ESTUDIO DE SUELOS

SOLICITADO POR:
PARE PUBLICIDAD PEREIRA SAS

LOCALIZACIÓN CIUDAD DE PEREIRA

CARRERA 13 CON CALLE 5, FRENTE AL CENTRO COMERCIAL ARBOLEDA, PEREIRA (RISARALDA).

PROYECTO:
ESTRUCTURA PARA PANTALLA ELECTRÓNICA TIPO PORTICO

REALIZADO POR:
INGENIERO CIVIL HUGO IGUARÁN

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 4
2. OBJETIVOS 4
3. NOTAS 4
4. METODOLOGÍA 5
5. LIMITACIONES 5
6. INVESTIGACIÓN DEL SUB-SUELO (PREDIO) 5
7. DATOS DE LA CONSTRUCCIÓN Y REGIÓN 5
   7.1. DESCRIPCIÓN DE LA REGIÓN 6
   7.2. TABLA H 3.1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE LA CONSTRUCCION7
   7.3. NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS 7
   7.4. TABLA. GRUPO DE USO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA (I) 8
8. MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO 9
9. ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN 12
   9.1. DATOS DE LA REGIÓN 12
   9.2. GEOLOGÍA 13
   9.3. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL 14
   9.4. GEOMORFOLOGÍA 15
10. TOMA DE MUESTRAS 17
11. CARACTERÍSTICAS Y DESCRIPCIÓN DEL SUELO 18
   11.1. SUBSUELO 18
12. MEMORIA DE CÁLCULO 21
   12.1. ANGULO DE FRICCIÓN, MODULO DE ELASTICIDAD Y RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO POR SPT 25
13. LIMITES DE CONSISTENCIA Y CONTENIDOS DE HUMEDAD 26
14. OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES 27
   14.1. CIMIENTOS 27
      14.1.1. ZAPATAS 27
      14.1.2. ZAPATAS SOPORTADAS CON PILOTES 27
      14.1.3. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS 29
   14.2. MÓDULO DE REACCIÓN DEL TERRENO 31
      14.2.1. MODULO DE BALASTO HORIZONTAL Y VERTICAL PARA PILOTES 32

14.3. ESPECIFICACIONES CONCRETO 32
14.4. RECOMENDACIONES EN CASO DE REALIZARSE LLENOS 33
14.5. RECOMENDACIONES DE LOSAS CONTRA EL TERRENO 34
14.6. PREVENCIÓN Y CONTROL DE HUMEDADES: 34
14.7. RECOMENDACIONES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN 34
14.8. RECOMENDACIONES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA RESTITUCIÓN DE SUELO: 36
14.9. RECOMENDACIONES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS ENTIBADOS 37
14.10. PROTECCIÓN DE EDIFICACIONES VECINAS 37
14.11. CONCLUSIONES GENERALES 38
15. CARTA DE RESPONSABILIDAD 39
16. LOCALIZACIÓN GENERAL SONDEOS 40
17. ESQUEMAS 41
18. ENTIBADO PARA CIMENTACIÓN 42
19. LOCALIZACIÓN GENERAL PROYECTO 43
20. REGISTRO FOTOGRÁFICO 44
21. ANEXOS Y REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 48

1. INTRODUCCIÓN

Atendiendo su solicitud para realización de un estudio geotécnico y recomendaciones de cimentación para la construcción antes mencionada, nos permitimos hacer la entrega del informe final.

Este informe presenta una descripción general de los trabajos de campo, el análisis geotécnico correspondiente y las recomendaciones de cimentación para la estructura. Además, se incluye en este informe la localización de los sondeos, registros de perforación, el resumen de los resultados de laboratorio, las memorias de cálculo correspondiente a la capacidad portante del suelo y el registro fotográfico de la zona intervenida, teniendo en cuenta los parámetros dados por el código colombiano de construcciones Sismo-Resistente NSR – 10

En referencia a: carta de responsabilidad al estudio de suelos y recomendaciones de cimentación para: **INSTALACIÓN DE PANTALLA ELECTRÓNICA.**

Aunque sean tenidos en cuenta todos los requerimientos que para el sitio establecen las normas NSR – 10, el plan de ordenamiento territorial y planes de manejo ambiental, entre otros; dichas recomendaciones podrían estar sujetas a cambios por la oficina de Planeación Municipal y/o Control Físico de la ciudad de Pereira; previo acuerdo entre las partes después de una reunión de tipo técnico.

2. OBJETIVOS

- Conocer el perfil estratigráfico del suelo con base en el estudio de tres perforaciones con equipo manual.
- Determinar mediante pruebas de campo y ensayos de laboratorio, las propiedades físico-mecánicas del suelo, tales como: límites de Atterberg, humedad natural, peso específico y capacidad portante.
- Formular recomendaciones para la cimentación basándose en los resultados obtenidos en campo y laboratorio.

3. NOTAS

- Si en el proceso constructivo se encuentran suelos diferentes y de menor capacidad portante (suelos blandos, llenos, perforaciones subterráneas, u otros) a los descritos en el presente informe, se deberá estudiar en detalle y de ser necesario solicitar visita al sitio.
- El ingeniero calculista de acuerdo a su experiencia y a los resultados arrojados en este informe podrá optar por otro tipo de cimentación diferente al recomendado, y en el caso de cimentación profunda (pilotes) se deberá solicitar el cálculo de la capacidad de carga de estos o utilizar su propio método de cálculo.

4. METODOLOGÍA

La metodología utilizada para el estudio de suelos y recomendaciones de cimentación, se basa en los lineamientos establecidos en el Titulo H "Estudios Geotécnicos" de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.

La metodología utilizada puede resumirse de la siguiente manera:

a. Definición de la estratigrafía con base en la investigación del subsuelo realizada.
b. Definir los parámetros de diseño Sísmico de acuerdo con Zonificación de la Respuesta Sísmica para la zona de estudio de acuerdo a la NSR-10.
c. Para cada uno de los estratos definidos se determinarán los parámetros geotécnicos necesarios para la realización de los análisis de geotécnicos con base en los resultados de los ensayos de campo y laboratorio.
d. Definir el sistema de cimentación adecuado según las características del proyecto.
e. Formulación las recomendaciones constructivas.

5. LIMITACIONES

Las recomendaciones y resultados contenidos en el presente informe se basan en los datos obtenidos del plan exploratorio realizado, los ensayos de laboratorio y los análisis geotécnicos realizados en el presente estudio. No obstante, si durante la construcción se presentan situaciones o condiciones no previstas como aparición de estratos no detectados, agrietamientos severos del terreno, presencia de filtraciones, etc, que puedan generar afectaciones a la construcción o que impliquen algún ajuste en los diseños, se deberá dar aviso oportuno a esta consultoría y a los consultores que realizaron el estudio estructural, con el fin de adoptar los correctivos oportunos.

6. INVESTIGACIÓN DEL SUB-SUELO (PREDIO)

El lote es de forma irregular y topografía plana. Está ubicado en el CARRERA 13 CON CALLE 5, FRENTE AL CENTRO COMERCIAL ARBOLEDA, PEREIRA (RISARALDA), en la ciudad de Pereira. El clima predomínate de la zona es medio de aproximadamente 23°.

7. DATOS DE LA CONSTRUCCIÓN Y REGIÓN

PROYECTO QUE CONSTA DE: ESTUDIO DE SUELOS PARA INSTALACIÓN DE ESTRUCTURA DE PANTALLA ELECTRÓNICA TIPO PÓRTICO.

7.1. DESCRIPCIÓN DE LA REGIÓN

Pereira, fue fundada el 30 de agosto de 1863 y erigido municipio el 20 de enero de 1870. Se encuentra localizado en el llamado "Triángulo de Oro" conformado por Bogotá, Medellín y Cali en la vertiente occidental de la Cordillera Central, desde los 5.000 m.s.n.m. en el Nevado de Santa Isabel hasta los 900 m.s.n.m. en el Río Cauca sobre los sectores oriental y occidental del municipio respectivamente. (Ver Figura 1).

Pereira conforma el Área Metropolitana Centro Occidente con los municipios de Dosquebradas y La Virginia, además pertenece a la Subregión 1 (ver Figura 1), con los municipios de Dosquebradas, Santa Rosa de Cabal y Marsella; de acuerdo al proceso de Planificación Ambiental del Territorio realizado por la CARDER; ya que estos cuatro municipios presentan características biofísicas, socioeconómicas y culturales similares, además de concentrarse allí la mayoría de la población y los procesos económicos y sociales más significativos del departamento.



Altura sobre el nivel del mar	1.411 m
Superficie	609 km^2
Temperatura promedio	21° C
Precipitación Media Anual	2.108 mm
Superficie predial del municipio	60.323,1 hectáreas
Población Total Censo 1993	414.013 habitantes
Población Urbana	351.912 habitantes
Población Rural	62.101 habitantes

Fuente: IGAC. Risaralda Características Geográficas. 1995

7.2. TABLA H 3.1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE LA CONSTRUCCIÓN

De acuerdo a la N.S.R-10, las unidades de construcción se clasifican en Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio. Para las *cargas máximas se aplicará la combinación de carga muerta más carga viva debida al uso* y ocupación de la edificación y para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto, sótanos, terrazas y pisos técnicos.

Para la clasificación de edificaciones se asignará la categoría más desfavorable que resulte en la tabla H.3.1-1

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	4 y 10 niveles	Entre 801 y 4.000 KN
Alta	11 y 20 niveles	Entre 4001 y 8.000 KN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8.000 KN

7.3. NÚMERO MÍNIMO DE SONDEOS

La N.S.R-10, indica que el número mínimo de sondeos de exploración que deberán efectuarse en el terreno donde se desarrollará el proyecto se definen en la tabla H.3.2-1.

Categoría:	Profundidad Mínima de sondeos:	Número mínimo de sondeos:
Baja	6 m.	3

7.4. TABLA. GRUPO DE USO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA (I)

Grupo de uso	coeficiente de importancia
IV	1,50
III	1,25
II	1,10
I	1,00

8. MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

En el apéndice A-4 de la NSR-10, en las partes subrayadas está clasificado este proyecto, coeficientes de aceleración y velocidad pico efectiva.

Departamento de Risaralda						
Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Pereira	66001	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Apia	66045	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
Balboa	66075	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Belèn de Umbría	66088	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Dos Quebradas	66170	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Guática	66318	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
La Celia	66383	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
La Virginia	66400	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Marsella	66440	0.25	0.25	Alta	0.20	0.10
Mistrató	66456	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
Pueblo Rico	66572	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10
Quinchía	66594	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10
Santa Rosa de Cabal	66682	0.25	0.25	Alta	0.18	0.09
Santuario	66687	0.30	0.30	Alta	0.20	0.10

En la tabla A 2.4-1 de la NSR-10, en las partes subrayadas está clasificado este proyecto, perfil del suelo.

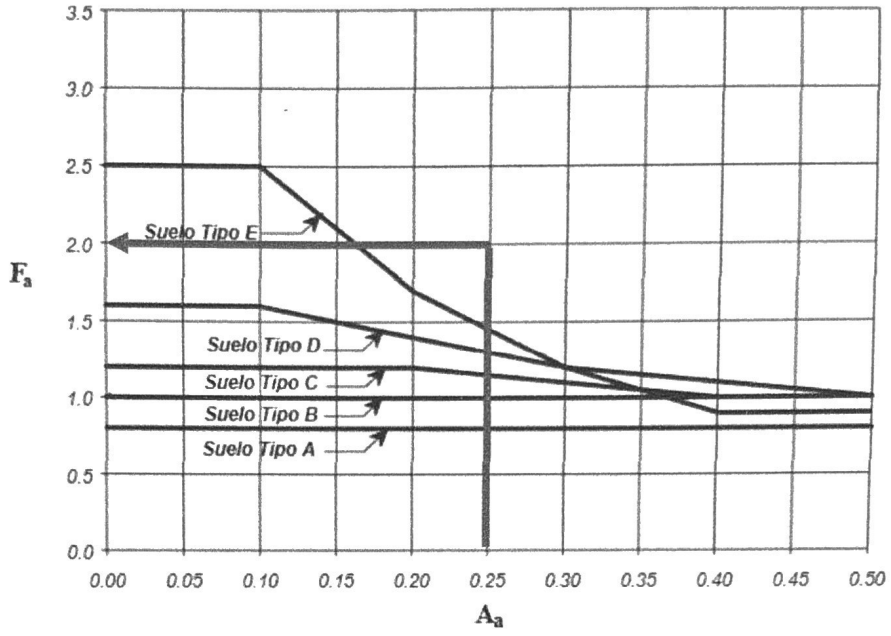
Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\bar{v}_s \geq 360$ 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)	

De acuerdo con el numeral A.2.4.4 — *Definición del tipo de perfil de suelo* de la **NSR-10**, y considerando los resultados del estudio geotécnico realizado en el sitio, se procede a clasificar el terreno:

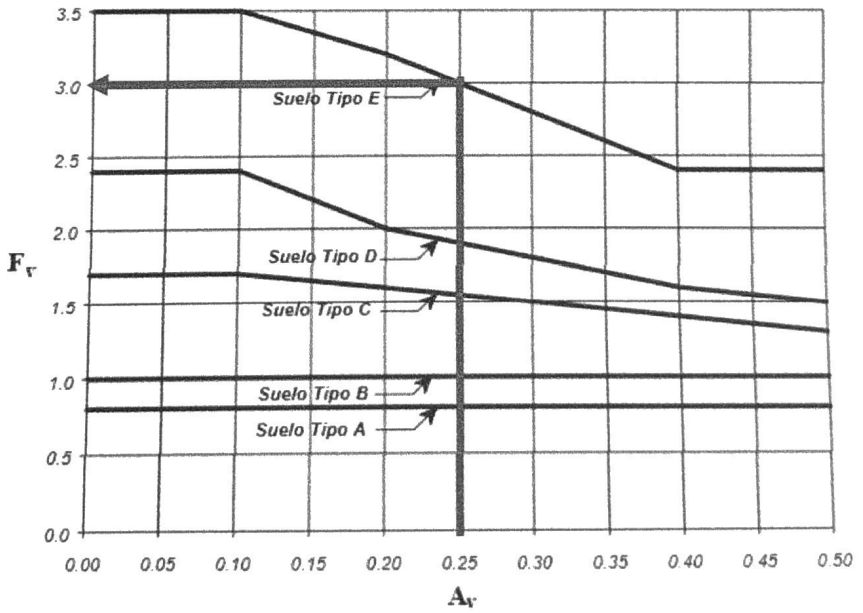
Aunque en la superficie se observa una capa vegetal con pasto y material terroso, al realizar la excavación y los ensayos correspondientes se determinó que en profundidad el estrato predominante presenta características propias de un suelo blando.

De acuerdo con los registros sísmicos y geotécnicos obtenidos, el promedio de la velocidad de propagación de onda de corte a 30 m de profundidad (**Vs,30**) se encuentra en el rango de **180–360 m/s**, lo que corresponde a un **perfil de suelos blandos (Tipo E)**, tal como lo establece la Tabla A.2-5 de la NSR-10.

En la figura A 2.4-1 de la NSR-10, en las partes subrayadas está clasificado este proyecto, coeficiente de amplificación periodos cortos.



En la figura A 2.4-2 de la NSR-10, en las partes subrayadas está clasificado este proyecto, coeficiente de amplificación periodos cortos.



En el siguiente cuadro se encuentran los datos recolectados de las tablas y figuras anteriores (según NSR10).

To	Tc	Tl	Av	Aa	Fa	Fv
0,207	0,993	7,20	0,25	0,25	1,45	3,0
UBICADO EN LA REGIÓN (NSR10)		5	**PERFIL DEL SUELO**		E	

Valores sísmicos

En la siguiente tabla de coeficientes espectrales para el municipio de Pereira, en las partes sub-rayadas está clasificado este proyecto, coeficientes de aceleración (según microzonificación).

	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4	Zona 5	Zona 6	Zona 7
To	0,08	0,10	0,17	0,19	0,07	0,17	0,15
Tc	0,40	0,50	0,80	0,90	0,32	0,80	0,70
TL	3,5	4,0	5,8	5,8	2,8	6,4	6,2
Aa	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Av	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Fa	1,76	1,60	1,44	1,28	1,76	1,60	1,76
Fv	1,47	1,67	2,40	2,40	1,17	2,67	2,57

To	Tc	Tl	Av	Aa	Fa	Fv
0,17	0,80	5,80	0,25	0,25	1,44	2,40
UBICADO EN LA ZONA *(MICROZONIFICACIÓN)*		3	**PERFIL DEL SUELO**		E	

Valores sísmicos

9. ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN

9.1. DATOS DE LA REGIÓN:

La siguiente tabla, registra los sismos históricos más importantes ocurridos dentro de un radio de 200 km alrededor de la ciudad de Pereira:

FUENTES	FECHA D/M/A	INTENSIDAD EPICENTRAL (MKS)	INTENSIDAD MÁXIMA REGIONAL (MKS)	LATITUD	LONGITUD	PROFUN-DIDAD	MS	FUENTE SISTEMA	DISTANCIA EPICENTRAL KM
3,5	31/01/2006						8,8	Fosa	< 200
1	09/02/1978	VII	VIII	4,78	75,50				68,60
1	10/09/1978	VIII	VIII	4,78	75,50				69,60
1	10/01/1924	VI	VI	4,73	76,09				72,08
1	07/06/1925	VII-VIII	VI	3,90	76,40				171,00
2	18/09/1935			5,50	76,00	80,00	6,30	Benioff	29,90
1,2	05/02/1983	VIII	VII-VIII	5,28	76,43	160,00	7,00	Benioff	106,40
2	22/05/1942			4,50	75,00	130,00	5,80	Benioff	127,30
2	10/04/1950			4,60	75,40	128,00	6,00	Benioff	91,40
2	20/12/1961	VIII	VII-VIII	4,60	75,60	176,00	6,70	Benioff	82,90
1,2	30/07/1962			5,27	75,51	59,00	6,70	Benioff	32,90
2	12/01/1963			4,70	76,70	84,00	5,80	Benioff	212,10
5	09/02/1967						Falla Huila		<200
1,2	03/04/1973	VII	VII	4,70	75,67	146,00	6,40	Benioff	70,20
2	19/05/1976			4,49	75,77	161,00	5,80	Benioff	92,10
1,2	23/11/1979	VIII	VIII	4,81	76,20	105,00	6,70	Benioff	71,70
4	12/12/1979						8,10	Fosa	<200
2	25/06/1980			4,50	73,73	160,00	6,00	Benioff	91,30
1	29/11/1988		V-VI	5,13	76,68			Benioff	99,80

1	23/11/1990		V	4,34	75,39			Benioff	117,90
9	19/11/1991							Cerca de la fosa	>200
1	18/06/1992	X	5	6,79	76,74			Falla Morindo	193,90
8	17/11/1992							Falla Morindo	
6	06/06/1994							Falla Páez	
1	08/02/1995	VII	VI	4,13	76,74			Benioff	168,20
2	19/08/1995	VI	VI	5,11	75,71	110,00	6,60	Benioff	25.30
7	19/01/1995							Falla Tauramena	
8	17/11/1996							Benioff	
8,10	19/02/1997					100,00	5,80	Benioff	114,00
8	02/09/1997					8,00		Benioff	
2	11/12/1997			4,00	75,95	220,00	6,20	Benioff	147,70
1,2	25/01/1999	x	VIII	4,45	75,73	35,00	6,40	Falla Silvia-pijao	96,80

Fuentes: (1) Ingeominas (1999), (2)Espinosa, A (1996), (3)KANAMORI (1976, 1978), (4) UNIVERSIDAD DE HARVARD (http://tempo.harvard.edu/CMT.html), (5) (1.984; en: ESPINOSA, 1996), (6)RSNC-INGEOMINAS- (1994) (1974) e ISA (1979) (en: JAMES, 1995) (7)RSNC-INGEOMINAS (1995), (8)REPORTES MENSUALES OSSO, (9) USGS - Rapid Moment Tensor Solution, (13) RSNC-INGEOMINAS (1999). NEIC-USGS (1999, Magnitud-Mb)

9.2. GEOLOGÍA

Estratigrafía

En la ciudad de Pereira afloran rocas ígneas y sedimentarias de edades cretácicas a terciarias, debido a las dificultades para obtener edades precisas se ha desarrollado por parte de INGEOMINAS una nomenclatura de carácter lito estratégico, informal de carácter *local que permitirá una identificación descriptiva de las observaciones del campo.*

Además de las unidades rocosas aflorantes también se observan diversos tipos de depósitos cuaternarios que se describen de acuerdo con su origen.

La unidad se caracteriza por intercalaciones de roca volcánica básica con sedimentitos marinas; ambas secuencias presentan variaciones litológicas. Por lo general los contactos con unidades adyacentes son tectónicos, aunque en el sector de la ciudad de Pereira donde afloran las unidades se presenta como producto de la erosión que las cubrían.

Flujos de lodo volcánico (Qfl)

Estos flujos se encuentran sobre el flanco occidental de la cordillera central en la zona sur y centro oriental del departamento en las aéreas que cubren la ciudad de Pereira (sector este del municipio).

Los flujos de lodo volcánico o "lahares" están constituidos por rocas piroclásticas, lapilli cenizas y fragmentos de rocas volcánicas ocasionalmente con bloques de metamórficas y plutonista.

Fallas geológicas

Con base a la orientación general se puede distinguir cuatro grupos principales de fallas: fallas de rumbo inversas con orientación entre N – S y N 30° E, estructuras de rumbo universal con orientación entre N30°E y N 60°E, fallas y alineamientos con orientación entre N 45° W y N60° W, estructuras de dirección preferencial E- W

Entre las principales estructuras que atraviesan el área de estudio y que hacen parte de este grupo de fallas tenemos: la falla armenia al este de santa rosa de cabal, la falla cauca al maguer en proximidades de Dosquebradas, el lineamento Matecaña al oeste de Pereira y la falla de Salamina

Específicamente en el macrobiótico Armenia – Pereira, un estudio de riesgo sísmico adelantado por interconexión eléctrica S. A ha permitido descubrir desplazamientos ocurridos en el cuaternario tardío en la falla romeral, concretamente en los pequeños ramales Montenegro y aeropuerto en ambos casos los flujos de lodos volcánicos afectados muestran hundimiento hacia el oriente.

Estructuras denudativas ígneas

Son montañas de relativa altitud, con una cobertura de ceniza de diferente espesor que hace pate de suelos y soporta la cubertura vegetal existente.

Las estructuras ígneas presentes en el municipio son de diferentes clases: los originados en Andesitos y diabasas que están ubicados al sur y oriente de la capital formando colinas de baja altura y cubiertas por una capa de ceniza volcánica de unos cuantos metros (2- 3m)

9.3. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

Falla de san jerónimo: Cruza por el sector NE de Pereira, santa rosa de cabal y Neira. Se le atribuye una tasa de moderada baja.

Falla de santa rosa: Fallamiento de dirección NE – SW que morfológicamente de se define en una longitud de 24 km. Identificarse en la vía de Dosquebradas, santa rosa a la altura de boquerón.

Falla rio Otún: Afecta litologías de formación Pereira, se evidencia en la cuenca del rio Otún, ya que existe una diferencia de nivel entre N (bloque elevado municipio de Dosquebradas) y sur (bloque hundido – casco urbano Pereira), delimitando por la falla. Según algunos estudios concluyo que la actividad sísmica es tan baja que es poco probable que las laderas de rio puedan verse afectadas por ella.

Falla consota: Fallamiento de dirección NW, paralelo a la falla Otún, presenta sus mismas características en el sentido de estar limitado bloques con diferencia de nivel, levantado al N (avenida de las Américas) y hundido al sur (barrio el poblado y 2500 lotes), esta falla se evidencia posiblemente en la vía Pereira – la bella, en el sector corredor vía a la altura de km 9 + 300, sector el aguacate.

9.4. GEOMORFOLOGÍA

Unidad geomorfológica de valles aluviales:	Se caracterizan por ser semi-llana por presentar las menores pendientes de toda la zona, se localiza en algunos tramos de las márgenes de los ríos Otún, barbas, la vieja y a lo largo de Dosquebradas.
Unidad geomorfológica de colinas en depósitos de flujos de lado *supra yaciendo* depósitos de flujos de escombros:	Compuesta por colinas de cimas semi – llanas alargadas en dirección EW, sus laderas se caracterizan por ser de alta pendiente, con escarpes verticales, suavizados por donde está recubierto por los lahares. En esta unidad está localizado gran parte del área E del sector urbano; sobre ella también se encuentran cultivos
Unidad geomorfológica de colinas en ceniza volcánicas:	Compuesta por colinas de cimas sub-redondeadas, laderas cortas convexas de pendiente moderada; la red de drenaje desarrollada sobre ella es semi-densa y de incisión profunda. En esta unidad están localizados algunos barrios del casco urbano y algunas zonas del área rural.
Unidad geomorfológica de montaña de material fluviomecanico, cubiertas por depósitos de cenizas volcánicas (formación Pereira)	Constituida por montañas alargadas en sentido EW, de cimas amplias semi-llanas, sus laderas son largas semi-cóncavas de pendientes altas algunas veces verticales. Se localiza desde SE has el SW, sobre ella esta localizados algunos corregimientos. En su mayor parte está cubierto por cultivos de café y pasto.
Unidad geomorfológica de montañas de rocas verdes	Compuesta por montañas, cuyas cimas son amplias, sus vertientes son largas con pendientes que varían de moderadas a fuertes; levemente onduladas, sobre ella se localiza en sector N del municipio.

Unidad geomorfológica de montañas en rocas gabrioticas:	Integrado por serranías de cimas alargadas y transversalmente cortas de dirección NS, esta unidad solo ocupa un pequeño porcentaje, ubicándose al SE.
Unidad paramuna de la laguna del Otún:	Conjunto de cerros en forma cónica cuyas cimas son irregulares y sus vertientes son extensas de altas pendientes Esta unidad se encuentra en la parte más alta de la cuenca de rio Otún
Unidad geomorfológica de superficies semi-llanas:	Superficies extensas semi-llanas limitadas por laderas cortas de pendientes bajas y moderadas. Esta unidad se encuentra localizada al S y W del municipio.

10. TOMA DE MUESTRAS

Para conocer algunas propiedades físicas y mecánicas del suelo en mención se ejecutaron en la zona explorada 3 sondeos (profundidad en m), así:

- Sondeo 1 8,00m
- Sondeo 2 8,00m
- Sondeo 3 8,00m

NSR – 10 (H 3.2.2) NSR – 10 (H 3.2.3) NSR – 10 (H 3.2.4.) NSR – 10 (H 3. 2.5)

Los sondeos se efectuaron con un equipo manual de perforación y la toma de muestras con tubo SHELBY, estas muestras fueron tomadas al llegar al suelo natural resistente y la exploración del subsuelo continuo hasta los **8.00m** donde el terreno lo permitió, para así encontrar posibles irregularidades en la zona.

En total se tomaron 3 muestras alteradas y 1 muestra inalterada por cada perforación, las cuales fueron sometidas a diferentes ensayos, tales como:

Resistencia a la compresión simple, pesos unitarios húmedos, pesos unitarios secos, contenidos de humedad, límites de consistencia. Siendo estos ensayos utilizados para determinar la capacidad portante y clasificación del terreno.

Las muestras alteradas suelen ser representativas en lo referente a los contenidos de humedad, las muestras inalteradas sirvieron para los ensayos de clasificación de cada uno de los estratos como también en la determinación de sus pesos unitarios húmedos, pesos unitarios secos y la resistencia a la comprensión simple de algunos estratos. Con los datos obtenidos, se realizaron perfiles estratigráficos; en los cuales se pueden detectar las profundidades de los suelos encontrados en cada una de las exploraciones realizadas.

CUADRO SONDEOS Y PROFUNDIDAD EN (m)			
SONDEOS	1	2	3
PROFUNDIDAD	8,00	8,00	8,00

TOMA DE MUESTRAS – CANTIDAD (POR PERFORACIÓN)	
ALTERADAS	**INALTERADAS**
3	1

NSR 10 – H– 3 – 2 - 4

11. CARACTERÍSTICAS Y DESCRIPCIÓN DEL SUELO

11.1. SUBSUELO

El perfil estratigráfico se puede describir así:

PERFORACIÓN 1

PROFUNDIDAD	NIVEL FREÁTICO	COLOR	DESCRIPCIÓN	CLASIFICACIÓN N USCS	SPT (N)
0,0m-2,6m			capa de lleno con suelo orgánico y *escombros*	-	-
2,6m-4,7m			limos arcillo-arenosos de color amarillento claro, con presencia de oxidaciones, vetas amarillentas, rojizas, naranjas, rocas de diferentes tamaños y plasticidad alta	MH	9
4,7m-6,9m	5.1m		limos arcillo-arenosos de color habano claro, con presencia de oxidaciones, vetas habanas, grisáceas, amarillentas, rocas de diferentes tamaños y plasticidad alta	MH	10
6,9m-8,0m			limos areno-arcillosos de color habano grisáceo oscuro, con presencia de oxidaciones, vetas habanas, grisáceas, naranjas, rocas de diferentes tamaños y plasticidad media	MH	15

PERFORACIÓN 2

PROFUNDIDAD	NIVEL FREÁTICO	COLOR	DESCRIPCIÓN	CLASIFICACIÓN USCS	SPT (N)
0,0m-2,3m			capa de lleno con suelo orgánico y escombros	-	-
2,3m-4,5m			limos arcillo-arenosos de color amarillento claro, con presencia de oxidaciones, vetas amarillentas, rojizas, naranjas, rocas de diferentes tamaños y plasticidad alta	MH	11
4,5m-6,6m	5.0m		limos arcillo-arenosos de color habano claro, con presencia de oxidaciones, vetas habanas, grisáceas, amarillentas, rocas de diferentes tamaños y plasticidad alta	MH	14
6,6m-8,0m			limos areno-arcillosos de color habano grisáceo oscuro, con presencia de oxidaciones, vetas habanas, grisáceas, naranjas, rocas de diferentes tamaños y plasticidad media	MH	16

PERFORACIÓN 3

PROFUNDIDAD	NIVEL FREÁTICO	COLOR	DESCRIPCIÓN	CLASIFICACIÓN N USCS	SPT (N)
0,0m-2,8m			capa de lleno con suelo orgánico y escombros	-	-
2,8m-4,7m			limos arcillo-arenosos de color amarillento claro, con presencia de oxidaciones, vetas amarillentas, rojizas, naranjas, rocas de diferentes tamaños y plasticidad alta	MH	7
4,7m-6,7m	5.4m		limos arcillo-arenosos de color habano claro, con presencia de oxidaciones, vetas habanas, grisáceas, amarillentas, rocas de diferentes tamaños y plasticidad alta	MH	12

6,7m-8,0m			limos areno-arcillosos de color habano grisáceo oscuro, con presencia de oxidaciones, vetas habanas, grisáceas, naranjas, rocas de diferentes tamaños y plasticidad media	MH	17

12. MEMORIA DE CÁLCULO

La capacidad de resistencia última del suelo natural se obtuvo por medio de la ecuación de Terzaghi corregida por forma (sin tener en cuenta la restitución):

$$Capacidad\,portante = \frac{Cx\,Nc\,x\,Sc + q\,x\,Nq\,x\,Sq + 0,5\,x\,\gamma\,x\,Bf\,x\,N\gamma\,x\,S\gamma}{(estatico\,FS = 3\ ó\ sismico\,FS = 1,5)}$$

Donde:

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$$

C= cohesión
Q=Sobrecarg
a
$\gamma = Peso\,especifico\,del\,suelo$
Bf= ancho zapata

Shape correction factors (AASHTO, 2004 with 2006 Interims)

Factor	Friction Angle	Cohesion Term (s_c)	Unit Weight Term (s_γ)	Surcharge Term (s_q)
Shape Factors, s_c, s_γ, s_q	$\phi = 0$	$1+\left(\frac{B_f}{5L_f}\right)$	1.0	1.0
	$\phi > 0$	$1-\left(\frac{B_f}{L_f}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1-0.4\left(\frac{B_f}{L_f}\right)$	$1+\left(\frac{B_f}{L_f}\tan\phi\right)$

- A continuación, se mostrará la memoria de cálculo para diferentes medidas de zapatas.

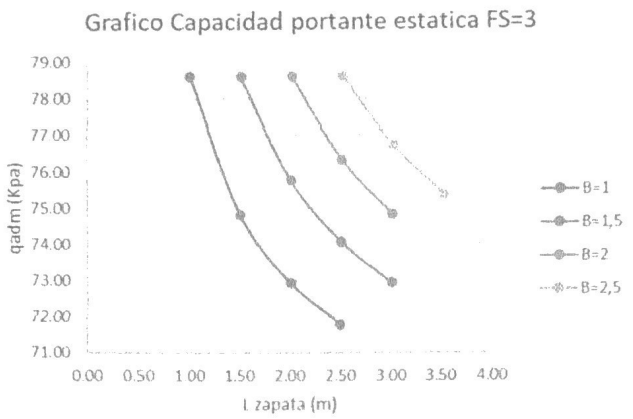
B (m)	L (m)	D_f (m)	S_c	S_q	S_γ	Nq	Nc	Nγ	q_{ult} (kPa)	qadm (kPa) ESTATICO (FS=3)	qadm (kPa) SISMICO (FS=1,5)	Padm (kN) ESTATICO	Padm (kN) SISMICO
1.00	1.00	1.50	1.19	1.00	0.60	1.00	5.14	0.00	235.76	78.59	157.17	78.59	157.17
1.00	1.50	1.50	1.13	1.00	0.73	1.00	5.14	0.00	224.43	74.81	149.62	112.21	224.43
1.00	2.00	1.50	1.10	1.00	0.80	1.00	5.14	0.00	218.76	72.92	145.84	145.84	291.68
1.00	2.50	1.50	1.08	1.00	0.84	1.00	5.14	0.00	215.36	71.79	143.57	179.47	358.93
1.50	1.50	1.50	1.19	1.00	0.60	1.00	5.14	0.00	235.76	78.59	157.17	176.82	353.64
1.50	2.00	1.50	1.15	1.00	0.70	1.00	5.14	0.00	227.26	75.75	151.51	227.26	454.52
1.50	2.50	1.50	1.12	1.00	0.76	1.00	5.14	0.00	222.16	74.05	148.11	277.70	555.40
1.50	3.00	1.50	1.10	1.00	0.80	1.00	5.14	0.00	218.76	72.92	145.84	328.14	656.28
2.00	2.00	1.50	1.19	1.00	0.60	1.00	5.14	0.00	235.76	78.59	157.17	314.35	628.69
2.00	2.50	1.50	1.16	1.00	0.68	1.00	5.14	0.00	228.96	76.32	152.64	381.60	763.20
2.00	3.00	1.50	1.13	1.00	0.73	1.00	5.14	0.00	224.43	74.81	149.62	448.85	897.71
2.50	2.50	1.50	1.19	1.00	0.60	1.00	5.14	0.00	235.76	78.59	157.17	491.17	982.33
2.50	3.00	1.50	1.16	1.00	0.67	1.00	5.14	0.00	230.09	76.70	153.40	575.23	1150.47
2.50	3.50	1.50	1.14	1.00	0.71	1.00	5.14	0.00	226.05	75.35	150.70	659.30	1318.60

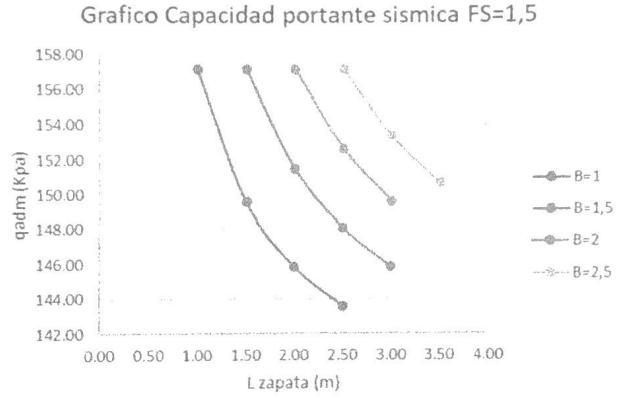
Nota: En la tabla anterior se muestran capacidades de carga para factores de seguridad en condiciones estáticas (FS=3) y condiciones sísmicas (FS=1,5) de acuerdo con lo mencionado en la tabla H.4.7-1 de la NSR10

Nota: la cota de cimentación puede ser recomendada por ingeniero calculista de acuerdo con los niveles presentados por el proyecto.

Nota: la capacidad portante puede ser definida por el ingeniero calculista de acuerdo con el informe de suelos.

GRAFICA PARA CAPACIDAD PORTANTE SEGÚN MEDIDAS DE LA ZAPATA





En la gráfica anterior se podrán encontrar diferentes capacidades de carga, variando las dimensiones de las zapatas y aplicando los siguientes pasos:

- Hacer un predimensionamiento de las zapatas aplicando la capacidad portante *general (cuadrada o rectangular), y a su vez teniendo en cuenta la última columna* de la tabla ubicada en la página anterior (***Padm (kN)***), en la cual se podrán encontrar las cargas puntuales que pueden resistir las diferentes zapatas aquí expuestas.

- Con la longitud encontrada ubicarse en la regla inferior de la gráfica

- Buscar en ángulo recto y desde la regla inferior la curva que se adapte al ancho predimensionado.

- Al encontrar el largo y ancho de la zapata pasar a leer en la regla vertical izquierda el valor de la capacidad de carga.

- Por último, se deberá chequear nuevamente la zapata, y de ser necesario aumentar las dimensiones hasta cumplir con lo solicitado por la estructura

La capacidad de resistencia última de suelo natural estratificado (teniendo en cuenta la restitución) se obtuvo por medio de la ecuación de Terzaghi corregida por forma y con el ayuda del método alternativo de los promedios ponderados para las propiedades del suelo:

$$Capacidad\,portante = \frac{Cx\,Nc\,x\,Sc + q\,x\,Nq\,x\,Sq + 0,5\,x\,\gamma\,x\,Bf\,x\,N\gamma\,x\,S\gamma}{(estatico\,FS = 3\,\acute{o}\,sismico\,FS = 1,5)}$$

Donde:

$$N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$$

Shape correction factors (AASHTO, 2004 with 2006 Interims)

Factor	Friction Angle	Cohesion Term (s_c)	Unit Weight Term (s_γ)	Surcharge Term (s_q)
Shape Factors, s_c, s_γ, s_q	$\phi = 0$	$1+\left(\frac{B_f}{5L_f}\right)$	1.0	1.0
	$\phi > 0$	$1+\left(\frac{B_f}{L_f}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1-0.4\left(\frac{B_f}{L_f}\right)$	$1+\left(\frac{B_f}{L_f}\tan\phi\right)$

C= cohesión
Q=Sobrecarg
a
γ = Peso especifico del suelo
Bf= ancho zapata

$$c_{av} = \bar{c} = \frac{c_1 \cdot H_1 + c_2 \cdot H_2 + c_3 \cdot H_3 + \ldots + c_n \cdot H_n}{\sum H_i}$$

$$\phi_{av} = \bar{\phi} = \tan^{-1}\frac{H_1 \cdot \tan\phi_1 + H_2 \cdot \tan\phi_2 + H_3 \cdot \tan\phi_3 + \ldots + H_n \cdot \tan\phi_n}{\sum H_i}$$

- A continuación, se mostrará la memoria de cálculo para diferentes medidas de zapatas.

B (m)	L (m)	D_f (m)	S_γ	S_q	S_ϕ	Nq	Nc	Nγ	q_{adm} (kPa) ESTATICO (FS=3)	q_{adm} (kPa) SISMICO (FS=1,5)	Padm (kN) ESTATICO	Padm (kN) SISMICO
1.00	1.00	1.50	1.34	1.24	0.60	3.38	10.02	0.81	408.77	136.26	272.52	136.26	272.52
1.00	1.50	1.50	1.23	1.16	0.73	3.38	10.02	0.81	378.29	126.10	252.19	189.15	378.29
1.00	2.00	1.50	1.17	1.12	0.80	3.38	10.02	0.81	363.05	121.02	242.03	242.03	484.07
1.00	2.50	1.50	1.14	1.10	0.84	3.38	10.02	0.81	353.90	117.97	235.94	294.92	589.84
1.50	1.50	1.50	1.34	1.24	0.60	3.38	10.02	0.81	411.14	137.05	274.09	308.35	616.71
1.50	2.00	1.50	1.25	1.18	0.70	3.38	10.02	0.81	388.67	129.56	259.11	388.67	777.34
1.50	2.50	1.50	1.20	1.14	0.76	3.38	10.02	0.81	375.19	125.06	250.13	468.99	937.98
1.50	3.00	1.50	1.17	1.12	0.80	3.38	10.02	0.81	366.20	122.07	244.14	549.31	1098.61
2.00	2.00	1.50	1.34	1.24	0.60	3.38	10.02	0.81	413.51	137.84	275.67	551.34	1102.68
2.00	2.50	1.50	1.27	1.19	0.68	3.38	10.02	0.81	395.85	131.95	263.90	659.75	1319.49
2.00	3.00	1.50	1.23	1.16	0.73	3.38	10.02	0.81	384.08	128.03	256.05	768.15	1536.30
2.50	2.50	1.50	1.34	1.24	0.60	3.38	10.02	0.81	415.87	138.62	277.25	866.40	1732.81
2.50	3.00	1.50	1.28	1.20	0.67	3.38	10.02	0.81	401.42	133.81	267.61	1003.55	2007.11
2.50	3.50	1.50	1.24	1.17	0.71	3.38	10.02	0.81	391.10	130.37	260.73	1140.70	2281.41

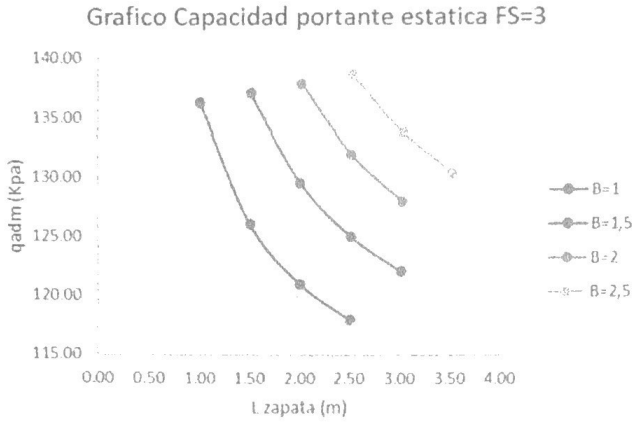
Nota: En la tabla anterior se muestran capacidades de carga para factores de seguridad en condiciones estáticas (FS=3) y condiciones sísmicas (FS=1,5) de acuerdo con lo mencionado en la tabla H.4.7-1 de la NSR10

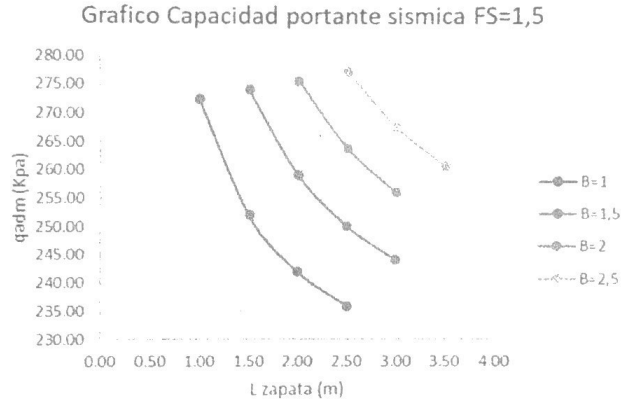
Nota: la cota de cimentación puede ser recomendada por ingeniero calculista de acuerdo a los niveles presentados por el proyecto.

Nota: la capacidad portante puede ser definida por el ingeniero calculista de acuerdo al informe de suelos.

Nota: la capacidad de carga estratificada se calculará con cohesión nula para suelos granulares y ángulo de fricción 0 para suelos cohesivos.

GRAFICA PARA CAPACIDAD PORTANTE SEGÚN MEDIDAS DE LA ZAPATA





En la gráfica anterior se podrán encontrar diferentes capacidades de carga, variando las dimensiones de las zapatas y aplicando los siguientes pasos:

- Hacer un predimensionamiento de las zapatas aplicando la capacidad portante general (cuadrada o rectangular), y a su vez teniendo en cuenta la última columna de la tabla ubicada en la página anterior (***Padm (kN)***), en la cual se podrán encontrar las cargas puntuales que pueden resistir las diferentes zapatas aquí expuestas.

- Con la longitud encontrada ubicarse en la regla inferior de la gráfica

- Buscar en ángulo recto y desde la regla inferior la curva que se adapte al ancho predimensionado.

- Al encontrar el largo y ancho de la zapata pasar a leer en la regla vertical izquierda el valor de la capacidad de carga.

- Por último, se deberá chequear nuevamente la zapata, y de ser necesario aumentar las dimensiones hasta cumplir con lo solicitado por la estructura

12.1. ANGULO DE FRICCIÓN, MODULO DE ELASTICIDAD Y RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO POR SPT

Peso unitario		Ψ_t	18.00 kN/m3						
Sondeo No.	Profundidad m	N	Esfuerzo total α_v, kPa	Esfuerzo efectivo α_v', kPa	$(N_1)_{60}$	Su_{SPT}, kPa	ϕ'_{eq}	Resistencia al corte 1, kPa	E_s, kPa
S-1	3.00	9	54.00	54.00	7	43.75	23.10	23.03	11,000
S-1	6.90	10	124.20	124.20	7	43.75	23.10	52.98	11,000
S-1	8.00	15	144.00	144.00	10	64.26	24.68	66.18	12,500
S-2	3.00	11	54.00	54.00	9	57.12	24.19	24.25	12,000
S-2	6.60	14	118.80	118.80	10	64.26	24.68	54.60	12,500
S-2	8.00	16	144.00	144.00	11	71.40	25.16	67.62	13,000
S-3	3.00	7	54.00	54.00	6	37.50	22.50	22.37	10,500
S-3	6.70	12	120.60	120.60	9	57.12	24.19	54.16	12,000
S-3	8.00	17	144.00	144.00	11	71.40	25.16	67.62	13,000

Correlaciones SPT y ángulo de fricción

Autor	Año	Ecuación	Transformación
Terzaghi & Peck [1]	1948	$\phi' = 28{,}5 + 0{,}25N_{1,60}$	$\phi'_{45} = 28{,}5 + 0{,}25N_{1,60}$
Peck *et al.* [19]	1953	$\phi' = 26{,}25\left(2 - \left(e^{\frac{-N_{1,60}}{0{,}2}}\right)\right)$	$\phi'_{45} = 26{,}25\left(2 - \left(e^{\frac{-N_{1,60}}{0{,}2}}\right)\right)$
Kishida [20]	1969	$\phi' = 15 + \sqrt{20N_{1,70}}$	$\phi'_{45} = 15 + \sqrt{12{,}5N_{1,60}}$
Schmertmann [16]	1970	$\phi' = \tan^{-1}\left[\left(\frac{N_{1,60}}{32{,}5}\right)^{0{,}34}\right]$	$\phi'_{45} = \tan^{-1}\left[\left(\frac{N_{1,60}}{43{,}3}\right)^{0{,}34}\right]$
JNR (Japan National Railway) [21]	1999	$\phi' = 27 + 0{,}30N_{1,70}$	$\phi'_{45} = 27 + 0{,}1875N_{1,60}$
JRB (Japan Road Bureau) [21]	*1986*	$\phi' = 15 + \sqrt{15N_{1,70}}$	$\phi'_{45} = 15 + \sqrt{9{,}375N_{1,60}}$
Hatanaka & Uchida [22]	1996	$\phi' = \sqrt{20N_{1,70}} + 20$	$\phi'_{45} = \sqrt{12{,}5N_{1,60}} + 20$
Montenegro & González [8]	2014	$\phi' = 12{,}79 + \sqrt{25{,}86N_{1,70}}$	$\phi'_{45} = 12{,}79 + \sqrt{16{,}16N_{1,60}}$

Correlaciones SPT y resistencia a la compresión inconfinada

	q_u (kPa)					
Consistency	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Very Stiff	Hard
N_{60}	<2	2–4	4–8	8–15	15–30	>30
q_u	<25	25–50	50–100	100–200	200–400	>400

Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996, Tabla 12-2
Teniendo en cuenta que Su= qu/2

Correlaciones SPT y Modulo de elasticidad del suelo

Es=500 x (N_{60} + 15) JOSEPH BOWLES, Tabla 5-6

13. LIMITES DE CONSISTENCIA Y CONTENIDOS DE HUMEDAD.

Los límites de consistencia y/o de ATTERBERG están comprendidos entre los valores de:

RANGOS	*PARAMETRO*	*NORMA*
52,60% - 59,80 %	para el límite líquido	I.N.V. E – 125 – 07
33,87% - 35,65 %	para el límite plástico	I.N.V. E – 126 – 07
18,47% - 24,15 %	para el índice plástico	I.N.V. E – 126 – 07

Estos datos de límites dan una clasificación de:

- LIMOS ARCILLO-ARENOSOS DE COLOR AMARILLENTO CLARO, CON PRESENCIA DE OXIDACIONES, VETAS AMARILLENTAS, ROJIZAS, NARANJAS, ROCAS DE DIFERENTES TAMAÑOS Y PLASTICIDAD ALTA

- LIMOS ARCILLO-ARENOSOS DE COLOR HABANO CLARO, CON PRESENCIA DE OXIDACIONES, VETAS HABANAS, GRISACEAS, AMARILLENTAS, ROCAS DE DIFERENTES TAMAÑOS Y PLASTICIDAD ALTA

- LIMOS ARENO-ARCILLOSOS DE COLOR HABANO GRISACEO OSCURO, CON PRESENCIA DE OXIDACIONES, VETAS HABANAS, GRISACEAS, NARANJAS, ROCAS DE DIFERENTES TAMAÑOS Y PLASTICIDAD MEDIA

Los contenidos de humedad para las perforaciones están
Comprendidos entre los valores de: **36,13% - 41,59%**

NSR 10 - ntc - 1495

14. OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES.

14.1. CIMIENTOS:

14.1.1. ZAPATAS

- Se recomienda cimentación superficial (zapatas) con nivel de desplante de 2,0m, desplante medido desde el nivel de piso, las secciones y dimensiones de las zapatas serán revisadas y chequeadas por el ingeniero calculista, esto se recomienda en el caso de realizar un sistema aporticado.

- Se recomienda realizar una restitución de 1,3m en la zona de cimentación, esto en toda la superficie del terreno, esta restitución será de afirmado cemento, con relación 1: 10 en (10) afirmado (1) cemento, capa final en la que se apoyaran las zapatas. Esta restitución se realizará para que de esta manera la capacidad de soporte del terreno aumente y a su vez se eleve la cota de cimentación, para que así cumpla a satisfacción con los requerimientos de la edificación. La restitución deberá cubrir toda el área de la zapata más 0,40m a cada lado de la misma (95% DEL PROCTOR MODIFICADO).

- Se recomienda calcular cualquier tipo de cimentación a ser utilizada en este proyecto con una capacidad portante no mayor a:

  General= 7,90 T/m^2.

- Se recomienda calcular cualquier tipo de cimentación a ser utilizada en este proyecto con una capacidad portante no mayor a (teniendo en cuenta la restitución):

  General= 13,60 T/m^2.

14.1.2. ZAPATAS SOPORTADAS CON PILOTES

- **ZAPATAS**

Se recomiendan dados que sirvan como encepado para los pilotes que distribuirán la carga en el subsuelo, estos dados deberán ir desplantados a 1,0m, y amarrados en ambos sentidos, en sentido ortogonal calculadas con el 12% de la carga que le baja de cada columna a los dados que enlazan; las secciones y dimensiones de los dados serán revisadas y chequeadas por el ingeniero calculista, esto se recomienda en el caso de realizar un sistema aporticado.

- ***PILOTES PARA SOPORTAR ZAPATAS***

Se ha estudiado la alternativa de una cimentación mediante pilotes, trabajando por punta y por fuste.

El cálculo de carga admisible se ha realizado para pilotes de diferentes diámetros, afectados por un factor de seguridad de 3,0, tanto en la resistencia por punta como por fuste.

Estos pilotes no deben tener una longitud menor a: 4,0m. Las secciones y longitudes de los pilotes serán determinadas por el calculista ya que de acuerdo a sus solicitaciones de carga podrá determinar y elegir el tipo de pilote más adecuado (tabla y recomendaciones aproximadas por falta de datos de estructura), esto basándose en la siguiente tabla:

PILOTES					
RESISTENCIA AL CORTE SU (T/M2)		3.40			
ÁNGULO DE FRICCIÓN		24.00			
GAMMA (T/M3)		1.80			
K0		0.59			
TENSIÓN V σ (T/M2)		4.50	6.30	8.10	9.90
QF (T/M2)		4.17	4.47	4.78	5.08
Δ		16.00			
RADIO DEL PILOTE (M)		0.15	0.18	0.20	0.23
CAPACIDAD ADM FUSTE (T)		3.27	3.82	4.36	4.91
		4.92	5.74	6.56	7.38
		6.75	7.88	9.01	10.13
		8.78	10.25	11.71	13.18
CAPACIDAD ADM PUNTA (T)		0.56	0.76	0.99	1.26
CAPACIDAD DE CARGA (T)		DIÁMETRO (M)			
		0.3	0.35	0.4	0.45
LONGITUD (M)	4	3.83	4.58	5.35	6.16
	5	5.48	6.50	7.55	8.63
	6	7.31	8.64	10.00	11.39
	7	9.34	11.01	12.71	14.43

$$Q_{friccion} = f_{prom}\, A_l = \left(K_o \overline{\sigma_0'}\, tan 0{,}8\varphi\right) pl$$

$$Q_{p(\text{neta})} = A_p c_u N_c^*$$

$$Q_{admisible} = \frac{Q_{fricción} + Q_{punta}}{FS}$$

Para el cálculo de la resistencia al cortante del pilote, se calcula la resistencia proporcionada por el concreto, para lo cual se emplea la siguiente expresión:

$$\phi V_c = \phi 0.17 \sqrt{f'_c}\, A_p$$

Donde:

ϕ: Coeficiente de reducción de resistencia (0.75).
f'_c: Resistencia a la compresión del concreto (28 MPa).
A_p: Sección Transversal del pilote ($\frac{\pi d^2}{4}$).

FUERZA CORTANTE RESISTENTE PILOTE				
DIÁMETRO (m)	0,3	0,35	0,4	0,45
f'c (Mpa)	28	28	28	28
φVc (KN)	47,7	64,9	84,8	107,3

Propiedades del subsuelo:

- ***Capacidad portante*** 7,90 -13,60 (con restitución) T/m^2
- Ángulo de fricción 24° (POR SPT)
- Peso unitario del suelo 1,80 T/m^3
- Resistencia al corte no drenado 3,40 T/m^2 (Compresión inconfinada)
- Resistencia al corte no drenado 3,75-7,14 T/m^2 (SPT)
- relación de Poisson 0,30.

Propiedades del afirmado compactado:

- Ángulo de fricción 35° (valores típicos)
- Peso unitario del suelo 2,2 T/m^3 (valores típicos)
- Cohesión 0 T/m^2 (para materiales granulares)

DATOS BASICOS PARA CALCULO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

COEFICIENTES DE PRESIÓN DE TIERRAS	
Ka=	0.42
Ko=	0.59
Kp=	2.37

RELACION DE VACIOS (e)	POROSIDAD (n)	SATURACIÓN (s)
1.06	0.51	1.00

(módulo de balasto en pag.30)

PESO UNITARIO SATURADO	PESO UNITARIO SUMERGIDO	PESO UNITARIO SECO
1.80	0.80	1.29

PESOS UNITARIOS EN T/m3

14.1.3. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

El asentamiento de la cimentación se calculará con base en la teoría de la elasticidad (Lambe y Whitman, 1964), considerando el tipo de cimentación superficial recomendado. Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme en ambos casos.

El asentamiento elástico inicial será:

$$\text{FORMULA : } Si = \frac{qB(1-\mu^2)}{Es} I_f$$

Donde:

Si = asentamiento (cm)
q = esfuerzo neto transmisible (T/m^2)
B = ancho de cimentación (m)
Es= módulo de Elasticidad (T/m^2)
u = relación de Poisson
If =factor de influencia que depende de la forma y la rigidez de la cimentación.

Las propiedades del suelo fueron tomadas a partir de tablas con valores para este tipo de suelo. Para estos limos arcillo-arenosos, es conveniente considerar un módulo de elasticidad de E = 1050 T/m^2 y un coeficiente de Poisson de u = 0,30.

Los cálculos de asentamiento se han realizado considerando cimentación rígida y flexible, además de esto se considera que los esfuerzos transmitidos son menores a la capacidad admisible de carga, ya que la cimentación diseñada se encargara de repartir la carga de una manera homogénea.

a) CIMIENTO CUADRADO

q = 13,60 T/m^2
B = 1,5 m.
Es = 1050 T/m^2
If = 95 (flexible)
If = 82 (rígido)
u = 0,30

Se obtiene:

Cimentación flexible: S = 1,68 cm.
Cimentación rígida: S = 1,45cm.

b) PILOTES

q = 7,90 T/m^2
B = 0,3 m.
Es = 1050 T/m^2
If = 100 (flexible)
If = 88 (rígido)
u = 0,3

Se obtiene:

Cimentación flexible: S = 0,20 cm.
Cimentación rígida: S = 0,18 cm.

TABLAS DE REFERENCIA PARA CALCULO DE ASENTAMIENTOS

TIPO DE SUELO	Es (ton/m^2)
ARCILLA MUY BLANDA	30 - 300
BLANDA	200 - 400
MEDIA	450 - 900
DURA	700 - 2000
ARCILLA ARENOSA	3000 - 4250
SUELOS GRACIARES	1000 - 16000
LOESS	1500 - 6000
ARENA LIMOSA	500 - 2000
ARENA : SUELTA	1000 - 2500
DENSA	5000 - 10000
GRAVA ARENOSA : DENSA	8000 - 20000
SUELTA	5000 - 14 000
ARCILLA ESQUISTOSA	14000 - 140000
LIMOS	200 - 2000

TIPO DE SUELO	μ (-)
ARCILLA: SATURADA	0.4 – 0.5
NO SATURADA	0.1 – 0.3
ARENOSA	0.2 – 0.3
LIMO	0.3 – 0.35
ARENA : DENSA	0.2 – 0.4
DE GRANO GRUESO	0.15
DE GRANO FINO	0.25
ROCA	0.1 – 0.4
LOESS	0.1 – 0.3
HIELO	0.36
CONCRETO	0.15

FORMA DE LA ZAPATA	VALORES DE I$_s$ (cm/m)			
	CIM. FLEXIBLE			RIGIDA
UBICACION	CENTRO	ESQ.	MEDIO	—
RECTANGULAR L/B = 2	153	77	130	120
L/B = 5	210	105	183	170
L/B = 10	254	127	225	210
CUADRADA	112	56	95	82
CIRCULAR	100	64	85	88

14.2. MÓDULO DE REACCIÓN DEL TERRENO

Se presentan los intervalos del módulo de reacción del suelo de soporte, propuestos por Terzaghi (1955), relacionados con la consistencia para arcillas, según el manual de Interacción Suelo Estructura (Delgado 1999).

Tabla 3.2
Valores de k_{s1} (kN/m³), arcilla firme a dura

Consistencia de la arcilla	Firme	Muy firme	Dura
Resistencia al corte no drenada c_u kN/m²	50 - 100	100 - 200	> 200
Valores límite	15 000 - 30 000	30 000 - 60 000	> 60 000
Valores propuestos	25 000	50 000	100 000

De acuerdo con Terzaghi (1955)

Kc1 es el valor del módulo de reacción. Si cu es la resistencia al corte no drenado en kN/m2, los valores de la tabla corresponden a un valor aproximado de:

$$Kc1 = 300\ cu$$

Si se tiene un valor de cu=34,0 kN/m2, el módulo de reacción mediante la ecuación propuesta es de 10200 kN/m3, es decir 1020 T/m3

14.2.1. MODULO DE BALASTO HORIZONTAL Y VERTICAL PARA PILOTES

MODULO DE BALASTO PILOTES

Es	10500	*Módulo de elasticidad del suelo (Kpa)*
Ep	24870000	*Módulo de elasticidad del concreto (Kpa)*
Ip	0.0012566	*Inercia pilote (m4)*
D	0.4	*Diámetro pilote (m)*
v	0.3	*Módulo de poisson*

VESIC			*DE BEER*		
kh	25229.573	KN/m3	kv pilote	41230.97	KN/m3

dz (m)	kh i (KN/m3)
0.5	21963.6191
1	25229.5731
1.5	27360.7598
2	28981.1691
2.5	30303.8567
3	31429.2598
3.5	32413.3196
4	33290.6213
4.5	34084.1451
5	34809.9904
5.5	35479.9043
6	36102.7391
6.5	36685.3421
7	37233.1269
7.5	37750.4519
8	38240.8819
8.5	38707.3721
9	39152.4014

$$ks = \left(\frac{0.65}{d}\right)\sqrt[12]{\frac{Es * d^4}{Ep * Ip}\left(\frac{Es}{1-\upsilon_s^2}\right)}$$ *según Vesic (1971)*

$$k_h = 2 * k_{Vesic}$$ *según Kishida y Nakai (1977)*

$$K = 1{,}392 \cdot \frac{E_s}{\sqrt{A}}$$ *según DE BEER(para cimentaciones circulares)*

14.3. ESPECIFICACIONES CONCRETO

- El diseño estructural de concretos y aceros para las zapatas y demás elementos de cimentación deberá realizarse de acuerdo con los lineamientos de las secciones C-1, C-4, C-11, C-12, C-15, C-21 y C-22 de la NSR / 10.

- Por las razones de durabilidad e impermeabilidad del concreto reforzado en contacto con el terreno se recomienda emplear mezclas con pasta de cemento cuyas relaciones agua / cemento sean menores a 0,52. Dicha relación debe corresponder con resistencias f = 245-280 kg / cm^2 (24.5-28.0 MPa). Los recubrimientos mínimos de acero deberán ser 0.10 m en la base de la losa y de 0.075 m en el perímetro de la viga.

14.4. RECOMENDACIONES EN CASO DE REALIZARSE LLENOS

- En el caso de presentarse llenos, estos deberán hacerse con material de sitio y después de retirar los escombros y el suelo vegetal. Los materiales de sitio que se pueden utilizar son los limos arenosos, las arenas limosas, los cuales podrán compactarse hasta lograr como mínimo un peso unitario seco mayor o igual al 95% del ensayo proctor modificado (5 capas, 25 golpes / capa) trabajando el material excavado con una humedad que oscile entre la humedad del límite plástico y la humedad natural existente.

- La compactación de dichos suelos podrá hacerse mediante vibro compactador tipo" cilindro" en capas sueltas de 18 a 22 cm para obtener 13 a 15 cm compactados siempre y cuando también cumplan con una densidad de compactación del 95% del ensayo proctor. No usar ranas, estas pierden eficiencia en suelos finos.

- Precaución: Agregar agua en forma descontrolada o un periodo de lluvias generara al acolchonamiento de suelo durante su compactación, situación que debe tenerse en cuenta para la programación de obra como para control de densidad de campo.

Tabla 220 - 1. Requisitos de los materiales para terraplenes

CARACTERÍSTICA	NORMA DE ENSAYO INV	SUELOS SELECCIONADOS	SUELOS ADECUADOS	SUELOS TOLERABLES
Partes del terraplén a las que se aplican		Todas	Todas	Cimiento y Núcleo
Tamaño máximo, mm	E-123	75	100	150
Porcentaje que pasa el tamiz de 2 mm (No. 10) en masa, máximo	E-123	80	80	-
Porcentaje que pasa el tamiz de 75 µm (No. 200) en masa, máximo	E-123	25	35	35
Contenido de materia orgánica, máximo (%)	E-121	0	1.0	1.0
Límite líquido, máximo (%)	E-125	30	40	40
Índice de plasticidad, máximo (%)	E-126	10	15	-
CBR de laboratorio, mínimo (%) *(Nota 1)*	E-148	10	5	3
Expansión en prueba CBR, máximo (%)	E-148	0.0	2.0	2.0
Índice de colapso, máximo (%) *(Nota 2)*	E-157	2.0	2.0	2.0
Contenido de sales Solubles, máximo (%)	E-158	0.2	0.2	-

Nota 1. Los valores de C.B.R. indicados en la Tabla 220 - 1 están asociados al grado de compactación mínimo especificado (numeral 220.5.2.2.2); el CBR se medirá sobre muestras sometidas previamente a cuatro días de inmersión.

14.5. RECOMENDACIONES DE LOSAS CONTRA EL TERRENO:

- Para el caso de las losas de contra piso deberá retirarse por completo el material orgánico existente y fundirlas sobre una capa de nivelación de afirmado compactado de 0,10m, además de esto la losa deberá tener un espesor mínimo de 0,12m reforzado con una malla electrosoldada que cumpla con las especificaciones del ingeniero calculista. Si se desean realizar diseños con diferentes especificaciones se podrá consultar la norma ACI 360 y realizar las construcciones de la misma según recomendaciones de la norma ACI 302. En dicha normatividad podrá encontrar especificaciones sobre los espesores de las placas, los requerimientos de refuerzos tales como mallas electrosoldadas o fibras sintéticas, espaciamiento de junta, requisitos de planicidad, rugosidad, durabilidad y condiciones especiales de servicio.

14.6. PREVENCIÓN Y CONTROL DE HUMEDADES:

- La alta finura y humedad de los suelos de fundación podrán inducir el ascenso capilar del agua de la cimentación y la mampostería. Con el fin de mitigar dicho efecto se aconseja emplear mortero impermeabilizado en las tres primeras hiladas de mampostería adyacentes al piso o a las vigas de cimentación. Se recomienda utilizar morteros (1: 3 en volumen) o adicionados con cal o aditivos hidrófugos. Ninguna adición deberá disminuir la resistencia a comprensión o a la adherencia de los morteros empleados. Todos los morteros de pega o relleno deberán satisfacer los requisitos de las secciones D.3.4 y D.3.5 del NSR / 10.

14.7. RECOMENDACIONES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN:

En el caso de cimentación profunda (pilotes):

- El trabajo debe ser realizado por personal calificado y empleando el equipo *necesario, acorde con la magnitud de los cimientos.*

- Para los pilotes pre excavados se debe seguir el siguiente procedimiento:

    - Ejecutar la excavación circular que permanezca estable, ya sea con camisas metálicas o lodos bentónicos, hasta la profundidad indicada.

    - Fabricar y colocar la canasta de refuerzo, de acuerdo con las especificaciones estructurales y dentro de la excavación, garantizando el recubrimiento especificado.

    - Vaciar el concreto dentro de la excavación de una manera continua para evitar variación en fraguado.

- En los pilotes pre excavados, para el proceso de vaciado bajo lodos bentónicos se utiliza tubería tremie, en el cual se debe acoplar una tolva en la parte superior por donde se hará el vertido del el concreto. El fondo del tremie debe permanecer embebido dentro del concreto como mínimo 3 metros. Esta tubería tiene diámetros que varían de 6" a 10".

- El concreto a utilizar debe cumplir las siguientes especificaciones: diámetro máximo del agregado igual a 1/8 del diámetro interno del tubo tremie; retardador de fraguado para un máximo de 3 horas; ensayo de Slump entre 7" y 8".

- El plan de trabajo debe garantizar que el tiempo transcurrido entre la excavación y el vaciado de los cimientos, sea el menor posible para así evitar la exposición del suelo de fundación a fenómenos naturales que puedan modificar sus propiedades.

Recomendaciones generales para cimentación superficial:

- El plan de trabajo debe garantizar que el tiempo transcurrido entre la excavación y el vaciado de los cimientos, sea el menor posible para así evitar la exposición del suelo de fundación a fenómenos naturales que puedan modificar sus propiedades.

- En cuanto a la excavación de cimientos en general, los procedimientos serán manuales empleando las herramientas acostumbradas en estos casos (PALAS, BARRAS, PALINES, HOYADORES Y PICAS), permitiéndose trabajar con taludes verticales. La posibilidad de encontrar rocas de gran tamaño en los sitios específicos de excavación para los cimientos, requerirán de corte parcial, o si se remueven totalmente podrán generarse oquedades a nivel de apoyo de cimientos, en tal caso se procederá a restituir con concreto ciclopeo.

- Cualquier material indeseable que se detecte en las excavaciones (como llenos o suelo orgánico) deberá ser reemplazado por el material indicado en el numeral de llenos o con concreto ciclopeo.

- Se debe contar con sistema de bombeo para evacuar las aguas lluvias o de cualquier otra naturaleza. Esto para proporcionar una adecuada zona de trabajo.

- Para la ejecución especifica de las zapatas y vigas se procederá así:

    - Después del replanteo, se inicia la excavación con las herramientas expuestas anteriormente; en caso de terreno rocoso o conglomerado se emplea martillo, reservando el material acopiado para su posterior relleno o para transporte a vertedero.

    - Cuando se llega al fondo de la excavación, se realiza la nivelación y se comprueba si el terreno es el previsto para cimentar (conforme a condiciones de tensión admisible).

- Las dimensiones de la zapata serán las indicadas en los planos con una tolerancia de 2 cm.

- Previo a la colocación del hormigón de limpieza, se procede a la limpieza del fondo, eliminando materiales sueltos para lograr una superficie plana y horizontal.

- Se colocan clavos ubicados uniformemente sobre la superficie de la excavación marcando la cota del hormigón de limpieza que debe coincidir con la cota inferior de la losa.

- Si fuese necesario, a continuación, se coloca el encofrado lateral correspondiente comprobando dimensiones y pendientes.

- Luego se coloca un hormigón de limpieza nivelando el fondo de excavación para dejarlo preparado para la colocación de la armadura.

14.8. RECOMENDACIONES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA RESTITUCIÓN DE SUELO:

- Se deberán disponer capas de no más de 20cm, cada una compactada al 95% del Proctor modificado.

- La restitución será afirmado cemento, con relación 1: 10 en (10) afirmado (1) cemento, capa final en la que se apoyaran las zapatas.

- Se deberán compactar capas de afirmado-cemento hasta alcanzar la cota señalada en el informe de suelos.

- Por último, se deberá hacer un control de la densidad de compactación por medio de ensayos in-situ tales como el cono de arena o el densímetro nuclear.

- Requisitos mínimos de los agregados para el afirmado de la restitución (Según INVIAS, ARTÍCULO 311 – 13):

CARACTERÍSTICA	NORMA DE ENSAYO INV	REQUISITO
Dureza (O)		
Desgaste en la máquina de los Ángeles (Gradación A), máximo (%) - 500 revoluciones	E-218	50
Durabilidad (O)		
Pérdidas en ensayo de solidez en sulfatos, máximo (%) - Sulfato de sodio - Sulfato de magnesio	E-220	 12 18
Limpieza (F)		
Límite líquido, máximo (%)	E-125	40
Índice de plasticidad (%)	E-125 y E-126	4 - 9
Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznables, máximo (%)	E-211	2
Contracción lineal	E-127 o E-129	Tabla 311 - 3
Resistencia del material (F)		
CBR (%): porcentaje asociado al grado de compactación mínimo especificado (numeral 311.5.2.2.2); el CBR se medirá sobre muestras sometidas previamente a cuatro días de inmersión.	E-148	≥ 15

14.9. RECOMENDACIONES PARA EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE LOS ENTIBADOS:

- Encofrar las paredes de los pozos a medida que se profundiza, sin que la distancia descubierta sea mayor a 3,0m.
- Se debe proveer una escalera para todo pozo de más de 1,2m.
- Si fuese necesario, bombear constantemente la excavación.
- Guiar los baldes con materiales durante su izado para que no golpee las paredes de la entibación.
- Los trabajadores deberán protegerse con casco contra la caída de objetos.
- No se deben llenar totalmente los baldes.
- La entrada de la excavación deberá estar señalizada, tener baranda y poseer terraplén para evitar entrada de agua.
- Terminado el entibado se hace el replanteo a mano, se procede a realizar la restitución, compactando por capas según las especificaciones. A medida que se va ganando altura con la sustitución se pueden empezar a quitarlos entibados, luego colocar armadura de zapata y proceder a vaciar el concreto hasta llegar a la cota deseada, posteriormente se deberá rellenar hasta la rasante.

14.10. PROTECCIÓN DE EDIFICACIONES VECINAS

- NO APLICA

14.11. CONCLUSIONES GENERALES:

- Se recomienda calcular cualquier tipo de cimentación a ser utilizada en este proyecto con una capacidad portante no mayor a:

  General= 7,90 T/m^2.

- Se recomienda calcular cualquier tipo de cimentación a ser utilizada en este proyecto con una capacidad portante no mayor a (teniendo en cuenta la restitución):

  General= 13,60 T/m^2.

- Se concluye según los niveles de la construcción que esta es una categoría de construcción baja (TABLA H 3.1.1 CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE LA CONSTRUCCIÓN) por lo tanto se puede decir que la capacidad portante del terreno es suficiente para este tipo de obra a realizar si se siguen las recomendaciones anteriormente indicadas.

- El suelo estudiado posee humedad alta debido a su ubicación geográfica, a pesar de esto el suelo posee a profundidad una estructura normal y resistente.

- El nivel de desplante deberá ser revisado por un ingeniero con experiencia en suelos, y por ningún motivo deberá ser menor al indicado en la sección de cimientos.

- Si se presentan llenos, suelos orgánicos o suelos de baja resistencia al terminar la excavación recomendada para el desplante de la estructura, se deberán superar estos estratos y proceder con la cimentación en el nivel de suelo resistente encontrado.

- El acero de la cimentación debe tener un recubrimiento mínimo de 7.5cm.

- El asentamiento máximo es menor a lo que se considera aceptable en la NSR10 que es 15cm (6"), entonces no se presentarán problemas por asentamiento.

15. CARTA DE RESPONSABILIDAD

Señores
SECRETARÍA DE PLANEACIÓN
SECRETARÍA DE GOBIERNO
ALCALDÍA DE PEREIRA

Yo, **Hugo Alfonso Iguarán, Ruiz** con matrícula profesional N° 22202-134763 de Montería, certifico que cumplo con los requisitos indicados en el título VI PROFESIONALES de la ley 400 de 1.997 en su artículo 28 de la ley, como poseer una experiencia mayor a cinco (5) años en el diseño geotécnico de fundaciones o acreditar estudios de post-grado en el área de geotecnia

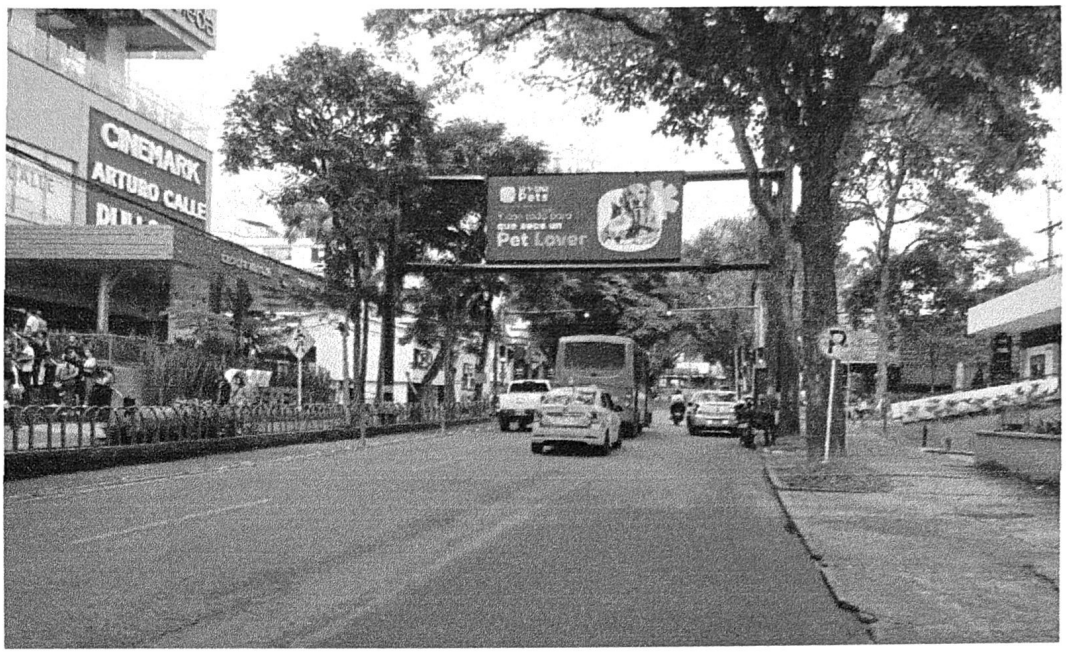
DATOS GENERALES

LOCALIZACIÓN: CARRERA 13 CON CALLE 5, FRENTE AL CENTRO COMERCIAL ARBOLEDA, PEREIRA (RISARALDA).

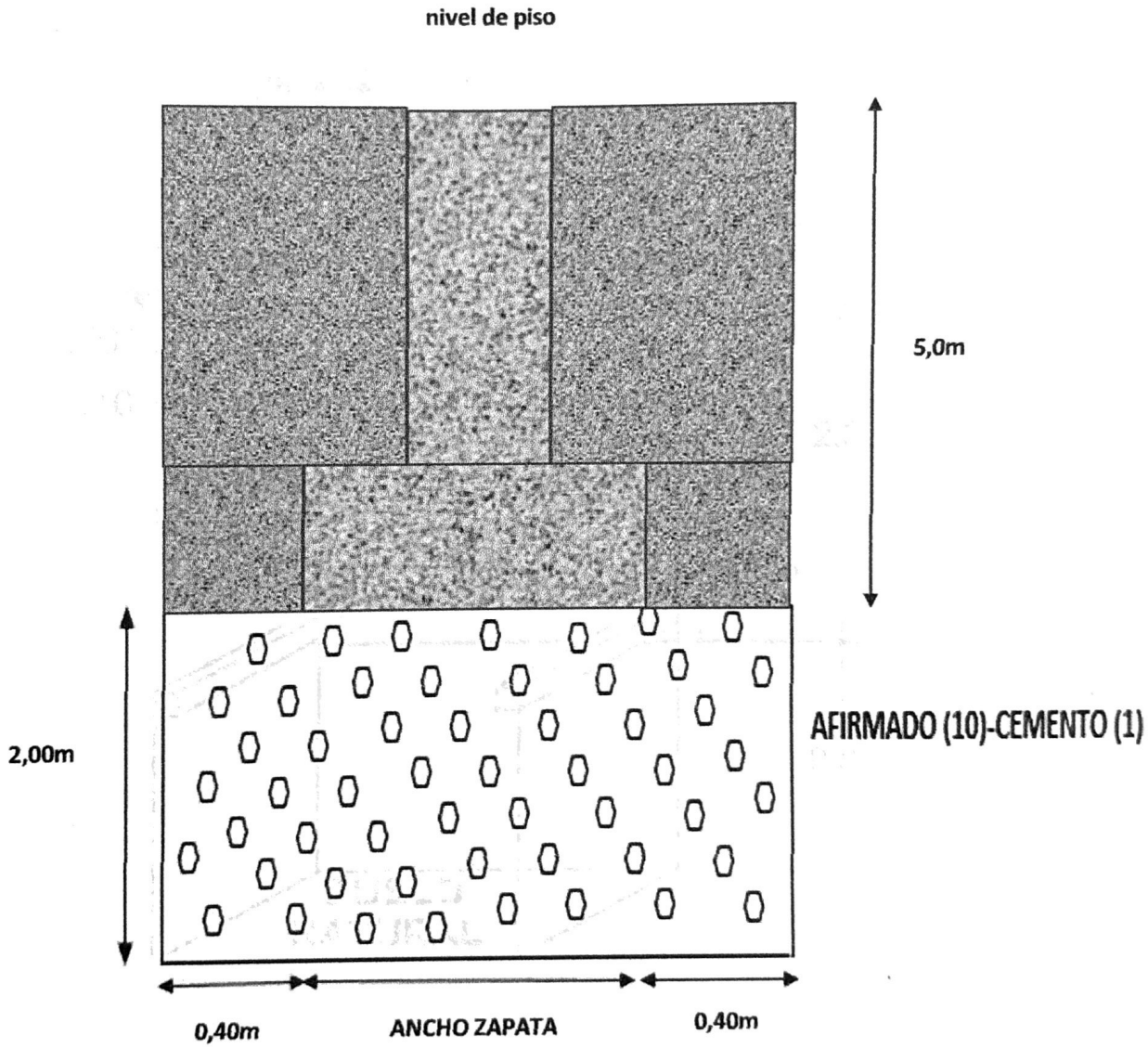
SOLICITANTE: PARE PUBLICIDAD PEREIRA SAS

PROYECTO: **ESTUDIO DE SUELOS PARA** INSTALACIÓN DE ESTRUCTURA PARA PANTALLA ELECTRÓNICATIPO PÓRTICO.

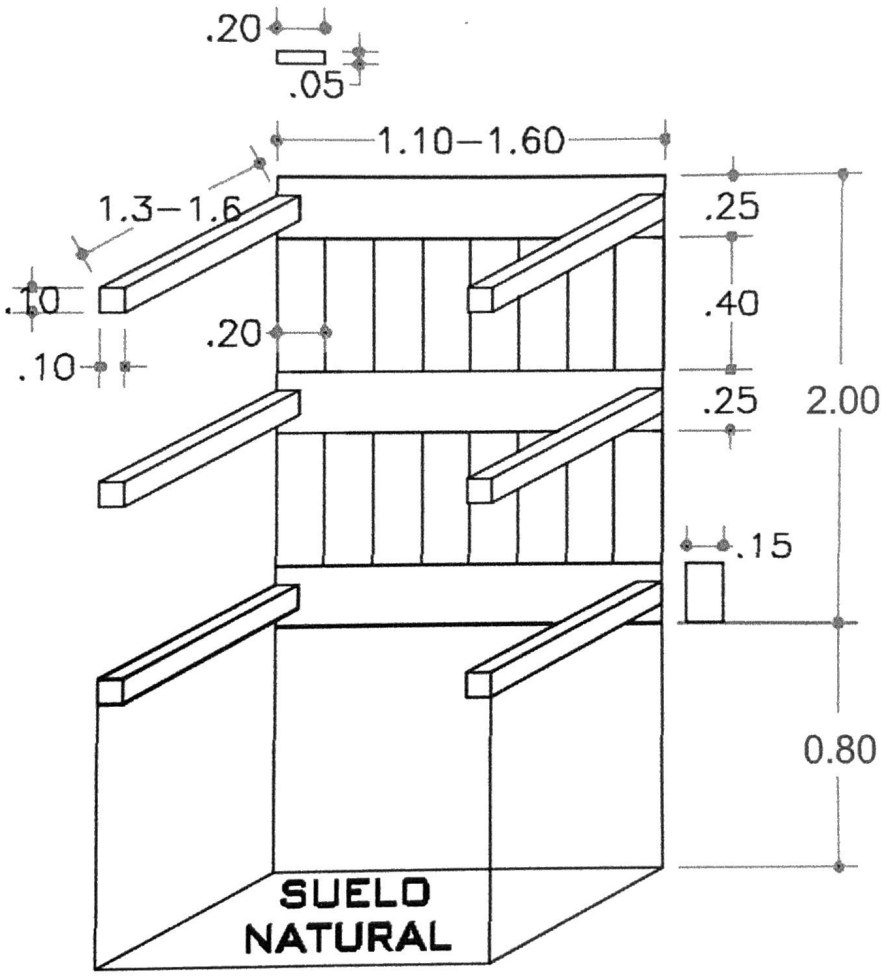
16. LOCALIZACIÓN GENERAL SONDEOS



17. ESQUEMAS


nivel de piso
5,0m
2,00m
AFIRMADO (10)-CEMENTO (1)
0,40m
ANCHO ZAPATA
0,40m

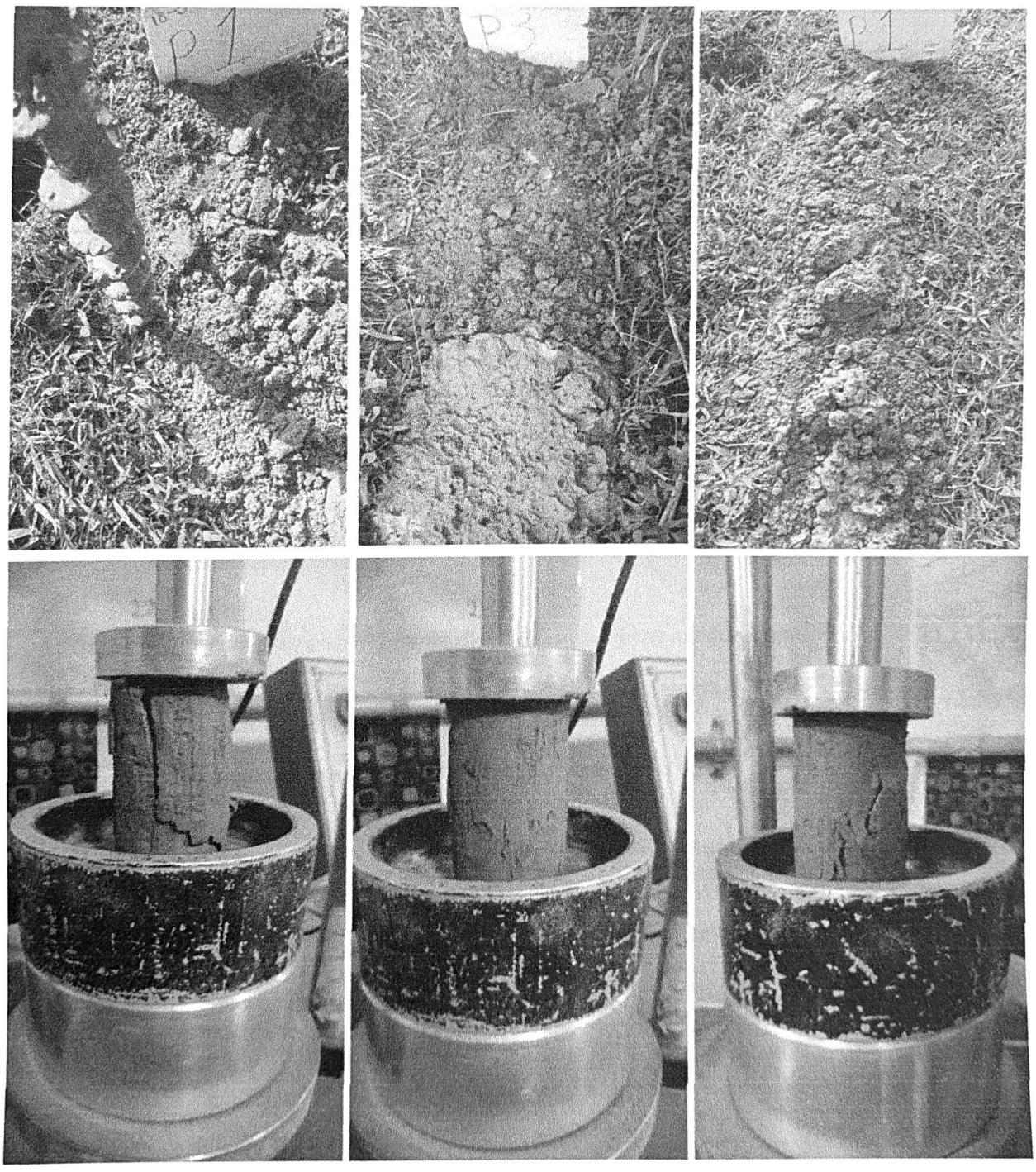
18. ENTIBADO PARA CIMENTACIÓN



19. LOCALIZACIÓN GENERAL PROYECTO



20. REGISTRO FOTOGRÁFICO



21. ANEXOS Y REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Para los procedimientos de ensayos pueden consultarse las siguientes normas NTC (instituto colombiano de normas técnicas y certificación) **y ASTM** (sociedad americana para ensayos de materiales)

- **NTC 2121** suelos. Obtención de muestras para probetas de ensayo Métodos para tubos de pared delgada. (ASTM D 1587).
- **NTC 1493** Suelos. Ensayo para determinar el límite plástico y el índice de plasticidad (ASTM D 4318).
- **NTC 1494** Suelos. Ensayo para determinar el límite de líquido (ASTM D 4318).
- **NTC 1495** Suelos. Ensayo para determinar el contenido de humedad (ASTM D 2216).
- **NTC 1522** Suelos. Ensayo para determinar la granulometría por tamizado (NTC 1527).
- **NTC 1527** Suelos. Ensayos para determinar la resistencia a la compresión inconfinada (ASTM D 2266)

Datos geológicos y descripción de la región fueron recuperados de:

- CARDER. DIAGNÓSTICO DE RIESGOS AMBIENTALES MUNICIPIO DE PEREIRA RISARALDA.

Datos de movimientos sísmicos de diseño fueron recuperados de:

- Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10

Mapa de ubicación general del proyecto fue recuperado de:

- GOOGLE MAPS

Coeficientes de balasto y correlaciones SPT fueron tomados de:

- http://civilcafe.weebly.com/uploads/2/8/9/8/28985467/foundation_analysis_and_design-_bowles_5ed_.pdf
- https://geoerapg09.files.wordpress.com/2017/06/karl-terzaghi-ralph-b-peck-gholamreza-mesri-soil-mechanics-in-engineering-practice-wiley-interscience-1996.pdf