

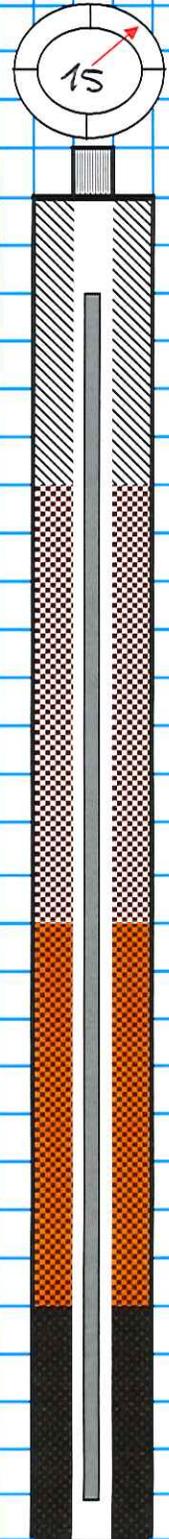
INGEOLAB

LABORATORIO DE INGENIERIA CIVIL

**ESTUDIO DE SUELOS Y RECOMENDACIONES DE
CIMENTACION PARA CONSTRUCCION BODEGA Y
OFICINAS CON DESTINO CENTRO ACOPIO PARA
CACAO, UBICADA ZONA URBANA MUNICIPIO YACOPI
CUNDINAMARCA - PROPIETARIO: ASOCIACION DE
PRODUCTORES LOS PIONEROS**

ENERO DE 2015

CALLE 1 N° 4-41 -TEL.: 827 5211-CELULAR: 310 225 0018 -MOSQUERA CUND.



Mosquera, Cundinamarca. Enero de 2015

Señores:

OFICINA PLANEACION MUNICIPAL

Yacopi Cundinamarca

Ciudad

Respetados Señores:

YO, JOSE MARIA MICAN NECHIZA, Ingeniero Civil con matricula Profesional No 2520210173 Cnd, debidamente registrado en el consejo Profesional de Ingeniería y Arquitectura de Cundinamarca, presento el estudio de suelos y recomendaciones de cimentación para la construcción bodega y oficinas con destino a centro acopio, ubicada en la zona urbana municipio Yacopi Cundinamarca. elaborados de acuerdo a los requerimientos de la **NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO Y CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES NSR-10, LEY 400 de 1997 Y DECRETO 926 de Marzo de 2010, DECRETO 0.92 DEL 17 DE ENERO DE 2011.**

Declarando que asumo la responsabilidad por los perjuicios que a causa a de ellos puedan deducirse, siempre y cuando se cumplan las recomendaciones y especificaciones dadas en el estudio.

Acepto y reconozco que la revisión efectuada por esta dependencia no constituye una aprobación al diseño estructural, sino una verificación al cumplimiento de la **NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO Y CONSTRUCCION SISMO RESISTENTE.**

Cordialmente



JOSE MARIA MICAN NECHIZA

C.C. No 17.183.450 de Bogota

Ingeniero Civil M.P 2520210173

BODEGA Y OFICINAS PARA PLANTA ACOPIO

19 de enero de 2015

Índice general

I	CARTAS DE AUTORIZACION	5
II	DESCRIPCIÓN Y GENERALIDADES.	7
0.1.	Descripción y generalidades.	8
0.1.1.	Descripción física del municipio	8
0.1.2.	Limites del municipio	8
0.1.3.	Características del municipio	8
0.1.4.	Ecología	9
0.2.	Normativa y características del proyecto en mención.	9
0.2.1.	Normativa	9
0.2.2.	Evaluación preliminar de cargas	10
0.2.3.	Responsabilidad de los diseños	10
0.2.4.	Parámetros de diseño estructural	10
III	DIRECCION Y LOCALIZACIÓN	12
0.3.	Dirección y ubicación	13
IV	OBJETIVOS Y ALCANCE	14
0.4.	Alcance	15
0.5.	Objetivos	15
V	INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO	16
0.6.	Investigación del subsuelo	17
0.7.	Localización del nivel freático	17
0.8.	Ensayos de laboratorio	17
0.9.	Perfil estratigráfico o unidad geotécnica	17

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL

VI	CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE	18
0.10.	Calculo de capacidad portante	19
VII	ANALISIS DINAMICO Y PRUEBAS DINAMICAS	21
0.11.	Parámetros dinámicos del suelo.	22
0.12.	Cálculo de confibilidad en parámetros de los suelos y angulo de fricción interna ϕ	22
0.13.	Calculo de deformaciones y esfuerzos máximos	23
0.14.	Párametros dinamicos del suelo4	25
0.15.	Interacción suelo estructura	26
0.16.	Calculo de los coeficientes de empuje y analisis sismico (en caso de calcular muros)	26
0.17.	Asentamientos del elemento objeto de estudio	28
VIII	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	30
0.18.	Conclusiones:	31
0.19.	Recomendaciones para el diseño de la fundacion.	31
0.20.	Recomendaciones para la construccion	32
IX	BIBLIOGRAFIA	34
X	RESULTADOS DE LABORATORIO Y REGISTRO FOTOGRAFICO	38

Índice de figuras

1.	Yacopio - Cundinamarca	13
2.	Yacopi en Colombia	13
3.	Capacidad portante	19
4.	Grafica de excentricidad	19
5.	Caso I de cimentacion excentrica	20
6.	Caso II de cimentacion excentrica	20
7.	Caso III de cimentacion excentrica	20
8.	Esfuerzos Principales	24
9.	Diagrama de deformaciones del suelo	24
10.	Esfuerzos máximos del suelo	24
11.	Comportamiento dinamico de la capa	25
12.	Comportamiento del coeficiente de amortiguamiento	26
13.	Diagramas de empujes de Coulomb	27
14.	Asentamientos inmediatos	28
15.	Asentamientos por consolidación	29

Índice de cuadros

1.	INDICE DE MODIFICACIONES	6
2.	NUMERO DE REVISION	6
3.	Propiedades dinámicas de suelos	22

Parte I

CARTAS DE AUTORIZACION

INDICE DE MODIFICACIONES

INDICE DE REVISIÓN	SECCION MODIFICADA	FECHA DE MODIFICACION	OBSERVACIONES
1	INFORME DE SUELOS	ENERO DE 2015	
2			
3			
4			
5			

Cuadro 1: INDICE DE MODIFICACIONES

REVISION Y APROBACIÓN.

NUMERO DE REVISIÓN		1
RESPONSABLE ESTUDIO SUELOS	NOMBRE	Ing. Jose Maria Mican
PROPIETARIO DEL PROYECTO	NOMBRE	ASOCIACION DE PRODUCTORES LOS PIONEROS
RESPONSABLE POR APROBACIÓN	NOMBRE	Oficina Planeacion
	FECHA	ENERO 2015

Cuadro 2: NUMERO DE REVISION

Part II

DESCRIPCIÓN Y GENERALIDADES.

0.1. DESCRIPCIÓN Y GENERALIDADES.

0.1. Descripción y generalidades.

El proyecto se encuentra ubicado en zona urbana municipio Yacopi Cundinamarca. Este tiene un area de 500 m² aproximadamente. Se construira una edificacion en dos pisos con destino a planta de acopio y oficinas. Con un sistema estructural compuesto por porticos de concreto reforzado y cubierta en teja ondulada. La mamposteria en ladrillo tolete y bloque. La estructura de concreto se debe calcular conforme a la Norma NSR10.

0.1.1. Descripción física del municipio

Descripción Física:El Municipio de Yacopí se encuentra ubicado en el sector norte del Departamento de Cundinamarca y dista de la Capital de la República a 160 kilómetros; transitando por las vías de Chía, Cajicá, Zipaquirá, Pacho, La Palma hasta llegar a Yacopí. La vía que conduce de Bogotá a Yacopí se encuentra pavimentada por tramos, la cantidad de kilómetros de vía que falta por pavimento y obras de arte son: 51 kilómetros, este tramo es significativo ya que dificulta el transporte de productos de la región y aumenta significativamente los fletes que en la actualidad se cobran por llevar mercancías y productos agrícolas a la capital. Esta situación no permite que la producción agrícola en nuestro municipio sea rentable para el agricultor, provocando en muchos casos la deserción y el abandono de las tierras por parte de los campesinos que se ven avocados a buscar fuentes laborales en la ciudad, lo que repercute en un aumento del desempleo a nivel de la nación.

0.1.2. Limites del municipio

- ✘ Noroccidente del Departamento de Cundinamarca
- ✘ norte con Puerto Boyacá y Quípama (Boyacá)
- ✘ Sur con los Municipios de la Palma, Topaipí y Paime
- ✘ oriente con la Victoria (Boyacá)
- ✘ Occidente con Puerto Salgar y Caparrapí.

0.1.3. Características del municipio

- ✘ Extensión total: Es el Municipio de mayor extensión en el Departamento de Cundinamarca, el primero en el Rionegro, con 109.478,35 Hectáreas, de las cuales 31.35 corresponden a la parte urbana y las 109.447 restantes corresponden a la parte rural. Km²
- ✘ Extensión área urbana:31.35 Hectareas Km²
- ✘ Extensión área rural:109.447 Hectareas Km²
- ✘ Altitud de la cabecera municipal (metros sobre el nivel del mar): El área citada se ubica entre los 200 y los 2000 metros sobre el nivel del mar
- ✘ Temperatura media: 24° c° C
- ✘ Distancia de referencia: El Municipio de Yacopí se encuentra ubicado en el sector norte del Departamento de Cundinamarca y dista de la Capital de la República a 160 kilómetros.

0.2. *NORMATIVA Y CARACTERISTICAS DEL PROYECTO EN MENCIÓN.*

0.1.4. Ecología

El municipio de Yacopí se encuentra a 1.416 m.s.n.m., en la zona del casco urbano, en las demás zonas presenta diversidad en el clima, pues se pueden encontrar los tres principales pisos térmicos: cálido, templado y frío. Yacopí por ser un municipio tan extenso tiene varias zonas que aun no han sido intervenidas por la mano del hombre, dichas zonas son consideradas como reservas forestales e hídricas. Una de estas zonas se encuentra en la Vereda Los Almendros, llamada Finca Villanueva, esta catalogada dentro del esquema de ordenamiento territorial como área de protección, en la cual se encuentra diversidad de especies arbóreas nativas, especies animales y en la cual se encuentra un bosque primario de una extensión considerable, el Municipio de Yacopí junto con la Gobernación de Cundinamarca adquirió parte de este bosque bajo el convenio No 010-2003, para la protección de zonas abastecedoras de recurso hídrico en acueductos que abastecen a centros poblados y cascos urbanos, ya que en este sector nacen varias quebradas que surten el acueducto de la Inspección de Terán. Actualmente la CAR ejerce poco control sobre la tala de bosques, presentándose en algunos casos de tala indiscriminada de bosques más que todo en la parte baja de nuestro municipio, los cuales no se pueden detectar por la extensión del territorio y por la gran cantidad de vías que se comunican con los municipios vecinos como Puerto Salgar. El recurso hídrico del municipio es muy grande por cuanto se cuenta con una gran cantidad de cuencas y micro cuencas y ríos que bañan el territorio, siendo la mayor cuenca el Rionegro, que atraviesa casi todo el territorio del municipio en los límites con el Municipio de Puerto Salgar, También existe el Río Terán que baña los territorios de la Parte Baja, haciéndose urgente una intervención por parte del municipio y la CAR para realizar una campaña de recuperación de este, ya que en su cruce por el centro poblado de la Inspección de Terán es contaminado con las aguas negras que se producen en esta población, además de las continuas talas de los bosques aledaños que secan gran cantidad de sus afluentes que repercuten en una disminución considerable de su caudal. El principal problema que se presenta es la falta de protección a estas cuencas sumado esto a la tala de bosques y a la contaminación que se producen por los alcantarillados rurales y urbanos, la CAR adelanta proyectos de protección a las cuencas que abastecen los diferentes acueductos urbanos y rurales. En el casco urbano existen la quebrada San Antonio y la Quebrada o nacedero denominado el Charco, que son los que surten de agua el acueducto del casco urbano, se presenta un grado de contaminación alto en el nacedero el Charco.

0.2. Normativa y características del proyecto en mención.

0.2.1. Normativa

Los criterios para la ejecución del presente Estudio Geotécnico son los correspondientes para tales fines, establecidos en el TÍTULO 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 y Decreto 92 de 2011. Tanto el alcance de la exploración como el programa de ensayos de laboratorio está acorde a lo establecido en el TÍTULO H, de igual forma el análisis y las recomendaciones son acordes a lo establecido es 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 TÍTULO 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
- ✕ 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) y la profundidad mínima de perforaciones debe ser 6 metros, por lo menos

0.2. NORMATIVA Y CARACTERISTICAS DEL PROYECTO EN MENCIÓN.

- ✘ De acuerdo con el numeral H.3.1 de la NSR-10 el proyecto se puede calificar como una edificación en altura.

0.2.2. Evaluación preliminar de cargas

Las cargas a considerar en este tipo de proyectos para un análisis de capacidad portante y asentamientos serán :

- ✘ Cargas muertas debidas al peso propio del elemento
- ✘ Cargas vivas
- ✘ Cargas debidas a excentricidad
- ✘ Fuerzas sísmicas

El calculista estructural deberá suministrar a esta consultoría el listado de cargas de cimentación resultantes de los diseños para revisar los factores de seguridad de acuerdo a lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, título H.2.4. Los listados de cargas a suministrar serán los correspondientes a las siguientes condiciones de análisis de la estructura:

- ✘ Carga Muerta + Carga Viva Normal,
- ✘ Carga Muerta + Carga Viva Máxima, y,
- ✘ Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo Estático aplicado para un $R=1$ en alguno de los dos sentidos; estas combinaciones de carga son, respectivamente, (B.2.3.7), (B.2.3.2) y (B.2.3.8) del numeral B.2.3.1 de la NSR-10. 8.1.1

0.2.3. Responsabilidad de los diseños

Esta oficina y en su nombre el profesional responsable del estudio, y conforme a lo establecido por la Ley 400 de 1997, Artículo 28 “Experiencia del Ingeniero Geotecnista” [Título H, Capítulo H.1, Literal H.1.1.21: Firma de Los Estudios], asumo la responsabilidad del presente Estudio Geotécnico exonerando a las Autoridades Municipales Competentes, conforme a lo establecido por la NSR-10 [Ley 400 de 1997, Título III, Capítulo I, Artículo 5 y 6: Responsabilidad de los Diseños]; en cualquier tipo de caso, situación o eventualidad que pudiera presentarse, en que las obras a que hace referencia el presente estudio no se ejecuten conforme a lo estipulado por el mismo, no asumiremos responsabilidad civil ni penal alguna.

0.2.4. Parámetros de diseño estructural

- ✘ Aa: 0.15
- ✘ Av: 0.15
- ✘ Zona de amenaza sísmica: intermedia
- ✘ Ae:0.15
- ✘ Ad: 0.05

0.2. *NORMATIVA Y CARACTERISTICAS DEL PROYECTO EN MENCIÓN.*

- ✘ Tipo de suelo: E
- ✘ Grupo uso II
- ✘ Coeficiente de importancia $I=1.10$ (almacenes y centros comerciales con mas de 500 m de construccion)
numeral A.2.5.1.3 grupo II estructuras de ocupacion especial tomo I NSR-10
- ✘ Codigo del municipio 25885
- ✘ Datos tomados del Apendice A-4 valores y defnicion de la zona de amenaza sismica de los municipios de Colombia

Part III

DIRECCION Y LOCALIZACIÓN

0.3. DIRECCIÓN Y UBICACIÓN

0.3. Dirección y ubicación

La figura No 1 y No 2 presenta la ubicación del sector objeto de estudio.

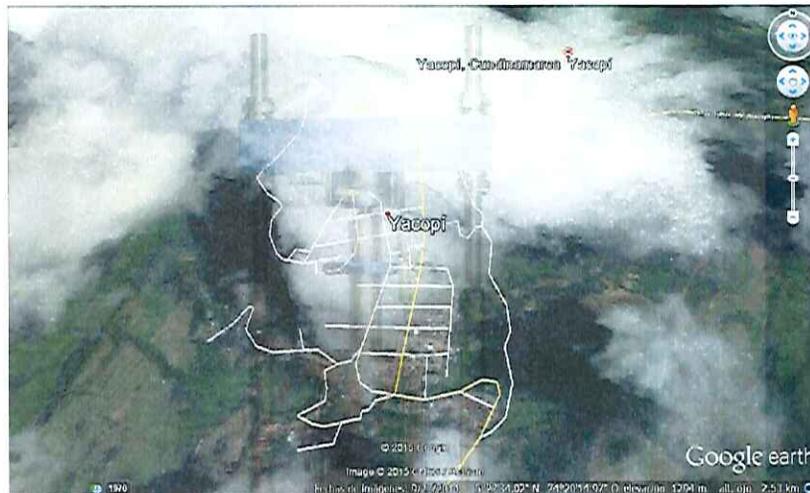


Figura 1: Yacopio - Cundinamarca



Figura 2: Yacopi en Colombia

Part IV

OBJETIVOS Y ALCANCE

0.4. ALCANCE

0.4. Alcance

En este informe se establecen criterios básicos para la elaboración del estudio geotécnico que comprenden la investigación del subsuelo, los análisis de capacidad portante y las recomendaciones necesarios desde el punto de vista geotécnico para la construcción de la obra en mención, de manera que se garantice un adecuado comportamiento de la estructura, se pretende evaluar la información recolectada de los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras tomadas de los sondeos.

0.5. Objetivos

Determinar las condiciones físico mecánicas de los suelos existentes, además de evaluar la capacidad portante del suelo, y los asentamientos posibles del sistema con base en la información de campo recolectada y sometiendo el suelo a unos estados de carga posibles. Es fundamental que una vez se tenga los diseños estructurales se hagan llegar a esta oficina para su aprobación según el reglamento NSR-10.

Parte V

INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

0.6. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

0.6. Investigación del subsuelo

Para el estudio en mención se ejecutaron 3 sondeos manuales, de los cuales se recolecto muestras alteradas con el fin de ejecutar los ensayos físicos y mecanicos, tales como limites de attemberg, humedades, compresiones inconfinas, estos valores serán evaluadas con el fin de obtener las características definitivas del suelo de fundación.

0.7. Localización del nivel freático

No se encontro nivel freatico, hasta la profundidad explorada.

0.8. Ensayos de laboratorio

La totalidad de las muestras recuperadas se inspeccionaron detalladamente y se les ejecuto los siguientes ensayos

- ✘ Sondeos
- ✘ Estratigrafía
- ✘ Húmedad natural
- ✘ Limite líquido
- ✘ Limite plástico
- ✘ Granulometrias
- ✘ Clasificación

0.9. Perfil estratigráfico o unidad geotécnica

En la exploración del suelo se encontraron los siguientes estratos: Capa vegetal pasto y raices, hasta profundidades de 0.14, 0.13, 0.15 metros.limo arcilloso organico color cafe claro de alta compresibilidad, hasta profundidades de 0.50, 0.60 y 0.55 metros . Arcilla color cafe de humedad y plasticidad media alta. Consistencia media a firme, hasta profundidades de 2.20, 2.25 y 2.50 metros USC: CH. Arcilla color habana grisacea de humedad y plasticidad media alta. Consistencia media a firme, hasta profundidades de 6.00, 6.10 y 6.12 metros USC: CH.En el anexo se presenta un corte tipico de cimentacion que se recomienda, donde se recomienda un mejoramiento del suelo.

Part VI

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

0.10. CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

0.10. Calculo de capacidad portante

Para el cálculo de la capacidad portante la NSR-10 recomienda hacer un analisis de capacidad basandose en los principios fundamentales establecidos POR LOS PROFESORES PECK, TERZAGHI ETC y cuya formulación la establece en el titulo H, y recomienda un factor de seguridad de 3.0

El analisis de capacidad de carga se basa en el principio del equilibrio límite el cual define tres cuñas de trabajo muy bien definidas, las cuales son: la zona Activa de Rankinee y la zona pasiva, estas zonas estan representadas en la siguiente figura:

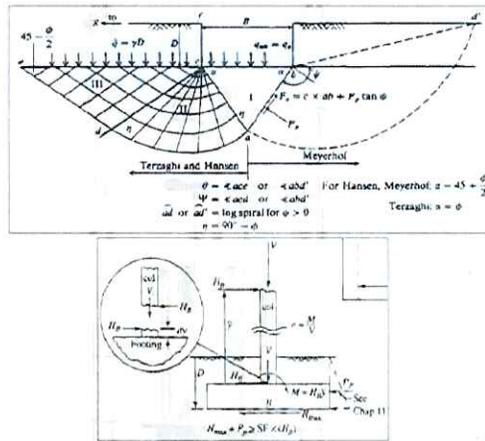


Figure 3: Capacidad portante

Para el calculo de capacidad portante se define el tamaño de la cimentación y los parámetros de carga del mismo, los cuales estan definidos según las condiciones del suelo las cargas, el tipo de cimentación entre otros, la expresión para el cálculo de la capacidad portante se puede evaluar como

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0,5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \tag{0.10.1}$$

Donde cada uno de los coeficientes es evaluados según las especificaciones del proyecto y entregados como anexo a este informe. Finalmente para el proyecto en mención se puede establecer que la capacidad portante del suelos es de 107.6 KPA O 10.76 TON/M2 Y UN NIVEL DE FUNDACIÓN DE -1.50 METROS, CON MEJORAMIENTO DEL SUELO.

Dada las excentricidades y momentos que tiene la estructura se debera verificar las excentricidades maximas como lo indica la siguiente figura:

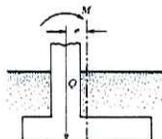


Figura 4: Grafica de excentricidad

0.10. CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

Para este caso se pueden considerar los tres casos establecidos y mencionados en la literatura siguen:

✠ Caso I $e_L/L < \frac{1}{2}$ y $e_B/B > \frac{1}{6}$ el área efectiva de analisis de la cimentacion estara dada por

$$A' = \frac{1}{2}L_1B_1 \tag{0.10.2}$$

como lo indica la figura

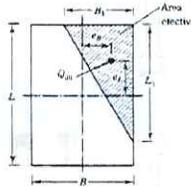


Figura 5: Caso I de cimentacion excéntrica

✠ Caso II $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B < \frac{1}{2}$ el área efectiva de analisis de la cimentacion estara dada por

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B \tag{0.10.3}$$

como lo indica la figura

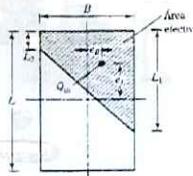


Figura 6: Caso II de cimentacion excéntrica

✠ Caso I $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B > \frac{1}{2}$ el área efectiva de analisis de la cimentacion estara dada por

$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L \tag{0.10.4}$$

como lo indica la figura

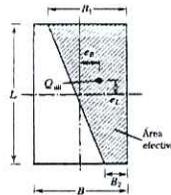


Figura 7: Caso III de cimentacion excéntrica

Parte VII

ANALISIS DINAMICO Y PRUEBAS DINAMICAS

0.11. PARÁMETROS DINÁMICOS DEL SUELO.

0.11. Parámetros dinámicos del suelo.

Dada la importancia del proyecto es importante evaluar las características dinámicas del suelo, para este se debe considerar las correlaciones dadas por varios autores, entre las cuales se destacan las dadas por el profesor STEVEN KRAMER DE LA UNIVERSITY OF WASHINGTON, quien define el modulo de rigidez del suelo como

$$G_{max} = 325 \times N_{60}^{0.68} \quad (0.11.1)$$

donde N_{60} es el valor del numero de golpes corregido para una eficiencia del 60 % de la energía suministrada por el martillo. El establece que este valor puede ser evaluado como

$$N_{60} = N_{campo} \times C_N \times \frac{E_{campo}}{0,60 \times E_{ff}} \quad (0.11.2)$$

donde:

- ✘ N_{campo} : Es el número de golpes obtenidos en campo
- ✘ E_{campo} : Es la energía del martillo en condiciones reales
- ✘ E_{ff} : Es el valor teórico del martillo (condición ideal de la caída del martillo)
- ✘ C_N : Es un coeficiente que es función del esfuerzo efectivo σ'_0 dado por

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_0}} \quad (0.11.3)$$

El profesor A Gonzales en su artículo recomienda que la relación entre la energía de campo y la energía teórica para Colombia se tome como valor de 0.45, por lo cual se puede evaluar el valor N_{60} y por ende calcular los valores del modulo de rigidez del suelo. Estos cálculos son evaluados y entregados en el anexo a este informe. a continuación se presentan los perfiles de modulo de rigidez y perfil de velocidad en función de la profundidad.

Tomando para cada una de las capas en mención se encuentra que los parámetros del suelo para este caso estarán consignados en la siguiente tabla:

Tipo de suelo	Profundidad	$G_{max} = 325 \times N_{60}^{0.68}$ MPa	E (Mpa)	V(m/s)	K (Mpa/m)
Suelo tipo OH	1.0	7.14	17.9	204.96	6.90
Suelo tipo CH	5.10	11.4	28	245.87	7.89

Cuadro 3: Propiedades dinámicas de suelos

Por lo cual según lo establecido en la norma NSR-10 el suelo en mención se clasifica como suelo tipo E, con velocidades de corte medianas a altas.

0.12. Cálculo de confibilidad en parámetros de los suelos y ángulo de fricción interna ϕ

Una de las características importantes a revisar en este proyecto está relacionada con las propiedades de los suelos, y en especial con su fábrica, esos parámetros son los índices de consistencia e índices de liquidez, esto son definidos como:

0.13. CALCULO DE DEFORMACIONES Y ESFUERZOS MÁXIMOS

$$IL = \frac{\% \omega - LP}{IP} \quad (0.12.1)$$

$$IC = \frac{LL - \% \omega}{IP} \quad (0.12.2)$$

para este caso se tomo una muestra representativa de suelos en la cual se valoro estas caracteristicas y posteriormente se ejecuto un analisis de confiabilidad con el fin de evaluar cual es la mejor función de densidad de probabilidad que puede ajustarse a cada parametro. El en caso de este estudio se encontro que para los dos indices se piede evaluar el comportmientio de estas dos propiedades como funciones normales, dando las siguientes caracetristicas:

$$\mu_{IL} = 0.43 \quad (0.12.3)$$

$$\sigma_{IL} = 0.32 \quad (0.12.4)$$

$$\mu_{IC} = 0.49 \quad (0.12.5)$$

$$\sigma_{IC} = 0.35 \quad (0.12.6)$$

$$\mu_{IP} = 18.81 \quad (0.12.7)$$

$$\sigma_{IP} = 12.54 \quad (0.12.8)$$

dadas que las características de los suelos con respecto al IL esta en el intervalo que el material esta en un estado plastico a líquido, y dadas que el IC es inferior a 1 puede indicar un potencial de expansión medio - bajo del material debido al contenido de material tipo motmorillonitas dentro del mismo, por lo tanto esto corrobora que el material puede experimentar unos asentamientos moderados que deben ser tenidos en cuenta en el diseño estructural, por otro lado se tiene que se puede tomar como valor medio del indice de plasticidad como 19, por lo cual las correlaciones indican que el andulo de friccion interna se luede tomar el valor de:

$$\phi = 11 \quad (0.12.9)$$

0.13. Calculo de deformaciones y esfuerzos máximos

Con este analisis se encontró con el analisis de elementos finitos, los diagramas de deformaciones y esfuerzos, para esto se condidera una carga maxima de 50KPa, para este analisis se toma la siguiente unidad geotecnica:

0.13. CALCULO DE DEFORMACIONES Y ESFUERZOS MÁXIMOS

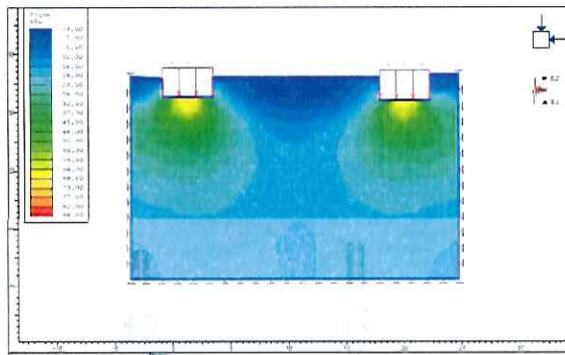


Figura 8: Esfuerzos Principales

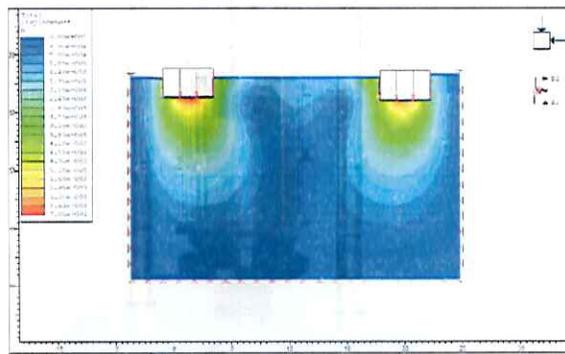


Figura 9: Diagrama de deformaciones del suelo

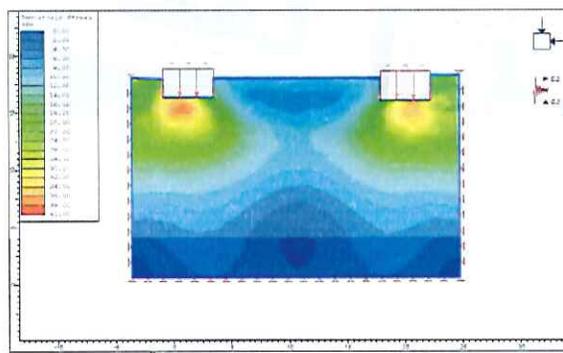


Figura 10: Esfuerzos máximos del suelo

0.14. PÁRAMETROS DINAMICOS DEL SUELO4

0.14. Párametros dinamicos del suelo4

Uno de los parámetros importantes son las curvas de modulo de rigidez y los coeficientes de amortiguamiento del suelo, estos factores se calculan con base en la teoría establecida por el Kramer en su libro GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING el cual encuentra que la relación de rigidez esta dado en función los indices de plasticidad y los esfuerzos efectivos medios, y los cuales se evaluan como:

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, IP) \times (\sigma'_m)^{m(\gamma, IP) - m_0} \quad (0.14.1)$$

$$m(\gamma, IP) - m_0 = 0,272 \times \left\{ 1 - \tanh\left[\ln\left(\frac{0,000556}{\gamma}\right)^{0,4}\right]\right\} \times e^{-0,0145IP^{1,3}} \quad (0.14.2)$$

$$K(\gamma, IP) = 0,5 \times \left\{ 1 + \tanh\left[\ln\left(\frac{0,000102 + n(PI)}{\gamma}\right)^{0,492}\right]\right\} \quad (0.14.3)$$

$$n(PI) = 7,0 \times 10^{-7} IP^{1,976} \quad (0.14.4)$$

Las curvas para los dos tipos de suelos para la calibración de un modelo para respuesta local se indican a continuación:

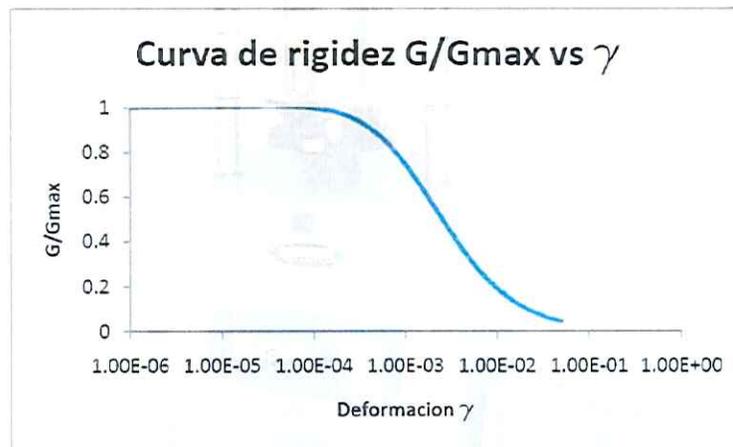


Figura 11: Comportamiento dinámico de la capa

0.15. INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

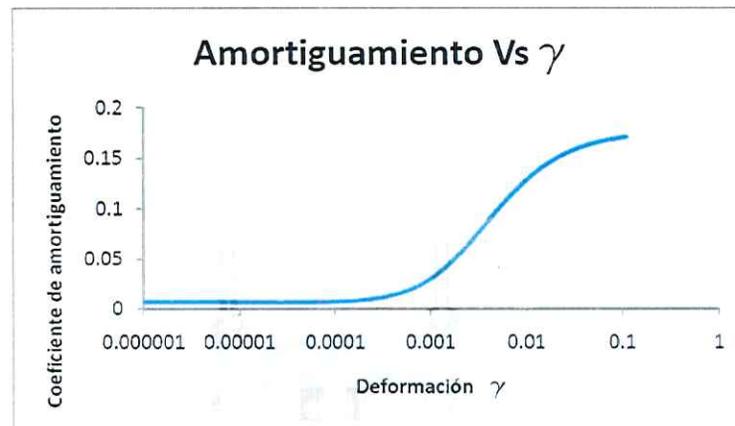


Figura 12: Comportamiento del coeficiente de amortiguamiento

0.15. Interacción suelo estructura

Para el análisis de esto se considera un modulo de reacción del suelo dada por la aproximación de vesic la cual la establece la siguiente ecuación

$$K = \frac{1}{2} \times \frac{E}{1 - \nu^2} \quad (0.15.1)$$

Por otro lado el análisis de compatibilidad angular para cualquier nodo “i” define las condiciones de momento para el análisis de cargas, y el análisis de equilibrio establece las condiciones para resolver el sistema de análisis de interacción suelo estructura, estas ecuaciones se indican a continuación:

$$M_{i-1} + 2M_i \times \left[1 + \frac{L_j}{L_{j-1}}\right] + \left[\frac{L_j}{L_{j-1}} M_{i+1}\right] = \frac{6EI}{L_{j-1}^2 K_i} \left[4 \frac{K_i}{K_{i-1}} q_{i-1} - \left(1 + \frac{L_{j-1}}{L_j}\right) q_i + \left(\frac{L_{j-1}}{L_j}\right) \left(\frac{K_i}{K_{i-1}}\right) q_{i-1}\right] \quad (0.15.2)$$

$$\frac{M_{i-1} - M_i}{L_{j-1}} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_j} = P_i - Q_i \quad (0.15.3)$$

Para este caso se considera que el modulo de reacción en el suelo es constante y la distretización también, dadas estas condiciones del suelo se puede establecer que para este caso K sera del orden de 4.46 MPa/m

0.16. Calculo de los coeficientes de empuje y analisis sismico (en caso de calcular muros)

Dentro de las especificaciones de la NSR-10 se requiere que se entregue el valor de los coefientes de empujes activo, pasivo y sismico para este tipo de estructuras, estos valores se evaluan siguiendo la metodologia de empujes de coulomb, estos coefientes estan definidos como:

✘ Coeficiente activo:

0.16. CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE EMPUJE Y ANALISIS SISMICO (EN CASO DE CALCULAR MUROS)

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta - \delta) \times [1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \times \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \times \text{sen}(\alpha + \beta)}}]^2} \quad (0.16.1)$$

✧ Coeficiente pasivo:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta + \delta) [1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \times \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \times \text{sen}(\alpha + \beta)}}]^2} \quad (0.16.2)$$

✧ Coeficiente en reposo

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi \quad (0.16.3)$$

✧ Coeficiente activo de tierras en sismo

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi - \theta')}{\text{cos}\theta' \times \text{sen}^2\beta \times \text{sen}(\beta - \delta - \theta') [1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \alpha - \theta')}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta') \text{sen}(\alpha + \beta)}}]^2} \quad (0.16.4)$$

Donde cada uno de los valores son indicados según la figura 13

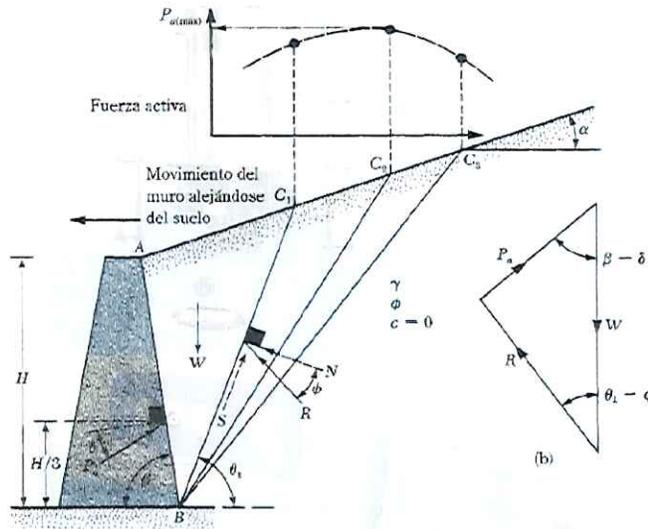


Figura 13: Diagramas de empujes de Coulomb

Para este caso los valores a reportar serán:

- ✧ Ko=0.50
- ✧ Ka=0.49
- ✧ Kp=2.0
- ✧ Kae=0.689

0.17. ASENTAMIENTOS DEL ELEMENTO OBJETO DE ESTUDIO

0.17. Asentamientos del elemento objeto de estudio

Para este sistema objeto de estudio se considera los asentamientos como la suma de unos asentamientos iniciales y otros secundarios, la expresión dada para esto esta definida como:

$$s_c = C_r \frac{H_o}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \right) + C_c \frac{H_o}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right) \quad (0.17.1)$$

Donde:

- ✧ σ'_p : Esfuerzo de preconsolidación.
- ✧ σ'_{vo} : Esfuerzo vertical efectivo.
- ✧ $\Delta\sigma_v$: Sobre esfuerzo debido a la sobrecarga.
- ✧ H_o : Espesor de la capa consolidable.
- ✧ C_r : Índice de recompresión.
- ✧ C_c : Índice de compresión.

Para el calculo de los esfuerzos externos se considera una presión externa de contacto de 20 KPa, lo cual es suministrado por el peso propio de las losas y el tirante de agua, por lo tanto el calculo del incremento se esfuerzo se hace por la teoria de Newmark para una esquina, la cual tiene un valor de

$$\Delta\sigma_v = \frac{60(dx dy) z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = 20I_o \quad (0.17.2)$$

Las siguientes graficas indican el calculo de asentamientos tanto inmediatos como por consolidación:

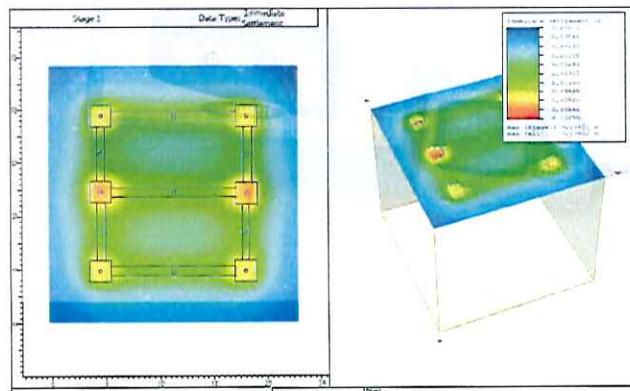


Figura 14: Asentamientos inmediatos

0.17. ASENTAMIENTOS DEL ELEMENTO OBJETO DE ESTUDIO

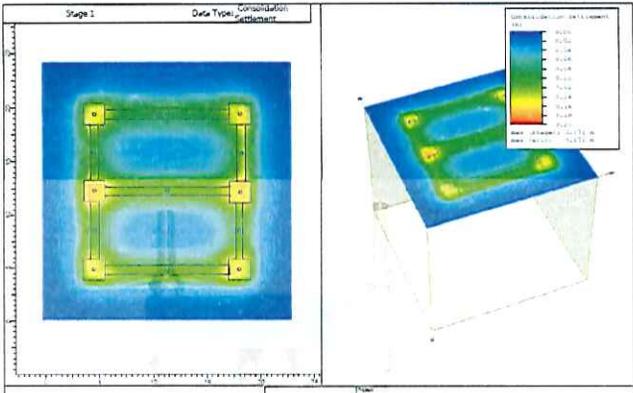


Figura 15: Asentamientos por consolidación

Parte VIII

**CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES**

0.18. CONCLUSIONES:

0.18. Conclusiones:

1. Los mantos de arcilla presentan una consistencia media a firme, en consecuencia se debe hacer un mejoramiento del suelo de fundacion
2. No se encuentro nivel freatico hasta la profundidad explorada, pero este puede subir con el incremento de periodo de lluvias.
3. El se encuentra ubicado en zona urbana, con disponibilidad de servicios publicos.
4. El topograficamente , es plano, no hay riesgo de derrumbes ni inundaciones.

0.19. Recomendaciones para el diseño de la fundacion.

1. Se recomienda la construcción de filtros por la parte superior y laterales de la edificacion con el objeto de recoger las aguas de escorrentía superficial y sub- superficial conduciéndolas a alcantarillado o a canales superficiales.
2. Todos los analisis encontrados en este estudio se basan en una exploración, en caso de encontrar una estratigrafía diferente se debe informar inmediatamente para hacer los ajustes necesarios.
3. Antes de iniciar excavaciones se recomienda verificar el estado estructural de las edificaciones vecinas, si estas presentan agrietamientos o hundimientos se debe dejar constancia por escrito ante testigos con el fin de evitar posteriores conflictos.
4. Importante y prioritario tomar las medidas necesarias a fin de evitar el debilitamiento de las cimentaciones vecinas, en caso de observar agrietamientos o hundimientos se debe construir pantallas protectoras de estas cimentaciones.
5. El calculista estruc-tural deberá suministrar a esta consultoría el listado de cargas de cimentación resultantes de los diseños para revisar los factores de seguridad de acuerdo a lo establecido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, título H.2.4. Los listados de cargas a suministrar serán los correspondientes a las siguientes condiciones de análisis de la estructura: 1) Carga Muerta + Carga Viva Normal, 2) Carga Muerta + Carga Viva Máxima, y, 3) Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo Estático aplicado para un $R=1$ en alguno de los dos sentidos; estas combinaciones de carga son, respectivamente, (B.2.3.7), (B.2.3.2) y (B.2.3.8) del numeral B.2.3.1 de la NSR-10. 8.1.1.
6. Se debera considerar minimo un recubrimiento de 7 cm dentro del diseño del elemento para el refuerzo.
7. Todos los concretos de la cimentacion deberá tener minimo una resistencia de 39 Mr.
8. La capacidad portante del suelo para este proyecto es de 107.6 KPa o 10.76 ton/m² a un nivel de fundación de - 1.50 m con mejoramiento del suelo
9. ESTRUCTURA DE CIMENTACION ALTERNATIVA 1. Desde el nivel de cimentacion (-1.50 metros), o hasta encontrar arcillas color habana grisacea con capacidad portante 10.76 ton/m², se coloca una capa de recebo B200 de 1.00 metros, compactado en 5 capas de 0.20 metros minimo al 95.0 % del proctor modificado. Para subir el nivel de cimentacion de la zapata se recomienda aplicar una capa de recebo - cemento proporcion 8:1, compactado en una capa de 0.20 metros minimo al 98 % del proctor modificado hasta un altura tal que el nivel cero de la edificacion se encuentre minimo a 0.30 metros

0.20. RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCION

- sobre el nivel de cimentación de la zapata. Sobre el suelo cemento se coloca una capa de concreto de limpieza de 0.05 metros, sobre el cual se apoyara la zapata. Como alternativa en concreto ciclopeo 60 % en piedra y 40 % en concreto.
10. ESTRUCTURA DE CIMENTACION ALTERNATIVA 2. Vigas corridas de cimentación en concreto sobre un monto de recebo B200 mínimo de 1.00 metros compactado 5 capas mínimo de 0.20 metros al 95 % del proctor modificado. Las vigas descolgadas de la placa deben quedar empotrada la terraza de recebo.
 11. ESTRUCTURA DE CIMENTACION ALTERNATIVA 3. Placa flotante (Segun diseño y calculo estructural). Bajo la placa de concreto debe tener un monto de recebo B200 mínimo de 0.80 metros compactado en 4 capas mínimo de 0.20 metros al 95 % del proctor modificado.
 12. Las características del concreto y cuantía de refuerzo a utilizar seran a criterio del ingeniero estructural

0.20. Recomendaciones para la construcción

1. En caso de lluvias se debe proveer un sistema de drenaje para evitar la acumulación de agua durante el proceso de construcción de la cimentación y evitar infiltraciones hacia el suelo
2. Las excavaciones para la construcción de los cimientos pueden ser realizadas a cielo abierto bien sea con herramienta manual o con equipo mecánico, teniendo en cuenta las precauciones necesarias, como por ejemplo si se presentan desprendimientos de suelo, realizar un revestimiento en concreto lanzado para evitar este problema.
3. En el caso de proyectar excavaciones contiguas a construcciones adyacentes se ejecutarán en talud vertical y se deberán entibar para evitar la afectación de la estabilidad en dichas construcciones, de no ser posible está alternativa se recomienda submurar las cimentaciones vecinas.
4. En el caso de ocurrencia de lluvias durante las excavaciones se debe tapar con plástico las mismas con el fin de evitar que se deposite agua en las excavaciones, evitando así el uso de sistemas de bombeo y el reblandecimiento del suelo de fundación.
5. El Recebo granular o suelo cemento y demás materiales de relleno utilizados en el proyecto deben ser compactados en capas de 0.20 m. El recebo granular se compactará hasta obtener el 95 % de la densidad óptima del ensayo Proctor Modificado; para el suelo cemento el porcentaje de compactación será del 98 % del Proctor estándar.
6. El concreto utilizado sera el concreto de planta con una especificación mínima de 39 Mr, los cuales deberean cumplir las especificaciones de la NSR-10 capítulo C durabilidad y puesta en obra
7. Todo tipo de excavación debere ejecutararse con un talud cuyas proporciones esten en 3/2 : H/V debido a la cohesión del suelo y evitar daños y derrumbes del material, sin embargo se debe entibar y apuntalar todo tipo de excavación que se haga con el fin de evitar daños colaterales.
8. No se deberá acudir al uso de sistemas de excavación que pudieran dañar excesivamente el terreno adyacente. Durante la ejecución de los trabajos se tomarán, en todos los casos, las precauciones adecuadas para no disminuir la resistencia o estabilidad del terreno no excavado. En especial, se atenderá a las características tectónico-estructurales del entorno y a las alteraciones de su drenaje y se adoptarán las medidas necesarias para evitar fenómenos como inestabilidad de taludes en roca o de bloques de la misma, debida a voladuras inadecuadas; deslizamientos ocasionados por el descalce del pie de la excavación; encharcamientos debidos a un drenaje defectuoso de las obras o taludes provisionales excesivos.

0.20. RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCION

9. La secuencia de todas las operaciones de excavación debe ser tal, que asegure la utilización de todos los materiales aptos y necesarios para la construcción de las obras señaladas en los planos del proyecto o indicadas por el Interventor.
10. La excavación de la explanación se deberá ejecutar de acuerdo con las secciones transversales del proyecto o las modificadas por el Interventor. Toda sobre-excavación que haga el Constructor, por negligencia o por conveniencia propia para la operación de sus equipos, correrá por su cuenta y el Interventor podrá suspenderla, si lo estima necesario, por razones técnicas o económicas.
11. Cualquier daño no previsto a una estructura o construcción existente causado por la ejecución de los trabajos de excavación deberá ser asumido por el Constructor, quién deberá reponer el bien a entera satisfacción de su propietario.
12. Se debiera impermeabilizar todo el concreto para evitar daños por carbonatación y oxidación del acero
13. Con respecto a los equipos deberán ser compatibles con los procedimientos de construcción adoptados y requieren la aprobación previa del Interventor, teniendo en cuenta que su capacidad y eficiencia se ajusten al programa de ejecución de las obras y al cabal cumplimiento de las exigencias de la presente especificación y de la correspondiente partida de trabajo.
14. Se recomienda la construcción de filtros por la parte superior y laterales de la vivienda con el objeto de recoger las aguas de escorrentía superficial y sub- superficial conduciéndolas a alcantarillado o a canales superficiales.
15. Se deben proteger los taludes en concreto reforzado, sus dimensiones, cuantía de refuerzo y resistencia del concreto a utilizar, serán a criterio del ingeniero Estructural.
16. El contratista debiera presentar un informe detallado al terminar de fundir cada zapata, donde se presente, el perfil de suelo encontrado, volumen de concreto utilizado, tiempo de excavación, tiempo de carga e imprevistos.
17. Se debe tener en cuenta por parte del calculista que esta cimentación esta diseñada para zapatas que no estén sometidas a cargas mas allá del tercio medio del centro de la misma en ninguna dirección para evitar momentos adicionales no estimados en la estructura de cimentación, y fuerzas adicionales debidas a estos momentos que puedan generar una falla.
18. Todos los materiales a utilizar deberan cumplir las especificaciones dadas por la NSR-10 y norma invias INV- 2007.


JOSE MARIA MICAN NECHIZA
Ingeniero Civil

Part IX
BIBLIOGRAFIA

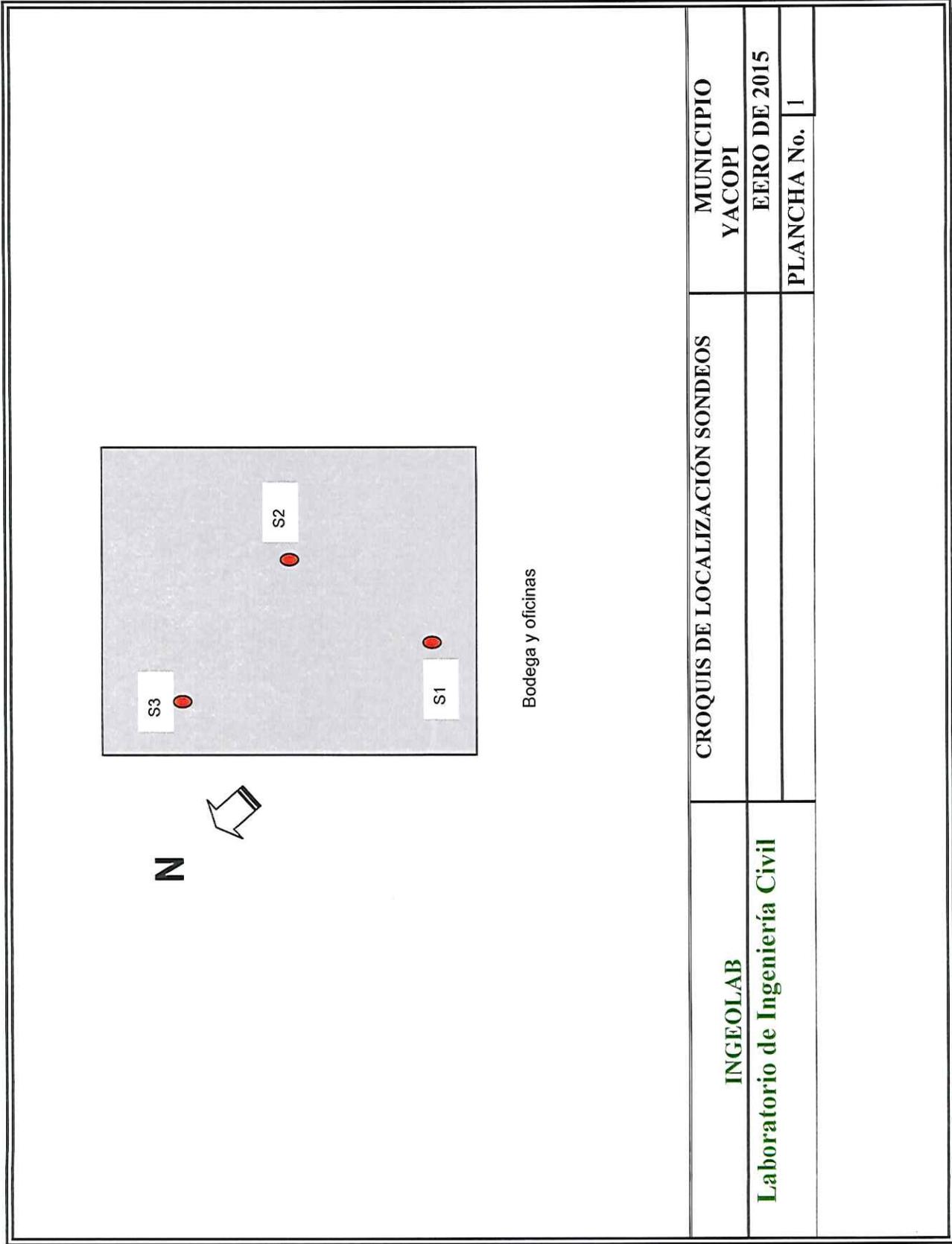
1. Reability - Based in civil Engineering, Milto E Harr, Editorial DOVER, 1996
2. Estadistical, probabability and reliability for civil and enviromental engineers, Nathabandu T & Renzo Rosso, Editorial MC GRAW HILL INTERNATIONAL EDITIONS, 1998
3. Introduction to reliability engineering, F.E Lewis, Editorial WILEY1994
4. Reliability and stadistical in geotechnical Engineering, Gregory B Baecher & Jhon T Christian, Editorial WILEY, 2003
5. Reliability - based desing in geotechnical engineering, computations and aplications, Kok-Kwang, Editorial TAYLOR AND FRANCIS, 2008
6. The mechanics of soils and foundations, Jhon Atkinson, Editorial, TAYLOR AND FRANCIS, 2009
7. Continuum mechanics fundamentals, S Valliappan, Editorial AA BELKEMA, 1981
8. Probabilistic method in geotechnical engineering, Editado Gordon Fenton, 1996
9. Critical state soil mechanics, Andrew Schofield and Peter Wroth, Editorial TAYLOR AND FRANCIS, 1999
10. Soils and Waves, J. Carlos Santamarina, Editorial WILEY, 2001.
11. Mecanica de medios continuos para ingenieros, Xavier Oliver Olivella, Editorial ALFA Y OMEGA, 2002
12. Soils mechanics, Arnold Verruijt, Editorial Delft University of Technology, 2001
13. Soils Diynamics, Arnold Verruijt, Editorial Delft University of Technology, 2001
14. Fundamentals of soils behavior, James Mitchell, editorial WYLEY, 2005
15. Propiedades geofisicas de los suelos, Joseph E Bowles, Editorial MC GRAW HILLL, 1982
16. Design analysis of beam, circular plates and cylindrical tanks on elastic foundations, Edmund Melerski, Editorial TAYLOR AND FRANCIS, 2000
17. Prection and performance in geotechnical engineering, , R.C Joshi & E.J Griffiths, editorial Belkema 1987
18. Recent development in laboratory and field test and analysis of geotechnical problems, S. Chandra & D.T bergado Editorial Belkema, 1987
19. Soils strength and slope stability, J. Duncan And S Wright, Editorial Jhon Wiley & sons Inc.
20. Computer and physical modelling in geotechnical engineering, S. Chandra et al, Editorial Belkema 1989.
21. Continuum mechanics, G Mase , Editorial McGraw Hill book Company.
22. Advanced unsaturated soil mechanics and engineering, W.W. Charles & B Menzies Editorial Taylor & Francis group.
23. Soils mechanics, R.F Craig, Editorial Taylor & Francis group.
24. Soil liquefaction during earthquakes, M Idriss & R.W Boulanger editorial Earthquake engineering re-search institute.

25. Principles of soil dynamics, B.Das, Editorial PWS KENT Publishing Company.
26. Critical state soil mechanics, Schofield & Wroth Lectures in engineering at cambridge university.
27. Dinamica de suelos y estructuras, R Colindres, Editorial Limusa
28. Handbook of machine foundations, P Srinivasulu & C.V Vaidyanathan, Editorial McGraw Hill book Company
29. A short course of getechnical site investigation, N.Simons & B Menzies, Editorial THOMAS TELFORD
30. Desing of pile foundations in liquefiable soils, G. Madabhushi & Knappett Editorial Imperial College Press
31. Pile Desing for structural and geotechnical engineers, R. Rajapakse, Editorial McGraw Hill book Company
32. Computational geomechanics with special reference to earthquake engineering, O Zienkiewicz, C. Chan, M Pastor, B.A Schrefler & T.Shiomi Editorial Jhon Wiley & sons Inc
33. Embedded retaining walls, guidance for economics desing, A . R Gaba et al, Editorial Jhon Wiley & sons Inc
34. In situ testing and soils propieties correlations, In situ 2007 Bali indonesia.
35. Code of practice for earth retaining structures, ICS 2008
36. Soil liquefaction a critical state approach, M. Jefferies & K. Been Editorial Taylor & Francis group
37. Seepage In soils principles and applications, L. Reddi Editorial Jhon Wiley & sons Inc
38. Soil - Structure Engineering of deep foundations WW Charles Editorial Thomas Telford
39. Organizing and evaluating uncertainty in geotechnival engineering, R. Whitman, journal of geotechnical and environmental engineering/ July 2000
40. The observationals methods in geotechnics, D Patel/ Arup Geotecnnics.
41. The observational method-Learning from projects. Powderham A. Director /Institutions of civil engineers Vol 115 Juanry 2002
42. Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand speciment, Long M, journal of geotechnical and environmental engineering/ November 2001
43. Effects of sampling on the undrained behaviour of clayey sands, D.W Hight, Geotechnique Vol 45, No 2/1995
44. THE OBSERVATIONAL METHOD – LEARNING FROM PROJECTS Alan Powderham, FREng BSc, CEng, FICE, MIStructE, Director, Mott MacDonald/s001
45. Geotechnical Data Management Initiatives at Caltrans Loren L. Turner¹, Craig Hannenian², and Steve Mahnke³ ¹California Department of Transportation, Research & Innovation, GeoResearch Group, 5900 Folsom Blvd.
46. Computer tomographic analysis of undisturbed samples of loose sands Norbert Pralle, Malte L. Bahner, and Josef Benkler/ Can . Geotech J/2001

47. Potential improvements of design parameters by taking block samples of soft marine Norwegian clays Toralv Berre, Tom Lunne, Knut H. Andersen, Stein Strandvik, and Morten Sjursen/Can . Geotech J/2007
48. A study of soil disturbance of Pusan clays with reference to drilling, sampling and extruding S. G. CHUNG*, J. M. KWAG*, P. H. GIAO*, S. H. BAEK† and K. N. PRASAD*
49. Effects of sampler design on tube sampling disturbance—numerical and analytical investigations C. R. I . CLAYTON, A. SIDDIQUE and R. J. HOPPER
50. Liquefaction Resistance of Undisturbed and Reconstituted Samples of a Natural Coarse Sand from Undrained Cyclic Triaxial Tests Vito Nicola Ghionna1 and Daniela Porcino2/journal of geotechnical and environmental engineering/ November 2007
51. Laboratory Simulation of Field Sampling: Comparison With Ideal Sampling and Field Data Marika Santagata, M.ASCE1; Joseph V. Sinfield, M.ASCE2; and John T. Germaine, M.ASCE3/journal of geotechnical and environmental engineering/ March 2003
52. A method for correlating large penetration test (LPT) to standard penetration test (SPT) blow counts Chris R. Daniel, John A. Howie, and Alex Sy/Can . Geotech J/2007
53. Review of Standard Penetration Test Short Rod Corrections Chris R. Daniel1; John A. Howie2; R. Scott Jackson3; and Brian Walker4/journal of geotechnical and environmental engineering/ March 2005
54. Energy Efficiency for Standard Penetration Tests Edgar Odebrecht1; Fernando Schnaid2; Marcelo Maia Rocha3; and George de Paula Bernardes4/journal of geotechnical and environmental engineering/ March 2005
55. Simplified Cone Penetration Test-based Method for Evaluating Liquefaction Resistance of Soils C. Hsein Juang1; Haiming Yuan2; Der-Her Lee3; and Ping-Sien Lin4/journal of geotechnical and environmental engineering/ March 2003
56. CPT-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of In Situ Seismic Soil Liquefaction Potential R. E. S. Moss, M.ASCE1/journal of geotechnical and environmental engineering/ March 2003.

Part X

**RESULTADOS DE LABORATORIO Y
REGISTRO FOTOGRAFICO**



Bodega y oficinas

<p>INGEOLAB Laboratorio de Ingeniería Civil</p>	<p>CROQUIS DE LOCALIZACIÓN SONDEOS</p>	<p>MUNICIPIO YACOPI</p>
<p>Laboratorio de Ingeniería Civil</p>		<p>EERO DE 2015</p>
<p></p>		<p>PLANCHA No. 1</p>

EXPLORACION EN EL TERRENO

PROYECTO: Cetro acopio para el cacao	MUNICIPIO: YACOPI CUND
SONDEO No. 1 (uno)	INGENIERO: José María Mican
NIVEL FREATICO: No se encontró	LABORATORISTA: Julio Cárdenas
LOCALIZACION: municipio Yacopi	PROFUNDIDAD: 6.00 metros

PERFIL ESTRATIGRAFICO

PROFUNDIDAD	NF	USC PERFIL	DESCRIPCIÓN	%Wn
0.00				
0.00			Capa vegetal pasto y raíces	
0.14				
0.14		MH	Limos arcillosos color café claro de alta compresibilidad.	16.5
0.50				
0.50		CH	Arcilla color café de humedad y plasticidad media alta. Consistencia media a firme.	20.8
2.20				
2.20		CH	Arcilla color habano grisáceo con vetas amarillas de humedad y plasticidad media alta. Consistencia media a firme..	24.9
6.00				
			Fin del sondeo	

Nota: Sin Escala

EXPLORACION EN EL TERRENO

PROYECTO: Cetro acopio para el cacao	MUNICIPIO: YACOPI CUND
SONDEO No. 2 (dos)	INGENIERO: José María Mican
NIVEL FREATICO: No se encontró	LABORATORISTA: Julio Cárdenas
LOCALIZACION: municipio Yacopi	PROFUNDIDAD: 6.10 metros

PERFIL ESTRATIGRAFICO

PROFUNDIDAD	NF	USC PERFIL	DESCRIPCIÓN	%Wn
0.00				
0.00			Capa vegetal pasto y raíces	
0.13				
0.13		MH	Limos arcillosos color café claro de alta compresibilidad.	14.2
0.60				
0.60		CH	Arcilla color café de humedad y plasticidad media alta. Consistencia media a firme.	23.6
2.25				
2.25		CH	Arcilla color habano grisáceo con vetas amarillas de humedad y plasticidad media alta. Consistencia media a firme..	25.7
6.10				
			Fin del sondeo	

Nota: Sin Escala

EXPLORACION EN EL TERRENO

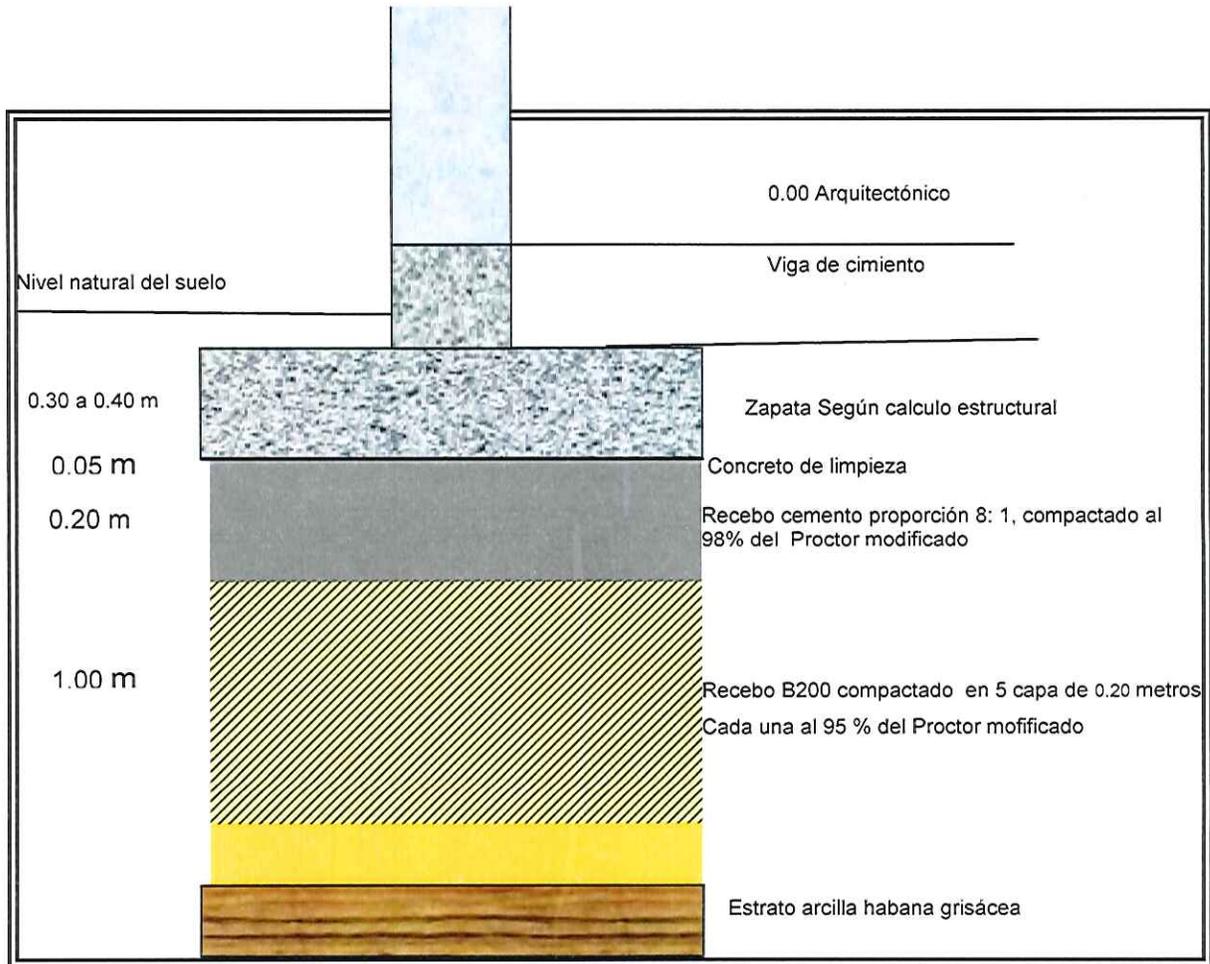
PROYECTO: Cetro acopio para el cacao	MUNICIPIO: YACOPI CUND
SONDEO No. 3 (tres)	INGENIERO: José María Mican
NIVEL FREATICO: No se encontró	LABORATORISTA: Julio Cárdenas
LOCALIZACION: municipio Yacopi	PROFUNDIDAD: 6.12 metros

PERFIL ESTRATIGRAFICO

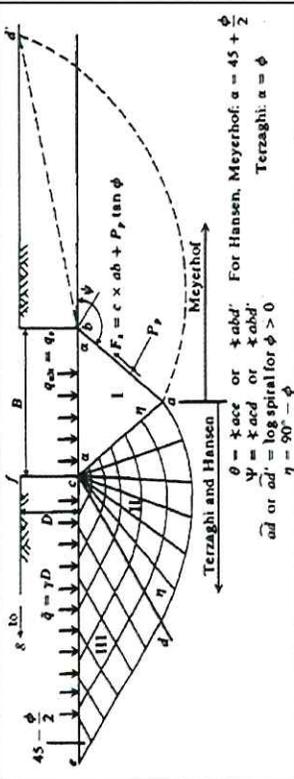
PROFUNDIDAD	NF	USC PERFIL	DESCRIPCIÓN	%Wn
0.00				
0.00			Capa vegetal pasto y raíces	
0.12				
0.12		MH	Limos arcillosos color café claro de alta compresibilidad.	13.9
0.55				
0.55		CH	Arcilla color café de humedad y plasticidad media alta. Consistencia media a firme.	24.1
2.50				
2.50		CH	Arcilla color habano grisáceo con vetas amarillas de humedad y plasticidad media alta. Consistencia media a firme..	28.6
6.12			Fin del sondeo	

Nota: Sin Escala

DETALLE ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN PARA COLUMNAS



Nota: Esquema de Cimentación recomendado de acuerdo al estudio de suelos. Sin escala



$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + DgN_q s_q d_q i_q + 0.5BN_g s_g d_g i_g$$

1. Datos de entrada

1. Angulo de fricción interna $f =$	12	°
2. Cohesión c	90	Kpa
3. Carga axial $V =$	200	KN
4. Momento $M =$	10	KN-m
5. Excentricidad $e =$	0,050	m
6. Base de la zapata $(B) =$	1,950	m
7. Lado de la zapata $(L) =$	9,950	m
8. Area efectiva	19,40	m ²
9. Profundidad de cimentación $D_f =$	1,50	m
10. Peso unitario del suelo $g =$	12,5	KN/m ³
11. Fuerza horizontal $H_B =$	200	KN

2. Valores de coeficientes de capacidad de carga

$N_c =$	10,16
$N_q =$	2,98
$N_g =$	0,69

3. Factores de forma

$S_c = 1 + (N_q/N_c)(B/L) =$	1,06
$S_q = 1 + (B/L)\tan(f) =$	1,04
$S_g = 1 - 0,4(B/L) =$	0,92160804

4. Factores de profundidad

$d_c = 1 + 0,4(D/B) =$	1,1
$d_q = 1 + 2\tan^2(1 - \sin f)^2(D/B) =$	1,04
$d_g =$	1

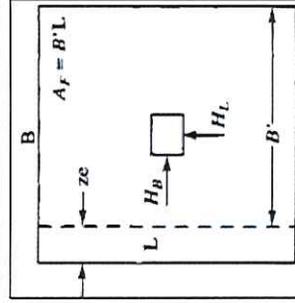
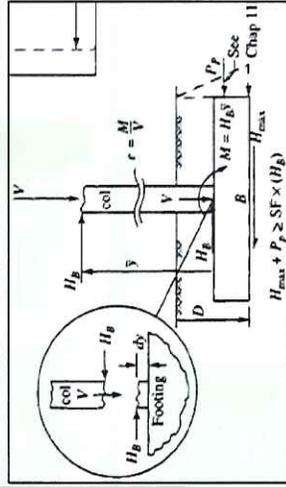
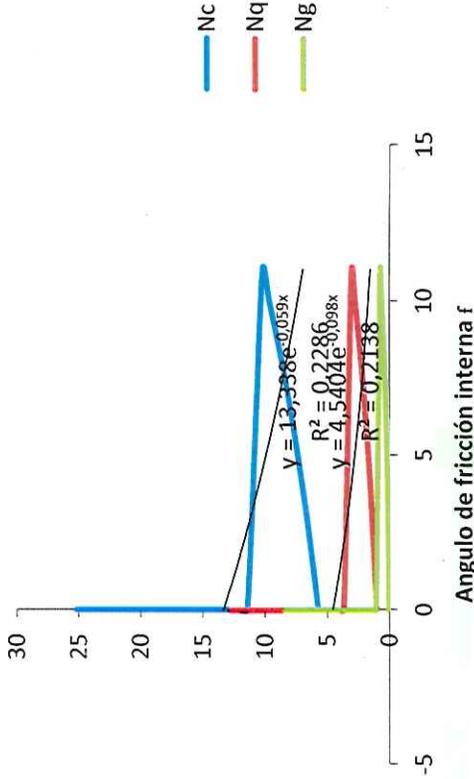
5. Factores de inclinación

$i_c = 0,5 - (1 - H_B/A_c)^{0,5}$	0,25
$i_q = [1 - 0,5H_B/V + A_c \cot(f)]^2$	0,98
$i_g = [1 - 0,7H_B/V + A_c \cot(f)]^2$	0,97

6 Calculo de capacidad portante

q_u	322,92	Kpa
Factor de seguridad NSR-10	3	
Calculo de capacidad portante q_s	107,6	Kpa

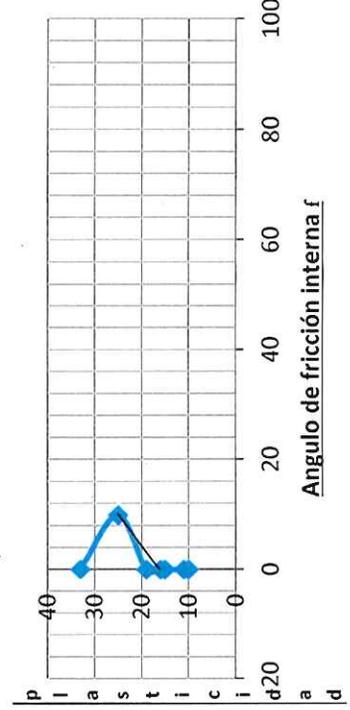
Valores de factores de capacidad de carga



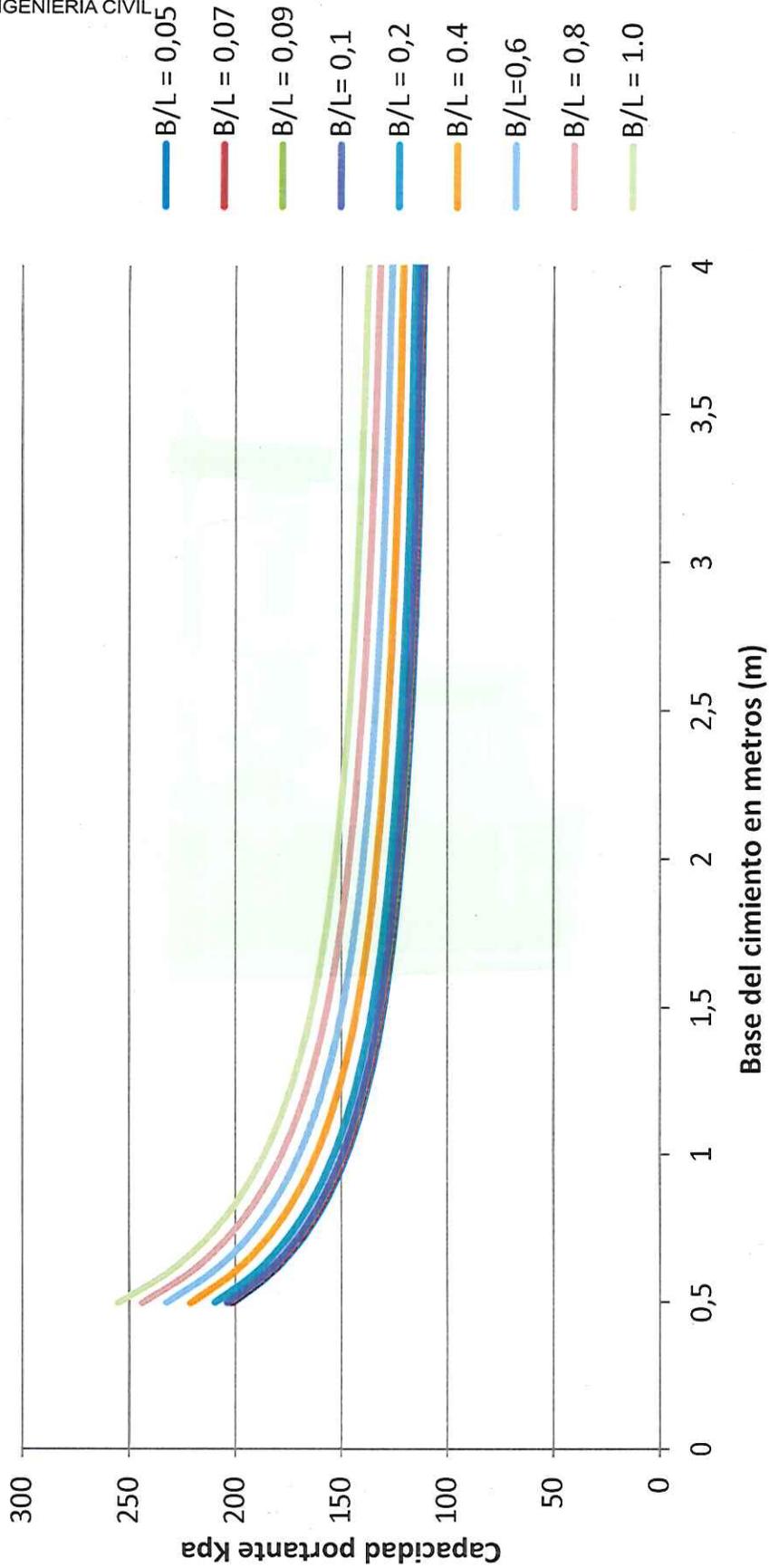
Variación de IP vs. f

$$Y = 0,87x + 16,3$$

$$R^2 = 0,1438$$



GRAFICA DE CAPACIDAD PORTANTE q_u VS B



INGEOLAB

LABORATORIO DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE COMPRESION INCONFINADA

FECHA Mosquera, Enero de 2015
 PROYECTO Centro acopio para el cacao, ubicado en el municipio Yacopi Cundinamarca
 SONDEO 2 MUESTRA 1
 PROFUNDIDAD 2,30 metros

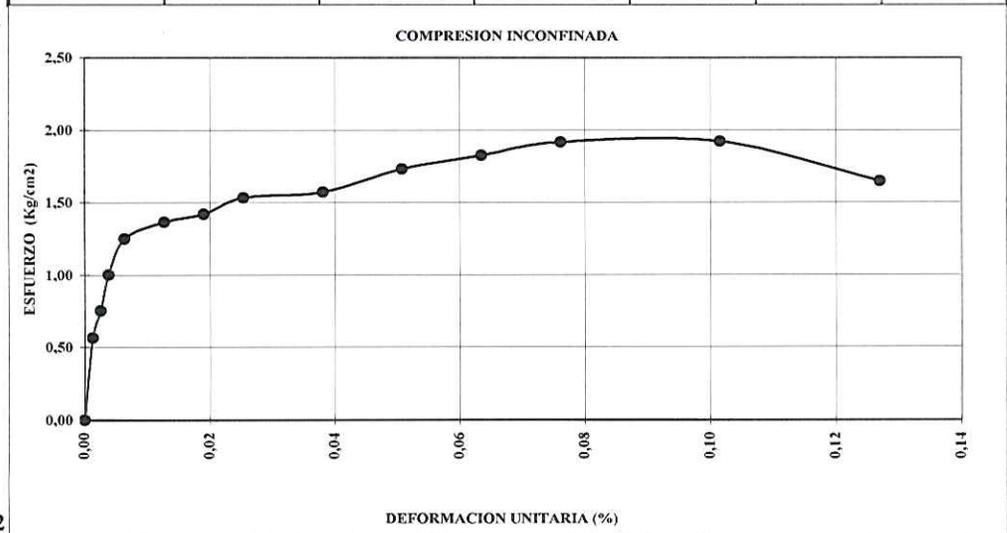
DATOS DE LA MUESTRA

DIAM. INICIAL <u>4,50</u> cm	DIAM. FINAL <u>4,68</u> cm
AREA INICIAL <u>15,90</u> cm ²	AREA FINAL <u>17,20</u> cm ²
ALT. INICIAL <u>10,00</u> cm	ALT. FINAL <u>9,24</u> cm
HUMEDAD <u>72,40</u> %	DENS. HUMEDA <u>1,525</u> gr/cm ³

DESCRIPCION DE LA MUESTRA : Arcilla color café

DATOS DE HUMEDAD	LECTURA DEL DEFORMIMETRO (10 ⁻³ plg)	CARGA APLICADA KG	DEFORMACION DE LA MUESTRA (mm)	DEFORMACION UNITARIA (10 ⁻²)	AREA CORREGIDA (cm ²)	DEFORMACION UNITARIA %	ESFUERZO SOBRE LA MUESTRA (Kg/cm ²)
p1 <u>242,50</u> grs	0,00	0,00	0,00000	0,00000	15,90000	0,00000	0,00000
wn <u>72,40</u> %	5,00	9,00	0,12700	0,00127	15,92022	0,12700	0,56532
	10,00	12,00	0,25400	0,00254	15,94049	0,25400	0,75280
	15,00	16,00	0,38100	0,00381	15,96081	0,38100	1,00246
	25,00	20,00	0,63500	0,00635	16,00161	0,63500	1,24987
	50,00	22,00	1,27000	0,01270	16,10453	1,27000	1,36608
	75,00	23,00	1,90500	0,01905	16,20878	1,90500	1,41898
	100,00	25,00	2,54000	0,02540	16,31439	2,54000	1,53239
	150,00	26,00	3,81000	0,03810	16,52978	3,81000	1,57292
	200,00	29,00	5,08000	0,05080	16,75095	5,08000	1,73125
	250,00	31,00	6,35000	0,06350	16,97811	6,35000	1,82588
	300,00	33,00	7,62000	0,07620	17,21152	7,62000	1,91732
	400,00	34,00	10,16000	0,10160	17,69813	10,16000	1,92111
	500,00	30,00	12,70000	0,12700	18,21306	12,70000	1,64717

ESQUEMA DE FALLA



qu(kg/cm2) 1,92

cu(kg/cm2) 0,96

INGEOLAB

LABORATORIO DE INGENIERIA CIVIL

ENSAYO DE COMPRESION INCONFINADA

FECHA Mosquera, Enero de 2015
 PROYECTO Centro acopio para el cacao, ubicado en el municipio Yacopi Cundinamarca
 SONDEO 3 MUESTRA 1
 PROFUNDIDAD 3.00 metros

DATOS DE LA MUESTRA					
DIAM. INICIAL	<u>4.50</u>	cm	DIAM. FINAL	<u>4.68</u>	cm
AREA INICIAL	<u>15.90</u>	cm ²	AREA FINAL	<u>17.20</u>	cm ²
ALT. INICIAL	<u>10.00</u>	cm	ALT. FINAL	<u>9.24</u>	cm
HUMEDAD	<u>72.40</u>	%	DENS. HUMEDA	<u>1.335</u>	gr/cm ³

DESCRIPCION DE LA MUESTRA : Arcilla color café

DATOS DE HUMEDAD

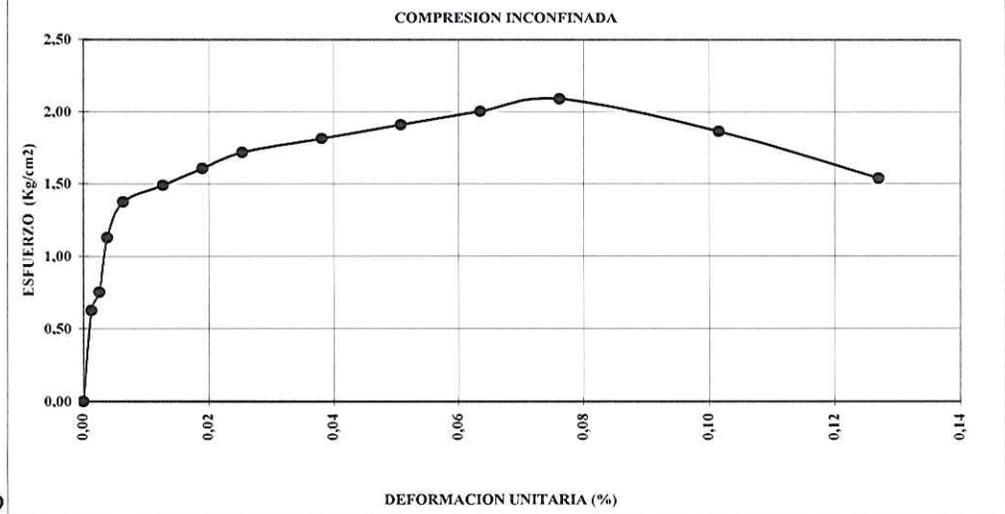
pl 212.40 grs

wn 72.40 %



ESQUEMA DE FALLA

LECTURA DEL DEFORMIMETRO (10 ⁻³ plg)	CARGA APLICADA KG	DEFORMACION DE LA MUESTRA (mm)	DEFORMACION UNITARIA (10 ⁻²)	AREA CORREGIDA (cm ²)	DEFORMACION UNITARIA %	ESFUERZO SOBRE LA MUESTRA (Kg/cm ²)
0,00	0,00	0,00000	0,00000	15,90000	0,00000	0,00000
5,00	10,00	0,12700	0,00127	15,92022	0,12700	0,62813
10,00	12,00	0,25400	0,00254	15,94049	0,25400	0,75280
15,00	18,00	0,38100	0,00381	15,96081	0,38100	1,12776
25,00	22,00	0,63500	0,00635	16,00161	0,63500	1,37486
50,00	24,00	1,27000	0,01270	16,10453	1,27000	1,49026
75,00	26,00	1,90500	0,01905	16,20878	1,90500	1,60407
100,00	28,00	2,54000	0,02540	16,31439	2,54000	1,71628
150,00	30,00	3,81000	0,03810	16,52978	3,81000	1,81491
200,00	32,00	5,08000	0,05080	16,75095	5,08000	1,91034
250,00	34,00	6,35000	0,06350	16,97811	6,35000	2,00258
300,00	36,00	7,62000	0,07620	17,21152	7,62000	2,09162
400,00	33,00	10,16000	0,10160	17,69813	10,16000	1,86460
500,00	28,00	12,70000	0,12700	18,21306	12,70000	1,53736



qu(kg/cm²) 2.09

cu(kg/cm²) 1.05

INGEOLAB

LABORATORIO DE CONCRETOS, SUELOS Y PAVIMENTOS

Sondeo No.	Muestra		Wn %	L.L. %	L.P. %	I.P. %	Gradacion % que pasa				USC	Compresion Inconfinada			
	No.	Prof. mts					3/4	No. 4	No. 40	Nº.100		N-200	Den. hum.g/cm3	Cu.(Kg/cm2)	qu.kg/cm2
1	1	0,36	16,5	57	42	15	100	100	100	100	80,3				
1	2	1,50	20,8	75	30	45	100	100	100	100	93,5	1,487	0,90		1,81
1	3	6,00	24,9	61	21	40	100	100	100	100	95,4				
2	1	0,40	14,2	62	42	20	100	100	100	100	82,4				
2	2	2,00	23,6	75	30	45	100	100	100	100	96,2	1,525	0,96		1,92
2	3	6,00	25,7	78	28	50	100	100	100	100	98,2				
3	1	0,40	13,9	74	51	23	100	100	100	100	82,2				
3	2	3,00	24,1	82	32	50	100	100	100	100	80,4	1,335	1,05		2,09
3	3	6,00	28,6	80	30	50	100	100	100	100	83,6				
RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO															
Centro acopio para el cacao, ubicado en el													FECHA: Enero de 2,015		
municipio Yacopio Cundinamarca															







