

Guatemala, 29 de septiembre de 2023
Único Producto/Informe de Resultado

Licenciada
Gretchen Fabiola Barneond Martínez
Directora General de las Artes
Ministerio de Cultura y Deportes
Presente

Respetable Licenciada Barneond:

De la manera más atenta me dirijo a usted con el propósito de presentarle el **ÚNICO PRODUCTO**, conforme a lo estipulado en el **ACTA NÚMERO DOCE GUION DOS MIL VEINTITRÉS 12-2023**.

Actividades Realizadas:

- a. Se atendió reuniones de mesas interinstitucionales e interdisciplinarias para resolver dudas de distribución de proyecto.
- b. Se asesoró generalmente del proyecto específicamente en el estudio de suelo, así mismo realizar los cambios necesarios en el estudio geológico, velando que el expediente del proyecto se integre de la mejor manera para obtener un anteproyecto unificado.
- c. Se realizó la asesoría general del expediente existente generando una revisión exhaustiva del contenido general de los documentos (Especificación Técnicas Generales y Específicas, Presupuestos desglosados por Renglones de trabajo, Costos Unitarios, Cronogramas Físicos-Financieros, y Planos en General).
- d. Se dio seguimiento al proyecto en el proceso de Proyecto de Bases, Proceso de Adjudicación, considerando atender Firmas de documento necesario para emitir permisos y Licencias, resolver dudas de oferentes y todo lo necesario para darle fluidez al Proyecto en general.
- e. Se realizó otras actividades afines a su contrato que le sean asignadas por la autoridad superior.

Resultados Obtenidos

ÚNICO PRODUCTO:

1. Ingeniería Geotécnica 4 DCP Y 1 STP
2. Ingeniería Geofísica 2 Refracción Sísmica y 1 Masw Vs30
3. Ingeniería Geología Estructural 3 Trincheras.
4. Análisis de Estabilidad de Talud Cercano al Emplazamiento y Edificio del Supramundo
5. Coeficiente de Permeabilidad K y Velocidad de infiltración


Se entregan dos (02) juegos de planos originales en formato A-1 de forma impresa y digital editable en los formatos PDF y DWG

Sin otro particular, me suscribo de usted.

Atentamente


Julio Héctor Martínez Letona
INGENIERO CIVIL
Col. Activo No. 14, 108
Julio Hector Martínez Letona

Vo.Bo.


Sergio Antonio Tzic Fuentes
Presidente
Consejo Directivo
Orquesta Sinfónica Nacional



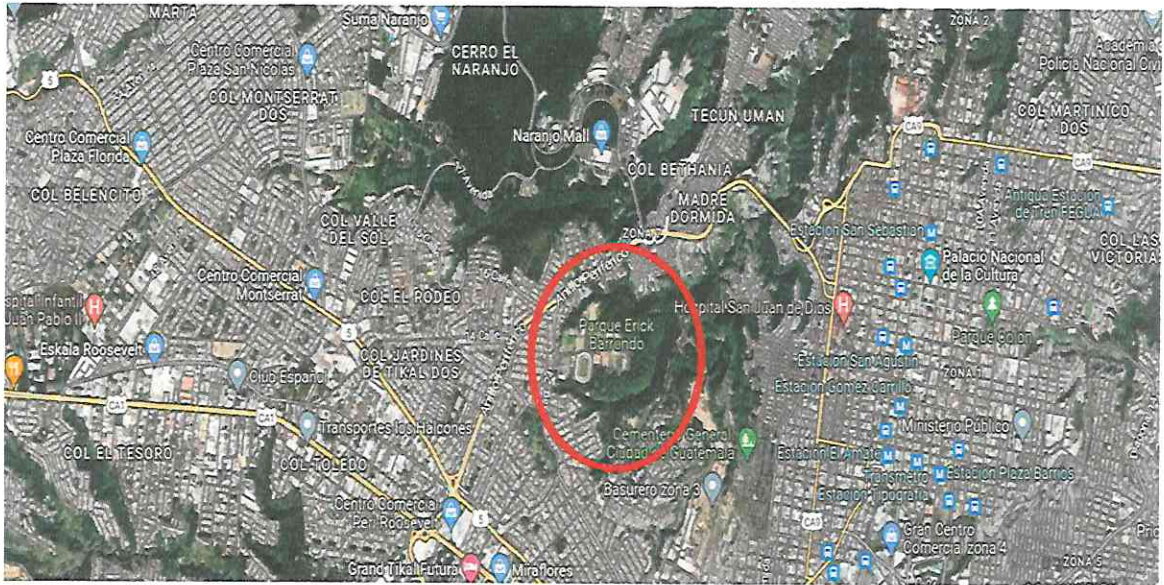
ESTUDIO GEOTECNICO ESPECIAL TIPO III

Fundamentado en normas

NORMAS AGIES 2,018 Y NRD Y NSE CONRED

OBRA IMPORTANTE

CONSTRUCCION EDIFICIO DE LA ORQUESTA SINFONICA NACIONAL, PARQUE ERICK BERNABÉ BARRONDO GARCÍA GUATEMALA, GUATEMALA



28 avenida 14-02 Colonia Ciudad de Plata II Zona 7,
Municipio de Guatemala, Departamento de Guatemala.

Elaborado por:

Ingeniero Civil Julio Héctor Martínez Letona
Posgrado de Especialización en Explotación Minera, Geotecnia y Geología
Diplomado en Diseño de Obras Subterráneas
Diplomado en Sismología
Colegiado No. 14,108
CONSULTOR RGAE

Guatemala, septiembre de 2023



Julio Héctor Martínez Letona
INGENIERO CIVIL
Col. Activo No. 14,108

NSE 2.1

**ESTUDIOS
GEOTÉCNICOS**



**Normas de Seguridad
Estructural para Guatemala**

2018

Actualización 15/07/2020

INDICE GENERAL

PRODUCTO UNICO

1. INGENIERIA GEOTECNICA 4 DCP Y 1 SPT
2. INGENIERIA GEOFISICA 2 REFRACCIÓN SÍSMICA Y 1 MASW Vs 30
3. INGENIERIA GEOLOGÍA ESTRUCTURAL 3 TRINCHERAS
4. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUD CERCANO AL EMPLAZAMIENTO Y EDIFICIO DEL SUPRAMUNDO
5. COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD K Y VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN

INDICE ESPECÍFICO

(1)Introducción.....	5
(2)Información General.....	5
a. Información de la obra.....	6
i. Descripción.....	6
ii. Colindancias.....	6
iii. Sistema constructivo y clasificación.....	6
iv. Cargas y nivel de protección.....	10
b. Información del entorno.....	18
i. Relieve.....	18
(3)Información geológica.....	20
a. Marco geológico general.....	21
b. Geología local.....	26
c. Sismicidad (cálculo del espectro sísmico y refracción sísmica).....	36
(4)Información geotécnica del terreno.....	56
a. Plan de exploración.....	57
i. Técnicas de exploración.....	58
ii. Características de exploración.....	58
b. Ensayos de laboratorio o ensayos in situ.....	59
c. Caracterización geotécnica del terreno.....	59

i. Características del subsuelo.....	59
ii. Perfil estratigráfico geológico.....	60
iii. Perfil estratigráfico geotécnico.....	61
d. Cota de cimentación, capacidad soporte y estimación asentamientos.....	62
(5) Conclusiones.....	64
(6) Recomendaciones.....	66
(7) Bibliografía.....	81
(8) Anexo.....	83

1. INTRODUCCIÓN

Este informe presenta los resultados del Estudio realizado como parte del trabajo previo a la construcción de **EDIFICIO DE LA ORQUESTA SINFONICA NACIONAL, PARQUE ERICK BERNABÉ BARRONDO GARCÍA GUATEMALA, GUATEMALA** e intervención antropogénica (humana) en parque Erick Barrondo, 28 avenida 14-02 Colonia Ciudad de Plata II Zona 7, Municipio de Guatemala, Departamento de Guatemala, ciudad capital de Guatemala

El motivo de este estudio caracterizado por las normas guatemaltecas del AGIES (Asociación Guatemaltecas de Ingenieros Estructurales y Sísmicos) y NRD Y NSE CONRED presenta los siguientes resultados de la auscultación de los suelos, rocas, condiciones de sitio y estados limites presentes en el emplazamiento donde se pretende edificar una nueva estructura funcional y segura para la orquesta sinfónica nacional.

El actual informe presenta los resultados concernientes a la exploración del subsuelo original no intervenido por maquinaria , para lo cual se realizaron ensayos de campo y laboratorio, cuyos propósitos son: caracterizar los diferentes estratos de suelos en lugar, determinar la capacidad de carga última admisible de los suelos que soportaran las estructuras futuras, determinar los asentamientos por consolidación del suelo, obtener las propiedades físicas y mecánicas de los diferentes estratos, un análisis de las condiciones del área en donde se realizará el proyecto.

2. INFORMACIÓN GENERAL

PROYECTO: OBRA IMPORTANTE “ESTUDIO GEOTECNICO ESPECIAL TIPO III” CONSTRUCCIÓN EDIFICIO DE LA ORQUESTA SINFONICA NACIONAL PARQUE ERICK BERNABÉ BARRONDO GARCÍA GUATEMALA, GUATEMALA

a. Información de la obra

i. Descripción

El proyecto constará de una estructura cuyo servicio será exclusivamente para el desarrollo de las artes musicales para la orquesta sinfónica nacional, limitándose a una actividad cuyo impacto estructural se ve minimizada ya que las cargas serán distribuidas de manera uniforme, aumentando el equilibrio de la estructura, las cargas vivas serán limitadas, ya que el movimiento de personas será exclusivamente para asistir a eventos musicales y de ensayos de la orquesta sinfónica nacional para posteriormente retirarse de complejo.

ii. Colindancias

El proyecto se localizará en el municipio de Guatemala zona 7 de esta ciudad capital, departamento de Guatemala, dentro de las instalaciones del parque deportivo Erick Barrondo.

iii. Sistema constructivo y clasificación

El sistema constructivo serán ambientes amplios subterráneos en su mayoría, marcos de acero de alma llena, elementos estructurales de concreto armado, mampostería reforzada y cimentaciones apropiadas para cada ambiente.

Criterios

La capacidad de soporte de los cimientos depende de los parámetros de resistencia al corte (cohesión y fricción) del suelo sobre el que estarán apoyados; influyen en su magnitud factores tales como: profundidad de cimentación, compresibilidad, posición del nivel freático, punto de aplicación e inclinación de la carga, inclinación del terreno, entre otros, actuando conjuntamente con los factores introducidos por la construcción y funcionamiento de las estructuras.

Para el dimensionamiento de los cimientos se adopta una presión portante admisible, valor orientado a asegurar un comportamiento satisfactorio de los mismos, de manera que no se produzcan movimientos en la cimentación, nocivos a su estabilidad y buen funcionamiento.

La presión portante admisible constituye un concepto complejo, dependiente de numerosos factores locales con frecuencia no cuantificables y factores constructivos de difícil predicción. La presión portante admisible es el valor menor compatible con los siguientes criterios:

- Factor de seguridad suficiente respecto a una posible falla por corte del piso de fundación.
- Margen conveniente respecto a la ocurrencia de asentamientos nocivos, así no se presenten fallas por corte.

El criterio relativo a falla por corte se enfoca usualmente bajo la hipótesis de que sobre ciertas superficies de falla dentro del suelo de fundación, se moviliza la máxima resistencia al corte del suelo, cuando la presión transmitida por la cimentación alcanza un valor crítico dominado por la capacidad portante última. Este valor se divide por un factor de seguridad para obtener la capacidad portante segura. La disposición de las superficies de falla depende de las condiciones de carga, de las características geotécnicas del piso de fundación y de la configuración del terreno.

Factor de seguridad

Se define la capacidad de carga última admisible, como el resultado de dividir la capacidad de carga última por un factor de seguridad. Se busca así que los esfuerzos de trabajo en el suelo de soporte queden suficientemente alejados de una región peligrosa de los esfuerzos, donde posiblemente ocurrirían colapsos o desplazamientos grandes y nocivos de la cimentación. Tomlinson (1969) dice que el factor de seguridad es una especie de seguro contra:

a. Variaciones naturales en la resistencia al corte y otras características del suelo portante.

b. Incertidumbres en la precisión o confiabilidad de los métodos teóricos o empíricos para evaluar las capacidades de carga. Las hipótesis o suposiciones simplificadas e idealizadas de la teoría geotécnica se acomodan difícilmente a las complejas condiciones reales.

c. Deterioros locales menores en la capacidad portante del suelo de soporte producido por la construcción o por eventos posteriores.

d. Asentamiento excesivo ocasionado por la fluencia del suelo cuando la fundación se encuentra próxima a sufrir una falla por corte.

Se han adoptado valores prudentes con base en experiencias generales y consensos de opinión sobre “buena” práctica. Normalmente se acepta que un intervalo de 2 y 4 es razonable para determinar la capacidad portante admisible de fundaciones superficiales (Vargas 2000).

PARA EL CASO DE ESTE ESTUDIO SE UTILIZARÁ FACTOR DE SEGURIDAD 3, FS (3)

La exploración se llevó a cabo por medio de 2 Sondeos de Penetración Estándar (SPT) de 6 metros de profundidad cada uno, obteniendo de las mismas muestras semi-inalteradas de suelo, para su posterior análisis en laboratorio de Mecánica de suelos, 2 pozos de exploración de 6 metros de profundidad cada uno para extraer muestras no alteradas y aprovechando la abertura se ingresó la barra DCP para ensayo dinámico adicional y verificar capacidad soporte a más de 6 metros de profundidad, 2 refracciones sísmicas y finalmente 2 pozos de exploración para determinar propiedades hidráulicas de coeficiente k de permeabilidad y velocidad de infiltración.

OBJETIVOS

- La seguridad es primero.
- Cumplir las normas de la CONRED y AGIES.
- Realizar 2 ensayos in-situ de Sondeos de Penetración Estándar (SPT), para determinar los parámetros necesarios para la evaluación de la capacidad de carga así como los asentamientos del suelo que servirá como base para la cimentación del proyecto. Y 2 pozos de exploración para extraer muestras para aplicarle una serie de ensayos normados que permitan conocer las condiciones del sitio original, adicional realizar con la barra DCP ensayo dinámico de fondo final y verificar capacidad soporte a más de 6 metros de profundidad
- Presentación de los resultados obtenidos en el estudio, conclusiones y recomendaciones como función de la obra prevista y de las condiciones geotécnicas del sitio investigado.

4 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO

Estudio geotécnico Guía para la ejecución de estudios geotécnicos

4.1 Introducción

Los estudios geotécnicos se realizan para conocer las condiciones del terreno y del sustrato, con el objetivo de anticipar problemas que pueden ocurrir durante la vida útil de las obras de Ingeniería. Se usan para determinar la aptitud del terreno para soportar una obra. El objetivo es prever los problemas que afectan a las obras debido a las condiciones del terreno, anticipando los problemas en las obras que se encuentran en la etapa de planificación y comprendiendo las causas de falla de obras que ya están construidas. Luego de conocer las causas que puedan dañar o que hayan dañado una obra, se proponen soluciones para solventar los problemas. Estos estudios se clasifican en 5 categorías, dependiendo de la magnitud de la obra y de la aplicación del Estudio, estas categorías se listan a continuación:

5.8 Estado límite de servicio o último

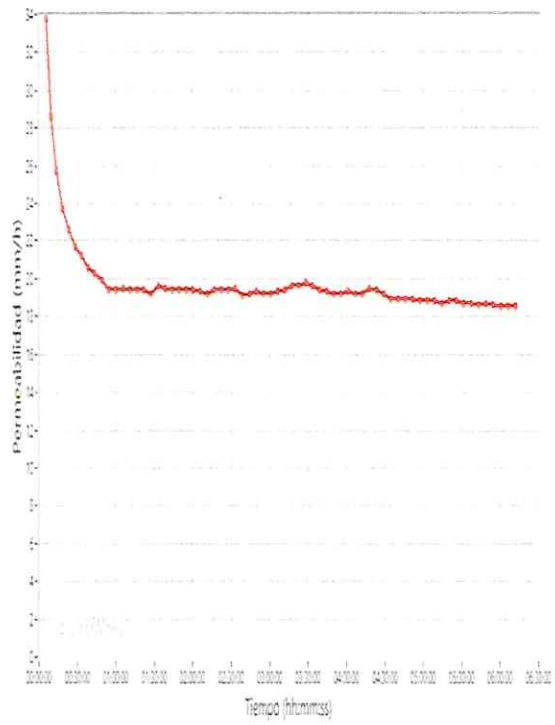
El estado límite de servicio o último es el definido como el valor límite de deformación obtenido para una situación particular en la que se alcance ese estado límite. Para los fines de diseño de un proyecto de cimentación se deben establecer los valores límites de dichas deformaciones. Los componentes a ser considerados incluyen:

- Asentamientos.
- Asentamientos por consolidación
- Asentamientos secundarios.
- Asentamientos por sismos.
- Inclinaciones.
- Giros relativos
- Desplazamientos horizontales
- Vibraciones.

Se hace necesario también considerar los condicionantes siguientes:

- Profundidad de nivel freático (sección 5.6)
- Elección de la profundidad de la cimentación

iv. Cargas y Nivel de Protección



PRÓLOGO

La norma AGIES NSE 2, "Demandas Estructurales, Condiciones de Sitio y Niveles de Protección", corresponde a una revisión de la norma NR 2, cuya edición surge como parte de las Normas Recomendadas de Diseño y Construcción para la República de Guatemala publicadas en febrero de 1996 con motivo del XX Aniversario del Terremoto de Guatemala, con una revisión en el año 2002.

Los capítulos revisados y que han sufrido modificaciones, son los que establecen las Demandas Estructurales, como las cargas Vivas, cargas Muertas y Aspectos Sísmicos. Entre los cambios que el lector encontrará están el mapa de zonificación sísmica y los parámetros del sismo, con datos obtenidos del proyecto RESIS II, desarrollados recientemente.

La presente revisión incluye capítulos que no se habían desarrollado, tales como Fuerzas de Viento, Cargas Accidentales y Otras Cargas, que deberán ser utilizadas por los ingenieros en los diseños estructurales y otros elementos de construcción; estos capítulos no se encuentran actualizados a normas internacionales, pero con la experiencia que se obtenga en su uso, se espera que en un breve periodo pueda realizarse una revisión e incluir metodologías más desarrolladas que ya se utilizan en otros países, como Estados Unidos, Colombia, México y El Caribe, cuyas normas de construcción han servido de referencia bibliográfica para esta norma y que en algunos casos se hace una referencia directa, especialmente en ASCE/SEI 7-05.

Para el capítulo de Fuerzas de Viento, se tomó como documento base el UBC 97 y se incluye el Mapa de Velocidades de Viento, desarrollado por AGIES, con datos obtenidos en INSIVUMEH, Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad de México y Código Modelo de Construcción para Cargas de Viento del Caribe.

Las Condiciones de Sitio, se desarrollan en el capítulo que corresponde a los Aspectos Sísmicos, cuya clasificación ha sido también modificada. Anteriormente se desarrollaba en esta norma, todo el aspecto geotécnico, pero por su importancia ha generado una nueva norma complementaria a la presente, denominada norma AGIES NSE 2.1

1 CRITERIOS Y DIRECTRICES

1.1 Alcances

La Norma de Seguridad Estructural NSE 2 establece las solicitaciones de carga mínimas de diseño, los criterios de aceptabilidad del terreno y los niveles mínimos de protección que se debe emplear en el diseño estructural de edificaciones. También define las solicitaciones y otras condiciones que obligadamente forman parte del diseño estructural, incluyen pero no están limitados a: inestabilidad del terreno, cargas de gravedad, empujes de diversa naturaleza, sismos, actividad volcánica, viento y otros efectos meteorológicos y ambientales.

Se consultará la norma NSE 2.1 que establece los lineamientos básicos para efectuar estudios geológicos y geotécnicos de los sitios de proyecto.

1.2 Directrices generales

Para las obras y edificaciones y para los terrenos donde éstas están localizadas o donde se proyecta localizarlas, el diseñador establecerá con base en los capítulos 2 al 7 lo siguiente:

- Las cargas y solicitaciones que hay que aplicar a los modelos analíticos de las estructuras;
- Los niveles de protección necesarios;
- Las limitaciones, restricciones y recomendaciones que se deriven de cada tipo de peligro natural;
- Los parámetros numéricos que se requieran para evaluar los terrenos, y para analizar y diseñar estructuralmente las edificaciones.

Tabla 3-1

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Vivienda		
Balcones	500	
Habitaciones y pasillos	200	
Escaleras	500	
Oficina		
Pasillos y escaleras	300	
Oficinas	250	800
Areas de cafeteria	500	
Hospitales		
Pasillos	500	450
Clinicas y encamamiento	250	
Servicios médicos y laboratorio	350	800
Farmacia	500	
Escaleras	500	
Cafeteria y cocina	500	
Hoteles		
Habitaciones	200	450
Servicios y áreas publicas	500	800
Educativos		
Aulas	200	400
Pasillos y escaleras	500	
Salones de Lectura de Biblioteca	200	400
Area de estanterias de Biblioteca	700	800
Reunion		
Escaleras privadas	300	Ver 3.3(d)
Escaleras publicas	500	Ver 3.3(d)
Balcones	500	
Vestibulos publicos	500	
Plazas a nivel de la calle	500	800
Salones con asiento fijo	300	
Salones sin asiento fijo	500	800
Escenarios y circulaciones	500	
Garajes		
Garajes para automoviles de pasajeros	250	Ver 3.3(c)
Garajes para vehiculos de carga (2.000 Kg)	500	Ver 3.3(c)
Rampas de uso colectivo	750	Ver 3.3(c)
Corredores de circulacion	500	Ver 3.3(c)
Servicio y reparacion	500	Ver 3.3(c)

Tabla 3-1 (continuación)

Tipo de ocupación o uso	Wv (kg/m ²)	Pv (kg)
Instalaciones deportivas publicas		
Zonas de circulación	500	
Zonas de asientos	400	
Zonas sin asientos	800	
Canchas deportivas	ver nota ^(a)	
Almacenes		
Minoristas	500	800
Mayoristas	600	1,200
Bodegas		
Cargas livianas	600	800
Cargas pesadas	1,200	1,200
Fabrics		
Industrias livianas	500	800
Industrias pesadas	1,000	1,200
Cubiertas pesadas (inciso 3.3 (f))		
Azoteas de concreto con acceso	200	
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100	
Azoteas con inclinación mayor de 20°	75 ^(b)	
Cubiertas usadas para jardín o para reuniones	500	
Cubiertas livianas (inciso 3.3 (g))		
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50 ^(b)	

Nota (a) carga depende del tipo de cancha
 (b) sobre proyección horizontal

4.2.2 Nivel de protección sísmica

4.2.2.1 El Nivel de Protección Sísmica, necesario para alcanzar el objetivo de la sección 1.4.1 de la norma NSE 1 se establecerá en la tabla 4-1 en función del Índice de Sismicidad I_0 y la Clasificación de Obra.

4.2.2.2 Puede acatarse cualquier requerimiento que corresponda a un nivel de protección más alto que el nivel mínimo especificado en la tabla 4-1.

4.2.2.3 Nivel Mínimo de Protección Sísmica

Tabla 4-1
Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_0 = 5$	E	E	D	C
$I_0 = 4$	E	D	D	C
$I_0 = 3$	D	C	C	B
$I_0 = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica
a) ver clasificación de obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1 c) ver Sección 4.3.4, para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ($K_0 = 1.00$ en sección 4.3.4) e) "esencial" e "importante" tienen la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

Figura 4-1
Zonificación sísmica para la República de Guatemala

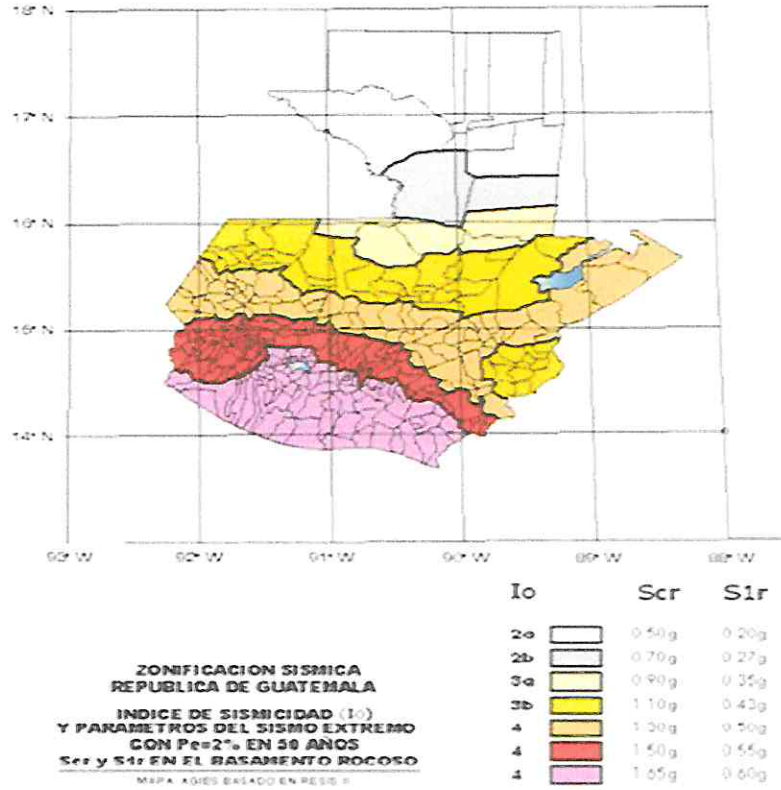


Tabla 4-4
Guía para clasificación de sitio

Clase de Sitio	V_{ps} todo el perfil	N_p todo el perfil	N_{sc} sector no-cohesivo	S_{sc} sector cohesivo	
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$; humedad $w \geq 40\%$ y $S_{uc} < 25$ kPa					
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

8 COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

8.1 General

8.1.1 Selección de combinaciones de carga para diseño estructural

La selección de combinaciones de carga para diseño estructural depende del método de diseño que corresponda según norma al sistema estructural de interés:

- En los casos en que las normas de la serie NSE 7, u otras normas NSE, especifiquen el "método de diseño por factores de carga y resistencia" para diseñar el sistema constructivo respectivo, se utilizarán las combinaciones de la sección 8.2. El método de resistencia es conocido también como método de diseño por factores de carga y resistencia (*Load and Resistance Factor Design*, LRFD por sus siglas en inglés)
- En los casos en que las normas de la serie NSE 7, u otras normas NSE, aún especifiquen el método de esfuerzos de servicio o esfuerzos permisibles, para diseñar el sistema constructivo respectivo, se utilizarán las combinaciones de la sección 8.3. El método de esfuerzos de servicio es conocido también como "método de esfuerzos permisibles" (*Allowable Stress Design*, ASD por sus siglas en inglés)
- Las presiones en el suelo causadas por cimentaciones son un caso especial de un medio (el suelo) cuya capacidad se verifica con una variante del método de esfuerzos admisibles, aunque la cimentación en sí se diseñe por el método que requiera el sistema constructivo del que esté hecha la cimentación. Se recurrirá a las directrices del capítulo 10.

Notación

M	Cargas muertas	NSE 2, capítulo 2
V	Cargas vivas	NSE 2, capítulo 3
V _t	Cargas vivas de techo	NSE 2, capítulo 3
S _h	Carga sísmica horizontal	NSE 2, capítulo 4
S _v	Carga sísmica vertical	NSE 2, capítulo 4
W	Cargas de viento	NSE 2, capítulo 5
P _l	Cargas de Lluvia	NSE 2, capítulo 6

A _R	Cargas de Arena Volcánica (tefra)	NSE 2, capítulo 6
F	Presión de fluidos	NSE 2, capítulo 6
H	Presión de material a granel	sección 8.4 – nota 1
H	Presiones de suelos	sección 8.4 – nota 2
T	Efectos de cambios de temperatura	sección 8.4 – nota 3
X	Carga de explosión	sección 8.4 – nota 4
I _p	Impacto	sección 8.4 – nota 5

ANEXO A: LISTADO DE AMENAZA SÍSMICA POR MUNICIPIOS

Anexo A

ANEXO A — CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE SUELO

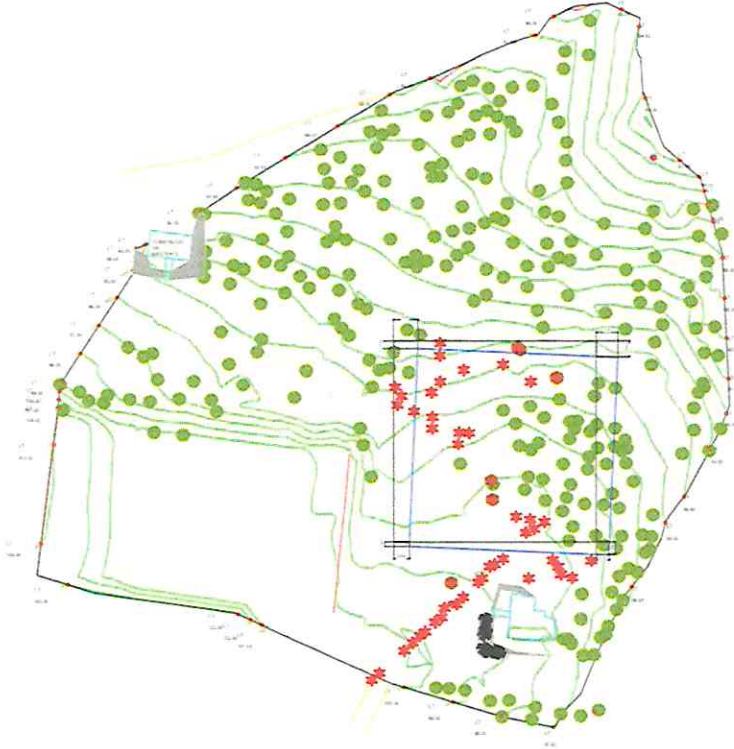
Tabla A-1 — Clasificación del tipo de suelo

Clase de suelo	Nombre Perfil de Suelo	PROPIEDADES PROMEDIO EN LOS PRIMEROS 30 METROS		
		Velocidad de onda de corte, \bar{v}_s (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, \bar{N}	Resistencia al corte del suelo no drenado, \bar{s}_v (kpa)
A	Roca dura	$\bar{v}_s > 1524$	N/A	N/A
B	Roca	$762 < \bar{v}_s \leq 1524$	N/A	N/A
C	Suelo denso y roca suave	$366 < \bar{v}_s \leq 762$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_v \geq 13790$
D	Perfil de suelo rígido	$183 \leq \bar{v}_s \leq 366$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$6895 \leq \bar{s}_v \leq 13790$
E	Perfil de suelo suave	$\bar{v}_s < 183$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_v < 6895$
E	-	Cualquier perfil con más de 3 metros de suelo con las siguientes características: 1. Índice de plasticidad $PI > 20$, 2. Contenido de humedad $w \geq 40\%$, 3. Resistencia al corte de suelo no drenado < 24 kPa		
F	-	Cualquier perfil con contenido de suelo que tenga una o más de las siguientes características: 1. Suelos vulnerables a fallas o colapsos bajo cargas sísmicas así como suelos licuables, arcillas altamente sensibles, suelos débilmente cementados. 2. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas ($H > 3$ metros de turba o arcilla altamente orgánica) 3. Arcillas altamente plásticas ($H > 8$ metros con coeficiente de plasticidad $P > 75$) 4. Arcillas en estratos de gran espesor, suave/medio rígidas ($H > 36$ metros)		

b. Información del entorno

i. Relieve

El proyecto se localizará cerca del perímetro más alejado del parque deportivo Erick Barrondo, está en una zona de baja a mediana pendiente, y al final del área donde se emplazará el proyecto, hay un barranco considerable a analizar.

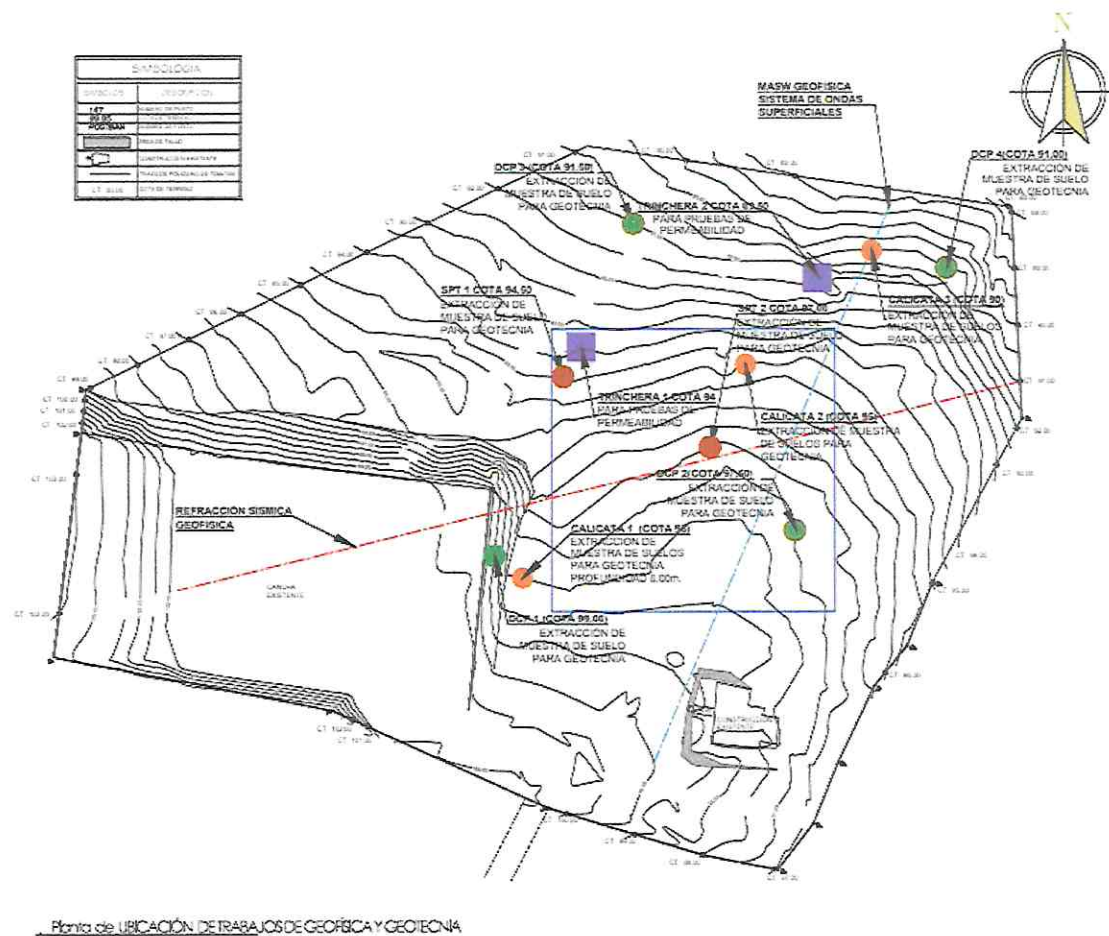


LOCALIZACIÓN GENERAL DEL LUGAR

El estudio se llevó a cabo en parque Erick Barrondo, zona 7, ciudad capital de Guatemala.

UBICACIÓN DE LOS SONDEOS

El estudio se llevó a cabo dentro de una porción de terreno del parque Erick Barrondo, zona 7, ciudad capital de Guatemala



INGENIERIA GEOLOGÍA ESTRUCTURAL 3 TRINCHERAS

3. INFORMACIÓN GEOLOGICA

a. Marco geológico general

ASPECTOS DE LA GEOLOGIA REGIONAL Y DE LA FORMACION DEL VALLE DE LA CIUDAD DE GUATEMALA

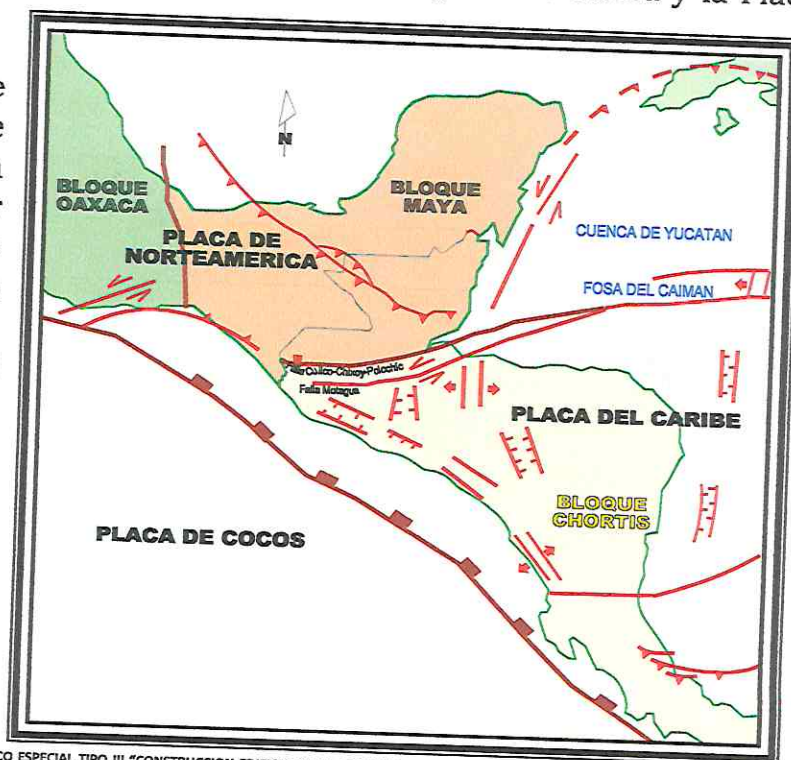
La geología global planteada para Centro América, mostrada abajo, se basa fundamentalmente en la presencia de cuatro (4) placas importantes así:

La del Caribe constituida por la zona del continente y una gran extensión del mar Caribe pasando al Sur de Cuba y al Nor Este de Venezuela.

La corteza oceánica en la zona del Pacífico está conformada por dos placas: la de Cocos y la de Nazca que penetran en la zona de subducción; en los límites entre Panamá y Costa Rica está la separación entre la placa de Nazca y la Placa de Cocos.

La Placa de Norte América al Norte de Guatemala limita con Placa del Caribe por lineamiento del río Motagua (Falla Transformacional), enfrentado con el Golfo de Honduras.

Concretamente para Guatemala la tectónica global se desarrolla en una zona de triple unión placas (la de Norte



América al Norte de Guatemala, la del Caribe hacia el Sur y de Cocos en el piso oceánico del Pacífico).

En la zona de límite de placas de Norteamérica y el Caribe se presentan grandes fallamientos conocidos como Chixoy - Polochic, Motagua, y Jocotán - Chamelecón y su movimiento predominante es de tipo sinistral ocasionando una zona de gran actividad sísmica.

La parte Sur en donde se ubica la zona de subducción, por interacción entre las placas Caribe y Cocos, ocasiona en el continente una segmentación o escalonamiento de la cadena volcánica (Falla de Jalpatagua de dirección N45W) y callamientos transversales con direcciones Nor Oeste y Nor Este de tipo sinistral. Todo esto se indica en la figura adjunta de la tectónica regional.

Las rocas volcánicas del Terciario en Guatemala, cubren una franja, que se encuentra entre la sierra de Chuacus y la actual cordillera volcánica del Cuaternario. No existe mucha investigación geológica en esta región, por lo que Sapper, en 1937 (en: Weyl, 1980) expresó que el conocimiento del vulcanismo del Terciario de Guatemala es insuficiente. Por otra parte, Williams (en: Weyl, 1980) expresa que estos materiales han sido producto de erupciones por fisuras, resaltando que este tipo de erupciones también son típicas del Terciario en México y Estados Unidos. Dengo (1978) en la reseña sobre el marco tectónico de la región del Caribe, indica que aún quedan aspectos que resolver con respecto a los fenómenos intraplaca, resaltando dentro de éstos, la formación del **graben de la Ciudad de Guatemala**. En la cartografía geológica existente 1:250 000 (Bonis, 1993), se destacan las estructuras volcánicas del Cuaternario, que incluyen los conos volcánicos, el área de influencia de los productos lávicos y abanicos asociados a las estructura. En contraste, los productos del vulcanismo Terciario se presentan como amplias áreas en las que tanto la estructura como los productos tienen una escasa o ausente delimitación o interpretación geológica.

Se ha aceptado por la comunidad geocientífica, que la estructura del valle de la ciudad de Guatemala es una depresión de origen tectónico, tipo graben, delimitada por las fallas de Mixco y Pinula (Weyl 1980; Plafker, 1978; Bonis, 1978; Bonis, 1993); de acuerdo al relieve actual, el desnivel entre los bloques levantados y el graben, donde se encuentra el valle es de 500 m. En la interpretación de la estructura del graben de la Ciudad de Guatemala, las fallas de Mixco y Pinula, son fallas normales de gran ángulo, aproximadamente paralelas de 20 km de largo, con una orientación norte a noreste, que por su

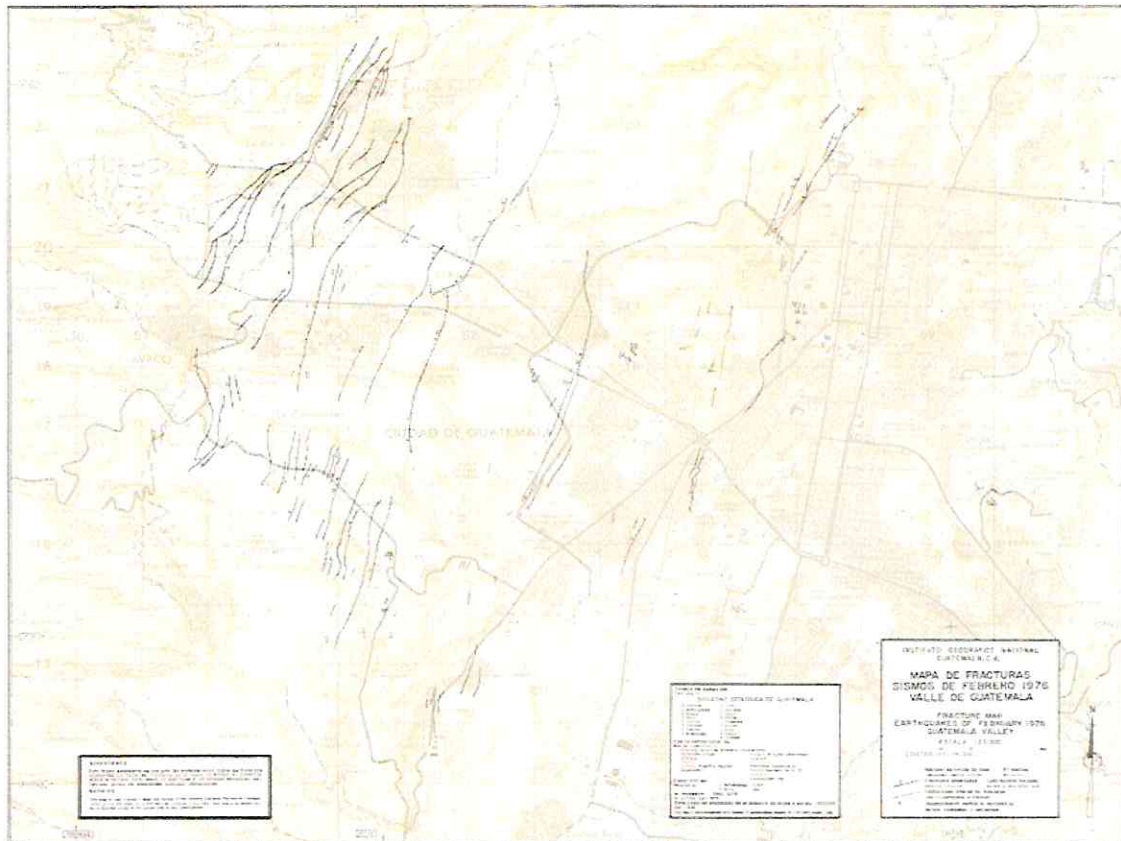
actividad han provocado la depresión tectónica que se ha rellenado por materiales procedentes de una serie de eventos de flujos de piroclastos. El graben se encuentra delimitado en el norte por rocas intrusivas y metamórficas del Cretácico, al sur de la falla del Motagua; al sur lo limita la cordillera volcánica del Cuaternario, específicamente por los volcanes de Agua y Pacaya.

MODELO PULL APART BASIN Evidencia geológico-geomorfológica Durante recientes investigaciones geológicas (Pérez, 2009), se identificó en la parte sureste del valle de Guatemala la presencia de una unidad de sedimentos finos, que se depositaron como flujos de lodo, llenando cañadas y depresiones existentes. Esta Unidad se ha denominado Abanicos Lobulares de Fraijanes y está formada por suelos de grano fino (limo-arcillosos), consolidados, con algunas partículas tamaño grava, interpretados de naturaleza limnica.

La interpretación geomorfológica de la parte alta de la cuenca, revela la existencia de una antigua depresión que se aproxima a una forma circular; se interpreta que dentro de esta depresión existió un laguna, donde se acumularon sedimentos y al fallar uno de los bordes de la estructura, se produjo la movilización de los sedimentos, transportándose como flujos de lodo, formando la Unidad de Abanicos Lobulares de Fraijanes

Al ampliar la interpretación geomorfológica, se reconocen otras formas concéntricas con el área de la laguna, las cuales se adentran en el valle de la ciudad de Guatemala y el límite coincide con el afloramiento de las rocas volcánicas del Terciario, incluyendo algunos altos estructurales que se encuentran dentro de la ciudad y que por muchos años su interpretación ha sido un enigma.

De acuerdo a los contornos geomorfológicos y su coincidencia con rocas volcánicas, se concluye corresponden con un relicto de un edificio volcánico, que ha sido profundamente erosionado y cubierto por el relleno de piroclastos, el cual ha sido denominado relicto del volcán Pinula. Evidencia Sísmica Durante el terremoto de 1976, la comunidad geocientífica de ese entonces se organizó y aprovechando que las trazas de varias fallas secundarias asociadas a la falla de Mixco eran visibles, se cartografiaron, dando como resultado el Mapa de Fracturas del terremoto de 1976, a escala 1:25 000 (SGG, 1976).



Analizando la ubicación de las trazas, éstas se presentan desde el centro hasta la parte oeste del Valle, en sectores bien definidos como Ciudad San Cristóbal, Colonia La florida, Colonia San Francisco, Colonia La Florida y teniendo como límite En este mapa, se definen claramente dos sectores, uno es la parte este del valle y el entorno del cerro El Naranjo, donde las fracturas provocadas por el terremoto están ausentes y el otro es en el que se concentran las fracturas. Es de resaltar que las fracturas no son lineales, sino que son sectores circulares que se presentan paralelas a los contornos definidos para la parte este del valle de la ciudad de Guatemala.

ESTRUCTURA DEL VALLE DE GUATEMALA

De acuerdo a estas evidencias, se concluye que bajo el valle de la ciudad de Guatemala ha sido formado como una estructura de tipo pull apart basin, delimitado al norte por la falla del Motagua, al sur por la falla de Jalpatagua y en el centro se ha generado una la zona de distensión que formó la depresión en la que se encuentra la ciudad. La zona de distensión primero fue aprovechada por la actividad volcánica representada por los volcanes Pinula y El Naranjo. Al

continuar los movimientos tectónicos colapsaron las estructuras volcánicas formando el sistema de fallas de Mixco, cuyas trazas se evidenciaron en superficie durante el terremoto de 1976.

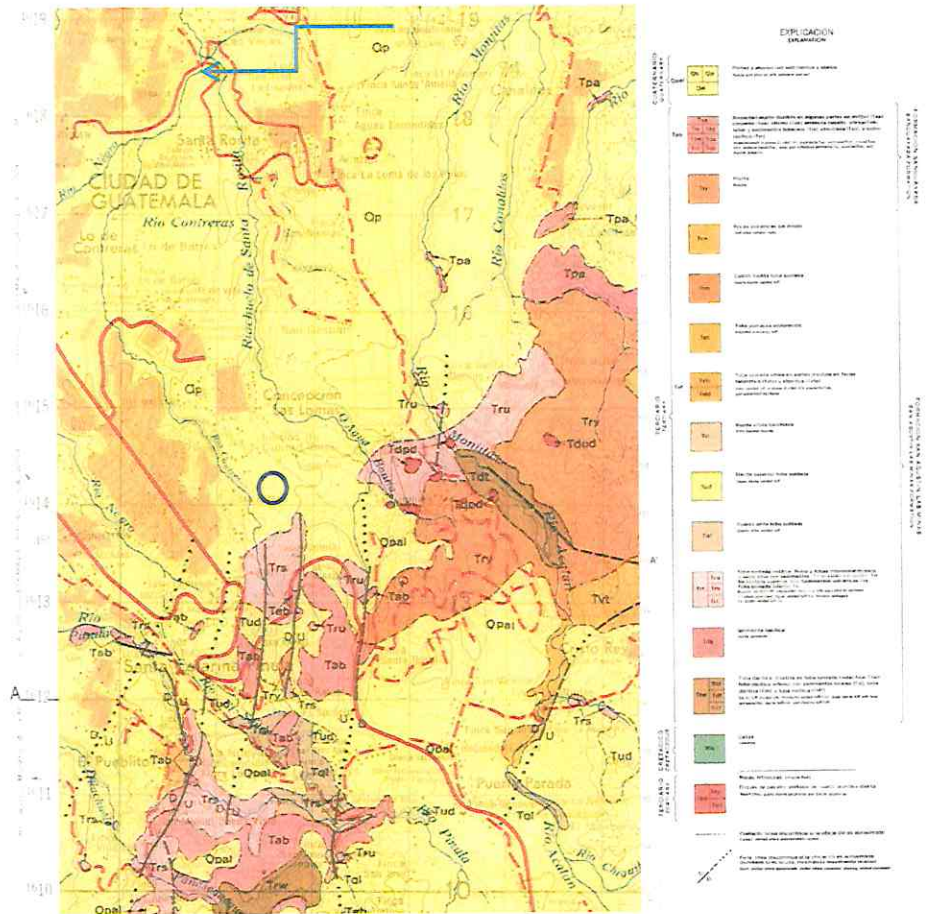
Estas estructuras han sido cubiertas por un potente espesor de materiales piroclásticos que han encubierto y ocultado su origen. De acuerdo a la presente interpretación, el patrón del fracturamiento del valle de Guatemala provocado por el terremoto de 1976 ha evidenciado que la zona de fallamiento coincide únicamente con la falla de Mixco, la cual es un sistema de fallas normales, escalonadas, cuya forma está gobernada por las estructuras volcánicas subyacentes.

Lo que hasta ahora se conoce como falla Pinula, representa las faldas del relicto de la estructura volcánica. La estructura del relicto volcánico se adentra en el valle de Guatemala hasta el sector de El Trébol, siendo el contorno exterior, el formado por los altos estructurales que se encuentran dentro del valle de Guatemala. Hacia el oeste de este contorno, se inicia la zona de fallamiento activo. La historia geológica del valle de Guatemala y el proceso de formación del valle de la ciudad de Guatemala, está relacionado con las fallas transcurrentes de Motagua y Jalpatagua) y zona de distensión que se forma en intersección de éstas. El incremento en la actividad de las fallas Motagua y Pinula en el Mioceno Medio (Weyl, 1980), creó una zona de debilidad que fue aprovechada para el ascenso de magmas que formaron las estructuras volcánicas del volcán Pinula y El Naranjo. En un principio esta zona de distensión sirvió como conducto para el ascenso de los magmas, sin embargo, al continuar los movimientos de estas fallas en la zona de distensión, se originó la falla de Mixco cuya forma sigue el contorno de la estructura del relicto del volcán Pinula y que provoca la subsidencia del valle y de las estructuras volcánicas, mediante desplazamientos verticales continuos. El límite entre la depresión y la estructura volcánica está formado por la Falla El Trébol, dentro del valle de la ciudad de Guatemala. El cerro El Naranjo es otra estructura que se encuentra dentro del valle, se considera una cuenca pull apart.

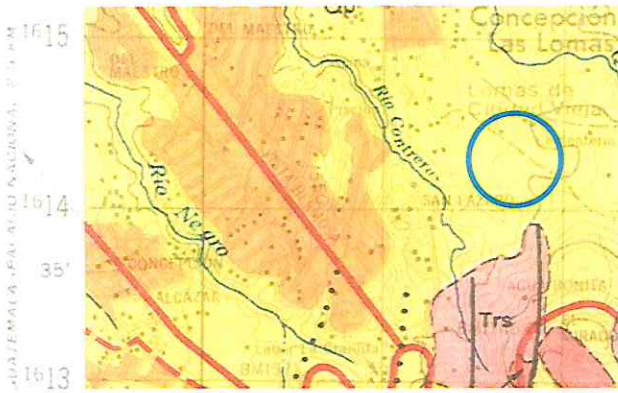
b. GEOLOGÍA LOCAL

Aspectos geológicos locales

La región bajo estudio en la cual se ubica el proyecto se encuentra ubicada estructuralmente al sur de la Zona de Falla del Motagua, en el graben de la ciudad de Guatemala, el cual presenta un relleno de rocas volcánicas principalmente, cuya geología se revela en el mapa siguiente:



Mapa Geológico del área de estudio



El círculo azul sobre la figura indica la posición del área del proyecto. En el área mapeada se identificaron por lo menos dos unidades litológicas, ambas de origen volcánico, consistentes en depósitos de caída y flujos de lava

Las unidades litológicas predominantes en el área de estudio se describen las unidades mencionadas en orden cronológico.

Coladas de Lava

Esta unidad pertenece a un grupo de rocas producto del vulcanismo que afectó ésta parte de Guatemala durante el Terciario y constituye la base de la columna Litoestratigráfica local. Subyace a los depósitos piroclásticos. No se conoce su espesor total puesto que en el área bajo estudio solo se está presente la parte superior, la cual puede observarse en el fondo del barranco.



Foto. Afloramiento de rocas de la unidad de Coladas de Lava al fondo de la quebrada.

La unidad está formada por depósitos de flujo con una composición basáltica-andesítica y se encuentra altamente fracturada y meteorizada. Se presenta en forma de bloques semialterados de color gris claro.

Estos flujos presentan diaclasamiento por enfriamiento de estos materiales. Aunque se considera que éstas rocas se encuentran en la base, es común encontrar pequeños estratos intercalados dentro de la sobreyacente secuencia piroclástica.

Depósitos piroclásticos

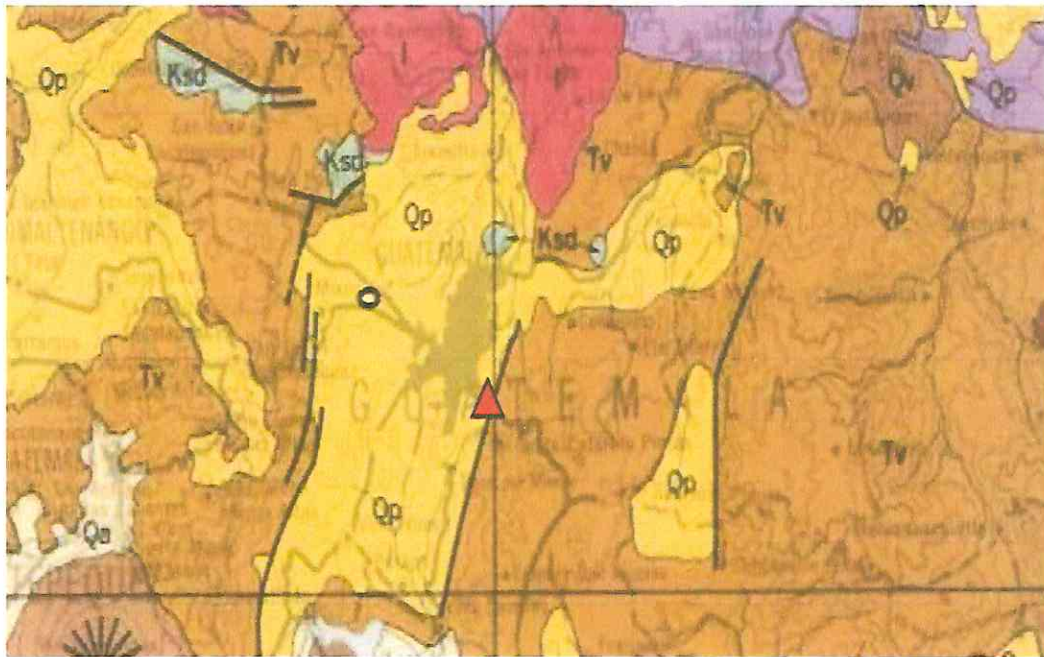
Esta unidad está formada por depósitos piroclásticos de caída, con cantidades variables de pómez y ocasionalmente fragmentos líticos. Este se encuentra a pocos metros abajo de la unidad de suelos y paleosuelos recientes.

El material piroclástico predominante consiste en depósitos subaéreos de pómez consolidados dentro de una matriz de ceniza vítrea a cristalina, de grano fino. Localmente se observan fragmentos líticos, mayormente de andesitas.



Foto: Afloramiento de un depósito volcánico con fragmentos de pómez dentro de una matriz de ceniza que se encuentran por debajo de los suelos y paleosuelos. Suelos y paleosuelos recientes intercalados con depósitos piroclásticos y lapilli

El 70% del área está cubierta por esta unidad geológica su espesor oscila entre los 3 y 6 metros, pues es un poco difícil identificar los límites entre esta unidad y los piroclásticos pues la infiltración hace posible que esta unidad se mezcle con los piroclásticos y lapilli.



En el mapa se muestra la geología local del área, sin tomar en cuenta los suelos y paleosuelos.

(COLUMNA LITOSTRATIGRÁFICA LOCAL)



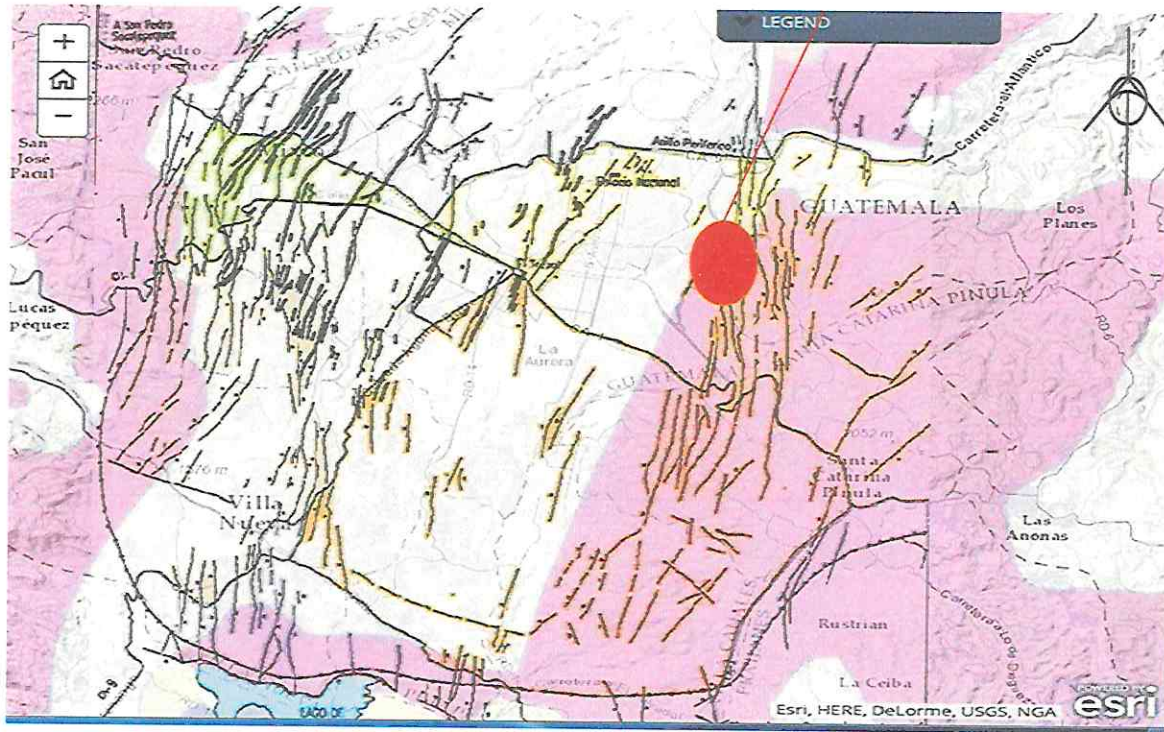
Suelos y paleosuelos recientes intercalados
con depósitos piroclásticos y lapilli

Depósitos del cuaternario: piroclásticos, con
pómez y arena fina en matriz de ceniza
algunos fragmentos de rocas andesíticas

Depósitos andesíticos del terciario

ANALISIS ESTRUCTURAL REGIONAL

Las trazas noreste, noroeste y norte sur observadas en ésta parte del país, han sido explicadas por Malfait y Dinkleman (1972) como resultado de compresión norte-sur y extensión este-oeste. Según estos autores, dicho patrón de tensión fue establecido en el Mioceno tardío cuando subcabalgamiento incrementado a lo largo de la Fosa Meso Americana presionó la Placa Caribeña contra la Placa Norteamericana a lo largo de la Zona de Falla Motagua y compresionó la Placa Caribeña en dirección norte-sur. Un movimiento hacia el este de ésta generó tensión este-oeste. Como ejemplos regionales de ese tectonismo se tiene los grabens de la ciudad de Guatemala e Ipala. El rasgo estructural más sobresaliente de las diferentes unidades litológicas en el sitio del proyecto es su grado de fracturamiento. Los principales sistemas de falla que afectan esta zona son: la Falla de Jalpatagua, la cual tiene una orientación hacia N45°W y está asociada a la depresión tectovolcánica de Amatitlán; y los lineamientos de las fallas que forman la depresión tectónica de rumbo Norte – Sur del graben de la ciudad de Guatemala, que se hallan enmascarados por depósitos pomáceos. Los anteriores lineamientos estructurales pueden ser observados en el mapa y perfil geológico respectivo por medio de fallas y fracturas orientadas según el control que ejercen las trazas regionales antes mencionadas.



LOCALIZACION GENERAL

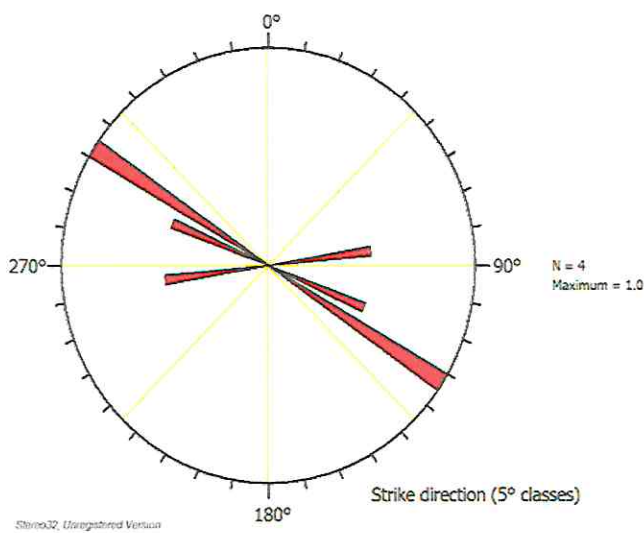
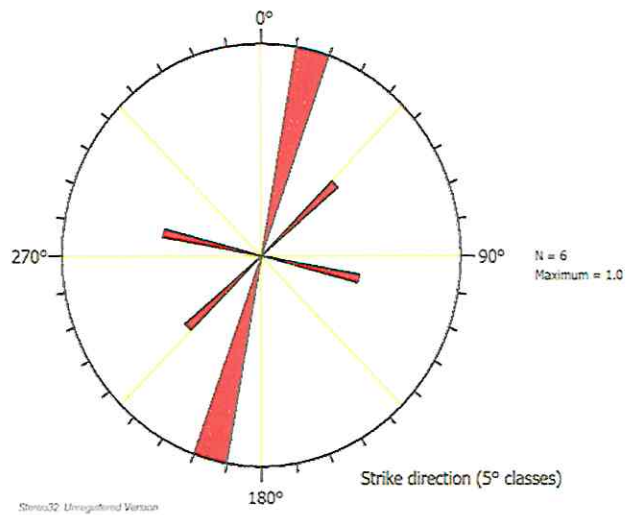
ANÁLISIS DE GEOLOGÍA ESTRUCTURAL DEL AREA DE ESTUDIO

Se para ello se inició con el mapeo de fracturas y lineamientos estructurales, apoyándonos en ello el análisis regional que se describió anteriormente, se tomó en cuenta el Marco geotectónico regional del valle de Guatemala descrito con amplitud en los textos anteriores se procedió a realizar mediciones de campo determinando discontinuidades (fracturas o diaclasas y trazas de falla)

A pesar del relleno volcánico que no permite ver las discontinuidades se encontraron algunas zonas de contacto fallado entre los depósitos piroclásticos y las andesitas pudiendo tomar algunas direcciones y buzamientos de las estructuras, pudiendo identificar una tendencia preferencial N10W y N15W y otra secundaria NE-SW las cuales se muestran en las rosetas estereográficas elaboradas para esta área en estudio.



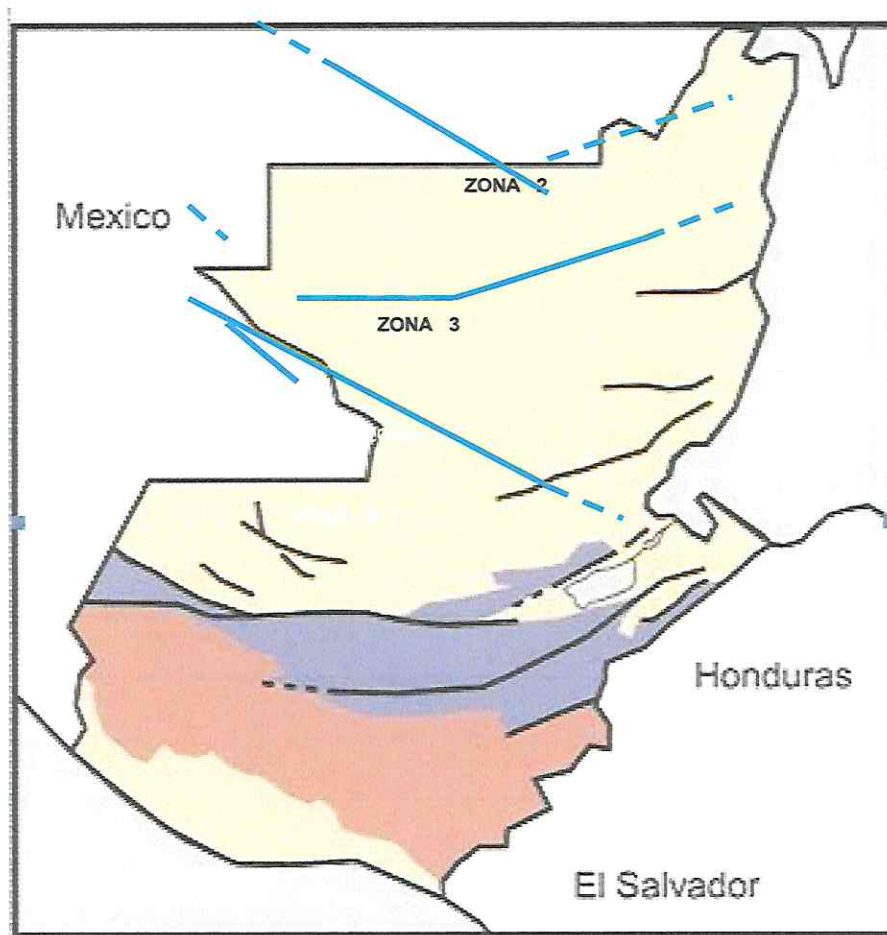
Unidad de piroclásticos en contacto con la unidad de andesitas alteradas, dicho contacto es discordante por lo que se encuentra una línea estructural N 10 W que es el lineamiento principal de toda la zona estudiada de acuerdo con los estéreo diagramas de abajo



Se puede observar en el mapa estructural para ésta área que existen otros rasgos estructurales como una falla que concuerda con una que de las fracturas que se activaron en el terremoto de 1976 que tienen y que tienen esa tendencia Norte Sur preferencial. La misma se presenta alineada con la quebrada cercana al área de investigación.

c. SISMICIDAD (CALCULO DEL ESPECTRO SÍSMICO Y REFRACCIÓN SÍSMICA)

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica ha establecido un conjunto de normas para la construcción (AGIES, 1999) entre las cuales se consideran los aspectos sísmicos del país y con ello se han dictado algunos requerimientos para la adecuada edificación de obras civiles.



Mapa de Macrozonificación sísmica AGIES 2000

Tomando en cuenta el índice de sismicidad (I_0), AGIES han dividido el territorio de Guatemala en cuatro macrozonas, tal como puede verse en la figura inferior, que varían de $I_0 = 2$ a $I_0 = 4$ dentro de una escala de sismicidad que va de 0 a 4. Se ha introducido la subdivisión 4.1 y 4.2 para distinguir que dentro de ésta zona altamente sísmica, en la subzona 4.2 la amenaza sísmica intermedia es más frecuente.

ZONA	I_0	A_0	A_f	OBSERVACIONES
2	2	0.15 g	0.015 g	Cuando es necesario interpolar hacerlo sobre líneas norte-sur
3	3	0.15 a	0.015 a	
		0.40 g	0.15 g	
4.1	4	0.40 g	0.15 a 0.20 g	
4.2	4	0.40g	0.20 g	

DATOS:

Municipio: Guatemala. **Departamento:** Guatemala
Tipo de Edificación: Edificio Cultural (Categoría IV, OBRAS ESENCIALES)
Tipo de Suelo: "C" Suelo firme y denso, roca blanda con mediana pendiente.
Capacidad soporte en promedio del suelo según estudio de suelos: 22 Ton/ M2

Guía para clasificación de sitio

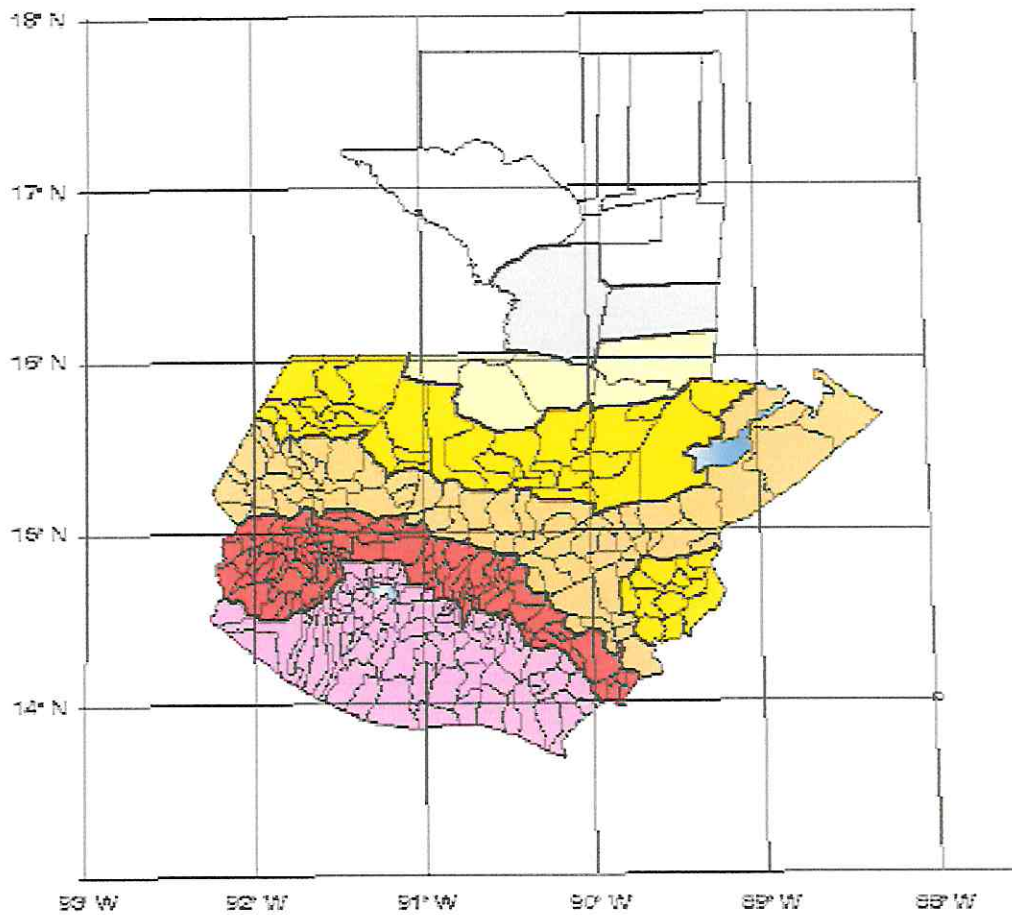
Clase de Sitio		V_p todo el perfil	N_p todo el perfil	N_{sc} sector no-cohesivo	S_{sc} sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$; humedad $w \geq 40\%$ y $S_{uc} < 25$ kPa					
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

Historia sísmica reciente:

El Terremoto de Guatemala de 1976 ocurrió el miércoles 4 de febrero de 1976 a las 03:01:43 hora local (09:01:43 UTC). El sismo tuvo una magnitud de 7.5 grados en la escala de Richter y se produjo a una profundidad de 5 kilómetros, sobre la falla del río Motagua; en solo unos segundos un tercio de la Ciudad de Guatemala quedó reducido a escombros y miles de edificios colapsaron; el terremoto se sintió también en Belice, El Salvador, Honduras y México, hasta donde se sintieron sus ondas telúricas en la Ciudad de México. También se registró un gran número de réplicas. Los efectos del terremoto fueron devastadores: aproximadamente veintitrés mil personas fallecieron, setenta y seis mil resultaron heridos y hubo más de un millón de damnificados.

El terremoto se produjo durante la noche cuando la mayoría de la población se encontraba durmiendo dentro de sus casas. Esto ha contribuido al elevado número de víctimas y sucedió en plena guerra civil que abatió al país entre 1960 y 1996. El sismo también ocasionó daños al patrimonio cultural de la nación.

Zonificación sísmica para la República de Guatemala



**ZONIFICACION SISMICA
 REPUBLICA DE GUATEMALA**
**INDICE DE SISMICIDAD (I_o)
 Y PARAMETROS DEL SISMO EXTREMO
 CON Pe=2% EN 50 AÑOS
 S_{cr} y S_{1r} EN EL BASAMENTO ROCOSO**
MAPA AGIES BASADO EN RESB II

I _o	S _{cr}	S _{1r}
2a	0.50g	0.20g
2b	0.70g	0.27g
3a	0.90g	0.35g
3b	1.10g	0.43g
4	1.30g	0.50g
4	1.50g	0.55g
4	1.65g	0.60g

DE ANEXO "A" AGIES: Listado amenaza sísmica para Ciudad Capital de Guatemala, # 77

$I_0=4$
 $S_{cr}=1.50g$
 $S_{1r}= 0.55g$

No.	Municipio	Departamento	I_0	S_{cr}	S_{1r}
40	Comapa	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
41	Comitancillo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
42	Concepción	Atitlán	4	1.65 g	0.60 g
43	Concepción Chiquirichapa	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
44	Concepción Huista	Huehuetenango	3b	1.10 g	0.43 g
45	Concepción Las Minas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
46	Concepción Tutuapa	San Marcos	4	1.30 g	0.50 g
47	Conguaco	Jutiapa	4	1.65 g	0.60 g
48	Cubulco	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
49	Cuilapa	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
50	Cuilco	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g
51	Cunén	Quiché	3b	1.10 g	0.43 g
52	Cuyotenango	Suchitepéquez	4	1.65 g	0.60 g
53	Dolores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
54	El Adelanto	Jutiapa	4	1.50 g	0.55 g
55	El Asintal	Retalhuleu	4	1.50 g	0.55 g
56	El Estor	Izabal	3b	1.10 g	0.43 g
57	El Júcaro	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
58	El Palmar	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
59	El Progreso	Jutiapa	4	1.30 g	0.50 g
60	El Quetzal	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
61	El Rodeo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
62	El Tejar	Chimaltenango	4	1.50 g	0.55 g
63	El Tumbador	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
64	Escuintla	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
65	Esquipulas	Chiquimula	3b	1.10 g	0.43 g
66	Esquipulas Palo Gordo	San Marcos	4	1.50 g	0.55 g
67	Estanzuela	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
68	Flores	Petén	2a	0.50 g	0.20 g
69	Flores Costa Cuca	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
70	Fraijanes	Guatemala	4	1.65 g	0.60 g
71	Fray Bartolomé de las Casas	Alta Verapaz	3a	0.90 g	0.35 g
72	Génova	Quetzaltenango	4	1.50 g	0.55 g
73	Granados	Baja Verapaz	4	1.30 g	0.50 g
74	Gualán	Zacapa	4	1.30 g	0.50 g
75	Guanagazapa	Escuintla	4	1.65 g	0.60 g
76	Guatatoya	El Progreso	4	1.30 g	0.50 g
77	Guatemala	Guatemala	4	1.50 g	0.55 g
78	Guazacapán	Santa Rosa	4	1.65 g	0.60 g
79	Huehuetenango	Huehuetenango	4	1.30 g	0.50 g

NIVEL DE PROTECCION SISMICA:

Tabla 4-1
Nivel mínimo de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño

Índice de Sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
Io = 5	E	E	D	C
Io = 4	E	D	D	C
Io = 3	D	C	C	B
Io = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder un sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	No aplica
a) ver clasificación de obra en Capítulo 3, norma NSE 1 b) ver índice de sismicidad en Sección 4.2.1 c) ver Sección 4.3.4, para selección de espectro sísmico de diseño según probabilidad de excederlo d) para ciertas obras que hayan sido calificadas como "críticas" el ente estatal correspondiente puede considerar probabilidad de excedencia de 2% en 50 años ($K_d = 1.00$ en sección 4.3.4) e) "esencial" e "importante" tienen la misma probabilidad de excedencia – se diferencian en el Nivel de Protección y en las deformaciones laterales permitidas				

Según T4-1 DEL AGIES

Io=4, clase de obra esencial ("E")

Probabilidad de exceder un sismo de diseño 5% en 50 años.

SISMO SEVERO según sección 4.3.2 NSE 2, Se define como "**sismo severo**" al que tiene un 5 por ciento de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años. Se utilizará para diseño estructural de Obra Importante y de Obra Esencial o donde así lo indiquen las disposiciones en las normas NSE 3, NSE 5 y NSE 7 u otras normas NSE. Es electivo utilizarlo en lugar del Sismo Básico si el desarrollador del proyecto lo prefiere.

COEFICIENTE DE SITIO:

Con $I_0=4$ y suelo tipo 'D'

4.3.3.5 Coeficiente de Sitio F_a

Tabla 4-2

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica – ver sección 4.4.1				

4.3.3.6 Coeficiente de Sitio F_v

Tabla 4-3

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica – ver sección 4.4.1				

$F_a = 1.0$ Según tabla 4-2

$F_v = 1.5$ Según tabla 4-3

ORDENADA ESPECTRAL DE SUPERFICIE:

Ajuste por clase de sitio

El valor de S_{cr} y S_{1r} deberá ser ajustado a las condiciones en la superficie, según el perfil del suelo que cubra al basamento en el sitio. Esto podrá hacerse en forma específica, según se indica en la sección 4.4 o en la forma genérica siguiente:

Para el caso específico de la **Parque Erick Barrondo zona 7** vamos a aplicar las condiciones de en la superficie debido a que ya se cuenta con datos geotécnicos y geológicos, por lo que aplicaremos un factor de seguridad por la cercanía a una falla considerable hacia el sur de la finca **Parque Erick Barrondo zona 7**, y esto eleva las condiciones de sismicidad del área estudiada.

$$\begin{aligned} S_{cr} &= 1.50g \text{ (FS)} = 1.65 \\ S_{1r} &= 0.55g \text{ (FS)} = 0.60 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{cs} &= S_{cr} * F_a \text{ (periodo corto)} \\ S_{1s} &= S_{1r} * F_v \text{ (periodo 1 Segundo)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{cs} &= 1.65 * 1 \\ S_{cs} &= 1.65g \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{1s} &= 0.60 * 1.5 \\ S_{1s} &= 0.90g \end{aligned}$$

PERIODO DE TRANSICIÓN:

El período T_s (en s) que separa los períodos cortos de los largos es:

$$T_s = S_{1s} / S_{cs}$$

$$T_s = 0.90 / 1.65$$

$$T_s = 0.5454 \text{ segundos}$$

ESPECTRO DE DISEÑO SÍSMICO:

Factores de escala

Los siguientes factores determinan los niveles de diseño:

Sismo ordinario -- 10% probabilidad de ser excedido en 50 años $K_d=0.66$

Sismo severo -- 5% probabilidad de ser excedido en 50 años $K_d=0.80$

Sismo extremo -- 2% probabilidad de ser excedido en 50 años $K_d=1.00$

Sismo mínimo -- condición de excepción $K_d=0.55$

$$K_d = 0.80$$

Espectro calibrado al nivel de diseño requerido

$$S_{cd} = K_d S_{cs}$$

$$S_{1d} = K_d S_{1s}$$

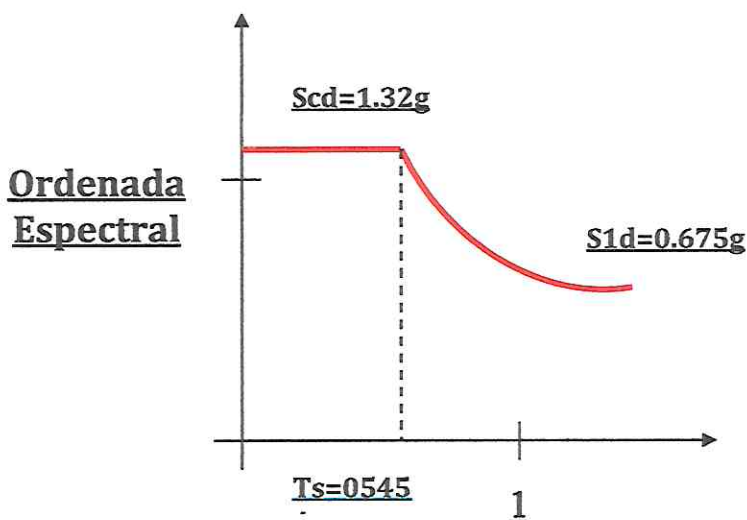
$$S_{cd} = 0.80 * 1.65$$

$$S_{cd} = 1.32g$$

$$S_{1d} = 0.75 * 0.90$$

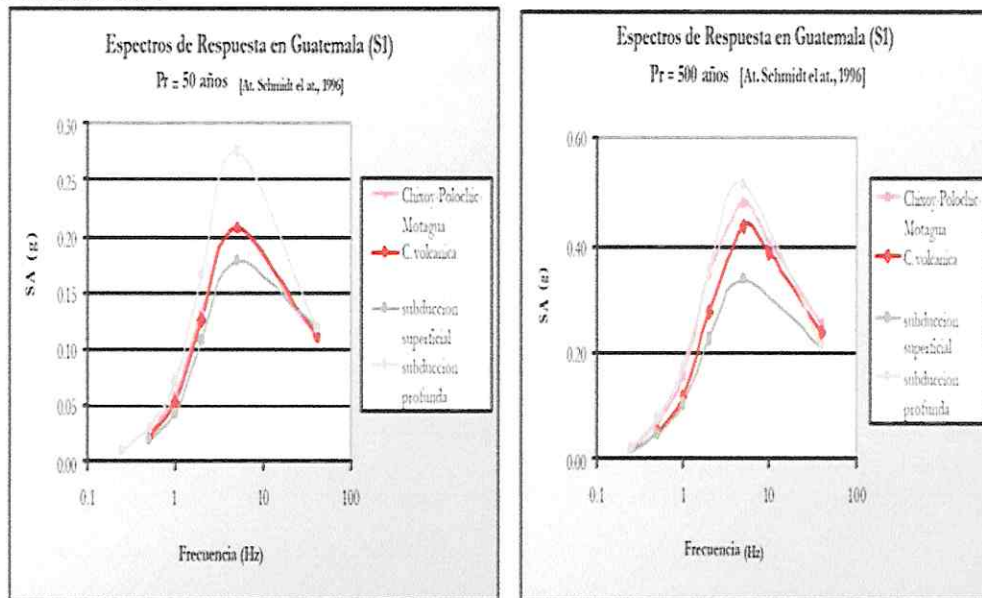
$$S_{1d} = 0.675g$$

ESPECTRO DE DISEÑO (GRAFICA):



Ts (seg)

Los espectros de respuesta resultantes, correspondientes a los distintos escenarios se han representado para periodos de retorno de 50 y 500 años, con el fin de facilitar la comparación posterior con los establecidos en el borrador del código de Guatemala (AGIES NR-1, 1999) para los sismos frecuente y básico de diseño, asociados a esos periodos. Se muestran en las figuras a, y b, respectivamente.



a) Periodo de retorno 50 años

b) Periodo de retorno 500 años

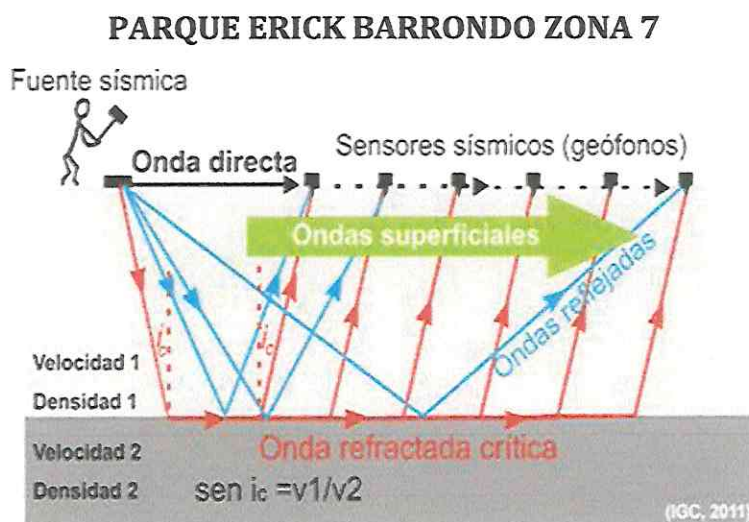
INGENIERIA GEOFISICA 2 REFRACCIÓN SÍSMICA Y 1 MASW Vs 30

REFRACCIÓN SÍSMICA PARQUE ERICK BARRONDO ZONA 7

Se mide el tiempo de propagación de las ondas elásticas, transcurrido entre un sitio donde se generan ondas sísmicas y la llegada de éstas a diferentes puntos de observación. Para esto se disponen una serie de sensores en línea recta a distancias conocidas, formando lo que se conoce como tendido sísmico o línea de refracción.

Los registros de cada sensor (geófonos) tienen información de los movimientos del terreno en función del tiempo y son conocidos como sismogramas. Estos son analizados en la refracción sísmica para obtener el tiempo de llegada de las primeras ondas que son refractadas en las diferentes interfaces de suelo.

El conjunto de datos son interpretados en términos de la profundidad a interfaces entre capas del terreno y de las velocidades de propagación de la onda P (V_p) en cada capa. Estas velocidades están controladas por los parámetros elásticos que describen el material y pueden correlacionarse con numerosas propiedades geomecánicas.



Representación de la refracción en dos estratos

La refracción sísmica permite de reconstruir un perfil de V_p 2-dimensional, a lo largo de la línea de geófonos y en función de la profundidad. Actualmente, la técnica de tratamiento más utilizada es la tomografía sísmica de refracción que consiste en invertir los datos y así obtener un modelo de velocidad del subsuelo.

El modelo de velocidad resultante se puede relacionar con la litología, la profundidad y/o el estado mecánico de los materiales del subsuelo (grado de compactación, ripabilidad del terreno).

Una de las aplicaciones del método de refracción sísmica en la ingeniería civil es la determinación de la profundidad al basamento.

ANALISIS MULTICANAL ACTIVA (MASW) Y PASIVA REMI:

La técnica del análisis multi-canales de ondas superficiales (MASW) es uno de los métodos de investigación geofísica no invasiva que permiten inferir las propiedades dinámicas de los suelos de un sitio a muy bajo costo y sin la necesidad de realizar exploraciones directas.

El perfil de velocidades de ondas de corte o de cizalla (V_s) es fundamental para la caracterización de un sitio y la evaluación de su respuesta dinámica (Tokimatsu, 1997).

Más de dos tercios de la energía que se registran en estudios sísmicos corresponden a ondas de Rayleigh (Richard et al., 1970), que a su vez corresponden a la principal componente de la vibración vertical en la superficie del suelo. En un medio estratificado, la velocidad de propagación (velocidad de fase) de las ondas de Rayleigh depende de la frecuencia. Esta propiedad se conoce como dispersión (Park et al., 1999). El gráfico que muestra la dependencia de la velocidad de fase con la frecuencia se conoce como curva de dispersión (Tokimatsu, 1997).

Línea sísmica con geófonos (MASW) en el área del terreno

PARQUE ERICK BARRONDO ZONA 7

En este trabajo se emplean dos variantes del método. La primera (denominado caso activo o MASW) requiere de una fuente que genere ondas superficiales, como el golpe de un martillo, la caída libre de un peso. La segunda variante no requiere una fuente de energía y por esto es un ensayo pasivo, que se basan en la medición de vibraciones ambientales generadas por el tráfico, corrientes oceánicas, o microsismos que ocurren día a día (REMI).

Para la clasificación sísmica de un sitio en base a la dispersión de ondas superficiales, es necesario complementar resultados de ensayos activos (MASW) con pasivos (REMI), verificando que exista una complementariedad entre ambos.

Para obtener la curva de dispersión experimental se usó el método f_k , y para su inversión se utilizó un algoritmo de optimización global.

Luego, a través de un proceso de inversión no lineal, se busca un perfil teórico que se ajuste a la curva de dispersión experimental. Una de las ventajas de estos métodos frente a otras técnicas geofísicas tradicionales, es que estos métodos permiten detectar estratos de suelos más blandos, bajo otros más rígidos.

La velocidad de la onda de corte (V_s) es una de las constantes elásticas y estrechamente relacionadas con el módulo de Young. Bajo la mayoría de circunstancias, V_s es un indicador directo de la fuerza de tierra (rigidez) y por lo tanto, utilizado comúnmente para derivar la capacidad de soporte de carga.

Una de las ventajas de REMI desde un punto de vista de adquisición sísmica es que trabaja muy bien en ambientes con fuertes ruidos superficiales, cuestión que puede hacer imposible la toma de datos mediante sísmica estándar.

Dependiendo de las propiedades del material del subsuelo, arreglo geométrico y tipos de sensores (distancia y frecuencia geófonos), REMI puede determinar velocidades de ondas a profundidades mínimas de 10 m y hasta un máximo de 100 m.

Los ensayos MASW y REMI permiten de reconstruir un perfil de V_s 1-dimensional en función de la profundidad y centrado a la mitad de la línea de geófonos.

Las investigaciones REMI y MASW tienen las siguientes aplicaciones:

- Definición y mapeo de estratificación sísmica
- Identificación elementos antrópicos y geológicos en el subsuelo (rellenos, fracturas, etc.).
- Definición de la velocidad es de la onda de corte o de cizalla (V_s) en función de la profundidad y de los diferentes materiales geotécnicos
- Definición de la ondea de corte en los primero 30 metros (V_{s30}), parámetro que sirve para la clasificación sísmica del sitio (normas IBC, NEHRP, etc.).
- Clasificación de sitio: Método de Draft 1999, Método según el código europeo EC8.
- Comprobación del potencial de licuefacción Método de Iwasaki et al. (1978) modificado (1984).

SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2020@gmail.com ingenieriaml2022@gmail.com

Y cálculo emperico de parámetros geotécnicos Modulo de corte dinámico max-rigidez, Modulo de deformación dinámico-Young, Modulo de compresibilidad volumétrica-Bulk, Modulo de compresibilidad edométrica, capacidad de carga (q_a) y calidad rocas (RMR-Rock Mass Rating), RQD y Q (Método de Barton), y UCS (Uniaxial Compressive Strenght

RESULTADO DEL ESTUDIO GEOFISICO CON LAS 2 METODOLOGIAS:

Se cumplió la toma de datos geofísicos de sísmica a refracción, MASW Y REMI a lo largo de dos líneas de diferentes largo (SALIDA 1 y ENTRADA 1, dependiendo de la topografía en el área de **Parque Erick Barrondo zona 7**

En total se hicieron 2 pruebas geofísicas indirectas en **Parque Erick Barrondo zona 7**, una usando las técnicas de análisis activa de las ondas superficiales (MASW - MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVE), y otra de análisis pasiva REMI (REFRACTION MICROTREMOR).

El equipo utilizado tiene 24 canales con geófonos de 4.5 Hz a 35 Hz que en las líneas SALIDA 1 y ENTRADA 1 se distribuyeron a intervalos de 10 metros a lo largo de 100m; en la línea SALIDA 50 m.

MASW (FIGURA SUPERIOR E INFERIOR) PARQUE ERICK BARRONDO ZONA 7

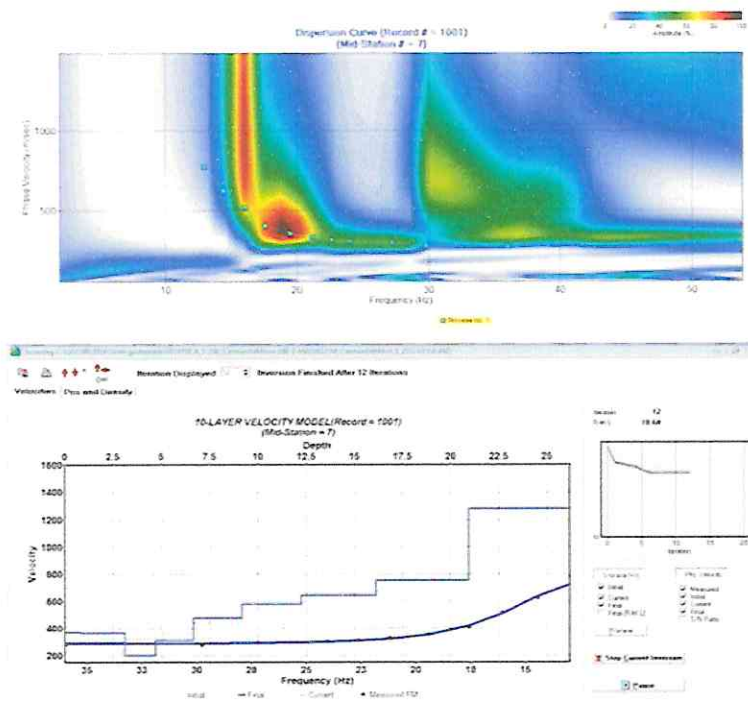
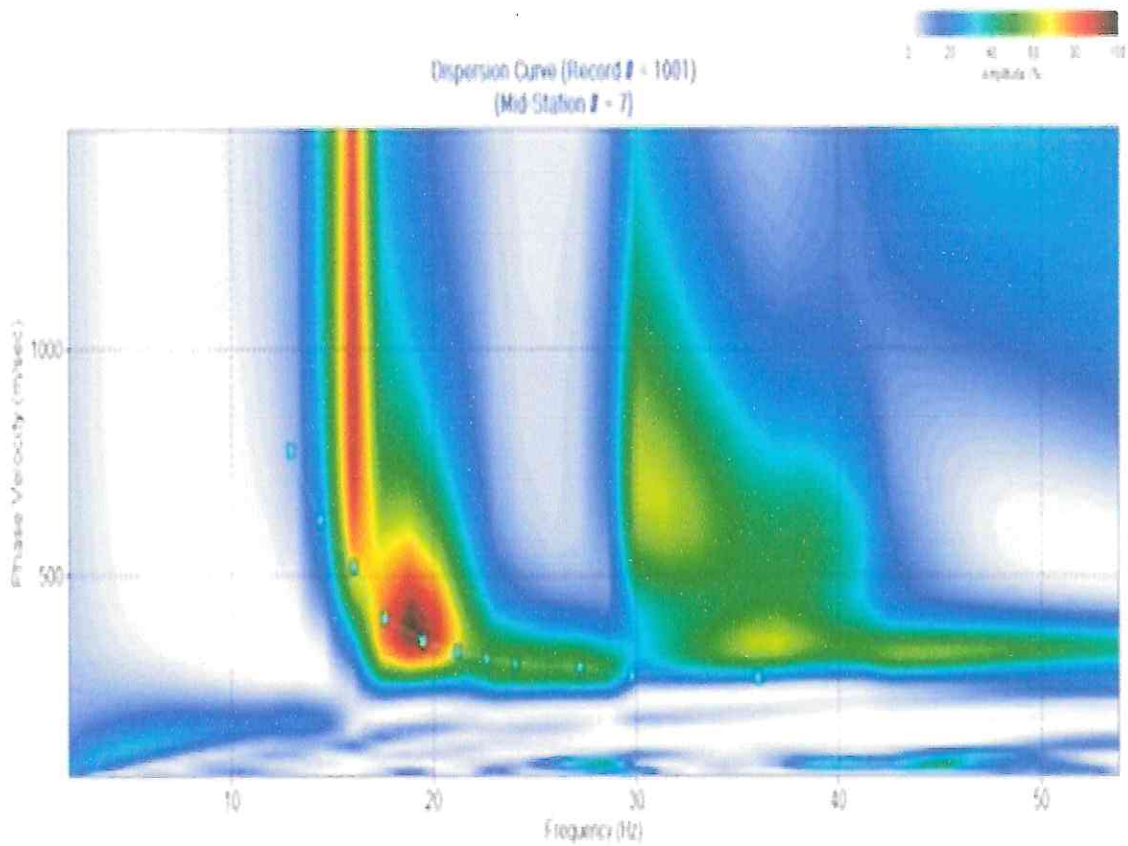
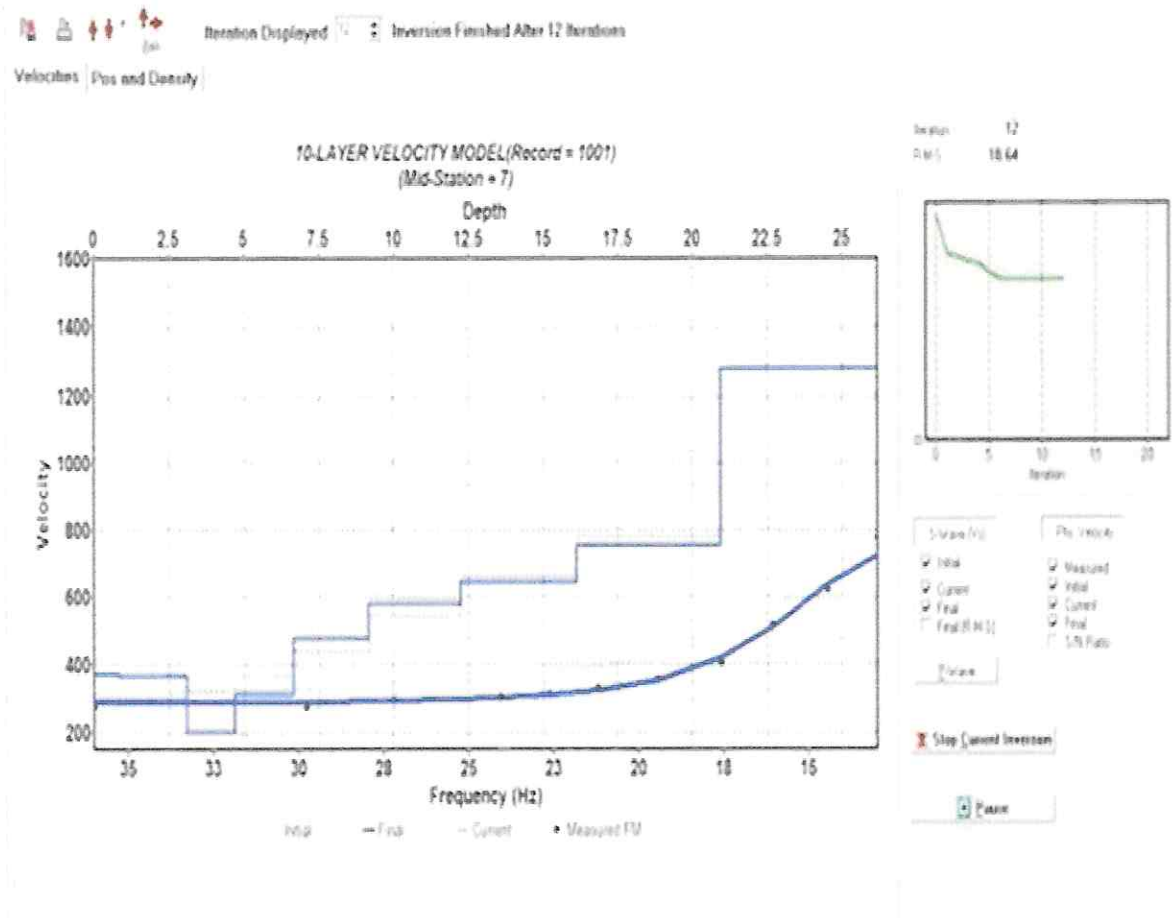


FIGURA SUPERIOR:



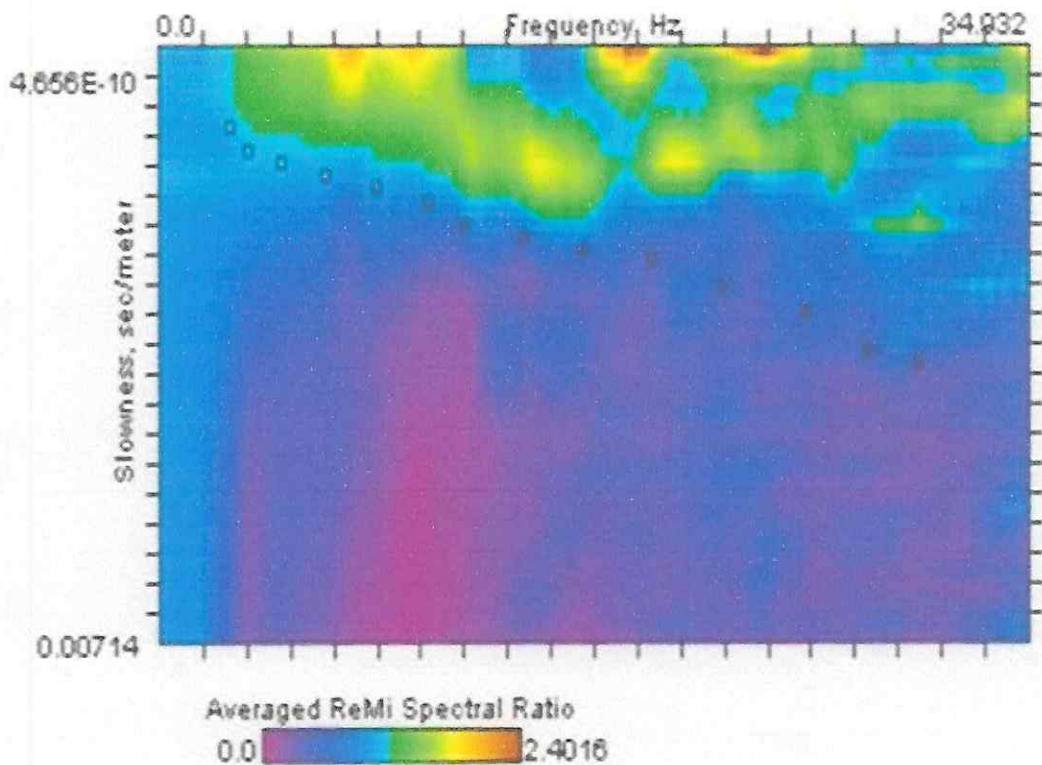
El modelo de inversión de las vs en función de la profundidad se elaboró usando 2 estratos considerando la curva de dispersión obtenida por medio del análisis frecuencia-número de onda o espectro f_k . Se puede observar las diferentes propiedades físico-mecánicas de los estratos que se encuentran presentes en **Parque Erick Barrondo zona 7** (El primer estrato es menos denso y consolidado que el segundo).

FIGURA INFERIOR:



El modelo de inversión muestra como los primeros 3 metros son constituidos de material suelto con Vs muy baja (200 m/s) que corresponden a suelos piroclásticos, luego hay unos 20 metros de material mejor consolidado ($v_s > 450$ m/s) hasta llegar a la profundidad máxima confiable para el tipo de prueba. Estos datos son de acuerdo a la estratigrafía evidenciada en los sondeos de penetración estándar (2 SPT). Aumenta la capacidad portante al profundizarse la onda hasta llegar al basamento rocoso (cristalino).

REMI PARQUE ERICK BARRONDO ZONA 7



Espectro p-f con los picos usado para el model de dispersión

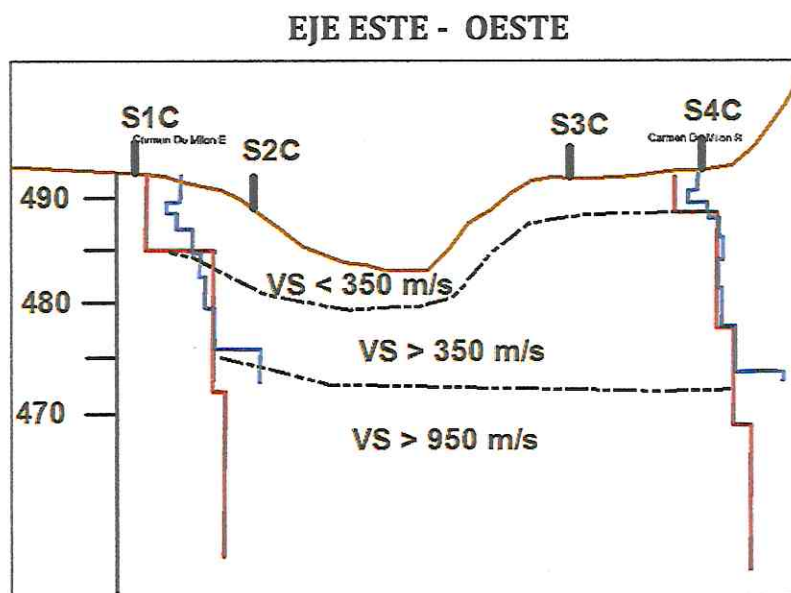
La metodología REMI consiste en transformar los resultados de las velocidades desde el dominio del tiempo hasta el dominio de la frecuencia, combinando las primeras llegadas de ondas en un tiempo de 25 segundos y repitiendo la adquisición 4 veces. Las ondas superficiales dispersivas se reconocen en los picos de la curva de dispersión del gráfico p-f de arriba. Estos picos sirven para modelar las velocidades sísmicas y la geología del subsuelo. Hay la interpolación de

la curva de dispersión y el modelo de las velocidades de la onda de corte en función de las diferentes capas geofísicas

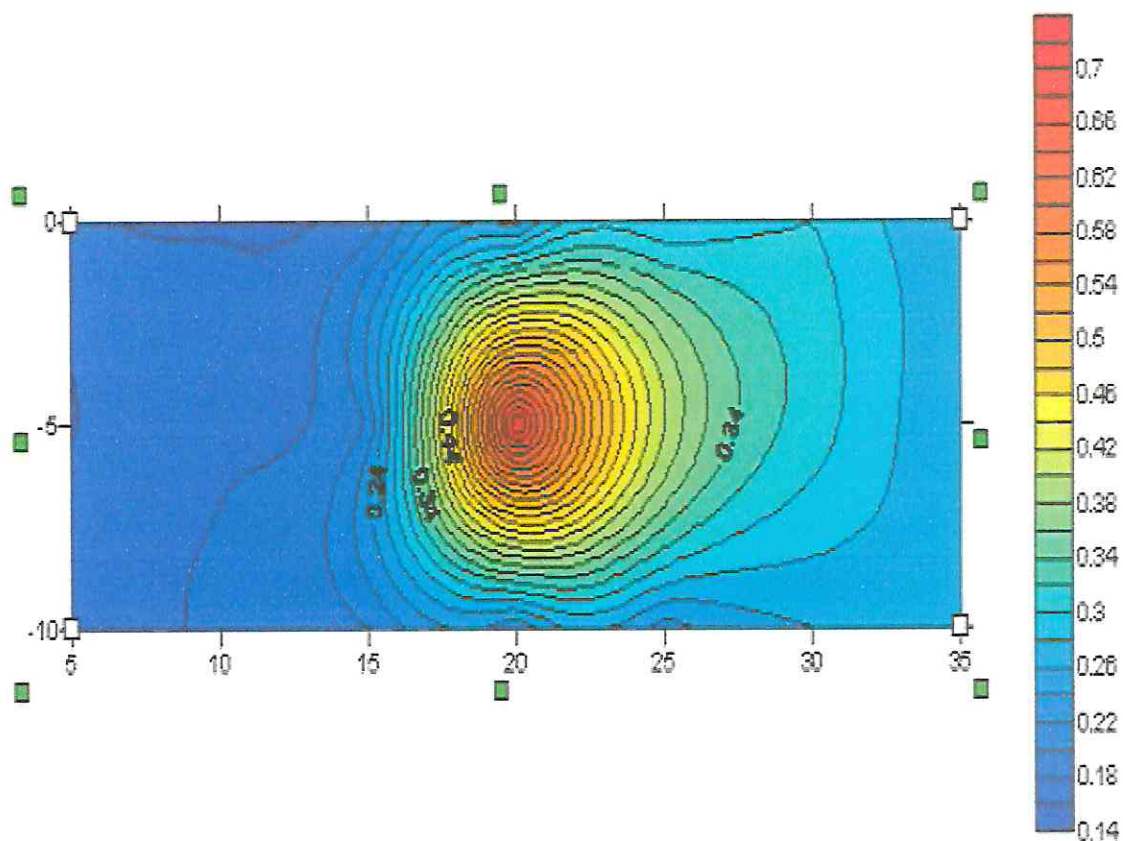
La sísmica REMI, en comparación a la sísmica MASW, es más confiable a profundidades mayores de 15 metros. El perfil de las Vs muestra que luego de los 4.5 metros de materiales poco consolidados ($V_s < 350 \text{ m/s}$) hay velocidades de 480 m/s a 578 m/s, características de un macizo rocoso basalto-andesítico fracturado meteorizado que se evidencian con la geología estructural que se llevo a cabo en un area del Parque Erick Barrondo zona 7 .

En el perfil se interpretaron los resultados MASW y REMI de las líneas ENTRADA 1 y SALIDA 1, evidenciando la presencia de 3 unidades geofísicas en función de los valores de velocidad de ondas de corte (V_s):

1. $V_s < 350\text{m/s}$: primeros 3-10 metros constituido por material muy alterado, poco consolidado.
2. $V_s < 850\text{m/s}$ y $> 350\text{m/s}$: estrato geofísico hasta los 20 metros caracterizado por materiales piroclásticos compactados y depósitos tobaceos.
3. $V_s > 850\text{m/s}$: estrato geofísico por debajo de los 20 metros de profundidad caracterizado por la predominancia de tritos basalto-andesíticos medianamente meteorizados.



Perfil geofísico ortogonal a las líneas entrada 1 y salida 1. En azul V_s de MASW, en rojo V_s de REMI.



4. Información geotécnica del terreno

a. Plan de exploración

¿Qué se hizo?

Se llevó a cabo un proceso de intervención geotécnica-geológica y geofísica a un área específica de **Parque Erick Barrondo zona 7** de la ciudad capital, con el fin de conocer y caracterizar las condiciones de sitio naturales de esa área que se pretende intervenir y emplazar ciertas estructuras, habitacionales, recreativas y comerciales. Por lo que se hizo un plan de exploración que se indica en la foto anterior.

¿Cómo se hizo?

Se ingresó al área con personal calificado, en la ingeniería geológica, ingeniería geotécnica, ingeniería geofísica e ingeniería civil a la vez ingreso personal calificado en perforaciones con SPT y personal calificado en apertura de pozos a cielo abierto o calicatas. Se trazó y se repartió el área por cuadrículas para poder obtener ejes concordantes para trazar perfiles y cortes que permitieran tener una imagen tridimensional del subsuelo. Se perforaron 2 sondeos dinámicos de penetración estándar de 6 metros cada uno y se abrieron dos pozos de exploración a cielo abierto con sus respectivos entibados para asegurar al personal de la empresa.

En todo momento se supervisó las operaciones, para asegurar la seguridad y condiciones laborales y ocupacionales del personal, y aun mas la validación de los ensayos.

i. Técnicas de exploración

¿Para qué se hizo?

Toda esta operación y proceso es para determinar las condiciones y características de sitio de un sector específico de **Parque Erick Barrondo zona 7**, el objetivo fue para determinar los siguientes

parámetros que servirán a los futuros profesionales y empresarios a tomar las medidas pertinentes:

Modelo Geologico (Perfil estratigrafico y columna litologica)
Modelo Geomecánico (Mecánica de rocas)
Modelo Geotécnico
Análisis de estabilidad de taludes
Triaxial (No drenado-No consolidado)
Corte Directo
Gravedad específica
Limites de consistencia
Granulometría
Proctor modificado

ii. Características de exploración

Con el propósito de definir la secuencia, espesor, extensión e identidad de los diferentes estratos del subsuelo, y para obtener muestras representativas de los mismos, de tamaño, condición adecuada para la identificación positiva de los materiales, cuantificación de sus propiedades físicas y mecánicas; se llevo un programa de exploración subterránea, que incluyó:

- 2 Sondeos de Penetración Estándar (SPT), ubicados en los puntos de mayor importancia del terreno, con profundidad de la exploración de 6 metros obteniendo con ello un perfil estratigráfico del suelo del proyecto.
- 2 pozos de exploración, ubicados en los puntos de mayor importancia con profundidad de exploración de 6 metros, obteniendo las muestras inalteradas o no alteradas que permitan conocer las propiedades ingenieriles, capacidades hidráulicas

b. Ensayos de laboratorio o ensayos in situ

A las muestras de suelo obtenidas en campo, se les efectuaron los siguientes ensayos:

Ensayos en Laboratorio

Muestras

- Análisis Granulométrico (AASHTO T-88,89)
- Límites de Atterberg (ASTM D 4318)
- Gravedad específica
- Proctor modificado (AASHTO T - 180)
- Corte directo (ASTM D 3080)

Ensayos en Campo

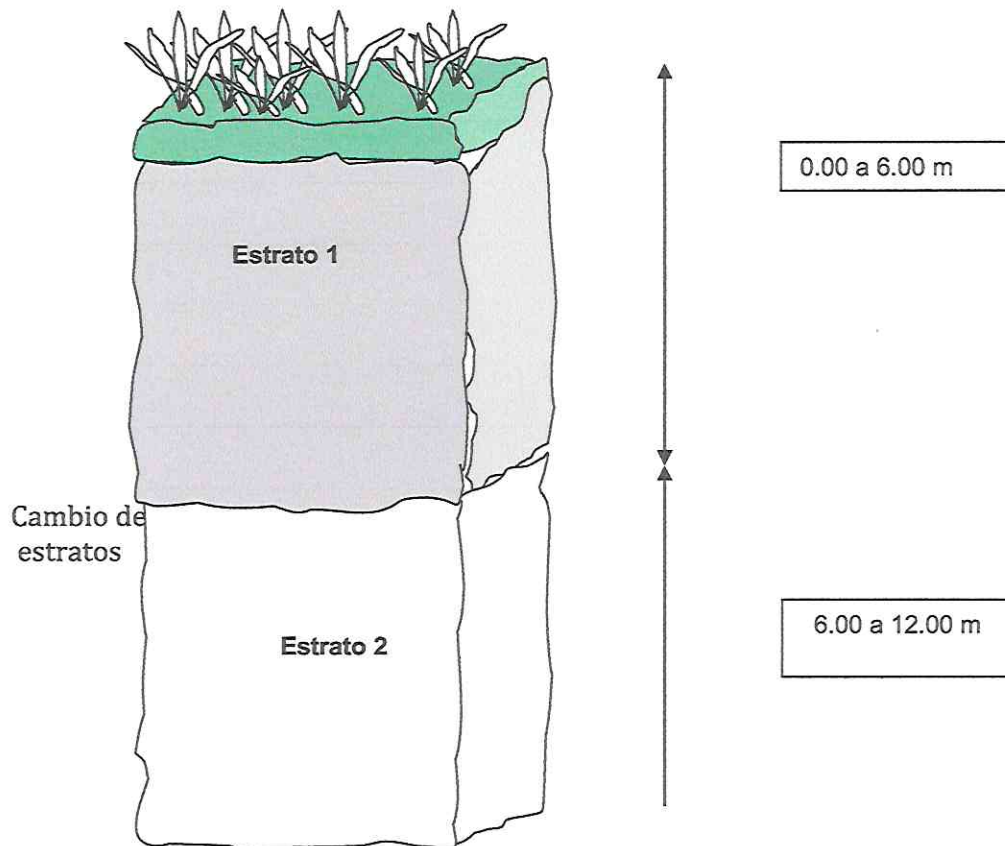
- Ensayo de Penetración Estándar (T-206)
- Humedad natural de campo (ASTM D 2216)

c. Caracterización geotécnica del terreno

i. Características del subsuelo

- **LITOLIGÍA:**

Mediante la realización de 6 pozos de exploración, se logró observar y analizar que el perfil del suelo no varía significativamente de un punto a otro, por lo que se realizó el siguiente perfil de suelo que representa las condiciones del lugar.



Análisis Geotécnico del Perfil de Suelo

Estrato 1: Arcilla arenosa color café, clasificación S.C.U= ML

Estrato 2: Arena pómez limosa, color café claro, clasificación S.C.U =SM

ii. Perfil estratigráfico geológico

(COLUMNA LITOSTRATIGRÁFICA LOCAL)

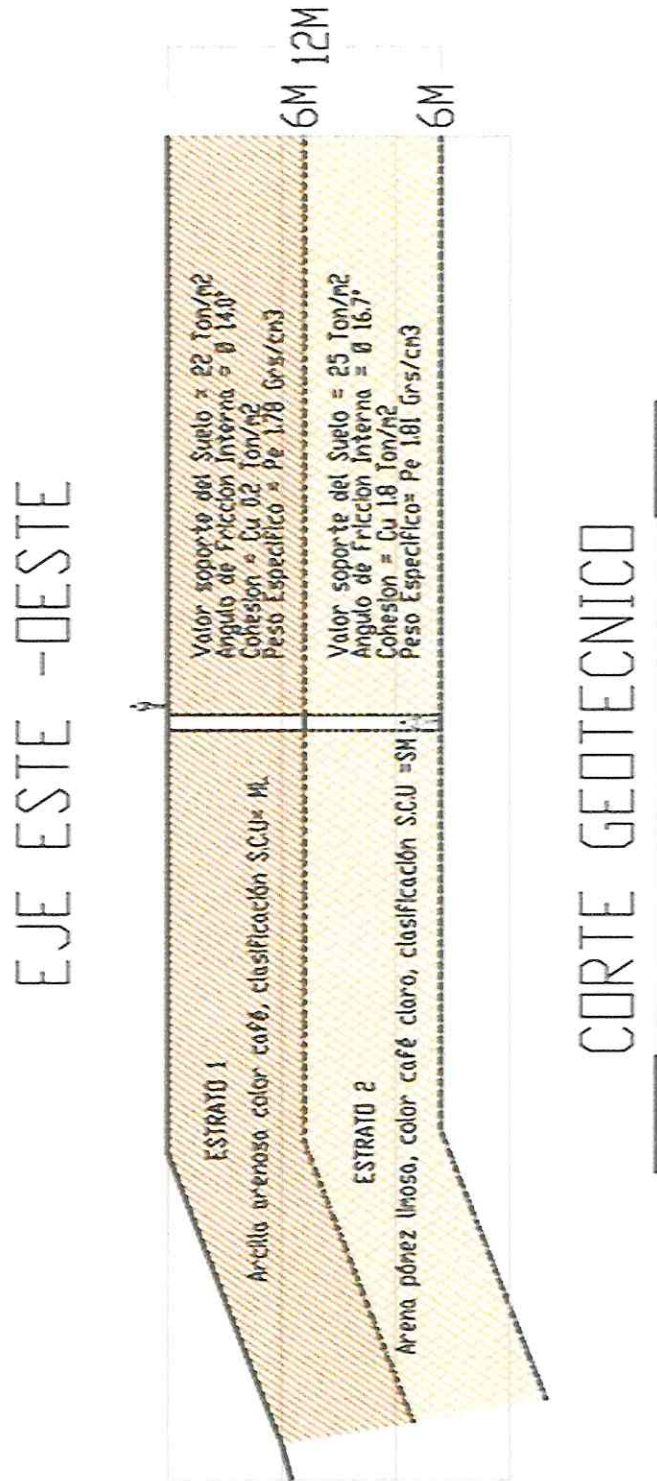


Suelos y paleosuelos recientes intercalados con depósitos piroclásticos y lapilli

Depósitos del cuaternario: piroclásticos, con pómez y arena fina en matriz de ceniza algunos fragmentos de rocas andesíticas

Depósitos andesíticos del terciario

iii. Perfil estratigráfico geotécnico



iv. Cota de cimentación, capacidad soporte y estimación

INGENIERIA GEOTECNICA 4 DCP Y 1 SPT

Análisis granulométrico (AASHTO T-88)

Un análisis granulométrico por tamices se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de tamices cada vez más pequeñas y con una charola en el fondo. La cantidad de suelo retenido en cada tamiz se mide y se calcula el porcentaje de suelo que pasa a través de cada tamiz. Este porcentaje es generalmente denominado el “porcentaje que pasa”.

Limites de consistencia o Atterberg
Gravedad específica
Proctor modificado
Corte directo

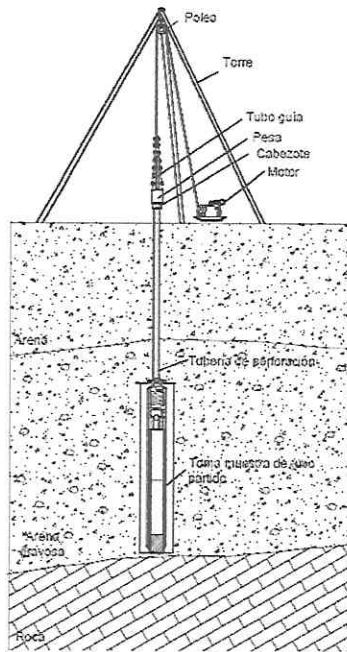
Ensayo de Penetración Estándar (AASHTO T-206)

Los trabajos de perforación se efectuaron con una máquina portátil provista de un motor Briggs & Stratton de 6.5 HP, con todos sus aditamentos para la exploración de suelos por el método de percusión. Durante la ejecución de los sondeos se realizó para cada etapa de perforación el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) de acuerdo al método AASHTO T-206, extrayéndose de manera continua muestras semi-alteradas del sub-suelo por medio de la cuchara partida o penetrómetro normal (split spoon).

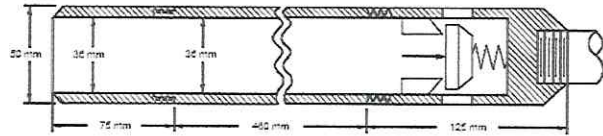
La Prueba Normal de Penetración consiste en introducir inicialmente 0.5 pie (15 cm) el penetrómetro partido de 2 pulgadas (5.0 cm) de diámetro, a golpes dados por un martinete de 140 libras que cae libremente desde 30 pulgadas (76 cm) de altura. Seguidamente se efectúa la prueba propiamente dicha, contando el número de golpes necesario para lograr una penetración en el sub-suelo de 30 cm (1.0 pie). En esta penetración de 30 cm de la prueba, el conteo total se realiza en dos sub-conteos de golpes de 15 cm de penetración cada uno. Una vez realizada la prueba, el penetrómetro se extrae y de su interior

se extraen las muestras de suelo.

Los resultados o Número de Golpes de esta prueba se correlacionan con la teoría de capacidad de carga del suelo, obteniéndose así los resultados finales para efecto del diseño de las fundaciones.



Sistema de percusión SPT



Muestreador de tubo partido

- **Sondeo de Penetración Estándar (AASHTO T-206)**

Los valores de la capacidad de carga están dados en Ton/m² y están calculados a cada metro de profundidad, por medio de la formula de Terzaghi para suelos granulares con un factor de seguridad de 3.

CAPACIDAD DE CARGA:

“Análisis de la capacidad portante o de carga a 6 metros de profundidad.”

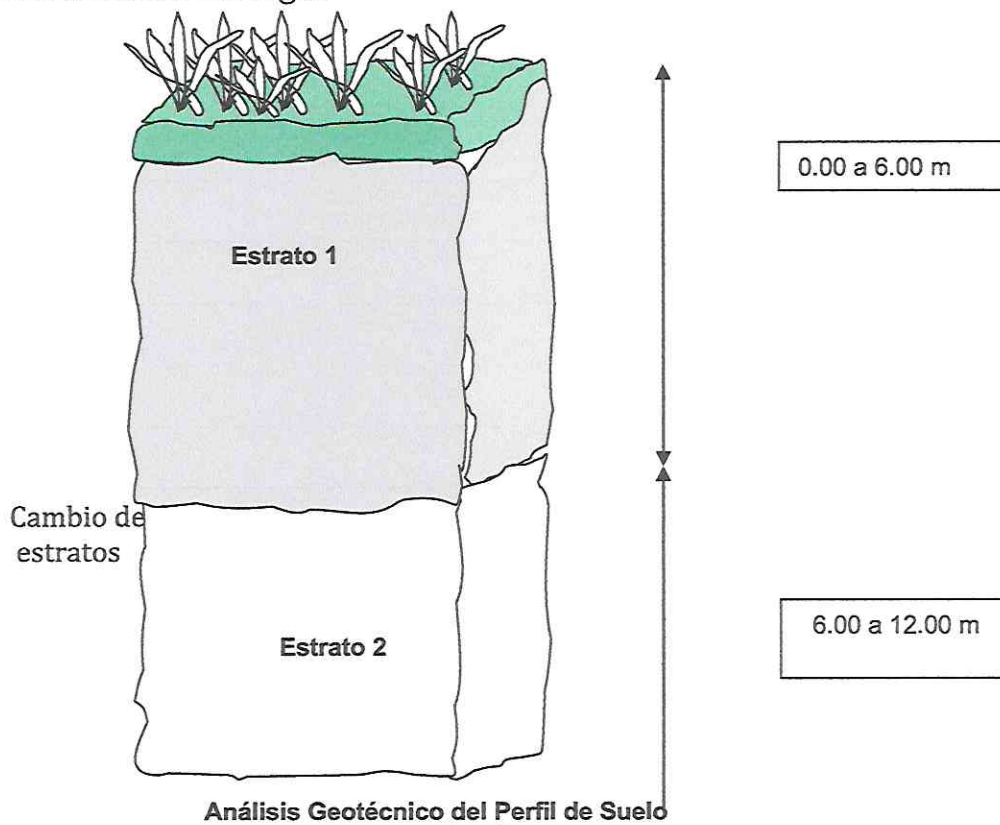
Sondeo SPT 1: Carga ultima (qu) en estrato 1 con capacidad de carga= 22 Ton/M2.

Sondeo SPT 2: Carga ultima (qu) en estrato 1 con capacidad de carga= 22.1 Ton/M2

5. CONCLUSIONES

- LITOLIGÍA:

Mediante la realización de 6 pozos de exploración, se logro observar y analizar que el perfil del suelo no varía significativamente de un punto a otro, por lo que se realizo el siguiente perfil de suelo que representa las condiciones del lugar.



Estrato 1: Arcilla arenosa color café, clasificación S.C.U= ML

**Estrato 2: Arena pómez limosa, color café claro, clasificación S.C.U
=SM**

- En el área de estudio predominan tres unidades geológicas, la unidad de lavas andesíticas, la de depósitos piroclásticos y la de suelos y paleosuelos las cuales conforman el relieve de la zona.
- De estas tres unidades encontradas, es importante hacer notar que la unidad de piroclástico presenta las mejores propiedades geotécnicas y pueden ser un buen basamento
- La unidad de lavas andesíticas que se encuentra en la parte topográficamente más alta presente presenta mucha inestabilidad en las pendientes grandes mayores de 30 grados, debido a que la roca ha sufrido no solo meteorización sino se encuentran algunos sectores como depósitos de pie de monte, se redepositan y se acomodan en forma de lajares y por lo tanto poco consolidados
- Las laderas presentan inestabilidad en superficie debido a la poca cohesión de las andesitas y porque existen fracturas concordantes al sistema regional de fallas Norte-Sur del graben de la ciudad de Guatemala.
- Entre los rasgos estructurales más importantes esta la presencia de un alineamiento estructural que concuerda con una que de las fracturas que se activaron en el terremoto de 1976. La misma se presenta alineada con la quebrada cercana al área de investigación.
- La presencia de vegetación arbórea de grandes raíces, disminuye el riesgo de deslizamiento o movimientos de ladera.
- Las actividades antrópicas pueden disminuir las capacidades del terreno en general.
- La capacidad de transmisividad de agua subterránea como de escorrentía es alta en la unidad de andesitas sin cohesión
- Capacidad de carga del estrato de suelo a 6 metros de profundidad 22 Ton / M²
- $V_s < 350$ m/s: primeros 3-10 metros constituido por material muy alterado, poco consolidado suelo regularmente denso, cuyo dato

coincide con las intervenciones geotécnicas de SPT y corte directo a profundidad de 6 metros.

- Se pueden cimentar estructuras hasta de 4 pisos de altura sobre el suelo original de la finca más 2 sótanos bajo nivel de suelo.

6. RECOMENDACIONES

- Tomando en cuenta las irregularidades geotécnicas en cada una de las unidades geológicas observadas, es importante tomar en cuenta las fracturas y la poca cohesión de las lavas para cualquier cálculo de diseño estructural en edificaciones.
- Es importante hacer notar que es la vegetación arbórea que mantiene sin riesgo a deslizamiento y movimientos de ladera a la zona NORTE del área, por lo tanto no es recomendable eliminarla en sectores de ladera.
- En caso se emprenda un proyecto habitacional debe de tomarse en cuenta que existen diferencias geotécnicas entre las diferentes unidades geológicas y que el mejor estrato para una buena cimentación es la de los piroclásticos.
- La capacidad de transmisividad de agua subterránea como de escorrentía es alta en la unidad de andesitas sin cohesión y tomando en cuenta que existe una capa arcillosa en la unidad de paleosuelos este puede inducir probablemente a una licuefacción si se excede el límite de humedad, y un detonante de riesgo puede ser lluvias extremas o por actividad sísmica.
- Será necesario eliminar toda la capa vegetal existente en el área del proyecto, y de predominar residuos de material orgánico en el estrato inferior a esta, tratar de eliminar una capa extra suelo hasta encontrar uno que se encuentre exento de residuos orgánicos perjudiciales a propiedades del suelo.
- Es necesario realizar un riguroso control de calidad de los materiales y el proceso constructivo durante la ejecución del proyecto, se deberá contar con la presencia de, para resolver cualquier inconveniente eventual que se presente dadas las características naturales de los suelos. Se recomienda realizar seis visitas técnicas en el proceso de construcción del proyecto, antes (trazos y excavaciones), durante (bajado y colocación de

SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2020@gmail.com ingenieriaml2022@gmail.com

elementos de cimentación) y después (fundición de la primera losa de cubierta).Costo por cada visita técnica Q3, 000.00 que deberá ser pagado por anticipado por el constructor del proyecto.

- De encontrarse durante el proceso de construcción con suelos diferentes a los descritos en este informe, contactarse a para determinar los procedimientos pertinentes y soluciones a seguir, ya que los sondeos y ensayos realizados son puntuales y los suelos no son homogéneos por lo cual a veces cambian sus propiedades físicas y mecánicas.

7. RESULTADOS DE LABORATORIO

SONDEO SPT 1

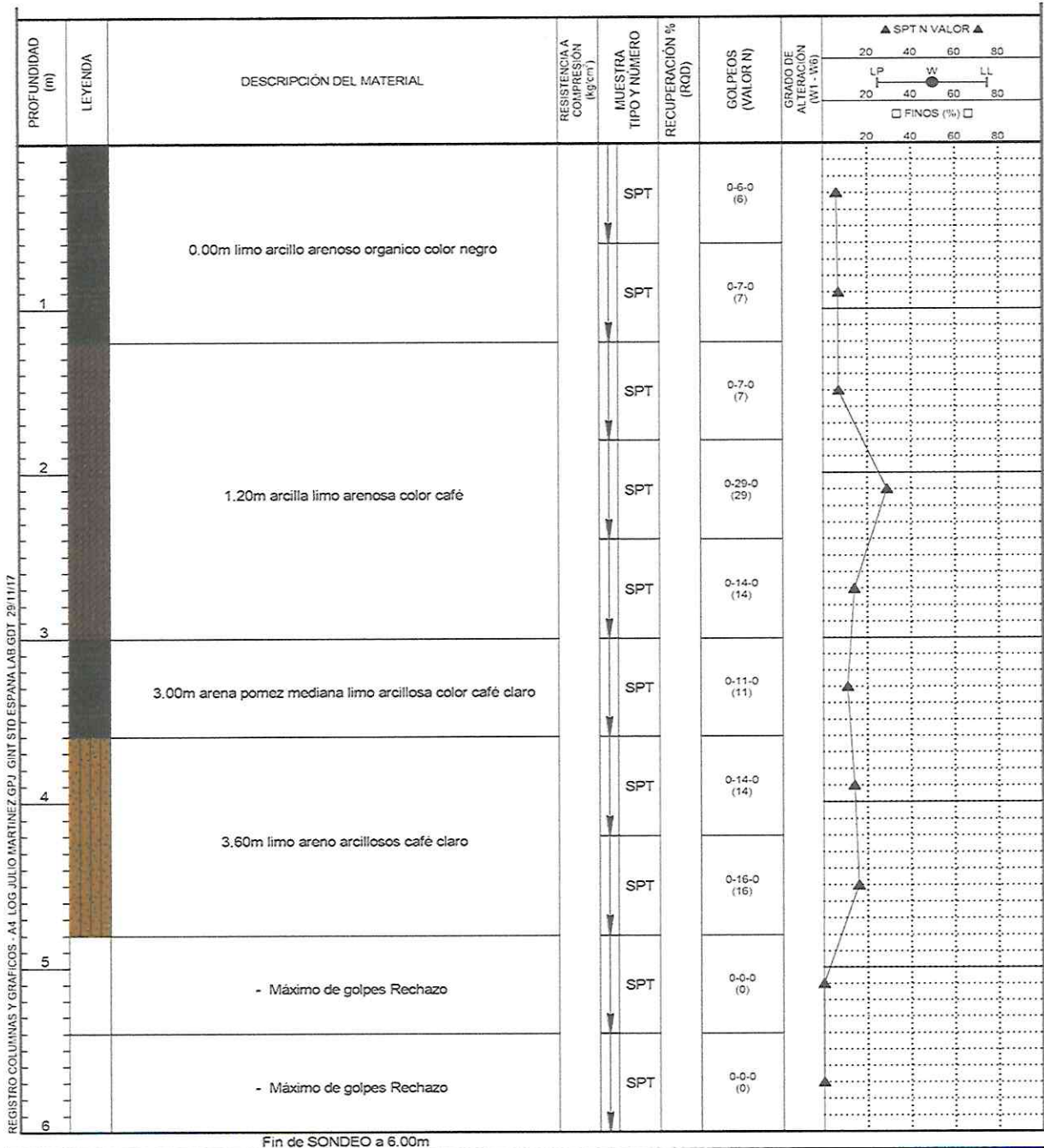


TABLA SPT 1

Sondeo	Profundidad (m)	N	Q adm		Descripción
			kN/m ²	Ton/m ²	
1	0.0-0.60	6	55.4	6.1	limo arcillo arenoso organico color negro
	0.60-1.20	7	75.3	8.2	
	1.20-1.80	7	64.6	7.1	arcilla limo arenosa color café
	1.80-2.40	29	312.2	34.1	
	2.40-3.00	14	150.7	16.5	
	3.00-3.60	11	135.3	14.8	arena pomez mediana limo arcillosa color café claro
	3.60-4.20	14	174.4	19.1	limo areno arcillosos café claro
	4.20-4.80	16	201.7	22.1	
	4.80-5.40	16	201.7	22.1	
	5.40-6.0	R			

Consistencia	N	Identificación manual	γ_{sat} g/cm ³	q_u (kg/cm ²)
Dura	>30	Se marca difícilmente	>2.0	>4.0
Muy rígida	15 30	Se marca con la uña del pulgar	2.08 2.24	2.0-4.0
Rígida	8 15	Se marca con el pulgar	1.92 2.08	1.0-2.0
Media	4-8	Moldeable bajo presiones fuertes	1.76 1.92	0.5-1.0
Blanda	2-4	Moldeable bajo presiones débiles	1.60 1.76	0.25-0.5
Muy blanda	<2	Se deshace entre los dedos	1.44 1.60	0-0.25

Tabla 2-12: Propiedades de suelos arcillosos. Hunt, 1984, en IGME, 1987

SONDEO SPT 2

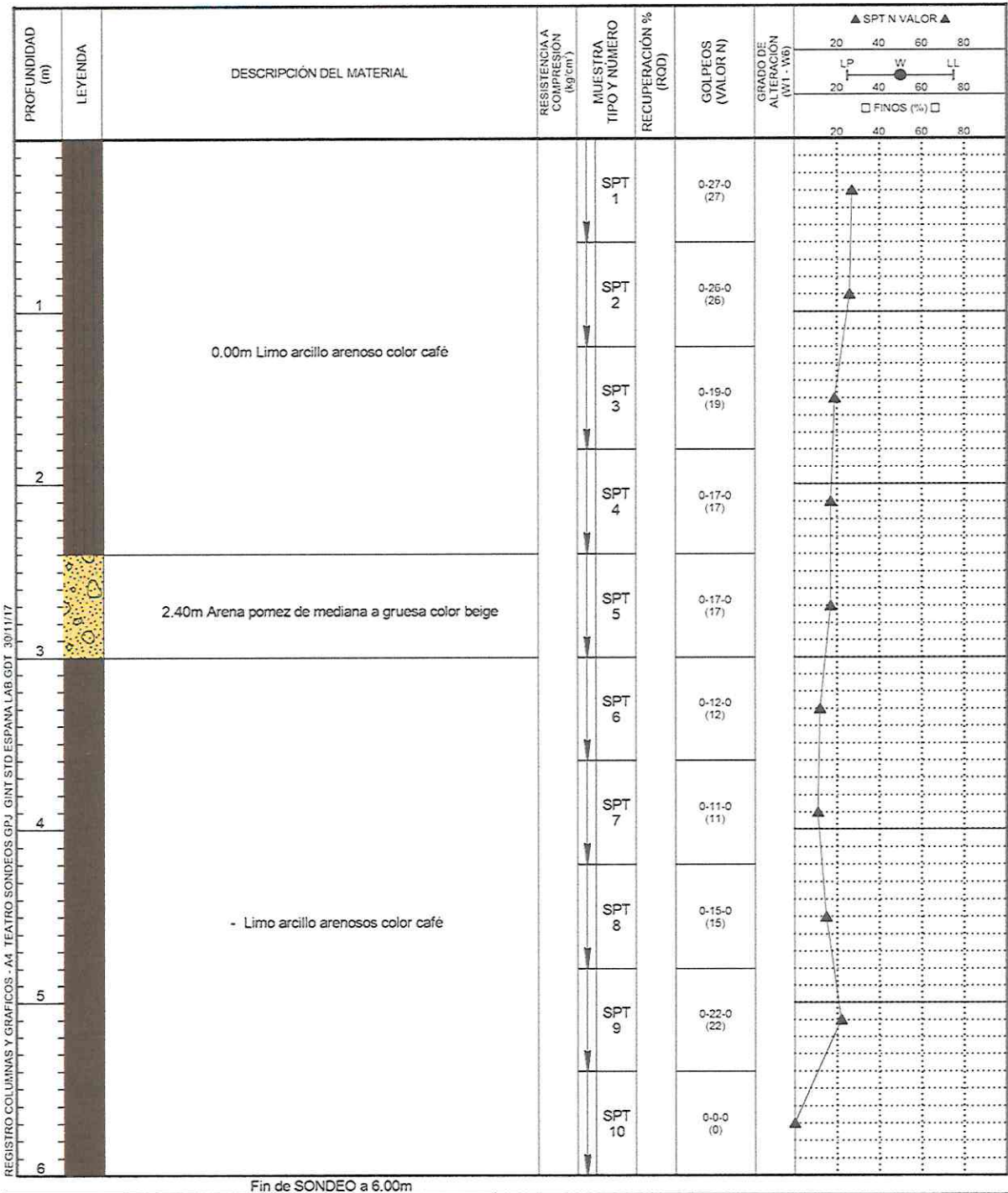


TABLA SPT 2

Q_{adm}

Sondeo	Profundidad (m)	N	kN/m ²	Ton/m ²	Descripción	
1	0.0-0.60	6	55.4	6.1	limo arcillo arenoso organico color negro	consistencia media
	0.60-1.20	7	75.3	8.2		
	1.20-1.80	7	64.6	7.1	arcilla limo arenosa color café	consistencia rigida
	1.80-2.40	17	210.5	24.0		
	2.40-3.00	14	150.7	16.5		
	3.00-3.60	14	150.7	16.5	arena pomez mediana limo arcillosa color café claro	
	3.60-4.20	16	201.7	22.1	limo areno arcillosos café claro	
	4.20-4.80	16	201.7	22.1		
	4.80-5.40	R				

Consistencia	N	Identificación manual	γ_{sat} g/cm ³	q _u (kg/cm ²)
Dura	>30	Se marca difícilmente	>2.0	>4.0
Muy rigida	15-30	Se marca con la uña del pulgar	2.08-2.24	2.0-4.0
Rigida	8-15	Se marca con el pulgar	1.92-2.08	1.0-2.0
Media	4-8	Moldeable bajo presiones fuertes	1.76-1.92	0.5-1.0
Blanda	2-4	Moldeable bajo presiones débiles	1.60-1.76	0.25-0.5
Muy blanda	<2	Se deshace entre los dedos	1.44-1.60	0-0.25

Tabla 2-12: Propiedades de suelos arcillosos. Hunt, 1984, en IGME, 1987

POZO 1 RESULTADOS

PROFUNDIDAD 6 METROS

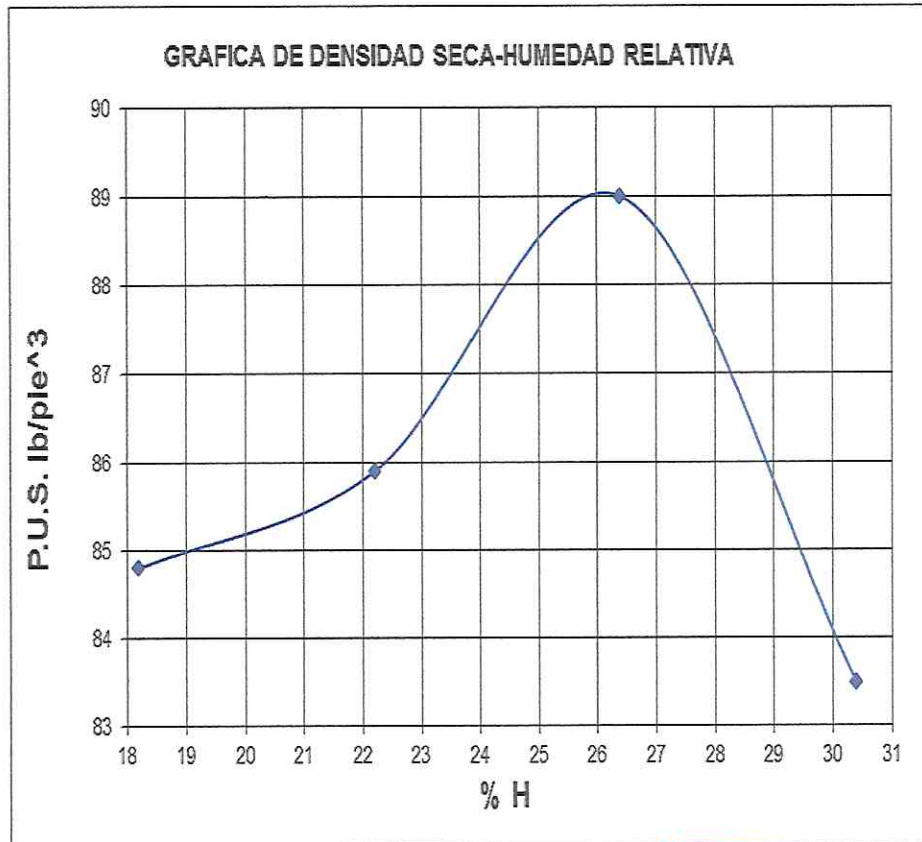
LABORATORIO

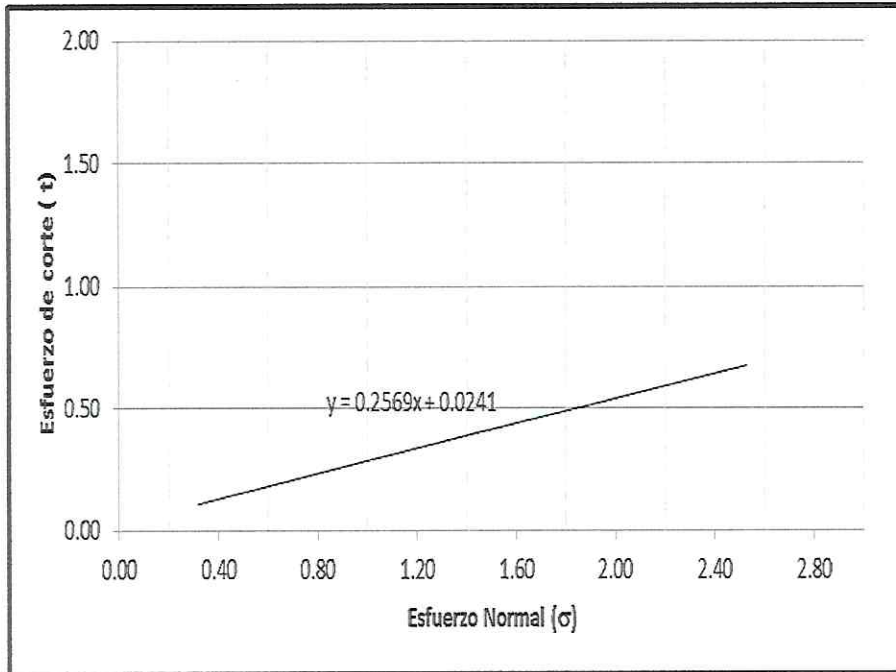
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.

Proctor Modificado: Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

Descripción del suelo: limo arcilloso color beige

Resultados:		% Hum. Prom.	18.2	22.22	26.4	30.4
		P.U.S. (lb/pie3)	84.8	85.9	89	83.5
Densidad	1427.382	kg/m3				
Seca	89.1	lb/pie3				
Maxima	12.9413589	kN/m3				
Húmedad Op	26.3	%				





PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 14.0^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 0.2 \text{ T/m}^2$
--	---

DESCRIPCION DEL SUELO: Limo arcilloso beige
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 1.0"
 OBSERVACIONES: Muestra por laboratorio.

PROBETA No.	1	2	3	4
ESFUERZO NORMAL (kg/cm^2)	0.32	0.63	1.26	2.53
ESFUERZO DE CORTE (kg/cm^2)	0.01	0.24	0.44	0.63
DENSIDAD HUMEDA (T/m^3)	1.52	1.52	1.52	1.52
HUMEDAD (%H)	27.2	27.2	27.2	27.2

POZO 2 RESULTADOS

PROFUNDIDAD 6 METROS

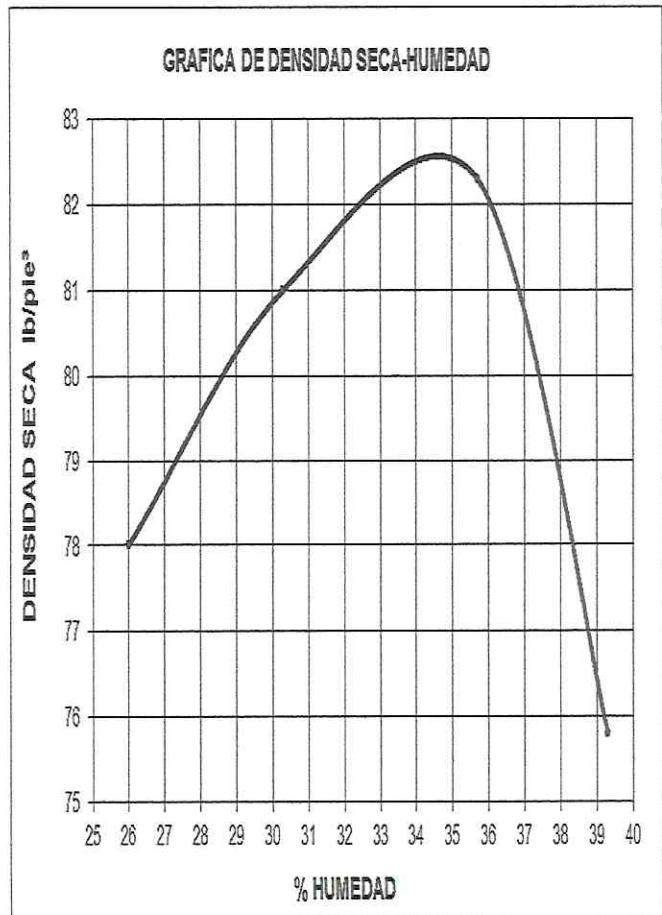
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.

Proctor Modificado: Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

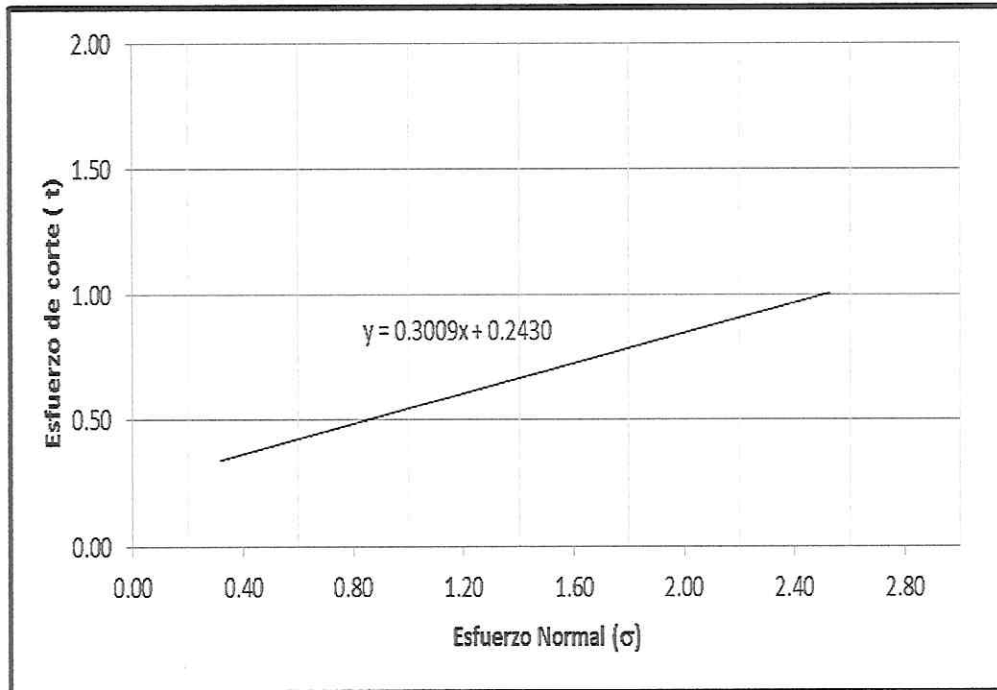
Descripción del suelo: limo arcillo arenoso color café

PROFUNDIDAD 6 METROS

Resultados:	% Hum. Prom.	26	30.3	35.7	39.3
	P.U.S. (lb/pie ³)	78	81	82.3	75.8
Densidad	1321.65 kg/m ³				
Seca	82.5 lb/pie ³				
Maxima	11.9827397 kN/m ³				
Húmedad O _p	34.1%				



PROFUNDIDAD 6 METROS



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 16.7^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 1.8 \text{ T/m}^2$
--	---

DESCRIPCION DEL SUELO: Arena pomez limosa color beige

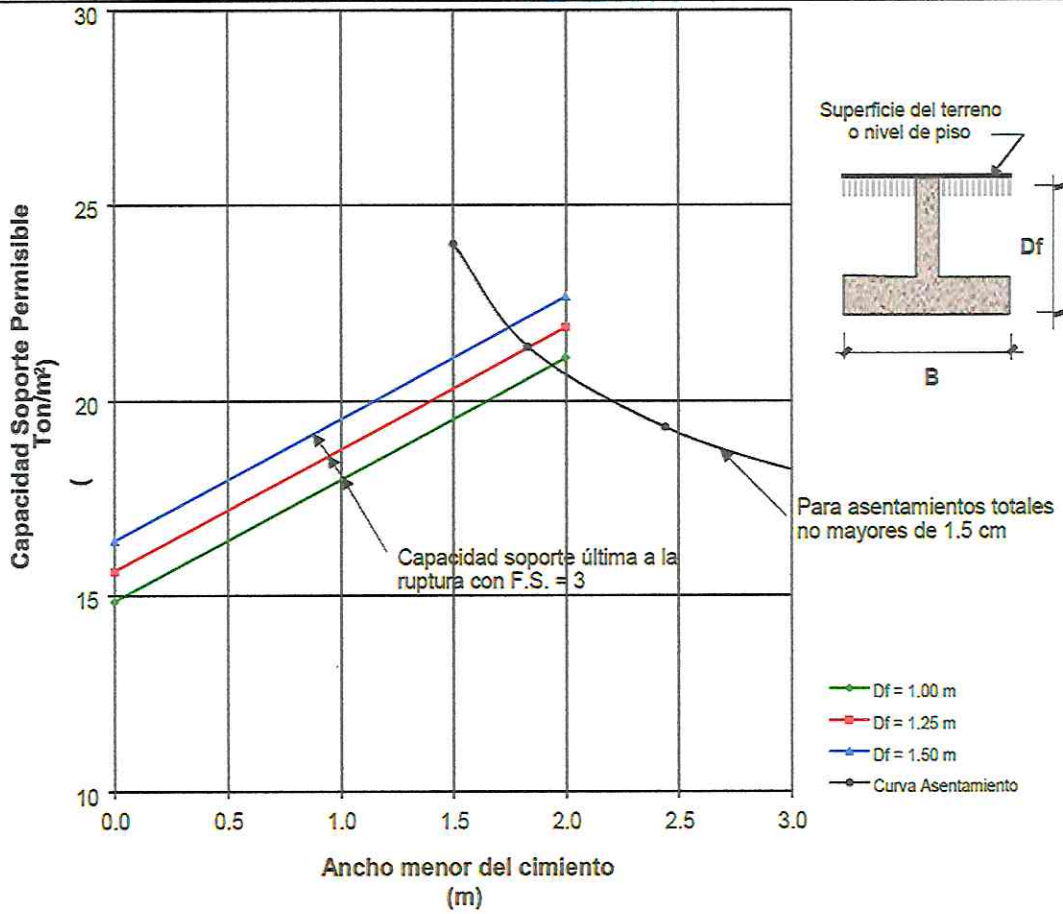
DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 1.0"

OBSERVACIONES: Muestra por laboratorio.

PROBETA No.	1	2	3	4
ESFUERZO NORMAL (kg/cm^2)	0.32	0.63	1.26	2.53
ESFUERZO DE CORTE (kg/cm^2)	0.19	0.50	0.77	0.93
DENSIDAD HUMEDA (T/m^3)	1.40	1.40	1.40	1.40
HUMEDAD (%H)	32.1	32.1	32.1	32.1

CAPACIDAD SOPORTE PERMISIBLE Y CONSOLIDACIÓN MÁXIMA EN FUNCIÓN DEL ANCHO MÍNIMO DEL CIMIENTO

Estrato 6 metros	Tipo de Cimiento	Cota fondo Cimiento	Cohesión (T/m ²)	f (grados)	g (kg/m ³)	D _f
2 e inferiores	Cuadrado	Variable	1.8	16.7°	1,321.65	1.00 m mínimo



Observaciones: Para cimientos continuos, largo mayor que dos veces el ancho, disminuir la capacidad soporte de las curvas en 2.75 Ton/m²

Tabla 5.10.1-1 — Valores permisibles de capacidad de carga y presión lateral ^{[1][2][3]}

Tipo de Material	Capacidad de Carga – presión vertical del cimiento (kPa)	Resistencia lateral (kPa/m) debajo de la gradación natural	Deslizamiento lateral	
			Coefficiente de Fricción ^[4]	Cohesión (kPa) ^[5]
1. Basamento cristalino	550	180	0.70	-
2. Roca sedimentaria y foliada	190	60	0.35	-
3. Gravallas arenosas y/o grava (GW y GP)	140	30	0.35	-
4. Arena, arena limosa, arena arcillosa, grava limosa y grava arcillosa (SW, SP, SM, SC, GM y GC)	90	20	0.25	-
5. Arcilla, arcilla arenosa, arcilla limosa, limo arcilloso, limo, y limo arenoso (CL, ML, MH y CH)	70 ^[6]	15	-	5

- [1] Para el sistema imperial: 20.87834 lb/pie² = 1 kPa, 6.3535 lb/pie³ = 1 kPa/m.
 [2] Para utilizar esta tabla al menos se deben realizar ensayos de campo y/o laboratorio.
 [3] La profundidad mínima de cimentación será de 0.80 m.
 [4] Coeficiente a ser multiplicado por la carga muerta.
 [5] Valor de resistencia al deslizamiento natural a ser multiplicado por el área de contacto.
 [6] Cuando se establezca en el sitio un suelo con una capacidad soporte de menos de 71.93 kPa la capacidad soporte permisible deberá ser determinada por una investigación del suelo.

ANEXO A — CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE SUELO

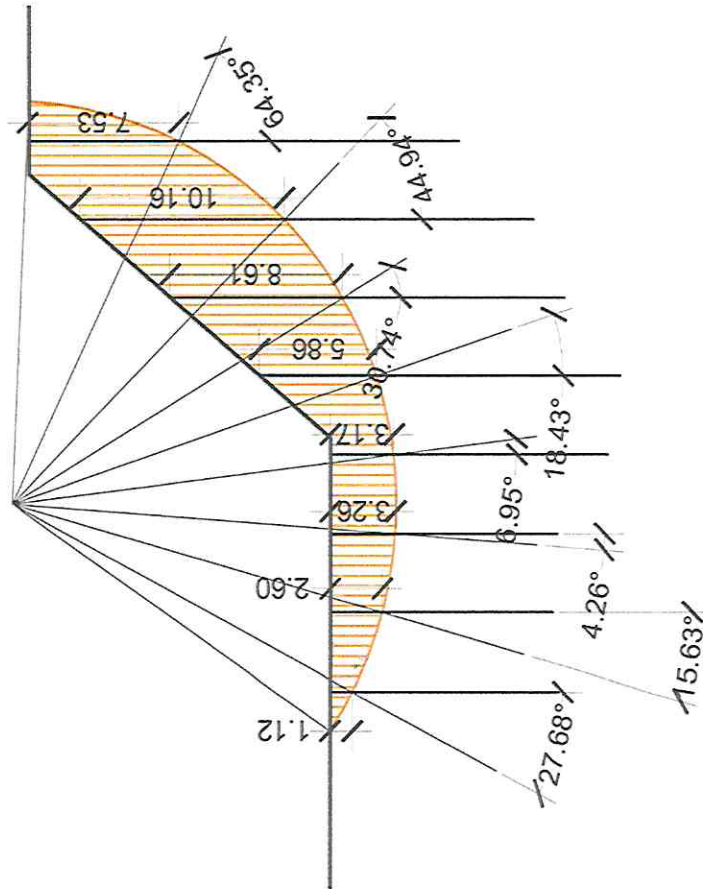
Tabla A-1 — Clasificación del tipo de suelo

Clase de suelo	Nombre Perfil de Suelo	PROPIEDADES PROMEDIO EN LOS PRIMEROS 30 METROS		
		Velocidad de onda de corte, \bar{v}_s (m/s)	Resistencia a la penetración estándar, \bar{N}	Resistencia al corte del suelo no drenado, \bar{s}_v , (kpa)
A	Roca dura	$\bar{v}_s > 1524$	N/A	N/A
B	Roca	$762 < \bar{v}_s \leq 1524$	N/A	N/A
C	Suelo denso y roca suave	$366 < \bar{v}_s \leq 762$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_v \geq 13790$
D	Perfil de suelo rígido	$183 \leq \bar{v}_s \leq 366$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$6895 \leq \bar{s}_v \leq 13790$
E	Perfil de suelo suave	$\bar{v}_s < 183$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_v < 6895$
E	-	Cualquier perfil con más de 3 metros de suelo con las siguientes características: 1. índice de plasticidad $PI > 20$, 2. Contenido de humedad $w \geq 40\%$, 3. Resistencia al corte de suelo no drenado < 24 kPa		
F	-	Cualquier perfil con contenido de suelo que tenga una o más de las siguientes características: 1. Suelos vulnerables a fallas o colapsos bajo cargas sísmicas así como suelos licuables, arcillas altamente sensibles, suelos débilmente cementados. 2. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas (H > 3 metros de turba o arcilla altamente orgánica) 3. Arcillas altamente plásticas (H > 8 metros con coeficiente de plasticidad $P > 75$) 4. Arcillas en estratos de gran espesor, suave/medio rígidas (H > 36 metros)		

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUD CERCANO AL EMPLAZAMIENTO Y EDIFICIO DEL SUPRAMUNDO

ANÁLISIS DE TALUD

LÍNEA DE FALLA TEÓRICA
MÉTODO DE LAS DOVELAS
- FIGURA IDEALIZADA -



DATOS:
 $C=25\text{KPa}$
 $\phi=33^\circ$
 $\gamma=15\text{Kn/m}^3$

NOVELA	B	Z	W (Kn/m)	AREA	α	COS α	SEN α	$\Delta \ln$	WSEN α	WCOS α
1	3.73656	7.53	396.159059	58.2587	64.35	0.4329	0.9014	1.61755682	357.097776	171.497257
2	3.73656	10.16	534.52537	117.5384	44.94	0.7078	0.7064	2.64473717	377.588722	378.337057
3	3.73656	8.61	452.978685	115.6667	30.74	0.8595	0.5111	3.21157332	231.517406	389.33518
4	3.73656	5.86	308.299082	80.279	18.43	0.9487	0.3161	3.54487447	97.4533397	292.483339
5	3.73656	3.17	166.776124	69.4626	6.95	0.9926	0.121	3.70890946	20.1799111	165.541981
6	3.73656	3.26	171.511093	64.8405	-4.26	0.9972	-0.0743	3.72609763	-12.7432742	171.030862
7	3.73656	2.6	136.787988	49.6093	-15.63	0.963	-0.2694	3.59830728	-36.8506841	131.726833
8	3.73656	1.12	58.9240566	20.4849	-27.68	0.88555	-0.4645	3.30891071	-27.3702243	52.1801983
							$\Sigma =$		1006.87297	1752.13271

$$F.S = \frac{\Sigma \Delta \ln}{\Sigma \text{SEN } \alpha} + \frac{\Sigma \text{COS } \alpha}{\Sigma \text{TAN } \phi}$$

$$F.S. = \frac{25.3609669}{18.9} + \frac{1752.13271}{0.64940759}$$

$$F.S. = 1.7211$$

OK

7. BIBLIOGRAFIA

- **AGIES (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, GT). 2018. Normas Estructurales de Diseño y Construcción Recomendadas para la República de Guatemala.**
- **Bowles, Joseph E. Foundation Analysis and design. Estados Unidos: Editorial McGraw-Hill, 1968**
- **Crespo Villalaz, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. 4^a ed. México: Editorial Limusa, 2000.**
- **Das, Braja M. Principios de ingeniería de Cimentaciones. 4^a ed. México: International Thomson Editores, 2001.**
- **Luis I. González de Vallejo. Ingeniería Geológica. España: Editorial Pearson Prentice hall, 2004.**

SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2020@gmail.com ingenieriaml2022@gmail.com

- 10.1** Asociación Costarricense de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones (1994) "Código de Cimentaciones de Costa Rica" 1era Edición Editorial Tecnológica de Costa Rica, 1994.
- 10.2** AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación. Eurocódigo 8 Disposiciones para el Proyecto de Estructuras Sismo-resistentes. Parte 1-1: Reglas Generales Acciones Sísmicas y Requisitos Generales de las Estructuras.
- 10.3** AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación. Eurocódigo 7 Proyecto Geotécnico. Parte 1. Reglas Generales.
- 10.4** AGIES (2005) "Guía para dictámenes geotécnicos recomendada por AGIES" PE-01-2005 Complemento al capítulo No.6 "Condiciones del Terreno" de la Norma NR-2. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica – AGIES- Guatemala, julio 2005.
- 10.5** American Society of Civil Engineers. Minimum Design Loads for Building and other Structures" ASCE Standard ASCE/SEI 7-05 Including supplement No.1.
- 10.6** International Code Council "International Building Code 2006" 1rst. Edition, January 2006.
- 10.7** International Code Council "International Building Code 2009" 1rst. Edition, February 2009.
- 10.8** Marcellini A. "Methodology for Microzonation Assessment" Instituto per la Geofisica Della Litosfera. CNR.
- 10.9** Flores et al (2001) "Zonificación Sísmica Urbana en Guatemala: Fase I: Identificación de Unidades Geológicas y su Respuesta Sísmica Analítica. Informe Final. Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas, CESEM Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Proyecto CONCYT 42-99.
- 10.10** Nagaraj H. B.; Murty C.V.R & Jain Sudhir K. (2002) "Review of Geotechnical Provisions in Indian Seismic Code IS: 1893 (Part 1): 2002. Document No. : IITK-GSDMA-EQ13-V1.0 Final Report: A-Earthquake Codes. IITK-GSDMA Project on Building Codes.
- 10.11** Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica AGIES (2010) Normas de Seguridad Estructural de Edificaciones y Obras de Infraestructura para la República de Guatemala. AGIES. Guatemala Agosto, 2010.

SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2022@gmail.com ingenieriaml2020@gmail.com

8. ANEXOS



SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2020@gmail.com ingenieriaml2022@gmail.com



SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2020@gmail.com ingenieriaml2022@gmail.com



SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2020@gmail.com ingenieriaml2022@gmail.com



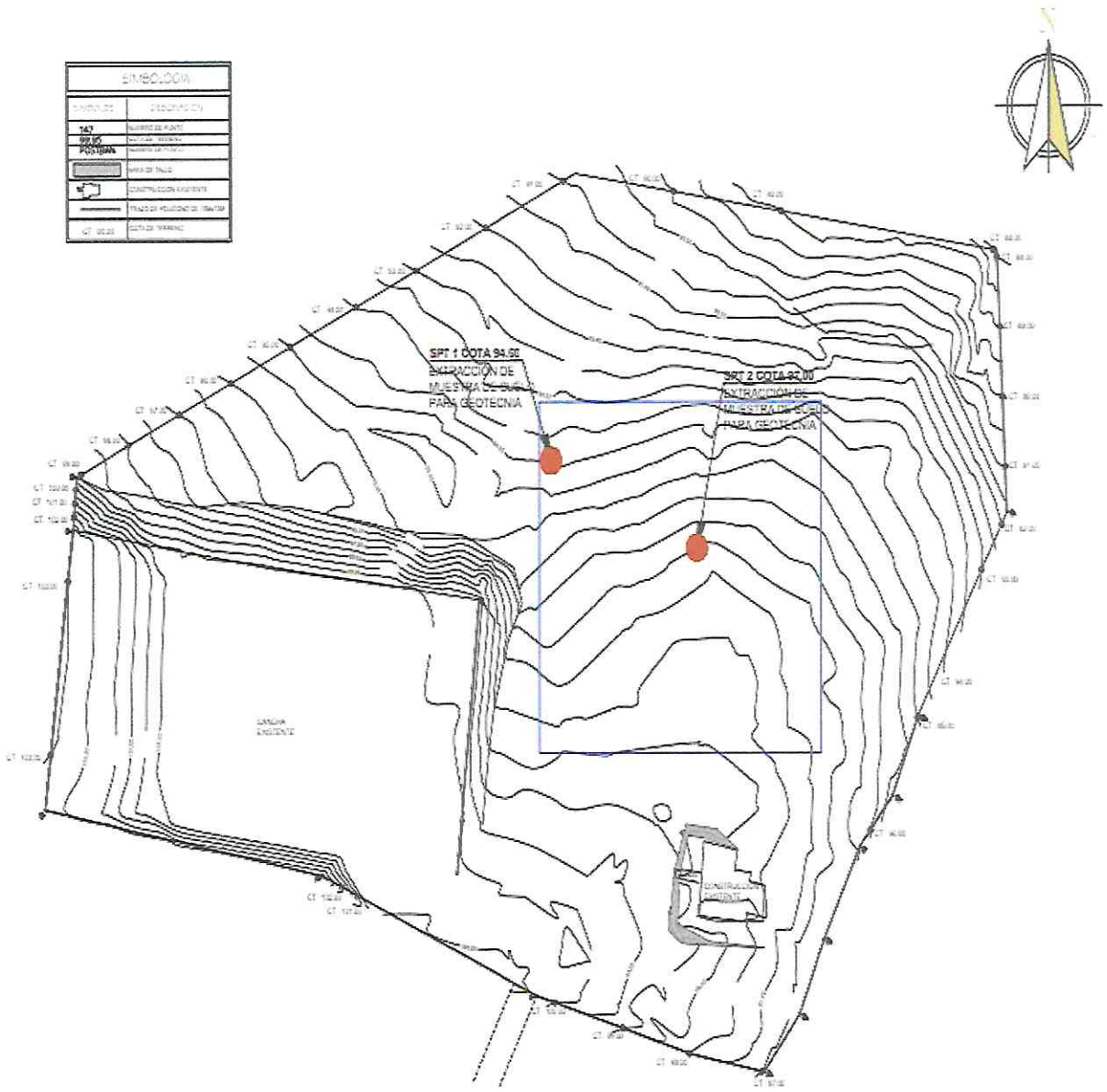


SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

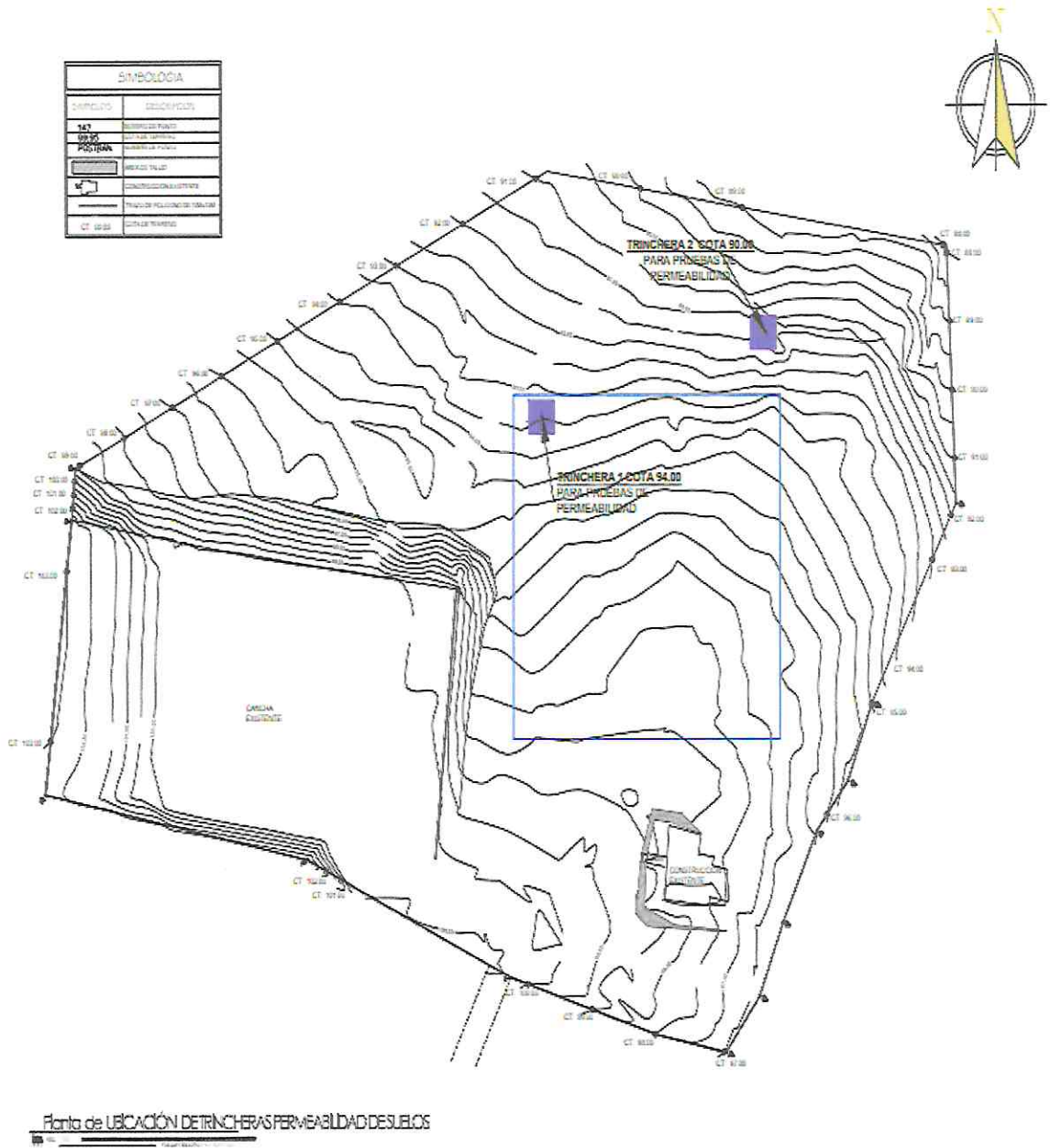
10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2020@gmail.com ingenieriaml2022@gmail.com



Planta de UBICACIÓN DE SPT GEOTECNIA

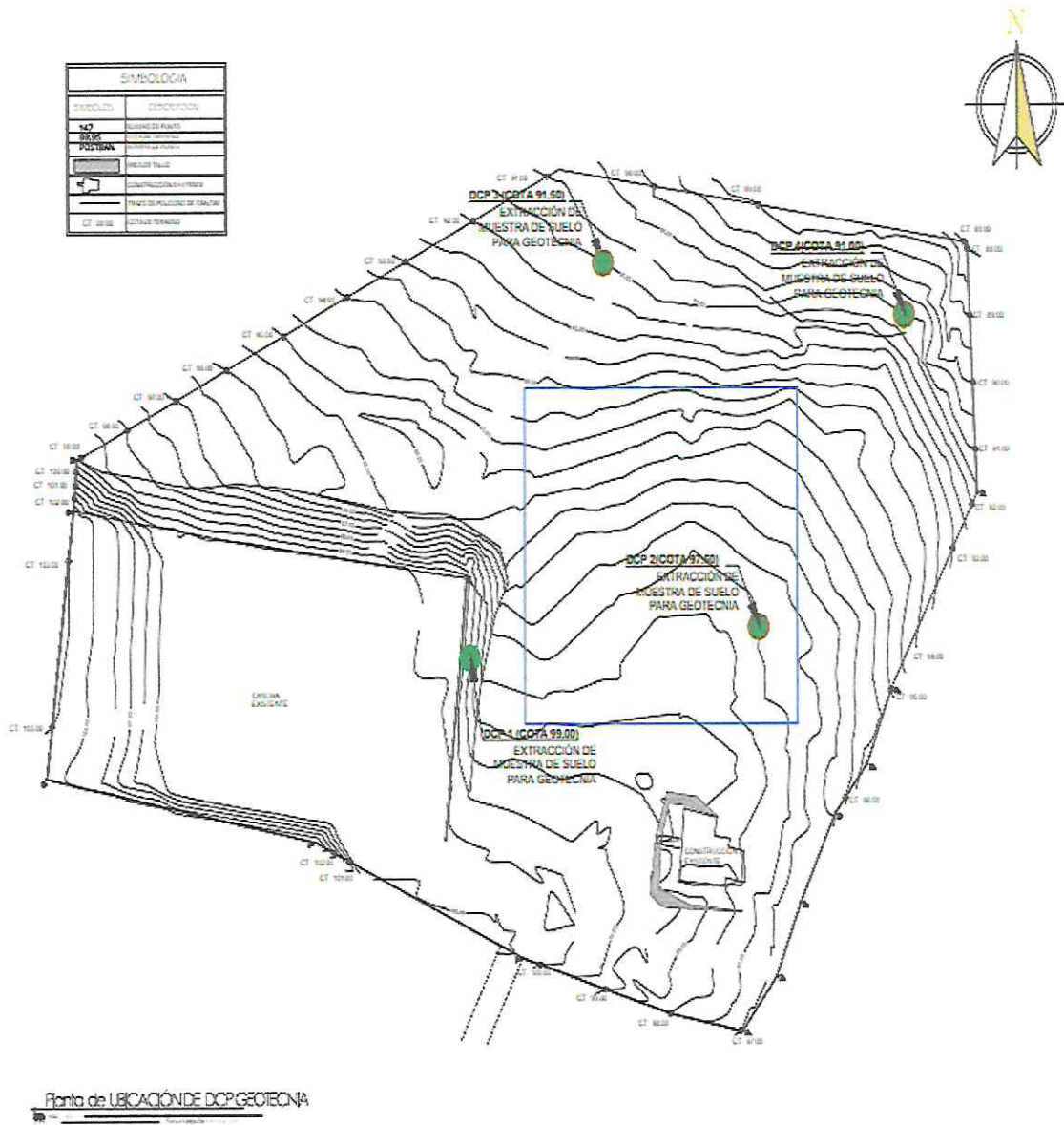


SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2020@gmail.com ingenieriaml2022@gmail.com

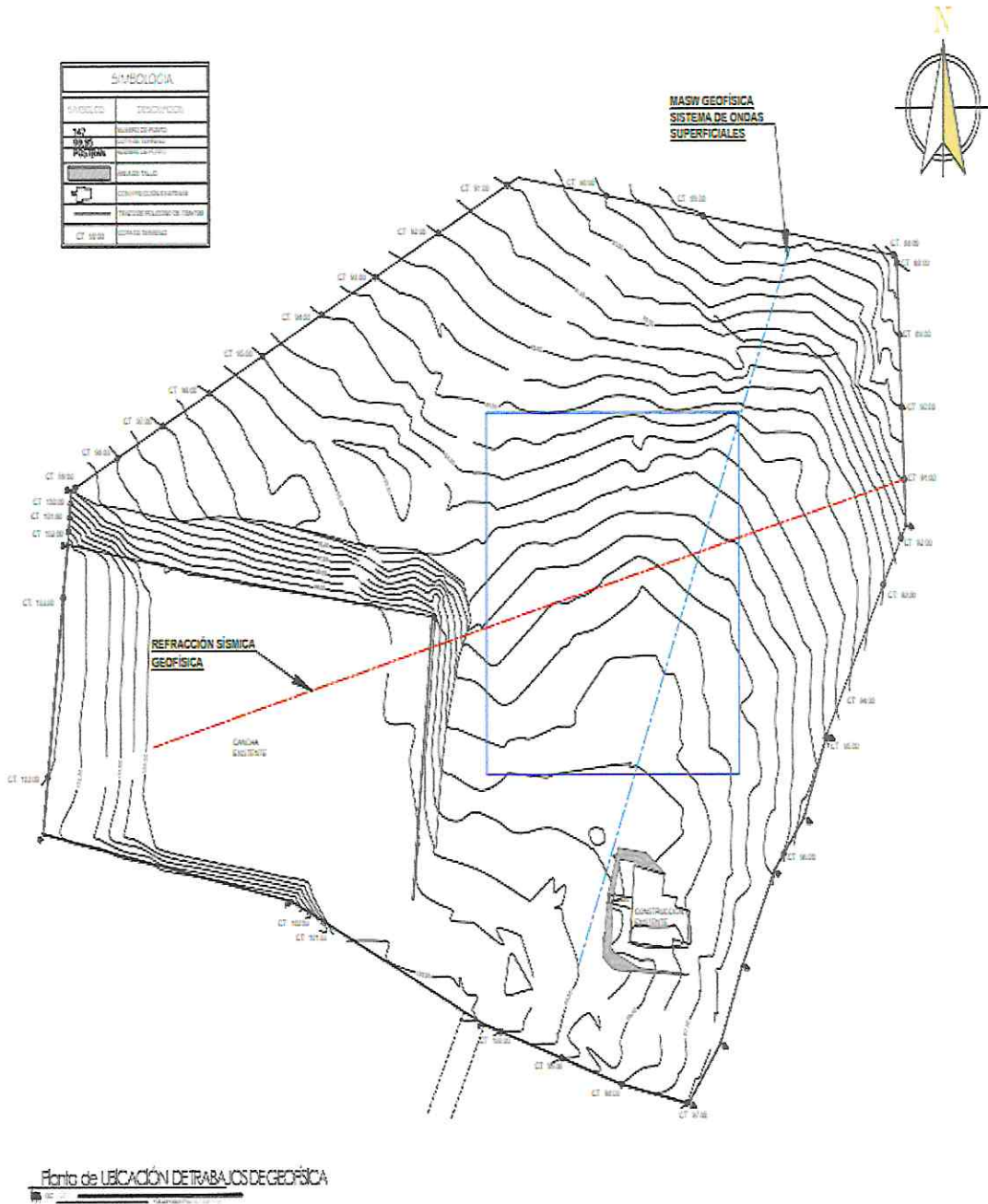


SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2020@gmail.com ingenieriaml2022@gmail.com

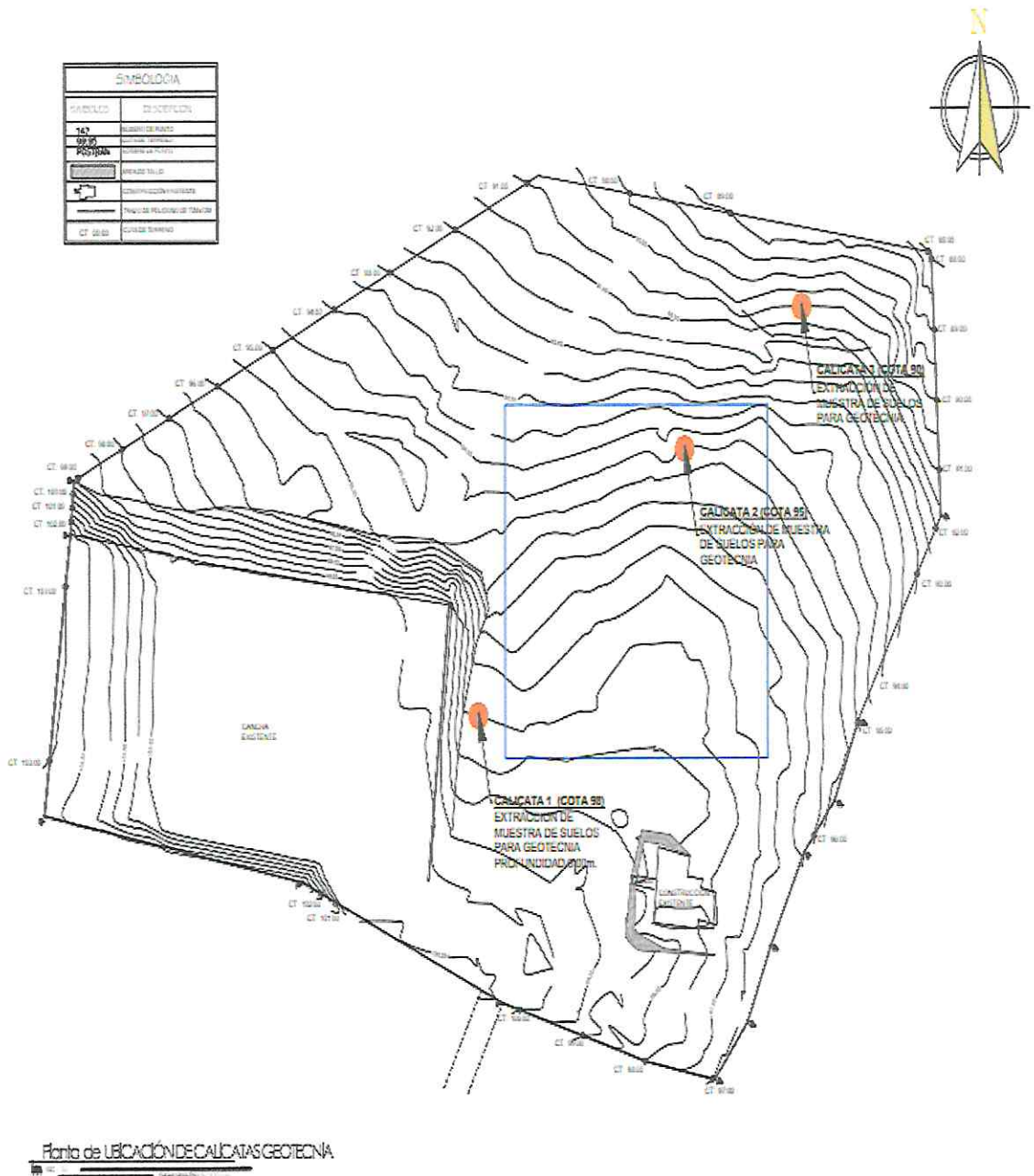


SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2020@gmail.com ingenieriaml2022@gmail.com



COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD K Y VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN

VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN Y PERMEABILIDAD DEL SUELO (COEFICIENTE K)

1. INTRODUCCIÓN

Los ensayos para determinar la permeabilidad en suelos con fines de saneamiento ambiental y obra civil pueden realizarse en excavaciones y laboratorio, en este caso se eligieron 2 opciones para medios comparativos en la excavación los dos métodos conocidos en laboratorio y campo.

• **(Método Lefranc)**, carga constante para arenas y carga variable, tanto para limos como arcillas. El ensayo Lefranc se utiliza para medir el coeficiente de permeabilidad k, la medida del caudal de admisión se realizó cada 20 minutos manteniendo el nivel constante otros 20 minutos, el resultado final tanto de la prueba de Lefranc como los ensayos en laboratorio de carga constante como de carga variable, es determinar el coeficiente k que viene dado por $k = Q / (600Ah)$ para pozos de absorción; sino que más importante aún, la velocidad de infiltración. Lo que nos permite evidenciar si un suelo es de baja permeabilidad o de alta permeabilidad, para fines de saneamiento ambiental (manejo de agua de procesos de tratamiento residual) y pluvial.

El ensayo Lefranc es uno de los ensayos de permeabilidad, in situ, que se aplica con mayor frecuencia. Consiste en introducir, o bombear agua desde

un sondaje, donde la cavidad es mantenida constante, a una determinada profundidad. Se aplica principalmente a suelos sueltos. Existen dos modalidades, con presión constante, o, con presión variable. En el ensayo con carga hidráulica constante se introduce o bombea en un pozo de sondeo el caudal necesario para mantener, en el pozo que se está verificando, a un nivel constante. La interpretación del ensayo se basa en algunas hipótesis que simplifican el problema, pero que no afectan sustancialmente el resultado. Las hipótesis son: (i) se trata de un flujo laminar, (campo de aplicación de la ley de Darcy); (ii) que el medio es isótropo y homogéneo; y, (iii) que se trata de un régimen permanente. En estas condiciones el caudal Q es proporcional a la permeabilidad, representada por el coeficiente de permeabilidad k , y a la carga hidráulica h , es decir: $Q=k*C*h$. Donde C es un coeficiente característico de la cámara filtrante.

• **(El método Porchet)** también se llama método a nivel constante. La velocidad de infiltración está medida manteniendo un nivel de agua constante en un agujero. Las pruebas de infiltración se realizan in situ en un suelo no saturado, o en la zona no saturada del suelo. En la práctica, los agujeros se hacen en la profundidad de interés en el estudio. Ellos están llenos de agua clara con el fin de medir la velocidad de absorción en el campo. Hay que medir el volumen de agua introducida durante la duración de la prueba, que permite mantener un nivel de agua constante en el agujero. Este método permite de calcular el coeficiente de permeabilidad K .

CALCULO INFILTRACION PORCHET

$K \text{ (mm/h)} = \text{Volumen de agua introducido} / (\text{Superficie de infiltración} \times \text{duración de la prueba})$

2. INTRODUCCIÓN

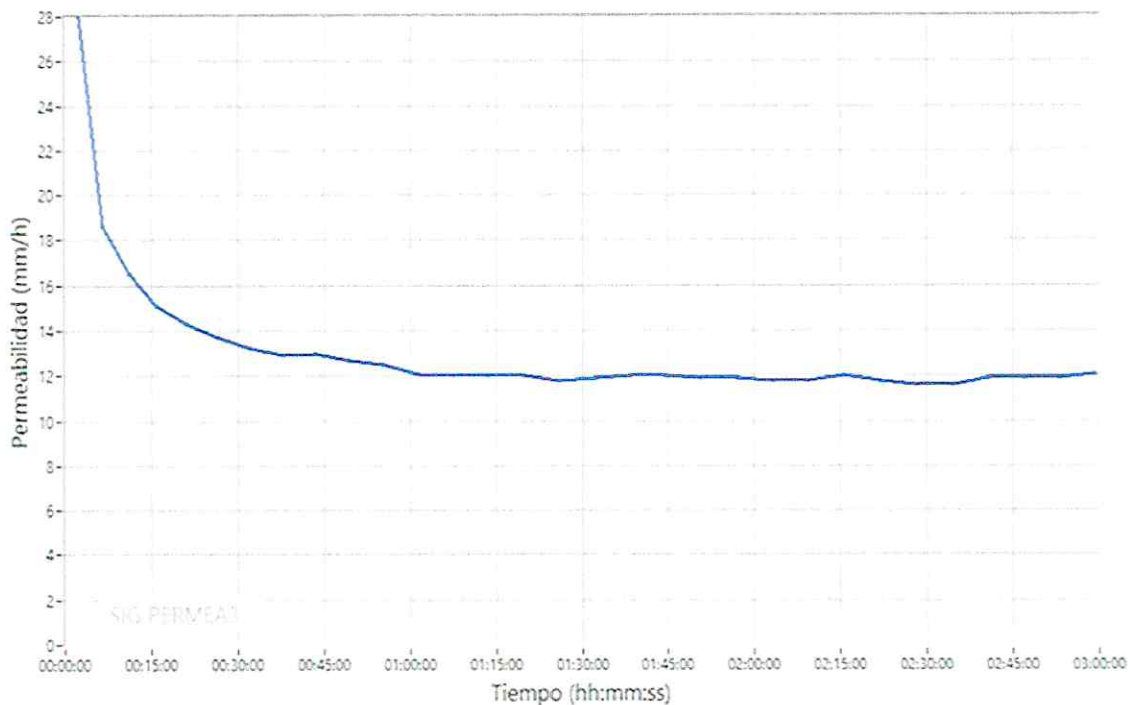
El siguiente estudio hidrogeológico enfocado a permeabilidad y velocidad de infiltración se justifica debido a que en el área no se cuenta con un sistema debido y adecuado de cuerpo receptor, de aguas residuales ya tratadas y agua pluvial, por lo que es necesario contar con sistemas de infiltración para cumplir con la legislación ambiental vigente, a la vez tampoco en el área se cuenta con un sistema adecuado de manejo de las zonas de precipitación pluvial y manejo de la escorrentía, por lo que es de suma importancia contar con sistemas de absorción debida, no solo para recibir las descargas DE AGUA RESIDUAL TRATADA y ser un cuerpo receptor que aun permita a través de la percolación un paso más en el tratamiento de descargas y a su vez permita ser un elemento de aporte a los niveles de los acuíferos y zonas de recarga, por lo que es menester determinar las capacidades del suelo presente determinar su permeabilidad.

1. **El ensayo Lefranc** es uno de los ensayos de permeabilidad, in situ, que se aplica con mayor frecuencia. Consiste en introducir, o bombear agua desde un sondaje, donde la cavidad es mantenida constante, a una determinada profundidad. Se aplica principalmente a suelos sueltos. Existen dos modalidades, con presión constante, o, con presión variable. En el ensayo con carga hidráulica constante se introduce o bombea en un pozo de sondeo el caudal necesario para mantener, en el pozo que se está verificando, a un nivel constante. La interpretación del ensayo se basa en algunas hipótesis que simplifican el problema, pero que no afectan

sustancialmente el resultado. Las hipótesis son: (i) se trata de un flujo laminar, (campo de aplicación de la ley de Darcy); (ii) que el medio es isótropo y homogéneo; y, (iii) que se trata de un régimen permanente. En estas condiciones el caudal Q es proporcional a la permeabilidad, representada por el coeficiente de permeabilidad k , y a la carga hidráulica h , es decir: $Q=k*C*h$. Donde C es un coeficiente característico de la cámara filtrante.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

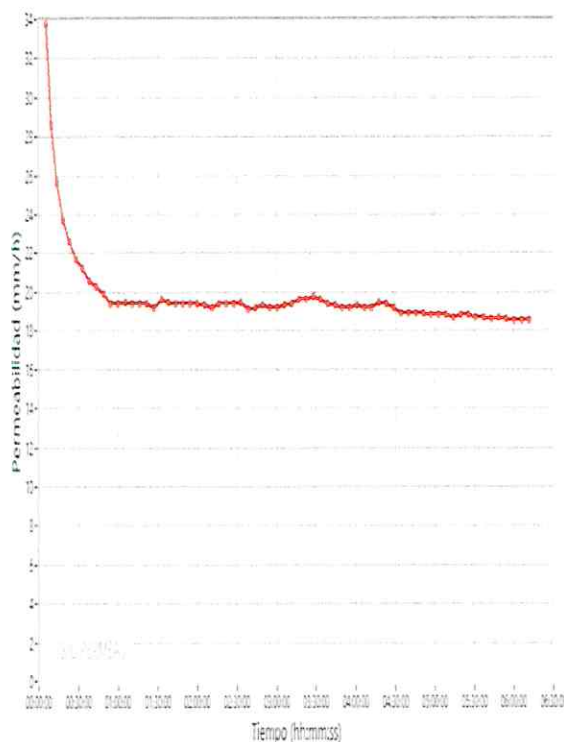
Una etapa de saturación está siempre necesaria. Durante esta fase de llenado de los poros del suelo, la velocidad del flujo es de transición. Cuando se alcanza la saturación, el flujo se convierte en permanente, y el valor de la permeabilidad tiende a estabilizarse.



Coeficiente de permeabilidad en suelo areno arcilloso

Al llegar a la oficina, los resultados se cargan en el ordenador con el software. Se obtiene la curva de medida de la permeabilidad (mm/hora). Cuando la velocidad de infiltración se vuelve constante, es el coeficiente de permeabilidad K que caracteriza un suelo. Este método se conoce bajo el nombre de método Le Franc

La conductividad hidráulica muestra la velocidad de infiltración del agua en un suelo. Depende de la composición del suelo y de la geología. El contenido inicial de agua tiene un impacto sobre el tiempo necesario para llegar a la conductividad hidráulica constante



2. El método Porchet también se llama método a nivel constante. La velocidad de infiltración está medida manteniendo un nivel de agua constante en un agujero. Las pruebas de infiltración se realizan in situ en un suelo no saturado, o en la zona no saturada del suelo. En la práctica, los agujeros se hacen en la profundidad de interés en el estudio. Ellos están llenos de agua clara con el fin de medir la velocidad de absorción en el campo. Hay que medir el volumen de agua introducida durante la duración de la prueba, que permite mantener un nivel de agua constante en el agujero. Este método permite de calcular el coeficiente de permeabilidad K.

CALCULO INFILTRACION PORCHET

$K \text{ (mm/h)} = \text{Volumen de agua introducido} / (\text{Superficie de infiltración} \times \text{duración de la prueba})$

SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2020@gmail.com ingenieriaml2022@gmail.com

T (min)	profundidad (cm)	altura (cm)	R/2(T2-T1)	$\ln((2h1+R)/(2h2+R))$	Vel. Inf (cm/min)	Vel. Inf (cm/h)
0	6.5	25				
1	7.2	24.3	2.5000	0.0258	0.0645	3.87
2	7.6	23.9	2.5000	0.0150	0.0376	2.26
3	7.9	23.6	2.5000	0.0114	0.0286	1.71
4	8.2	23.3	2.5000	0.0116	0.0289	1.73
5	8.5	23	2.5000	0.0117	0.0292	1.75
6	8.8	22.7	2.5000	0.0118	0.0296	1.78
7	9.1	22.4	2.5000	0.0120	0.0299	1.80
8	9.4	22.1	2.5000	0.0121	0.0303	1.82
9	9.7	21.8	2.5000	0.0123	0.0307	1.84
10	9.95	21.55	2.5000	0.0103	0.0259	1.55
15	11	20.5	0.5000	0.0446	0.0223	1.34
20	11.9	19.6	0.5000	0.0399	0.0200	1.20
25	12.8	18.7	0.5000	0.0416	0.0208	1.25
30	13.7	17.8	0.5000	0.0434	0.0217	1.30
40	15.2	16.3	0.2500	0.0768	0.0192	1.15
50	16.6	14.9	0.2500	0.0774	0.0193	1.16
60	17.8	13.7	0.2500	0.0715	0.0179	1.07
70	18.8	12.7	0.2500	0.0637	0.0159	0.96
80	19.9	11.6	0.2500	0.0751	0.0188	1.13
90	20.9	10.6	0.2500	0.0736	0.0184	1.10
100	21.8	9.7	0.2500	0.0712	0.0178	1.07
110	22.6	8.9	0.2500	0.0678	0.0170	1.02
120	23.4	8.1	0.2500	0.0728	0.0182	1.09
130	24.1	7.4	0.2500	0.0683	0.0171	1.02
140	24.8	6.7	0.2500	0.0733	0.0183	1.10
150	25.4	6.1	0.2500	0.0674	0.0169	1.01
160	26	5.5	0.2500	0.0723	0.0181	1.08
170	26.55	4.95	0.2500	0.0712	0.0178	1.07
180	27	4.5	0.2500	0.0623	0.0156	0.93

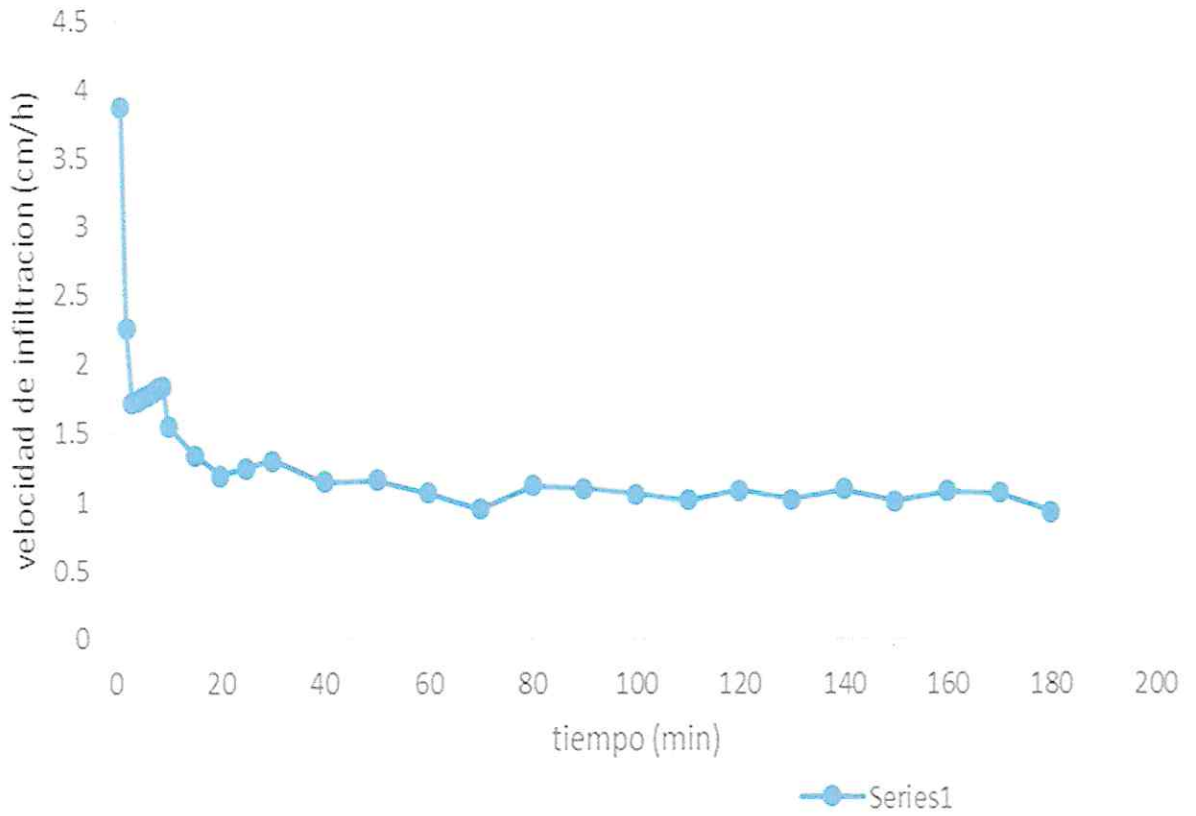
SERVICIOS PROFESIONALES DE INGENIERIA ML

10 avenida B 10-36 zona 2 Residenciales Pinares del tejar, El Tejar, Chimaltenango

TELEFONOS: 45315094 - 42643729

Correo electrónico: ingenieriaml2020@gmail.com ingenieriaml2022@gmail.com

181	27.1	4.4	0.25	0.062	0.0155	0.92
182	27.3	4.2	0.25	0.0624	0.0156	0.91
183	33	4.1	0.25	0.0625	0.015625	0.92
184	35	4	0.25	0.0633	0.015825	0.93
185	36	3.9	0.25	0.0635	0.015875	0.94
186	37	3.8	0.25	0.0638	0.01595	0.95
187	38	3.7	0.25	0.0645	0.01612	0.98
188	39	3.6	0.25	0.0614	0.01535	0.99
189	40	3.5	0.25	0.0615	0.01537	0.995
190	41	3.4	0.25	0.0616	0.01539	0.996
191	42	3.3	0.25	0.617	0.01541	0.997
192	43	3.2	0.25	0.0618	0.01543	0.998
193	44	3.1	0.25	0.0619	0.01545	0.999
194	45	3	0.25	0.0621	0.01525	1
195	47	2.9	0.25	0.0622	0.01555	1.001
196	48	2.8	0.25	0.0624	0.0156	1.002
197	49	2.7	0.25	0.0626	0.01565	1.003
198	50	2.6	0.25	0.0629	0.015725	1.004
199	51	2.5	0.25	0.0631	0.015775	1.005
200	55	2.4	0.25	0.0633	0.015825	1.006
201	58	2.3	0.25	0.0635	0.015875	1.007
202	65	2.2	0.25	0.0633	0.015825	1.008
203	69	2.1	0.25	0.0645	0.016125	1.009
204	70	1.9	0.25	0.0632	0.01575	1.01
205	75	2.5	0.25	0.0631	0.015775	1.01
206	78	2.6	0.25	0.0629	0.015725	1.02
207	82	2.9	0.25	0.0622	0.01555	1.025
208	85	3.4	0.25	0.0616	0.0154	1.029
209	88	2.7	0.25	0.0626	0.01565	1.031
210	87	3.9	0.25	0.0632	0.0158	1.032
211	88	4.35	0.25	0.0622	0.0161	1.033
212	89	4.45	0.25	0.0624	0.0162	1.035
213	90	5	0.25	0.0713	0.017825	1.038
214	91	5.6	0.25	0.0724	0.0181	1.049
215	92	7.15	0.25	0.068	0.017	1.055
216	93	7.95	0.25	0.0725	0.018125	1.056
217	94	8.65	0.25	0.0675	0.016875	1.05675
218	95	9.95	0.25	0.0718	0.01795	1.057145
219	96	11	0.25	0.0739	0.018475	1.05815
220	97	12.55	0.25	0.0644	0.0161	1.0591
221	98	12.85	0.25	0.0741	0.018525	1.0595
222	99	13.05	0.25	0.0709	0.017725	1.0597
223	100	13.5	0.25	0.0711	0.017775	1.06



k =	0.018 cm/min
V =	1.06 cm/hr


CONCLUSIONES

- Los resultados del método Le Franc y Porchet son similares
- El primer estrato E1 de 6.00 metros de profundidad es de muy regular permeabilidad, coeficiente de permeabilidad $K = 0.018$ cm/ min y una velocidad de filtración de 1.06 cm/hr. El segundo estrato E2 de 12.00 metros de profundidad es de regular permeabilidad, coeficiente de permeabilidad $K = 0.006$ cm/min y una velocidad de filtración de 0.14 cm/hr, ya fue extraído directamente la muestra y llevada a laboratorio para procesarla allí, debido a que ya estaba al 100% de saturación y hubo que procesarla en condiciones controladas.
- Se concluye que en base a las propiedades físicas de estos suelos encontrados en exploración y sometidos a los ensayos correspondientes tiene capacidades bajas de absorción, sin embargo, a profundidades mayores la tendencia es a seguir cambiando a arenas menos compactas o consolidadas, cuya granulometría y menor cohesión, permitirán una mayor absorción, habrá más infiltración y transmisibilidad a estratos inferiores de las aguas residuales tratadas
- Se concluye que podrá excavarse un sistema diseñado específicamente para la infiltración.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que el proyecto posea 20 pozos de infiltración para agua pluvial con 25 metros de profundidad cada uno revestido con tubería de cemento perforada con diámetro de 1.00 metro
- Se recomienda que el proyecto posea 5 pozos de infiltración para agua residual ya tratada provenientes de la descarga de la PTAR con 25 metros de profundidad cada uno revestido con tubería de cemento perforada con diámetro de 1.00 metro
- Se recomienda dar a cualquier sistema de campo de absorción (infiltración) de aguas residuales tratadas mantenimiento cada 2 años




Julio Héctor Martínez Letona
INGENIERO CIVIL
Col. Activo No. 14,108