

PROYECTO:" MANTENIMIENTO Y RECUPERACIÓN DEL COLECTOR GALÁN
- SECTOR ACAPULCO, LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE MELGAR,
DEPARTAMENTO DEL TOLIMA"

INFORME DE ESTUDIO GEOTÉCNICO Y DE SUELOS

MELGAR – TOLIMA

COORDENADAS DEL PROYECTO: 4.20063797 N; 74.6448452 W

OCTUBRE 2024

TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	6
2.	OBJETIVOS	6
2.1.	OBJETIVO GENERAL	6
2.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
3.	LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	7
3.1.	GENERALIDADES DEL DEPARTAMENTO.....	9
3.1.2.	Relieve del departamento del Tolima.	10
3.1.3.	Datos poblacionales	11
3.1.4.	Clima del departamento	12
3.2.	GENERALIDADES DEL MUNICIPIO	12
3.2.1.	Clasificación del suelo.	13
3.2.2.	Usos del Suelo	14
3.2.3.	Hidrología.....	15
3.3.	GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA.....	16
3.3.2.1.	Estratigrafía.....	17
	18	
3.3.2.2.	Geología estructural.....	21
3.3.2.3.	Amenazas Geológicas	25
4.	METODOLOGÍA.....	26
4.1.	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	26
4.2.	TRABAJO DE CAMPO.....	27
4.3.	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO SPT	27
4.3.1.	Equipo. 28	
4.3.2.	Procedimiento SPT	31
4.4.	ENSAYOS DE LABORATORIO.....	34
5.	PARÁMETROS SÍSMICOS.....	35
5.1.	Coeficiente de Importancia.....	36
5.1.1.	Grupos de Uso	36
5.1.2.	Coeficiente de Importancia.....	36
5.2.	Determinación del Perfil de Suelo	37
5.3.	Unidades de Construcción, número de sondeos y profundidad	40
5.4.	Espectro Elástico de Aceleración de diseño.....	41

6.	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO.....	42
6.1.	Clasificación del suelo.....	42
7.	RECOMENDACIONES	47
7.1.	Recomendaciones para la cimentación.....	47
7.2.	Para evitar derrumbes y caídas.	49
7.3.	Para la Construcción de la Cimentación	50
7.4.	Para el mejoramiento del suelo (Suelos blandos)	50
7.5.	Para Colindancia	51
8.	ACLARACIÓN.....	52
9.	BIBLIOGRAFÍA	53
ANEXOS		55

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Datos Preliminares del proyecto. Fuente: Autor	8
Tabla 2. Leyenda Geológica en Mapa de Geología de la Plancha 264 “Espinal”. Fuente: Servicio Geológico Colombiano.	19
Tabla 3. Parámetros Sísmicos NSR-10. Fuente: Autor	36
Tabla 4. Coeficiente de Importancia A.2.5-1. Fuente: NSR-10.....	37
Tabla 5. Grupos de Uso. Fuente: Norma Colombiana Sismo Resistente NSR-10 Titulo A 37	
Tabla 6. . Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente NSR-10.....	39
Tabla 7. Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles C, D o E. Fuente NSR- 10 40	
Tabla 8. Unidades de Construcción. Fuente NSR -10	40
Tabla 9. . Unidades de Construcción. Fuente NSR -10	41
Tabla 10. Número de Sondeo. Fuente: Autor.....	41
Tabla 11. Exploración SPT. Fuente. Autores.....	43
Tabla 12. Consistencia de la muestra. Fuente. Autores.....	44
Tabla 13. Potencial de Licuefacción. Fuente. Autores	45
Tabla 14. Recomendaciones para cimentación. Fuente. Autores	47

LISTADO DE GRAFICAS

Grafica 1.	Ubicación del proyecto geoportal Google Maps , modificado por autor.	8
Grafica 2.	Mapa División Político Administrativa Del Tolima. Fuente: INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI.....	10
Grafica 3.	Plancha 264 “espinal” Fuente: Geoportal del Sistema Geológico Colombiano https://srvags.sgc.gov.co/Flexviewer/Estado_Cartografia_Geologica/	16
Grafica 4.	Ubicación del proyecto en Mapa de Geología de la Plancha 264 “Espinal”. Fuente: Servicio Geológico Colombiano.	18
Grafica 5.	Ubicación del proyecto en Mapa de Geología de la Plancha 264 “Espinal ”. Fuente: Servicio Geológico Colombiano.	18
Grafica 6.	Principales rasgos técnicos en la Plancha 264 – “Espinal”. Fuente: Servicio Geológico colombiano	22
Grafica 7.	Toma muestras de tubo partido. Fuente: Norma INV E – 111-13 ...	30
Grafica 8.	Tipos de martillo. Fuente: Norma INV E – 111-13	31
Grafica 9.	Procedimiento SPT. Fuente: Procedimiento de ensayos de penetración estándar y aplicación posterior de torque. K. Tawfiq, Florida State University, EE.UU.....	32
Grafica 10.	Zona Amenaza Sísmica en Colombia. Fuente: Servicio Geológico colombiano https://srvags.sgc.gov.co/jsviewer/Amenaza_Sismica_2020/	35
Grafica 11.	Espectro Elástico de aceleraciones de Diseño como fracción de g. Fuente: Ing. Manuel Ceballos -2017	42
Grafica 12.	. Exploración SPT Profundidad vs golpes. Fuente. Autores	43

1. INTRODUCCIÓN

Este informe presenta una descripción geológica, geomorfológica y de suelos del terreno estudiado, la influencia en el entorno, las observaciones logradas durante el proceso exploratorio y las respectivas relaciones de ingeniería para elaborar recomendaciones y parámetros mínimos de la calidad del soporte del mismo.

El desarrollo de las actividades consistió en la búsqueda de información secundaria o preliminar en lo concerniente a los aspectos relacionados con geología y proyectos de infraestructura cercanos, investigación del suelo de la zona de estudio por medio de la ejecución de una serie de perforaciones, y de ensayos de laboratorio. De acuerdo a los resultados obtenidos en la campaña de exploración se realizó la caracterización del suelo y el prediseño de la fundación de las estructuras que componen el proyecto y el dimensionamiento preliminar

Los perfiles de los suelos que se encuentran in situ no presentan rasgo homogéneos, elásticos e isotrópicos, las propiedades geotécnicas del suelo-estructura son fundamentales en el análisis estructural de una edificación; Colombia se encuentra en una zona de constante actividad sísmica y las ciudades afrontan un exponencial crecimiento en la población lo cual puede generar cierto grado de vulnerabilidad en las edificaciones construidas de manera clandestina y sin los parámetros requeridos por la Norma Sismorresistente Colombiana vigente.

De acuerdo con los alcances del estudio, los tipos de sondeo y ensayos, así como su número son una aproximación a los mínimos exigidos en la norma buscando realizar la mejor caracterización del sector. Para ello se realizó un trabajo de tres sondeos distribuidos a lo largo y ancho del área del proyecto, encontrando allí una tipología de suelo de material granulométrico compacto y de consistencia muy firme.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Elaborar un informe de suelos donde se presentan los resultados de la exploración geotécnica y ensayos de laboratorio para así conocer las características físico-mecánicas y espesores de los diferentes estratos que conforman el perfil del suelo que va a soportar la estructura del proyecto **"MANTENIMIENTO Y RECUPERACIÓN DEL COLECTOR GALÁN - SECTOR ACAPULCO,**

LOCALIZADO EN EL MUNICIPIO DE MELGAR, DEPARTAMENTO DEL TOLIMA", de forma tal que se garantice el correcto desempeño de esta estructura en el periodo de diseño y que la capacidad portante del suelo se respalde en una cimentación óptima y eficaz.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar con base en una visita previa a la realización del estudio, el tipo de equipos a utilizar, la ubicación de los sondeos y la metodología final para llevar a cabo el estudio de suelos en campo.
- Establecer las características del suelo, condiciones geológicas y geotécnicas del sitio donde se ubica la futura construcción.
- Estimar el comportamiento del suelo frente a una carga de diseño y la capacidad de soporte, el tipo de suelo y resistencia de los mismos para estudiar la adecuada cimentación para la construcción.

3. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

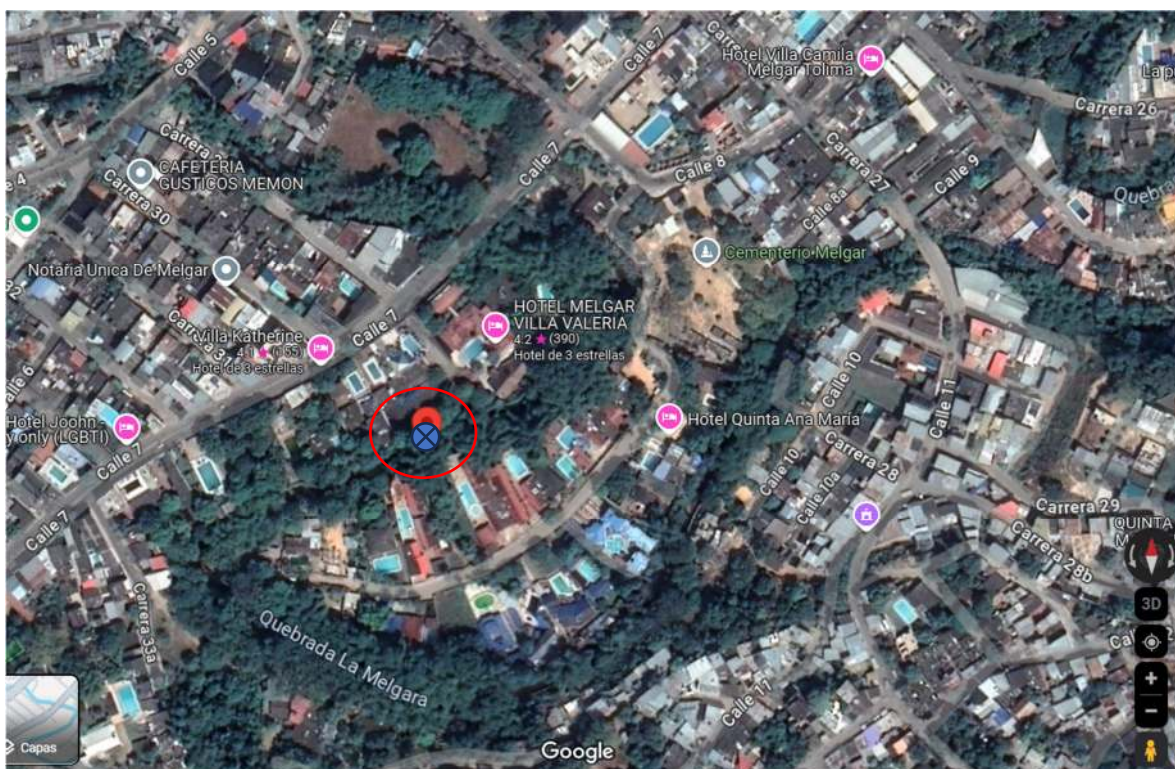
El proyecto denominado ***“COLECTOR DE AGUAS RESIDUALES EN VIADUCTO TIPO BOX-COULVERT EL BARRIO GALÁN Y MADROÑALA HASTA LAS AFUERAS DEL BARRIO SICOMORO 2.”***, presenta las siguientes características:

DATOS PRELIMINARES DEL PROYECTO	
PAIS	COLOMBIA
DEPARTAMENTO	TOLIMA
MUNICIPIO	MELGAR
COORDENADAS	4.20063797 N; 74.6448452 W
UBICACIÓN	BARRIO GALÁN Y MADROÑALA HASTA LAS AFUERAS DEL BARRIO SICOMORO 2.
LONGITUD TOTAL DE COLECTOR	1950 M
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	El proyecto contempla la construcción de aproximadamente 1950 metros lineales de colector en viaducto tipo boxculvert, apoyada sobre pilas en concreto, con descarga final. Por otro lado, las obras se desarrollarán en dos fases: En la Primera, se construirán 1100 metros lineales de colector en concreto reforzada sección cuadrada, izado en pedestales de soporte las cuales tendrán una separación máxima de 10m y una altura variable de acuerdo a la topografía del terreno. El anterior tramo se construirá desde el Barrio Galán y Madroñala hasta las afueras del Barrio Sicomoro 2.

Tabla 1. Datos Preliminares del proyecto. Fuente: Autor

Teniendo en cuenta la información contenida en la Tabla 1, se procede a indagar acerca de los rasgos y generalidades del sector en el que se va proyectar la obra, esto con la finalidad de extraer la mayor información posible acerca de la geografía, litografía, economía, factores climatológicos, políticos, sociales y limítrofes a los que se ve enfrentado el desarrollo de este estudio.

Por su parte, con la finalidad de ilustrar acerca de la ubicación del proyecto, se precisa adjuntar la siguiente Figura 1, la cual muestra el casco urbano del municipio de Melgar y que el presente autor modificó para referenciar el punto exacto del proyecto.



Grafica 1. Ubicación del proyecto geoportal Google Maps , modificado por autor.

3.1. GENERALIDADES DEL DEPARTAMENTO.

El departamento de Tolima está dividido en 47 municipios, 30 corregimientos, 217 inspecciones de policía, así como, numerosos caseríos y sitios poblados. Los municipios están agrupados en 30 círculos notariales, con un total de 36 notarías, un círculo principal de registro con sede en Ibagué y 11 oficinas seccionales de registro con sede en los municipios de Ambalema, Armero, Cajamarca, Chaparral, Espinal, Fresno, Guamo, Honda, Líbano, Melgar y Purificación; un distrito judicial, Ibagué, con 9 cabeceras de circuito judicial en Ibagué, Chaparral, Espinal, Fresno, Guamo, Honda, Lérída, Líbano, Melgar y Purificación. El departamento conforma la circunscripción electoral del Tolima. (INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI - IGAC, 2018)

Entre sus actividades económicas de encuentra la agricultura con la producción de arroz, ajonjolí, sorgo, café, algodón, caña panelera, soya, maíz, tabaco, yuca y árboles frutales. Sin embargo, la el maíz y el tabaco fueron los productos con más exportaciones en el siglo XX. La pesca también ha sido de gran provecho para este departamento, gracias a los ríos Magdalena y el río Saldaña. Por otro lado, la minería ha prosperado en el municipio Mariquita, especialmente con el oro. La ganadería se desarrolla en varios municipios, pero más que todo para satisfacer la demanda local. (GOBERNACIÓN DEL TOLIMA, s.f.)

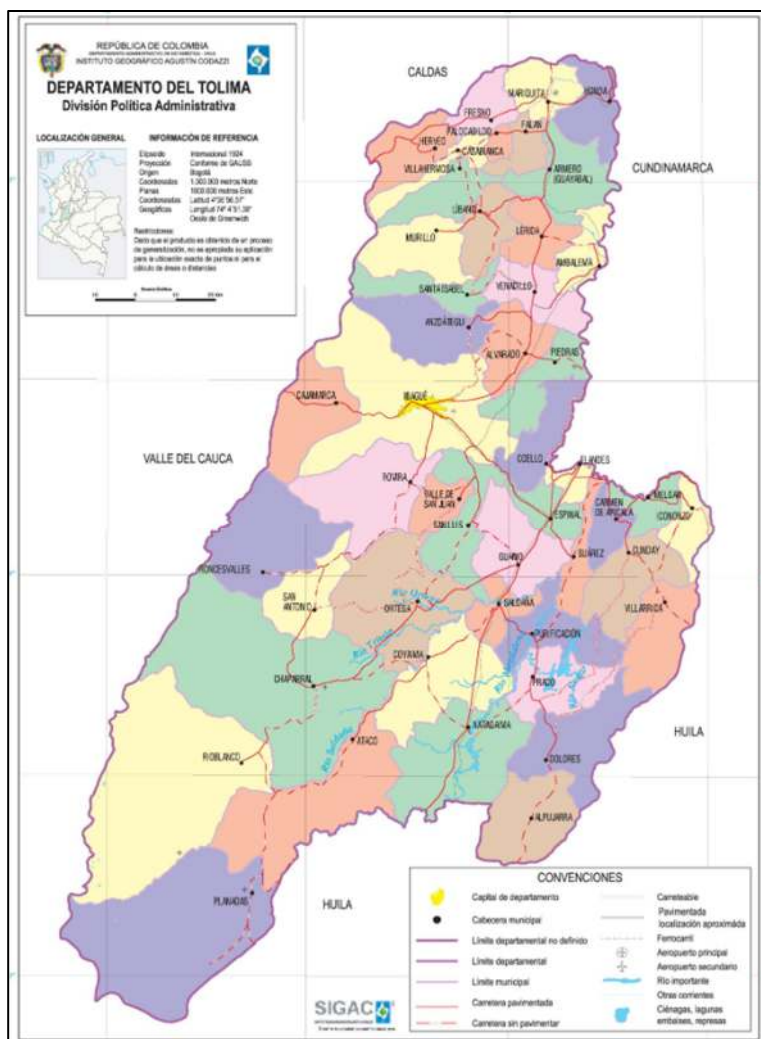
El Departamento del Tolima está situado al Centro occidente de la República de Colombia y sus territorios hacen parte de la región Andina.

Sus Coordenadas geográficas extremas son:

- 04°35'56.57" de latitud norte

- 74°04'51.30 de longitud oeste

En virtud de lo anterior, se presenta la Figura 2, la cual permite tener un panorama acerca de la división político-Administrativa que presenta el departamento, así como sus departamentos adyacentes.



Grafica 2. Mapa División Política Administrativa Del Tolima. Fuente: INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI

3.1.2. Relieve del departamento del Tolima.

En el territorio del departamento de Tolima se observan cuatro unidades fisiográficas. La primera corresponde a la franja occidental, gran parte de la cual incluye el batolito de Ibagué y que en general se compone de bloque metamórficos; esta unidad se halla fuertemente fracturada en un sistema de fallas que la cruzan longitudinal y transversalmente, destacándose la falla de Ibagué; el relieve es escarpado con alturas superiores a los 5.000 m sobre el nivel del mar y vertientes profundas en las que son frecuentes movimientos en masa de gran magnitud.

- **Franja occidental**

Es una franja dispuesta en dirección sur-norte y corresponde al flanco occidental de la cordillera Oriental, cubre el 45% de la superficie departamental y va desde los

300 msnm, en la margen derecha del río Magdalena, hasta los 3.500 msnm en los páramos de Sumapaz y Guerrero. El río Guaguaquí, que más adelante es llamado Sumapaz, al sur, cierra los límites de la región.

La parte más occidental de esta región está compuesta particularmente por cordones montañosos, paralelos al río Magdalena, cuyas alturas por lo general no sobrepasan los 1.500 msnm. Se presentan algunas depresiones, ocupadas por los ríos Negro, Seco y el curso bajo del río Bogotá. Continuando en la misma dirección, el relieve se presenta escalonado, culminando a los 3.200 msnm.

- **Piedemonte de la cordillera central**

Conformado por extensos depósitos cuyo origen está asociado con eventos volcánicos y sobre los cuales se ubica gran parte de la población y se desarrollan las principales actividades productivas del departamento.

- **Valle del río Magdalena**

Está compuesta de material sedimentario del terciario y cuaternario.

- **Piedemonte occidental de la cordillera Oriental**

Conformada por depósitos cuaternarios asociados en su mayoría con procesos glaciares. (SOCIEDAD GEOGRÁFICA DE COLOMBIA, 2018)

3.1.3. Datos poblacionales

Tolima es uno de los 32 departamentos de Colombia. De acuerdo con las proyecciones del DANE, en 2023 Tolima tenía 1.37 millones de habitantes: 695,621 mujeres (50.6%) y 678,763 hombres (49.4%). Los habitantes de Tolima representaban el 2.6% de la población total de Colombia en 2023. En Colombia, de acuerdo con el Código de la Infancia y la Adolescencia, las niñas y niños son los menores de 12 años. En 2023 Tolima tenía 218,226 menores de 12 años: 106,528 niñas (48.8%) y 111,698 niños (51.2%). Los menores de 12 años representaban el 15.9% de la población total de Tolima en 2023. En Colombia, de acuerdo con el Código de la Infancia y la Adolescencia, las niñas y niños son los menores de 12 años. En 2023 Tolima tenía 218,226 menores de 12 años: 106,528 niñas (48.8%) y 111,698 niños (51.2%). Los menores de 12 años representaban el 15.9% de la población total de Tolima en 2023. Por su parte, En Colombia, los adultos mayores

son las personas que tienen 60 años de edad o más. En 2023 Tolima tenía 250,501 adultos mayores: 133,596 mujeres (53.3%) y 116,905 hombres (46.7%). Los adultos mayores representaban el 18.2% de la población total de Tolima en 2023. (INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI - IGAC, 2018)

3.1.4. Clima del departamento

En el departamento de Tolima se diferencian cuatro áreas climáticas: una semihúmeda localizada en la parte alta de la cordillera Central y Oriental, que tiene precipitaciones superiores a los 2.000 mm anuales. De oeste a suroeste se distingue una pequeña área catalogada como ligeramente húmeda, con un rango de precipitaciones de 1.500 a 2.000 mm; esta misma unidad se extiende longitudinalmente sobre ambos piedemontes. Sobre el valle del río Magdalena se tipifica un sector subhúmedo, con precipitaciones entre 1.000 y 1.500 mm y temperaturas medias anuales superiores a los 24°C. (TOLIMA, 2011)

3.2. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO

Melgar fue fundado en 1783 bajo el nombre de SAN FRANCISCO DE MELGAR durante la época colonial española, El lugar fue habitado en periodos precolombinos por los indígenas Pijaos. A la llegada de los españoles, fue conquistado por Hernán Pérez de Quesada, Hernán Vanegas Carrillo y Baltazar Maldonado, en donde fundaron el primer asentamiento conocido como Cualamana, que luego paso a llamarse Villa de Nuestra Señora de Altagracia y 1601 fue renombrada La Candelaria por el capitán Juan López de Herrera.

Se encuentra localizado en el centro del departamento del Tolima, en la región del alto de magdalena. Limita al norte con el departamento de Cundinamarca, al este con el municipio de Icononzo, al sur con el municipio de Cunday y el municipio está situado a una altitud de 323 metros sobre el nivel del mar y cuenta con un clima cálido, con temperaturas entre los 28° y 34° c

El municipio de melgar tiene una extensión de 317 km², cuenta con 56 barrios en su zona urbana, estos barrios conforman el área central del municipio y su amplia zona rural conformada por sus 46 veredas, la cual abarca la mayor proporción del territorio. (GOBERNACION DEL TOLIMA , 2024)

Localización Geográfica:

Extensión total: 317 km²

Extensión área urbana: 4,2 km²

Extensión área rural: 313 km²

Altitud de la cabecera municipal (metros sobre el nivel del mar): 323

Temperatura media: 34° C

Distancia de referencia: A 98 km de Ibagué.

-Límites del municipio:

El Municipio de melgar se encuentra situado en la región central del país, del Departamento del Tolima, y limita al norte con los municipios de Flandes, Espinal y Girardot; por el oriente con el municipio de Girardot; por el sur con el municipio de Espinal, y por el occidente con el municipio de San Luis. Limita al norte con el departamento de Cundinamarca, al sur con el municipio de Cunday, al oriente con el municipio de Icononzo y al occidente con el municipio de Carmen de Apicalá (GOBERNACION DEL TOLIMA , 2020)

3.2.1. Clasificación del suelo.

Cada unidad de tierra determinada en el proceso de zonificación ecológica, presenta cualidades o características que de una u otra forma permiten el establecimiento de un determinado uso de aptitud.

De igual forma cada tipo de utilización de la tierra (Protección-conservación, revegetalización, plantación forestal, pastoreo, agricultura, extracción minera, industria, comercio, servicios, asentamientos rurales y consolidados) tienen unos requerimientos necesarios para poderse establecer.

La evaluación integral del territorio que involucra aspectos biofísicos, sociales, económicos y socioculturales, permite demostrar la aptitud general que las unidades de paisaje tienen para un determinado uso.

A nivel general se observan los siguientes tipos generales de uso (Plano RD-18 Aptitud del suelo, uso potencial):

- Tierras dedicadas a la actividad agropecuaria
- Tierras de protección-conservación cubiertas por bosques y arbustales
- Extracción minera (Plano RD-20 Evaluación extractivo y asentamiento).

De manera general el área de montaña alta está dedicado a la conservación de bosques y zonas de protección, en un 90%, y un 10% de uso agropecuario, como para café, frijol y pastizales; en las laderas de montaña, las cuales en su mayoría se encuentran desnudas y erosionadas, están dedicadas en un 90% a la explotación agrícola con cultivos de café, plátano, aguacate y cacao; en la ladera baja o de pendiente baja, en su mayoría son áreas de explotación pecuaria (praderas

naturales) y agrícola como maíz, caña, yuca y plátano; en las partes medias y bajas del municipio predomina en un 80% la explotación pecuaria combinada con cultivos secos como maíz, sorgo, yuca, explotaciones de plátano para la hoja; guayaba y en algunos sectores áreas con regadío para el cultivo del arroz (Plano RD-18 Aptitud del suelo, uso potencial).

En cuanto a los conflictos de uso en las partes más altas de la montaña estos se derivan de la sobreexplotación de estas áreas de protección y conservación para la actividad agropecuaria; mientras que en las partes bajas y medias no se presentan conflictos serios de uso. Por su parte todas las áreas ribereñas de los ríos y quebradas son aptas para protección-conservación y revegetalización, por lo cual aparecen marcadas en el mapa de conflictos; pero pueden ser utilizadas moderadamente para pastoreo extensivo y definitivamente no pueden ser utilizadas o aptas para la minería y los asentamientos.

A cada una de las unidades de paisaje se les determinó su grado de aptitud de uso para todos los TUT propuestos teniendo en cuenta las cualidades del territorio suministradas por los últimos estudios territoriales elaborados en el diagnóstico.

3.2.2. Usos del Suelo

De acuerdo al acuerdo al plan básico de ordenamiento territorial del municipio de Melgar y con el propósito de asignar los usos del suelo, autorizados para los sectores, áreas delimitadas y descritas en el presente Acuerdo y en el documento técnico de soporte, los usos del suelo del municipio de Melgar Tolima se clasifican de la siguiente manera (ALCALDIA DE MELGAR, 2016)

- **Zonas de Actividad Residencial.** Son aquellas destinadas para la vivienda o lugar de habitación como uso principal y en las que los usos permitidos deben conservar dicha vocación. Según el tipo de zona residencial se permite la localización de actividades económicas con mayor o menor intensidad, de acuerdo con su clasificación como complementarios o restringidos y la escala o cobertura.
- **Zona de Actividad Múltiple.** Centralidad municipal. Se caracteriza por la presencia de mezclas de usos principalmente de escala local y municipal, se convierte en un dinamizador de actividades económicas con coberturas que le permiten ser un apoyo a la concreción del modelo de ocupación territorial propuesto
- **Zonas de Actividad Turística.** Áreas del municipio de Melgar destinadas como uso principal a la prestación de todo tipo de servicios turísticos de cobertura local, municipal y regional.

- **Zonas de Actividad de Comercio y Servicios.** Áreas en las cuales se localizan de manera intensiva las edificaciones que se destinan al intercambio de bienes y/o servicios de diferente tipo
- **Zonas de Actividad Institucional.** Son aquellas áreas donde se localizan los equipamientos, cuyos usos sirven de soporte a las actividades de la población satisfaciendo las necesidades básicas de la población, tales como: Administración, Seguridad, Justicia, Servicios
- **Zona de Actividad de Servicios Especiales.** Es el sector denominado la Zona Rosa de Melgar, donde se localizan actividades que generan altos impactos por los usos allí establecidos, los bares, discotecas y comercio complementario a estos.
- **Zonas de Protección. Son los suelos** que por su destinación específica para equipamientos esenciales, servicios públicos domiciliarios o líneas vitales, infraestructura vial , espacio público y para la conformación de la estructura ecológica municipal , deben protegerse de desarrollos urbanísticos diferentes al uso protegido .

3.2.3. Hidrología.

El río Sumapaz nace en la cuchilla de Los Charcos, en la localidad de Sumapaz, Bogotá D.C., a 4,050 m.s.n.m., y desemboca en el río Magdalena a 275 m.s.n.m., entre los municipios de Ricaurte (Cundinamarca) y Suárez (Tolima).

En un primer ejercicio de delimitación de su cuenca, la CAR definió en 2005 diez subcuencas basándose en la Resolución No. 104 de 2003. Las subcuencas identificadas incluyen ríos como el Paguey, el Bajo Sumapaz y el Alto Sumapaz. En 2011, CORTOLIMA reportó trece subcuencas adicionales, que abarcan quebradas y ríos como la quebrada Agua Fría y el río Juan López.

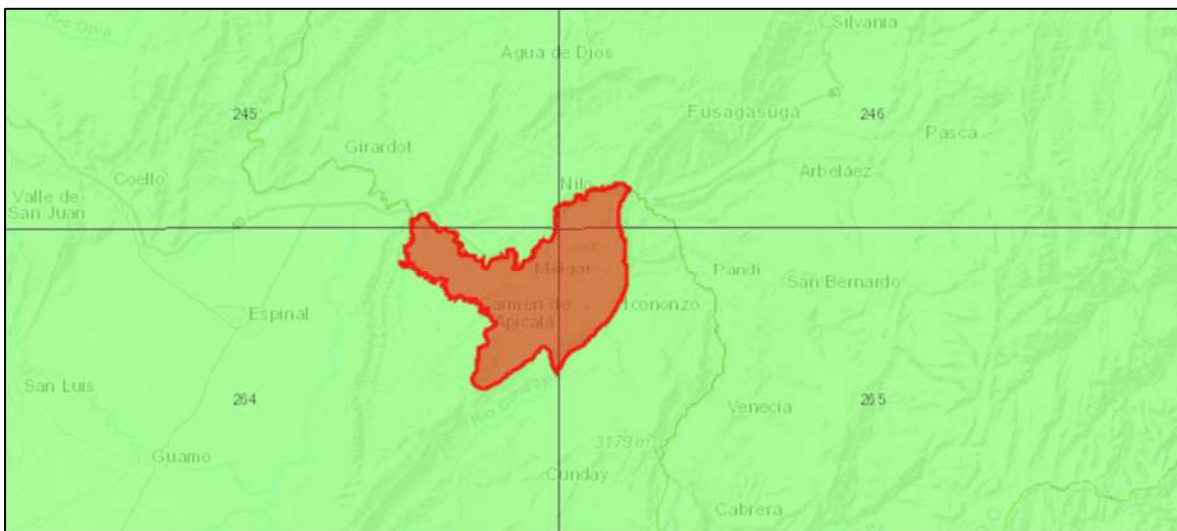
En 2016, se formó una comisión conjunta entre la CAR y CORTOLIMA para unificar la gestión de la cuenca del río Sumapaz. Se inició el Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca (POMCA), que incluyó una fase de aprestamiento ya realizada y una fase de diagnóstico en 2017. Durante esta fase, se ajustó la delimitación de la cuenca, se codificaron y nombraron las subcuencas.

Finalmente, se definieron 14 unidades hidrográficas a nivel de subcuenta, considerando factores climáticos, hidrológicos, orográficos, topográficos, bióticos y socioeconómicos, para garantizar una gestión sostenible y eficaz de los recursos hídricos de la región. que integran la cuenca del río Sumapaz, como base para la planificación del desarrollo regional

Para la codificación de cada unidad hidrográfica (subcuenta) se siguió la clasificación propuesta por el IDEAM, realizando la numeración desde la parte baja de la cuenca, en sentido contrario a las agujas del reloj y en forma concéntrica, dando la forma de espiral o caracol, es decir incluyendo primero las subcuencas externas y luego las internas. La nominación se realizó asignando el nombre de la corriente principal y en caso de que ésta no exista o no esté bien definida se asigna el nombre de “directos al Sumapaz”, incluyendo el nombre de los municipios que conforman la subcuenta. (CORTOLIMA , 2024)

3.3. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

El municipio de melgar Tolima se encuentra ubicado entre las planchas 264, 265, 245 y 246. Sin embargo, la ubicación del proyecto se enfoca en la Plancha 264 “Espinal” del Mapa Geológico Colombiano tal como se muestra en la siguiente figura 3.



Grafica 3. Plancha 264 “espinal” Fuente: Geoportal del Sistema Geológico Colombiano <https://srvags.sgc.gov.co/Flexviewer/Estado> Cartografía Geológica/

La Plancha 264 Espinal se localiza en la parte centro - oriental del Departamento del Tolima y abarca una superficie de 2.400 km². Geográficamente, el área de la plancha ocupa sectores de la parte más septentrional del valle alto del río Magdalena, flanco occidental de la Cordillera Oriental y últimas estribaciones de la Cordillera Central. En el área de la Plancha 264 Espinal afloran, casi exclusivamente, rocas sedimentarias con edades que van desde el Triásico al Cuaternario. Únicamente, hacia el sector donde confluyen los ríos Saldaña y Ortega, aparecen dos afloramientos pequeños de rocas intrusivas probablemente del Jurásico (Cuarzo monzonita del Río Saldaña). Los períodos Triásico y Jurásico están representados por la Formación Saldaña y la Cuarzo monzonita del Río Saldaña; las unidades lito estratigráficas Formación Caballos, Caliza del Tetuán, Shale de Bambucá, formaciones Hondita y Loma Gorda, Grupo Olini (Lidita Inferior, Nivel de Lutitas o Arenisca El Cobre y Lidita Superior), Nivel de Lutitas y Arenas y Formación La Tabla, representan el período Cretácico en el sector occidental de la plancha, mientras que en el sector oriental lo hacen la Formación Caballos, Grupo Villeta, Grupo Olini (Lidita Inferior, Olini Medio y Lidita Superior), Formación La Tabla y Grupo Guadalupe.

3.3.2.1. Estratigrafía

Las edades de las rocas expuestas en la Plancha 264 – Espinal varía entre el Precámbrico y el Cuaternario reciente; para su descripción litológica y relaciones estratigráficas, se tuvo en cuenta la secuencia geológica, partiendo de las unidades más antiguas a las más recientes. A continuación, se describirán las distintas unidades litoestratigráficas cartografiadas, en orden estratigráfico ascendente.

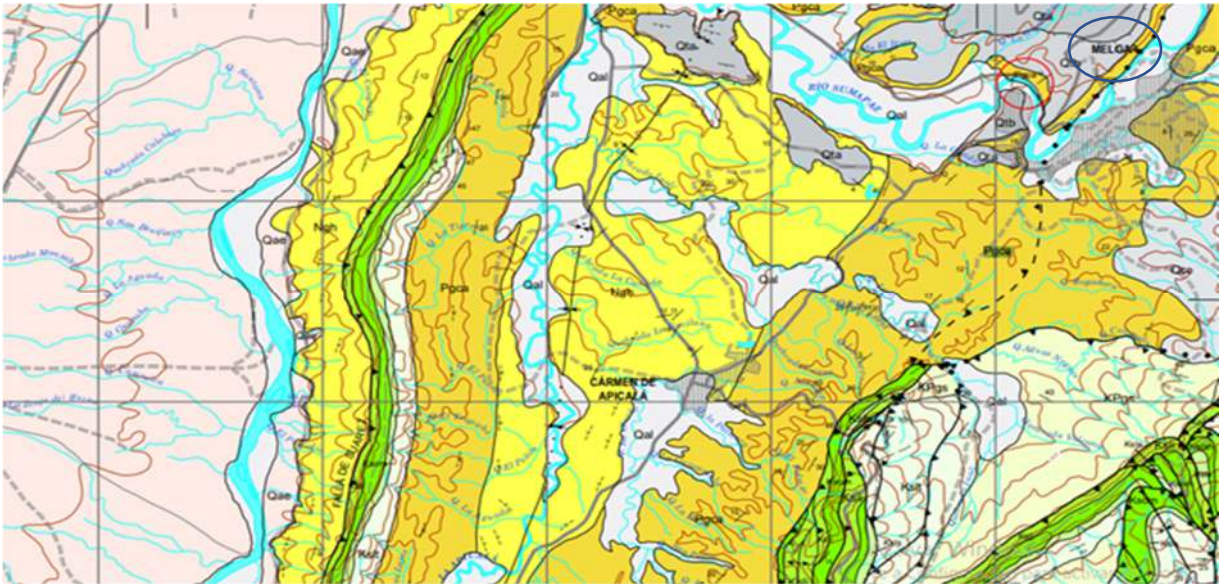
ROCAS ESTRATIFICADAS

Formación Caballos (Kic)

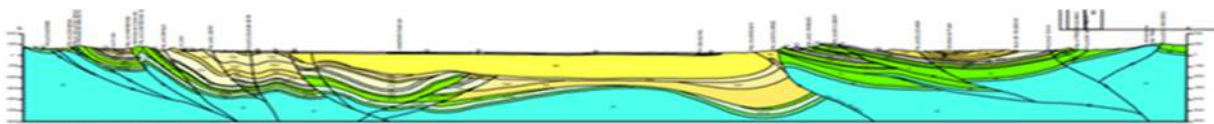
La primera referencia de esta unidad fue de Corrigan (1967) para hacer alusión a la secuencia arenosa del Cretácico inferior en el Valle Superior del Magdalena. El nombre proviene del Cerro Caballos localizado al occidente de la Inspección de Policía Olaya Herrera (Plancha 282 Chaparral) y el Municipio de Ortega (Plancha 263 Ortega) en el Departamento del Tolima. Beltrán & Gallo (1968) dividieron la Formación Caballos en tres unidades ("porciones") de las cuales la superior e inferior se componen de arenitas y la intermedia de lodolita fósil con intercalaciones menores de arenisca.

Litología.

En el sector occidental de la plancha las mejores exposiciones se encuentran en la quebrada El Cobre (Plancha 245 Girardot) y en el carreteable al pozo Tomogó-1 (C1); en el sector oriental, en la loma El Crucero (H12). Se subdividió la Formación Caballos en tres miembros informales, correlacionables con las unidades de Beltrán & Gallo (1968), únicamente para el sector occidental de la plancha, puesto que en el sector oriental no se reconocieron estos miembros puesto que en el sector oriental no se reconocieron estos miembros. De esta manera, la Formación Caballos queda aquí subdividida de base a techo en Miembro Caballos Inferior, Miembro Caballos Medio y Miembro Caballos Superior.



Grafica 4. Ubicación del proyecto en Mapa de Geología de la Plancha 264 “Espinal”. Fuente: Servicio Geológico Colombiano.



Grafica 5. Ubicación del proyecto en Mapa de Geología de la Plancha 264 “Espinal”. Fuente: Servicio Geológico Colombiano.

CENOZÓICO

CUATERNARIO

NEÓGENO

PALEÓGENO

SECTOR OCCIDENTAL

Qae
ALUVIONES RECIENTES
Qoa: COLUVIONES

Qib
TERRAZAS ALUVIALES BAJAS

Qia
TERRAZAS ALUVIALES ALTAS

Qae
ABANICO DE ESPINAL
Flujos de lodo conformados por fragmentos heterométricos de puntas e ignívolitas en matriz limo-arenosa.

Qag
ABANICO DE GUAMO
Lahares con flujos piroclásticos y flujos de canales de corriente intercalados.

Pggg
Pggm
Pggi
GRUPO GUALANDAY
Pggs: FORMACIÓN GUALANDAY SUPERIOR
Conglomerados clasioriparios polimictos con intercalaciones de arcillitas en la parte superior y de areniscas y arcillitas en la parte inferior.
Pggs: FORMACIÓN GUALANDAY MEDIO
Lodolitas de color crema y gris rosado con intercalaciones delgadas a medias de areniscas y conglomerado.
Pggi: FORMACIÓN GUALANDAY INFERIOR
Arenisca cuarzosa gris clara, crema y rosada con intercalaciones de arcillita y algunas de conglomerado.

Qic
TERRAZAS COLGADAS

Ngm
GRUPO HONDA
Areniscas de color gris amarillento y gris verdoso con intercalaciones de lodolitas y conglomerados.

Pgpf **Pgpa** **Pggs**
Pgpf: LODOLITAS DE FUSAGASUGÁ
Secuencia de lodolitas con intercalaciones de areniscas silíceas de grano medio a fino. En la parte media de la secuencia predominan las lodolitas sobre las areniscas.
Pgpa: CONGLOMERADOS DE CARMEN DE APICALÁ
Conglomerados polimictos con intercalaciones de areniscas silíceas y lodolitas.
Pggs: FORMACIÓN GUALANDAY SUPERIOR
Conglomerados polimictos con intercalaciones de areniscas y un nivel intermedio de arcillitas.

KPg

Tabla 2. Leyenda Geológica en Mapa de Geología de la Plancha 264 “Espinal”.
Fuente: Servicio Geológico Colombiano.

Conforme a las figuras anteriores es oportuno indicar que la ubicación del proyecto se encuentra en el Sector Occidental, Cenozoico, Cuaternario y como lo indica la Tabla 2, allí predominan Rocas y Depósitos Sedimentarios (Qal). Pero que también cuenta con grupos cercanos como lo son el conglomerado de Carmen de Apicalá, el cual se caracteriza por areniscas de color gris amarillento y gris verdoso con intercalaciones de lodolitas y conglomerados.

Aluviones (Qal). Se localizan principalmente a lo largo de los ríos Saldaña, Amoyá y Tetuán. Dentro de estos se destaca el aluvión situado sobre el río Saldaña en la localidad de Ataco; es económicamente importante por los depósitos de oro que contiene; este aluvión tiene espesores hasta de 10 m, formado dentro de la estructura conocida como el Sinclinal de Ataco. Proyectos importantes se están llevando a cabo en esta región para la explotación de este mineral.

Los otros aluviones ubicados en los ríos Amoyá y Tetúan de menor importancia son utilizados como zonas de cultivo o para pastoreo

CONGLOMERADO DEL CARMEN DE APICALA (Pgaca)

Esta unidad aflora al occidente, hacia Melgar, entre 200 y 800 msnm, en ladera colinada, suavemente escalonada, con pendiente al occidente del orden de 10°

Se conforma de conglomerados y arenitas conglomeráticas de cuarzo y chert, en la parte media con intercalación de arcillolitas rojas y en la parte alta intercalación de algunas lodolitas, en estado de meteorización alto a medio.

ROCAS ÍGNEAS

Batolito de Ibagué

En aproximadamente 200 km² de la zona occidental de la Plancha 282 aflora un cuerpo ígneo intrusivo, de dimensiones batolíticas que por continuidad física y litológica con afloramientos de rocas intrusivas expuestas en las Planchas 263 - Ortega (NUÑEZ y otros 1982) y 281 - Rioblanco (MURILLO y otros 1982) se consideró como prolongación del Batolito de Ibagué. Este nombre fue dado por Nelson (1959), para designar los afloramientos de rocas ígneas intrusivas expuestas en los alrededores de Ibagué.

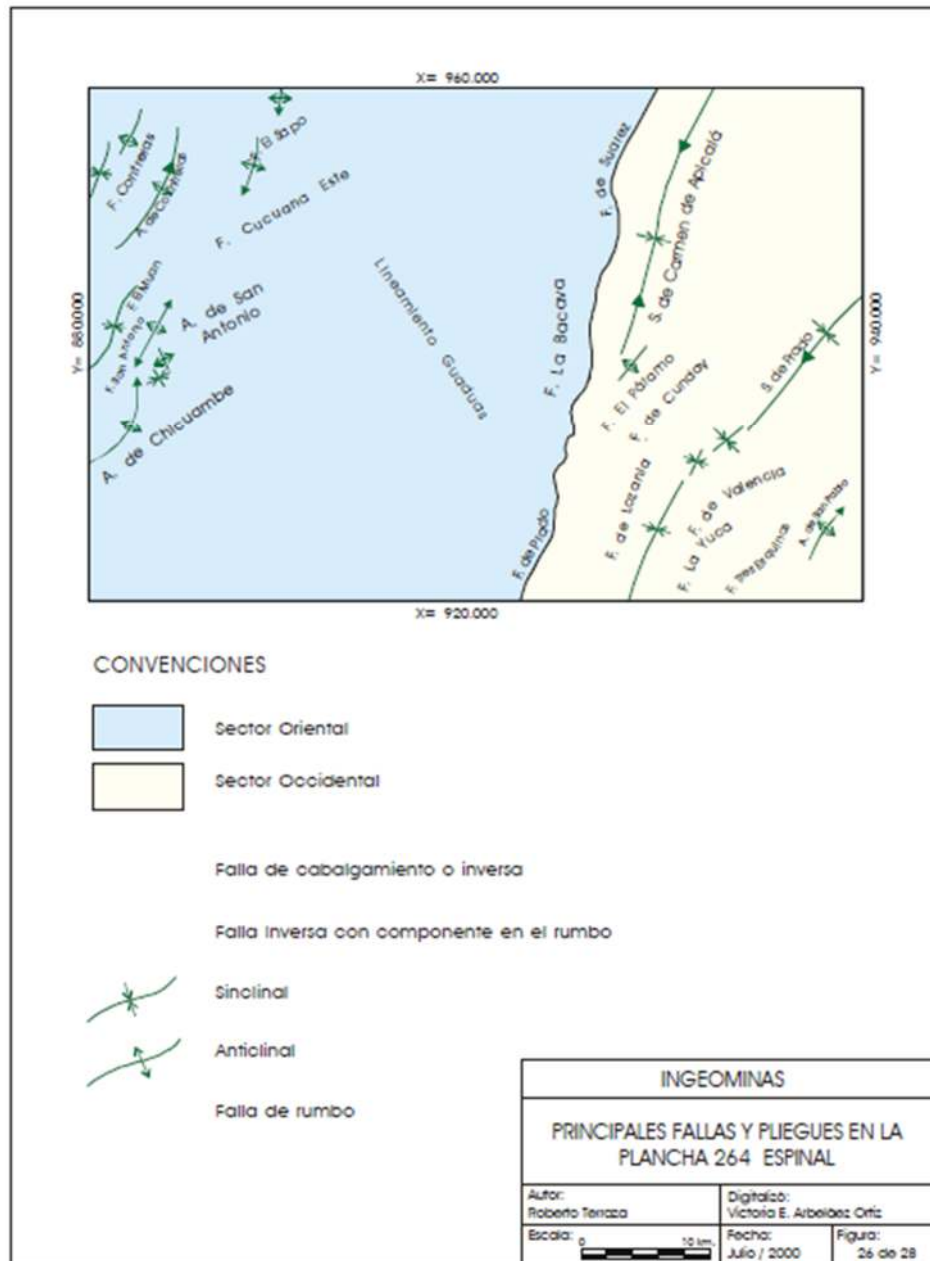
Tres sectores tienen exposiciones del Batolito, en la Plancha 282: al occidente del río Tetuán (región **NW**), en la cuchilla de Calarma y en las cuchillas Muchimba y Michú (sector SW). Afloramientos de fácil acceso se encuentran en la carretera Chaparral – San Antonio, sobre el río Tetuán donde corta la cuchilla de Calarma y en la quebrada Tuluní. La gran mayoría de quebradas que cortan las cuchillas nombradas presentan buenos afloramientos de las diferentes facies del plutón.

Este intrusivo produce un relieve montañoso, abrupto por sectores, con alturas que oscilan entre 800 y 2400 msnm en la Serranía de Calarma. En la parte más alta la morfología se presenta suavemente ondulada, con lomos redondeados, debido a la presencia de un suelo residual, arcillo-arenoso, de espesor mayor de 4m, desarrollado a partir de rocas fácilmente meteorizables. El drenaje es dendrítico a subdendrítico, de densidad media a alta, controlado, parcialmente por diaclasamiento.

3.3.2.2. Geología estructural

La región enmarcada por la plancha 264 "Espinal", se ha dividido en dos regiones, separadas por las fallas de Prado y de Suárez, denominadas Sector Occidental y Sector Oriental (Figura 26), que coinciden geográficamente con la sectorización realizada en la descripción de la estratigrafía. El Sector Occidental presenta mayor fallamiento que el Oriental, lo cual le da características estructurales propias a cada uno de estas zonas, entre las más importantes se destacan las siguientes:

1. Falla cajones
2. Falla la manga
3. Falla la aguada oeste y falla la aguada este
4. Falla valle de san juan
5. Falla contreras
6. Falla el muan
7. Falla san Antonio



Grafica 6. Principales rasgos técnicos en la Plancha 264 – “Espinal”. Fuente: Servicio Geológico colombiano

Falla cajones

La referencia de Suescún & Taborda (1949) describe un cabalgamiento en la quebrada Cajones, al sur de Payandé. Este cabalgamiento tiene vergencia NW y se extiende desde la Plancha 245 hasta la Plancha 263, afectando el curso del río Luisa y causando la repetición del Miembro Medio de la Formación Caballos en la quebrada El Cobre. En la Plancha 264, la estructura no es visible debido a aluviones recientes, y su continuación hacia la Plancha 263 es incierta, aunque se sugiere que podría finalizar en la Falla La Manga. No se observan evidencias de neotectónica.

Falla la Manga

La Vereda La Manga (A1). Es un cabalgamiento con vergencia NW, con dirección del plano de falla N35°E y buzamiento de 40° al SE, calculado en corte geológico; presenta también una componente dextral evidenciada por la disposición en echelon del Sinclinal de La Aguada. Esta falla monta rocas del Cretácico (formaciones Caballos, Hondita y Loma Gorda) sobre rocas del Grupo Honda. El trazo de la Falla La Manga se puede continuar hacia el suroeste, en la Plancha 263 Ortega (estructura no cartografiada en esta plancha), por lo menos 7 km, después de los cuales se intercepta con la Falla Colorada - Samaria y origina una escama tectónica de rocas triásico - jurásicas.

Falla la aguada oeste y falla la aguada este

Las fallas en los flancos del Sinclinal de La Aguada se denominan por la Vereda La Aguada (B1). La Falla La Aguada Oeste es un cabalgamiento con vergencia al NW, con dirección N35°E y buzamiento de 35° al SE. Monta rocas de las formaciones Hondita y Loma Gorda sobre el Grupo Honda, formando un valle rectilíneo entre las cuchillas Valle de San Juan y El Pital, sin evidencias de neotectónica.

Su continuación hacia el suroeste coincide con la Falla Colorada - Samaria, que se ha interpretado de diversas maneras, pero se sugiere que son dos fallas distintas debido a diferencias en el buzamiento.

La Falla La Aguada Este es un retrocabalgamiento de la Falla La Aguada Oeste, con vergencia al SE, dirección N50°E y buzamiento de 45° al NW. Monta estratos de las formaciones Hondita y Loma Gorda sobre el Grupo Olini, interrumpiendo el Anticlinal Valle de San Juan y creando un valle a lo largo de su traza, sin evidencias neotectónicas.

Falla Valle de San Juan

Toma este nombre por el Municipio de Valle de San Juan (A1). Es una falla inversa con vergencia al NW, dirección del plano de falla N35°E y buzamiento de 55° al SE, estimado en corte geológico. Esta falla pone un contacto rocas de la Formación Caballos y de las formaciones Hondita y Loma Gorda y trunca el eje del Anticlinal Valle de San Juan hacia el norte. Morfológicamente no es muy evidente; no muestra evidencias neotectónicas.

Falla Contreras

El nombre se deriva de la vereda y cuchilla del mismo nombre (A2, B2). Es una falla inversa con vergencia al NW, dirección del plano de falla N50°E, buzamiento de 60° al SE, estimado en corte geológico y una componente dextral; la terminación de esta falla hacia el norte es en forma de cola de caballo (A2). Monta rocas del Cretácico Superior sobre rocas del Grupo Gualanday. Morfológicamente da origen a la cuchilla Contreras en el bloque colgante. La presencia de algunas facetas triangulares, contraescarpes y escarpes de falla a lo largo de su traza (geoformas observables en la base de la cuchilla Contreras) sugieren actividad neotectónica.

Falla El Muan

Su nombre proviene del cerro El Muan (E1). Es una falla de cabalgamiento con vergencia al SE; la dirección general del plano de falla es N30°E, con deflexión a N40°E al pasar a la Plancha 263 Ortega, en donde no está cartografiada; el buzamiento de la falla es de 55° al NW, medido en afloramiento. La estructura presenta una componente de rumbo dextral, evidenciada por la disposición en echelon del Sinclinal de San Antonio (D1, E1) y de otros pliegues con dirección paralela al anterior, localizados al suroeste, en la Plancha 263. La falla se evidencia por el truncamiento de los pliegues antes mencionados, espesor anómalo de la Formación Gualanday Medio y cambios en el buzamiento de los estratos. No muestra evidencias de neotectónica.

Falla San Antonio

La Falla San Antonio, que toma su nombre de la Vereda San Antonio (D1), es un cabalgamiento con vergencia NW y un trazo curvilíneo en dirección N20°E, con un buzamiento de 50° al SE. No está cartografiada en la Plancha 263 Ortega. Se observan otras fallas de cabalgamiento y retrocabalgamiento asociadas, que fraccionan y rotan los ejes de los anticlinales de Chicumbe y San Antonio, posiblemente formando una única estructura anticlinal.

La falla principal monta unidades del Cretácico Superior sobre la Formación Seca, evidenciada por la inversión de estratos en el flanco occidental del Anticlinal de San Antonio, la interrupción de la secuencia estratigráfica (Formación La Tabla) y la repetición de estratos de la Lidita Superior. No presenta evidencias de neotectónica

3.3.2.3. Amenazas Geológicas

La Plancha 264 Espinal enfrenta amenazas geológicas debido a su relieve, conformación geológica y tectónica. Es una zona susceptible a actividad sísmica, volcánica, erosión y remoción en masa. Las corrientes de agua en las áreas planas generan inundaciones periódicas en zonas bajas. Además, la actividad humana contribuye a procesos desestabilizadores y fenómenos de remoción en masa. Los fenómenos más comunes son la erosión, remoción en masa e inundaciones, mientras que los eventos sísmicos son menos frecuentes pero destructivos. La Tabla 3 presenta eventos catastróficos en localidades de la Plancha 264.

- EROSIÓN Y REMOCIÓN EN MASA

En la Plancha 264 Espinal, se presentan fenómenos de remoción en masa como erosión, caídas, deslizamientos, reptación, flujos de escombros y avalanchas, especialmente en la zona montañosa. Estos fenómenos son comunes en áreas con lutitas laminadas del Cretácico, como el Shale de Bambucá y las formaciones Hondita y Loma Gorda. Los escarpes de los conglomerados de la Formación Gualanday Superior suelen experimentar caídas de rocas.

La intervención humana, como la deforestación, la apertura de vías sin obras adecuadas y el mal manejo del agua, acelera estos procesos, especialmente durante aguaceros intensos o sismos, lo que puede causar desprendimientos dañinos en zonas habitadas. Las corrientes superficiales, como los ríos Magdalena, Luisa, Saldaña, Cunday y Sumapaz, también son susceptibles a la erosión. La Tabla 3 detalla varios eventos catastróficos ocurridos en el área

- AMENAZA VOLCÁNICA

El volcán Machín es considerado como un volcán tipo anillo piroclástico activo, dacítico, altamente explosivo y peligroso (Cepeda et al., 1996); los productos de este volcán rellenan los valles de los ríos Magdalena, Saldaña, Coello, Luisa, Cucuana y otras corrientes menores, en jurisdicción de los municipios de San Luis, Guamo, Saldaña, Espinal y la Inspección de Policía de Chicoral, a una distancia mayor de 50 km del foco. Las zonas próximas a la estructura volcánica y el valle del

río Coello se consideran como zonas que posiblemente serían afectadas en caso de una erupción.

- AMENAZA POR INUNDACIÓN

Se presenta riesgo por inundación cuando las zonas habitadas están asentadas por debajo de la cota máxima de inundación en las zonas planas con inclinaciones mínimas. Se tiene referencia que los ríos Magdalena, Saldaña, Sumapaz, Cunday, Luisa y otras corrientes menores en el área de la Plancha 264 causan inundaciones periódicas. Sin embargo, no existe una estadística precisa para establecer estos períodos y, por tanto, es difícil evaluar la amenaza y la zona expuesta. Se han presentado estos fenómenos de manera crítica en Purificación, Cunday, Melgar y Guamo

- AMENAZA SISMICA

Entre las fallas relevantes se encuentran Cucuana, Contreras, Ibagué y otras. La zona de influencia ha sido epicentro de sismos que han ocasionado daños leves a moderados en poblaciones locales. Un evento notable fue el sismo de 1994, que provocó una avalancha en el río Páez, generando flujos de escombros que destruyeron infraestructuras y cultivos. Este evento subraya el riesgo de que sismos de magnitud similar puedan causar flujos torrenciales que afecten a las comunidades en las partes bajas de las corrientes

El área de la Plancha 264 Espinal ha experimentado varios sismos históricos que han causado daños significativos en municipios como Espinal y Cunday, con pérdidas de vidas humanas. Se identifican fallas activas y con evidencias de actividad neotectónica en la plancha y su zona de influencia (un radio de 200 km desde Guamo), que representan un peligro sísmico, especialmente en regiones densamente pobladas. (Terraza Melo, Caicedo Andrade, Jiménez, & Morales, GEOLOGÍA DE LA PLANCHA 264 ESPINAL, 2002)

4. METODOLOGÍA

Para la ejecución del análisis geotécnico, se llevó a cabo la siguiente metodología:

4.1. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

La exploración del subsuelo se puede definir como la actividad dentro de la práctica de la ingeniería geotécnica, que busca establecer las características de disposición

espacial y propiedades físicas de un medio geológico que tienen influencia en la respuesta de éste a las solicitaciones planteadas por un proyecto específico en sus diferentes instancias de desarrollo: diseño, construcción y operación. Para el cumplimiento de esta definición es posible la realización de diferentes actividades de exploración entre las que se cuentan los apiques y los sondeos, complementados con las labores de correlación geomorfológica realizada a través de las visitas de campo.

4.2. TRABAJO DE CAMPO

Con el fin de conocer las propiedades geo mecánicas de los suelos subyacentes, se procede a realizar las perforaciones, las cuales son realizadas por dos operarios y un Ingeniero geotecnista, mediante ensayo de penetración estándar SPT (Standar penetration test), a una profundidad máxima de seis metros para el tipo de proyecto a construir. Esto con el fin de establecer el tipo y perfil del de suelo, estratigrafía y otras condiciones a través de muestras alteradas extraídas directamente de las perforaciones. Para el presente estudio se realizó un programa de exploración consistente en tres (3) sondeos a diferentes profundidades.

4.3. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO SPT

El ensayo SPT o ensayo de penetración estándar se realiza en suelos o en rocas muy alteradas y meteorizadas en el interior de los sondeos durante la perforación, el cual consiste en contar el número de golpes que son necesarios para conseguir la penetración de un toma muestras partido en 30 centímetros del terreno. Es el ensayo más usado más utilizados en el ámbito de la geotecnia por su sencillez, rapidez y economía. Sin embargo, se ve sometido a cambios de energía y vulneración manual en el momento de realizar la exploración. Por tal razón el ensayo SPT incluye diversas correlaciones con parámetros mecánicos del suelo en conjunto con datos y parámetros de laboratorio que permiten una aproximación optima a las condiciones reales del terreno.

Para efectos de estandarizar el procedimiento de operación del ENSAYO NORMAL DE PENETRACIÓN (SPT) Y MUESTREO DE SUELOS CON TUBO PARTIDO, este se encuentra regularizado por la norma INV E – 111 – 13 el cual describe que este ensayo se realiza en el fondo de una perforación, el cual consiste en hincar un “tomamuestras” de tubo partido una distancia de 1.0 pie (0.30 m) en dos intervalos iguales de 6" (0.15 m), inmediatamente después de haberlo hecho en un primer intervalo de asentamiento de 0.15 m (6"). El muestreador tiene un diámetro interno de 38.1 mm (1½") o 34.9 mm (1 3/8"), y el martillo empleado para la hincas tiene un peso aproximado de 623 N (140 lbf) y se deja caer libremente desde una altura de 0.76 m ± 0.03 m (30 ± 1.0")

Mediante este método se obtienen muestras alteradas o remoldeadas de suelo, apropiadas para determinar el contenido de humedad, realizar identificación y clasificación del suelo (normas INV E-181 e INV E-102), así como otro tipo de ensayos de laboratorio recomendados para muestras que han sufrido una gran deformación por corte en el momento de su extracción (normas INV E-128, INV E-122 e INV E-123). No es aconsejable efectuar este ensayo sobre depósitos de suelo que contengan gravas, guijarros o cantos rodados ya que generalmente se obtiene rechazo y, además, se puede dañar el equipo.

Las muestras obtenidas por este método son alteradas y sirven para realizar ensayos de contenido de humedad e identificación del suelo en laboratorio. No se deben usar para definir propiedades geomecánicas del suelo mediante ensayos avanzados de laboratorio, pues el proceso de introducción del muestreador altera el suelo y modifica sus propiedades ingenieriles. Para tal efecto, es mejor emplear en suelos blandos las muestras extraídas mediante el tubo de pared delgada (Norma INV E-105) que son mucho menos remoldeadas.

El método SPT se usa ampliamente en la mayoría de proyectos de exploración geotécnica. La literatura técnica presenta correlaciones, tanto locales como de uso general, entre el número de golpes N y las características de los suelos del lugar o los comportamientos de terraplenes y cimentaciones diseñadas empleando estos datos. Para evaluar el potencial de licuación de arenas durante un sismo, se debe normalizar el valor N a un nivel de presión de sobrecarga estándar. En la norma ASTM D 6066 se presentan algunos métodos para convertir los valores N medidos, en registros de resistencia normalizada de arenas con respecto a la penetración de un tomamuestras estándar hincado con una energía normalizada. La resistencia a la penetración se ajusta a una relación de energía de 60 % de la varilla de perforación, usando un sistema de martillo con una entrega de energía estimada o midiendo la energía de las ondas de esfuerzo sobre las tuberías de perforación, empleando el método descrito en la norma ASTM D 4633.

4.3.1. Equipo.

Equipo de perforación – Se permite el empleo de cualquier equipo de perforación que realice simultáneamente con el muestreo un orificio adecuado antes de la inserción del tomamuestras y que no altere el suelo antes de la penetración del tubo muestreador. Este equipo debe contar con los siguientes elementos:

- Brocas de arrastre (drag bits), tipo cincel y tipo cola de pescado – Con diámetros entre 57 mm (2 ¼") y 162 mm (6 ½"), que se pueden usar en conjunto con métodos de perforación rotatoria con y sin revestimiento. Para evitar la alteración del subsuelo, no se permiten brocas de descarga de fondo, sino solamente brocas de descarga lateral.

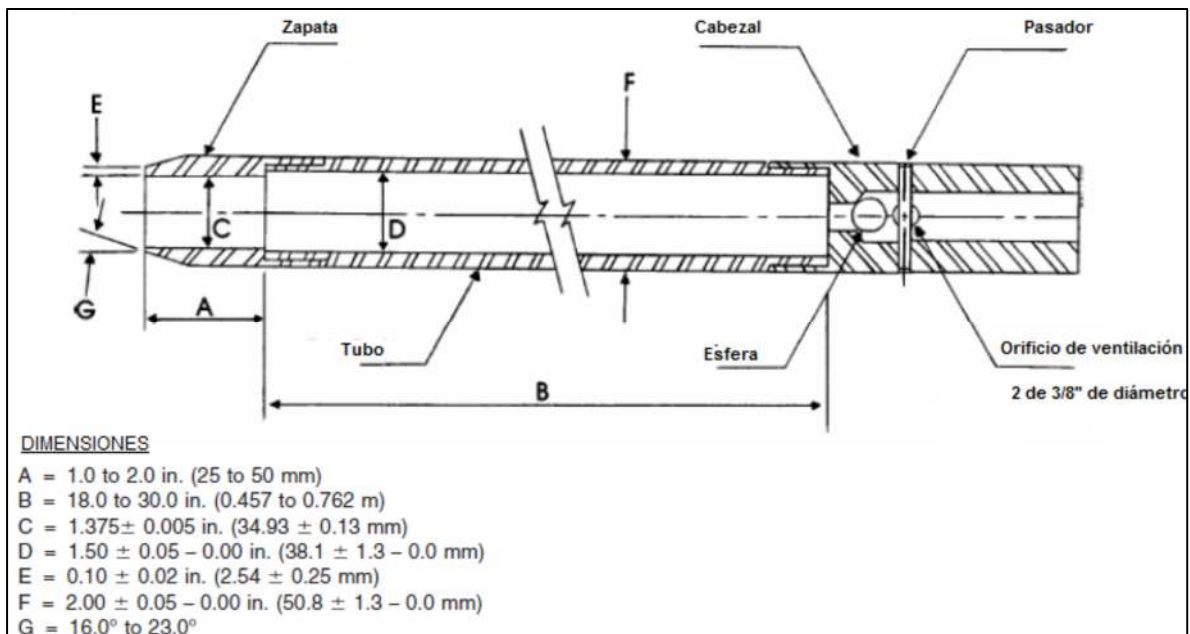
- Brocas tricono – Con diámetros entre 57 mm (2 ¼") y 162 mm (6½"); se pueden usar en conjunto con métodos de perforación rotatoria con y sin revestimiento, siempre que se desvíe la descarga del fluido de perforación.

- Barrenas helicoidales de vástago hueco – Con o sin una broca ensamblada en el centro, las cuales se emplean para efectuar el sondeo. El diámetro interior de las barrenas de vástago hueco deberá ser menor de 165 mm (6 ½") y mayor de 57 mm (2 ¼").

- Barrenas tipo balde y barrenas helicoidales continuas y sólidas – Entre 57 mm (2 ¼") y 165 mm (6 ½") de diámetro; se pueden emplear siempre y cuando las paredes de la perforación no se derrumben durante el muestreo.

4.2 Tuberías para muestreo – Se pueden emplear tubos de perforación de acero de junta lisa para conectar el tomamuestras de tubo partido al martinete. La rigidez del tubo de muestreo (momento de inercia) deberá ser igual o mayor que la de una varilla de perforación de pared paralela tipo "A", el cual corresponde a un tubo de acero con diámetro exterior de 41.3 mm (1-5/8") y un diámetro interior de 28.5 mm (1-1/8").

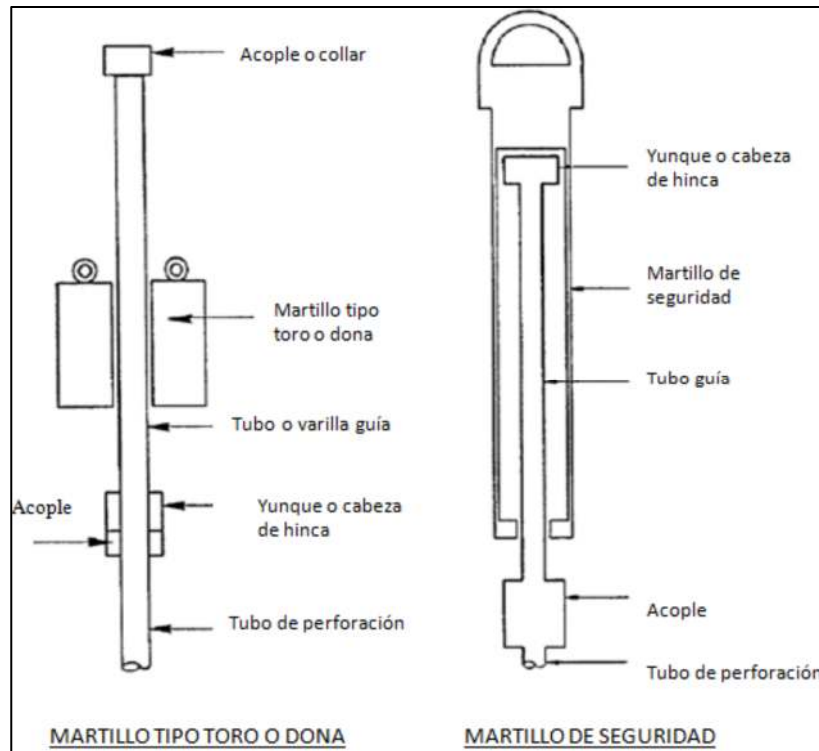
Tomamuestras de tubo partido (muestreador de media caña estándar) – Tiene un diámetro exterior de 50.8 mm (2"). El diámetro interior puede ser 38.1 mm (1 ½") o 34.9 mm (1 3/8"). El tomamuestras de 38.1 mm (1 ½") puede llevar un revestimiento interior de calibre 16. La zapata de hincado debe ser de acero templado y se debe reemplazar cuando presente abolladuras o distorsiones. El extremo de esta zapata puede ser ligeramente redondeado. El tomamuestras posee una válvula de retención de bola o esfera y aberturas de ventilación. Se pueden usar canastillas plásticas o metálicas para retener las muestras de suelo. Tal como se muestra en la Figura 7.



Grafica 7. Toma muestras de tubo partido. Fuente: Norma INV E – 111-13

Martillo y yunque – El martillo deberá pesar 623 ± 9 N (140 ± 2 lbf) y deberá ser una masa metálica sólida y rígida. El martillo deberá golpear el yunque directamente cuando cae. Se deberá emplear una guía para permitir la caída libre. Los martillos empleados con el método de malacate y cable deberán tener una capacidad libre de levantamiento de, por lo menos, 100 mm (4"). Por razones de seguridad, se recomienda el empleo de un sistema de martillo con yunque interno. La masa total del conjunto que soporta el martillo sobre la tubería de perforación no debe ser superior a 113 ± 5 kg (250 ± 10 lbm).

Sistema de caída del martillo – Se pueden emplear sistemas como el de malacate-cable, de disparo, o sistemas automáticos o semiautomáticos de caída del martillo, con la condición de que los aparatos de izado no provoquen la penetración del tomamuestras en el momento del reenganche y levantamiento del martillo (Figura 8).

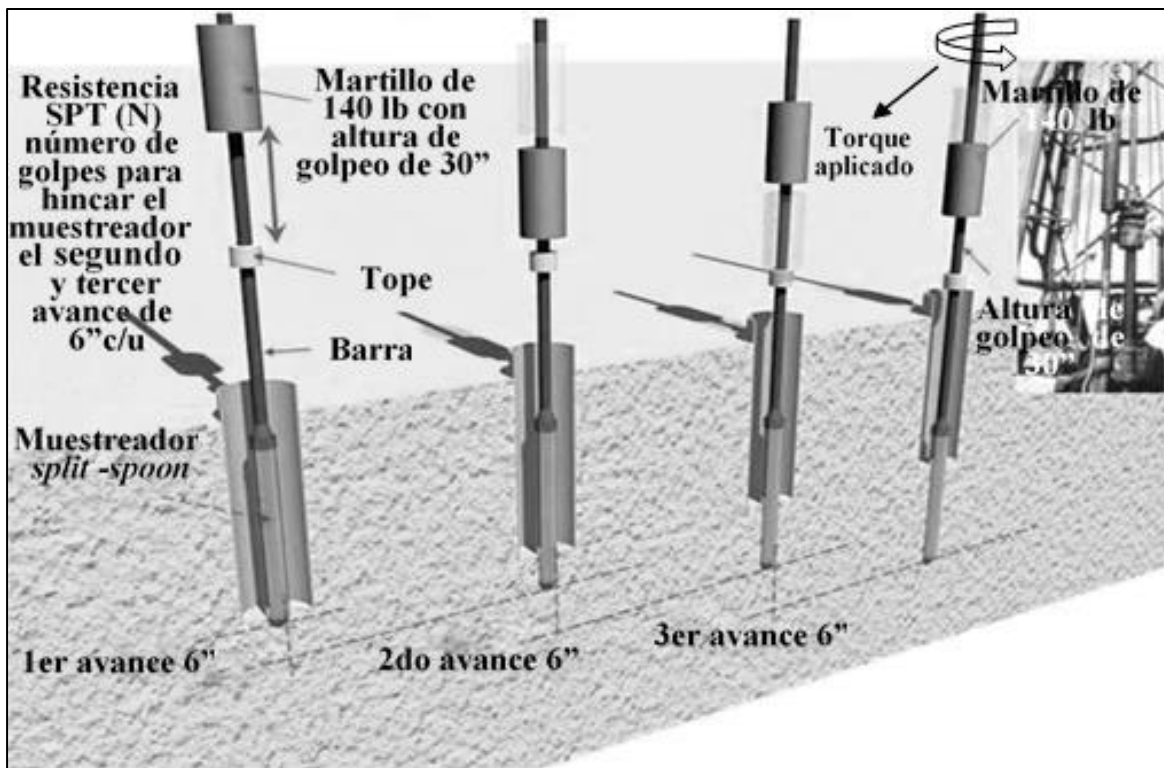


Grafica 8. Tipos de martillo. Fuente: Norma INV E – 111-13

Equipo accesorio – Se deben tener en el sitio accesorios tales como etiquetas, recipientes para muestras, hojas para datos y dispositivos para medir el nivel freático, de acuerdo con las exigencias del proyecto.

4.3.2. Procedimiento SPT

Cuando se alcanza la profundidad deseada para el muestreo, se limpia el fondo de la perforación retirando los residuos o detritos de la misma y se registra la profundidad de limpieza con una aproximación de 0.05 m (o 0.1 pie). Para efectuar el ensayo se realiza el siguiente procedimiento (Figura 9):



Grafica 9. Procedimiento SPT. Fuente: Procedimiento de ensayos de penetración estándar y aplicación posterior de torque. K. Tawfiq, Florida State University, EE.UU.

Se conecta la toma muestras de tubo partido a la tubería de perforación y se baja suavemente dentro del hueco. No se debe permitir que el tubo muestreador caiga dentro del suelo que va a ser ensayado.

- Se coloca el martillo en posición y se instala el yunque en la parte superior de la tubería de muestreo. Esto se puede hacer antes de bajar la tubería y el tomamuestras.
- Se dejan descansar suavemente el muestreador, la tubería, el yunque y el peso de hincas sobre el fondo de la perforación. Se anota la profundidad de inicio con una aproximación de 0.05 m (o 0.1 pie). Se compara esta profundidad con la de limpieza hallada. Cuando los residuos encontrados en el fondo de la perforación son excesivos, ésta se debe volver a limpiar previo retiro del tomamuestras y de la tubería.
- Se marcan los tubos de perforación en tres incrementos sucesivos de 0.15 m (6"), de manera que se pueda observar fácilmente el avance del muestreador bajo el impacto del martillo para cada incremento.
- Se hincan las tomas muestras a golpes del martillo de 623 N (140 lbf) y se cuenta el número de golpes aplicados en cada incremento de 0.15 m (6"), hasta que se presente una de las siguientes condiciones:
 - Que se haya aplicado un total de 50 golpes en cualquiera de los tres incrementos de 0.15 m (6")

- Que se haya aplicado un total de 100 golpes.
- Que no se observe avance de la toma muestras durante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martillo.
- Que el tubo muestreador avance los tres incrementos completos [0.45 m (18")], sin que se haya presentado ninguna de las situaciones descritas anteriormente.
- Si el muestreador se hunde bajo el peso del martillo, el peso de la tubería o de ambos, se registra la longitud recorrida con aproximación de 0.05 m (o 0.1 pie), y se continúa hincando el muestreador a través del tramo que queda de ese intervalo. Si se hunde el intervalo completo, se detiene la perforación, se retiran el toma muestras y la tubería de muestreo y se avanza la perforación a través del suelo muy blando o suelto hasta la siguiente profundidad de muestreo programada. En este caso, se registra el valor de N como el peso del martillo, el peso de la tubería o ambos.
- Se anota el número de golpes requeridos para avanzar el muestreador cada 0.15 m (6") de penetración o fracción. Se considera que los primeros 0.15 m (6") corresponden a la acomodación del equipo. Por tanto, la suma del número de golpes requeridos para el segundo y tercer intervalo de 0.15 m (6") de penetración, se llama la "resistencia a la penetración normal" o "valor N". Si el tomamuestras se hinca menos de 0.45 m (18"), como se plantea en los casos 6.2.1, 6.2.2 y 6.2.3, se reporta en el registro de la perforación el número de golpes correspondiente a cada incremento de 0.15 m (6") y a cada incremento parcial. Para los incrementos parciales, se informan la penetración conseguida, con una aproximación de 25 mm (1"), y el número de golpes correspondiente. Si el muestreador penetra el suelo bajo el simple peso estático de la tubería de perforación o bajo el peso de ésta más el peso estático del martillo, se deberá anotar esta información en el registro de la perforación.
- La elevación y caída del martillo de 623 N (140 lbf), se efectúa mediante cualquiera de los siguientes métodos:
 - Método A – Se emplea un sistema de caída de desenganche, semiautomático o automático, que levanta el martillo de 623 N (140 lbf) y lo deja caer 0.76 ± 0.03 m (30 ± 1.0 ") sin ningún obstáculo. La altura de caída en estos sistemas se debe verificar diariamente y a la menor indicación de variaciones en su comportamiento. En la operación de los martillos automáticos se deben atender estrictamente los manuales de operación.
 - Método B – Se usa un malacate o cilindro de rotación para halar un cable atado al martillo. Cuando se usa el método del cable con malacate o cilindro de rotación, el sistema y la operación deberán cumplir con las siguientes condiciones:

- El cilindro de rotación deberá estar esencialmente libre de óxido, aceite o grasa y tener un diámetro entre 150 y 250 mm (6 y 10").
- El malacate se debe operar a una velocidad mínima de 100 rpm.
- Generalmente, se usan 1.75 o 2.25 vueltas de cable sobre el malacate, dependiendo de si éste sale de la parte superior (1.75 vueltas para rotación contraria a las manecillas del reloj) o de la parte inferior (2.25 vueltas para rotación en el sentido de las manecillas del reloj) del cilindro de rotación durante el ensayo de penetración. Se sabe y acepta, que más de 2.75 vueltas de cable impiden la caída adecuada del martillo y no se deberán emplear para efectuar el ensayo. El cable del malacate debe ser firme y estar relativamente seco y limpio y se deberá remplazar cuando se encuentre desgastado, grasoso, flácido o quemado
- El operador deberá levantar y dejar caer el martillo desde una altura de 0.76 ± 0.03 m (30 ± 1.0 ") en cada golpe. La operación de halar y soltar el cable se efectúa rítmicamente, sin detenerlo o inmovilizarlo en la parte superior durante la carrera.
- Se saca el muestreador a la superficie y se abre. Se registra el porcentaje de recuperación, con una aproximación del 1% o la longitud de la muestra recuperada con una aproximación de 0.05 m (o 0.1pie). Se describe la muestra de suelo extraída de acuerdo con la norma INV E-102; se coloca luego una o más porciones representativas de la muestra en frascos o recipientes sellados, sin apisonar o distorsionar cualquier estratificación aparente. Se sella cada recipiente para evitar la evaporación de la humedad del suelo. Se fijan etiquetas a los recipientes con el nombre de la obra, el número de la perforación, la profundidad de la muestra, y el número de golpes por cada 0.15 m (6"). Se protegen las muestras contra cambios extremos de temperatura. Si se nota un cambio de suelo dentro del muestreador, se debe emplear un frasco para cada estrato y se anota su localización dentro del tomamuestras. (INSTITUTO NACIONAL DE VIAS , 2012)

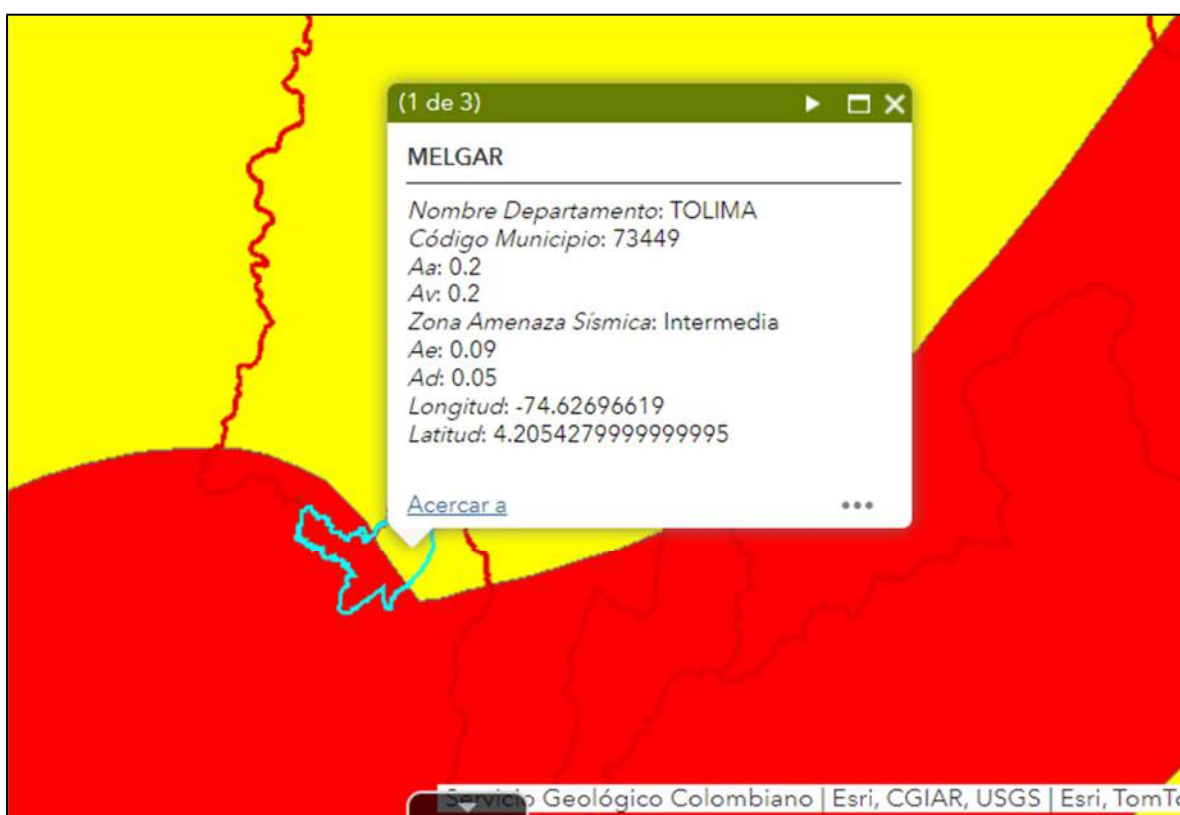
4.4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Una vez realizada la identificación y descripción visual de las muestras, se seleccionaron muestras representativas para efectuarles los siguientes ensayos, obteniendo así una caracterización y capacidad de soporte del suelo a lo largo de la extensión del lote/predio del presente estudio:

- Humedad Natural - Norma I.N.V. E-.122.
- Límites de consistencia - Normas I.N.V. E-125 y E-126.
- Porcentaje que pasa el Tamiz No. 200 - Norma I.N.V. E-123.
- Granulometrías, de acuerdo con las normas I.N.V. E-122/E-123.
- Gravedad Específica - Norma I.N.V. E-.128.
- Peso Unitario - Norma I.N.V. E-.129.

5. PARÁMETROS SÍSMICOS

De acuerdo a lo establecido en la Norma Colombiana de Sismo resistencia NSR-10, a través del geoportal del Sistema Geológico Colombiano, se puede establecer la zona de amenaza sísmica para el Municipio de Melgar - Tolima (Ver Grafica 10).



Grafica 10. Zona Amenaza Sísmica en Colombia. Fuente: Servicio Geológico colombiano https://srvags.sgc.gov.co/jsviewer/Amenaza_Sismica_2020/

De esta forma, del área que comprende el municipio se encuentra dentro de Zona Sísmica Alta. Para el presente estudio se trabajará teniendo en cuenta el estado que represente mayor riesgo para el proyecto. Obteniendo de esta forma las siguientes magnitudes y datos:

Magnitudes Sísmicas		
Descripción	Valor	NSR - 10

Zona de Amenaza Sísmica:	Alta	APÉNDICE A-4
Coeficiente de Aceleración (Aa):	0,2	APÉNDICE A-4
Coeficiente de Velocidad (Av):	0,2	APÉNDICE A-4
Coeficiente Aceleración para Umbral de daño (Ad)	0,05	APÉNDICE A-4
Coeficiente seguridad limitada (Ae)	0,09	APÉNDICE A-4

Tabla 3. Parámetros Sísmicos NSR-10. Fuente: Autor

Ahora bien, las condiciones locales del suelo afectan a las ondas sísmicas y por lo tanto tienen gran influencia en los efectos que el sismo produce en las estructuras localizadas en la superficie. El espectro de respuesta es uno de los parámetros descriptivos de un sismo que se ve más afectada por las condiciones locales de suelo subyacente.

Debido a que el espectro es la herramienta que se utiliza en el diseño sísmico a través de la metodología propuesta por la NSR-10, es importante poder definir la influencia que puede obtener el tipo de perfil de suelo en la respuesta de edificaciones localizadas sobre él.

Para ello, se debe clasificar el proyecto en base a unas características delimitadas por la normativa entre ellas:

5.1. Coeficiente de Importancia

5.1.1. Grupos de Uso

De acuerdo al numeral A.2.5.1. las edificaciones se encuentran clasificadas por su tipo de uso, tal como lo muestra la tabla 4. Para el presente estudio se establece una estructura de ocupación indispensable destinada para planta de tratamiento, por tal motivo hace parte del Grupo IV

5.1.2. Coeficiente de Importancia

El Coeficiente de Importancia, I , modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación para tomar en cuenta que para edificaciones de los grupos II, III y IV deben considerarse valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento en un lapso de cincuenta años considerada en el numeral A.2.2.1 de la Norma NSR - 10. Los valores de I se dan en la tabla 3. A.2.5-1.

GRUPO DE USO	COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I
IV	1.50
III	1.25

II	1.10
I	1.00

Tabla 4. Coeficiente de Importancia A.2.5-1. Fuente: NSR-10

A.2.5 — COEFICIENTE DE IMPORTANCIA En esta sección se definen los grupos de tipo de uso y los valores del coeficiente de importancia. A.2.5.1 — GRUPOS DE USO — Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los siguientes Grupos de Uso: A.2.5.1.1 — Grupo IV — Edificaciones indispensables — Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno. Este grupo debe incluir: (a) Todas las edificaciones que componen hospitales clínicos y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias, (b) Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión, (c) Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia, (d) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos, (e) Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público, y (f) En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral. A.2.5.1.2 — Grupo III — Edificaciones de atención a la comunidad — Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo IV. Este grupo debe incluir: (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres, (b) Garajes de vehículos de emergencia, (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias, (d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza, (e) Aquellas del grupo II para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y (f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales. A.2.5.1.3 — Grupo II — Estructuras de ocupación especial — Cubre las siguientes estructuras: (a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón, (b) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez, (c) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso, (d) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en A.2.5.1.1. (e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y (f) Edificios gubernamentales. A.2.5.1.4 — Grupo I — Estructuras de ocupación normal — Todas la edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

Tabla 5. Grupos de Uso. Fuente: Norma Colombiana Sismo Resistente NSR-10 Título A

5.2. Determinación del Perfil de Suelo

El numeral A.2.4.3 de la NSR-10 establece los parámetros empleados para la definición del suelo, los cuales son:

- (a) la velocidad media de la onda de cortante, **vs**, en m/s,
- (b) el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, **N**, en golpes/pie a lo largo de todo el perfil, o,
- (c) cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, para los estratos de suelos no cohesivos se determinará el

número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, **N_{ch}** , en golpes/pie, y para los cohesivos la resistencia media al corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, **su** , en kPa. Además, se emplean el Índice de Plasticidad (**IP**) , y el contenido de agua en porcentaje, **w**.

Para el presente análisis se establecerá el perfil del suelo a través del número medio de golpes, descrito de la siguiente manera:

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

(a) Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo — El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de la siguiente ecuación (A.2.4-3 NSR-10):

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

donde:

N_i = número de golpes por pie obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato **i**. El valor de **N_i** a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

d_i = Espesor del estrato **i**, localizado dentro de los 30m superiores del perfil.

(b) Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en perfiles que contengan suelos no cohesivos — En los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse, la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los **m** estratos de suelos no cohesivos (Ecuación A.2.4-3 NSR-10):

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m \frac{d_i}{N_i}}$$

donde:

ds = es la suma de los espesores de los **m** estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil, para ello se emplea la Tabla A.2.4-1 – Clasificación de los perfiles de suelo (Figura 13 y 14)

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

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Tabla 6. . Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente NSR-10

Tabla A.2.4-2
Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C, D o E

Tipo de perfil	$\bar{v}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm ²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)

Tabla 7. Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles C, D o E. Fuente NSR-10

De acuerdo al Número de golpes hallado mediante ensayo SPT, se determina un perfil de suelo tipo D (VER TABLA ANEXA ANALISIS DE SONDEOS).

5.3. Unidades de Construcción, número de sondeos y profundidad

CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS
— Las unidades de construcción se clasifican en Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio. Para las cargas máximas se aplicará la combinación de carga muerta más carga viva debida al uso y ocupación de la edificación y para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto, sótanos, terrazas y pisos técnicos. Para la clasificación de edificaciones se asignará la categoría más desfavorable que resulte en la tabla H.3.1-1.

Tabla H.3.1-1		
Clasificación de las unidades de construcción por categorías		
Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

Tabla 8. Unidades de Construcción. Fuente NSR -10

Tabla H.3.2-1 Numero mínimo de sondeos y profundidad de cada unidad de construcción Categoría de la unidad de construcción			
Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m.
Numero mínimo de sondeos :3	Numero mínimo de sondeos: 4	Numero mínimo de sondeos: 4	Numero mínimo de sondeos: 5

Tabla 9. . Unidades de Construcción. Fuente NSR -10

H.3.2.6 – NUMERO MINIMO DE SONDEOS – Para definir el número de sondeos en un proyecto, se definirán inicialmente las unidades de construcción de acuerdo con las normas dadas en el numeral H.3.1.1. En todos los casos el número mínimo de sondeos para un estudio será de tres (3) y para definir el número se debe aplicar el mayor número de sondeos resultantes y el número de unidades de construcción.

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

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

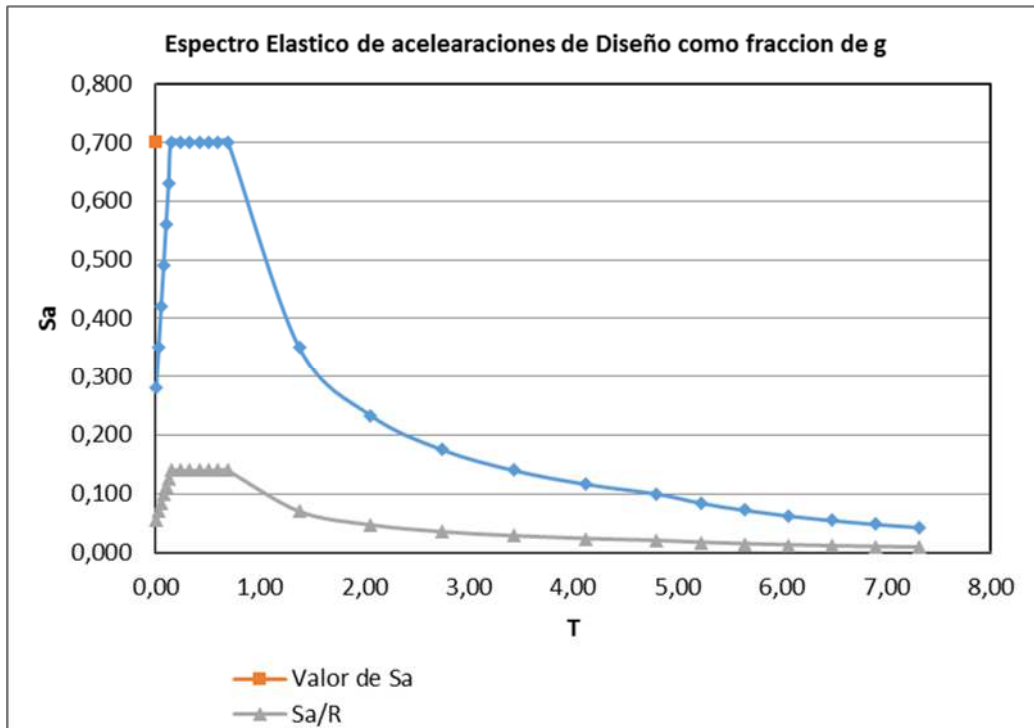
De acuerdo a las anteriores tablas, se clasifica categoría y se determina número de sondeos así:

Categoría	BAJA
Numero de sondeos	2
Profundidad (m)	6

Tabla 10. Número de Sondeo. Fuente: Autor

5.4. Espectro Elástico de Aceleración de diseño.

Teniendo en cuenta los parámetros obtenidos en los numerales anteriores, se puede obtener el espectro elástico de aceleraciones de diseño, el cual se encuentra representado en el Grafico 11.



Gráfica 11. Espectro Elástico de aceleraciones de Diseño como fracción de g.
Fuente: Ing. Manuel Ceballos -2017

6. CARACTERIZACIÓN DEL SUELO.

6.1. Clasificación del suelo

Para la clasificación de los materiales extraídos de cada una de las perforaciones, se utilizaron los dos sistemas conocidos: el sistema unificado de clasificación de suelos SUCS Y La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes o por sus siglas en inglés AASHTO.

Se realizó la comparación entre ambas clasificaciones y se escoge la más desfavorable para trabajar con base en ella.

- Suelo de contextura limosa de color café con vetas de color gris y vetas de oxidación color naranja con granos finos de baja compresión, con plasticidad baja, humedad baja y semi adherente.
- De acuerdo a la carta de plasticidad se presenta un suelo tipo SM (Arena limosa). (tomado del anexo granulometría)

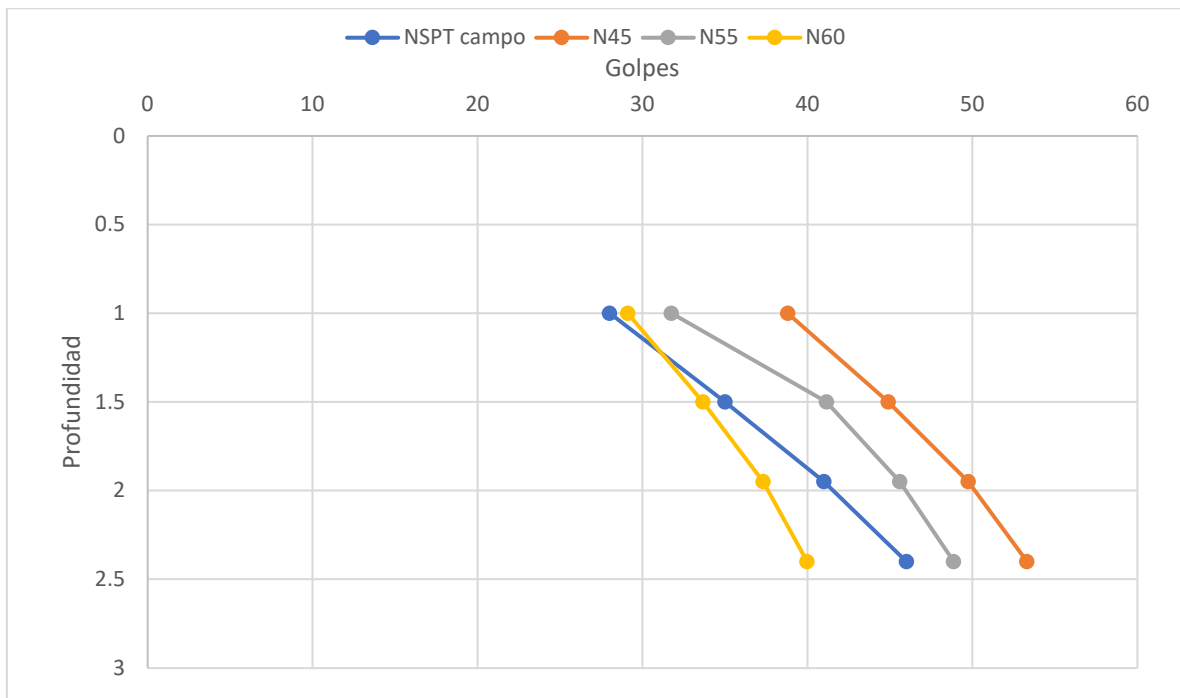
- La humedad natural promedio del suelo que supera el 10%, lo que corresponde a un suelo Seco. (tomado del anexo laboratorios)
- Al momento de realizar el trabajo en campo, no se reporta Nivel Freático, pero dada la cercanía a cuerpo de agua se realizan recomendaciones para darle tratamiento a esta eventualidad

La siguiente Tabla 11, muestra un resumen detallado de una de las exploraciones SPT realizadas (Sondeo 1), con su respectivo número corregido, permitiendo así determinar el perfil del suelo para el terreno.

NF		0									
Profundidad		DATOS DE CAMPO						N Corregido			PERFIL DEL SUELO
inical (m)	final(m)	N1	N2	N3	ensayo de penetración estándar Nspt	Yd(Kn/m3)	Yh (Kn/m3)	N45	N55	N60	PERFIL
1	1,5	7	8	20	28	19,20	21,00	39	32	29	D
1,5	1,95	8	15	20	35	19,20	22,00	45	41	34	D
1,95	2,4	9	23	18	41	19,20	22,00	50	46	37	D
2,4	2,8	10	23	23	46	20,52	22,20	53	49	40	C

Tabla 11. Exploración SPT. Fuente. Autores

Con la finalidad de representar gráficamente el perfil del suelo registrado en el terreno, es prudente traer a colación el siguiente gráfico de profundidad vs número de golpes, siendo que, a mayor profundidad, se establece un terreno más firme.



Grafica 12. Exploración SPT Profundidad vs golpes. Fuente. Autores

Por su parte, se adjunta el nivel de consistencia del terreno, así como la característica de la materia y su densidad relativa, siendo este un terreno suelto y media a firme de acuerdo a la clasificación del material bibliográfico Braja Das 7ª Edición

NF		0						Correlaciones Braja Das. Tabla 1.12 y tabla 2.6		
Profundidad		DATOS DE CAMPO						Densidad Relativa y compactación		MATERIA COHESIVO
inical (m)	final(m)	N1	N2	N3	ensayo de penetración estándar Nspt	Yd(Kn/m3)	Yh (Kn/m3)	DR	MATERIAL	CONSISTENCIA.
1	1,5	7	8	20	28	19,20	21,00	Dr=20-40	Suelto	firme
1,5	1,95	8	15	20	35	19,20	22,00	Dr=20-40	Suelto	muy firme
1,95	2,4	9	23	18	41	19,20	22,00	Dr=40-60	Compacto	muy firme
2,4	2,8	10	23	23	46	20,52	22,20	Dr=40-60	Compacto	muy firme

Tabla 12. Consistencia de la muestra. Fuente. Autores

Ahora bien, teniendo en cuenta el capítulo H.7.4.4 — SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN de la NSR – 10 se especifica que no todos los suelos son licuables es por eso que conforma una lista de características del suelo mismo y de su circunstancia, que conducen a que sean susceptibles a la licuación, y razón el cual el sitio del proyecto presenta las siguientes características:

(b) El depósito de suelo debe estar saturado, o cerca de la saturación, para que ocurra la licuación.

(c) Depósitos fluviales, coluviales, granulares, eólicos, cuando saturados, son susceptibles de licuación.

(e) Son muy susceptibles a la licuación las arenas finas y arenas limosas, relativamente uniformes, con densidad suelta y media. Generalmente se producen grandes deformaciones del terreno y de las estructuras apoyadas, y pueden formar volcanes de arena en superficie con los correspondientes cambios volumétricos severos.

(g) Los limos, limos arcillosos y arcillas limosas, de baja plasticidad y con la humedad natural cercana al límite líquido, también son susceptibles de presentar licuación o falla cíclica. Generalmente se produce la degradación progresiva de la resistencia dinámica de los suelos finos con el número de ciclos de carga equivalente, llevándolos a la falla o generando grandes asentamientos del terreno y de las estructuras apoyadas en él.

Es por esto, que en el presente análisis se opta por evaluar el potencial de licuación del suelo debido a su comportamiento particular, el cual podrá verificarse mediante relaciones que incluyan el **IP (Índice de Plasticidad)**, **Wn (Humedad Natural, LL (Límite líquido))¹**, y demás parámetros sugeridos por las metodologías modernas

¹ Se presentan resultados de IP, Wn y LL de cada sondeo en Anexo 3: Laboratorios

sobre el tema, esto siendo aprobado por el capítulo **H.7.4.5 — MÉTODOS DE EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN** de la NSR – 10.

Para ello se opta por usar la metodología de Criterio Chino Modificado (Wang, 1979) el cual indica que para que un suelo sea potencialmente licuable, debe cumplir con las siguientes propiedades:

- Tamiz 0,005 mm $\leq$ 15%
- Límite líquido LL $\leq$ 35%
- Humedad natural $w \geq 0,9$ LL
- Índice líquido IL $\leq 0,75$

Para el caso en particular se cuenta con una clasificación de suelo U.S.C.S del tipo CL Arcilla de baja plasticidad, en donde el porcentaje de finos es alto, el limite líquido es del 40 %, humedad natural del 31,30% y su índice de liquidez superior al 0,75, razones por la cuales no presenta características susceptibles a licuación.

Potencial de Licuefacción Según Wang, 1979				
Tamiz 0,005 mm $\leq$ 15%	48,80	$\leq$	15	No Licuable
Límite líquido LL $\leq$ 35%	38,00	$\leq$	35	No Licuable
Humedad natural $w \geq 0,9$ LL	6,63	$\geq$	34,2	No Licuable
Índice liquidez IL $\leq 0,75$	4,23	$\leq$	0,75	No Licuable

Tabla 13. Potencial de Licuefacción. Fuente. Autores

Por otro lado, un factor importante para determinar las características del suelo es la presión lateral de la tierra, esto teniendo en cuenta que para elementos como muros de contención, zapatas y sistemas de anclaje el terreno genera un esfuerzo horizontal sobre la estructura. Para determinar los coeficientes de presión Activa, en reposo y Pasiva, es preciso utilizar La teoría de Rankine, desarrollada el 18 de julio de 1857, esta solución supone que el suelo no está cohesionado, tiene una pared que está friccionando, la superficie suelo-pared es vertical, el plano de rotura en este caso sería planar y la fuerza resultante es paralela a la superficie libre del talud, es decir que depende del ángulo de fricción del suelo. Las ecuaciones que determinarán las Presiones de tierra son las siguientes:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) :$$

$$K_o \approx 1 - \text{sen } \phi'$$

$$K_p = \text{coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine} \\ = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

(Das, Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones., 2012)

7. RECOMENDACIONES

El estudio de suelos consistió en realizar unas exploraciones para generalizar la condición total del proyecto, sin embargo, debido a sus características heterogéneas o anisotropías el suelo (al iniciar labores de excavación) puede presentar características diferentes a las planteadas en este estudio, de ser así, es responsabilidad del constructor avisar de manera inmediata al Ing. de suelos para que efectué una visita al terreno y haga sus respectivas recomendaciones.

7.1. Recomendaciones para la cimentación

Perfil de suelo	D
Angulo de fricción	34.00
Módulo de rigidez E MN/m²	26.35
Peso específico γ (kN/m³)	19.20
Nivel freático (m)	0.00
Aa	0.20
Av	0.20
Fa	1.3
Fv	2.0
Capacidad portante Kpa	447.78
Profundidad de cimentación (m)	1.50
Tipo de cimentación	Zapatas Aisladas
Esfuerzo vertical (kN/m²)	31.50
Presión Pasiva (Kp)	3.54
Presión en Reposo Ko)	0.44
Presión Activa (Ka)	0.28
Dimensión minima de cimentación	1.00 m x 1.00 m
Potencial de Licuación	No Licuable

Tabla 14. Recomendaciones para cimentación. Fuente. Autores

Se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Teniendo en cuenta que el proyecto es para la abducción a la captación del agua se recomienda que la cimentación se encuentre debajo de la línea de socavación con el fin de evitar que en periodos máximos de lluvia esta pueda socavar la cimentación, es por esto que proponer un nivel de desplante debe de estar condicionado a la cota máxima de socavación del periodo de retorno del informe hidráulico que se realice.
- Preparar el terreno retirando los materiales no apropiados para el soporte de la edificación como escombros, materia orgánica, capa vegetal, suelo suelto, etc.

- Evitar la alteración del suelo lo menos posible, sobre todo con maquinaria pesada. La excavación en el sitio del proyecto debe ser manual o a máquina (retroexcavadora) bajo la supervisión de un ingeniero civil.
- Antes de emprender las obras de excavación, se debe hacer un reconocimiento cuidadoso del sitio para determinar cuáles son las medidas de seguridad que se requieren. Esto es de primordial importancia cuando se trabaja en zonas urbanas y cerca de caminos o de estructuras de servicios públicos.
- Las propiedades colindantes se deben examinar antes de iniciar las operaciones y las excavaciones se planearán de acuerdo con el estudio. Los defectos estructurales que se encuentren, tales como grietas en los cimientos asentamientos irregulares, etc., se deben anotar y volver a examinar. Se debe obtener fotografías y planos firmados y fechados cuando se estime conveniente. Se debe localizar los servicios públicos subterráneos, tales como conductos de cables eléctricos, telefónicos y los principales conductos de agua, gas y alcantarillado. Si se tiene que levantar cualquiera de estos conductos, tuberías o interrumpir el suministro, se debe hacer arreglos previos con el dueño del servicio.
- Las excavaciones no deben quedar expuestas por mucho tiempo después de su ejecución, para evitar que las paredes de las mismas se desprendan, sin embargo, no se considera necesario entibar durante el proceso de fundida de las zapatas. En los trabajos llevados a cabo en zanjas se producen con frecuencia accidentes graves o mortales a causa del desprendimiento de tierras. Por ello es necesario adoptar aquellas medidas que garanticen la seguridad de los trabajadores que tienen que llevar a cabo labores en el interior de las mismas.
- Puede ser necesario cambiar provisionalmente las instalaciones subterráneas o áreas de los servicios públicos, hay que protegerlos contra daños. Las tuberías, cables, etc., que queden al descubierto, se suspenden o se sostienen con puntales.
- Se debe disponer un sitio para desechar el material de las excavaciones y una ruta para el acarreo del mismo.
- Las estructuras adyacentes a las excavaciones se deben arriostrar para impedir su asentamiento y movimiento lateral. Los cimientos se deben proteger para que no los socave o los deslave las lluvias u otras aguas.
- Con carácter general se debe considerar peligrosa toda excavación que, en terrenos corrientes, alcance una profundidad de 0,80 m y 1,30 m en terrenos consistentes. En general se adoptarán las precauciones necesarias para evitar derrumbamientos, según la naturaleza y condiciones del terreno. Las excavaciones de zanjas se ejecutarán con una inclinación de talud provisional adecuadas a las características del terreno, se debe considerar peligrosa toda excavación cuya pendiente sea superior a su talud natural. Dado que los terrenos se disgregan y pueden perder su cohesión bajo la

acción de los elementos atmosféricos, tales como la humedad, y la sequedad, dando lugar a hundimientos, es recomendable calcular con amplios márgenes de seguridad la pendiente de los tajos. En las excavaciones de zanjas se pueden emplear bermas escalonadas, con mesetas no menores de 0,65m y contra mesetas no mayores de 1,30 m, en cortes con taludes del terreno con Angulo entre 60° y 90° para una altura máxima admisible en función del peso específico aparente del terreno y de la resistencia simple del mismo.

7.2. Para evitar derrumbes y caídas.

- Debe darse a los lados de la excavación o zanja una inclinación segura, generalmente con un ángulo de 45° en reposo, o apuntalárselos con maderamen u otro material adecuado para impedir que se derrumben. La clase de soporte dependerá del tipo de excavación, la índole del terreno y el agua subterránea existente.
- La planificación es de vital importancia. Es preciso asegurarse de la disponibilidad de materiales para apuntalar la zanja que ha de cavarse en toda su extensión, ya que los soportes deben instalarse sin demora al practicar la excavación. Para todas las excavaciones se precisa una acumulación de maderas de reserva, pero las de 1,2 m o más de profundidad requieren un maderamen o revestimiento especial. Si el suelo es inestable o carece de cohesión, se necesita un entablado más apretado. Nunca se debe trabajar por delante de la zona apuntalada.
- Los apuntalamientos deben ser instalados, modificados o desmantelados sólo por obreros especializados bajo supervisión. Dentro de lo posible, se deben erigir antes de haber cavado hasta la profundidad máxima de la zanja, hay que empezar antes de llegar a los 1,2 m. La excavación e instalación de soportes deberá continuar entonces por etapas, hasta llegar a la profundidad deseada. Es preciso que los trabajadores conozcan bien los procedimientos para rescatar a un compañero atrapado por un desprendimiento de tierra.
- Apuntalamiento para prevenir el derrumbe de los costados de una excavación, consistente en marcos de madera o acero con entablado estrecho entre ellos.
- Los trabajadores se caen con frecuencia dentro de las excavaciones.
- Deben colocarse barreras adecuadas, de altura suficiente (por ejemplo, cerca de 1 m), para prevenir estos accidentes. A menudo se utilizan los extremos de los soportes que sobresalen del nivel del suelo para sostener estas barreras.
- Barreras a ambos lados de una zanja, para impedir que los trabajadores caigan dentro de ella.

7.3. Para la Construcción de la Cimentación

- Es recomendable empezar las obras de cimentación en época seca, y en lo posible comenzar lo más rápido después de realizada la excavación del terreno, para su culminación en el menor tiempo posible.
- El material de relleno por encima de la cimentación, el material base para el contra piso (a no ser que en planos estructurales se especifique lo contrario) en general cualquier tipo de relleno (sobre el cual no se levante la fundación) debe ser de tipo recebo seleccionado (con un contenido máximo del 20% de los finos) y compactado por medio mecánico (saltarín) en capas no inferiores a los 20cm al 90% del Proctor modificado.
- Una vez construida la cimentación, cuellos de columnas que van enterrados y realizado el relleno para nivelación, es recomendable fundir el contrapiso a la mayor brevedad para evitar que el material de fundación se contamine, brindar una rodadura cómoda para el trabajo y un soporte adecuado para la formaleta de elementos superiores como columnas y placa. El refuerzo debe estar separado del suelo (recubrimiento) a una distancia mínima de 7.5cm, se recomienda usar algún tipo de elemento que levante el acero con la suficiente resistencia como para que al ser vaciado el concreto, las barras no pierdan distancia de recubrimiento, en lo posible aplicar algún tipo de aditivo que mejore las condiciones de impermeabilidad del concreto (para la cimentación, placa contrapiso y los cuellos de las columnas que van enterrados, en general a todo los elementos en concreto que queden en contacto directo con el suelo). El concreto y el acero debe cumplir con las especificaciones técnicas proferidas en el estructural y con todo lo contenido en la NSR-10. Homogéneo (buen uso de mezcladora si se trabaja en sitio), bien vibrado (para eliminar burbujas internas) y bien formaleteado (para garantizar las condiciones geométricas planteadas por el estructural).

7.4. Para el mejoramiento del suelo (Suelos blandos)

Con la finalidad de brindar alternativas para la densificación del terreno y mejorar su resistencia, se indican los siguientes métodos:

- **Drenajes** — Drenajes y sub drenajes de grava, gravilla, drenajes tipo "Mecha" (Wick) y pozos para mantener baja la presión del agua y disipar

eventuales excesos, esta metodología sería ideal para suelos con nivel freático elevado, como es este caso en particular.

- **Vibro-densificación** — Es una densificación por vibración que opera por medio de una licuación moderada que produce densificación del depósito.
- **Vibro-compactación** — Vibración bajo agua que produce la densificación de material; las aberturas son rellenas luego con material compactado.
- **Vibro-reemplazo** — Huecos perforados a golpes, son luego rellenos con grava arena y piedra, con o sin agentes cementantes.
- **Pilotes de compactación** — Procede mediante el hincado con vibración de pilotes de desplazamiento.
- **Compactación dinámica** — Mediante una repetida aplicación del impacto de un gran peso dejado caer desde cierta altura con una guía preparada para el efecto.
- **Inyecciones de compactación** — Inyecciones de una mezcla gruesa y viscosa de material que produce el desplazamiento y la compactación del depósito.
- **Estribos de sobrecarga** — Que consiste en aumentar la resistencia a la licuación aumentando, con sobrecarga, la presión afectiva de confinamiento.
- **Pilotes Radicales** — A veces llamados banderillas, con diámetro reducido, perforados e inyectados, pueden reducir el potencial de licuación.
- **Inyección de elementos químicos** — Inyección a presión de elementos químicos cementantes del depósito arenoso grueso.
- **Jet grouting** — Que excava, mezcla y rellena materiales adicionales, incluso cementantes mediante chorros de agua a alta presión.
- **Pilotes y pantallas pre excavadas** — La colocación de pilotes y pantallas -a presión o sin ella- rellenos en cemento, cal, o asfalto reducen el potencial de licuación.
- **Vitrificación in-situ** — Consiste en la fundición del suelo mediante chorros de fuego que transforman el material en roca.

7.5. Para Colindancia

- En edificios continuos incluir una junta sísmica apropiadamente diseñada
- Reducir la posibilidad de que se golpeen las estructuras relleno la junta sísmica con material que amortigüe los efectos de desplazamiento.
- Tomar en cuenta el posible desplazamiento de las losas de los edificios vecinos reforzando los posibles puntos de contacto
- Adecuado mejoramiento del suelo que evite los asentamientos excesivos
- Las propiedades colindantes se deben examinar antes de iniciar las operaciones y las excavaciones se planearán de acuerdo con el estudio. Los defectos estructurales que se encuentren, tales como grietas en los cimientos asentamientos irregulares, etc., se deben anotar y volver a examinar. Se debe obtener fotografías y planos firmados y fechados cuando

se estime conveniente. Se debe localizar los servicios públicos subterráneos, tales como conductos de cables eléctricos, telefónicos y los principales conductos de agua, gas y alcantarillado. Si se tiene que levantar cualquiera de estos conductos, tuberías o interrumpir el suministro, se debe hacer arreglos previos con el dueño del servicio.

8. ACLARACIÓN

Para la elaboración de este informe se tuvo en cuenta la literatura disponible por autores reconocidos, pero el criterio aplicativo e interpretación para la concepción de este es propiedad intelectual de los profesionales que realizaron este informe.

La interpretación de los resultados y sus respectivas conclusiones y recomendaciones solo aplican para el lote o vivienda la cual es objeto de estudio, se recomienda no usar esta información para otros lotes o edificaciones vecinas ya que las condiciones pueden variar de un lugar a otro.

Con el fin de cumplir con los nuevos lineamientos del título H de la Norma Colombiana para el diseño y construcciones sismo resistentes – NSR-10 (Decreto 926 de Marzo 19 de 2010), se realizó la definición del proyecto haciendo una breve descripción del tipo de estructura que se pretende construir en el sitio, una caracterización física y geográfica del lugar en general, descripción de los materiales encontrados en la exploración del terreno y los resultados de laboratorio para con estas herramientas ofrecer las recomendaciones que se ajusten a las necesidades del sitio y del proyecto.

En este trabajo no se realizaron ensayos de corte directo, triaxial, compresión confinada, ni otros ensayos “específicos”, el cliente tiene pleno conocimiento de que los parámetros aquí determinados se realizaron mediante correlaciones matemáticas basadas en la literatura disponible.

Realizó y aprobó:



MP. 25202198758CND
Ingeniero Civil

JORGE ELIECER CERON CALDERÓN

Matrícula Profesional 25202198758 CND

Ingeniero civil

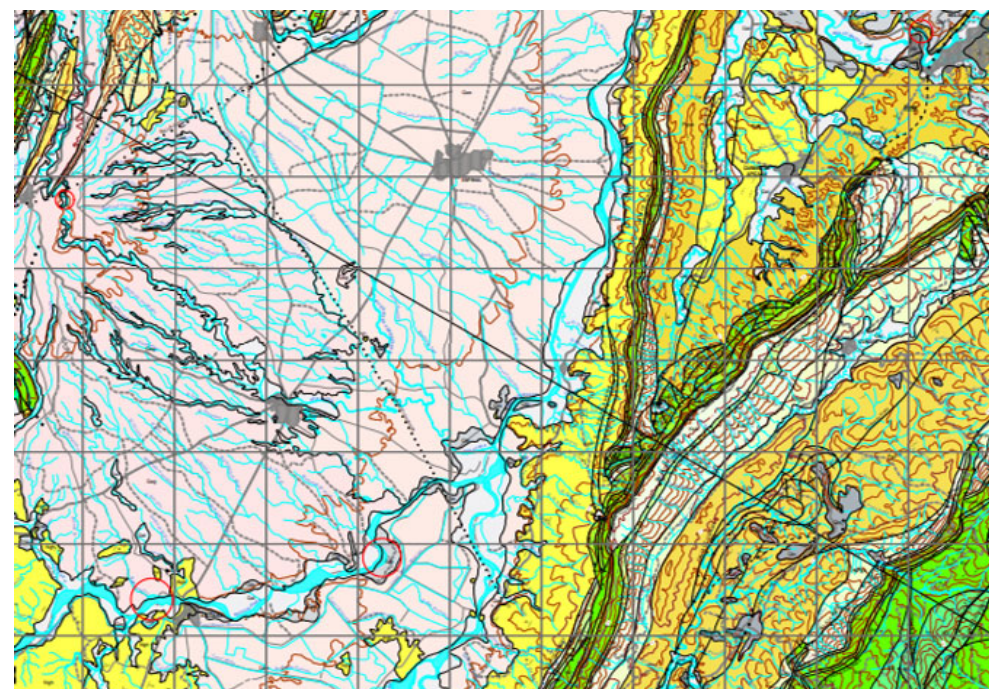
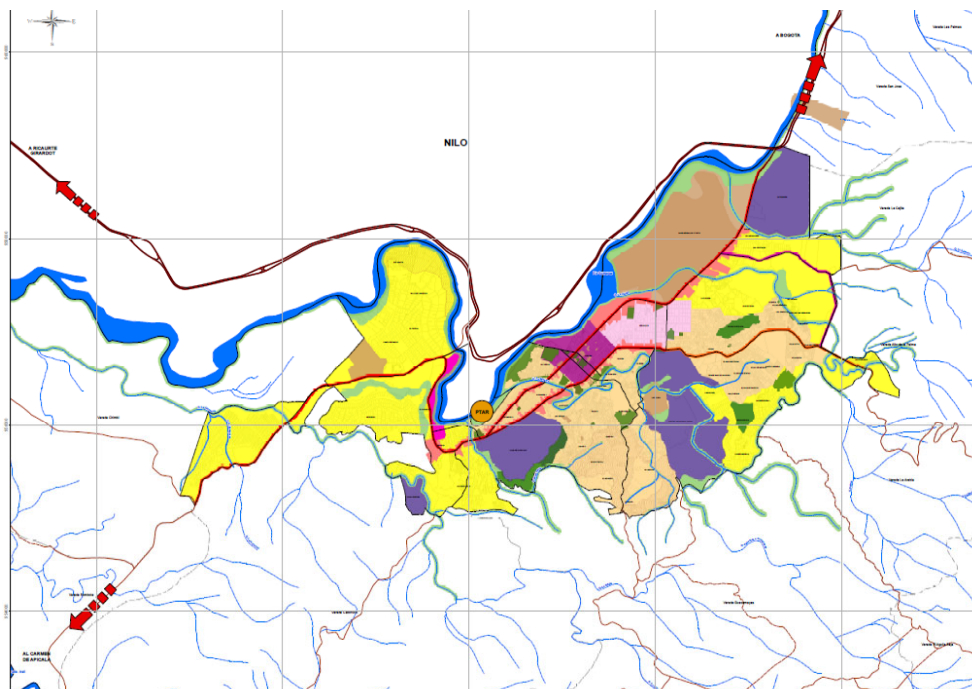
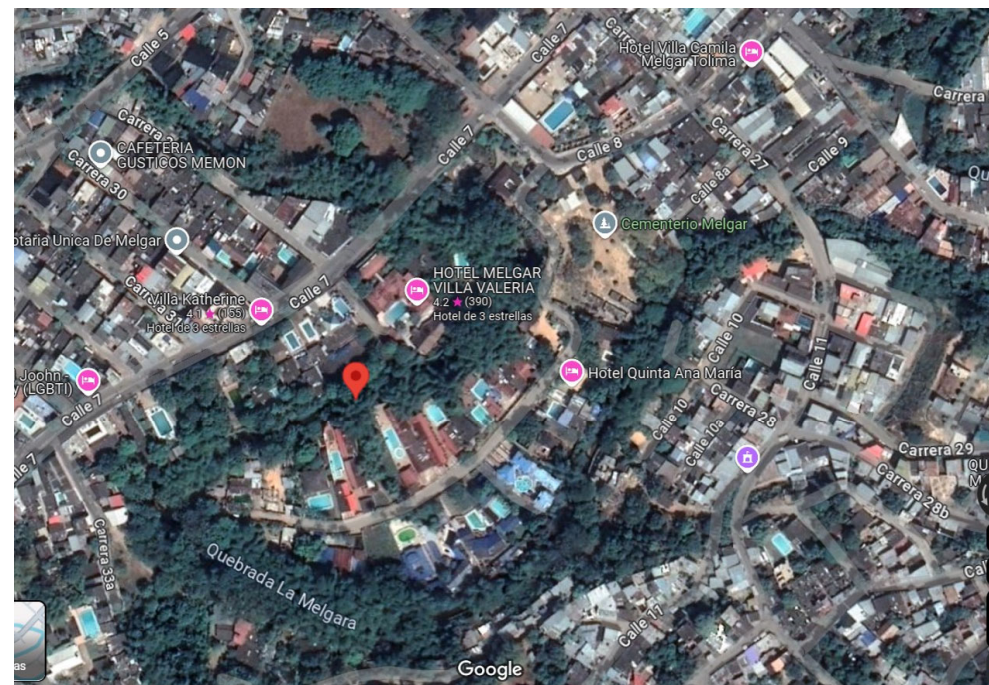
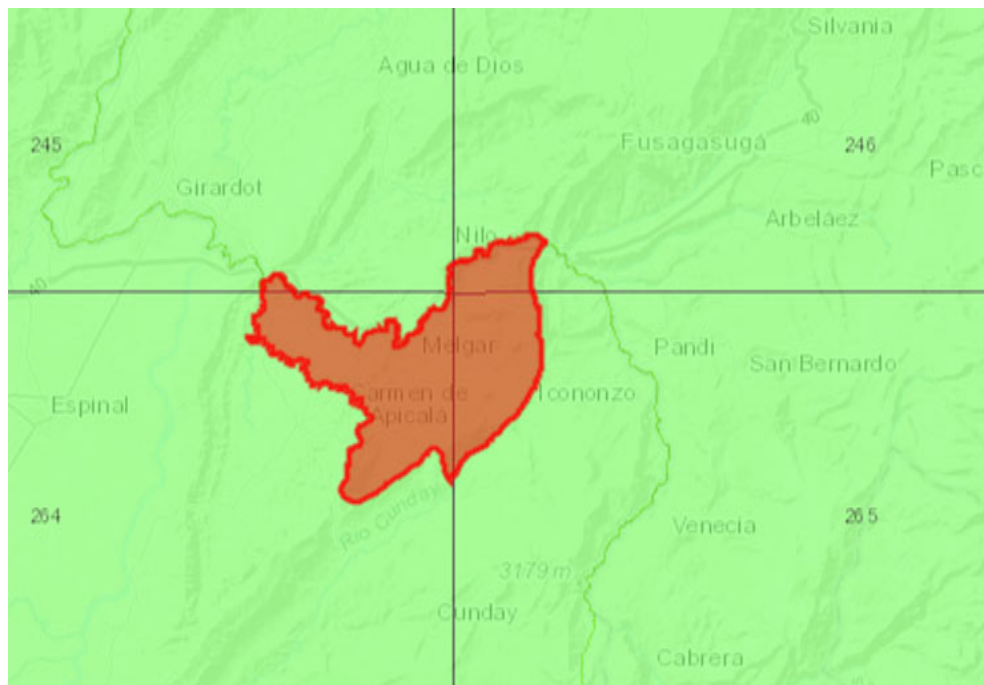
9. BIBLIOGRAFÍA

- Mosquera, D., Nuñez, A., & Vesga, C. (2013). *Servicio geológico colombiano*. Obtenido de Estado de la cartografía colombiana: http://srvags.sgc.gov.co/Flexviewer/Estado_Cartografia_Geologica/
- Alcarcel Gutierrez, A., & Gomez Tapias, J. (1 de 06 de 2019). *SERVICIO GEOLOGICO COLOMBIANO*. Obtenido de MAPA GEOLÓGICO DE COLOMBIA 2019: <https://www2.sgc.gov.co/MGC/PAGINAS/MGC2M2019.ASPX>
- CAICEDO, J. C., YASIR LARA, H., & ACOSTA GARAY, J. (2002). *MAPA GEOLÓGICO DE COLOMBIA*. https://srvags.sgc.gov.co/Flexviewer/Estado_Cartografia_Geologica/: SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de Ingenieria de cimentaciones*. MEXICO : INTERNATIONAL THOMSON.
- Fuquen, J. A., Nuñez Tello, A., & Acosta, J. (1993). *GEOLOGIA DE LA PLANCHA 282 "CHAPARRAL - TOLIMA"*. BOGOTÁ: INGEOMINAS.
- GOBERNACIÓN DEL TOLIMA. (s.f.). *GOBERNACIÓN DEL TOLIMA*. Obtenido de HISTORIA DEL TOLIMA: <https://www.tolima.gov.co/tolima/informacion-general/historia>
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. (2003). *Requisitos esenciales para edificios de concreto reforzado. Para edificios de tamaño y altura limitados, basado en ACI 318-02*. ICONTEC.
- INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI - IGAC. (11 de NOVIEMBRE de 2018). *Instituto Geográfico Agustín Codazzi - IGAC*. Obtenido de DICCIONARIO GEOGRÁFICO: <https://www.igac.gov.co/>
- INSTITUTO NACIONAL DE VIAS . (2012). *ENSAYO NORMAL DE PENETRACIÓN (SPT) Y MUESTREO DE SUELOS CON TUBO PARTIDO INV E-111-13*. BOGOTÁ: INVIAS.
- Mendoza, O. M. (1 de 06 de 2015). *CivilMao*. Obtenido de Espectro de diseño: <https://civilmao.wordpress.com/>
- Ministerio de Ambiente, V. y. (1 de 03 de 2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10*. Bogota.
- Robledo, F. H. (2011). *Riesgos en la construccion*. BOGOTA: ECOE EDICIONES.

- SOCIEDAD GEOGRÁFICA DE COLOMBIA. (2018). *ACADEMIA DE CIENCIAS GEOGRÁFICAS*. Obtenido de SOCIEDAD GEOGRÁFICA DE COLOMBIA: https://sogeocol.edu.co/Home_B/
- Terraza Melo, R., Caicedo Andrade, J. C., Jiménez, D. M., & Morales, C. J. (2002). *Memoria Explicativa de la Plancha Geológica 264 Espinal*. BOGOTÁ: INGEOMINAS.
- TOLIMA, C. A. (01 de 06 de 2011). *cortolima*. Obtenido de angeda ambiental del municipio de fresno: https://www.cortolima.gov.co/sites/default/files/images/stories/centro_documentos/estudios/agendas/2011_Agenda_Ambiental_del_Municipio_de_Fresno.pdf
- Vargas, M. D. (2015). *INGENIERIA DE FUNDACIONES, FUNDAMENTOS E INTRODUCCION AL ANALISIS GEOTECNICO*. Bogota: Escuela colombiana de ingenieria.

ANEXOS

ANEXO 1: LOCALIZACIÓN Y MAPAS





ANEXO 2: REGISTRO FOTOGRAFICO SPT





ANEXO 3: LABORATORIOS

DETERMINACION DE LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS (ANALISIS POR TAMIZADO) INV-E-123-13, LÍMITES DE ATTERBERG INV-E-125 y E-126 - 13 Y CLASIFICACION DE LOS SUELOS (U.S.C - AASHTO)		CODIGO: FO-S-15-26-5 VERSION : 01 VIGENCIA: 30-DIC-2016
LABORATORIO		

1. PROYECTO		ENSAYO N° <u>167</u>
PROYECTO:	Melgar	
TRAMO:	Melgar	CONTRATO: NN
SECTOR:	NN	PLANTA: NN

2. MUESTRA		
DESCRIPCIÓN	SUELO LIMOSO DE ARENA, SEDIMENTOS Y FINOS DE BAJA COMPRESION.	APIQUE No. 0
FUENTE MATERIAL	0	MUESTRA No. 2
TIPO DE MATERIAL	SUBRASANTE	FECHA DE TOMA 18-oct-24
LABORATORIO	TOPOGRAFIA Y LABORATORIO	FECHA ENSAYO 19-oct-24

3. ENSAYO									
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO									
HUMEDAD NATURAL				PESO TOTAL DE LA MUESTRA HUMEDA					
W1	W2	W3	6,63%	469,8 gr					
540,1	510,9	70,3							
Peso total de la muestra seca (gr)		440,6	Peso total del material pasa tamiz N°4 (gr)		225,4				
TAMIZ		Peso retenido individual	% Retenido individual	% Retenido Acumulado	% Que pasa	COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD Y CURVATURA			
Pulg	mm								
4"	100,00					Cu			
3 1/2"	88,90					0,0			
3"	76,20					Cc			
2 1/2"	63,50					0,0			
2"	50,80					D10			
1 1/2"	38,10					0,00			
1"	25,40					D30			
3/4"	19,00					0,00			
5/8"	14,00					D60			
1/2"	12,70					0,17			
3/8"	9,52								
1/4"	6,30								
N°4	4,76								
N°8	2,36				100,0				
N°10	2,00	2,8	0,6	0,6	99,4				
N°16	1,180								
N°30	0,600								
N°40	0,425	98,3	22,3	22,9	77,1				
N°50	0,300								
N°100	0,150								
N°200	0,075	124,3	28,2	51,2	48,8				
Pasan		215,2	48,8	100,0	0,0				
CLASIFICACION					EQUIPO UTILIZADO PARA ENSAYOS				
% RETENIDO TOTAL TAMIZ N° 4 = 0,0					Balanza BLZ-01-18 Cazuela CCG-01-08 Horno HOR-01-02 Tamiceria				
% TOTAL DE ARENAS 51,2									
% TOTAL PASA TAMIZ N° 200 = 48,8									
% DE ERROR EN LA GRADACION = 0,0									

LIMITE LIQUIDO	
ENSAYO N°	1 2 3
N° DE GOLPES	15 25 35
N° DE TARA	1 2 4
PESO SUELO+TARA HUMEDO	29,28 29,88 28,18
PESO SUELO+TARA SECO	25,1 25,8 24,91
PESO TARA	15,2 15,1 15,5
% DE HUMEDAD	42,22 38,13 34,75
LIMITE PLASTICO	
ENSAYO N°	1 2
TARA N°	5 6
PESO SUELO+TARA HUMEDO	24 24
PESO SUELO+TARA SECO	22 22
PESO TARA	15 15
% DE HUMEDAD	32,12 32,17

LIMITE LIQUIDO	
45 40 35 30 25 20 15 10 5 0	10 15 20 25 30 35 40
% DE HUMEDAD	NUMERO DE GOLPES

CLASIFICACION AASHTO	
LIMITE LIQUIDO 38	A-4
LIMITE PLASTICO 32	CLASIFICACION U.S.C.S
INDICE DE PLASTICIDAD 6	#IVALOR!
INDICE DE GRUPO 2	

TAMICES ESTANDAR U.S.A.	
100 90 80 70 60 50 40 30 20 10 0	100,00 10,00 4,75 2,00 0,85 0,425 0,25 0,15 0,075 0,045 0,025 0,015 0,0075
PORCENTAJES QUE PASAN	TAMICES ESTANDAR U.S.A.

OBSERVACIONES :	
Ensayo realizado en laboratorio	
Material encontrado a - 1,80mts	

ELABORÓ	REVISÓ	APROBÓ
Nombre: JEFFERSON FABIAN C.	Nombre: _____	Nombre: _____
Cargo: LABORATORISTA	Cargo: _____	Cargo: gerente

DETERMINACION DE LOS TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS (ANALISIS POR TAMIZADO) INV-E-123-13, LÍMITES DE ATTERBERG INV-E-125 y E-126 - 13 Y CLASIFICACION DE LOS SUELOS (U.S.C - AASHTO)		CODIGO: FO-S-15-26-5 VERSION : 01 VIGENCIA: 30-DIC-2016
LABORATORIO		

1. PROYECTO		ENSAYO N° <u>168</u>
PROYECTO:	melgar	
TRAMO:	melgar	
SECTOR:	NN	CONTRATO: NN PLANTA: NN

2. MUESTRA	
DESCRIPCIÓN	SUELO LIMOSO DE ARENA, SEDIMENTOS Y FINOS DE BAJA COMPRESION. APIQUE No. 0
FUENTE MATERIAL	0 MUESTRA No. 2
TIPO DE MATERIAL	SUBRASANTE FECHA DE TOMA 19-oct-24
LABORATORIO	TOPOGRAFIA Y LABORATORIO FECHA ENSAYO 20-oct-24

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
HUMEDAD NATURAL			4,26%	PESO TOTAL DE LA MUESTRA HUMEDA	
W1	W2	W3		641,1 gr	
711,2	685	70,1			
Peso total de la muestra seca (gr)		614,9	Peso total del material pasa tamiz N°4 (gr)		290,4
TAMIZ		Peso retenido individual	% Retenido individual	% Retenido Acumulado	% Que pasa
Pulg	mm				
4"	100,00				
3 1/2"	88,90				
3"	76,20				
2 1/2"	63,50				
2"	50,80				100,0
1 1/2"	38,10	154,3	25,1	25,1	74,9
1"	25,40	15,9	2,6	27,7	72,3
3/4"	19,00				
5/8"	14,00				
1/2"	12,70				
3/8"	9,52				
1/4"	6,30				
N°4	4,76	1,9	0,3	28,0	72,0
N°8	2,36				
N°10	2,00	3,4	0,6	28,5	71,5
N°16	1,180				
N°30	0,600				
N°40	0,425	169,0	27,5	56,0	44,0
N°50	0,300				
N°100	0,150				
N°200	0,075	118,0	19,2	75,2	24,8
Pasan		152,4	24,8	100,0	0,0
CLASIFICACION			EQUIPO UTILIZADO PARA ENSAYOS		
% RETENIDO TOTAL TAMIZ N° 4 = 28,0 % TOTAL DE ARENAS 47,2 % TOTAL PASA TAMIZ N° 200 = 24,8 % DE ERROR EN LA GRADACION = 0,0			Balanza BLZ-01-18 Cazuela CCG-01-08 Horno HOR-01-02 Tamiceria		

SUBRASANTE			
LIMITE LIQUIDO			
ENSAYO N°	1	2	3
N° DE GOLPES	15	25	35
N° DE TARA	1	3	5
PESO SUELO+TARA HUMEDO	31,12	30,12	29,32
PESO SUELO+TARA SECO	26,23	26,11	25,86
PESO TARA	15	15,5	15,5
% DE HUMEDAD	43,54	37,79	33,40
LIMITE PLASTICO			
ENSAYO N°	1	2	
TARA N°	6	7	
PESO SUELO+TARA HUMEDO	22	22	
PESO SUELO+TARA SECO	21	20	
PESO TARA	15	15	
% DE HUMEDAD	30,63	30,90	

LIMITE LIQUIDO	
	CLASIFICACION AASHTO CLASIFICACION U.S.C.S SMxSC

TAMICES ESTANDAR U.S.A.	
	Muestra N° 2 PR 00 + 000 SUBRASANTE SUELO LIMOSO DE ARENA, SEDIMENTOS Y FINOS DE BAJA COMPRESION.

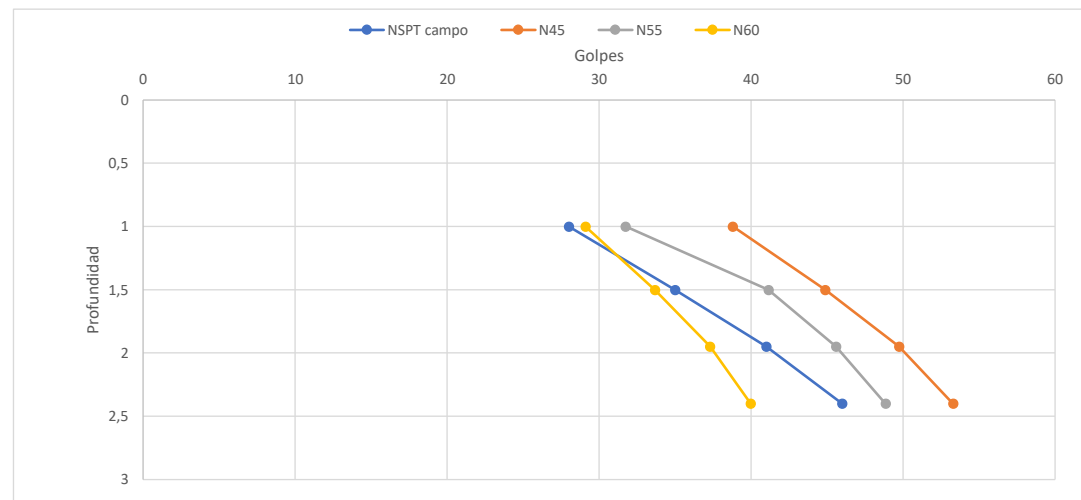
OBSERVACIONES :	
Ensayo realizado en laboratorio Material encontrado a - 2,10mts	

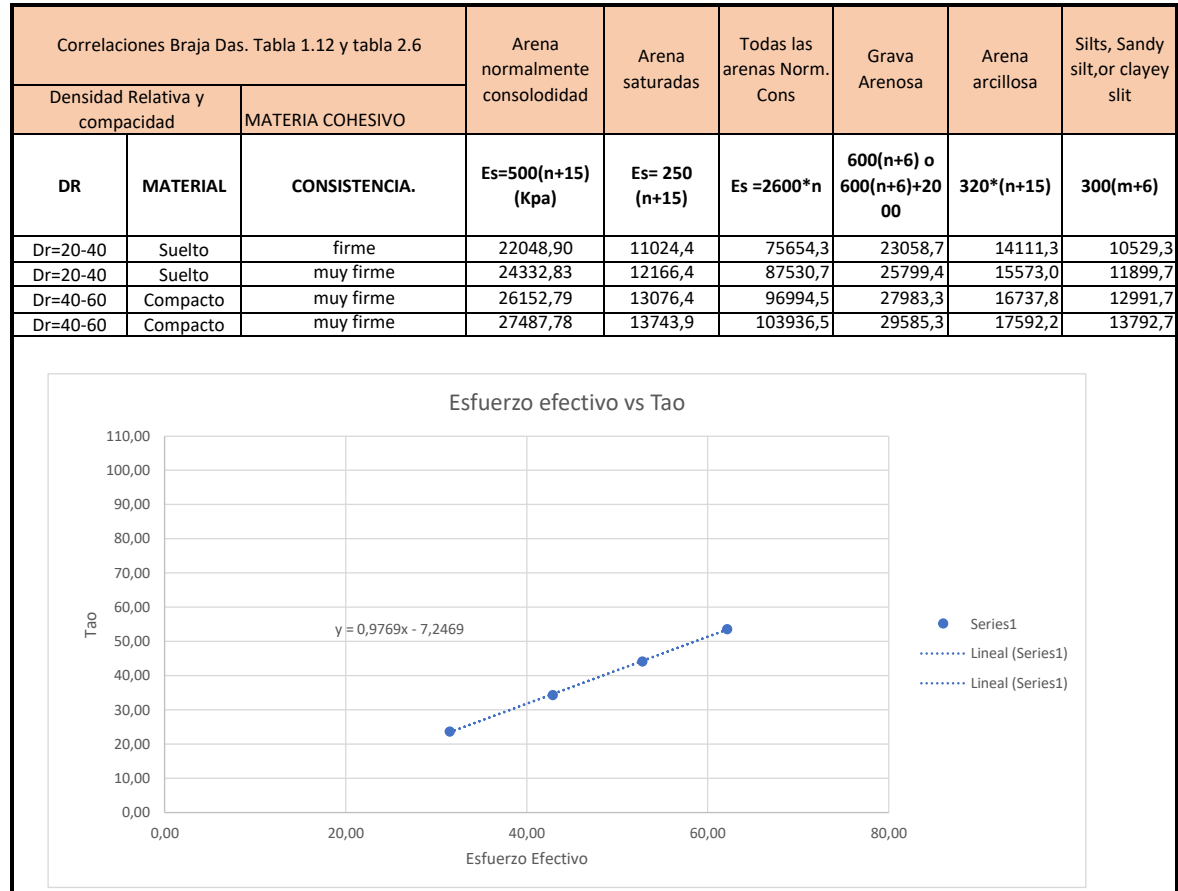
ELABORÓ	REVISÓ	APROBÓ
Nombre: <u>JEFFERSON FABIAN C.</u> Cargo: <u>LABORATORISTA</u>	Nombre: _____ Cargo: _____	Nombre: _____ Cargo: <u>gerente</u>

ANEXO 5: ESTRATIGRAFÍA

NF		SONDEO 1																	
Profundidad		DATOS DE CAMPO						Esfuerzos			Modulo de Rigidez	CN							
inical (m)	final(m)	N1	N2	N3	ensayo de penetracion estandar Nspt	Yd(Kn/m3)	Yh (Kn/m3)	esfuerzo Vertical	presion de poros	esfuerzo efectivo	E=MN/m2	RS = σ_v'/Pa	(Skempton)	Peck et all	L & W	Seed & Idris	Gonzales	Schmertman n	
1	1,5	7	8	20	28	19,20	21,00	31,50	0	31,50	21,45	0,32	1,52	1,39	1,78	1,71	1,50	1,96	
1,5	1,95	8	15	20	35	19,20	22,00	42,90	0	42,90	26,81	0,43	1,40	1,28	1,53	1,52	1,37	1,72	
1,95	2,4	9	23	18	41	19,20	22,00	52,80	0	52,80	31,41	0,53	1,31	1,21	1,38	1,39	1,28	1,55	
2,4	2,8	10	23	23	46	20,52	22,20	62,16	0	62,16	35,24	0,62	1,23	1,16	1,27	1,29	1,21	1,42	

FACTORES DE CORRECCION BOWLES 1988				N Corregido			PERFIL DEL SUELO	Correlaciones angulo de friccion.			Tao
N1	N2	N3	N4	N45	N55	N60	PERFIL	(metodo de kishiida) ϕ_{eq} (grados)	(JRB) ϕ_{eq} (grados)	Schmertmann	Tao= esfuerzo total X tan (eq)
1,33	0,75	1,00	1,00	39	32	29	D	37	34	39	23,76
1,33	0,75	1,00	1,00	45	41	34	D	39	36	40	34,35
1,33	0,75	1,00	1,00	50	46	37	D	40	37	41	44,20
1,33	0,75	1,00	1,00	53	49	40	C	41	37	42	53,68

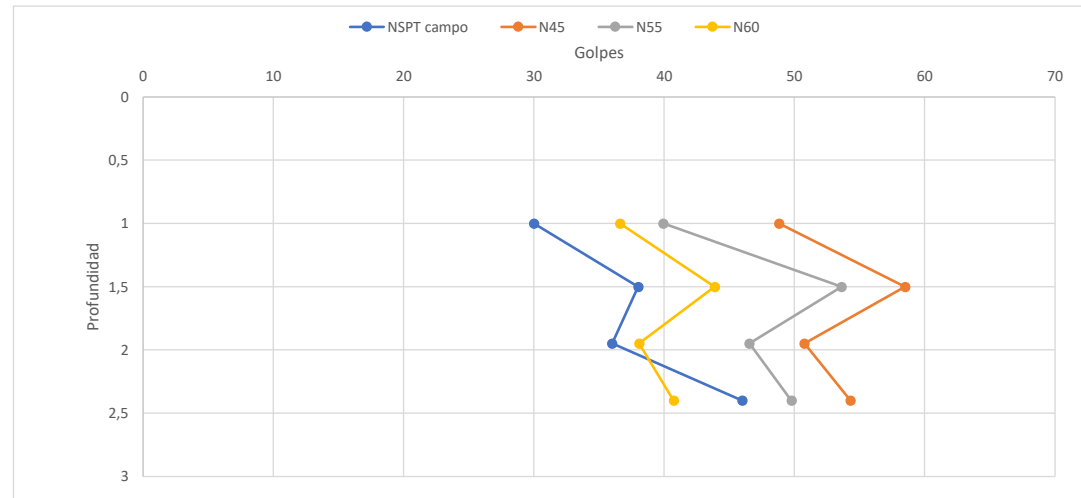


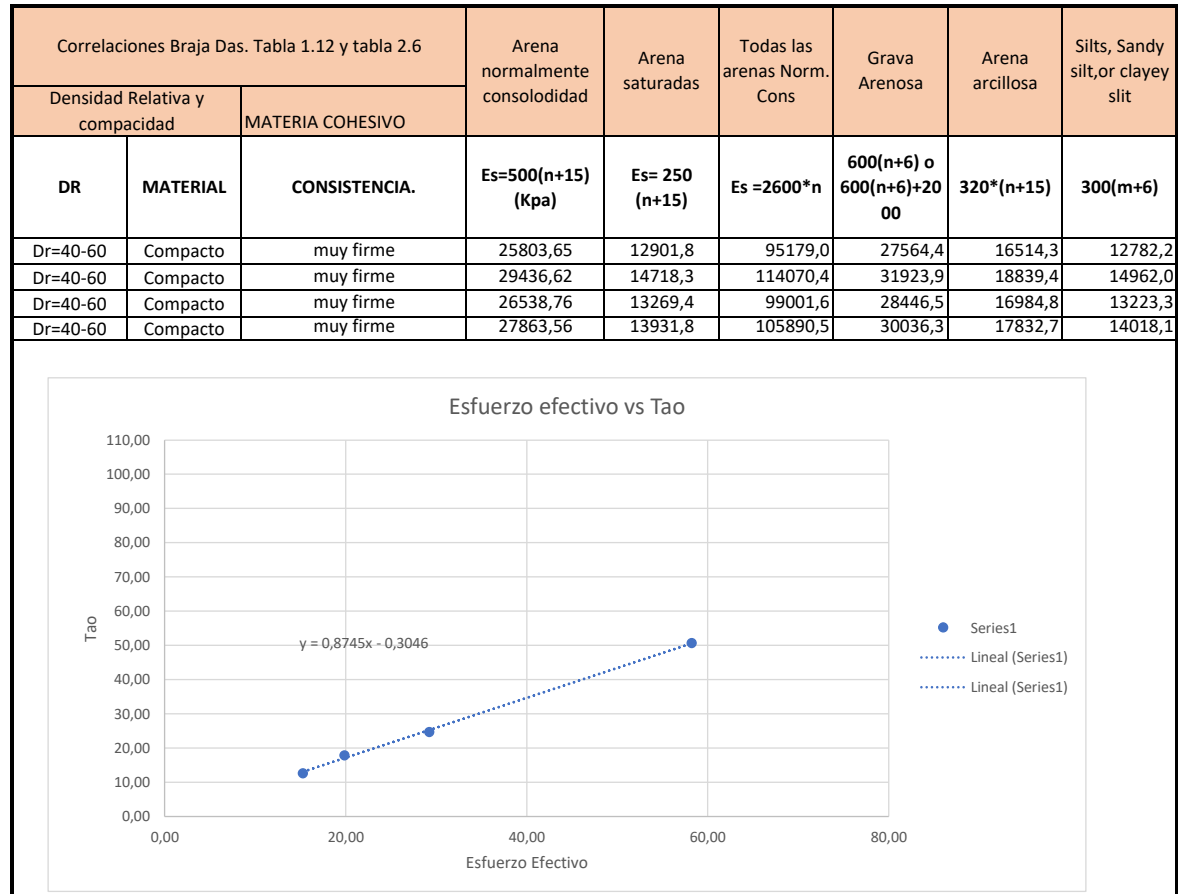


SONDEO 2

NF		1																	
Profundidad		DATOS DE CAMPO						Esfuerzos			Modulo de Rigidez	CN							
inical (m)	final(m)	N1	N2	N3	ensayo de penetracion estandar Nspt	Yd(Kn/m3)	Yh (Kn/m3)	esfuerzo Vertical	presion de poros	esfuerzo efectivo	E=MN/m2	RS = σ' / Pa	(Skempton)	Peck et all	L & W	Seed & Idris	Gonzales	Schmertman n	
1	1,5	10	15	15	30	18,20	20,00	30,00	14,715	15,29	22,98	0,15	1,73	1,63	2,56	2,15	1,82	2,44	
1,5	1,95	12	23	15	38	18,20	20,00	39,00	19,1295	19,87	29,11	0,20	1,67	1,54	2,24	1,99	1,70	2,28	
1,95	2,4	16	15	21	36	19,41	22,00	52,80	23,544	29,26	27,58	0,29	1,55	1,41	1,85	1,75	1,53	2,01	
2,4	4,7	16	23	23	46	20,52	22,20	104,34	46,107	58,23	35,24	0,58	1,26	1,18	1,31	1,33	1,23	1,48	

FACTORES DE CORRECCION BOWLES 1988				N Corregido			PERFIL DEL SUELO	Correlaciones angulo de friccion.			Tao
N1	N2	N3	N4	N45	N55	N60	PERFIL	(metodo de kishiida) ϕ_{eq} (grados)	(JRB) ϕ_{eq} (grados)	Schmertmann	Tao= esfuerzo total X tan (eq)
1,33	0,75	1,00	1,00	49	40	37	D	40	36	41	12,69
1,33	0,75	1,00	1,00	58	54	44	C	42	38	44	17,92
1,33	0,75	1,00	1,00	51	47	38	C	40	37	42	24,72
1,33	0,75	1,00	1,00	54	50	41	C	41	38	43	50,72





ANEXO 6: CAPACIDAD PORTANTE

Ecuación General de Capacidad Portante																						
DATOS DE ENTRADA				Factores de capacidad de carga					Factores de Forma					Factores de Profundidad								
NODO	DIMENSION ZAPATA		DF	DF/B	Y	q	Φ	C' kPa	NC	NQ	NY	FCS	FQS	FYS	FCD	FQD	FYD	qu	qu(adm)			
	B(m)	L(m)	(m)		(kN/m3)	(kPa)	Grados											(kPa)	(kPa)	(kPa)		
A1	1,00	1,00	1,5	1,50	19,20	28,80	34,00	0,0	42,16	29,44	41,06	1,698	1,67	0,60	1,00	1,00	1,00	1656,5	552,15			
A2	1,00	1,00	1,5	1,50	19,20	28,80	34,00	0,0	42,16	29,44	41,06	1,70	1,67	0,60	1,00	1,00	1,00	1656,5	552,15			
A3	1,00	1,00	1,5	1,50	19,20	28,80	34,00	0,0	42,16	29,44	41,06	1,70	1,67	0,60	1,00	1,00	1,00	1656,5	552,15			
B1	1,10	1,10	1,5	1,36	20,52	30,78	34,00	0,0	42,16	29,44	41,06	1,70	1,67	0,60	1,00	1,00	1,00	1795,6	598,53			
B2	1,10	1,10	1,5	1,36	20,52	30,78	34,00	0,0	42,16	29,44	41,06	1,70	1,67	0,60	1,00	1,00	1,00	1795,6	598,53			
B3	1,10	1,10	1,5	1,36	20,52	30,78	34,00	0,0	42,16	29,44	41,06	1,70	1,67	0,60	1,00	1,00	1,00	1795,6	598,53			
C1	1,20	1,20	1,5	1,25	21,20	31,80	34,00	0,0	42,16	29,44	41,06	1,70	1,67	0,60	1,00	1,00	1,00	1881,2	627,07			
C2	1,20	1,20	1,5	1,25	21,20	31,80	34,00	0,0	42,16	29,44	41,06	1,70	1,67	0,60	1,00	1,00	1,00	1881,2	627,07			
C3	1,20	1,20	1,5	1,25	21,20	31,80	34,00	0,0	42,16	29,44	41,06	1,70	1,67	0,60	1,00	1,00	1,00	1881,2	627,07			
Meyerhoff (1963)										DeBeer(1970)					Hansen (1970)					qu(adm) min KPA		552,15

Q	Q SERVICIO	FS	CHEQUEO
(kPa)	(kPa)		
180,00	180,00	9,20	OK
160,00	160,00	10,35	OK
150,00	150,00	11,04	OK
185,00	152,89	11,74	OK
182,00	150,41	11,94	OK
180,00	148,76	12,07	OK
150,00	104,17	18,06	OK
160,00	111,11	16,93	OK
160,00	111,11	16,93	OK

CAPACIDAD DE CARGA TERZAGHI INGENIERIA DE CIMENTACIONES (Manuel Delgado Vargas)																	
NODO	DIMENSION ZAPATA		DF	DF/B	Y	q	Φ	NC	NQ	NY	C`	qu	qu(adm)	Q	Q SERVICIO	FS	CHEQUEO
	B(m)	L(m)	(m)		(kN/m3)	(kPa)	Grados				kPa	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)		
A1	1,00	1,00	1,5	1,50	19,20	28,80	34,00	52,64	36,50	38,04	0,00	1343,35	447,78	180,00	180,00	7,46	OK
A2	1,00	1,00	1,5	1,50	19,20	28,80	34,00	52,64	36,50	38,04	0,00	1343,35	447,78	160,00	160,00	8,40	OK
A3	1,00	1,00	1,5	1,50	19,20	28,80	34,00	52,64	36,50	38,04	0,00	1343,35	447,78	150,00	150,00	8,96	OK
B1	1,10	1,10	1,5	1,36	20,52	28,80	34,00	52,64	36,50	38,04	0,00	1394,66	464,89	185,00	152,89	9,12	OK
B2	1,10	1,10	1,5	1,36	20,52	28,80	34,00	52,64	36,50	38,04	0,00	1394,66	464,89	182,00	150,41	9,27	OK
B3	1,10	1,10	1,5	1,36	20,52	28,80	34,00	52,64	36,50	38,04	0,00	1394,66	464,89	180,00	148,76	9,38	OK
C1	1,20	1,20	1,5	1,25	21,20	28,80	34,00	52,64	36,50	38,04	0,00	1438,30	479,43	150,00	104,17	13,81	OK
C2	1,20	1,20	1,5	1,25	21,20	28,80	34,00	52,64	36,50	38,04	0,00	1438,30	479,43	160,00	111,11	12,94	OK
C3	1,20	1,20	1,5	1,25	21,20	28,80	34,00	52,64	36,50	38,04	0,00	1438,30	479,43	160,00	111,11	12,94	OK
Terzaghi (1993)											qu(adm) min KPA		447,78				

ANEXO 7: ASENTAMIENTOS

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA
CUARTA EDICIÓN- BRAJA M. DAS (PÁG. 526)

CARGA ADMISIBLE PARA ZAPATAS RECTANGULARES EN ARENA CONSIDERANDO EL ASENTAMIENTO							
ID	B (m)	L (m)	Q Servicio kN	Se	qn kPa	Se (MAX)	qn kPa (Se max)
A1	1,00	1,00	180,00	7,50 mm	180,00	25,40 mm	540,30
A2	1,00	1,00	160,00	6,28 mm	160,00	25,40 mm	558,71
A3	1,00	1,00	150,00	5,68 mm	150,00	25,40 mm	569,70
B1	1,10	1,10	185,00	6,42 mm	152,89	25,40 mm	519,06
B2	1,10	1,10	182,00	6,26 mm	150,41	25,40 mm	521,64
B3	1,10	1,10	180,00	6,11 mm	148,76	25,40 mm	526,39
C1	1,20	1,20	150,00	3,65 mm	104,17	25,40 mm	551,04
C2	1,20	1,20	160,00	4,11 mm	111,11	25,40 mm	535,91
C3	1,20	1,20	160,00	4,11 mm	111,11	25,40 mm	535,91
Asentamiento Promedio				7,37 mm	-	25,40 mm	-
Capacidad de Carga por Servicio				-	167,96 kN/m2	-	525,33 kN/m2
Asentamiento Máx calculado				7,50 mm	0,00750 m		
Asentamiento Min calculado				3,65 mm	0,00365 m		
Diferencia				3,84 mm	0,00384 m		
Longitud máxima entre columnas (L)				3,00 m			

TABLA H.4.9-1/NSR-10 - VALORES MAXIMOS DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES CALCULADOS, EXPRESADOS EN FUNCION DE LA

Tipo de construcción	Δmax
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/1000
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L/500
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/300
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L/160

Nota: Según NSR-10, Título H ESTUDIOS GEOTÉCNICOS, Capítulo H-4- Cimentaciones, página H-19 y Tabla H.4.9-1 Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, l.

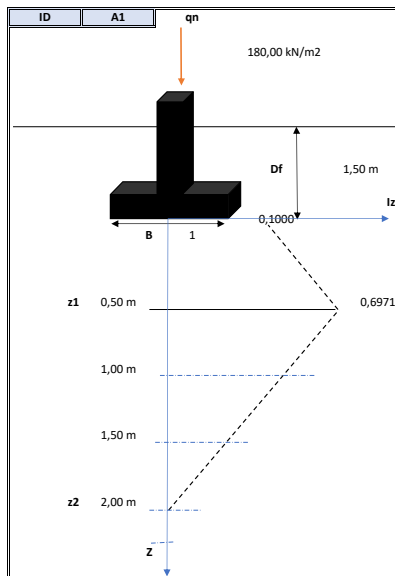
ANÁLISIS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

De acuerdo a la tabla H.4.9-1 escogemos la formula para hallar el asentamiento diferencial maximo, en este caso:

DELTA MAX (m) = L/300 =	0,0100	CUMPLE
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES =	0,0038	

Nota: Si Delta Max es mayor que los asentamientos diferenciales, cumple

CALCULO DE ASENTAMIENTOS SUELOS ARENOSOS METODOLOGÍA SCHMERTMANN (1978)



$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{z=0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
 C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5 \log(\bar{q} - q)$
 C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log(\text{tiempo en años}/0.1)$
 $\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
 $q = \gamma D_f$

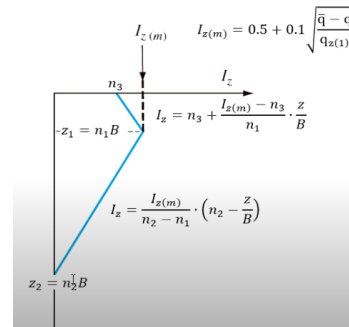
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	180,00
B (m)	1,00
L (m)	1,00
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	19,41
E (kN/m2)	18384
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	180,00
q (kN/m2)	29,115
qz(1) (kN/m2)	38,8200

n1	0,5000
n2	2,0000
n3	0,1000

z1	0,5000
z2	2,0000

lz(m)	0,6971
-------	--------



$q = \gamma \cdot D_f$
 $q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1$$

$$n_2 = 2 + \frac{2}{9} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4$$

$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0.2$$

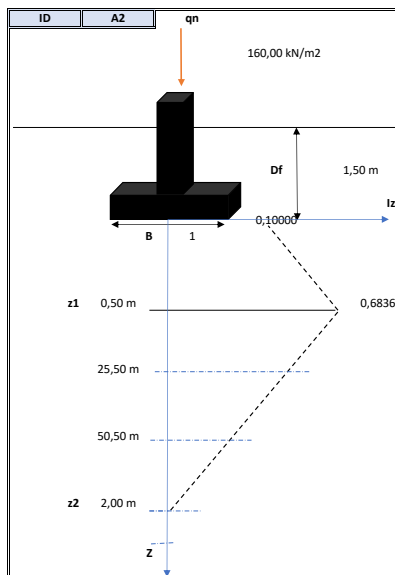
Estrato		Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)* Δ
Inicio (m)	Fin (m)					
1	0,00	0,50	0,25	0,25	0,398575	1,08E-05
2	0,50	1,00	0,75	0,75	0,580958	1,58E-05
3	1,00	1,50	1,25	1,25	0,348575	9,48E-06
4	1,50	2,00	1,75	1,75	0,116192	3,16E-06
Sumatoria						3,93E-05

C1	0,903519237
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) \approx$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{1}{0.1} \right)$$

Se	0,00750 m	7,50 mm
----	-----------	---------



$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{z=0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
 C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5 \log(\bar{q} - q)$
 C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log(\text{tiempo en años}/0.1)$
 $\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
 $q = \gamma D_f$

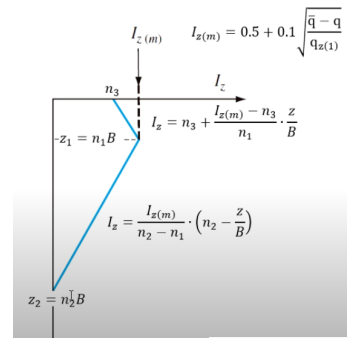
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	160,00
B (m)	1,00
L (m)	1,00
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	19,41
E (kN/m2)	18384
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	160,00
q (kN/m2)	29,115
qz(1) (kN/m2)	38,82

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,500
z2	2,000

lz(m)	0,683618812
-------	-------------



$q = \gamma \cdot D_f$
 $q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1$$

$$n_2 = 2 + \frac{2}{9} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4$$

$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0.2$$

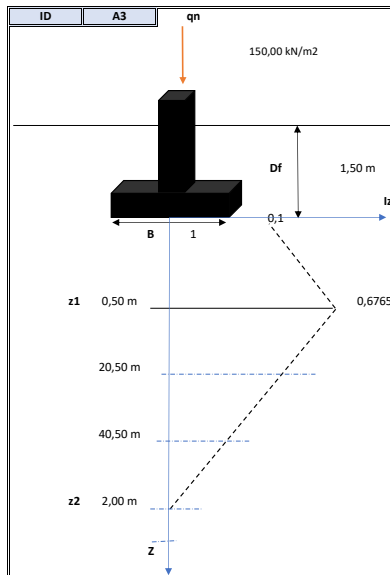
Estrato		Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)* Δ
Inicio (m)	Fin (m)					
1	0,00	0,50	0,25	0,25	0,392	1,07E-05
2	0,50	25,50	13,00	25,00	-5,013	-6,82E-03
3	25,50	50,50	38,00	25,00	-16,407	-2,23E-02
4	50,50	2,00	26,25	-48,50	-11,052	2,92E-02
Sumatoria						3,85E-05

C1	0,888776407
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) \approx$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{1}{0.1} \right)$$

Se	0,00628 m	6,28 mm
----	-----------	---------



$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{z=0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
 C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0,5 [q/(\bar{q} - q)]$
 C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0,2 \log (\text{tiempo en años}/0,1)$
 $\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
 $q = \gamma D_f$

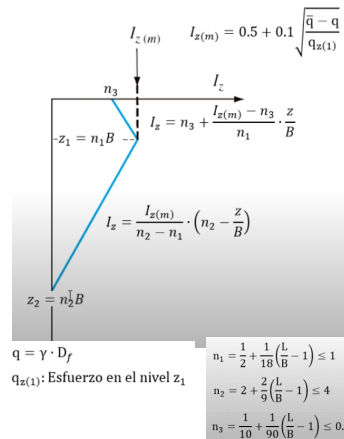
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	150,00
B (m)	1,00
L (m)	1,00
Df (m)	1,50
γ (kN/m ³)	19,41
E (kN/m ²)	18384
Tiempo	10 Años

qn (kN/m ²)	150,00
q (kN/m ²)	29,115
qz(1) (kN/m ²)	38,82

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,5
z2	2

lz(m)	0,67646494
-------	------------



q = $\gamma \cdot D_f$

qz(1): Esfuerzo en el nivel z1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1$$

$$n_2 = 2 + \frac{2}{9} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4$$

$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0,2$$

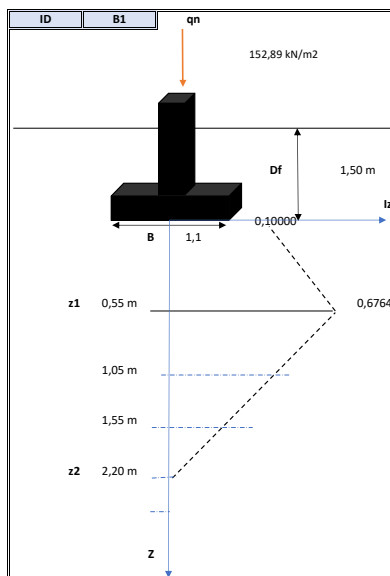
Estrato			Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/E _s) $\cdot \Delta$
Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio				
1 0,00	0,50	0,25	0,50	0,25	0,388232	1,06E-05
2 0,50	20,50	10,50	20,00	10,50	-3,833301	-4,17E-03
3 20,50	40,50	30,50	20,00	30,50	-12,852834	-1,40E-02
4 40,50	2,00	21,25	-38,50	21,25	-8,681300	1,82E-02
Sumatoria						3,82E-05

C1	0,87957563
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) \approx$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right)$$

Se	0,00568 m	5,68 mm
----	-----------	---------



$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{z=0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
 C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0,5 [q/(\bar{q} - q)]$
 C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0,2 \log (\text{tiempo en años}/0,1)$
 $\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
 $q = \gamma D_f$

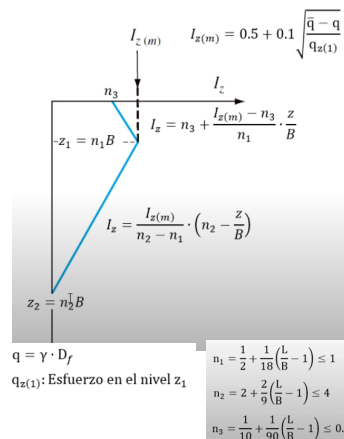
DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	185,00
B (m)	1,10
L (m)	1,10
Df (m)	1,50
γ (kN/m ³)	19,41
E (kN/m ²)	18384
Tiempo	10 Años

qn (kN/m ²)	152,89
q (kN/m ²)	29,115
qz(1) (kN/m ²)	39,7905

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,550
z2	2,200

lz(m)	0,676
-------	-------



q = $\gamma \cdot D_f$

qz(1): Esfuerzo en el nivel z1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1$$

$$n_2 = 2 + \frac{2}{9} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4$$

$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0,2$$

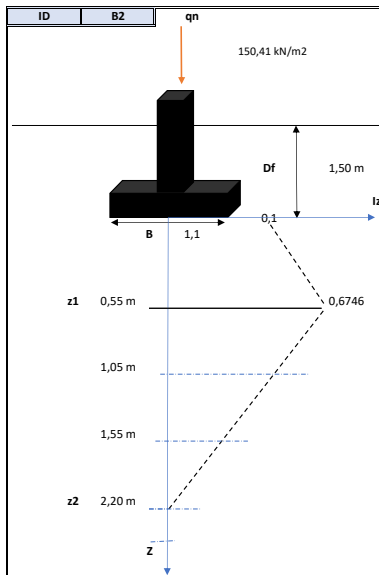
Estrato			Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/E _s) $\cdot \Delta$
Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio				
1 0,00	0,55	0,28	0,55	0,25	0,388186	1,16E-05
2 0,55	1,05	0,80	0,50	0,73	0,573892	1,56E-05
3 1,05	1,55	1,30	0,50	1,18	0,368931	1,00E-05
4 1,55	2,20	1,88	0,65	1,70	0,133225	4,71E-06
Sumatoria						4,20E-05

C1	0,88238983
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) \approx$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right)$$

Se	0,00642 m	6,42 mm
----	-----------	---------



$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
 C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0,5 [q/(\bar{q} - q)]$
 C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0,2 \log (\text{tiempo en años}/0,1)$
 $\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
 $q = \gamma D_f$

DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	182,00
B (m)	1,10
L (m)	1,10
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	19,41
E (kN/m2)	18384
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	150,41
q (kN/m2)	29,115
qz(1) (kN/m2)	39,7905

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

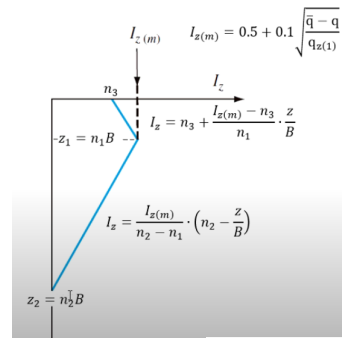
z1	0,55
z2	2,2

Iz(m)	0,674597299
-------	-------------

Estrato			Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)* Δ
Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio				
1 0,00	0,55	0,28	0,55	0,25	0,387299	1,16E-05
2 0,55	1,05	0,80	0,50	0,73	0,572386	1,56E-05
3 1,05	1,55	1,30	0,50	1,18	0,367962	1,00E-05
4 1,55	2,20	1,88	0,65	1,70	0,132875	4,70E-06
Sumatoria						4,19E-05

C1	0,879985876
C2	1,4

Se	0,00626 m	6,26 mm
----	-----------	---------



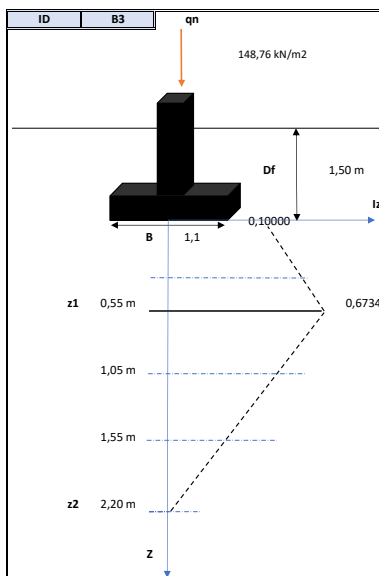
$$q = \gamma \cdot D_f$$

$$q_{z(1)}: \text{Esfuerzo en el nivel } z_1$$

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1$$

$$n_2 = 2 + \frac{2}{9} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4$$

$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0,2$$



$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
 C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0,5 [q/(\bar{q} - q)]$
 C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0,2 \log (\text{tiempo en años}/0,1)$
 $\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
 $q = \gamma D_f$

DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	180,00
B (m)	1,10
L (m)	1,10
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	19,41
E (kN/m2)	18384
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	148,76
q (kN/m2)	29,115
qz(1) (kN/m2)	39,7905

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

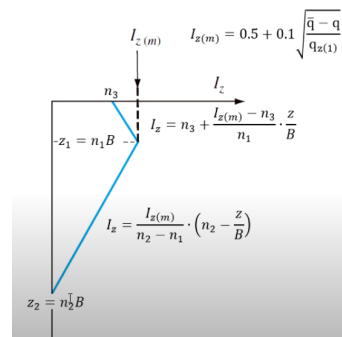
z1	0,550
z2	2,200

Iz(m)	0,673
-------	-------

Estrato			Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)* Δ
Inicio (m)	Fin (m)	Punto Medio				
1 0,00	0,55	0,28	0,55	0,25	0,386702	1,16E-05
2 0,55	1,05	0,80	0,50	0,73	0,571373	1,55E-05
3 1,05	1,55	1,30	0,50	1,18	0,367311	9,99E-06
4 1,55	2,05	1,80	0,50	1,64	0,163249	4,44E-06
Sumatoria						4,15E-05

C1	0,878327889
C2	1,4

Se	0,00611 m	6,11 mm
----	-----------	---------



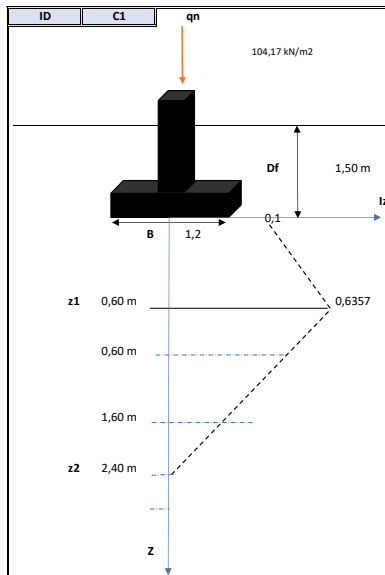
$$q = \gamma \cdot D_f$$

$$q_{z(1)}: \text{Esfuerzo en el nivel } z_1$$

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1$$

$$n_2 = 2 + \frac{2}{9} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4$$

$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0,2$$



$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{z=0}^{z_1} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
 C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0,5 [q/(\bar{q} - q)]$
 C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0,2 \log (\text{tiempo en años}/0,1)$
 $\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
 $q = \gamma D_f$

DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	150,00
B (m)	1,20
L (m)	1,20
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	19,41
E (kN/m2)	18384
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	104,17
q (kN/m2)	29,115
qz(1) (kN/m2)	40,761

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,6
z2	2,4

lz(m)	0,635693097
-------	-------------

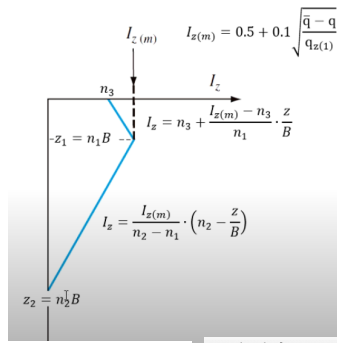
Estrato		Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)* Δ
Inicio (m)	Fin (m)					
1 0,00	0,60	0,30	0,60	0,25	0,367847	1,20E-05
2 0,60	1,10	0,85	0,50	0,71	0,547402	1,49E-05
3 1,10	1,60	1,35	0,50	1,13	0,370821	1,01E-05
4 1,60	2,40	2,00	0,80	1,67	0,141265	6,15E-06
Sumatoria						4,31E-05

C1	0,806033621
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) \approx$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right)$$

Se	0,00365 m	3,65 mm
----	-----------	---------



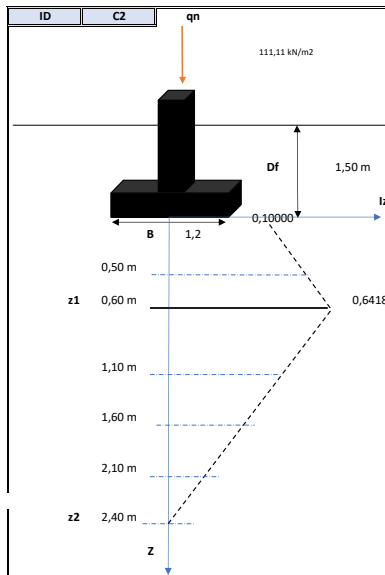
$q = \gamma \cdot D_f$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1$$

$$n_2 = 2 + \frac{2}{9} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4$$

$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0,2$$



$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{z=0}^{z_1} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
 C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0,5 [q/(\bar{q} - q)]$
 C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0,2 \log (\text{tiempo en años}/0,1)$
 $\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
 $q = \gamma D_f$

DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	160,00
B (m)	1,20
L (m)	1,20
Df (m)	1,50
γ (kN/m3)	19,41
E (kN/m2)	18384,00
Tiempo	10 Años

qn (kN/m2)	111,11
q (kN/m2)	29,115
qz(1) (kN/m2)	40,761

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

z1	0,600
z2	2,400

lz(m)	0,642
-------	-------

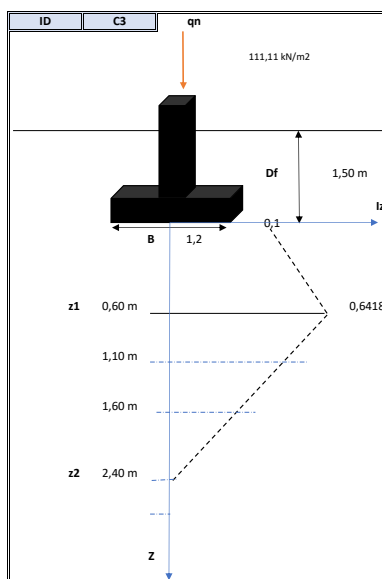
Estrato		Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)* Δ
Inicio (m)	Fin (m)					
1 0,00	0,50	0,25	0,50	0,21	0,325763	8,86E-06
2 0,50	0,60	0,55	0,10	0,46	0,596679	3,25E-06
3 0,60	1,10	0,85	0,50	0,71	0,552689	1,50E-05
4 1,10	1,60	1,35	0,50	1,13	0,374402	1,02E-05
5 1,60	2,10	1,85	0,50	1,54	0,196115	5,33E-06
6 2,10	2,40	2,25	0,30	1,88	0,053486	8,73E-07
Sumatoria						4,35E-05

C1	0,822461092
C2	1,4

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) \approx$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right)$$

Se	0,00411 m	4,11 mm
----	-----------	---------



$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{i=0}^{z_3} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde

I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
 C_1 = factor de corrección para la profundidad de empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5 [q'(\bar{q} - q)]$
 C_2 = factor de corrección para tener en cuenta la fluencia en el suelo = $1 + 0.2 \log (\text{tiempo en años}/0.1)$
 $\bar{q}$ = esfuerzo a nivel de la cimentación
 $q = \gamma D_f$

DATOS INICIALES	
Qservi (kN)	160,00
B (m)	1,20
L (m)	1,20
Df (m)	1,50
γ (kN/m³)	19,41
E (kN/m²)	18384
Tiempo	10 Años

qn (kN/m²)	111,11
q (kN/m²)	29,115
qz(1) (kN/m²)	40,761

n1	0,5
n2	2
n3	0,1

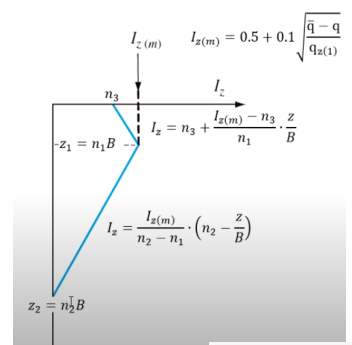
z1	0,6
z2	2,4

lz(m)	0,641831995
-------	-------------

Estrato		Punto Medio	Δ (m)	z/B	Iz	(Iz/Es)*Δ
Inicio (m)	Fin (m)					
1 0,00	0,60	0,30	0,60	0,25	0,370916	1,21E-05
2 0,60	1,10	0,85	0,50	0,71	0,552689	1,50E-05
3 1,10	1,60	1,35	0,50	1,13	0,374402	1,02E-05
4 1,60	2,40	2,00	0,80	1,67	0,142629	6,21E-06
Sumatoria						4,35E-05

C1	0,822461092
C2	1,4

Se	0,00411 m	4,11 mm
----	-----------	---------



$$q = \gamma \cdot D_f$$

$q_{z(1)}$: Esfuerzo en el nivel z_1

$$n_1 = \frac{1}{2} + \frac{1}{18} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1$$

$$n_2 = 2 + \frac{2}{9} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4$$

$$n_3 = \frac{1}{10} + \frac{1}{90} \left(\frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0.2$$

$$C_1 = 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{q}{\bar{q} - q} \right) \approx$$

$$C_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{1}{0.1} \right)$$