MH, ML y mezcla de ellos.

La fórmula para el cálculo del asentamiento por consolidación bajo una zapata es:

$\Delta H = H/1+e_o x C_c \log(\sigma_b+\Delta_b/\sigma_{b)}$

DONDE

ΔH = asentamiento por consolidación

H =espesor de la capa del material analizado

e_o = relación de vacios del material analizado

σ = presión de carga transmitida a nivel de cimentación por el elemento

$\Delta\sigma$ = incremento de carga para cada ensayo.

C_c = Compresibilidad

Ll = Límite líquido

Datos de cálculo

Ll = 34.0

C_c = 0.22

C_s = 0.022

H = 3.00 mts

γ = 1.778Kg/m^3

e_o = 0.68

Carga de ensayo 10 Ton

Realizando cálculos con las fórmulas para una carga de aproximación de 60 Ton, el asentamiento será de 0.45 Cms

El asentamiento total será = a δ_d + $\square_{cp}$ *= 0,10 +0.35 = 0.45 cms*

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

5 EXPANSIBILIDAD DEL SUELO

5.1 EVALUACIÓN DE LA EXPANSIVILIDAD DEL SUELO

A raíz de lo dicho anteriormente sobre las características naturales del suelo, conformado por mezclas de materiales granulares y finos, donde la representación de los materiales finos corresponde a arcillas CL, con plasticidades bajas, es poco probable que en estos suelos se den expansibilidades altas, con las variaciones de las humedades naturales del terreno, es decir no son suelos expansivos.

5.2.- Riesgos constructivos

La investigación realizada, nos muestra un suelo con una formación geológica superficial y profunda, conformada por arenas arcillosas de mediana y baja plasticidad, que tienen una consistencia media como ya se ha repetido, por lo que las excavaciones en estos materiales, no serán muy estables y hay riesgos que se puedan presentar derrumbes cuando se realicen las excavaciones en cortes verticales para las cimentaciones en el desarrollo de la obra.

6. RECOMENDACIONES

Analizadas todas las características del suelo, con relación a su comportamiento mecánico para soportar las cargas que generarán las estructuras del proyecto, podemos hacer las siguientes recomendaciones que deberán ser tenidas en cuenta para diseñar y construir las cimentaciones de la obra.

Escogeremos como solución de cimentación adecuada para las estructuras de una planta, de acuerdo a las aceptables condiciones de consistencia que presentó el terreno superficialmente, un sistema de zapatas aisladas.
Para efecto de cálculo del área que deberán tener las zapatas de las estructura, se asume como capacidad de soporte admisible del suelo a la profundidad de 1.00 mts igual a 1.50 Kg/cm^2 considerando la capacidad de soporte de suelo calculada con un factor de seguridad de 3.

Para la cimentación de los muro divisorios internos, sugerimos una zapata corrida (viga cimiento) apoyada sobre los pedestales de las zapatas de la cimentación general del proyecto con una sección mínima de 30,0 cms de ancho por 35.0 cms de alto cimentadas a una profundidad mínima de 60.0 cms de la superficie del terreno.

Para apoyar los pisos de toda el área interna, se recomienda utilizar una base de 15.0 cms de espesor conformada por un material granular del tipo afirmado de la

norma INVIAS, compactado al 95.0% del próctor modificado del material.

Para la construcción del tanque enterrado que tendrá un área de 3.0x1.40mts y una profundidad de 1,70 mts, se podrá asumir para el nivel de cimentación una presión de contacto del terreno igual a 1.50 Kg/cm^2 y para el cálculo de las paredes del tanque, para la determinación del empuje puede partirse de una cohesión do 0.41Kg/cm^2 y un ángulo de fricción ϕ=30° asumido para un coeficiente de presión activa de tierra K_a =0.333 y un coeficiente de presión pasiva K_p = 3, el peso unitario del suelo a 1.70 mts es de1.826Kg/cm^2.

Las excavaciones hasta una profundidad de 1.70 mts, podrán presentar condiciones de deslizamientos en cortes verticales, por lo que se sugiere hacerlas con una inclinación de un ángulo de 60°, para evitar riesgos.

Para efecto de evaluar la interacción, suelo estructura bajo el efecto de cargas sísmicas, utilizando el Código Sismo Resistente Colombiano, se deberán utilizar los siguientes parámetros:

Área sísmica intermedia	
Tipo de perfil de suelo	D
Coeficiente de acelera horizontal pico efectiva	0.10
Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva	0.15

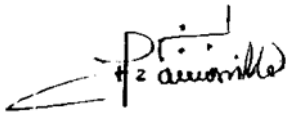
Para el diseño de la cimentación, se dan los siguientes parámetros de diseño:

Peso unitario a humedad natural (arcilla)	γ	1.778Kg/m^3
Angulo de fricción interna asumido (arcilla arenosa)	φ	10º
Capacidad portante neta (1.00 mts de Prof.)	q_n	4.50Kg/cm^2
Presión admisible a 1.00 mts	q'_a	1.50Kg/cm^2
Profundidad de cimentación (toda el área)	Mts	1.00 mts
Nivel freático	D_w	2.00 mts
Relación de vacíos	e	0.64
Peso específico	δ_e	2.285 Gm/cm^3
Factor de seguridad	Fs	3
Área mínima de zapata	A_z	1.00M^2

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

Nota

El presente informe de suelos, es el resultado de la investigación realizada mediante tres perforaciones ejecutadas en el terreno, de acuerdo a las normas y métodos prefijados por las técnicas de la ingeniería civil para estudios de suelos, puede suceder que en el desarrollo de la obra se presenten condiciones diferentes a las aquí planteadas, si este fuere el caso solicitamos el favor de consultarnos oportunamente que con mucho gusto les atenderemos para hacerles las correcciones pertinentes.

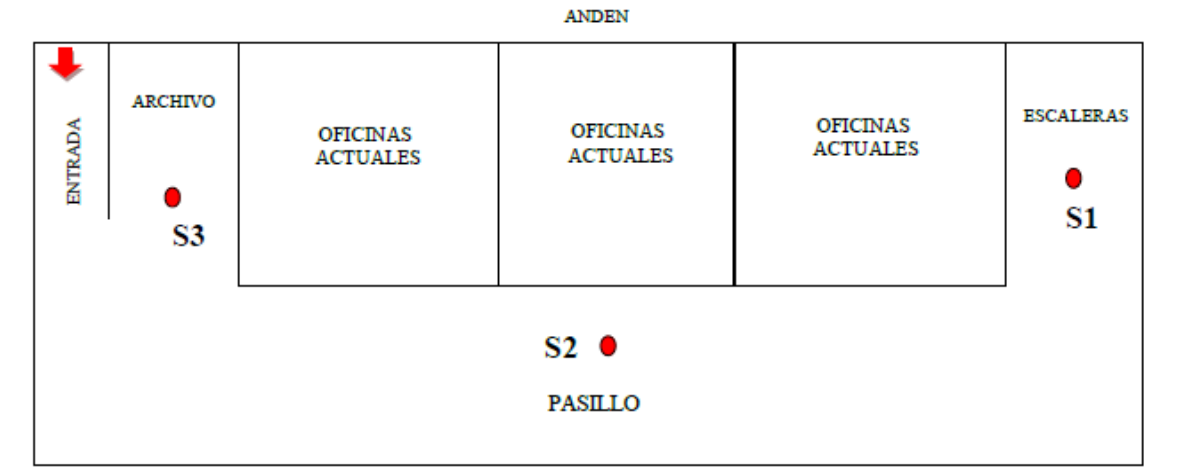


HERNAN RAMOS VILLAMIL
ING. CIVIL Mat. Prof. 494 S.I.A.B.

ERNAN RAMOS VILLAMIL S.A.S
INGENIERIA CIVIL- ESTUDIOS DE SUELO.

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

ANEXO - A1: ESQUEMA DE UBICACIÓN DE SONDEOS



ERNAN RAMOS VILLAMIL S.A.S
INGENIERIA CIVIL- ESTUDIOS DE SUELO.

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

ANEXO - A2: REGISTRO FOTOGRÁFICO







Perforación con taladro rotativo y ensayo de penetración estándar - SPT

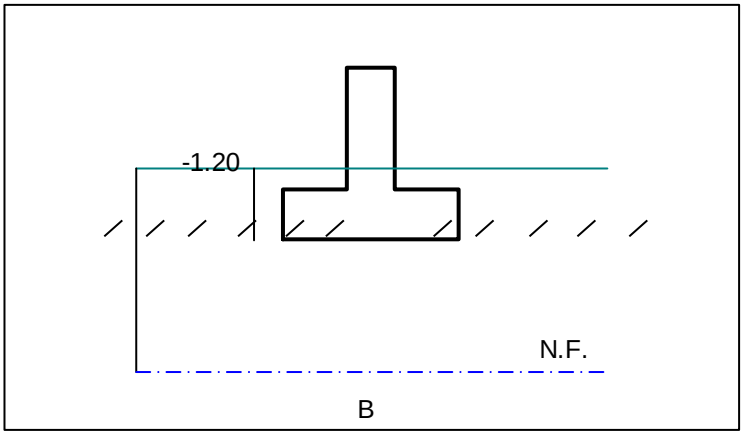
ERNAN RAMOS VILLAMIL S.A.S
INGENIERIA CIVIL- ESTUDIOS DE SUELO.

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

ANEXO – A.3: MEMORIA DE CALCULOS

2. ANALISIS DE ESTABILIDAD

Nivel Freático:	-2,00 m	(Respecto al nivel actual del terreno)
Nivel de Cimentacíon (Df):	-0,70 m	(Mínimo, respecto al nivel actual del terreno)
Condición de Análisis:	No Drenada	



Angulo de inclinación de la Carga=	0,0 º
Factor de Seguridad (F.S.):	3

$$\sigma_{nu} = C*Nc*Ic*\delta c*dc*Cc + \gamma*Df*Nq*Iq*\delta q*dq*Cq + 0.5\gamma*B*N\gamma*I\gamma*\delta\gamma*d\gamma*Cc - q$$

Donde : qu = 0,00 Kg/cm2 ϕ = 10 º

Cu : Cohesión Cu = qu/2 0,00 Kg/Cm2 = 0,0

γ = 1,78 t/m³

Cimiento Aislado	** $\sigma_{ns} = \sigma_{nu}$ /FS	=	1,3	T/M2		
					37,8	1
Cimiento Continuo	** $\sigma_{ns} = \sigma_{nu}$ /FS	=	1,1	T/M2	6,45497224	2,5

ERNAN RAMOS VILLAMIL S.A.S
INGENIERIA CIVIL- ESTUDIOS DE SUELO.

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

3. ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN:

25

$$\delta_t = \delta_{inm} + \delta_{cp}$$

Asentamientos inmediatos:

0,20335675
0,81342699

$\delta_{inm} = B \times q_o (1-\mu^2) \times \alpha_r / E_s$ (Estrato semi infinito) — 4,21307692

Nivel de cimentación Df = -0,70 m
Cimiento aislado: $P_{máx}$ (ton) = 10,0 — σ_{ns} (ton): 1,50

$B = (P_{máx}/\sigma_{ns})^{1/2}$: 2,58 m — L : 2,58 m

μ = 0,45 — α_{av} = 0,85 — E (ton/m²): 2578 — 0,0268

δ_{inm} = **0,10 cm**

Asentamientos por consolidación

$$\delta_{cp} = c_s H \times log\{(\sigma_o' + \Delta\sigma_{vo})/\sigma_o'\}/(1+e_o)$$

c_s = 0,031 — H (m): 3,829 — e_o = 0,680
γ (ton/m³) : 1,78 — N.F. (m): -2,0

$\sigma_{vo}' = \gamma H - \gamma_W H_W$ = 6,038

$m = L/B$: 1 — $n = Z/(B/2)$: 2,96589

0,3
0,8
0,8
1,1

$$I_C = \frac{2}{\pi}\left[\frac{m_1 n_1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}}\frac{1+m_1^2+2n_1^2}{(1+n_1^2)(m_1^2+n_1^2)} + sen^{-1}\frac{m_1}{\sqrt{m_1^2+n_1^2}\sqrt{1+n_1^2}}\right] = 0{,}49041$$

$\Delta P = q_0 \times I_C$ = 4,90 ton — $\Delta\sigma_v = \Delta P/(BL)$ = **0,736 t/m²**

δ_{cp} = **0,35 cm** — δ_t = **0,45 cm**

ERNAN RAMOS VILLAMIL S.A.S
INGENIERIA CIVIL- ESTUDIOS DE SUELO.

OFICINA Y LABORATORIO
Calle 12 No. 24 B – 17 Barrio La Palma
Telef. y Fax 095-282 58 08 - SINCELEJO

ANEXO - A4:

REGISTRO DE PERFORACIONES Y ENSAYOS DE LABORATORIO