

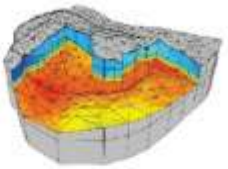
ESTUDIO DE SUELOS PARA EL PROYECTO CASA DE LA CULTURA MUNICIPIO DEL CARMEN DE APICALA

AREA DE GEOTECNIA

Localización:

CARMEN DE APICALA-TOLIMA
MAYO 2019

Dirección: manzana 30 casa 16 santa Isabel Girardot /Cel: 310 323 32 02 - 310 253 68 50E-mail: hamela2@gmail.com



CARMEN DE APICALA, MAYO 10 de 2019

Señores:
ALCALDIA MUNICIPAL CARMEN DE APICAL

REF.: ESTUDIO DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCION PROYECTO CASA DE LA CULTURA MUNICIPIO DEL CARMEN DE APICALA.

Cordial saludo,

Adjunto al presente les estamos enviando los resultados del estudio geotécnico, para el diseño de la cimentación del proyecto en referencia correspondientes construcción en referencia, los cuales fueron realizados bajo la NSR-10 título H y los ensayos bajo los parámetros de la norma.

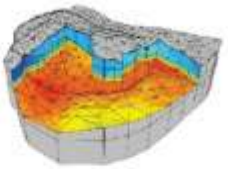
Reiteramos a ustedes nuestra disposición para atender cualquier inquietud con respecto a información entregada en este estudio.

Atentamente,

ING. HARVEY MEDINA LAGUNA
Ingeniero Civil
Mat. 25202-164150 CND
Gerente

EMILY ANDREA SANCHEZ MORA
Ingeniero Civil
Mat. 25202-323065 CND
jefe departamento de geotecnia

AREA DE GEOTECNIA



Contenido

1. GENERALIDADES 6

1.1 OBJETIVO DEL ESTUDIO 7

1.2 LOCALIZACION DEL PROYECTO 7

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO 8

2.1. ACCIDENTES GEOMORFOLOGICOS 8

2.1.2. CARACTERÍSTICAS DE LAS EDIFICACIONES ADYACENTES 8

2.2 CONDICIONES DEL ENTORNO 9

2.2.1 DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO 9

2.2.1.1 ASPECTOS GEOLÓGICOS 10

2.2.1.2 GEOLOGIA 10

2.1.2.1 FORMACION GUADALUPE. (KG). 10

2.2.1.2.2 FALLA DE LOZANIA 10

2.2.1.2.3 GRUPO HONDA (T6, T6A). 11

2.2.1.2.4 DEPOSITOS RECIENTES Y TERRAZAS (Q). 11

2.2.1.3 CARACTERIACION GEOLOGICA 11

2.2.2 CLIMA 13

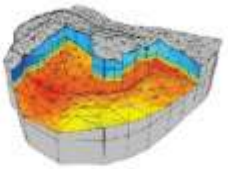
2.2.3 DISEÑO SISMICO 14

NIVEL DE AMENAZA SISMICA: 16

VALORES 16

NUMERO MEDIO DE GOLPES DEL ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR 16

AREA DE GEOTECNIA



EFECTOS LOCALES: 17

3. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO 19

3.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO 19

3.1.1 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR 20

3.1.2 MUESTREO 21

3.1.3 ENSAYOS DE LABORATORIO 22

3.2 DEFINICIÓN DE CANTIDAD DE SONDEOS EXPLORATORIOS Y PROFUNDIDAD 22

3.3 LOCALIZACION DE LOS SONDEOS 25

4. LABORATORIO 26

PERFIL DEL SUELO 29

30

5. DESCRIPCION DE LOS SUELOS 31

5.1 NIVEL DE AGUAS FREATICAS 31

LIMITES DE CONSISTENCIA Y CONTENIDOS DE HUMEDAD 31

5.3 CARACTERISTICAS EL SUELO 32

RECOMENDACIONES 34

6.1 ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN 34

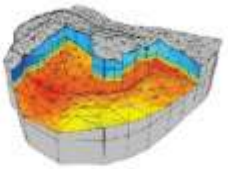
6.1.1 PROFUNDIDAD DE CIMENTACION 34

1ALTERNATIVAS DE CIMENTACION # 2. 35

ALTERNATIVA CIMENTACION 35

SISTEMA DE CIMENTACIÓN 36

AREA DE GEOTECNIA



CONFIGURACIÓN EN PLANTA 36

COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS 37

COLOCACIÓN DEL CONCRETO 37

INSTALACIONES HIDROSANITARIAS 37

RECOMENDACIONES SISTEMA CONSTRUCTIVO 37

RECOMENDACIONES EXCAVACION 39

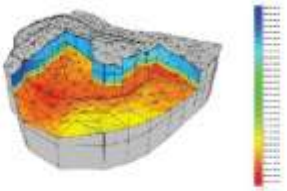
RECOMENDACIÓN CONTROL DE ASENTAMIENTOS 39

RECOMENDACION DE MANEJO DE AGUAS SUBTERANEAS 41

7. LIMITACIONES 42

AREA DE GEOTECNIA

HML®
Ingenieros Civiles



1. GENERALIDADES

El presente estudio de suelos tiene por objeto dar a conocer los resultados, conclusiones y recomendaciones del subsuelo y determinar la capacidad portante del suelo, ubicado en carrera 4 entre calle 6 y calle 7 en el barrio centro municipio Carmen de Apicala departamento Tolima.

Se realizará una exploración del terreno con sondeo o perforación equipo SPT, pruebas de laboratorios e investigación del mapa geológico del terreno.
Con los datos obtenidos podemos determinar la estratigrafía, del terreno, las propiedades del suelo, parámetros con el cual se calcula la capacidad portante y así saber el tipo de cimentación más acorde con la obra a construir y el asentamiento de la estructura en relación al peso que va a soportar.

Todos los ensayos realizados en campo, y los ensayos de laboratorio se realizaron siguiendo la metodología de trabajo de las normas NTC invias.

En caso de que se detecten situaciones especiales del suelo de fundación, como la presencia de suelos orgánicos, expansivos, suelos susceptibles de licuefacción o cualquier otro estado que implique inestabilidad de la estructura, se indica su ubicación y se dan recomendaciones específicas sobre el tratamiento que debe recibir este suelo en particular.

Se presentan en forma sucinta, las características físicas e hidráulicas del suelo, y los parámetros de resistencia al corte y a la deformación utilizados en el diseño al igual que los resultados alcanzados en el estudio referentes a tipo, profundidad y cota de cimentación, dimensiones y número de elementos, magnitud de la profundidad de socavación, valor de la capacidad portante y parámetros de deformación vertical y horizontal. Se dan recomendaciones del proceso constructivo y de cualquier otro aspecto que se considere conveniente para cumplir satisfactoriamente con el objetivo del proyecto.

Se anexa la memoria de cálculos, incluyendo gráficas y toda aquella información que dé claridad al estudio, incluyendo como mínimo:

- Esquema de la localización de las perforaciones.
- Registros de perforaciones debidamente referenciados en cuanto a cotas y abscisas del proyecto.
- Resultados de ensayos de laboratorio e in situ.
- Memorias de cálculo: Análisis de estabilidad, Diseños de obras complementarias.
- Fotografías del sitio en estudio.

AREA DE GEOTECNIA

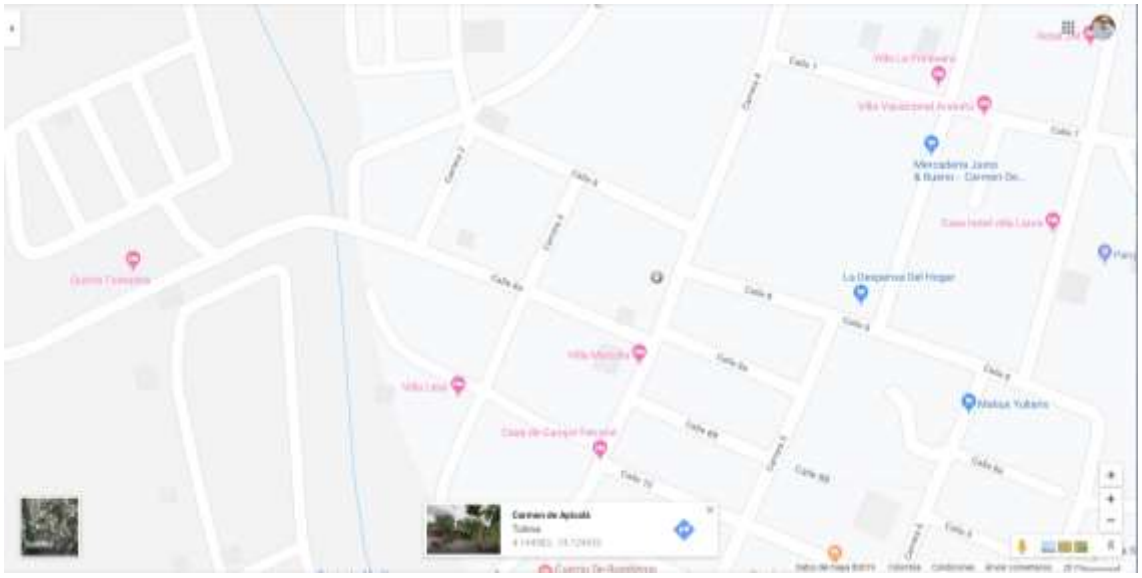
1.1 OBJETIVO DEL ESTUDIO

El objetivo principal del estudio de suelo es determinar las características del suelo, para definir un tipo de cimentación adecuada para la construcción y así garantizar la estabilidad del proyecto.

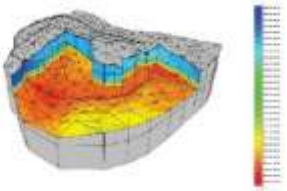
1.2 LOCALIZACION DEL PROYECTO

El terreno se encuentra ubicado en carrera 4 entre calle 8 y calle 8a en el barrio centro municipio Carmen de Apicala departamento Tolima, en la figura muestra la localización general del sitio del proyecto con relación al entorno urbano de la ciudad.





AREA DE GEOTECNIA



2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

Para poder ejecutar el estudio de suelo se recopilo toda la información geotécnica del suelo, las condiciones del sitio y las características del proyecto si es una construcción nueva o una ya existente.

Se realizó por medio de 3 sondeos: 0.0 de 6.00 m, de profundidad, perforados con un equipo de barreno manual de 4 pulgadas de diámetro. A lo largo de los sondeos se realizaron ensayos de penetración con un martillo de 70 libras. Adicionalmente, de los mantos que se consideró necesario, se tomaron muestras alteradas en bolsa para su inspección visual y posterior envío al laboratorio para ensayos de dispersión, humedad natural, límites de Atterberg, pesos unitarios y clasificación AASHO y USC.

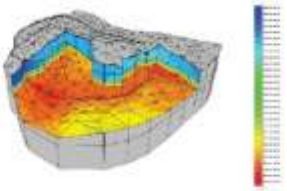
2.1. ACCIDENTES GEOMORFOLOGICOS

El lote a construir se encuentra ubicado en carrera 4 entre calle 6 y calle 7 en el barrio centro municipio Carmen de Apicala departamento Tolima, el terreno destinado a la construcción casa de la cultura del municipio es de forma rectangular, superficie del terreno es plana e inclinada, cuando se realizó la exploración de campo en el sitio no se encontraba construido existente.

2.1.2. CARACTERÍSTICAS DE LAS EDIFICACIONES ADYACENTES

En las zonas aledañas al terreno de interés se observan construcciones de dos plantas, de uso principalmente habitacional. El dueño del proyecto o contratista debe proteger la estabilidad de los taludes hasta que se termine la obra, ya que Las estructuras observadas no presentaban, a la fecha de la exploración de campo, signos que evidencien un mal comportamiento atribuible a la interacción suelo-estructuras (fisuras, grietas, etc.), así mismo evitar cualquier tipo de contaminación.

AREA DE GEOTECNIA



2.2 CONDICIONES DEL ENTORNO

Corresponde a una estructura de pórticos de concreto, compuesto de vigas y columnas, para una construcción de dos pisos y un altillo (baños) , con cargas entre 1 0 y 1 8 Tn (100 y 180 KN) por columna y seg1n la Tabla H.3.3.l. se considera una categoría de construcción baja.

2.2.1 DESCRIPCION DE LA ZONA DE ESTUDIO

Carmen de Apicala es un municipio situado al Oriente del Departamento del Tolima, su cabecera municipal está localizado sobre los 40º 09' 08" Latitud Norte y 74º 44' Longitud al Oeste de Greenwich[1].

Extension

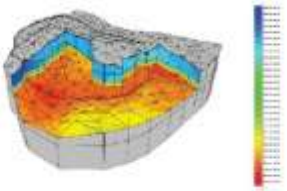
Area Urbana	0,66 Km²
Area Rural	182,34 Km²
Area Total	183,00 Km²

Límites

NORTE:	municipio de Melgar y departamento de Cundinamarca
ORIENTE:	municipios de Melgar y Cunday
OCCIDENTE:	municipio de Suárez
SUR:	municipios de Cunday y Suárez

AREA DE GEOTECNIA

HML®
Ingenieros Civiles



2.2.1.1 ASPECTOS GEOLÓGICOS

2.2.1.2 GEOLOGIA

Geológicamente el área se ubica en una depresión tectónica, en un ambiente de plegamiento y fallamiento que ha conformado el valle superior del río Magdalena. Su formación comenzó en el Cenozoico temprano con apertura de un sistema de rift supracontinental , generando una sedimentación marina espesa en el Aptiano – Albiano dando origen a las formaciones Hondita – Loma Gorda, grupo Olini y formación La Tabla. La actividad tecto-orogénica del Cenozoico dio como resultado depósitos continentales de gran espesor como el Grupo Gualanday y el grupo Honda, en el Cuaternario ha formado coluviones y depósitos aluviales principalmente. La geología del municipio de Carmen de Apicalá está conformada por rocas sedimentarias correspondientes a edades que van del Cretáceo al Terciario, plegadas, fracturadas y cubiertas por espesos depósitos Cuaternarios de origen fluvial y coluvial; para una mejor comprensión, las descripciones de las diferentes litologías están enmarcadas en los respectivos períodos de la tabla geológica. Cretáceo.Estas rocas corresponden a las unidades sedimentarias consolidadas de ambiente marino agrupadas así: formación Hondita – Loma Gorda, grupo Olini y formación.

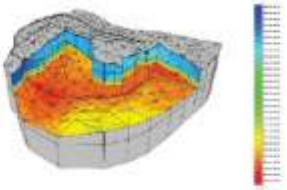
2.1.2.1 FORMACION GUADALUPE. (Kg).

como Grupo Guadalupe, dividen este Grupo en las siguientes Formaciones de base a techo: Formación Arenisca dura constituida por arenitas de bancos muy gruesos con inter estratificaciones de limolitas y lodolitas. Formación Plaeners, consiste en arcillolitas y lodolitas silíceas. Formación Arenisca de Labor, formada por bancos gruesos de arenitas separados por capas muy delgadas de arcillolitas. Formación Arenisca Tierna, formada por alternancia de bancos gruesos de arenitas y menos gruesos de lodolitas. El Grupo Guadalupe se presenta como una franja alargada al Este y Oeste del municipio conformando la Cuchilla Buena Vista, Cuchilla El Páramo, en el Cerro Tocacacho, Cerro Cimalta y en el Filo Alto Cielo. Los afloramientos más representativos se encuentran sobre la vía Cunday - Carmen de Apicalá y Carretera Cunday - Villarrica, desde la vereda Buena Vista hasta Ventorrillo Conformado por estratos métricos con una alternancia de cuarzoarenitas finas a cuarzoarenitas gruesas de color amarillo a pardo intercalados con lutitas de color gris.

2.2.1.2.2 FALLA DE LOZANIA

Falla de tipo inverso, aflora en el flanco Oeste cerca al eje del Sinclinal de Prado y se intercepta con la Falla Cunday en la vía que conduce de Cunday a El Carmen de Apicalá. Corta rocas de la Formación Gualanday Medio e Inferior, Formación Seca, Grupo Guadalupe y Olini. Su dirección es SW- NE y SSW-NNE.

AREA DE GEOTECNIA



2.2.1.2.3 GRUPO HONDA (T6, T6a).

La unidad está constituida por alternancia de gravas, areniscas y lutitas rojas, la unidad descansa discordantemente sobre el infrayecente y presenta espesores hasta de 100metros. Las rocas sedimentarias del grupo honda, constituido por intercalaciones de areniscas y arcillolitas, está cubierta por vegetación arbusto baja y rastrojos, con taludes desprotegidos. Los procesos de remoción en masa identificados en esta unidad son desprendimientos y desplomes de bloques de areniscas ocasionados, en la mayoría de los casos por
Socavación y pérdida de soporte.

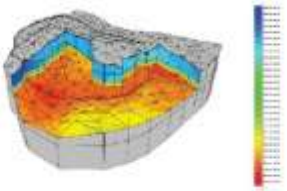
2.2.1.2.4 DEPOSITOS RECIENTES Y TERRAZAS (Q).

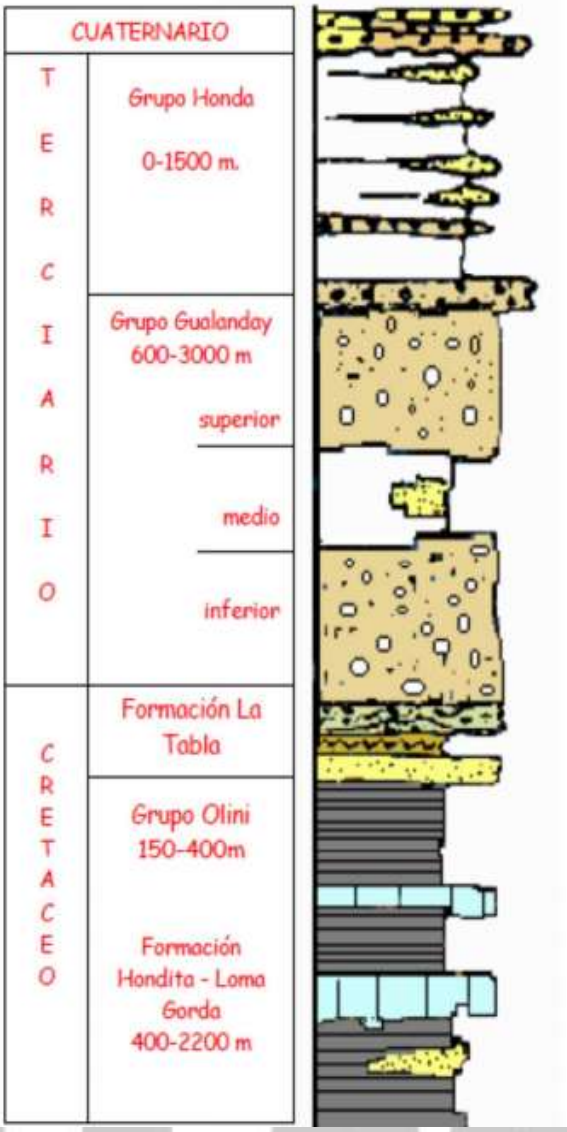
Pertenece al cuaternario y están compuestos por arenas, gravas, limos, arcillas, terrazas, coluvios, deslizamientos, morrenas y efluvio glaciares, las terrazas están conformadas por abanicos procedentes de la cordillera central que contiene material andesitico (cantos y Tobas) en abundancia.

2.2.1.3 CARACTERIACION GEOLOGICA

El atlas geológico digital Inge ominas en su plancha 5-09, muestra en el sector donde se encuentra localizado el predio, una cobertura completa por la unidad geológica definida como N3n7-sc, identificado como:
ROCAS:
Tipo deposito:
• Vulcano clásico
• Eon. Fanerozoico
• Era: Genozoico
• Periodo: Cuaternario
• Edad: Holoceno
Entorno Geológico Regional del Proyecto
En el cuadro de a continuación se detalla el sector de perforación, el tipo de suelo, según la NTC 15041 y la U.S.C2.

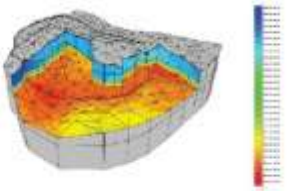
AREA DE GEOTECNIA







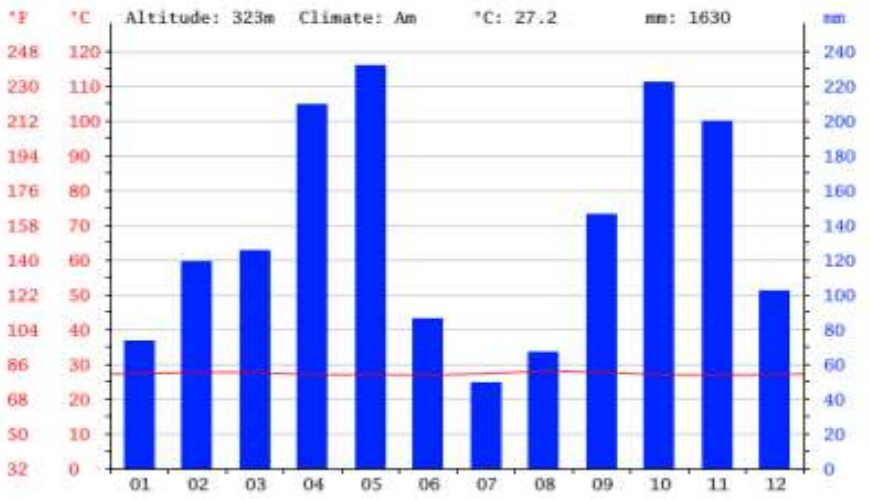
AREA DE GEOTECNIA
HML
Ingenieros Civiles



2.2.2 CLIMA

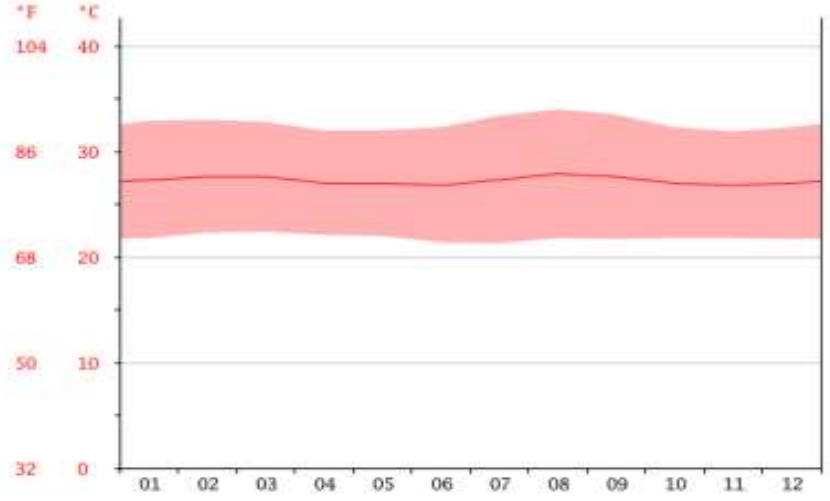
El clima es tropical en Carmen de Apicala. La mayoría de los meses del año están marcados por lluvias significativas. La corta estación seca tiene poco impacto. El clima aquí se clasifica como Am por el sistema Köppen-Geiger. La temperatura aquí es en promedio 27.2 ° C. Precipitaciones aquí promedios 1630 mm.

CLIMOGRAMA CARMEN DE APICALA



El mes más seco es julio. Hay 49 mm de precipitación en julio. La mayor cantidad de precipitación ocurre en mayo, con un promedio de 232 mm.

DIAGRAMA DE TEMPERATURA CARMEN DE APICALA



Con un promedio de 27.9 ° C, agosto es el mes más cálido. Las temperaturas medias más bajas del año se producen en junio, cuando está alrededor de 26.8 ° C.

AREA DE GEOTECNIA

2.2.3 DISEÑO SISMICO

El municipio del CARMEN DE APICALA y sus alrededores se encuentra en unas zonas de riesgo ALTO De acuerdo con los efectos locales descritos en el NSR-10 –Diseño y Construcción Sismo Resistente, Ley 1400 de 19 decreto, decreto 926 del 19 de marzo del 2010, decreto 25decreto 092 del 17 de enero de 2011 [A.2.4 & Apéndice H-sísmica de Colombia. En el caso del terreno explorado, teniendo las características del suelo, los efectos locales de respuesta sísmica.

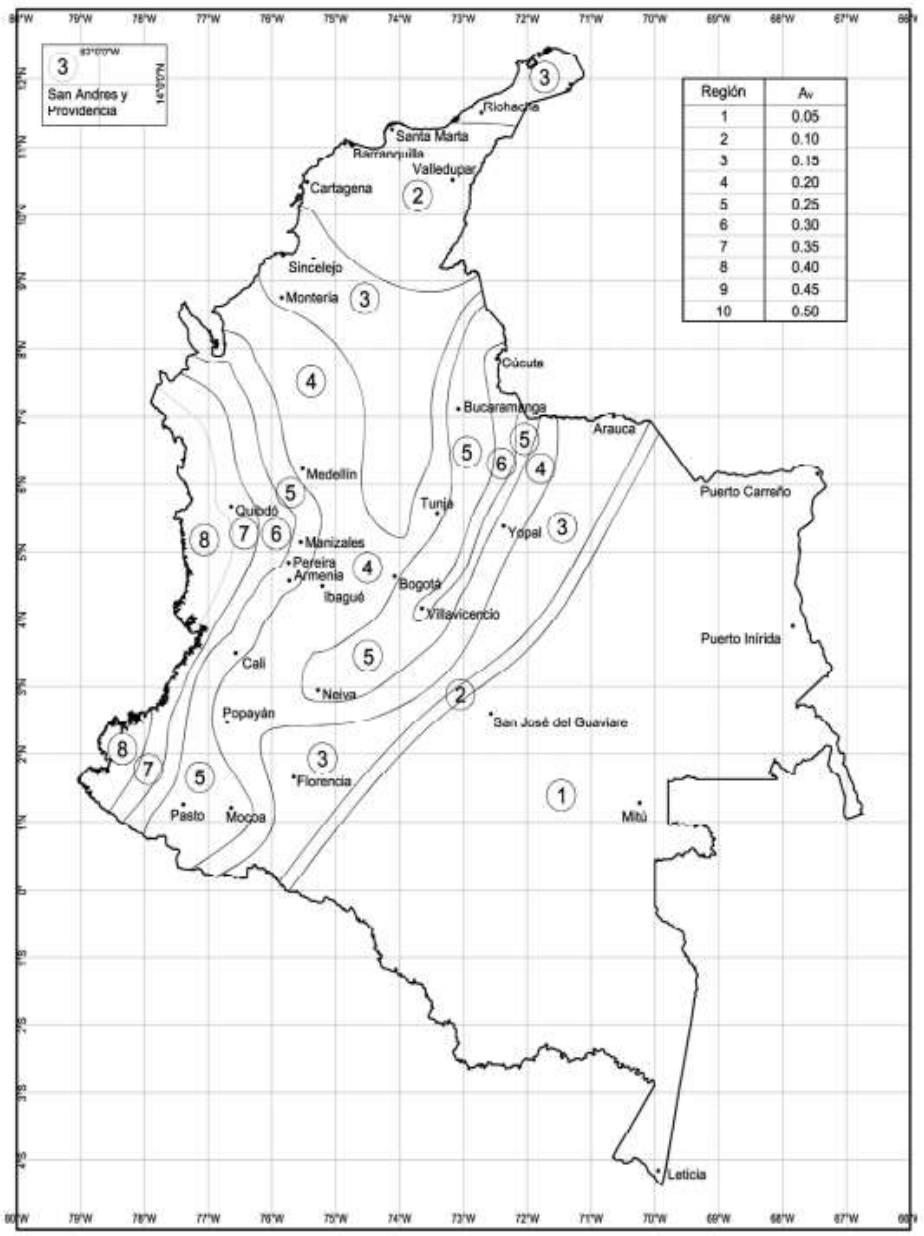
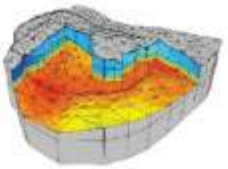


Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de A_v

AREA DE GEOTECNIA

Dirección: manzana 30 casa 16 santa Isabel Girardot /Cel: 310 323 32 02 - 310 253 68 50E-mail: hamela2@gmail.com



Departamento del Tolima

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Ibagué	73001	0.20	0.20	Intermedia	0.15	0.08
Alpujarra	73024	0.25	0.25	Alta	0.14	0.07
Alvarado	73026	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.07
Ambalema	73030	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Anzoátegui	73043	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
Armero	73055	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Ataco	73067	0.25	0.20	Alta	0.07	0.04
Cajamarca	73124	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.08
Carmen Apicalá	73148	0.25	0.20	Alta	0.11	0.05
Casabianca	73152	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Chaparral	73168	0.25	0.20	Alta	0.08	0.05
Coello	73200	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Coyaima	73217	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
Cunday	73226	0.25	0.20	Alta	0.09	0.05
Dolores	73236	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Espinal	73268	0.25	0.20	Alta	0.13	0.06
Falán	73270	0.20	0.20	Intermedia	0.12	0.07
Flandes	73275	0.20	0.20	Intermedia	0.11	0.06
Fresno	73283	0.20	0.20	Intermedia	0.14	0.09
Guamo	73319	0.25	0.20	Alta	0.11	0.06
Herveo	73347	0.20	0.20	Intermedia	0.16	0.08
Honda	73349	0.20	0.20	Intermedia	0.10	0.06
Icononzo	73352	0.20	0.20	Intermedia	0.08	0.05

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a, para la zona de periodos cortos del espectro

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

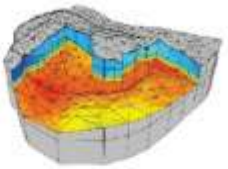
Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v, para la zona de periodos intermedios del espectro

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

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

AREA DE GEOTECNIA



NIVEL DE AMENAZA SISMICA:

- Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva para el diseño:
  Aa: 0.25

- Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva para el diseño:
  Av: 0.20

VALORES

Ae: 0.11
Ad: 0.05

NUMERO MEDIO DE GOLPES DEL ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar se obtiene por medio de los dos procedimientos dados a continuación:

a. Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil del suelo indistintamente que esté integrado por suelo no cohesivo o cohesivo, se obtiene por medio de:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}}$$

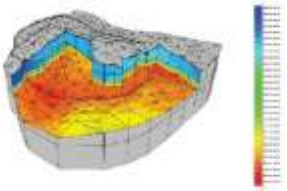
N max= 50 golpes

N min=16 golpes

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

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

AREA DE GEOTECNIA



EFECTOS LOCALES:

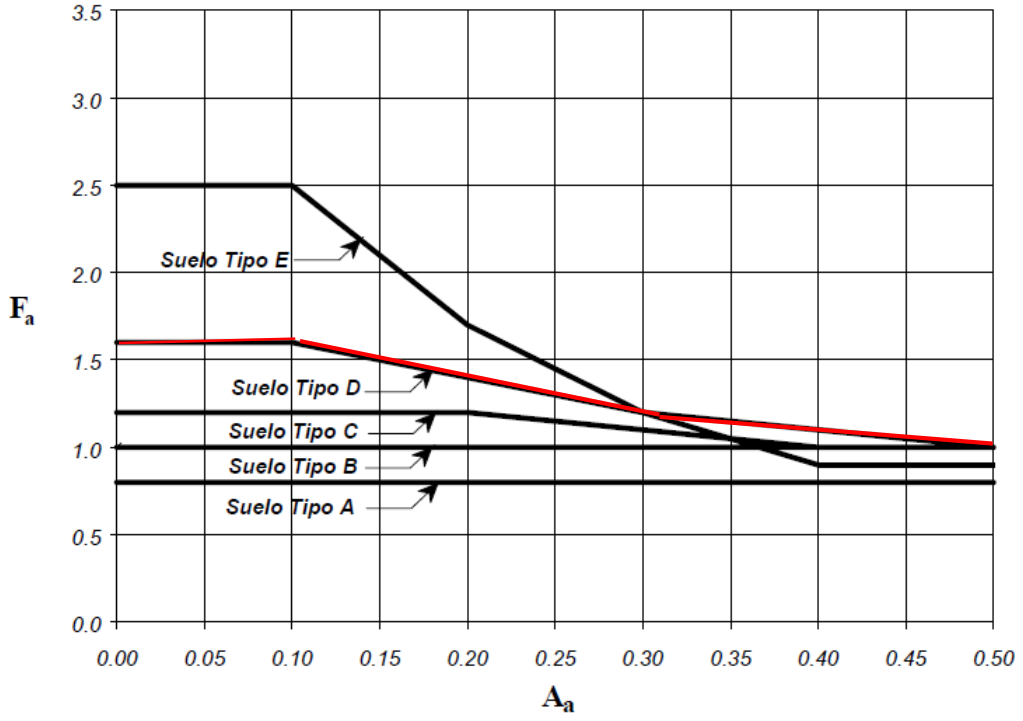


Figura A.2.4-1 - Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de periodos cortos del espectro

- **Tipo de perfil del suelo: D**
- Coeficiente de ampliación del suelo para zonas de periodos cortos del espectro:

  Fa: 1.3

- Coeficiente de ampliación del suelo para zonas de periodos intermedios del espectro:

  Fv: 2.0

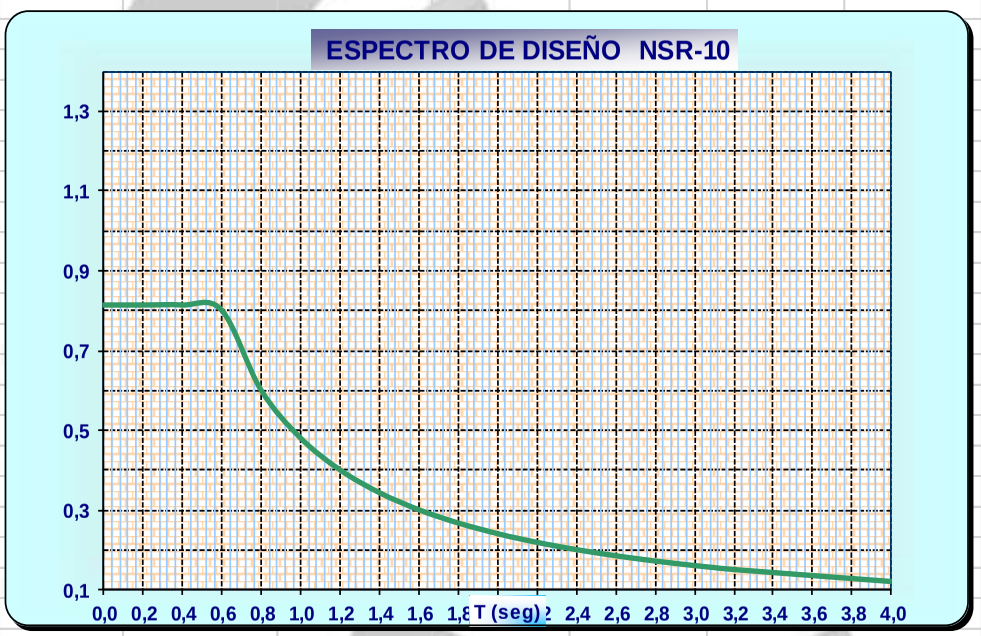
  Grupo de uso: I

  Coeficiente de importancia: 1.00

AREA DE GEOTECNIA
HML® Ingenieros Civiles

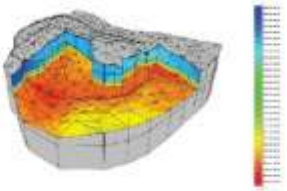
		Fa	Fv
TIPO DE SUELO=	D	1,3	2
Coeficiente de Importancia=	I	1	
Aceleracion y velocidad Pico E.=		**0,25**	**0,2**
To=	0,12307692		
TC=	0,59076923		
TL=	4,8		

T (seg)	Sa (g)
0,00	0,813
0,20	0,813
0,40	0,813
0,60	0,800
0,80	0,600
1,00	0,480
1,20	0,400
1,40	0,343
1,60	0,300
1,80	0,267
2,00	0,240
2,10	0,229
2,20	0,218
2,30	0,209
2,40	0,200
2,50	0,192
2,60	0,185
2,70	0,178
2,80	0,171
2,90	0,166
3,00	0,160
3,10	0,155
4,00	0,120
4,10	0,117
4,20	0,114
4,30	0,112
4,40	0,109
6,00	0,064
	0,325



Dirección: manzana 30 casa 16 santa Isabel Girardot /Cel: 310 323 32 02 - 310 253 68 50E-mail: hamela2@gmail.com

HML Ingenieros Civiles
HML INGENIERIA
HMLINGENIEROS
HMLINGENIEROSCIVILES@GMAIL.COM
@HMLINGENIEROSC1



3. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

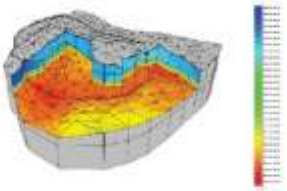
El trabajo se inicia con la información suministrada sobre el proyecto no se encuentra construido. Los datos no fueron suministrados.

3.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO

La exploración de campo realizada consistió en visitas al sitio y la ejecución perforaciones con equipo manual de percusión, llevadas a profundidades de 0.00 metros a 6,00 metros a que presento rechazo (ver esquema de ubicación de las perforaciones).

La metodología utilizada para la realización de la investigación es la normalizada como ASTM D 1586, conocida como Ensayo de Penetración Estándar (Standard Penetration Test, S.P.T.). Las perforaciones se realizaron por el sistema de percusión y lavado, utilizando para el efecto un equipo adicionado con una pesa de 620 N y con caída libre de 0.76 m. La densidad "in situ" de los suelos se determinó mediante ensayos normales de penetración con intervalos no mayores de un metro. El ensayo consiste en contar el número de golpes necesarios para hacer penetrar un elemento normalizado (penetró metro) una distancia de 0.3 m. en el suelo de fundación. Los resultados obtenidos con la prueba SPT sirven para correlacionar características de los suelos, tales como: peso unitario, densidad relativa, consistencia, ángulo de fricción interna y resistencia a la compresión inconfinada entre otros; sin embargo, estas correlaciones deben estar acompañadas de un criterio adecuado basado en la experiencia del Ingeniero Geotécnico.

AREA DE GEOTECNIA



3.1.1 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

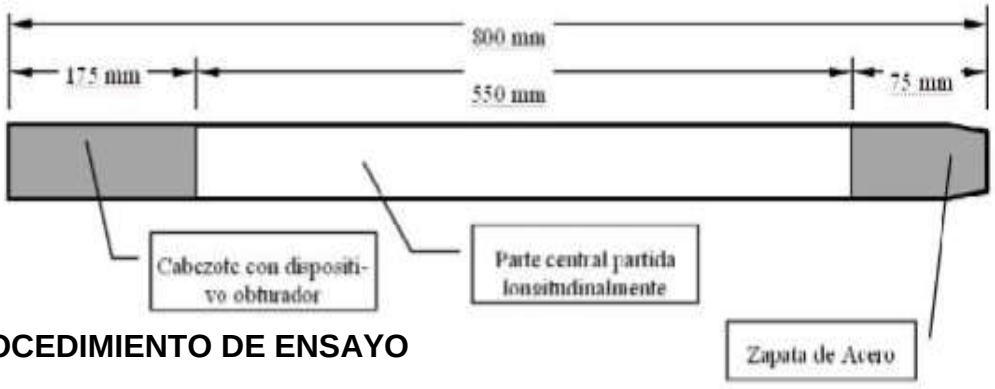
El Ensayo de Penetración Estándar, es una prueba dinámica algo permite obtener la resistencia del suelo en sitio. La mecánica de la prueba y el equipo a utilizar corresponden a lo descrito en la norma ASTM D 1586-67 y en resumen consiste en hincar en el estrato de interés un muestreado del tipo Cuchara Partida (Split Spoon Sampler) de diámetro 2", golpeándolo con un martillo de 140 Lbs de peso, que se deja caer en forma libre desde 30" de altura, contando el número de
Golpes necesarios para lograr una penetración de 1 Pie, este número, se anota como N y es el resultado de la prueba. La prueba, se repitió, en cada una de las perforaciones, a intervalos de profundidad de 6.00m.

EQUIPO

* Muestreador de tubo partido.

Martinete de 140 lbs. De peso con sistema de caída.
* Tubería de perforación.

Figura. Tubo partido y sus posibles dimensiones



PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

*El ensayo consiste en hincar el tubo partido para que penetre 30 cm (1PIE) en el terreno, ayudados de un martillo de 140 lbs de peso y una altura de caída de 75 cm, contabilizándose el número de golpes “N”.

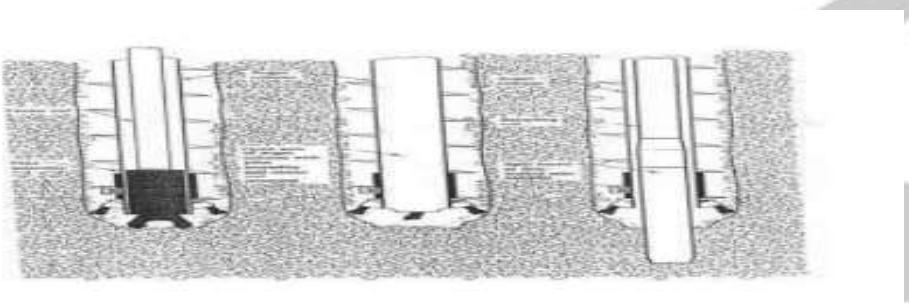
*Para efectuar la prueba el muestreado se enrosca al extremo de la tubería de perforación y se baja hasta la profundidad donde se encuentra el manto de suelo sobre el cual se va hacer la prueba.

*Previamente el fondo del sondeo debe haberse limpiando cuidadosamente para garantizar que el material no esté alterado.

*Se coloca el martillo en posición guiado por la tubería de Perforación, elevándolo manualmente.

AREA DE GEOTECNIA

*Se marca el extremo superior de la tubería de perforación en tres partes, cada una de 15 cm para la posterior observación del avance del mostrador bajo el impacto del martillo.



*Se deja caer el martillo sobre el cabezote de la tubería de Perforación y se contabiliza el número de golpes aplicado con la altura de caída especificada, para cada uno de los segmentos de 15 cm marcados. No se tienen en cuenta los golpes para el Primer segmento puesto que es el de penetración inicial al Terreno. Se suman los golpes aplicados para que penetre el tubo en el segundo y tercer segmento, obteniéndose así el valor de “N”.

*Se lleva a la superficie el muestreador y se abre; debe Registrarse la longitud de la muestra recobrada, su peso y Describir sus características en cuanto a color, uniformidad etc.

* Se repiten los pasos anteriores cuantas veces sea necesario para determinar la variación de los parámetros de resistencia con la profundidad o con el número de estratos.

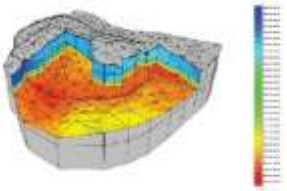
Debe tenerse en cuenta:

*El ensayo es aplicable solo a suelos arenosos y finos. Las muestras de suelos se empacan en doble bolsa plástica Debidamente selladas para conservar la humedad natural del material

3.1.2 MUESTREO

Al realizar cada ensayo de penetración estándar, se tomó una muestra Alterada del recobro de la cuchara. Muestras inalteradas con tubos Shelby, se tomaron a las profundidades indicadas en los registros de perforación.

AREA DE GEOTECNIA



3.1.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas de las perforaciones, se llevaron al laboratorio de suelos, en donde se desarrollaron las siguientes pruebas:

- Humedad Natural
- Límites de Atterberg
- granulometría y clasificación de suelos
- Peso Unitario
- Compresión Inconfinada

En la parte final del informe, se anexan: Los registros de perforación del subsuelo, el resumen de los resultados de los ensayos efectuados y el registro fotográfico donde se muestra el personal de perforación realizando los trabajos de campo.

3.2 DEFINICIÓN DE CANTIDAD DE SONDEOS EXPLORATORIOS Y PROFUNDIDAD

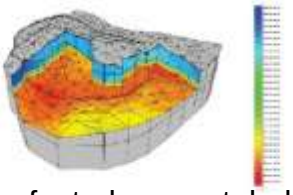
Empleando el método de perforación a percusión sin lavado, con equipo manual, se hicieron TRES (03) perforaciones, que se llevaron hasta profundidades variables entre 0,0 y 6.00 m, en donde se obtuvo rechazo en suelos arena arcillosa y arcilla de baja comprensibilidad, además a esta profundidad se considera que los esfuerzos transmitidos por los cimientos son mínimos y no afectan la estructura del suelo.

CARACTERÍSTICAS Y DISTRIBUCIÓN DE LOS SONDEOS

Las características y distribución de los sondeos deben cumplir las siguientes disposiciones además de las ya enunciadas en H.3.1-1 y H.3.2-1:

(a) Los sondeos con recuperación de muestras deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.
(b) En los sondeos con muestreo se deben tomar muestras cada metro en los primeros 5 m de profundidad y a partir de esta profundidad, en cada cambio de material o cada 1.5 m de longitud del sondeo.
(c) Al menos el 50% de los sondeos deben quedar ubicados dentro de la proyección sobre el terreno de las construcciones.
(d) Los sondeos practicados dentro del desarrollo del Estudio Preliminar pueden incluirse como parte del estudio definitivo - de acuerdo con esta normativa - siempre y cuando hayan sido ejecutados con la misma calidad y siguiendo las especificaciones dadas en el presente título del Reglamento.
(e) El número de sondeos finalmente ejecutados para cada proyecto, debe cubrir completamente el área que ocuparán la unidad o unidades de construcción contempladas en cada caso, así como las áreas que no quedando ocupadas

AREA DE GEOTECNIA



directamente por las estructuras o edificaciones, serán afectadas por taludes de cortes u otros tipos de intervención que deban ser considerados para evaluar el comportamiento geotécnico de la estructura y su entorno.

(f) En registros de perforaciones en ríos o en el mar, es necesario tener en cuenta el efecto de las mareas y los cambios de niveles de las aguas, por lo que se debe reportar la elevación (y no la profundidad solamente) del estrato, debidamente referenciada a un datum preestablecido.

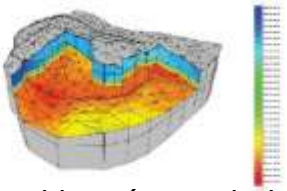
PROFUNDIDAD DE LOS SONDEOS

Por lo menos el 50% de todos los sondeos debe alcanzar la profundidad dada en la Tabla H.3.2-1, afectada a su vez por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotecnista. La profundidad indicativa se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno:

(a) Profundidad en la que el incremento de esfuerzo vertical causado por la edificación, o conjunto de edificaciones, sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo vertical en la interfaz suelo-cimentación.
(b) 1.5 veces el ancho de la losa corrida de cimentación.
(c) 2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión.
(d) Longitud total del pilote más largo, mas 4 veces el diámetro del pilote o 2 veces el ancho del grupo de pilotes.
(e) 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión para grupos de pilotes.
(f) En el caso de excavaciones, la profundidad de los sondeos debe ser como mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación, pero debe llegar a 2.0 veces la profundidad de excavación en suelos designados como E y F en el Título A.
(g) En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme (material designado como A, B o C en la Tabla A.2.4.4-1 del Título A de este Reglamento.), de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:

1. Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales;
2. Categoría Media, penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados;
3. Categoría Alta y Especial, penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local.

AREA DE GEOTECNIA
Ingenieros Civiles



(g) La profundidad de referencia de los sondeos se considerará a partir del nivel inferior de excavación para sótanos o cortes de explanación. Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno.

(h) Es posible que alguna de las consideraciones precedentes conduzca a sondeos de una profundidad mayor que la dada en la Tabla H.3.2-1.. En tal caso, el 20% de las perforaciones debe cumplir con la mayor de las profundidades así establecidas.

(i) En todo caso primará el concepto del ingeniero geotecnista, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos ya señalados, y en todos los casos, el 50% de las perforaciones, deberán alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación. En algunos casos, a juicio del Ingeniero Geotecnista responsable del estudio, se podrán reemplazar algunos sondeos por apiques ó trincheras

NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS

Para definir el número de sondeos en un proyecto, se definirán Inicialmente las unidades de construcción de acuerdo con las normas dadas en el numeral H.3.1.1. En todos los casos el número mínimo de sondeos para un estudio será de tres (3) y para definir el número se debe aplicar el mayor número de sondeos resultante y el número de unidades de construcción.

Los sondeos realizados en la frontera entre unidades adyacentes de construcción de un mismo proyecto, se pueden considerar válidos para las dos unidades siempre y cuando domine la mayor profundidad aplicable.

Efecto por repetición

Para proyectos con varias unidades similares, el número total de sondeos se calculará a partir de la segunda unidad de construcción y siguientes como la mitad (50%) del encontrado para la primera unidad, aumentando al número entero siguiente al aplicar la reducción.

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

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

Tabla H.3.2-1
Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción
Categoría de la unidad de construcción

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

AREA DE GEOTECNIA

3.3 LOCALIZACION DE LOS SONDEOS

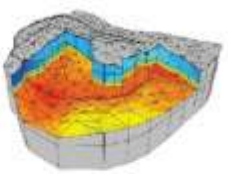
La ubicación de las perforaciones, se muestra siguiente cuadro:



● SONDEOS

PUNTO	COORDENADAS GEOGRAFICAS			COORDENADAS PLANAS		
	LONGITUD	LATITUD	ALTURA (h)	ESTE	NORTE	ALTITUD
S1	74d43'28.17"W	4d08'47.22"N	314	928163,522	950295,187	298,310
S2	74d43'29.00"W	4d08'47.21"N	313	928137,922	950294,900	297.311
S3	74d43'29.68"W	4d08'47.28"N	313	928116,950	950297,068	297,313

AREA DE GEOTECNIA
HML Ingenieros Civiles



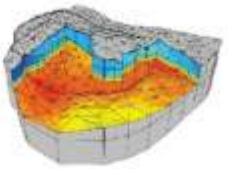
4. LABORATORIO

A las muestras extraídas de cada uno de los estratos se realizaron pruebas de laboratorio como: análisis granulométricos, límites de Atterberg, humedad natural con el objeto de hacer la clasificación del sistema AASHTO y USCS.

SONDEO 1

Prof. (m.)	Descripción	RP (Kg./ Cm2)	SPT (Golpes/pie)	MUESTRA
0.00 0.15	Capa organica de color negra			
0.15 0.60	Limo arenoso habano, sedimento suelto	0.00	5/7/7	S1-M1
0.60 2.60	Arena limosa fina café suelta bastante humeda NF a 3.90	0.25	6/7/7	S1-M2
2.60 6.30	Arena fina gris oscura saturada	0.00	5/7/9	S1-M3
6.30 6.80	Conglomerado arenoso gris claro con gravas desde 1´´ hasta 1.00 m. de diámetro	1.25	10/13/13	S1-M4

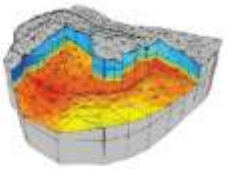
AREA DE GEOTECNIA
HML Ingenieros Civiles



SONDEO 2

Prof. (m.)	Descripción	RP (Kg./ Cm2)	SPT (Golpes/pie)	MUESTRA
0.00 0.20	Capa organica de color negra, con recebo			
0.20 0.45	Limo arenoso habano, sedimento suelto	0.00	4/7/8	S2-M1
0.45 2.40	Arena limosa fina café suelta bastante humeda NF a 4.00	0.25	6/7/7	S2-M2
2.40 6.10	Arena fina gris oscura saturada	0.00	6/7/9	S2-M3
6.10 6.60	Conglomerado arenoso gris claro con gravas desde 1'' hasta 1.00 m. de diámetro	1.25	12/13/15	S2-M4

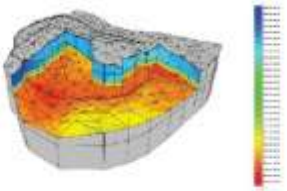
AREA DE GEOTECNIA
HML®
Ingenieros Civiles



SONDEO 3

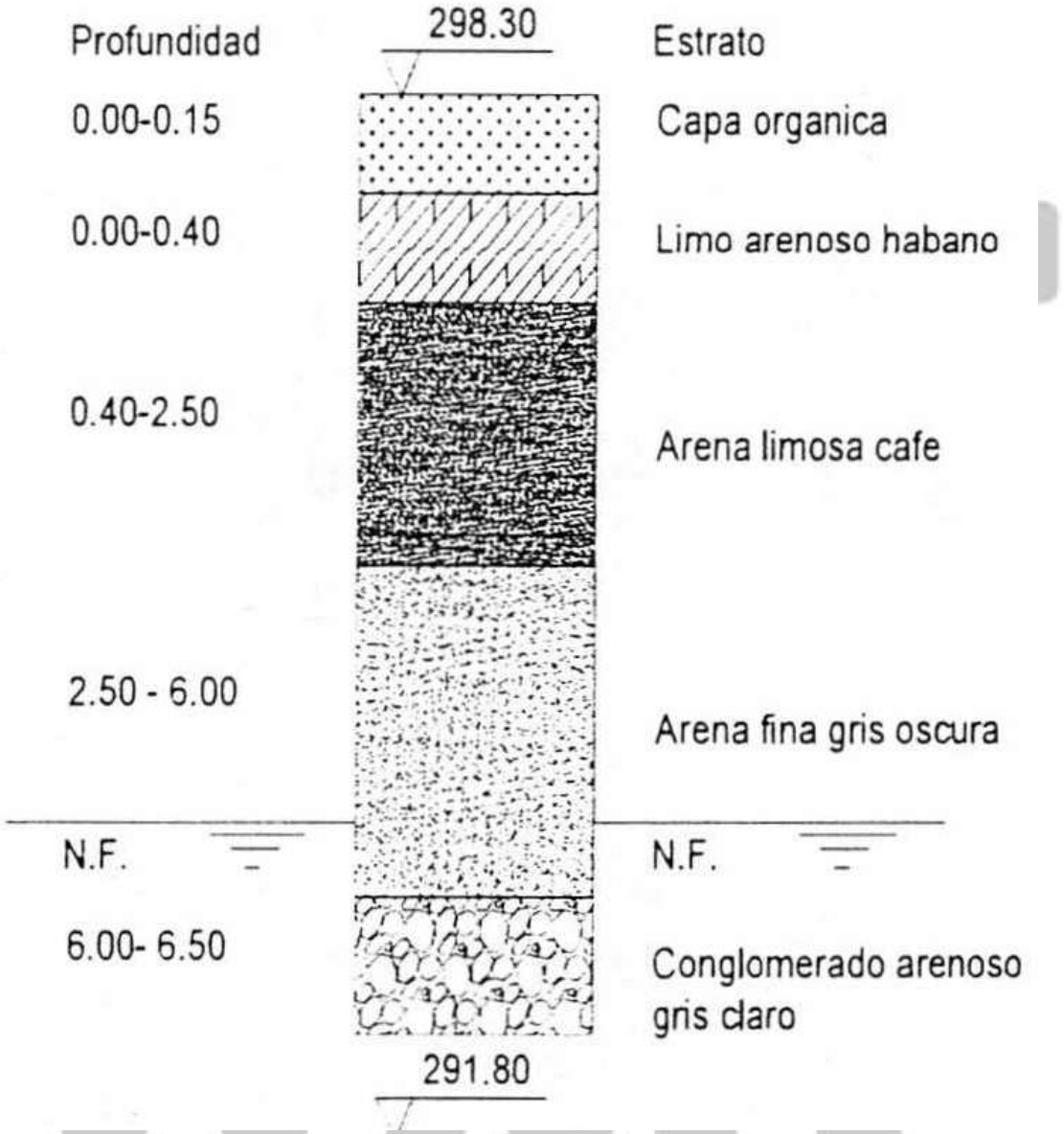
Prof. (m.)	Descripción	RP (Kg./ Cm2)	SPT (Golpes/pie)	MUESTRA
0.00 0.20	Capa organica de color negra, con recebo			
0.20 0.45	Limo arenoso habano, sedimento suelto	0.00	4/7/8	S2-M1
0.45 2.40	Arena limosa fina café suelta bastante humeda NF a 4.00	0.25	6/7/7	S2-M2
2.40 6.10	Arena fina gris oscura saturada	0.00	6/7/9	S2-M3
6.10 6.60	Conglomerado arenoso gris claro con gravas desde 1'' hasta 1.00 m. de diámetro	1.25	12/13/15	S2-M4

AREA DE GEOTECNIA
HML®
Ingenieros Civiles

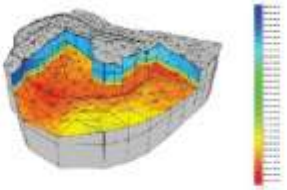


PERFIL DEL SUELO

SONDEO 1 SONDEO 2 SONDEO 3



AREA DE GEOTECNIA
Ingenieros Civiles

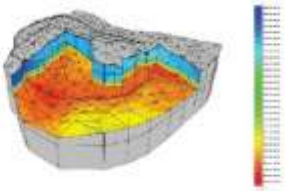


El valor normalizado de penetración N es para 12" (1 pie » 30cm), se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados. El ensayo se dice que muestra "rechazo" si:
(a) N es mayor de 50 golpes/15cm,
(b) N es igual a 100golpes/pie o
(c) No hay avance luego de 10 golpes

	numero de golpes																												
	profundidad			profundidad			profundidad			profundidad			profundidad			profundidad			profundidad			profundidad			profundidad					
sondeo	1,167	1,33	1,50	1,67	1,83	2,00	2,17	2,33	2,50	2,67	2,83	3,00	3,17	3,33	3,50	3,67	3,83	4,00	4,17	4,33	4,50	4,67	4,83	5,00	5,17	5,33	5,50	5,67	5,83	6,00
	N1	N2	N3	N1	N2	N3	N1	N2	N3	N1	N2	N3	N1	N2	N3	N1	N2	N3	N1	N2	N3	N1	N2	N3	N1	N2	N3	N1	N2	N3
sondeo 1	9	7	7	9	11	10	11	16	20	32	35	40	42	44	46	48	50	51	51	53	54	55	57	58	60	61	62	63	64	65
sondeo 2	24	25	48	48	50	52	54	54	57	59	60	61	62	64	65	66	69	70	71	72	73	74	75	75	76	77	77	79	80	81
sondeo 3	10	6	5	10	12	11	13	17	21	30	32	38	40	40	42	44	45	50	52	54	56	56	58	59	60	61	63	64	65	66



AREA DE GEOTECNIA
Ingenieros Civiles



5. DESCRIPCION DE LOS SUELOS

Analizando el resultado obtenido cada uno de los sondeos en los diferentes estratos, se obtuvieron los siguientes resultados:

5.1 NIVEL DE AGUAS FREATICAS

No se detectó nivel freático en los sondeos realizados hasta la profundidad explorada.

- El contenido de humedad del suelo está comprendido entre el 3,18% y 15,8%, encontrándose dentro los parámetros admisibles (N.S.R.10-2-2-2-1-a), sin que pueda afectar el comportamiento del suelo.

HUMEDAD				
sondeos	muestra-1	muestra 2	muestra 3	muestra 4
sondeo 1	19,52%	12,26%	10,71%	7,08%
sondeo 2	18,93%	13,91%	10,70%	9,99%
sondeo 3	16,35%	13,03%	9,14%	7,84%

LIMITES DE CONSISTENCIA Y CONTENIDOS DE HUMEDAD

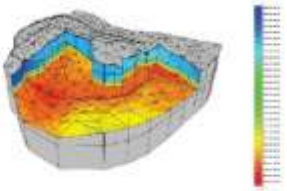
Los límites de consistencia y/o Atterberg están comprendidos según los valores presentados en las tablas.
Para estos límites se tienen la siguiente clasificación:

	muestra-1			muestra 2			muestra 3			muestra 4		
sondeos	LL	LP	IP	LL	LP	IP	LL	LP	IP	LL	LP	IP
sondeo 1	16,79%	10,40%	6,39%	27,50%	18,40%	9,10%	28,37%	16,90%	11,47%	28,72%	15,80%	12,92%
sondeo 2	29,22%	11,31%	17,91%	28,63%	15,92%	12,71%	28,13%	15,39%	12,74%	28,05%	15,56%	12,49%
sondeo 3	19,11%	12,26%	6,85%	28,09%	17,04%	11,05%	27,25%	15,61%	11,64%	27,82%	10,70%	17,12%

ARENA ARCILLOSA SC, ARCILLA DE BAJA COMPRENSIBILIDAD CL

CLASIFICACION SUCS				
sondeos	muestra-1	muestra 2	muestra 3	muestra 4
sondeo 1	SC	CL	CL	CL
sondeo 2	CL	CL	CL	CL
sondeo 3	SC	CL	CL	CL

AREA DE GEOTECNIA



5.3 CARACTERISTICAS EL SUELO

Analizando los resultados de los sondeos en los diferentes estratos en cada uno de los sondeos, se obtuvo los siguientes resultados. El suelo encontrado se clasifica como capa 0.15 – 6.00 mts, se encuentra una capa de ARENA ARCILLOSA.

1. El suelo está conformado por ARENA ARCILLOSA, el suelo presenta una capacidad de soporte estable.

según el ensayo del SPT indica que tiene una consistencia media a una profundidad de 2.50 mts y una resistencia comprensión simple de 3,74 kg/cm2.

- la densidad seca del suelo está en promedio del suelo está entre 1.591 ton/m3. el Angulo de fricción 30,4°.

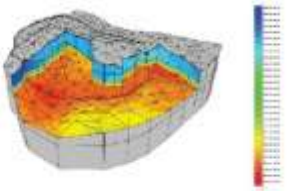
Peso Unit. Húmedo, γ [ton/m³] :	**1,903**
Peso Unit. Seco, γd [ton/m³] :	**1,694**

sondeo 1	9	7	7		9	11	10		11	16	20		32	35	40		42	44	46		48	50	51		51	53	54		55	57	58		60	61	62		63	64	65	
N°	12	11	11		12	13	12,5		13	15,5	17,5		23,5	25	27,5		28,5	29,5	30,5		31,5	32,5	33		33	34	34,5		35	36	36,5		37,5	38	38,5		39	39,5	40	
Nspt	11				12,75				16,5				26,25				30				32,75				34,25				36,25				38,25				39,75			
N60	9,1				10,5				13,6				21,7				24,8				27,0				28,3				29,9				31,6				32,8			
Ø eq	31,3				31,7				32,6				35,1				36,0				36,7				37,1				37,6				38,1				38,4			
Ø eq	30,5				31,1				32,4				35,3				36,3				37,0				37,4				37,9				38,3				38,7			
Ø eq	26,7				27,6				29,4				33,1				34,4				35,2				35,7				36,3				36,9				37,3			
Ø eq	29,1				29,4				30,1				31,9				32,6				33,1				33,4				33,8				34,2				34,5			
Ø eq	25,2			28,5	25,9			29,2	27,4			30,4	30,7			33,2	31,8			34,2	32,5			34,9	32,9			35,3	33,4			35,8	33,9			36,3	34,3			36,6

- La capacidad portante admisible para la edificación es q-ad= 20,202 TON/m2, según la fórmula de terzaghi.

Teoría	qu	qadm	Unidad
Terzagui	53,835	20,202	Ton/m²
Meyerhof	40,098	13,366	Ton/m²
Vesic	40,497	13,499	Ton/m²

AREA DE GEOTECNIA



2. El suelo está conformado por ARCILLA DE BAJA COMPRENSIBILIDAD, el suelo presenta una capacidad de soporte estable.

según el ensayo del SPT indica que tiene una consistencia media a una profundidad de 1,50 mts. **SONDEO 2.**

- la densidad seca del suelo está en promedio del suelo está entre 1.591 ton/m3. el Angulo de fricción 33,1°.

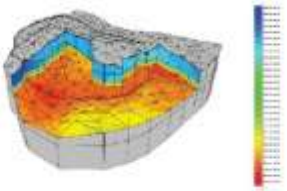
Peso Unit. Húmedo, γ [ton/m] :	**1,725**
Peso Unit. Seco, γd [ton/m] :	**1,489**

sondeo 2	24	25	48		48	50	52		54	54	57		59	60	61		62	64	65		66	69	70		71	72	73		74	75	75		76	77	77		79	80	81	
N'	19,5	20	31,5		31,5	32,5	33,5		34,5	34,5	36		37	37,5	38		38,5	39,5	40		40,5	42	42,5		43	43,5	44		44,5	45	45		45,5	46	46		47	47,5	48	
Nspt	25,75				33				35,25				37,75				39,75				42,25				43,75				45				46				47,75			
N60	21,2				27,2				29,1				31,1				32,8				34,9				36,1				37,1				38,0				39,4			
Ø eq	34,9				36,8				37,3				37,9				38,4				39,1				39,4				39,8				40,0				40,4			
Ø eq	35,2				37,1				37,6				38,2				38,7				39,2				39,5				39,8				40,0				40,3			
Ø eq	32,9				35,3				36,0				36,7				37,3				38,0				38,4				38,7				39,0				39,4			
Ø eq	31,8				33,2				33,6				34,1				34,5				34,9				35,2				35,4				35,6				36,0			
Ø eq	30,5			33,1	32,6			35,0	33,2			35,5	33,8			36,2	34,3			36,6	34,9			37,2	35,3			37,6	35,5			37,8	35,8			38,1	36,2			38,5

- La capacidad portante admisible para la edificación es q-ad= 18,30 TON/m2, según la fórmula de terzaghi.

Capacidad portante según Terzaghi:					
	[kN/m^2]		[kN]		[kN/m^2]
q_{ult} =	5382,90	q =	5382,90	Q_{amm} =	1794,30
	[t/m^2]		[t]		[t/m^2]
q_{ult} =	548,89	q =	548,89	Q_{amm} =	18,30
	[Kg/cm^2]		[Kg]		[Kg/cm^2]
q_{ult} =	54,89	q =	548894,76	Q_{amm} =	18,30

AREA DE GEOTECNIA



RECOMENDACIONES

- Previo a la ejecución de los trabajos se deberá acondicionar el terreno, eliminando cualquier material inapropiado como suelos orgánicos (o capa vegetal), suelos muy plásticos, (como los encontrados), maleza o similares.
- En general se recomienda un reemplazo o mejoramiento del material superficial, en un espesor no menor a 0.6 en todo el sitio de interés.
- Se debe realizar trabajos de nivelación y/o rellenos tendientes a optimizar el drenaje en el área del proyecto y eliminar cualquier punto susceptible a estancamiento de aguas.
- Los rellenos, reemplazos o nivelaciones que se requieran en el proyecto, se realizarán con capas de material seleccionado de no más de 0.2 metros de espesor cada una y compactadas por lo menos al 95% del Proctor Modificado o su equivalente en densidad relativa.

6.1 ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

6.1.1 PROFUNDIDAD DE CIMENTACION

La profundidad mínima de cimentación para los cálculos de capacidad debe contemplar los siguientes aspectos, además de los incluidos en H.4.1 - Generalidades.

(a) La profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen. Cual se realizará 50 cm de descapote

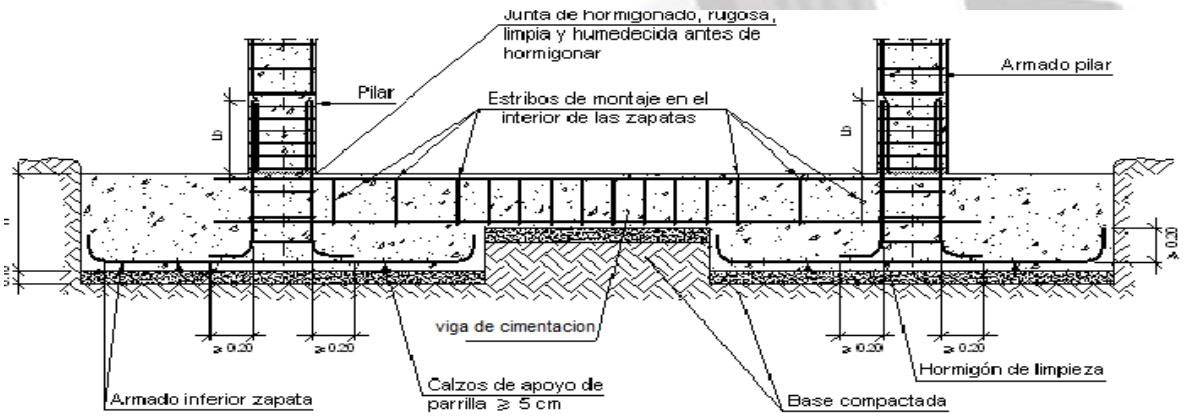
(b) En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones debe llevarse hasta un nivel tal que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos. Se realiza a una profundidad 2.50 mts para controlar las aguas superficiales y subterráneas de una manera más adecuada y minimizar los costos de cimentación

(c) Es preciso diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización. Se realizará relleno de los anillos de vigas de cimentación y andenes de la edificación con un recebo compactad 95% de proctor modificado para evitar este tipo de circunstancias.

AREA DE GEOTECNIA

ALTERNATIVA DE CIMENTACION (ZAPATAS AISLADAS)

El primer sistema de cimentación recomendado consiste en zapatas aisladas o corridas con viga de amarre o vigas de cimentación, se deberá excavar hasta 2.50 metro donde el terreno es de buena calidad y se subirá en CICLOPEO hasta 50 cm, esta es la cota cero se amarrarán las vigas que serán superficiales.
La dimensión de la cimentación a desarrollar, estará determinada por el calculista estructural tomando en cuenta que se presenta una buena capacidad portante. Se debe realizar un filtro perimetral.

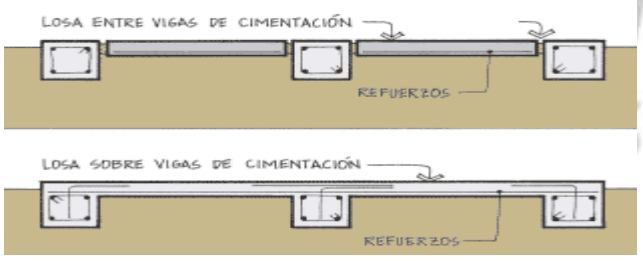


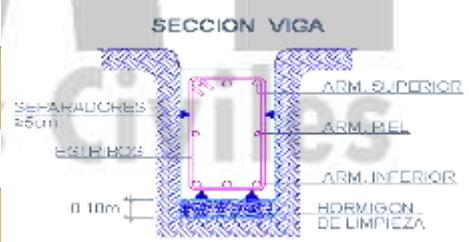
1ALTERNATIVAS DE CIMENTACION # 2.

Se recomienda hacer una placa flotante soportada sobre un colchón de recebo de 60 centímetros de material granular correspondiente a las especificaciones INVIAS de Sub-base SBG-1, este material debe compactarse en capas de 15 cm al 97% del Proctor modificado de dicho material.

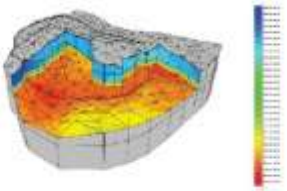
ALTERNATIVA CIMENTACION

1-El primer sistema de cimentación recomendado consiste en viga de amarre para minimizar el riesgo de asentamientos diferenciales; La atención de momentos generados por excentricidades no consideradas en el diseño. El mejoramiento del comportamiento sísmico de la estructura.

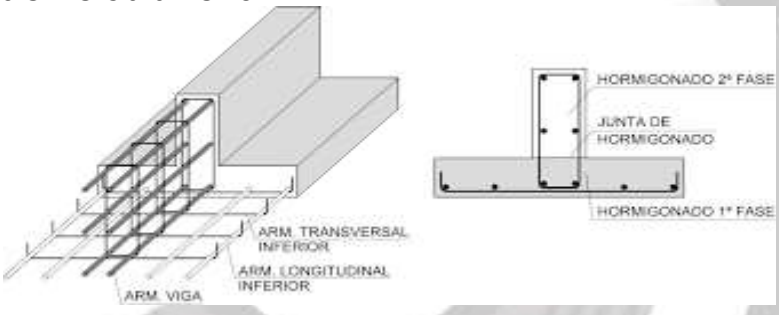




AREA DE GEOTECNIA



2-En la elección de la forma de la sección transversal de la viga de cimentación, se debe tener presente que se requiere que la viga tenga gran inercia a flexión y además que el ancho de la misma sea adecuado para que le dé estabilidad a la cimentación. Estas dos condiciones se las cumple con las vigas T invertidas, ya que tienen una gran base que le da estabilidad y un gran peralte con lo que se garantiza una considerable inercia a flexión



SISTEMA DE CIMENTACIÓN

La cimentación estará compuesta por un sistema reticular de vigas que configuren anillos aproximadamente rectangulares en planta, como se ilustra en la figura E.2.1-1, y que aseguren la transmisión de las cargas de la superestructura al suelo en forma integral y equilibrada. Debe existir una viga de cimentación para cada muro estructural. Ningún elemento de cimentación puede ser discontinuo

CONFIGURACIÓN EN PLANTA

Si uno de los anillos del sistema de cimentación tiene una relación larga sobre ancho mayor que dos, o si sus dimensiones interiores son mayores de 4,0 m, debe construirse una viga intermedia de cimentación, así no sirva de apoyo a ningún muro, en cuyo caso sus dimensiones mínimas pueden reducirse a 200 mm por 200 mm. La intersección de los elementos de cimentación debe ser monolítica y los refuerzos deben anclarse con ganchos estándar de 90° en la cara exterior del elemento transversal Terminal, como se muestra en la figura E.2.1-2.

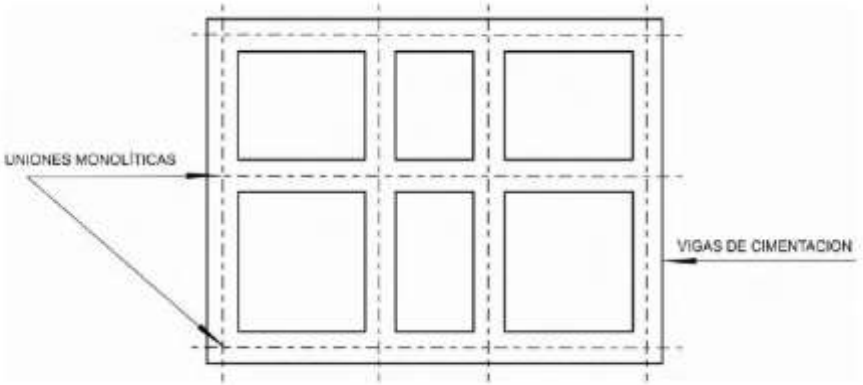
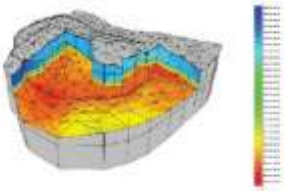


Figura E.2.1-1 — Sistema reticular de vigas que configuran anillos cerrados y continuos

AREA DE GEOTECNIA



COLOCACIÓN DE LAS ARMADURAS

Tanto los refuerzos longitudinales como los refuerzos transversales deben estar separados del suelo natural no menos de 50 mm en suelo seco, ni menos de 75 mm en suelo húmedo. Las tolerancias en recubrimientos y colocación de las armaduras con respecto a lo indicado en los planos deben ser de 10 mm. Una vez colocadas las armaduras de la cimentación, se deben fijar y anclar las armaduras de arranque de las columnas en los sitios indicados en los planos.

COLOCACIÓN DEL CONCRETO

El concreto de la malla de cimentación se debe colocar empezando por los ejes de los muros de carga y siguiendo con los ejes transversales en barrido continuo. La suspensión provisional del vaciado del concreto se debe hacer mediante juntas verticales en los ejes de los muros de rigidez (transversales a los de carga). Durante la compactación del concreto colocado debe evitarse cualquier modificación en la posición de las armaduras de arranque de las columnas.

INSTALACIONES HIDROSANITARIAS

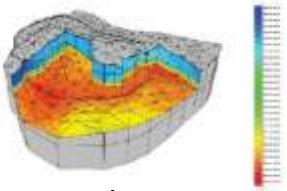
Las instalaciones hidrosanitarias deben colocarse por encima de la malla estructural de cimentación, a través del sobrecimiento o por debajo de la malla de cimentación, caso en el cual la distancia vertical entre el fondo de la malla y el borde superior de la tubería debe ser mayor de 100 mm. La intersección entre los elementos de la malla de cimentación y la zanja de la instalación se debe rellenar con un concreto pobre. En ningún caso pueden empotrarse las instalaciones hidrosanitarias en las vigas de cimentación.

RECOMENDACIONES SISTEMA CONSTRUCTIVO

El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio geotécnico. Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, durante el colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad. Se debe incluir la secuencia en la que se deben realizar las excavaciones superficiales, disposición de sobrantes de

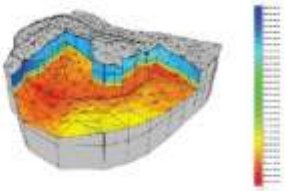
AREA DE GEOTECNIA



excavación, incidencia por posibles cambios o alteraciones en las trayectorias de drenaje y variaciones del nivel freático, tiempo máximo de exposición de los geomateriales ante cambios en las condiciones ambientales, efectos por ciclos de humedecimiento–secado que puedan conllevar variaciones en las propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales de apoyo, efectos por ciclos de carga–descarga a los que se puedan ver sometidos los materiales del perfil, hasta la profundidad de influencia previamente determinada.

En estos casos, el ingeniero geotecnista será responsable de orientar adecuadamente los procedimientos constructivos, proponiendo las fases en los cuales estos se deben adelantar e indicando con precisión la necesidad o no de instrumentar el desarrollo de dichas fases. Los trabajos relativos a excavaciones a cielo abierto, construcción de rellenos y terraplenes y procedimientos de estabilización de geomateriales in–situ, implican la realización de análisis de estabilidad estáticos y dinámicos que conduzcan a la obtención de factores de seguridad de carácter transitorio, que son precisados por estas Normas en el capítulo H-6 de la NSR-10.

AREA DE GEOTECNIA
HML®
Ingenieros Civiles



RECOMENDACIONES EXCAVACION

Cuando las separaciones con las colindancias lo permitan, las excavaciones podrán delimitarse con taludes perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el Capítulo H.6.

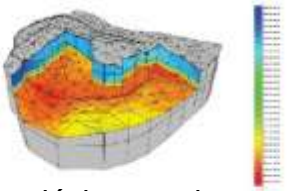
Si existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte constituido por entibados, tablestacas o muros fundidos en el lugar apuntalados o retenidos con anclajes instalados en suelos firmes. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del flujo de agua en el subsuelo y seguirse una secuencia de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas y servicios públicos.
El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.
Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a zanjas de pequeñas dimensiones en planta en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas. Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de atender los esfuerzos de tensión inducidos por el terreno.

RECOMENDACIÓN CONTROL DE ASENTAMIENTOS

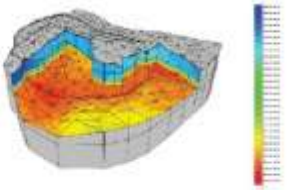
Para realizar el control de asentamiento externo se demarca un BM arbitrario (Punto de referencia con cota arbitraria aproximada en metros sobre el nivel del mar). Partiendo del punto de inicio 0°, se realiza un levantamiento topográfico llamado nivelación geométrica cerrada, esta nivelación se hace a lo largo de la periferia de la construcción en sentido horario. La nivelación geométrica compuesta cerrada consiste en armar el nivel e ir tomando lecturas altimétricas en sentido horario, cuando no es posible tomar un dato, bien sea porque el eje se encuentra fuera de visual o hay un obstáculo, se hace un punto de cambio y se continúa el proceso. Dicha nivelación debe empezar en el BM y llegar a este mismo punto exactamente con la misma cota de partida. Con los datos de la nivelación efectuada, se calcula la elevación para cada uno de los puntos que conforman el área de la construcción (Asentamiento actual del borde), y se realiza una representación gráfica del asentamiento actual dela construcción que será comparada con la curva del coseno óptimo para poder determinar el asentamiento fuera de plano.

AREA DE GEOTECNIA



(1). **Pre-construcción:** Se deben realizar mediciones geodésicas y piezométricas antes y durante la construcción;
(2). **Primer llenado:** Se deben realizar mediciones antes del primer llenado. Las mediciones sucesivas dependerán del nivel que alcancen las aguas en el embalse. Cuando el agua alcance el mayor nivel y el más bajo se deben realizar también mediciones. Por ejemplo, se deben realizar mediciones cuando el agua alcance ¼ de la altura total, otra cuando el agua alcance la mitad de la altura y, luego, cada un décimo de la altura total hasta el primer cuarto de llenado; una medición cada 6 pies de variación del último cuarto. El intervalo entre dos mediciones sucesivas nunca excederá de un mes hasta el llenado completo;
(3). **Fase de estabilización**: las mediciones deben ser más frecuentes en los años inmediatos luego del primer llenado, cuando las deformaciones activas están en progreso. Las mediciones geodésicas pueden ser efectuadas en cuatro ocasiones en un año, así como acompañarlas de mediciones geotécnicas con una frecuencia de una cada uno o dos semanas;
(4). Operación normal: Luego que la estructura se estabiliza, lo que puede llevar de 5 a 10 años o más, la frecuencia antes mencionada puede ser disminuida a la mitad. Puede ser reducida de acuerdo a cómo se ha comportado en los primeros cinco años de operación;
(5). **Fase de reparación:** Cuando una estructura comienza a mostrar signos significativos de estrés o deterioro avanzado, la frecuencia de las mediciones basadas en la fase de estabilización puede ser disminuida dadas las condiciones de fallo potencial. Se deben intensificar las investigaciones en áreas donde ocurren los problemas más críticos para determinar las causas de las deformaciones y establecer un plan de reparaciones.
Primer ciclo: Se miden todas las distancias horizontales entre los puntos de la poligonal y todos los ángulos izquierdos de inflexión con la precisión exigida en el proyecto para obtener la posición, coordenadas X y Y, de los puntos con la confiabilidad necesaria. Se asume el doble cálculo de la poligonal, donde se establece el valor de coordenadas a uno de los puntos iníciales y se calculan, a partir de los valores medidos de ángulos y distancias, las coordenadas de cada uno de los puntos intermedios y el punto de referencia final. El cálculo se realiza de forma tal que la componente X se mantenga inalterable en los puntos extremos o de referencia, variando sólo la Y.
Segundo ciclo y sucesivos: Se consideran las distancias invariables, por tal motivo no se miden en campo, sólo se miden los ángulos izquierdos de inflexión. Se asume el doble cálculo de la poligonal, donde se toman los valores de coordenadas iníciales de los puntos extremos o de referencias, las cuales permanecen inalterables. Se hallan las coordenadas de los puntos intermedios en ese ciclo y se comparan con las que tenía en el primer ciclo, lo que resulta el valor de desplazamiento

AREA DE GEOTECNIA
HML® Ingenieros Civiles



RECOMENDACION DE MANEJO DE AGUAS SUBTERANEAS

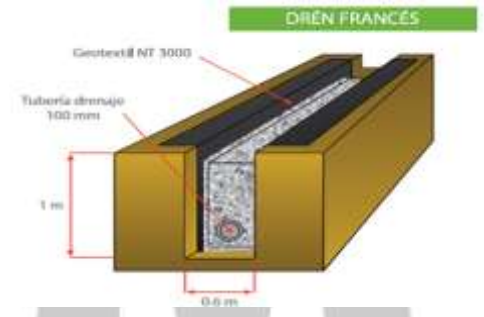
El agua subterránea es parte de la precipitación que se filtra a través del suelo hasta llegar al material rocoso que está saturado de agua. El agua subterránea se mueve lentamente hacia los niveles bajos, generalmente en ángulos inclinados (debido a la gravedad).
Uno de los problemas más recurrentes con relación a la estabilidad de terraplenes correspondiente a la erosión y deslizamiento locales. Este tipo de fenómenos se manifiesta produciendo fallas locales por corte.
Esto resulta en desplazamiento y grietas de tracción en el coronamiento del terraplén. Su causa principal es la acción del agua superficial que se infiltra en el material de relleno, produciendo los efectos:

- Disminución de la resistencia del suelo por efecto del agua.
- Aumento de peso de la masa de suelo.
- Generación de presión hidrostática y fuerza de flujo.

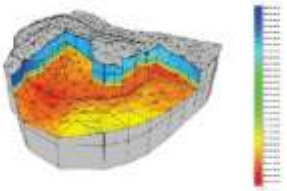
Debilitamiento de la superficie resistente al corte por socavación
Proyecto presentara zonas verdes lo cual generara aguas de escorrentías y su superficiales que afecten la estructura. Lo cual se recomienda generar filtros perimetrales de geo dren o geotextiles.

El filtro de geotextil debe cumplir que tuvo perforado a usar debe tener el diámetro adecuado, el material de lleno debe cumplir que:

Los filtros deben llegar a una caja de inspección



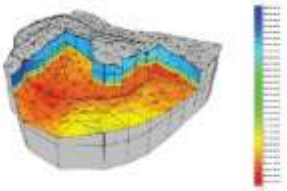
AREA DE GEOTECNIA
H.M.L® Ingenieros Civiles



7. LIMITACIONES

Las cargas con las que se realizó la verificación de capacidad portante y el cálculo de asentamientos fueron estimadas considerando el tipo de edificación que se proyecta construir. Si una vez realizado el cálculo de las cargas de trabajo, estas defieren de manera importante de las estimadas en este estudio, deberá darse aviso al geotecnista de tal forma que se realicen los ajustes necesarios. Las conclusiones y recomendaciones del presente informe están soportadas en la exploración del subsuelo y los resultados de los ensayos de laboratorio y campo, sin embargo, debe entenderse que dicha información es de carácter puntual y que durante la construcción, el modelo estratigráfico interpretado por el ingeniero geotecnista puede variar en relación con el encontrado durante las labores de excavación. Por ello, si durante la construcción se evidencia que las condiciones no concuerdan con las asumidas en el presente informe, deberá reportarse de inmediato con el fin de realizar los ajustes necesarios. El estudio de suelos estuvo orientado hacia la definición del estrato de fundación y la determinación de la capacidad portante.

AREA DE GEOTECNIA



MAYO 2019

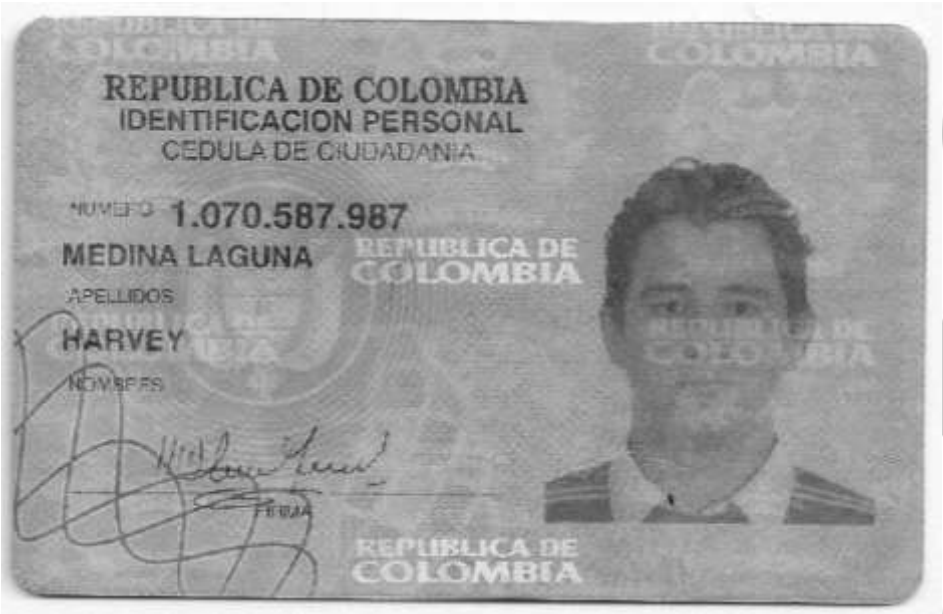
MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, Ing. HARVEY MEDINA LAGUNA, identificado con la cédula de ciudadanía No.1.070.587.987 de GIRARDOT, Ingeniero Civil con Matrícula Profesional No. 25202-164150 del Consejo Profesional Nacional de Ingeniería de Cundinamarca CERTIFICO: Que realicé los ESTUDIO GEOTÉCNICOS del inmueble ubicado en carrera 4 entre calle 6 y calle 7 municipio Carmen de Apicala departamento Tolima. Para la Construcción casa de la cultura del municipio. Declaro que todos los ESTUDIOS Y ENSAYOS GEOTECNICOS están hechos cumpliendo con la Norma NSR – 10 TITULO H, NORMAS INVIAS Y NORMAS TECNICAS COLOMBIANAS y exonero a la oficina de Planeación Municipal por los daños y perjuicios que de estos estudios pudieran derivarse. Aclaro que me responsabilizo por los Estudios, Diseños y Cálculos, siempre y cuando en la Construcción se sigan textual y cabalmente las recomendaciones y las Directrices Técnicas hechas por el Suscrito.

Atentamente

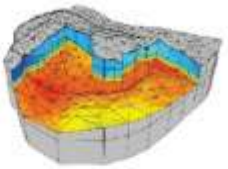
HARVEY MEDINA LAGUNA
MP 25202-164150 CND

AREA DE GEOTECNIA



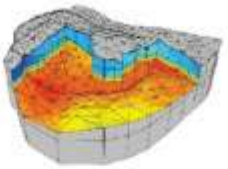


AREA DE GEOTECNIA
HML Ingenieros Civiles



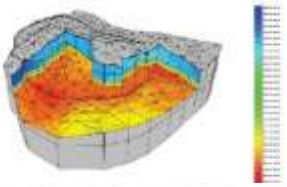


AREA DE GEOTECNIA
HML®
Ingenieros Civiles



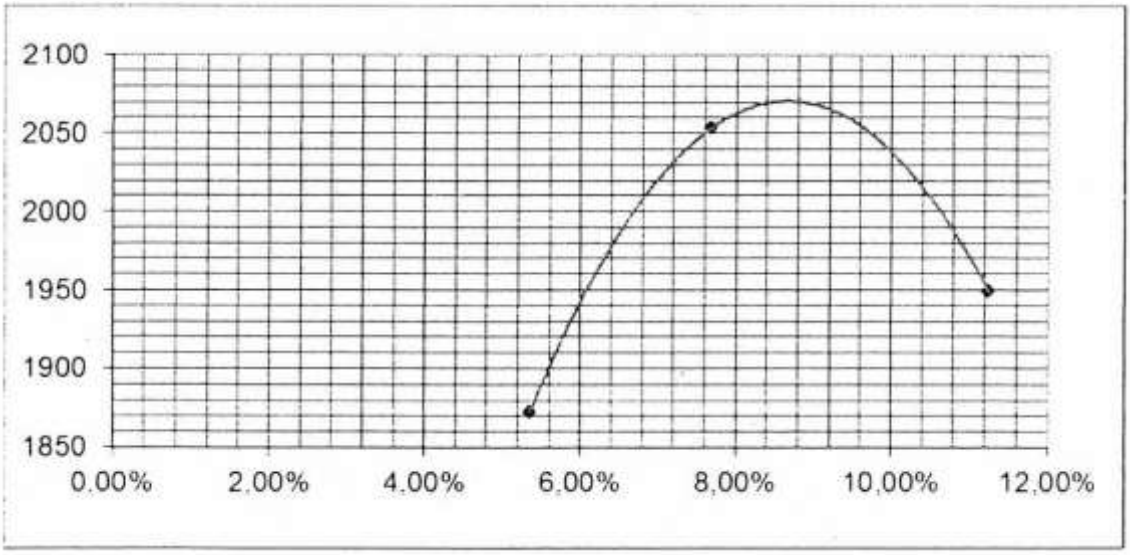
ENSAYO DE LABORATORIOS

AREA DE GEOTECNIA



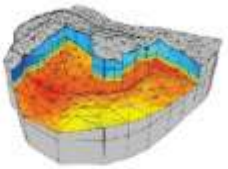
DENSIDADES			
	1	2	3
(PM+SC) Peso molde mas suelo compactado (gr)	326	325	326
(PM) Peso molde (gr)	58,5	58,5	58,5
(PS) Peso suelo compactado (gr)	267	267	267
Densidad Humeda (kg/m^3)	125,7	125,6	125,8
Densidad Seca (kg/m^3)	109,5	103,8	125,8

DETERMINACION DE HUMEDAD			
	1	2	3
(PSH+T) Peso suelo humedo mas tara (gr)	267,1	266,8	267,2
(PSS+T) Peso suelo seco mas tara (gr)	244,1	236,2	231,0
(PT) Peso tara (gr)	58,5	58,5	58,5
(PSH) Peso suelo humedo (gr)	208,6	208,3	208,7
(PSS) Peso suelo seco (gr)	185,6	177,7	172,5
(Hw%) Humedad	12,39%	17,22%	20,99%
(Hw) Promedio	*14,81%*	*19,10%*	*20,99%*



AREA DE GEOTECNIA
Ingenieros Civiles

HML®
Ingenieros Civiles
HML INGENIERIA
HMLINGENIEROS
HMLINGENIEROSCIVILES@GMAIL.COM
@HMLINGENIEROSC1

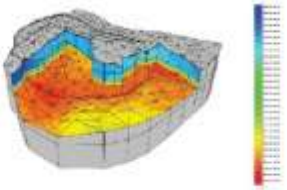


LOCALIZACION:	CASA CULTURA- CARMEN DE APICALA
FECHA:	JULIO DE 2014
PROFUNDIDAD:	1,5 m
PROFUNDIDAD TOMA DE MUESTRA	1.70 m
SUELO:	OL LIMOS ORGANICOS SIN RESIDUAOS DE BAJA PLASTICIDAD (WL <50%)
COLOR:	NEGRO
INCLUSIONES:	
TEXTURA Y CONSISTENCIA:	LIMOSA SUAVE
RESISTENCIA PENETROMETRO MECANICO DINAMICO CONTINUO	0.0
RESISTENCIA AL ESATDO SECO	BAJA A MEDIA
DILATANCIA	LENTA
TENACIDAD	DEBIL AFIABLE
TIEMPO DE ASENTAMIENTO	INMEDIATA
SUSCEPTIBILIDAD	MEDIA
PERMEABILIDAD	PERMEABLE
RESISTENCIA A LA TUBIFICACION	BAJA
RESISTENCIA AL CORTANTE	MEDIA
COMPRESIBILIDAD	LOS ASENTAMIENTOS PUEDEN SER MEDIS Y SE CALCULAN CON BASE DE PRUEBAS DE CONSOLIDACION
MANEJABILIDAD	MEDIA

DISPERSION DE AGUA:	MEDIA
TIPO DE PERFIL:	
GEOLOGIA:	SEDIME NTO
AGUAS SUPERFICIALES:	SI
NIVEL FREATICO:	NO
EROSION:	NO
VEGETACION:	NO
PENDIENTE NATURAL:	5%
PRESENCIA DE DESLIZAIMIENTOS:	NO PRESENTA
MICRO RELIEVE EN SUELOS:	Ø MICRO RELIEVE SUPERFICIAL MONTMORILLONITA
CARACTERIZACION PREDIOS VECINOS:	CASAS DE DOS PISOS
CONDIONES ACTUALES DEL SECTOR:	BUEN ESTADO

AREA DE GEOTECNIA
HML
Ingenieros Civiles

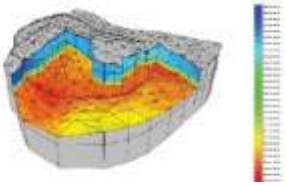
HML®
Ingenieros Civiles
HML INGENIERIA
HMLINGENIEROS
HMLINGENIEROSCIVILES@GMAIL.COM
@HMLINGENIEROSC1



LOCALIZACION:	CASA DE LA CULTURA- CARMEN DE APICALA	
	JULIO DE 2014	
PROFUNDIDAD:	2,5 m	
PROFUNDIDAD TOMA DE MUESTRA	2,60 m	
SUELO:	SW	ARENA LIMOSA GRUESA (WL <50%)
COLOR:	GRIS	
INCLUSIONES:		
TEXTURA Y CONSISTENCIA:	ARENOSA	
RESISTENCIA PENETROMETRO MECANICO DINAMICO CONTINUO	0,0	
RESISTENCIA AL ESATDO SECO	BAJA	
DILATANCIA	RAPIDA	
TENACIDAD	DEBILIDAD A FIABLE	
TIEMPO DE ASENTAMIENTO	30 SEG-60 MIN	
SUSCEPTIBILIDAD	MEDIA A ALTA	
PERMEABILIDAD	PERMEABLE	
RESISTENCIA A LA TUBIFICACION	MEDIA	
RESISTENCIA AL CORTANTE	MEDIA	
COMPRESIBILIDAD	MEDIA	
MANEJABILIDAD	BAJA	
DISPERSION DE AGUA:		
TIPO DE PERFIL:		
GEOLOGIA:	SEDIMENTARIO	
AGUAS SUPERFICIALES:	SI	
NIVEL FREATICO:	SI	
EROSION:	NO	
VEGETACION:	NO	
PENDIENTE NATURAL:	5%	
PRESENCIA DE DESLIZACIMENTOS:	NO PRESENTA	
MICRO RELIEVE EN SUELOS:	Ø SUELOS DISGREGABLES, DE TEXTURA ABIERTA, SIN ARCILLA CARBONATOS, LIMOS Y ARENAS	
CARACTERIZACION PREDIOS VECINOS:		
CONDIONES ACTUALES DEL SECTOR:	BUEN ESTADO	

AREA DE GEOTECNIA
HML
Ingenieros Civiles

HML®
Ingenieros Civiles
HML INGENIERIA
HMLINGENIEROS
HMLINGENIEROSCIVILES@GMAIL.COM
@HMLINGENIEROSC1

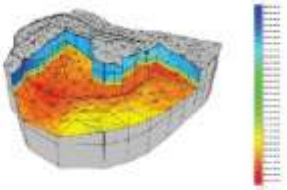


LOCALIZACION:	CASA DE LA CULTURA- CARMEN DE APICALA
	JULIO DE 2014
PROFUNDIDAD:	2,5 m
PROFUNDIDAD TOMA DE MUESTRA	2,60 m
SUELO:	SW — ARENA LIMOSA GRUESA (WL <50%)
COLOR:	GRIS
INCLUSIONES:	
TEXTURA Y CONSISTENCIA:	ARENOSA
RESISTENCIA PENETROMETRO MECANICO DINAMICO CONTINUO	0,0
RESISTENCIA AL ESATDO SECO	BAJA
DILATANCIA	RAPIDA
TENACIDAD	DEBILIDAD A FIABLE
TIEMPO DE ASENTAMIENTO	30 SEG-60 MIN
SUSCEPTIBILIDAD	MEDIA A ALTA
PERMEABILIDAD	PERMEABLE
RESISTENCIA A LA TUBIFICACION	MEDIA
RESISTENCIA AL CORTANTE	MEDIA
COMPRESIBILIDAD	MEDIA
MANEJABILIDAD	BAJA
DISPERSION DE AGUA:	
TIPO DE PERFIL:	
GEOLOGIA:	SEDIMENTARIO
AGUAS SUPERFICIALES:	SI
NIVEL FREATICO:	SI
EROSION:	NO
VEGETACION:	NO
PENDIENTE NATURAL:	5%
PRESENCIA DE DESLIZACIMENTOS:	NO PRESENTA
MICRO RELIEVE EN SUELOS:	Ø SUELOS DISGREGABLES, DE TEXTURA ABIERTA, SIN ARCILLA CARBONATOS, LIMOS Y ARENAS
CARACTERIZACION PREDIOS VECINOS:	
CONDIONES ACTUALES DEL SECTOR:	BUEN ESTADO

AREA DE GEOTECNIA

HML
Ingenieros Civiles

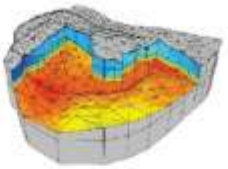
Dirección: manzana 30 casa 16 santa Isabel Girardot /Cel: 310 323 32 02 - 310 253 68 50E-mail: hamela2@gmail.com



Descripción	*Conglomerado de arena y grava*
Profundidad (m)	2.50
Humedad (%)	10.2
Peso unitario húmedo (Tn/m3)	1,59
Peso unitario seco (Tn/m3)	1,62
Limite liquido	0
Limite plástico	0
Límite de retracción	**
Índice de plasticidad	0
Presión de expansión (Kg/cm2)	0.00
Resistencia al penetrómertro-Rp (Kg/cm2)	**0.5**
Resistencia inconfinada (Kg/cm2)	0.00
Resistencia al corte de veleta (Kg/cm2)	**
Ensayo de penetración Standard SPT (Golpes/pie)	**6**
Profundidad del nivel freático (m)	Si hay. 5.00

Profundidad media del cimiento Df	2.50 m
Ancho promedio del cimiento B	2.00 m
Longitud del cimiento L	2.00 m
Tipo de cimiento	Zapata

AREA DE GEOTECNIA



QG 1.5

PROYECTO:	CASA DE LA CULTURA
LOCALIZACIÓN:	CARMEN DE APICALA
ELABORADO PARA:	ARQ. FABIO GARZON
ELABORÓ:	ING. RODOLFO LAGUNA S.

FECHA: 25/07/14

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO -METODO DE TERZAGHI-

Datos:

Profundidad de desplante,Df:*(mts)*:	**2,5**
Peso Volumétrico del suelo; Gm *(Ton/m3)*:	**1,6**
Cohesión del suelo, c: *(Ton/m2)*:	**0,0**
Ángulo de fricción interna del suelo, Fi *(grados)*:	**25**
Ancho o Radio del cimiento; B ó R *(mts)*:	**2,0**
Tipo de suelo: *1-Arcilloso firme / 2-Arcilloso blando / 3-Arenoso*	**3**
Factor de seguridad, F.S.: *(3.5 / 3.0 / 2.5)*	**3,0**

Cálculos y Resultados:

Factores dependientes del ángulo de fricción:

Factor de cohesión, Nc =	*25,12*
Factor de sobrecarga,Nq =	*12,72*
Factor de piso, Ng =	*8,34*

Para suelo arcilloso blando o arenoso:

c'=2/3c= 0,00
N'c= 2/3N'c= 16,75
N'q= 2/3N'q= 8,48
N'g= 2/3N'g= 5,56

Para todo cimiento:

Capacidad de carga última, qc:

qc=c'*N'c + Gm*Df'N'q + 0.5*Gm*B*N'g

Capacidad de carga admisible; qa:

qa=qc/FS

*c'*N'c= 0,0*
*g*Df'N'q 33,9*
*0.5*g*B*N'g = 8,9*
qc, (Ton/m2) = 42,8
qa, (Ton/m2) = 14,3

8. ASENTAMIENTO

ESTIMADO PARA UN ESTRIBO DE CARGA APROXIMADA DE 40 TN/

Peso total = 831,6 Tn — Esfuerzo neto = 7,12 Tn/m2

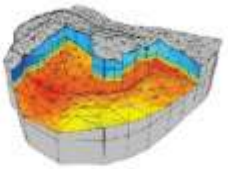
γh = 1,68 Tn/m3

Prof	Δσn(Tn/m2	σv(centro)	σ1(centro)	σh (Tn/m2)	σ1/σ3	E (Tn/m2)-centro	Δh(m)-centro	σ1(borde)	E (Tn/m2)-centro	Δh(m) borde
0.5	3.56	1.68	5.24	3.14	1.66	2237.6	0.007	2.8	2070	0.005
1	1.42	5.04	6.46	3.88	1.66	2630	0.007	1.1	1060	0.005
1.5	0.85	8	8.85	5.31	1.66	3296	0.008	0.61	694	0.004
2	0.57	11.76	12.33	7.4	1.66	4186.4	0.009	0.32	436	0.004
2.5	0.07	15.12	15.19	9.11	1.66	4862.4	0.009	0.01	188	0
	Asentamientos máximos						**0.04**			**0.018**

OBSERVACIONES:

Los asentamientos son mayores en el centro como son tipicos de los suelos no cohesivos
Los asentamientos son permisibles dentro del rango aceptado para tanques metalicos
Al realizar un mejoramiento del suelo por densificación, estos asentamientos disminuyen
Estos asentamientos son practicamente inmediatos debidos a la distorsión del suelo
Asentamiento para todo Pueblo nuevo esperado e inmediato = 0,40 cm

AREA DE GEOTECNIA



INGELAG E.U.

LIMITES DE CONSISTENCIA

Obra :	Casa de la cultura Carmen Apic	Fecha	nov-14
Descripcion	Limo arcilloso habano	Profundidad	0.40
Sondeo 2	Muestra 2		

LIMITE LIQUIDO

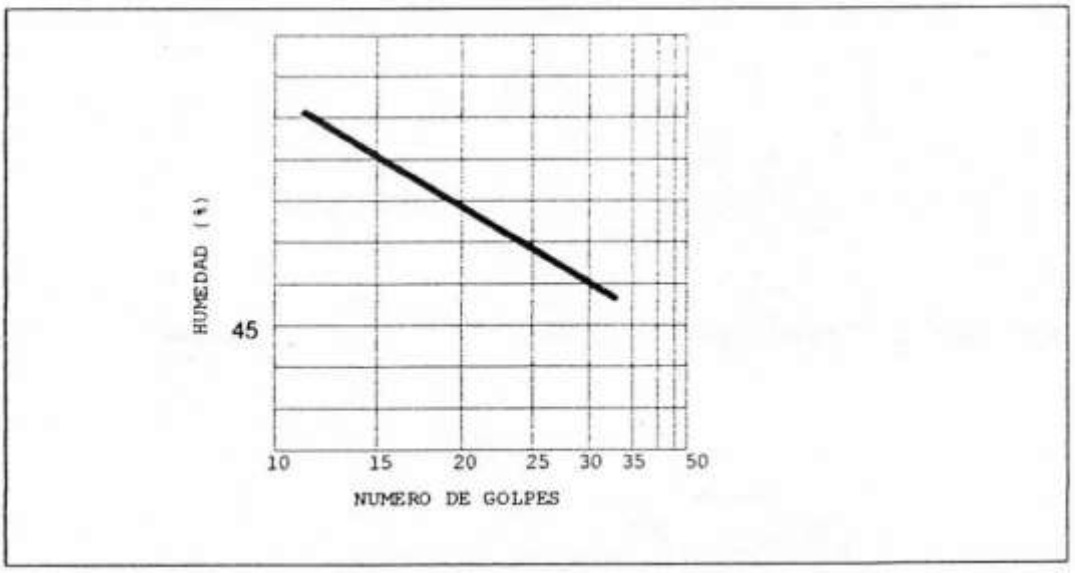
Numero de Golpes	35	24	17
Recipiente	P2	J5	RF
P1(gr)	18,18	21,71	21,31
P2(gr)	17,15	19,18	19,79
P3(gr)	15,55	13,8	15,43
Humedad (%)	64,38	47,03	34,86

RESULTADOS

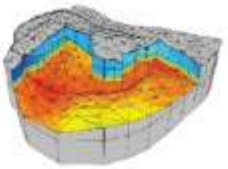
LI MITE LIQUIDO	27,05
LIMITE PLASTICO	23,40
INDICE DE PLASTICIDAD	3,65
CLASIFICACION	

LIMITE PLASTICO

Recipiente	4K	RR	HH	OBSERVACIONES :
P1(gr)	38,31	44,04	42,25	Baja Plasticidad
P2(gr)	32,75	36,88	35,8	
P3(gr)	6,90	6,48	5,05	
Humedad (%)	21,51	23,55	20,98	



AREA DE GEOTECNIA
Ingenieros Civiles



INGELAG E.U.

LIMITES DE CONSISTENCIA

Obra :	Casa de la cultura Carmen Apic	Fecha	nov-14
Descripcion	Arena Limosa café	Profundidad	2.00
Sondeo 2	Muestra 3		

LIMITE LIQUIDO

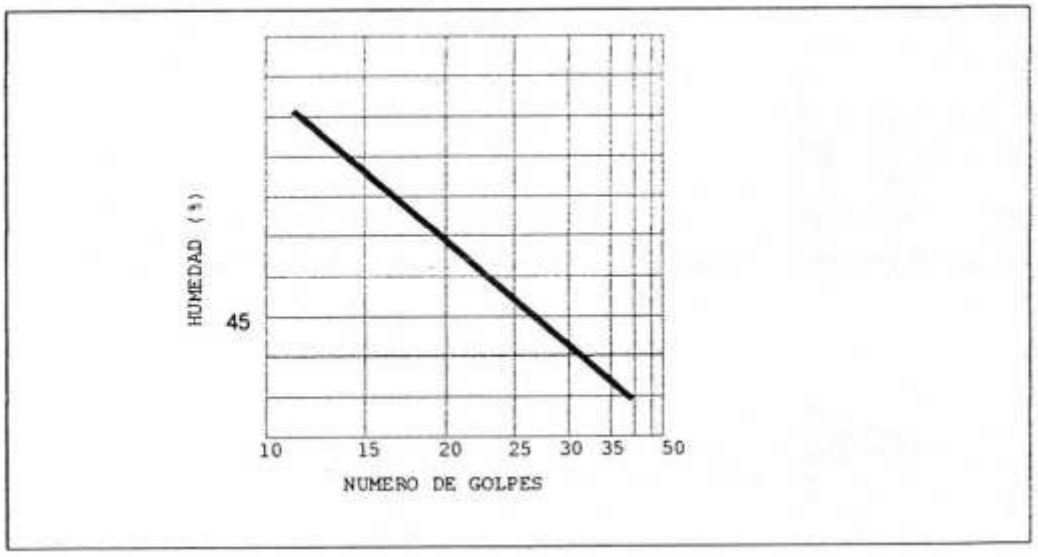
Numero de Golpes	31	24	19
Recipiente	P2	J5	RF
P1(gr)	19,28	20,94	20,82
P2(gr)	18,18	19,97	19,71
P3(gr)	15,95	14,08	11,70
Humedad (%)	49,33	16,47	13,86

RESULTADOS

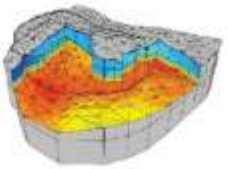
LI MITE LIQUIDO	17,34
LIMITE PLASTICO	12,40
INDICE DE PLASTICIDAD	4,94
CLASIFICACION	

LIMITE PLASTICO

Recipiente	4K	RR	HH	OBSERVACIONES :
P1(gr)	38,52	38,04	39,24	Baja Plasticidad
P2(gr)	34,75	34,88	35,8	
P3(gr)	6,90	6,48	5,05	
Humedad (%)	13,54	11,13	11,19	



AREA DE GEOTECNIA
Ingenieros Civiles



INGELAG E.U.

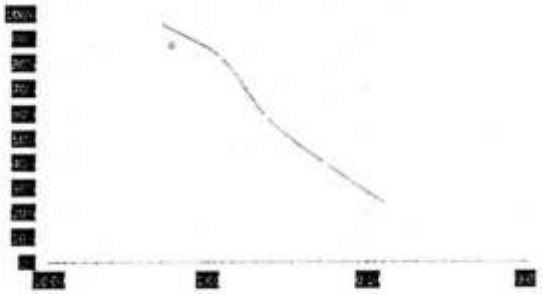
GRANULOMETRIA

Obra :	Casa de la cultura Carmen Apic
Descripcion	Arena Limosa café
Sondeo 2	Muestra 4

Fecha	abr-14
Profundidad	4,00

PESO INICIAL (g)			392,8		
MUESTRA	TAMIZ	Ø	PESO RETENIDO	% RETENIDO	% QUE PASA
S2-M2	10	2,00	13,6	3,46%	96,26%
	20	0,83	55,3	14,08%	82,18%
	40	0,43	95,2	24,24%	57,94%
	80	0,18	73,7	18,76%	39,18%
	200	0,08	63,4	16,14%	23,04%
	FONDO		90,5	23,04%	
			391,7	99,72%	

CURVA GRANULOMETRICA S2-M4



D10	0,075	Cu	6,00
D30	0,12	Cc	0,43
D60	0,45	MAL GRADADO	
SC	ARENA ARCILLOSA		

AREA DE GEOTECNIA
HML®
Ingenieros Civiles