



GEOCIMENTOS
CONSULTORÍA EN INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIO GEOTÉCNICO

SUBESTACIÓN TERMINAL TERRESTRE II BABAHOYO BABAHOYO – ECUADOR



MAYO 2022

ESTUDIO GEOTÉCNICO

SUBESTACIÓN TERMINAL TERRESTRE II BABAHOYO

BABAHOYO – ECUADOR

PREPARADO PARA:

ING. JORGE LITUMA JINES

REALIZADO POR:



📍 Mapasingue Oeste. Av. 7^{ma} #448
Guayaquil – Ecuador
☎ (04) 2013480 – 5014438
✉ info@geocimientos.com

VERSIONES:

Versión	Fecha	Elaborado	Revisado	Comentarios
1	20/05/2022	Ing. Jaime García	Ing. Francisco Grau S.	Entrega de primer Informe
2	09/06/2022	Ing. Jaime García	Ing. Francisco Grau S.	Análisis con cargas actualizadas
3	24/10/2022	Ing. Jaime García	Ing. Francisco Grau S.	Análisis de drenes verticales

MAYO 2022

CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
2.	OBJETIVOS.....	1
2.1.	Objetivo General	1
2.2.	Objetivos Específicos	1
3.	ALCANCE	2
4.	INFORMACIÓN DEL PROYECTO	3
4.1.	Descripción	3
4.2.	Ubicación del Proyecto	3
5.	EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.....	4
5.1.	Sondeos Mecánicos	4
5.2.	Sondeo mediante Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	5
5.3.	Sondeos mediante Ensayo de Penetración de Cono (CPTu)	7
5.4.	Trabajos de Laboratorio.....	8
6.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	9
6.1.	Condiciones Topográficas	9
6.2.	Nivel Freático.....	9
6.3.	Interpretación de datos de ensayo CPT	9
6.4.	Secuencia Estratigráfica	10
6.5.	Propiedades Mecánicas de los Suelos.....	10
6.6.	Cuadros de Caracterización Geotécnica	12
7.	CONSIDERACIONES SÍSMICAS.....	13
7.1.	Zonificación Sísmica.....	13
7.2.	Licuvación de Suelos	13
7.3.	Clasificación del Perfil del Suelo del Sitio	15
8.	ÁNÁLISIS DE RELLENO A COLOCAR	17
9.	MEJORAMIENTO DEL SUELO ALTERNATIVA 1	18
9.1.	Instalación de Mechas Drenantes	18
9.2.	Implementación de Precarga	19
9.3.	Análisis de asentamientos	20
9.4.	Estabilidad del Terraplén	22
9.5.	Incremento de la Resistencia al Corte no Drenada (Su)	24
9.6.	Monitoreo de Asentamientos	24
10.	MEJORAMIENTO DEL SUELO ALTERNATIVA 2.....	25
11.	ÁNÁLISIS DE CIMENTACIONES PARA MAQUINARIAS	26
11.1.	Información de Descarga.....	27
11.2.	Capacidad de Carga.....	28
11.3.	Asentamientos.....	30

12. ANÁLISIS DE CIMENTACIONES PARA TORRE DE ALTA TENSIÓN	32
12.1. Consideraciones de Carga	32
12.2. Análisis de Cimentaciones Superficiales	33
12.3. Análisis de Cimentación Profunda.....	35
13. CONCLUSIONES	39
14. RECOMENDACIONES.....	43

ANEXOS

- Anexo 1: Ubicación de Sondeos.
- Anexo 2: Columna Estratigráfica de Sondeo.
- Anexo 3: Ensayos de Laboratorio.
- Anexo 4: Ensayo CPTu.
- Anexo 5: Fotografías.

1. INTRODUCCIÓN

La empresa Geocimientos S.A. fue contratada el Ing. Jorge Lituma Jines para realizar el Estudio Geotécnico para la construcción de la Subestación Terminal Terrestre II Babahoyo, que estará ubicada en el cantón Babahoyo, provincia de Los Ríos.

Este informe presenta los resultados de la exploración del subsuelo y servicios de Ingeniería Geotécnica realizados para el proyecto. Estos estudios están divididos en tres etapas: la primera consiste en la ejecución de trabajos de campo con sondeos para la obtención de muestras de suelos; la segunda etapa, comprende la ejecución de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos, y la tercera etapa consiste en trabajo de oficina y consultoría que incluye los análisis, diseño y evaluaciones de las condiciones del sitio.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo General

El objetivo general del presente estudio es realizar el diseño geotécnico de los distintos elementos de cimentación para las maquinarias, torres, y líneas de transmisión que se implementarán en la Subestación Eléctrica del Terminal Terrestre de Babahoyo, mediante la evaluación y análisis de las condiciones del subsuelo del sitio donde se llevará a cabo su construcción, con la finalidad de asegurar la estabilidad de las estructuras a construirse.

2.2. Objetivos Específicos

A partir del objetivo general indicado, este estudio busca cumplir los siguientes objetivos específicos:

- Realizar la exploración geotécnica del sitio para la obtención de muestras representativas de los suelos, para luego realizar los respectivos ensayos de laboratorio;
- Determinar parámetros geotécnicos de interés, a partir de los resultados de ensayos de campo y laboratorio, o mediante correlaciones;
- Evaluar y analizar la estabilidad ante el volcamiento y deslizamiento del muro de contención con la geometría propuesta; y,
- Proveer recomendaciones de diseño para garantizar la funcionalidad de la estructura.

3. ALCANCE

De acuerdo a los requerimientos del proyecto, se diseñó un programa experimental que comprende las siguientes actividades:

- Revisión de implantación general e información disponible del proyecto.
- Visita al sitio por parte de un ingeniero geotécnico de la empresa.
- Ejecución de un sondeo SPT, con recuperación de muestras de suelo, y un sondeo CPTu, registrando el nivel freático en caso de encontrarlo.
- Ejecución de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos a las muestras recuperadas en los sondeos para determinar las propiedades físicas y mecánicas de los materiales.
- Trabajo de oficina con los resultados de la investigación, que consiste en la elaboración de las columnas estratigráficas de los sondeos, caracterización del subsuelo y cálculo de parámetros geotécnicos obtenidos en los ensayos.
- Elaboración del informe geotécnico, que incluye todos los resultados de los ensayos y análisis realizados, las conclusiones y recomendaciones para el desarrollo del proyecto, de acuerdo al capítulo de Geotecnia y Cimentaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) 2015; en particular:
 - Caracterización del subsuelo.
 - Consideraciones sísmicas y clasificación del perfil del suelo.
 - Interpretación de ensayos y selección de parámetros geotécnicos de diseño.
 - Análisis del estado límite de resistencia (capacidad de carga) y estado límite de servicio (asentamientos) de las cimentaciones de las estructuras, con las dimensiones propuestas en el diseño estructural.
 - Análisis de estabilidad ante el volcamiento y deslizamiento del muro de contención, con la geometría propuesta en el diseño estructural.
 - Conclusiones y recomendaciones generales del estudio geotécnico.

Las conclusiones y recomendaciones de las áreas no cubiertas por los sondeos quedan fuera del alcance de este estudio.

4. INFORMACIÓN DEL PROYECTO

4.1. Descripción

El proyecto contempla principalmente la implementación de un relleno de 3.0 m. de altura en el área de proyecto de aproximadamente 1704.65 m². Acorde al plano de la implantación general del proyecto, se contempla la instalación de un transformador, una torre de 69kV y una torre para línea de transmisión.

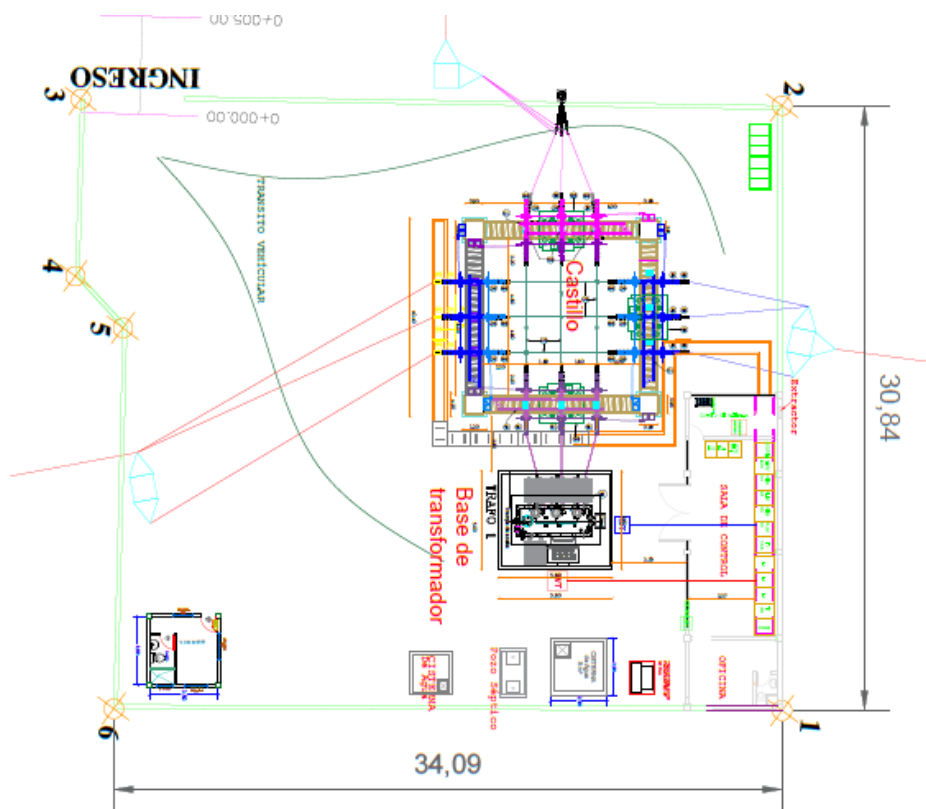


Figura 1. Implantación general del proyecto.

4.2. Ubicación del Proyecto

El sitio en estudio corresponde a un terreno de 1704.65 m² de superficie, el cual se encuentra ubicado en el Km. 5.5 de la Vía Durán – Boliche, Lotización Las Brisas Mz. A1 Solar 94, al sureste del cantón Durán, provincia del Guayas. La siguiente figura presenta la ubicación del proyecto (delimitado con rojo):

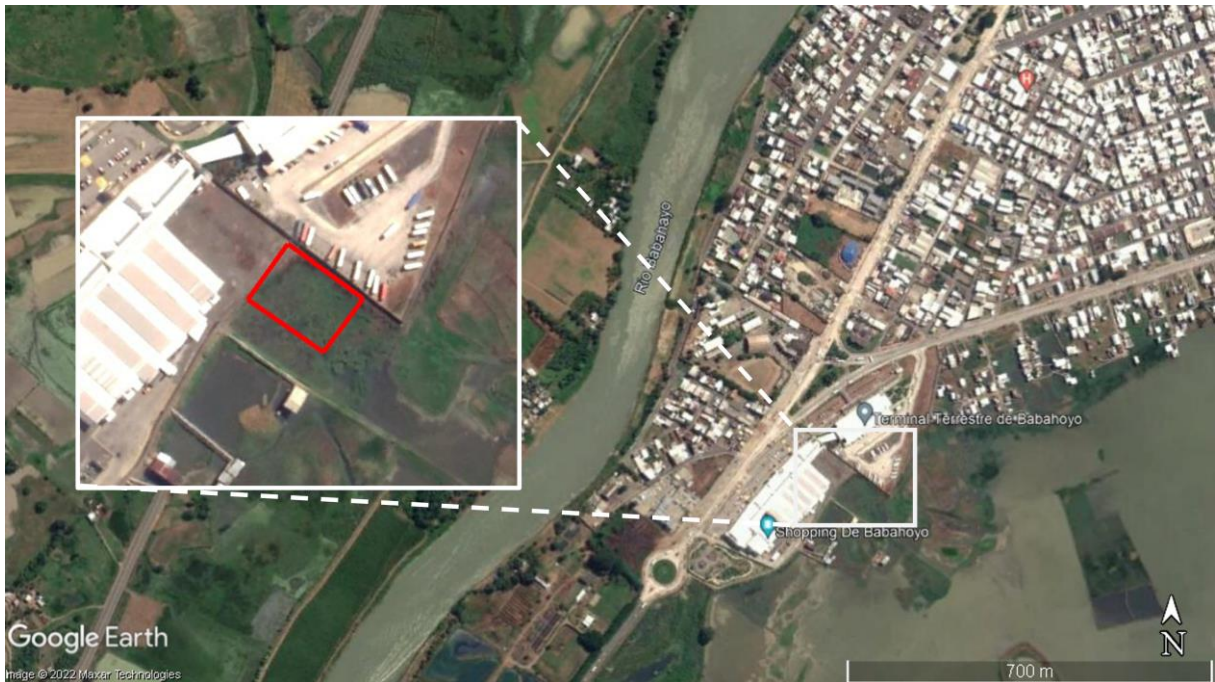


Figura 2. Ubicación del sitio en estudio (Google Earth).

5. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Como parte de la campaña de exploración geotécnica para el presente estudio se han realizado las siguientes actividades:

- Ejecución de un sondeo mecánico para extraer muestras del subsuelo;
- Ejecución de una exploración CPTu, con ensayos de disipación de presión de poros; y,
- Ejecución de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos para determinar las características geomecánicas de los suelos.

5.1. Sondeos Mecánicos

La ubicación de las perforaciones fue determinada de tal manera que proporcione una información estratigráfica integral del subsuelo presente, para los fines del estudio, la cual fue obtenida mediante el uso de un GPS marca Garmin y registrada en los instrumentos de campo. Una vez definida la ubicación de las exploraciones, se realizaron las perforaciones con el fin de obtener las muestras y lecturas que posteriormente proveerán las características del subsuelo. La siguiente figura presenta la ubicación de las perforaciones, tanto del Ensayo de Penetración Estándar (con color amarillo), como de Penetración con Piezocono (en color azul), ejecutadas durante la campaña de exploración geotécnica.



Figura 3. Ubicación de las exploraciones realizadas (Google Earth).

La ubicación de los sondeos mecánicos, de acuerdo a sus coordenadas proyectadas UTM (con sistema de referencia WGS84), se la indica en la siguiente tabla:

Tabla 1. Sondeos realizados con sus coordenadas.

SONDEO	COORDENADAS UTM			NIVEL FREÁTICO (m)	PROFUNDIDAD (m)
	ZONA	ESTE	NORTE		
SONDEO SPT					
S1	17 M	0661968 E	9799547 S	0.80	6.00
SONDEO CPTu					
CPTu1	17 M	0661925 E	9799552 S	2.80	21.53

5.2. Sondeo mediante Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

El sondeo fue realizado por el método de percusión y lavado. Este mecanismo asegura llegar a las profundidades necesarias para recuperar muestras de suelo. El equipo utilizado para este propósito fue una máquina perforadora marca *Petty*, con motor a diesel y bomba de agua para el lavado del suelo. Estas máquinas están periódicamente en mantenimiento por técnicos en mecánica, para garantizar un óptimo funcionamiento.

Durante el sondeo se realizaron recuperaciones de muestras de suelo a cada metro de profundidad, mediante diferentes tipos de muestreadores: un tubo metálico de pared delgada o tubo Shelby de 3 pulgadas de diámetro y 60 cm. de longitud para muestras “inalteradas” (para arcillas de consistencia blanda) y un muestreador estándar tipo cuchara partida para muestras alteradas (instrumento de 2 pulgadas de diámetro exterior y 30 pulgadas de longitud), con un retenedor para la recuperación óptima de muestras al ejecutar el ensayo de penetración estándar (SPT) según la Norma ASTM D-1586.



Figura 4. Fotografía durante la ejecución del sondeo mediante el ensayo SPT.

El muestreador tipo cuchara partida para el ensayo SPT es introducido en la perforación con un martillo tipo *Safety*. El número de golpes fue corregido para una relación de energía promedio del 60% (N_{60}) donde se estandariza el número de penetración estándar como una función de la energía de entrada de hincado y su disipación alrededor del muestreador hacia el suelo circundante (Skempton, 1986; Seed et al., 1985).

El personal destinado para la fase de perforación fue: un técnico operador de la máquina perforadora y dos ayudantes de perforación. La perforación fue supervisada por un Ingeniero Geotécnico con experiencia en trabajos de perforación y los registros fueron completados

mediante métodos visuales y dactilares en el campo para la clasificación y descripción de las muestras.

Las muestras recuperadas fueron etiquetadas y almacenadas para conservar su humedad y luego analizarlas en el laboratorio. Estas muestras fueron debidamente transportadas al laboratorio de la empresa Geocimientos S.A., ubicado en la ciudad de Guayaquil, para dar inicio a la campaña de laboratorio.

5.3. Sondeos mediante Ensayo de Penetración de Cono (CPTu)

Adicional al sondeo SPT se realizó un (1) sondeo CPTu, con el fin de obtener parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y deformabilidad de los suelos con un registro continuo de los datos.

Para este sondeo se utilizó un equipo Pagani TG63 de 150 kN de capacidad de empuje a una velocidad de 2 cm/s. Este equipo fue anclado a las capas superficiales del terreno con varas helicoidales para alcanzar la capacidad de reacción necesaria.

La exploración comenzó atravesando los estratos superficiales constituidos por el material de relleno existente, que conforma un espesor de aproximadamente 2.5 m. Estas capas fueron atravesadas mediante el ensayo de penetración dinámica súper pesada (DPSH), utilizando un martillo de 140 lb a una caída libre de 75 cm, con un sistema percutor automático y un registro manual.

En las capas posteriores al relleno se realizó la exploración CPT utilizando un piezocono con una punta de 35.6 mm de diámetro y 10 cm² de área, junto con 150 cm² de área de fuste. Este penetrómetro de compresión electrónico con punta de cono está calibrado para obtener registros de resistencia de punta y fricción lateral de forma independiente. Antes de la penetración, se colocó un filtro poroso atrás de la punta del piezocono y luego fue saturado en aceite de silicona para una correcta medición de los parámetros. A continuación, se presenta una fotografía durante la ejecución del sondeo CPTu.

Los ensayos de penetración con piezocono CPTu fue realizado en cumplimiento con la norma ASTM D-5778. El piezocono fue conectado mediante varillas de 1.0 m de longitud, explorando a una velocidad de 2 cm/s, registrando, digital y continuamente cada 1.0 cm, tres lecturas independientes: resistencia de la punta del cono (q_t), fricción lateral (f_s) y presión

intersticial dinámica (u_2). Estas mediciones durante la exploración fueron registradas a través de un sistema de adquisición de datos TGAS-08, el cual grafica en tiempo real las mediciones del ensayo.

Durante el sondeo, se detuvo la penetración en estratos arcillosos para realizar ensayos de disipación de presión de poros (u_2) y estimar parámetros de permeabilidad y velocidad de asentamientos.



Figura 5. Fotografía durante la ejecución del sondeo mediante el ensayo CPTu.

El personal destinado para la fase de perforación fue: un técnico operador de la máquina perforadora y un ayudante de perforación, bajo la supervisión de un Ingeniero Geotécnico con experiencia en trabajos de perforación. La información obtenida en el sistema de adquisición de datos fue almacenada y transportada a las oficinas de la empresa Geocimientos S.A., ubicado en la ciudad de Guayaquil, para realizar los respectivos análisis e interpretación de datos.

5.4. Trabajos de Laboratorio

Se realizaron los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos cumpliendo con procedimientos y especificaciones técnicas de las Normas ASTM (American Society for Testing and Materials), como se muestra en la Tabla 2. Los ensayos de laboratorio realizados determinan las propiedades físicas y geomecánicas de los suelos que subyacen en el sitio, y se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 2. Ensayos de laboratorio realizados a muestras obtenidas de suelos.

ENSAYO	NORMA
Contenido de Agua del Suelo (Humedad).	ASTM D-2216
Análisis de Tamizado Para Agregados Finos y Gruesos (Granulometría).	ASTM C-136
Determinación del Material Inferior a 75 μm en Suelos por Lavado.	ASTM D-1140
Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad en Suelos.	ASTM D-4318
Resistencia a la Compresión no Confinada de Suelos Cohesivos	ASTM D-2166
Consolidación Unidimensional con Incremento de Carga.	ASTM D-2435

6. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

En esta sección se presenta la caracterización geotécnica del subsuelo, luego de obtener los resultados de las perforaciones, ensayos de laboratorio y un trabajo de oficina con los parámetros geotécnicos calculados. Se elaboró un conjunto de cuadros comparativos de la variación de los principales parámetros geotécnicos con su profundidad.

6.1. Condiciones Topográficas

Durante la campaña de exploración geotécnica, se pudo constatar que el terreno donde se construirá la subestación eléctrica no presenta variaciones significativas de nivel. No se recibió información de topografía ni planos topográficos.

6.2. Nivel Freático

El nivel freático (NF) fue encontrado en las perforaciones y registrado durante y después de terminar los sondeos. El nivel freático fue localizado entre los 0.80 y 2.80 metros de profundidad, a partir del nivel actual del terreno, tal como se presentó en la Tabla 1 del presente informe.

6.3. Interpretación de datos de ensayo CPT

En la interpretación de los datos del ensayo CPT se utilizó el software CPeT-IT, en el cual se emplean las gráficas de Robertson (2010) y otros parámetros geotécnicos para caracterizar el tipo de suelo a través del Soil Behavior Type Number (SBTn). También existen otros indicadores que determinan el comportamiento del suelo, estos son: el índice de material de cono (I_c), la resistencia de punta (q_t), la presión intersticial (u_2) y la razón de fricción ($R_f = f_s/q_t$). Estos indicadores se emplean de la siguiente manera: cuando $I_c < 2.6$, $q_t > 5 \text{ MPa}$, $R_f < 1\%$ y presión u_2 igual a presión hidrostática, el suelo es, generalmente, de grano grueso tipo arenoso-limoso

mientras que es de grano fino tipo arcilla cuando sucede lo contrario. Siguiendo estos lineamientos, se puede determinar el perfil estratigráfico considerando el comportamiento de la masa de suelo.

6.4. Secuencia Estratigráfica

Con los resultados obtenidos en las fases de campo y laboratorio de la campaña de exploración geotécnica, donde predominan estratos de suelos cohesivos. A continuación, se describen, de manera general, las series estratigráficas encontradas en el sitio en estudio:

Superficialmente se encontró un estrato de suelo fino, que acorde al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) correspondían a arcillas de baja plasticidad (CL). Los análisis de laboratorio determinaron que estos materiales presentan una humedad natural entre 36% y 38%, con una composición granulométrica en la que el Pasante del Tamiz #200 corresponde del 88% al 93%, con índices de plasticidad de 20 y 24. Durante la exploración SPT se registraron 5 golpes (N_{60}), mientras que la resistencia al corte no drenado de las muestras inalteradas es de 1.9 T/m² y 3.8 T/m², estas características corresponden a arcillas de consistencia media.

Entre los 3.0 y 5.0 metros de exploración se identificó un estrato de suelos granulares que acorde a su clasificación SUCS corresponden a gravas arcillosas (GC) y arenas limosas (SM). El análisis granulométrico de estos materiales determina un pasante de 55% a 99% del Tamiz #4 y de 35% a 50% del Tamiz #200. La humedad de estos materiales es de 27% y 34%, mientras que su límite líquido se encuentra entre 35% y 50% con un índice de plasticidad de 10 a 12. Durante la exploración en campo, en el ensayo SPT, se registraron de 26 a 28 golpes.

Finalmente se encontró una capa de 1.0 m. de espesor de limos de baja plasticidad (ML), con una humedad de 40%, pasante del Tamiz #200 de 59% y un índice de plasticidad de 8. En esta capa de consistencia muy rígida, durante la ejecución del ensayo SPT, se registraron 17 golpes (N_{60}).

6.5. Propiedades Mecánicas de los Suelos

Las propiedades mecánicas de los suelos y los parámetros geotécnicos a utilizar en los análisis de este informe fueron escogidos en base a los resultados de laboratorio, las características geológicas, las propiedades índices, fórmulas y correlaciones empíricas, junto con el criterio y experiencia de los ingenieros geotécnicos.

Resistencia al esfuerzo cortante

Para evaluar parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en los suelos granulares, como el ángulo de fricción interna (ϕ), se realizaron cálculos mediante fórmulas y correlaciones en función del número de golpes obtenido en el ensayo de penetración estándar (SPT), por el método propuesto por Peck (1974), utilizando la siguiente ecuación:

$$\phi = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054 * (N_{60})^2$$

Para las muestras que fueron extraídas con el muestreador estándar tipo cuchara partida, se utilizaron correlaciones empíricas, tales como la propuesta por Hettiarachchi y Brown (2009) en base al N_{60} para la selección del valor de resistencia al corte no drenado (S_u), donde se estimaron valores entre 0.71 y 5.43 T/m² (7.0 y 53.3 kPa), mediante la siguiente ecuación:

$$S_u = 4.1 * N_{60} \quad [\text{kPa}]$$

Cuando las muestras fueron inalteradas y extraídas en tubos Shelby, la resistencia al corte no drenado (S_u) fue determinada a partir de los resultados del ensayo de compresión no confinada (q_u), donde se obtuvieron valores entre 2.09 y 2.92 T/m² (20.5 y 28.6 kPa), aplicando la ecuación:

$$S_u = \frac{q_u}{2}$$

Compresibilidad

Cuando se aplica un incremento de esfuerzos a una capa de suelo saturado, la presión de poros incrementa repentinamente y drena el agua a través de los poros del medio, acompañado de una reducción del volumen de la masa de suelo. Para analizar la compresibilidad de los suelos del sitio, se realizaron ensayos de consolidación unidimensional entre los 0.0 y 2.0 m. de exploración, donde se llevó a un espécimen de arcilla a varios incrementos de esfuerzos, midiendo su deformación a través del tiempo. Estos ensayos fueron realizados a diferentes profundidades para conocer su historia de esfuerzos.

Con estos ensayos se determinaron parámetros de compresibilidad del suelo a diferentes profundidades, y éstos fueron corroborados con correlaciones empíricas en base a las propiedades índices (w , LL , IP), tales como:

$$C_c = 0.009 \cdot (LL - 10) \quad \text{Skempton (1944)}$$

$$C_c = 0.009 \cdot \omega + 0.005 \cdot LL \quad \text{Koppula (1986)}$$

A continuación, se presenta un conjunto de cuadros comparativos de la variación de los principales parámetros geotécnicos con su profundidad

6.6. Cuadros de Caracterización Geotécnica

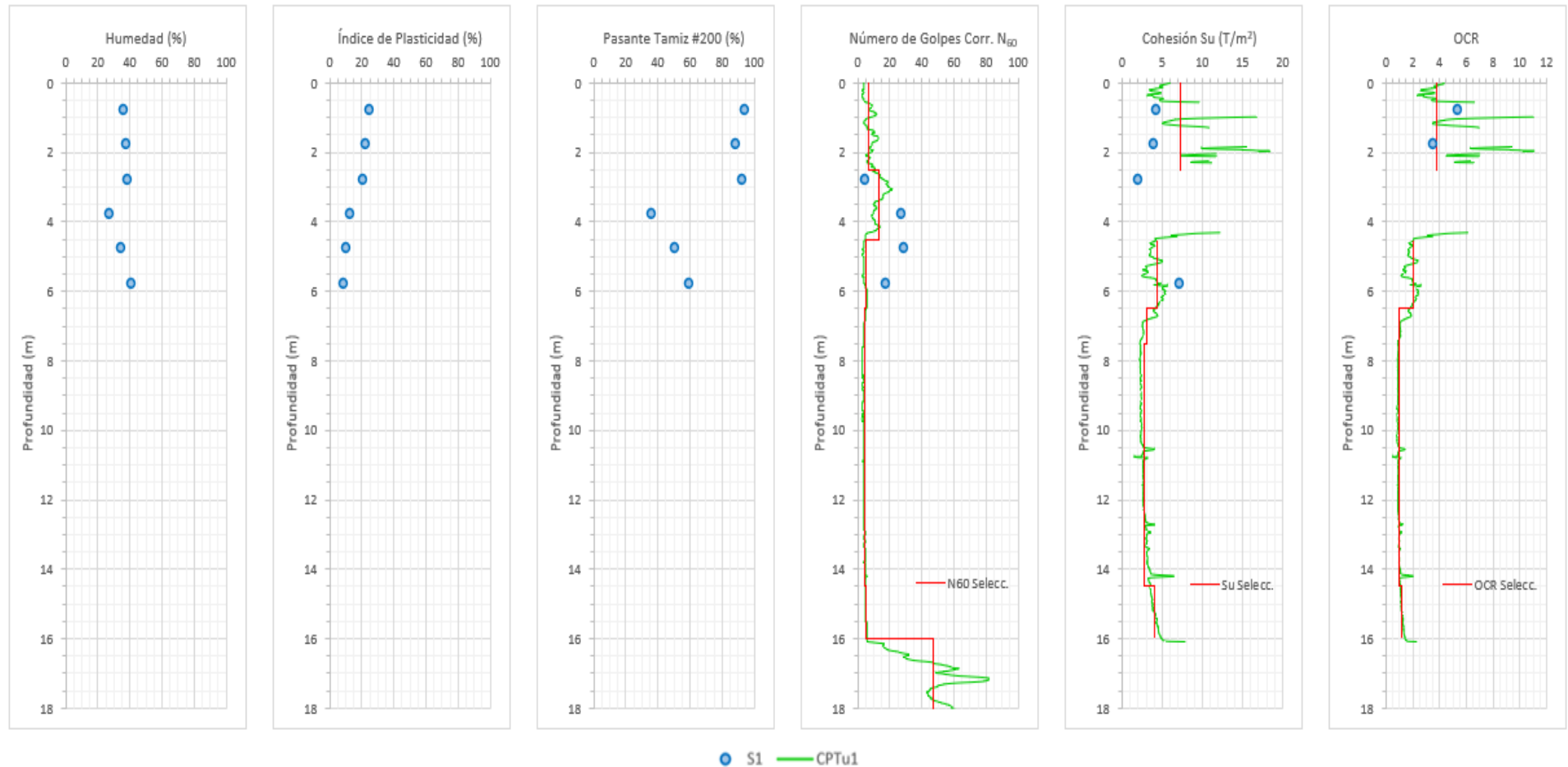


Figura 6. Cuadros de caracterización geotécnica.

7. CONSIDERACIONES SÍSMICAS

El Ecuador se encuentra en una zona sísmica llamada “Cinturón de Fuego del Pacífico”, que es un sector activo debido al proceso de subducción de la placa tectónica de Nazca debajo de la placa Sudamericana. El análisis sísmico para cualquier estudio, debe ser llevado a cabo junto a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), Capítulo NEC-SE-DS: Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, partiendo con la clasificación del perfil del sitio.

7.1. Zonificación Sísmica

El sitio de estudio está ubicado en el cantón Babahoyo de la provincia de Los Ríos, que según el capítulo de Peligro Sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (Sección 3.1), corresponde a la Zona Sísmica III, con caracterización del peligro sísmico "Alta", y que posee un valor de $Z = 0.30$ g. Este valor proviene de un estudio que considera los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador actualizados al año 2015, como se indica en la siguiente figura:

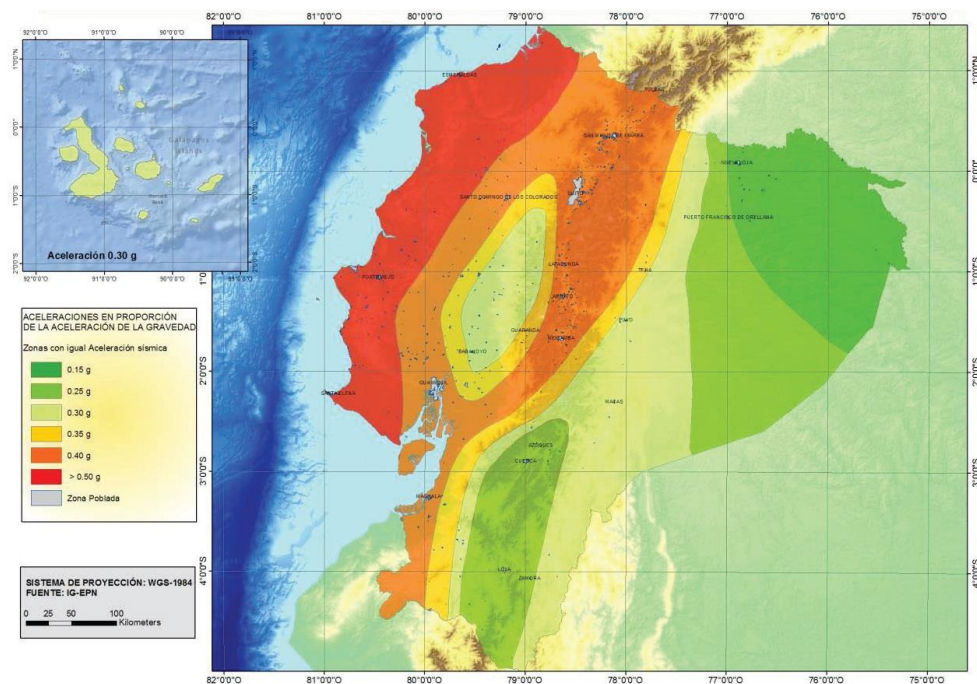


Figura 7. Zonas sísmicas del Ecuador para diseño y factor de zona Z (NEC-SE-DS, 2015).

7.2. Licuación de Suelos

Licuación es el fenómeno mediante el cual un depósito de suelo pierde gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante debido al incremento de presión de poros bajo condiciones de cargas no drenadas y reduciendo su presión intergranular. Para que exista licuación se requieren

ciertas características de los depósitos, siendo las principales: suelos granulares saturados, de baja densidad relativa y con bajo contenido de finos, con condición de carga no drenada, entre otras. También se ha demostrado que arcillas con baja plasticidad pueden ser susceptibles a movilidad cíclica.

Primero se realiza una identificación de los materiales que cumplan las características mencionadas y luego se realiza un análisis de susceptibilidad para determinar si es posible que un depósito de suelo sea potencialmente licuable. Luego se evalúa el potencial de licuación por varios criterios conocidos en la literatura, partiendo de información in situ mediante el número de golpes en el ensayo de penetración estándar (SPT, y basados en la comparación de sitios donde ha ocurrido y no ha ocurrido este fenómeno durante pasados eventos sísmicos. Para estos análisis se consideraron valores de a_{max} de 0.30 y magnitud de sismo (M_w) de 7.0.

SONDEO SPT

En el caso del sondeo mediante SPT los métodos determinísticos evaluados fueron los propuestos por Seed (1983, 2003), Cetin (2004), e Idriss y Boulanger (2004), y consisten en hallar un factor de seguridad (FS) por la relación de CRR sobre CSR para determinar si un suelo es susceptible a licuación. Los métodos probabilísticos por los criterios de Cetin (2004) y Youd & Noble (2001), consisten en estimar una probabilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación.

Para la perforación SPT analizada, no se encontraron estratos susceptibles al fenómeno a través de los métodos previamente mencionados.

SONDEOS CPTu

Para las exploraciones mediante CPTu fueron utilizados los criterios de evaluación propuestos por NCEER (1998), Robertson (2010), e Idriss y Boulanger (2008, 2014), y consisten en hallar un factor de seguridad (FS) por la relación del índice de comportamiento del suelo (I_c) y del CRR sobre CSR para determinar si un suelo es susceptible a licuación. Así mismo fue determinado el potencial de licuación de los suelos analizados con la metodología propuesta por Iwasaki (1982).

La exploración mediante CPTu determinó que existen estratos con susceptibilidad a licuación. Estos estratos se presentan de manera intermitente entre los 3.75 m. y 7.50 m. de exploración, y desde los 19.25 a 20.00 metros de profundidad. La Figura 8 muestran los análisis determinísticos y el potencial de licuación de dicha exploración; asimismo, presenta los asentamientos y desplazamientos estimados en caso de que el fenómeno ocurra.

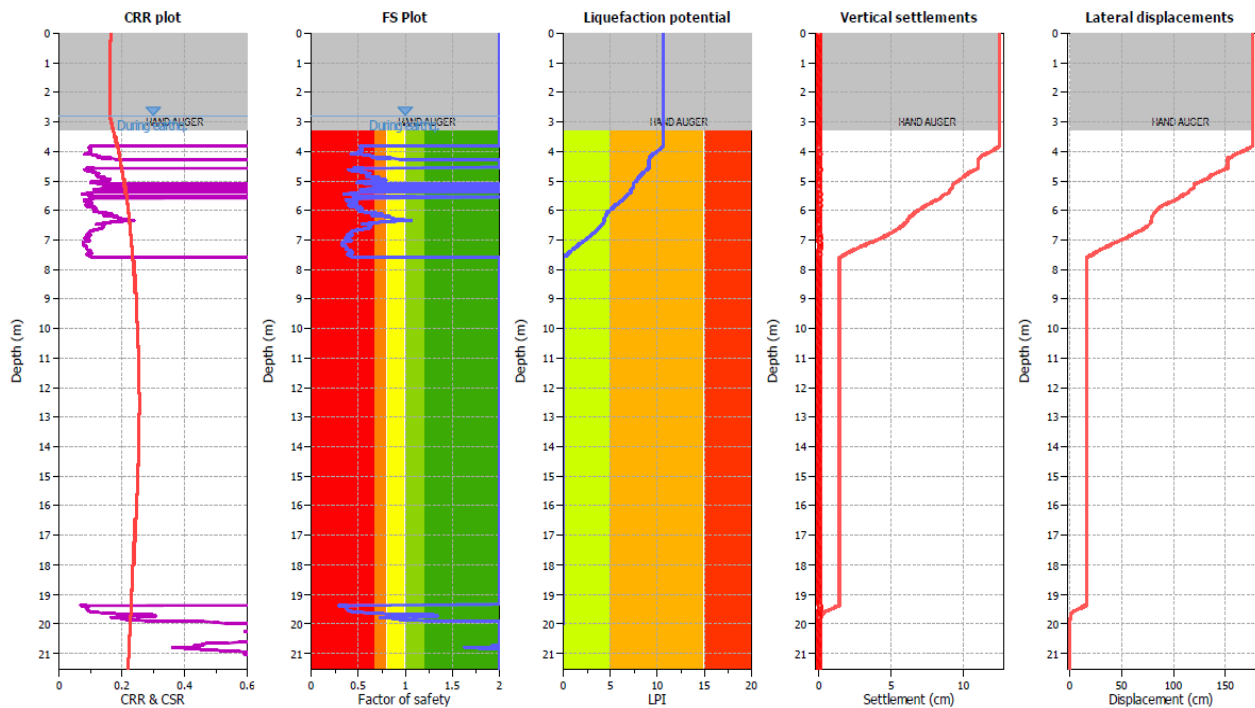


Figura 8. Resultados de análisis de licuación y efectos post-licuación en CPTu1.

Acorde al análisis del ensayo CPTu, fue posible identificar que los estratos susceptibles a estos fenómenos corresponden a capas de suelos finos con presencia de arenas; además, tomando en cuenta el Índice de Potencial de Licuación (LPI), se evidencia que existe un riesgo alto de que esta ocurra en el área del CPTu analizado. En caso de ocurrencia, se estima que se presenten asentamientos en el orden de los 15 cm.

7.3. Clasificación del Perfil del Suelo del Sitio

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción se definen seis tipos de perfil de suelo, según parámetros correspondientes a los 30 metros superiores, como se presenta en la Tabla 3. Para la clasificación del tipo de perfil de suelo, es necesario realizar una caracterización de los 30 primeros metros de suelo bajo el nivel de superficie, determinando la velocidad de ondas de corte (V_s) o, en su defecto, con los números de golpes en el ensayo SPT.

Los sondeos fueron realizados hasta una profundidad de entre 6 y 21.5 metros bajo el nivel actual del terreno, por lo que no se puede definir una clasificación definitiva del tipo perfil de suelo. Sin embargo, conforme a la estratigrafía encontrada, y al análisis de licuefacción realizado, el perfil podría estar catalogado como tipo de perfil "F1": Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, como licuefacción.

Tabla 3. Clasificación de los perfiles de suelo (NEC-SE-DS, 2015)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente.	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media.	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$, $w \geq 40\%$, $S_u < 50$ kPa
<div style="border: 2px solid red; padding: 2px; display: inline-block;">F</div>	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. 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 ($H > 30$ m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

De acuerdo al capítulo NEC-SE-DS (2015), para una mejor clasificación de este tipo de perfil de suelos, se recomienda un estudio avanzado de caracterización sísmica, analizando la respuesta dinámica del sitio y su potencial de licuación. Para esto se recomienda estimar las velocidades de ondas de corte (V_s) mediante ensayos geofísicos de refracción y/o estimar el periodo elástico del subsuelo con la técnica de Nakamura (1989).

8. ANÁLISIS DE RELLENO A COLOCAR

Debido a la susceptibilidad de inundación en la zona de proyecto, se colocará 3.0 m. de material de relleno en el área del proyecto. Debido a la existencia de suelos finos de consistencia media a blanda es adecuado analizar el comportamiento de estos suelos con el incremento de carga que provocará el relleno.

Los asentamientos a presentarse por efectos de la colocación del relleno, debido a la presencia de suelos finos, serán por consolidación y se desarrollarán en el transcurso del tiempo. El análisis de estos asentamientos fue realizado mediante una modelación tridimensional en el software Settle3D, en el cual se modelaron las capas de subsuelo existentes con la información geotécnica obtenida de los sondeos. Luego se modeló el relleno a colocar y compactar en toda el área del terreno, considerando la distribución espacial de las exploraciones realizadas.

Los asentamientos fueron calculados considerando la teoría de la consolidación propuesta por Terzaghi y la teoría de transferencia de esfuerzos de Boussinesq. La magnitud máxima de estos asentamientos se encuentra en el orden de los 41.0 cm.

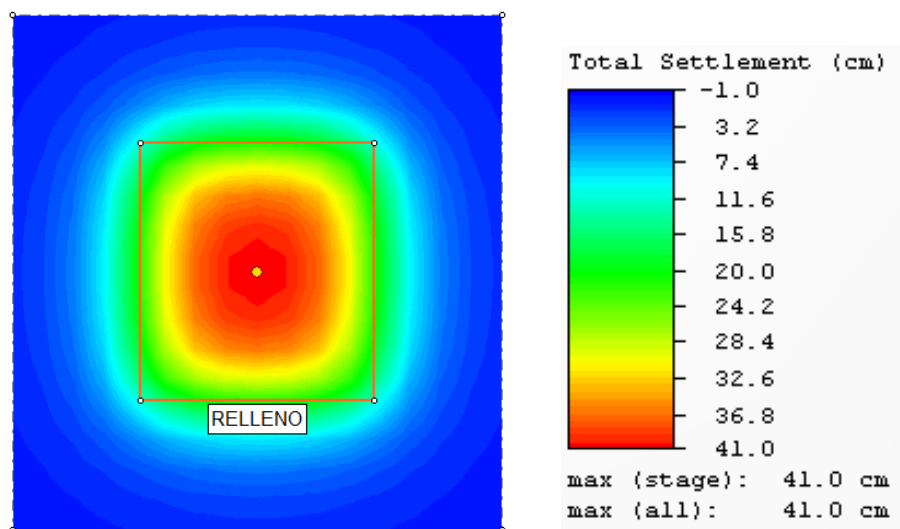


Figura 9. Asentamientos provocados por la colocación del relleno en todo el terreno.

Estos asentamientos ocurrirían en un tiempo de 25 (300 meses) años; sin embargo, el 90% del proceso de consolidación primaria ocurriría en aproximadamente 42, en donde se estiman, se producen 37.0 cm. de los 41.0 cm. de asentamientos totales esperados desde la colocación del relleno, tal como se presenta en la Figura 10.

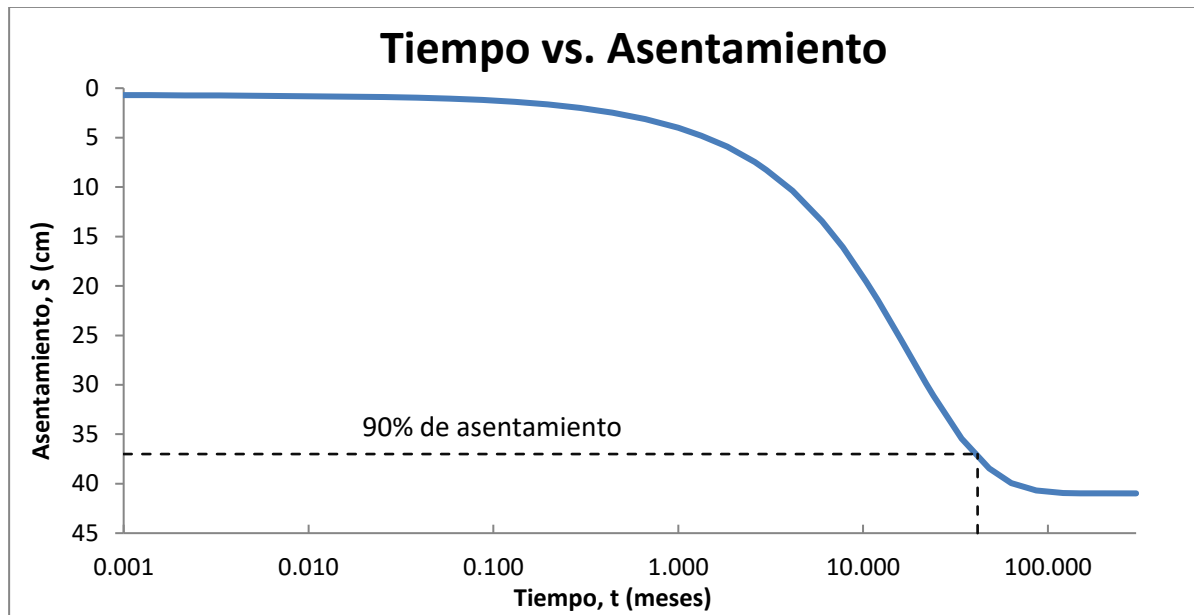


Figura 10. Asentamientos provocados por la colocación del relleno en todo el terreno.

Estos asentamientos se encuentran por encima del rango permitido por la NEC-15, por lo que es necesario implementar medidas que reduzcan estos asentamientos durante la vida útil del proyecto.

9. MEJORAMIENTO DEL SUELO ALTERNATIVA 1

Debido a la presencia de suelos blandos, y considerando la magnitud de los asentamientos estimados por efecto del relleno, los cuáles superan los valores permitidos por la norma NEC-15, se plantea disminuir los asentamientos durante la etapa de servicio de la obra, que serían producidos por el relleno a implementar.

9.1. Instalación de Mechass Drenantes

Las mechas drenantes (drenos verticales) son instrumentos que permiten la aceleración de los asentamientos por consolidación a través de la capilaridad y son generalmente utilizados en suelos de baja permeabilidad. Estos geosintéticos son instalados en el suelo mediante percusión utilizando una maquinaria especial, que consiste en un mástil especial fijado a una excavadora montada sobre una oruga. La longitud del mástil dependerá de la profundidad de interés a la que deban llegar las mechas drenantes.

La distribución de las mechas drenantes es uno de los factores que determinan la rapidez de drenaje. Para este proyecto se ha considerado adecuado un espaciamiento (D_s) de 2.50 m. y una distribución triangular o de “tresbolillos”, tal como se presenta en la siguiente figura:

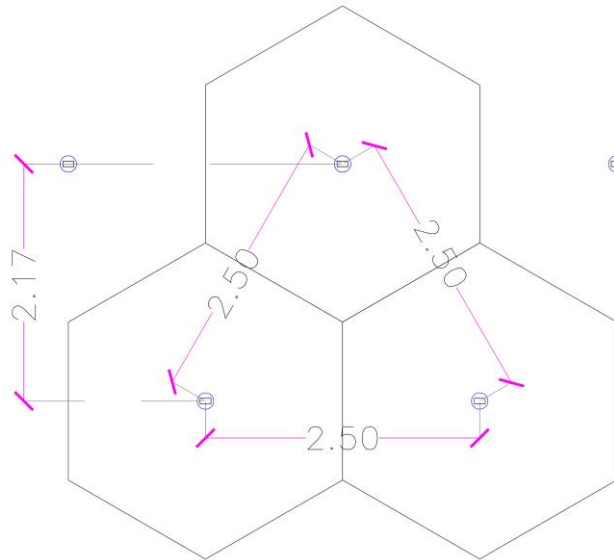


Figura 11. Espaciamiento entre mechas drenantes en configuración triangular, $D_s = 2.5$ m..

9.2. Implementación de Precarga

La técnica de la precarga consiste en colocar una carga mayor a la carga que soportará el terreno, con el fin de inducir los asentamientos y un aumento de la resistencia del suelo en un tiempo menor al estimado por las cargas de servicio. El método más usado de precarga es aplicar el material de relleno sobre el terreno, compactarlo y dejarlo un cierto tiempo, esperando una aceleración de los asentamientos que ocurrirían al construir la obra, lo que a su vez generará un incremento de la resistencia no drenada (S_u) de las arcillas debido a la disipación de las presiones de poros. Completado un porcentaje determinado de la consolidación (usualmente 80-90%) este relleno es retirado y se continúa con la construcción del proyecto. Este método se conoce como pre-compresión del terreno (Jamiolkowski et al, 1983). En este caso, se colocará material suelto sobre el relleno, teniendo así un espesor adicional de suelo sin retirar, al cual se le llama sobrecarga.

La magnitud de la sobrecarga y la duración de su aplicación se determinan mediante los métodos clásicos de la estimación de asentamientos. La importancia del control de campo radica en que no se deberá dejar aplicada la sobrecarga más tiempo del necesario.

9.3. Análisis de asentamientos

Los análisis fueron realizados con el programa Settle3D, donde se calcularon los asentamientos totales producidos por las precargas mencionadas, con una modelación del subsuelo a partir de los resultados obtenidos en la exploración geotécnica. Adicionalmente añadió para los escenarios con mechas drenantes se consideraron drenes de 3 mm. de espesor con un 100 mm. de ancho que llegarían hasta los 14.0 m. de profundidad.

La Figura 12 presenta los asentamientos estimados comparando la ocurrencia de asentamientos para una precarga normal, y para una precarga con mechas drenantes. La composición de las capas de relleno y precarga son las siguientes:

- El material de relleno constará de material de mejoramiento compactado hasta una altura de 3.5 m. con un peso específico de 19.0 kN/m³.
- El material de precarga deberá ser material de una densidad suelta mínima de 18.5 kN/m³ y una altura de 1.5 m. desde la superficie del relleno.

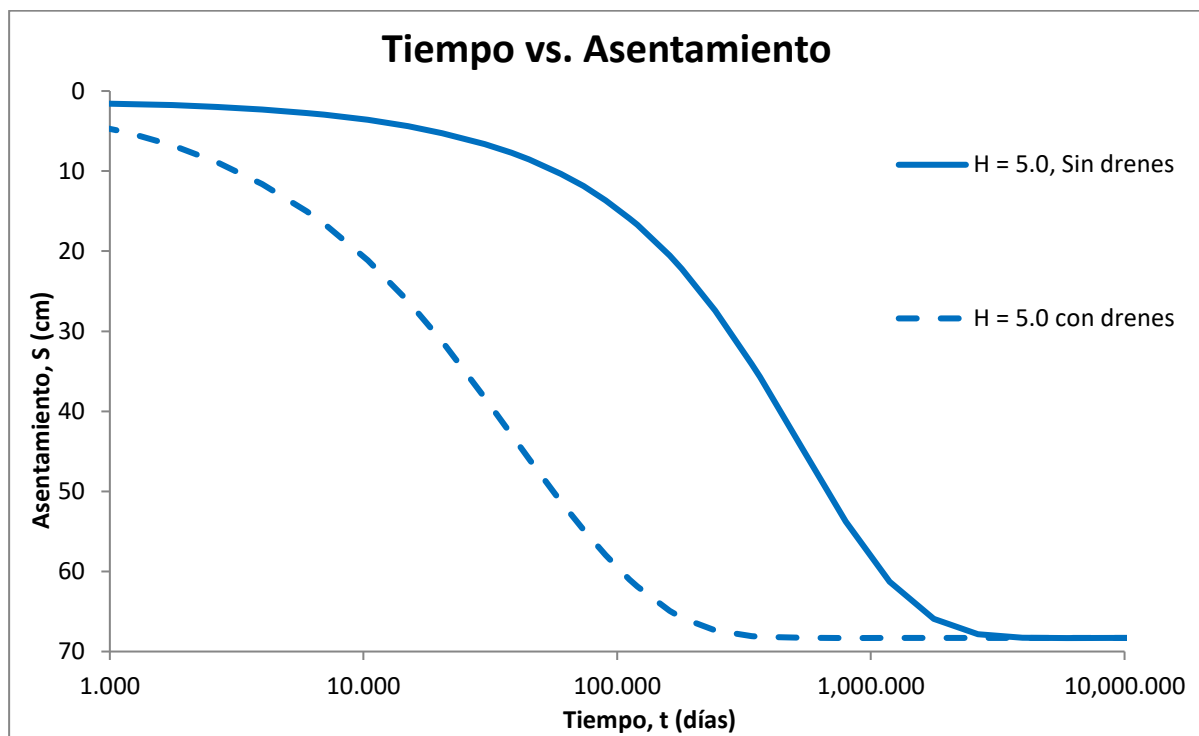


Figura 12. Comparación de tiempo de ocurrencia en asentamientos entre implementación de precarga (línea sólida) y precarga con drenes verticales (línea cortada).

A continuación, se presenta un cuadro con los asentamientos esperados en función del tiempo para cada uno de los escenarios analizados.

Tabla 4. Asentamientos esperados por efecto de relleno y precarga en función del tiempo.

TIEMPO (días)	ASENTAMIENTOS (cm)	
	H = 5.0 m	
	Sin Drenes	Con Drenes
7	2.9	16.6
15	4.4	26.3
30	6.6	38.3
45	8.5	46.0
60	10.3	51.3
90	13.7	58.0
120	16.7	61.9
180	22.2	65.8
365	35.7	68.2
109500	68.3	68.3

Acorde a la Tabla #4, se estima que, transcurrido un tiempo de 60 días desde la colocación total de la precarga, se tendrán asentamientos en el orden de los 51.3 cm., por lo que, en dicho tiempo, se podría retirar la precarga para dar inicio a la etapa constructiva del proyecto.

Al retirar la precarga se generará un alivio en el suelo debido a la reducción de esfuerzos actuantes sobre el suelo. Se ha realizado un análisis de comportamiento del suelo, a través del Software Settle3D, con el fin de estimar las deformaciones finales del suelo una vez removida la precarga (t=60 días), los resultados se presentan en la Figura 13.

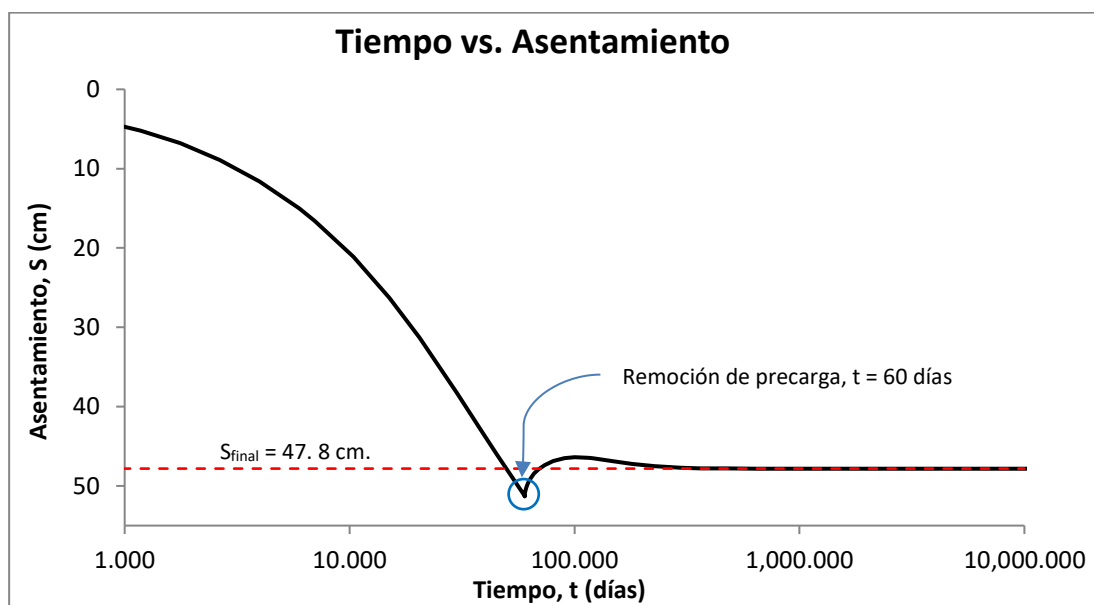


Figura 13. Deformaciones en el tiempo considerando el alivio de esfuerzos por remoción de precarga.

9.4. Estabilidad del Terraplén

Se evaluó la estabilidad de los taludes del terraplén a conformarse para la aplicación de relleno y precarga. El análisis de estabilidad de los taludes fue realizado mediante métodos de equilibrio límite, los cuales se basan exclusivamente en las leyes de estática para determinar el equilibrio de una masa de suelo potencialmente inestable, suponiendo un deslizamiento a lo largo de la superficie de corte. Los métodos usados en el análisis consideran varias superficies de falla donde la masa deslizante está dividida en varias dovelas, analizando el equilibrio de cada una.

Dicho análisis se realizó con el programa Slide de la firma Rocscience. Se utilizó el método de Morgenstern-Price (1965) por ser el más estable numéricamente, ya que satisface todas las condiciones de equilibrio (fuerzas y momentos). Este método se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras; es decir, que tienen el mismo ángulo de inclinación, que se calcula con las ecuaciones de equilibrio.

En el análisis de estabilidad, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se emplea el criterio de falla lineal de Mohr–Coulomb, en el cual, la resistencia al corte del material, depende de la cohesión (c) y del ángulo de fricción (ϕ) del suelo.
- La superficie de falla en el talud es de tipo circular y se toma en cuenta un deslizamiento de la masa de suelo sobre la superficie analizada.
- El suelo que conforma el talud es considerado un material isótropo y elástico.
- El talud de construcción del terraplén considerado es de 2H:1V.

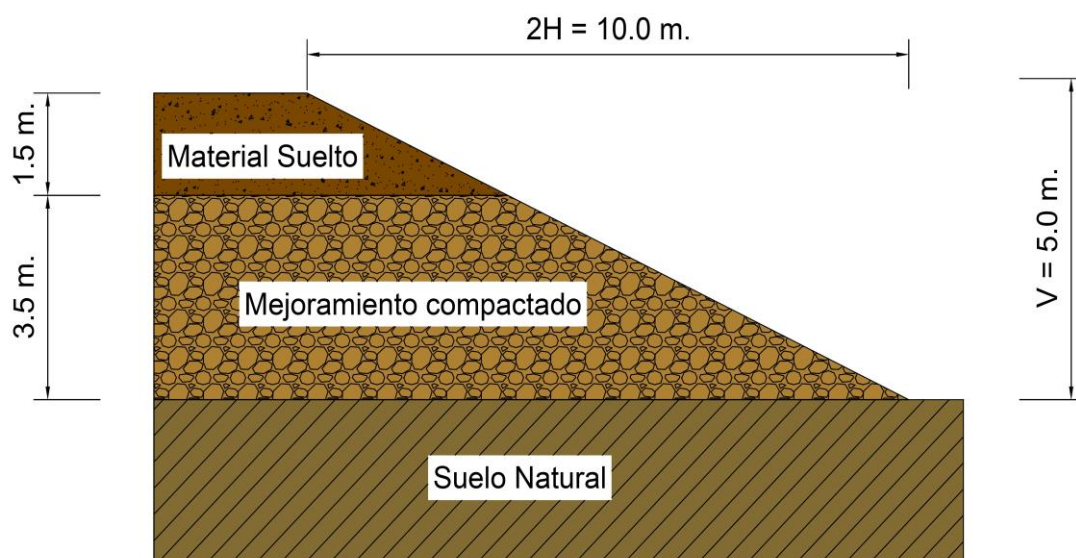


Figura 14. Esquema de la conformación del terraplén con una relación 2H:1V.

El objetivo principal del diseño consiste en determinar el factor de seguridad (FS) con respecto a la resistencia, que equivale a la resistencia cortante promedio del suelo sobre el esfuerzo cortante promedio actuante a lo largo de la superficie de falla. El estudio comprende el análisis de las diversas superficies de fallas circulares y obtener el factor de seguridad más desfavorable.

Para el análisis en condiciones estáticas, un valor de FS mayor o igual a 1.5 es recomendable para el diseño de un talud estable, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo de Geotecnia y Cimentaciones.

Se realizó un análisis de estabilidad de taludes con el software Slide, tomando en cuenta el terraplén de 5.00 metros de altura (sobre la superficie), y las distintas capas que lo conforman. El resultado del análisis de estabilidad del talud de 5.00 m. de altura se presenta en el gráfico siguiente, donde se puede observar que el Factor de Seguridad (FS) mínimo ocurre al considerar una falla de estabilidad de fondo del talud y es igual a 1.663 cumpliendo con el requerimiento mínimo según la norma.

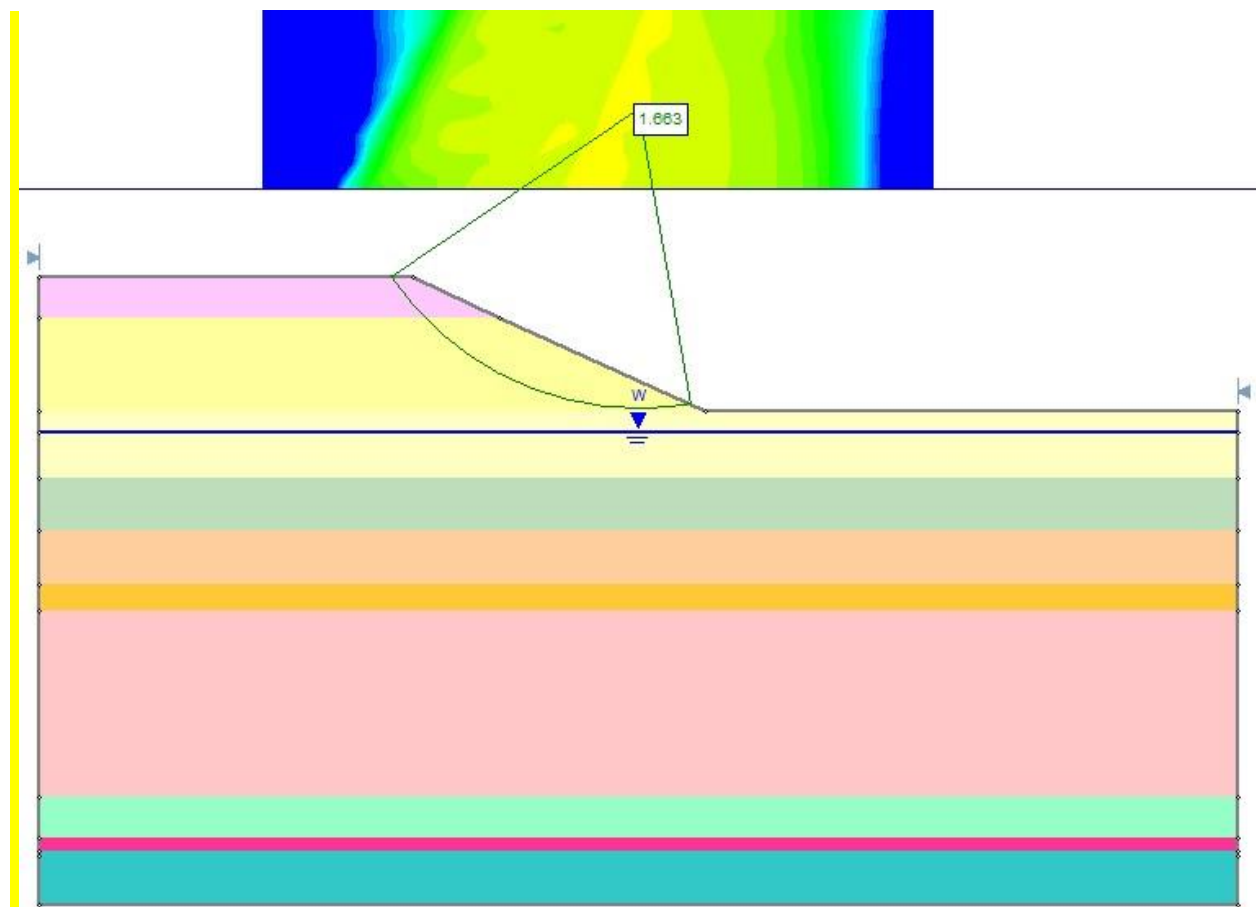


Figura 15. Análisis de estabilidad de taludes del terraplén a construirse.

9.5. Incremento de la Resistencia al Corte no Drenada (Su)

Adicionalmente, debido al mejoramiento del suelo por la precarga se producirá un incremento de la resistencia al corte no drenada (Su) de los suelos arcillosos blandos, la cual es crítica (mínima) inmediatamente después de haber construido el terraplén (corto plazo) y se incrementa con el paso del tiempo, a medida que el terreno se consolida durante el proceso de disipación del exceso de las presiones intersticiales generadas por la carga del terraplén. Este incremento puede ser cuantificado como un porcentaje del esfuerzo efectivo que soporta el terreno producto del peso del material que se coloca sobre él.

El método de Ladd (1991) que fue reevaluado por Mesri (1988), permite estimar el incremento de la resistencia no drenada en función del grado de consolidación y del incremento de presión efectiva generado por la carga impuesta sobre el terreno, el mismo que está en función de un porcentaje que varía entre 20 y 25 % (22.5% en la práctica) del incremento de los esfuerzos efectivos al final del periodo ($U_t = 100 \%$) y se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta S_u = 0.225 \Delta \sigma'_v = 0.225 U_t H \gamma$$

Donde:

$\Delta \sigma'_v$ = Incremento de esfuerzo vertical efectivo.

U_t = Grado o porcentaje de consolidación en un tiempo cualquiera.

H = Altura del terraplén que causa el asentamiento.

γ = Peso volumétrico del material del terraplén.

9.6. Monitoreo de Asentamientos

Tomando en cuenta que en realidad no se cumplen las hipótesis en las que están basadas las teorías a partir de las cuales han sido realizados los cálculos en este estudio, se recomienda la instalación de instrumentos geotécnicos que permitan hacer el seguimiento al comportamiento de las estructuras (terraplenes) en lo que se refiere a su estabilidad y asentamientos.

La instrumentación proveerá una herramienta de control que permitirá asegurar el éxito de la obra. La instrumentación de campo recomendable para los proyectos comprende el uso de piezómetros, sondas y placas para medir asentamientos, e inclinómetros para verificar la ocurrencia de movimientos horizontales que pudieran culminar con una falla del terreno. Sin embargo, el costo de estos instrumentos dependerá del presupuesto de la obra, por lo que se recomienda enfáticamente que por lo menos existan placas de asentamientos.

Los piezómetros ayudarán a controlar la disipación de las presiones de poros con la precarga planeada y las sondas y placas ayudarán a controlar los asentamientos en obra y compararlos con los estimados. En el caso de incrementar a una altura considerable la precarga, habría que considerar el uso de inclinómetros que ayudarán a tener un control sobre la estabilidad del terraplén. Además, para evaluar los asentamientos con el tiempo, se recomienda utilizar métodos visuales, tales como método hiperbólico o el método de Asaoka (1978).

10. MEJORAMIENTO DEL SUELO ALTERNATIVA 2

Debido a la presencia de suelos blandos, y considerando la magnitud de los asentamientos estimados por efecto del relleno El uso de pilotes debajo de terraplenes de relleno es necesario cuando se requiere reducir los asentamientos de la arcilla blanda que se encuentra en el perfil estratigráfico del terreno. Esta solución geotécnica además de reducir los asentamientos, presenta el incremento de la capacidad de carga del sitio, ya que los pilotes mejoran notablemente el comportamiento de las estructuras.

El arqueamiento del suelo de relleno entre los pilotes o capiteles, reduce de forma sustancial los esfuerzos transferidos para la arcilla blanda del sitio. Adicionalmente, se suele usar una capa de refuerzo de geosintético para reducir aún más los esfuerzos y conseguir una mejor distribución de la carga entre los pilotes.

La reducción de los esfuerzos transferidos al suelo de cimentación ocurre debido a la contribución del efecto membrana, o el formar una plataforma de transferencia de carga para los pilotes.

El diseño de un terraplén sobre pilotes y geosintético contempla considerar características de resistencia y deformación del suelo, del geosintético y dimensiones geométricas del terraplén sobre pilotes.

El mecanismo de transferencia de carga y esfuerzos hacia los pilotes es complejo; sin embargo, existen diversos métodos de análisis. En este caso en particular se utilizó el Método Británico (BS8006-BS, 2010), para el cual la separación mínima entre pilotes para que se genere el efecto de transmisión de esfuerzo en forma de arco es de 3.0 metros. Entre otras propiedades geométricas se utilizó un ancho de capitel de 1.20 metros, cuyo pilote tiene 0.35 metros de lado, cuya longitud es de 20 metros.

El esfuerzo aplicado sobre el capitel es de 261 KPa y la fuerza aplicada sobre el refuerzo es de 70 KN. Para la carga impuesta, se ha considerado el empleo de geotextil tejido del tipo FORTTEX BX220, el cual posee un módulo secante al 2% de elongación de 2200 KN/m. Este geotextil tejido con multifilamentos de poliéster de alto módulo es altamente usado en este tipo de obras, ya que presenta un alto desempeño mecánico.

Sobre este material, se debe colocar una capa de material de arena o grava fina cuyo agregado máximo sea de 2 cm. Posteriormente, se debe colocar una geomalla Bx-100 para continuar garantizando la correcta distribución de los esfuerzos. La siguiente figura presenta el detalle de la implementación de esta solución.

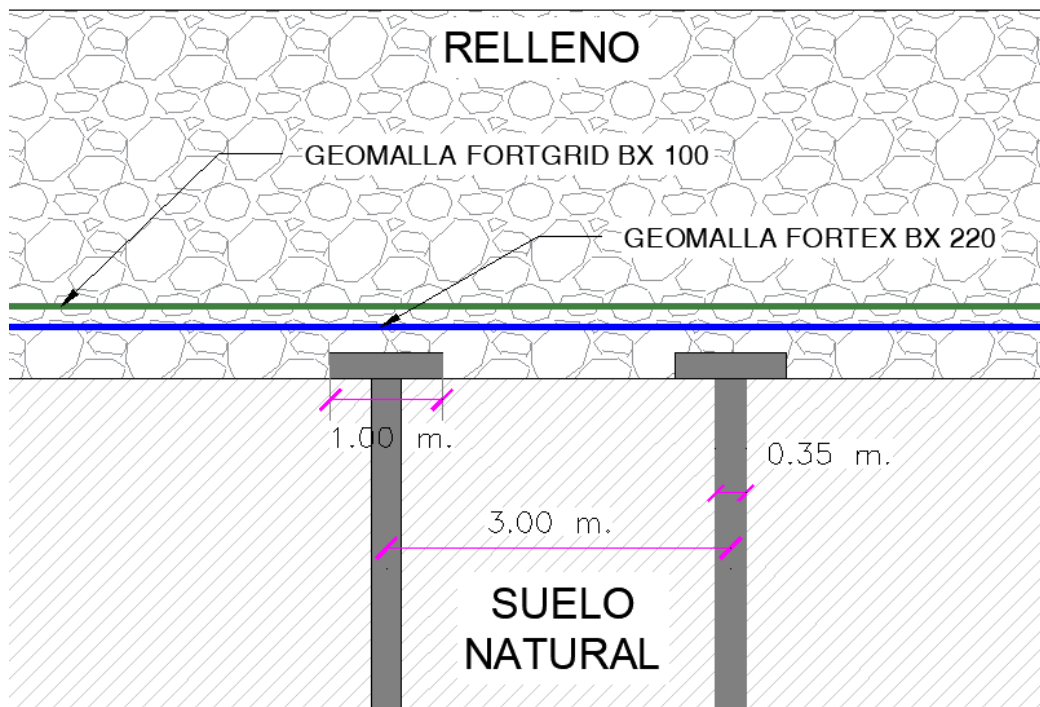


Figura 16. Detalle de alternativa de pilotes bajo terraplenes.

11. ANÁLISIS DE CIMENTACIONES PARA MAQUINARIAS

Las cimentaciones deben ser diseñadas para soportar las cargas de manera satisfactoria, asegurando que los esfuerzos aplicados por la estructura sean menores a los esfuerzos admisibles del subsuelo durante la aplicación de las cargas. Para que se cumpla esta condición, se realizaron análisis considerando los estados límites de resistencia (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos). Los análisis fueron realizados conforme a los requerimientos

expresados en las secciones 6 y 7 del capítulo de Geotecnia y Cimentaciones (NEC-SE-CM) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015).

Para las cimentaciones de este proyecto, debido a las condiciones geotécnicas que presenta el subsuelo y el estado de cargas analizado, es factible el uso de cimentaciones superficiales o directas. Se recibieron los planos estructurales con las dimensiones de cimentaciones de los diferentes componentes del proyecto, con las cuales se realizaron los análisis de capacidad de carga y asentamientos.

11.1. Información de Descarga

Para el proyecto se contemplan la implementación de dos tipos de maquinarias: transformadores y torres de 69 kV. Se ha proporcionado información de descarga y distribución de cargas de estos elementos. De tal manera que:

- Para la maquinaria de transformador se contempla una descarga total de 140.0 T, en un área de 5.0 x 5.8 m., tal como se presenta en la Figura 20.
- Para las torres de 69 kV, se contemplan descargas puntuales entre 3.33 T. y 3.78 T. (Figura 21), que suman en total 14.2 T.

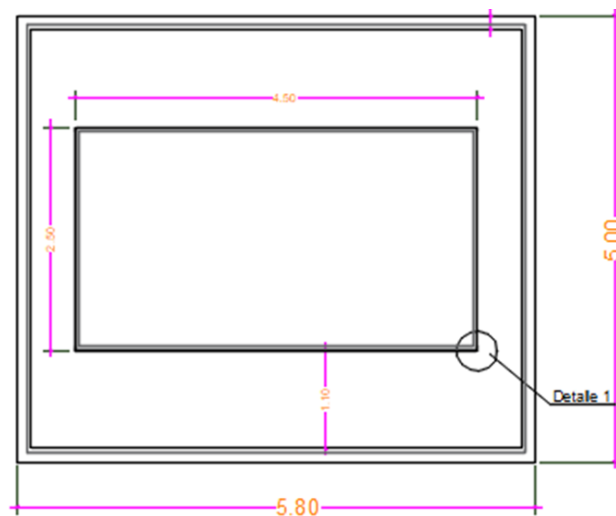


Figura 17. Base de transformador en donde se distribuye la carga.

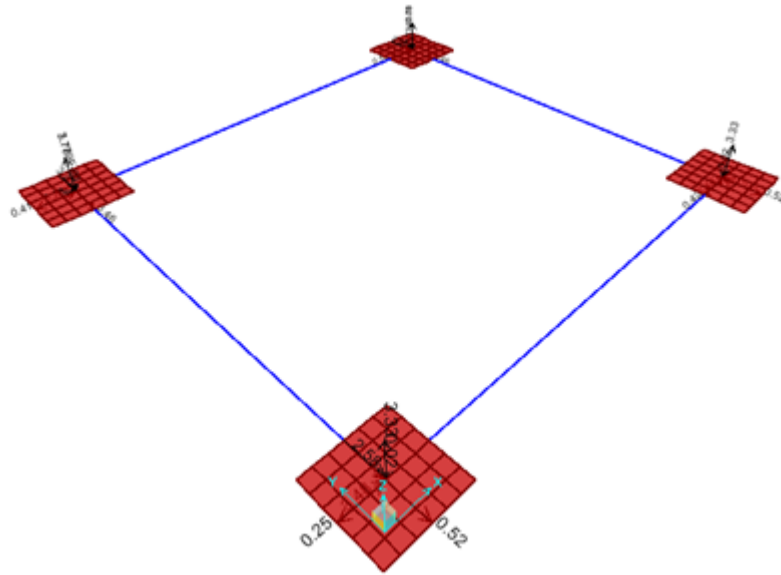


Figura 18. Distribución de descarga para torres de 69 kV.

11.2. Capacidad de Carga

La revisión del estado límite de resistencia consiste en el análisis de capacidad de carga, que determina el esfuerzo máximo al que puede estar sometido el suelo con una cimentación determinada antes de alcanzar la falla; el cual, usando un factor de seguridad, debe ser mayor que el esfuerzo aplicado.

Se ha utilizado la metodología de cálculo para cimentaciones superficiales sugerida por Meyerhof-Hanna (1978), la cual determina la presión máxima que puede aplicarse al cimiento para provocar su falla y considera un modelo bicapa, suelo fuerte sobre suelo más débil; según la estratigrafía obtenida en los sondeos. Esto implica un análisis tomando en cuenta una falla de corte por punzonamiento en el estrato superior del suelo, seguida por una falla general por corte en el estrato inferior del suelo. La siguiente figura muestra el esquema del cálculo realizado.

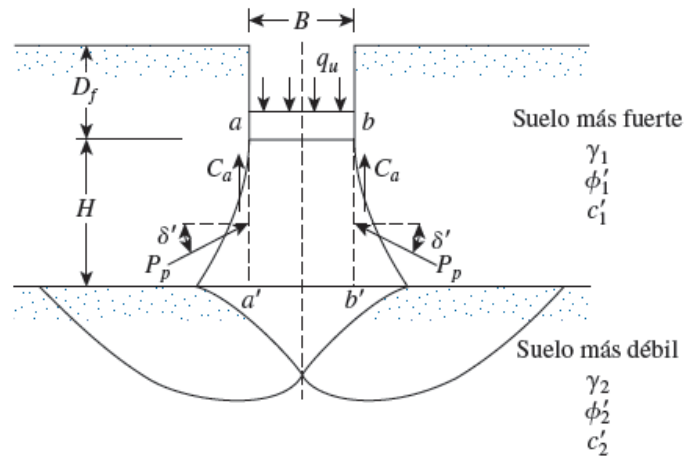


Figura 19. Capacidad de carga sobre suelo estratificado, Meyerhof-Hanna (1978) (Das, 2012).

Se determinaron los parámetros de resistencia y propiedades índice de los suelos bajo las cimentaciones que influirán en el análisis. La capacidad de carga última (q_{ult}) se la calculó con la siguiente fórmula:

$$q_{ult} = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) 5.14 c_2 + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(1 + \frac{2Df}{H}\right) \left(\frac{Ks \tan \phi_1}{B}\right) + \gamma_1 Df \leq \gamma_1 Df N_{q(1)} F_{qs(1)} + 0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

Donde:

q_{ult} = Capacidad de carga última del suelo.

B = Ancho de la cimentación.

L = Longitud de la cimentación.

Df = Profundidad de desplante.

c_2 = Cohesión o resistencia no drenada del estrato inferior de la superficie de falla.

γ_1 = Peso específico del estrato superior de la superficie de falla.

K_s = Coeficiente de corte por punzonamiento.

$N_{q(1)}$, $N_{\gamma(1)}$ = Coeficientes de capacidad de carga en función del ángulo de fricción del suelo.

$F_{qs(1)}$, $F_{\gamma s(1)}$ = Factores de forma de la cimentación, respecto al estrato superior.

La capacidad de carga admisible (q_{adm}) fue calculada dividiendo la capacidad de carga última (q_{ult}) sobre un Factor de Seguridad (FS) indirecto igual a 3, $q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$, sugerido en la NEC-2015.

TORRE DE 69 KV

En el caso de la torre de 69 kV, se ha considerado apropiada la implementación de cimentaciones superficiales de tipo zapatas aisladas, ya que la distancia entre las bases de dicha

torre es demasiado extensa, y la implementación de una losa de cimentación para la magnitud de la descarga no es factible.

Para el análisis geotécnico de estas cimentaciones se ha considerado zapatas aisladas cuadradas de 1.20 m. de ancho (B) con un desplante mínimo de 1.00 m. (Df). La capacidad de carga última (Q_{ult}) para estos elementos se encuentra en el orden de los 22.3 T/m², para un Factor de Seguridad de 3 la capacidad de carga admisible (Q_{adm}) es de 7.4 T/m².

BASE DE TRANSFORMADOR

Para la base del transformador se requiere la implementación de una losa de cimentación, que permitirá una distribución uniforme de la descarga en todo el suelo, evitando la ocurrencia de asentamientos diferenciales.

Al analizar una cimentación de 5.0 m. de ancho (B), 5.8 m. de largo (L), y desplantada en la superficie del terreno (Df = 0 m.) se obtuvo una capacidad de carga última (Q_{ult}) de 23.2 T/m², y una capacidad de carga admisible (Q_{adm}) de 7.7 T/m² considerando un Factor de Seguridad de 3.

11.3. Asentamientos

La revisión del estado límite de servicio consiste en determinar la magnitud de los asentamientos que podrían producirse en el suelo con una cimentación propuesta, con el fin de evitar que se produzca una pérdida de funcionalidad de la estructura. Las estructuras transmitirán cargas que producirán una deflexión en las capas de suelo, y la magnitud de los asentamientos dependerá de la flexibilidad de la cimentación y del tipo de material sobre el cual se desplanta.

Para el análisis se consideró una distribución de esfuerzos de acuerdo al método de Boussinesq para una cimentación superficial, la cual va ser desplantada sobre estratos de suelos granulares, seguido de capas de suelos arcillosos, donde principalmente se producirán asentamientos por consolidación y se desarrollarán en el transcurso del tiempo.

Se realizaron estos análisis mediante el software Settle3D de Rocscience, el cual permite calcular los asentamientos en una masa de suelo bajo cargas aplicadas, realizando una modelación estratigráfica del subsuelo, a partir de la información geotécnica de los sondeos.

TORRE DE 69 KV

Para el análisis de asentamientos de las cimentaciones de tipo zapatas aisladas cuadradas de 1.20 m. de ancho (B) con un desplante mínimo de 1.00 m. (Df), con una descarga máxima de

3.78 T. se ha considerado un esfuerzo de contacto de 2.31 T/m², que provocarán asentamientos máximos en el orden de los 0.2 cm.

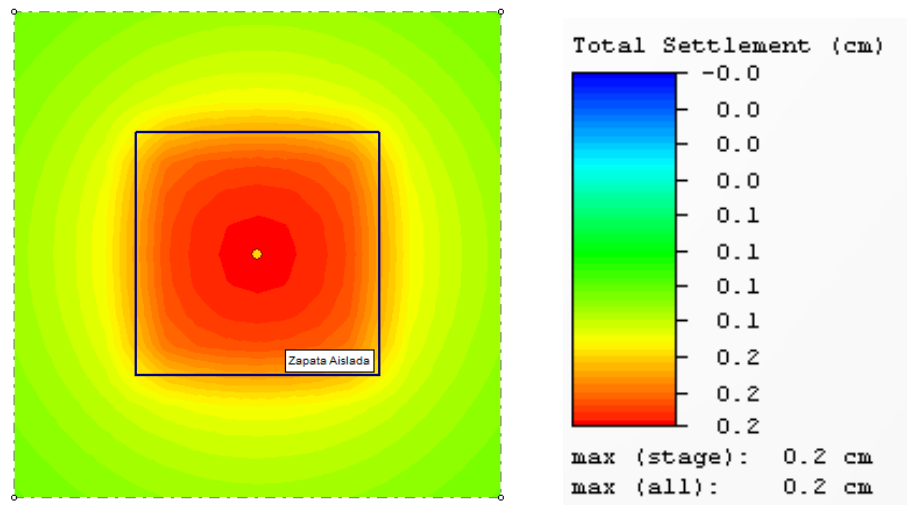


Figura 20. Asentamiento máximo calculado para zapata aislada.

BASE DE TRANSFORMADOR

El análisis de asentamientos para la losa de cimentación fue realizado considerando una losa cuadrada de 5.0 m. de lado (B) desplantada en la superficie ($D_f = 0$) con una descarga de 140.0 T., que se traduce a un esfuerzo de contacto (q) de 4.8 T/m². Los asentamientos calculados para este caso se encuentran en el orden de los 3.8 cm., los cuáles se encuentran en el rango permitido por la NEC-15.

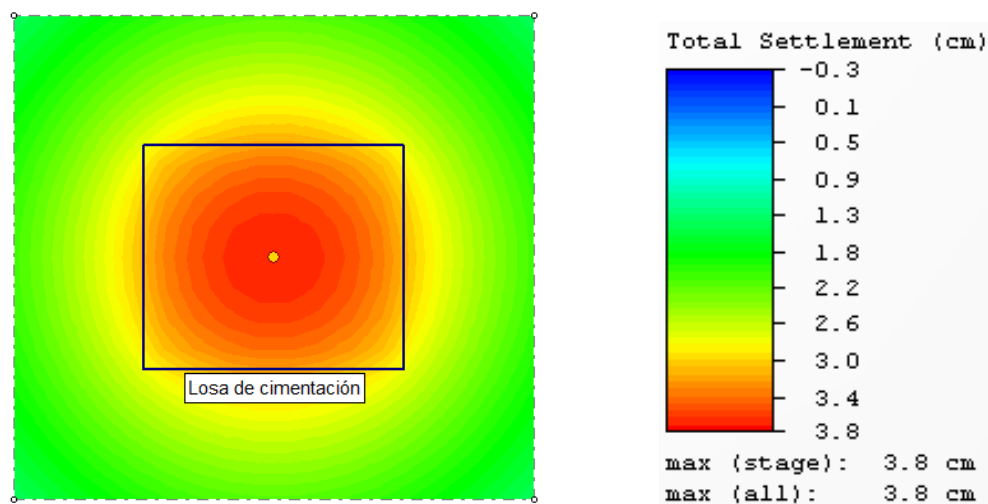


Figura 21. Asentamiento máximo calculado para losa de Transformador de Potencia.

12. ANÁLISIS DE CIMENTACIONES PARA TORRE DE ALTA TENSIÓN

Al igual que para las cimentaciones de maquinarias, estas deben ser diseñadas para soportar las cargas de manera satisfactoria, asegurando que los esfuerzos aplicados por la estructura sean menores a los esfuerzos admisibles del subsuelo durante la aplicación de las cargas. Para que se cumpla esta condición, se realizaron análisis considerando los estados límites de resistencia (capacidad de carga) y de servicio (asentamientos). Al igual que los análisis previamente calculados, estos fueron realizados conforme a los requerimientos expresados en las secciones 6 y 7 del capítulo de Geotecnia y Cimentaciones (NEC-SE-CM) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015).

12.1. Consideraciones de Carga

Se ha recibido la magnitud de la carga ejercida a los apoyos. Esta información será utilizada para los respectivos análisis. De acuerdo a la información recibida, se sabe que la estructura tiene una altura aproximada de 16.0 m. No se establece en los planos la sección transversal y tampoco los perfiles. Por tal motivo, se ha estimado un área transversal de 54.0 m² y que el 20% de esta área será su cara expuesta, ya que no se tienen los perfiles para calcular el área real.

También, se determinó una carga vertical máxima en la base del bloque de 113.2 T, y un momento máximo de 1.68 T-m. En la siguiente figura se presenta la geometría de la estructura a analizar.

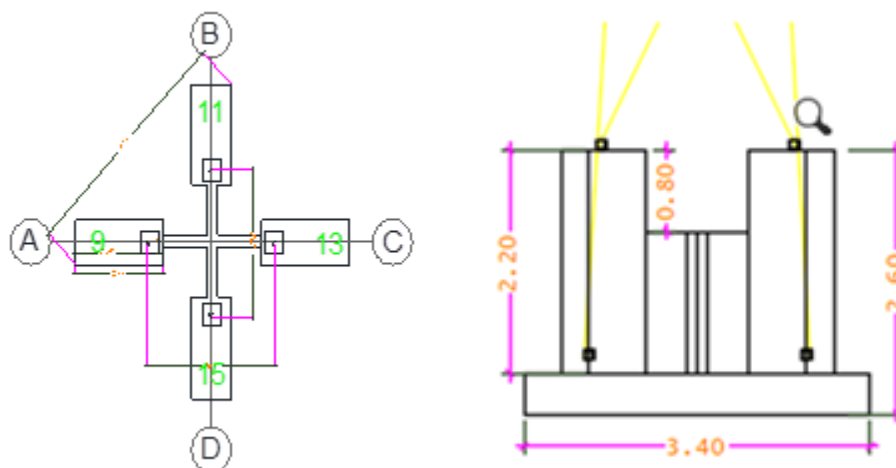


Figura 22. Implantación de torre auto soportada.

12.2. Análisis de Cimentaciones Superficiales

ANÁLISIS DE MOMENTOS ACTUANTES

Se realizó un análisis para la implementación de cimentaciones superficiales para esta estructura, considerando un solo bloque de cimentación cuadrado de 3.40 m. de ancho (B), desplantado a 2.60 m. de profundidad. Este bloque de cimentación fue analizado usando el método Sulzberger (1945) que es usado para torres de líneas de transmisión. Este método se basa en el comportamiento del suelo elástico hasta ciertas inclinaciones de la cimentación. La profundidad de desplante de la cimentación que representa a un bloque de hormigón armado depende de la presión admisible del suelo.

La resistencia que se opone a la inclinación de la cimentación se origina en dos efectos principales:

- Encastramiento de la cimentación en el suelo como también fricción entre hormigón y suelo, a lo largo de las paredes verticales, normales a la fuerza actuante.
- Reacción del fondo de la excavación provocada por las cargas verticales. La sumatoria del momento de encastramiento con el momento de fondo deberá ser mayor o igual que el momento actuante, como se lo expresa en la siguiente ecuación:

$$M_s + M_b \geq sM$$

Luego de realizar los análisis, con los bloques de cimentación propuestos, se determinó un momento de encastramiento (M_s) igual a 38.7 Ton-m, y un momento de fondo (M_b) igual a 101.4 Ton-m.; por lo tanto, el momento resistente de la cimentación es 140 Ton-m, valor superior al momento total actuante estimado de 4.71 Ton-m.

El momento total actuante fue estimado partiendo del momento máximo proporcionado del análisis de descarga de 1.68 T-m, y del momento producido con una carga de viento de 21 m/s de acuerdo a la NEC-2015. Del análisis por el método Sulzberger se obtuvo un Factor de Seguridad de volteo igual a 3.0. Los resultados del análisis ante al volteo deberán ser revisados por el ingeniero estructural del proyecto.

CAPACIDAD DE CARGA

Al considerar las dimensiones propuestas para la cimentación, de una cimentación cuadrada de 3.4 m. de lado, desplantada a 2.6 m., y el valor de descarga de 113.2 Ton., se estima se

efectuarán un esfuerzo de contacto de 9.8 T/m^2 . Al realizar los respectivos análisis de límite de resistencia, se estimó una capacidad de carga última (Q_{ult}) de 35.1 T/m^2 , y una capacidad de carga admisible (Q_{adm}) de 11.7 T/m^2 considerando un Factor de Seguridad de 3.

ASENTAMIENTOS

La revisión del estado límite de servicio consiste en determinar la magnitud de los asentamientos que podrían producirse en el suelo con una cimentación propuesta, con el fin de evitar que se produzca una pérdida de funcionalidad de la estructura. Las estructuras transmitirán cargas que producirán una deflexión en las capas de suelo, y la magnitud de los asentamientos dependerá de la flexibilidad de la cimentación y del tipo de material sobre el cual se desplanta.

Para el análisis se consideró una distribución de esfuerzos de acuerdo al método de Boussinesq para una cimentación superficial, la cual va ser desplantada sobre estratos de suelos granulares, seguido de capas de suelos arcillosos, donde principalmente se producirán asentamientos por consolidación y se desarrollarán en el transcurso del tiempo.

Se realizaron estos análisis mediante el software Settle3D de Rocscience, el cual permite calcular los asentamientos en una masa de suelo bajo cargas aplicadas, realizando una modelación del perfil estratigráfico del subsuelo, a partir de la información geotécnica obtenida de los sondeos.

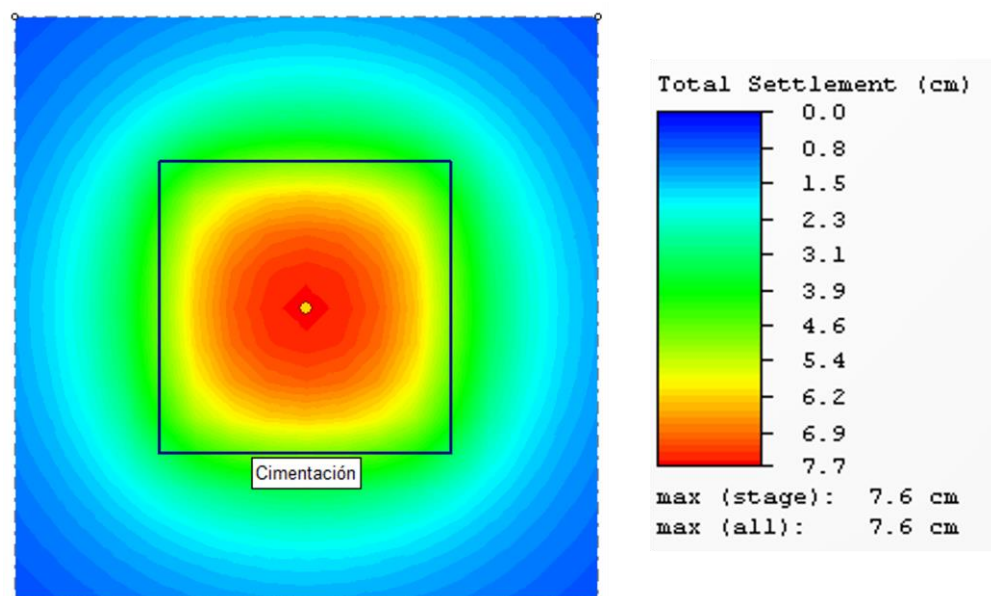


Figura 23. Asentamientos en estructura de torre de alta tensión.

Para la cimentación cuadrada analizada, de 3.40 m. de lado (B) desplantada a 2.60 m. desde la superficie del terreno (Df), y un esfuerzo de contacto (q) de 9.8 T/m², se estimaron asentamientos en el orden de los 7.6 cm., valor que excede el límite permitido por la NEC-15. Al considerar los asentamientos por producirse todavía, por efecto del relleno, en conjunto se tendrían asentamientos aún más excesivos con respecto a los permitidos por la norma.

12.3. Análisis de Cimentación Profunda

Como una solución alternativa, se propone la implementación de pilotes de cimentación, con el fin de transmitir las fuerzas de descarga a estratos más competentes de suelo.

MODELO GEOTÉCNICO:

Para el análisis de pilotes se elaboró un modelo geotécnico, que representa la estratigrafía del proyecto con los parámetros geotécnicos obtenidos de ensayos y mediante correlaciones, y se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 5. Modelo geotécnico del sitio de estudio.

Tipo de Suelo	Profundidad (m)	γ (kN/m ³)	Φ (°)	Su (kN/m ²)
Relleno	0.00 – 3.00	19.0	30	-
Arcilla	3.00 – 5.50	17.0	-	71.8
Arena (Licuable)	5.50 – 7.50	17.1	-	5.0
Arcilla	7.50 – 9.50	16.3	-	42.2
M. Orgánico	9.50 – 10.50	17.1	-	34.6
Arcilla	10.50 – 17.50	15.0	-	22.4 – 28.2
Arcilla	17.50 – 19.00	15.7	-	39.2
Arena (Licuable)	19.00 – 19.50	19.6	-	5.0
Arena	19.50 – 21.50	19.6	40	-

PROPIEDADES DE LOS PILOTES:

Se sugiere la implementación de pilotes prefabricados con una sección transversal cuadrada de 35 cm de lado. Los pilotes deberán estar empotrados en el subsuelo por lo menos 21 metros, a partir del cabezal. Además, se ha considerado que los pilotes tendrán un comportamiento elástico, usando módulo de elasticidad de por lo menos 27x10⁶ kPa y un peso unitario en el orden de 24 kN/m³.

CAPACIDAD DE CARGA AXIAL:

De igual manera, el cálculo de la capacidad de carga axial última (Q_{ult}) para estos pilotes hincados se realizó usando el programa APile v.2019 de Ensoft Inc., que analiza la capacidad axial de pilotes hincados en función de su profundidad. La metodología utilizada es la propuesta por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos (USACE) en el documento de manual de diseño (EM 1110-2-2906, 1991), la cual es recomendada en el capítulo de Geotecnia y Cimentaciones (NEC-SE-CM) de la NEC (2015).

El análisis de capacidad de carga fue realizado considerando el modelo geotécnico del sitio de estudio, previamente expuesto. La siguiente figura se presenta los resultados del análisis, donde se muestra la variación de la capacidad de carga última por compresión axial para punta y fuste de un pilote individual del tipo hincado con sección transversal cuadrada de 35 cm. de lado y 21.0 m. de longitud.

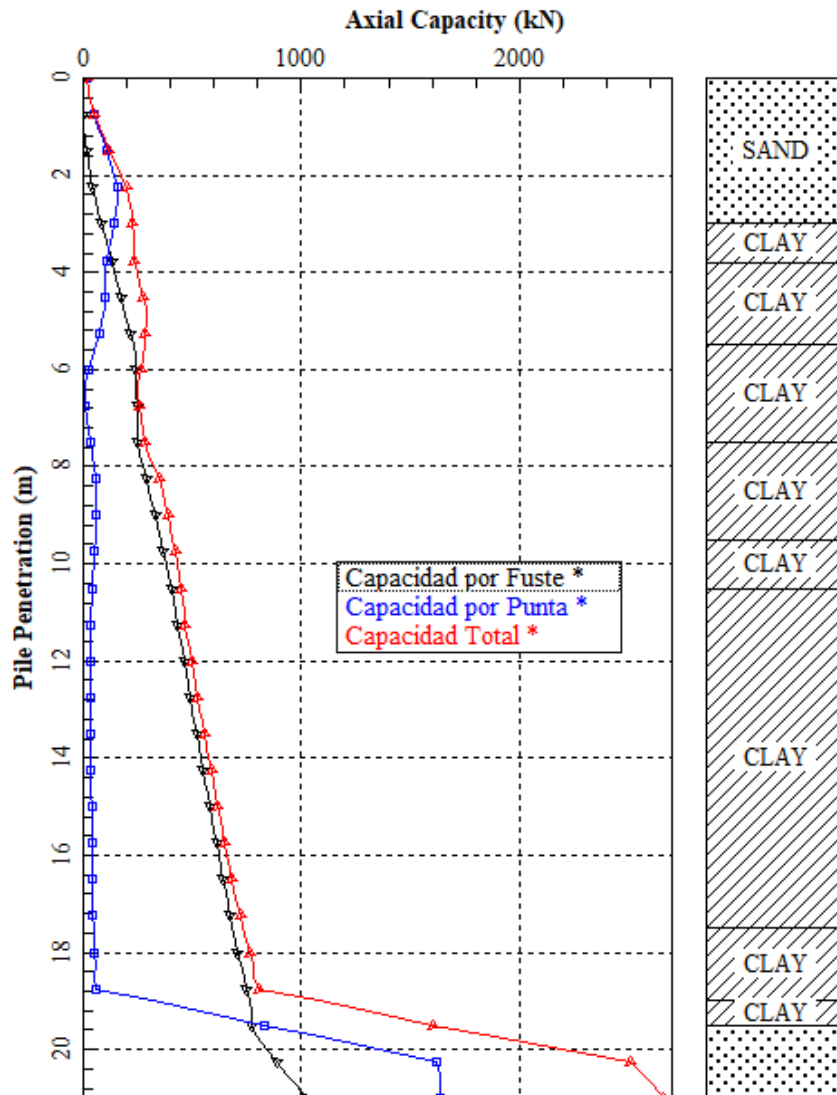


Figura 24. Capacidad de carga axial para pilotes hincados B = 35 cm.

Tabla 6. Resultados de análisis de pilotes, con $B = 0.35$ m., y $L = 21.0$ m.

Capacidad de Carga	Longitud, $L = 21$ m
Resistencia por punta, Q_p	1160 kN (166.8 T)
Resistencia por fuste, Q_f	846 kN (84.9 T)
Peso del pilote, W_p	56 kN (5.6 T)
Capacidad de carga última, Q_{ult}	1950 kN (195.7 T)
Capacidad de carga admisible, Q_{adm}	650 kN (65.2 T)

Los pilotes de 35 cm. de diámetro y de 21 m. de longitud, desde la base del bloque de la torre, tienen una capacidad de carga axial última (Q_{ult}) de 1950 kN (195.7 T) u una capacidad de carga axial admisible (Q_{adm}) individual igual a 650 kN (65.2 T), considerando un Factor de Seguridad (FS) igual a 3 para la condición estática, de acuerdo a la NEC-2015.

ANÁLISIS DE CARGAS LATERALES:

El análisis de un pilote bajo cargas laterales involucra la interacción entre el suelo y el pilote. Las fuerzas horizontales y momentos producirán una deflexión lateral en la cabeza de la cimentación, por lo que este análisis generalmente está gobernado por la condición de servicio (deflexiones laterales) antes que por capacidad última lateral.

Para la evaluación de los pilotes, se realizó una modelación utilizando el programa LPile v.2019 de Ensoft Inc., que ejecuta un análisis de interacción inercial suelo-pilote, permitiendo estimar el comportamiento del pilote frente a este tipo de cargas, utilizando curvas no lineales de transferencia de carga (curvas p-y).

El tipo de conexión entre la cimentación y la estructura define las condiciones de frontera en la cabeza del pilote para el desarrollo del problema. Se estimó una condición de cabeza de pilote restringida porque los pilotes deberán estar conectados a un cabezal de hormigón armado.

Se analizaron los pilotes hincados de hormigón de 21 m. de longitud y sección transversal cuadrada de 35 cm de lado. Con el fin de brindar al ingeniero estructural un rango de los esfuerzos de diseño y deflexiones laterales calculadas, se realizaron análisis con fuerzas cortantes incrementales iguales a 20 kN, 30 kN y 40 kN. De manera adicional se consideraron los efectos de momento a consecuencia de las reacciones y de la acción del viento para este pilote. A continuación, se presentan gráficos con los resultados de los análisis de interacción inercial.

Tabla 7. Resultados de análisis de grupo de pilotes bajos cargas laterales y momentos.

Dimensiones de Pilote		Carga Lateral (kN)	Carga Axial (kN)	Deflexión lateral (mm)	Momento Máximo (kN-m)	Cortante Máximo (kN)
D = 0.35 m.	L = 19.0 m.	20.0	650	0.1	11.5	20.0
D = 0.35 m.	L = 19.0 m.	30.0	650	0.1	18.4	30.0
D = 0.35 m.	L = 19.0 m.	40.0	650	0.2	25.8	40.0

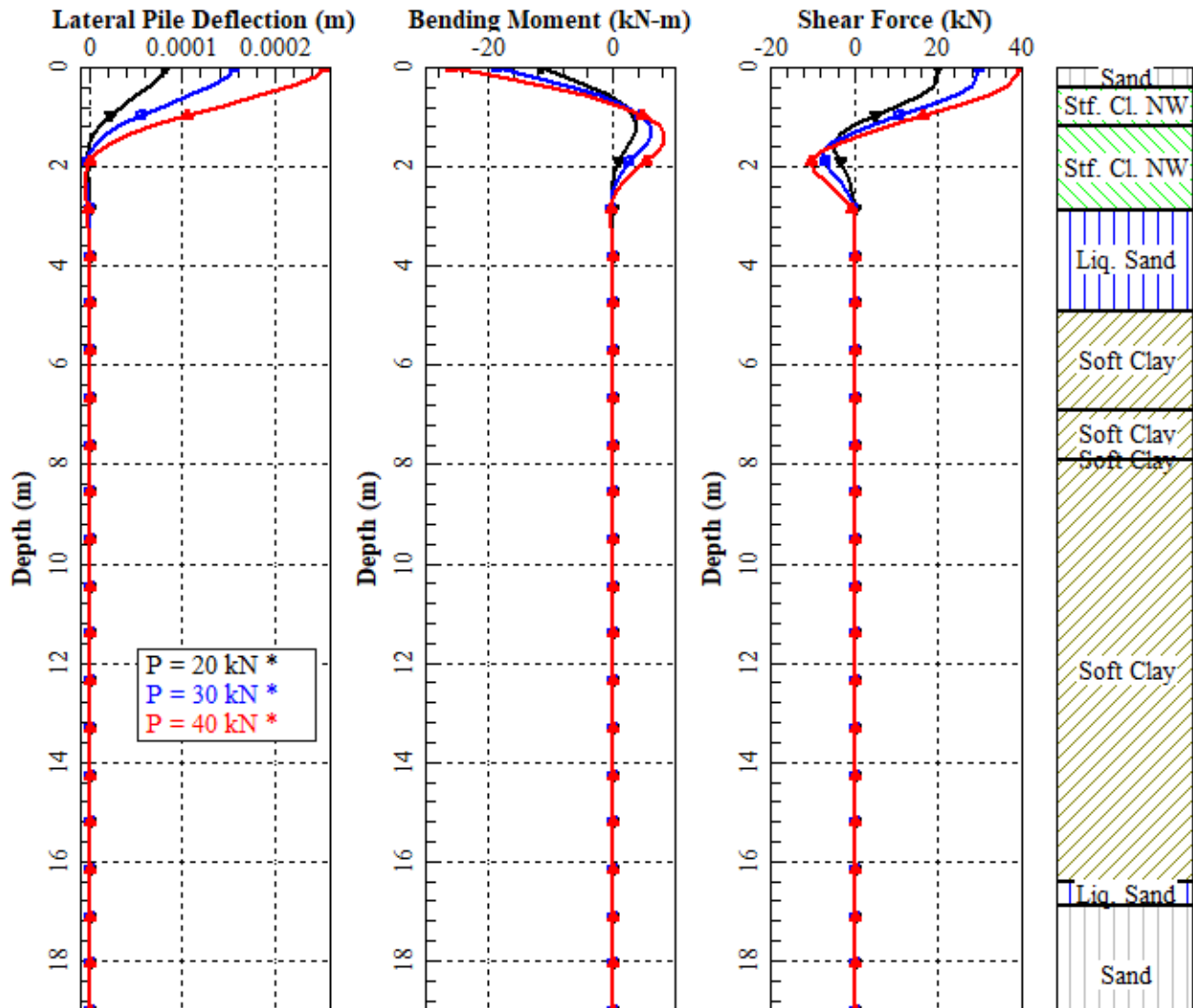


Figura 25. Análisis inercial de pilote hincado de B = 35 cm.

ASENTAMIENTOS:

Las cargas de servicio del proyecto producirán un incremento de esfuerzos que será transmitido por los pilotes a estratos más profundos. Esta carga provocará un asentamiento bajo la punta de los pilotes que, por estar sobre el estrato competente, los asentamientos serán de muy poca magnitud o despreciables.

13. CONCLUSIONES

De acuerdo a lo anteriormente expuesto y con la información obtenida en la investigación geotécnica se pueden afirmar las siguientes conclusiones al Estudio Geotécnico realizado:

1.- CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA:

Superficialmente se encontró un estrato de suelo fino, de arcillas de baja plasticidad. Presentan una humedad natural entre 36% y 38%, pasante del Tamiz #200 del 88% al 93%, índice de plasticidad de 20 y 24, 5 golpes (N_{60}), y resistencia al corte no drenado de las muestras inalteradas es de 1.9 T/m² y 3.8 T/m².

Entre los 3.0 y 5.0 metros de exploración se identificaron suelos de gravas arcillosas y arenas limosas. En la granulometría se tiene pasante de 55% a 99% del Tamiz #4 y de 35% a 50% del Tamiz #200, humedad de estos materiales es de 27% y 34%, límite líquido entre 35% y 50%, índice de plasticidad de 10 a 12, y de 26 a 28 golpes del ensayo SPT.

Finalmente se encontró una capa de 1.0 m. de espesor de limos de baja plasticidad, con una humedad de 40%, pasante del Tamiz #200 de 59%, índice de plasticidad de 8 y 17 golpes del ensayo SPT.

2.- NIVEL FREÁTICO:

El nivel freático fue encontrado en las perforaciones y registrado durante y después de terminar los sondeos. El nivel freático fue localizado entre los 0.80 y 2.80 m. de profundidad, a partir del nivel actual del terreno.

3.- CONSIDERACIONES SÍSMICAS:

Según el Capítulo NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), el cantón Babahoyo corresponde a la Zona Sísmica III, que posee un valor de $Z = 0.30$ g, y con caracterización del peligro sísmico "Alta".

El tipo de perfil de suelo donde se construirá el proyecto conforme a la estratigrafía encontrada, y de acuerdo al análisis de licuefacción y lo indicado en la Sección 3.2 de la NEC-2015, podría estar catalogado como tipo de perfil "F1". Para efectos de diseño estructural, se recomienda trabajar con el espectro de suelo tipo E, ya que no se tiene un espectro de respuesta de sitio para suelos tipo F.

4.- ASENTAMIENTOS POR RELLENO:

Se necesitará colocar un relleno de aproximadamente 3.00 m. de altura en todo el terreno para alcanzar la cota de proyecto. Se calcularon los asentamientos a producirse por la colocación de dicho relleno, y los asentamientos máximos calculados están en el orden de 41 cm. Debido a que estos asentamientos son mayores a los permitidos por la NEC-15, se planteó la alternativa de mejoramiento de suelos mediante precarga, la cual permitirá acelerar dicho proceso de asentamiento para posteriormente iniciar las actividades constructivas cuando las condiciones del subsuelo sean apropiadas.

5.- MEJORAMIENTO DEL SUELO:

Una alternativa al problema de asentamientos no tolerables es la aplicación de una precarga con la instalación de drenes verticales, la cual desde el punto de vista económico es la más favorable. Se analizó la implementación de precarga, por un tiempo de 60 días. La precarga consistiría en dos capas: 3.50 m. de relleno compactado y 1.50 m. de material suelto, tal como se muestra en la Figura 14.

Al analizar la estabilidad del terraplén se consideró que la conformación del terraplén de precarga deberá ser tal que tenga una relación de 2H:1V. Utilizando el método de Morgenstern-Price se obtuvo un Factor de seguridad mínimo de 1.663, como se muestra en la figura 16, dicho factor cumple con el requerimiento estipulado por la NEC-15.

Los drenes a instalar en el área de proyecto tendrán un espaciamiento de 2.50 m. y una distribución triangular o de “tresbolillos” como se refleja en la Figura 11. Las mechas drenantes deberán alcanzar una profundidad de 14.0 m. desde la superficie del terreno natural y deberán tener 100 mm. de ancho y 3 mm. de espesor.

Se analizaron los asentamientos por la implementación de la precarga con mechas drenantes encontrándose en el orden de 51.3 cm una vez transcurrido el período de 60 días utilizando el criterio de Boussinesq, como se muestra en la Tabla 4. Una vez transcurrido dicho período se retirará el material necesario hasta llegar a la cota requerida para el proyecto, considerando que luego de un período de alivio de esfuerzos, el asentamiento definitivo será de 47.8 cm..

Esta precarga se sugiere que debe ser monitoreada con placas de control de asentamientos en conjunto con registros de topografía 3 veces por semana durante el primer mes, y dos veces

por mes del segundo al décimo quinto mes. De esta manera se puede ajustar la curva de asentamientos de campo y poder controlar los asentamientos y el tiempo en retirarla.

Con el fin de evitar asentamientos diferenciales, las soluciones de mejoramiento de suelo deben ser en toda el área de proyecto.

7.- CIMENTACIÓN DE TORRE DE 69 KV:

Debido a las condiciones geotécnicas que presenta el subsuelo y el estado de cargas analizado, se recomienda el uso de cimentaciones superficiales o directas.

Se analizó el estado límite de resistencia (capacidad de carga) considerando zapatas aisladas cuadradas de 1.2 m. de lado, desplantadas a una profundidad de 0.80 m. desde la superficie. La capacidad de carga admisible (q_{adm}) está en el rango 19.3 T/m^2 , usando un Factor de Seguridad (FS) indirecto igual a 3, sugerido en la NEC-2015.

Se analizó el estado límite de servicio (asentamientos) de estas cimentaciones del proyecto, con un esfuerzo de contacto (q_c), máximo de 2.31 T/m^2 , donde se calcularon asentamientos máximos de 0.2 cm., asentamientos que están dentro del límite permisible para estos tipos de estructuras, de acuerdo a la NEC (2015).

8.- CIMENTACIÓN DE TRANSFORMADOR:

Al analizar la opción de implementación de una cimentación superficial del tipo losa de cimentación para el transformador, se consideró las dimensiones propuestas del cliente con una losa de 5.0 m. de ancho y 5.8 m. de largo desplantada en la superficie. La capacidad de carga del elemento analizado es de 7.7 T/m^2 , considerando un Factor de Seguridad (FS) indirecto igual a 3, sugerido en la NEC-2015.

Al analizar el estado límite de servicio, con un esfuerzo de contacto de 4.84 T/m^2 , se calcularon asentamientos en el orden de los 3.8 cm., a los cuáles están dentro del rango permitido por la NEC-15.

9.- CIMENTACIÓN PARA TORRE DE TRANSMISIÓN:

Se realizó el análisis de momentos por efecto de una carga de viento de 21 m/s para la torre de 23.0 m. de altura, que en conjunto con el momento máximo proporcionado en el análisis estructural suma un momento actuante de 4.71 Ton-m. Para ello se analizó una losa de cimentación cuadrada propuesta por el cliente de 3.4 m. de lado (B) desplantada a 2.60 m. (Df)

desde la superficie, en donde se obtuvo una resistencia al volteo de 140 Ton-m, cumpliendo con el Factor de Seguridad de volteo igual a 38.9 requerido por la NEC-15.

Al realizar el análisis de límite de resistencia de la cimentación analizada se estimó una capacidad de carga admisible (Q_{adm}) de 11.7 T/m², el cuál es superior al esfuerzo de contacto estimado de 8.9 T/m² para dicha cimentación.

Se estimaron asentamientos para el esfuerzo de contacto (q) 9.8 T/m² en el orden de los 7.6 cm. Si se realiza el mejoramiento mediante precarga, al considerar adicionalmente los asentamientos por producirse todavía, por efecto del relleno, se tendrían asentamientos que exceden el límite permitido por la NEC-15

Se concluye que el uso de cimentaciones superficiales no cumpliría con el límite de servicio establecido por la NEC-15, por lo que no es factible para esta estructura del proyecto.

Se propone la implementación de cimentaciones profundas de tipo pilotes hincados de concreto prefabricado con una sección transversal de 35 cm de lado. Los pilotes con una longitud de 19 llegarían al estrato resistente, desplantados a 2.60 m. desde la superficie, en donde culmina el bloque de la torre de alta tensión. La capacidad de carga admisible (Q_{adm}) individual de estos elementos es de 650 kN (65.2 Ton). por lo que se requeriría un pilote por cada base de la torre de transmisión.

Se realizó una interacción suelo-estructura considerando curvas p-y para la sección considerada en este análisis. Las figuras 24 y 25 presentan estos resultados, tomando en cuenta que los pilotes de 35 cm de lado cumplen con deflexiones inferiores a 0.2 mm en los 3 estados de carga, donde se consideraron: carga axial, carga lateral y momento. La tabla 7 presenta las consideraciones y resultados de dicho análisis.

14. RECOMENDACIONES

Se realizan las siguientes recomendaciones para el Estudio Geotécnico:

1.- PRECARGA:

Para la implementación de la precarga es necesario que su construcción se la realice de manera correcta, en donde se incluya una buena preparación del terreno, para así evitar problemas de estabilidad que puedan llegar a provocar colapsos.

Su proceso constructivo inicia con el desbroce de la capa vegetal existente y continua con la unificación del suelo mediante maquinaria. Una vez preparado el terreno se procede al tendido el material, el cual se recomienda que este constituido por mezcla de grava y arena, o material de relleno. El material puede ser colocado suelto, siempre y cuando no posea una densidad inferior a 1.8 Ton/m³.

2.- RELLENO:

El material de relleno a colocar deberá cumplir con los requisitos indicados en el documento “Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes” de la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12) del MTOP, y que se indican a continuación:

Los materiales empleados como mejoramiento o rellenos deben ser de calidad adecuada y no deben contener desperdicios, raíces, materia vegetal u otro material inconveniente. Además, se recomienda que el material cumpla las especificaciones descritas a continuación:

Pasante Tamiz 4”:	100%
Pasante Tamiz No. 200:	< 20%
Límite Líquido (LL):	≤ 35%
Índice de Plasticidad (IP):	< 9%
California Bearing Ratio (CBR):	> 10%

Se recomienda que la compactación de este material sea en capas no mayores a 30 cm. El relleno deberá ser realizado con material constituido por suelos granulares de características homogéneas y que cumpla con los requerimientos de las normas locales para un material de mejoramiento. Este material debe ser compactado e hidratado si es necesario, hasta que el suelo en el sitio alcance una densidad seca equivalente al 95% de la densidad seca máxima obtenida del ensayo de compactación Próctor estándar, y a $\pm 2\%$ de la humedad óptima.

3.- EXCAVACIONES:

Cuando se construya la cimentación del proyecto, se deben realizar excavaciones de poca profundidad, hasta llegar la profundidad de desplante. Durante y después de la excavación para la construcción de las cimentaciones, se debe confirmar que el suelo sobre el cual se desplanten las cimentaciones sea el suelo granular y que no tenga plasticidad elevada. Además, se recomienda una reconfiguración y compactación del material sobre el cual se construirán los cimientos, seguido de la colocación de un replantillo antes de la construcción de la cimentación.

Como medida de seguridad adicional, se recomienda que la excavación no permanezca abierta por periodos significativos sin proteger las paredes superficiales y que no se almacenen grandes cantidades de suelo excavado sobre las coronas de los taludes, que pueden desestabilizar el mismo, o causar desprendimiento de partículas de suelo si las paredes no están protegidas. Además, el equipo de protección personal (EPP) de cada trabajador es muy importante para evitar accidentes dentro y fuera de las excavaciones.

4.- MECHAS DRENANTES:

Previo a la colocación de las mechas drenantes se recomienda colocar una capa de relleno de 20 cm de espesor con la finalidad de evitar que se produzca el hundimiento de la maquinaria al momento de realizar los trabajos de colocación de mechas, esto debido a la existencia de suelos blandos en el sitio de estudio.

5.- MONITOREO DE ASENTAMIENTOS

Las placas de asentamiento deberán ser conformadas por tubos metálicos de al menos 2" de diámetro y 2 mm. de espesor, los cuales deberán tener un recubrimiento de PVC de 3". La base de las placas deberá ser cuadradas de al menos 1.0 m. de ancho, y deberán sobresalir 1.0 m. por encima de la superficie del terreno. Adicionalmente, se deberá intercalar la coloración de estos tubos cada 1.0 m. para facilidad de lectura. La Figura X resume las características de las placas detalladas.

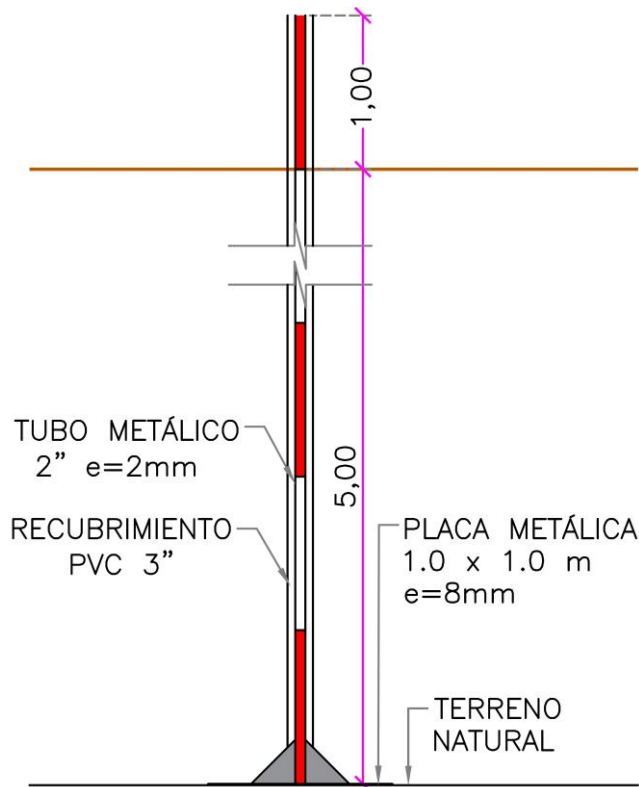


Figura 26. Detalle de placas de asentamientos.

Para evitar que durante la etapa de precarga las placas de asentamientos se vean alteradas por otras actividades, se recomienda delimitar el área de precarga con parantes de PVC o madera y cintas de precaución. Los parantes deberán tener al menos 1.0 m. de altura para que estén al mismo nivel del tramo libre inicial de las placas de asentamientos, tal como se presenta en la siguiente figura.

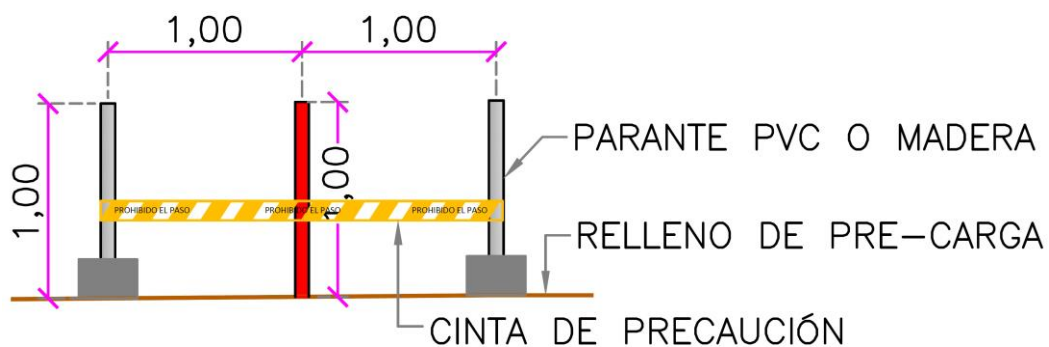


Figura 27. Detalle de protección a placas de asentamientos en área de precarga.

6.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES:

Luego de realizar la excavación para la construcción de las cimentaciones se debe confirmar que el suelo sobre el cual se desplanten las cimentaciones sea el relleno granular a colocar en el

proyecto. Además, se recomienda una reconfiguración y compactación de este material sobre el cual se construirán los cimientos, seguido de la colocación de un replantillo de al menos 5 cm de espesor con $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ antes de la construcción de las cimentaciones.

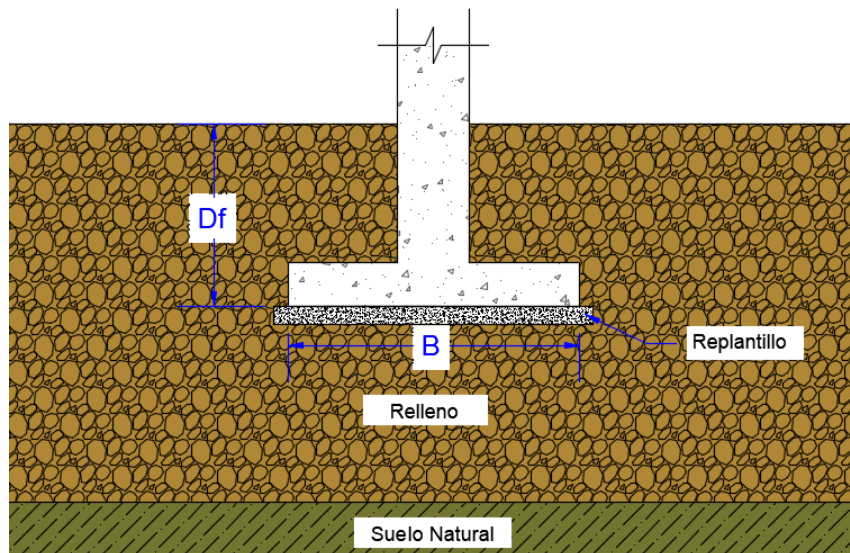


Figura 28. Esquema de cimentación superficial.

7.- PRUEBAS DE CARGA:

Se recomienda realizar verificaciones de la capacidad última del pilote por medio de una prueba de carga dinámica (PDA). El ensayo dinámico deberá realizarse con un analizador dinámico de hincas de reconocida eficacia, que cumpla la norma ASTM D-4945 o norma equivalente. El empleo de pruebas PDA permite reducir el Factor de Seguridad de los pilotes hasta 2.0 para la condición estática.

Todos los accesorios necesarios para el ensayo, como sensores, cables, etc, serán aportados por el especialista que realice el ensayo. Los datos del ensayo serán analizados utilizando el programa de modelización matemática CAPWAP o similar, que sea compatible con los datos tomados, presentando: curvas de fuerza y velocidad obtenidas en el ensayo dinámico, valores de rechazo o desplazamiento del pilote medidos, curva de fuerza obtenida en la modelización, carga movilizada total y desglosada en punta y fuste, tensiones medias por fuste y punta, tensiones máximas y curva carga-asiento del pilote en régimen estático obtenida por el programa.

8.- CIERRE:

Los sondeos y perforaciones realizadas indican las condiciones del subsuelo bajo las ubicaciones y tiempos específicos, y hasta las profundidades perforadas. Las muestras obtenidas y usadas para los ensayos de laboratorio, los análisis y observaciones realizados para ese proyecto, fueron estimados que son representativos de toda el área del proyecto. Sin embargo, los suelos y las condiciones geológicas pueden variar entre los sondeos realizados.

Como en cualquier desarrollo, las condiciones reveladas por las excavaciones pueden ser diferentes al ser comparadas con las determinadas en la exploración geotécnica. Si esto ocurre, se recomienda que las condiciones modificadas sean evaluadas por el ingeniero geotécnico encargado del proyecto y los diseños deben ser ajustados en base a las condiciones finales del mismo.

Guayaquil, 24 de octubre del 2022

p. GEOCIMENTOS S.A.

Ing. Francisco Grau Sacoto, MSc.
Reg. Senescyt. 7157R-14-18705