



Plantilla Geotécnica: Corrección y correlaciones del ensayo SPT, determinación de estratos y propiedades del terreno, Diseño de Fundaciones y Cumplimiento Normativo.

Luis Fernando Uribe Narváez

Proyecto de prácticas para optar al título de Ingeniero Civil otorgado por UdeA

Carlos Alberto Vega Posada

Profesor titular, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Antioquia.

Universidad de Antioquia

Facultad de ingeniería

Pregrado

Medellín, Colombia

2023

Cita	(Uribe Luis, 2023)
Referencia	Uribe Narváez, L. F. (2023). <i>Plantilla Geotécnica: Corrección y correlaciones del ensayo SPT, determinación de estratos y propiedades del terreno, Diseño de Fundaciones y Cumplimiento Normativo</i> . [Semestre de Industria]. Universidad de Antioquia, Medellín, Antioquia, Colombia
Estilo APA 7 (2020)	



Centro de Documentación Ingeniería (CENDOI)

Repositorio Institucional: <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

Rector: Jhon Jairo Arboleda Céspedes.

Decano/Director: Julio César Saldarriaga.

Jefe departamento: Claudia Helena Muñoz Hoyos.

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

Dedicatoria

Todos mis valores, mi educación, mi valentía y mis virtudes se la debo a mi familia, ellos son los que han hecho todo esto posible, por eso, mi proyecto de grado está dedicado totalmente a ellos, a las personas que más amo en el mundo: Luis Fernando Uribe Angarita, Leyla Tibusay Narváez Márquez y Alejandra Uribe Narváez.

Agradecimientos

Primeramente, le agradezco a mis familiares y amigos cercanos que me han brindado el apoyo necesario para estar aquí, también a la Universidad de Antioquia por acogerme e invitarme a desarrollar mi educación y ética profesional, y a las dos empresas que me han dado la oportunidad de demostrar mis cualidades y aptitudes como ingeniero civil en formación: Cienzia Consultores S.A.S y Abril & Asocidados S.A.S.

Tabla de contenido

1.	Resumen.....	9
2.	Abstract.....	10
3.	Introducción.....	11
4.	Objetivos.....	13
4.1.	Objetivo general.....	13
4.2.	Objetivos específicos.....	13
5.	Marco teórico.....	14
5.1.	Geotecnia y Estudios de suelos definitivos.....	14
5.2.	Ensayo de Penetración Estándar.....	16
5.2.1.	Corrección por energía del ensayo SPT.....	17
5.3.	Tipo de Perfil de Suelo según NSR-10.....	19
5.4.	Correlaciones del Ensayo de Penetración Estándar.....	22
5.4.1.	Angulo de fricción.....	22
5.4.2.	Cohesión.....	23
5.5.	Cimentaciones.....	24
5.5.1.	Cimentaciones superficiales.....	25
5.5.2.	Cimentaciones profundas.....	28
5.6.	Asentamientos.....	31
5.6.1.	Asentamientos elásticos en cimentaciones superficiales.....	32
5.6.2.	Asentamientos elásticos en cimentaciones profundas.....	33
6.	Metodología.....	35
6.1.	Cronograma de actividades.....	36
6.2.	Presupuesto.....	37
7.	Resultados y discusión.....	38
7.1.	Limitantes.....	53
7.2.	Ventajas.....	54
8.	Conclusiones.....	56
9.	Referencias Bibliográficas.....	58
10.	Anexos.....	59

Lista de tablas

Tabla 1. Ensayos de propiedades básicas establecidos en H.3.3.3 con su respectiva norma de INVIAS. (Elaboración propia)	15
Tabla 2. Factor de corrección por energía del martillo. Modificado de: Braja Das, 1984.....	18
Tabla 3. Factor de corrección por longitud de la barra. Fuente: Braja Das, 1984	18
Tabla 4. Factor de corrección por muestreador. Fuente: Braja Das, 1984.....	18
Tabla 5. Factor de corrección por diámetro del agujero. Fuente: Braja Das, 1984	19
Tabla 6. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente: Tabla A.2.4-1, NSR-10.	21
Tabla 7. Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo C, D o E.	22
Tabla 8. Correlaciones para el ángulo de fricción presentadas para diferentes porcentajes de energía. (Elaboración propia)	22
Tabla 9. Correlaciones para la cohesión no drenada presentadas. (Elaboración propia).....	24
Tabla 10. Ecuaciones para definir los factores de capacidad de carga (Adaptado de Bowles, 1958).....	26
Tabla 11. Definición de factores de forma (Adaptado de Bowles, 1958 y Braja Das, 1984).....	27
Tabla 12. Definición de factores de profundidad (Adaptado de Bowles, 1958 y Braja Das, 1984).	27
Tabla 13. Definición de factores de inclinación (Adaptado de Braja Das, 1984).	28
Tabla 14. Rango de valores típicos de fricción superficial. Fuente: Budhu, 2000.	31
Tabla 15. Cronograma de actividades planteado (Elaboración propia).	37
Tabla 16. Visualización de hojas de cálculo P1 a P12 memorias de sondeos.	38
Tabla 17. Visualización de resultados de la hoja de cálculo “Corrección”. (Elaboración propia).....	41
Tabla 18. Tabla de ingreso de estratos por el usuario. (Elaboración propia).....	42
Tabla 19. Tabla de resultados de valores de ángulo de fricción y cohesión en profundidad. (Elaboración propia).....	43
Tabla 20. Resumen de parámetros geotécnicos para cada perforación. (Elaboración propia) ...	44
Tabla 21. Resumen de parámetros geotécnicos del terreno generalizado. (Elaboración propia)	44
Tabla 22. Visualización de cálculos de N para la perforación 1. (Elaboración propia).....	45
Tabla 23. Resumen de cálculos de capacidad de carga superficial. (Elaboración propia).....	46
Tabla 24. Resultados de asentamientos elásticos presentados por la cimentación superficial. (Elaboración propia).....	48

Lista de figuras

Figura 1. Tomamuestras o muestreador estándar utilizado en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT). Fuente: Braja M. Das, 1984.....	16
Figura 2. Ejecución del Ensayo de Penetración Estándar y obtención de N.....	17
Figura 3. Tipos de cimentaciones superficiales. Fuente: Modificado de Muni Budhu., 2000.....	25
Figura 4. Ilustración de capacidad por punta y fricción de una pila. Fuente: Braja Das, 1984.	29
Figura 5. Metodología propuesta para el proyecto. (Elaboración propia).....	35
Figura 6. Gráfico de N golpes vs profundidad por perforaciones. (Elaboración propia).....	40
Figura 7. Graficas de N corregido al 60% de energía vs profundidad de los sondeos 1 y 2. (Elaboración propia).....	42
Figura 8. Gráfica de capacidad portante vs profundidad e ilustración de zapata propuesta. (Elaboración propia).....	47
Figura 9. Gráfico de asentamientos inmediatos vs profundidad experimentados por la zapata. (Elaboración propia).....	48

Siglas, acrónimos y abreviaturas

NSR-10	Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente
AMVA	Área Metropolitana del Valle de Aburrá
SGC	Servicio Geológico Colombiano
POT	Plan de Ordenamiento Territorial
INVIAS	Instituto Nacional de Vías
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
AASTHO	American Association of State Highway and Transportation Officials
SPT	Ensayo de Penetración Estándar
N	Newton
kg	Kilogramo
Pa	Pascales
m	Metro
g	Gravedad
UdeA	Universidad de Antioquia

1. Resumen

En el contexto de la ingeniería geotécnica y los estudios de suelos enfocados a la construcción de futuras estructuras es preciso evaluar las propiedades y características del suelo, centrándose en la obtención de su resistencia y posibles deformaciones que sufra al soportar las cargas transmitidas por la edificación. El proyecto de prácticas académicas consta en la creación de una plantilla que calcule los factores de corrección y correlaciones geotécnicas a partir de los registros del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), lo anterior, permitirá a los ingenieros especialistas en suelos mediante el uso de la plantilla definir la estratigrafía del terreno, predimensionar sistemas de fundación, calcular los posibles asentamientos generados y verificar el cumplimiento de cada uno de estos componentes en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente (NSR-10) de forma óptima y precisa fundamentada en teorías y métodos comprobados a través de los años.

Palabras clave: Ingeniería geotécnica, estudios de suelos, Ensayo de Penetración Estándar, estratigrafía, sistema de fundación, dimensionamiento, asentamientos, ángulo de fricción, cohesión, capacidad de carga.

2. Abstract

In the context of geotechnical engineering and soil studies focused on the construction of future structures, it is necessary to evaluate the properties and characteristics of the soil, focusing on obtaining its resistance and possible deformations that it suffers when supporting the loads transmitted by the building. The academic practices project consists of the creation of a template that calculates the correction factors and geotechnical correlations from the Standard Penetration Test (SPT) records, which will allow soil engineers to use the template to define the stratigraphy of the soil, predimension foundation systems, calculate the geotechnical correlations from the SPT records, calculate the possible settlements generated and verify the compliance of each of these components in the Colombian Seismic Resistant Construction Regulation (NSR-10) in a optimal and accurate way based on theories and methods proven over the years.

Keywords: Geotechnical engineering, soil studies, Standard Penetration Test, stratigraphy, foundation system, dimensioning, settlements, friction angle, cohesion, bearing capacity.

3. Introducción

Los estudios geotécnicos enfocados a la proyección de futuros proyectos de infraestructura son un conjunto de procesos con los que se busca evaluar las características y propiedades del suelo en términos de resistencia y deformación, con el propósito de diseñar y construir estructuras en contacto con el suelo de forma segura para sus ocupantes. Según el reglamento NSR-10 los estudios geotécnicos definitivos se componen de dos grandes fases que comprenden la investigación de subsuelo que contiene el reconocimiento de campo, la exploración del subsuelo, los ensayos de campo y de laboratorio y la clasificación del terreno, y la fase de análisis y recomendaciones que consisten en los cálculos e interpretación generada por el ingeniero especialista, en la cual se evalúa la capacidad portante del suelo y se realizan las correspondientes recomendaciones respecto al tipo de cimentación a utilizar según los parámetros obtenidos en ambas fases.

En Colombia el Ensayo de Penetración Estándar es uno de los más usados para la investigación del subsuelo debido a su simplicidad en campo y bajos costos, este consiste en introducir un tubo muestreador en el terreno mediante una serie de golpes que se ejercen con un martillo de masa estándar que se deja caer desde una altura definida con el fin de imprimir una cantidad de energía específica, estos golpes deben ser contabilizados en tres intervalos de 15 cm, de los cuales los primeros son desechados y se suman los valores correspondientes a los últimos 30 cm para obtener el denominado número de golpes N, a partir del cual, se puede determinar la resistencia del suelo y establecer otros parámetros geotécnicos mediante correlaciones, como el ángulo de fricción, el módulo de elasticidad y la cohesión. Al tratarse de uno de los ensayos de medición directa del subsuelo más utilizados del mundo, gran cantidad de autores en diferentes partes del planeta han realizado estudios en los que se han determinado variantes de factores de corrección de la energía que llega al tomamuestras. Además, el método de penetración estándar SPT permite recoger muestras en campo que puedan ser llevadas al laboratorio para aplicar diferentes ensayos complementarios para obtener una investigación más precisa de las características y propiedades del perfil de suelo en estudio.

Tras la exploración de campo y el análisis del subsuelo se logra clasificar el tipo de suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS y el código American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO, adicionalmente se obtienen los parámetros

geotécnicos que definen el comportamiento físico-mecánico del terreno como cohesión, ángulo de fricción, módulo de elasticidad, peso específico, humedad, entre otros. Teniendo en cuenta los resultados obtenidos de las características del subsuelo, la exploración de campo y las cargas de la futura estructura el ingeniero especialista en suelos deberá determinar el tipo de cimentación a utilizar y definir la profundidad de desplante de la misma mediante la teoría de Terzaghi (1943) de la capacidad última de carga de cimentaciones y las modificaciones propuestas a su teoría en años posteriores por Meyerhof (1963 y 1976), Vesic (1973 y 1977) y Coyle y Castello (1981).

La empresa Abril y Asociados S.A.S. se ha dedicado principalmente al desarrollo de diseños estructurales y la consultoría para la construcción, además, de forma paralela también ha realizado estudios de suelos, sin embargo, al no ser el foco principal de la compañía no se ha avanzado lo suficiente en formatos para aumentar la eficiencia y productividad de sus empleados al momento de trabajar en este tipo de proyectos.

La idea principal del proyecto de prácticas académicas es generar una plantilla en la que se ingresen los registros de los sondeos del ensayo SPT en campo y a partir de esos datos se calculen los factores de corrección de N y las correlaciones propuestas por diferentes autores para la definición de los parámetros geotécnicos como el ángulo de fricción, la cohesión y el módulo de elasticidad. Con base en los anteriores valores obtenidos y utilizando la plantilla base el ingeniero geotecnista podrá definir los estratos encontrados en el terreno en estudio e ingresando a su vez las cargas proyectadas por la futura edificación, podrá predimensionar el sistema de fundación a utilizar, los asentamientos generados por la edificación y verificar el cumplimiento de los asentamientos diferenciales permitidos en el Título H del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10.

4. Objetivos

4.1. Objetivo general

Desarrollar un formato diseñado para alojar el procesamiento de datos del ensayo SPT y con base en ellos determinar de forma precisa las características y propiedades geotécnicas del terreno en estudio, esto con el fin de obtener la capacidad admisible del suelo y predimensionar el tipo de cimentación a usar en la estructura planificada.

4.2. Objetivos específicos

- Reducir los tiempos invertidos por el ingeniero geotecnista y auxiliares de ingeniería que inicien nuevos proyectos relacionados con el estudio de suelos para próximas edificaciones.
- Realizar descripciones al inicio de la plantilla donde se explique de forma sencilla su uso y funcionalidad para que futuros auxiliares de ingeniería e ingenieros que deseen emplearla se les facilite la comprensión optimizando procesos en la empresa.
- Generar un formato con la capacidad de comparar los resultados obtenidos a partir de las correlaciones del número de golpes N para determinar los parámetros geotécnicos básicos planteadas por diferentes autores.
- Realizar una plantilla con la capacidad de comparar las ecuaciones formuladas para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales planteadas por diversos autores.

5. Marco teórico

5.1. Geotecnia y Estudios de suelos definitivos

La geotecnia es una rama de la ingeniería civil que estudia principalmente el comportamiento de los suelos y su capacidad para soportar cargas y transmitir esfuerzos. Su objetivo principal es conocer la interacción del suelo ante esfuerzos generados por estructuras, y usar el conocimiento de sus propiedades mecánicas durante el diseño y construcción de cimentaciones garantizando la seguridad y estabilidad del elemento o edificación en términos de resistencia y deformaciones.

Braja Das (2015) define la ingeniería geotécnica de la siguiente forma: Estudio en las propiedades mecánicas e hidráulicas de suelos y rocas, tanto en superficie como en el subsuelo, incluyendo la aplicación de los principios de la mecánica de suelos y mecánica de rocas en el diseño de los cimientos, estructuras de contención y las estructuras de tierra. Los estudios geotécnicos definitivos deben comprender diferentes métodos y procedimientos técnicos que son especificados en el Ítem H.3.2 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10, información que además es ampliada en las Directrices y Lineamientos para la Elaboración de los Estudios Geológicos, Geomorfológicos, Hidrológicos, Hidráulicos Hidrogeológicos y Geotécnicos para Intervenciones en Zonas de Ladera en el Valle de Aburrá, más conocido como el “Código de Laderas del Valle de Aburrá”; en resumen un estudio geotécnico definitivo debe contener una investigación del subsuelo con los siguientes procesos:

- **Información Previa:** El ingeniero geotecnista debe hacer una recopilación de información primaria y secundaria acerca de la localización del proyecto como topografía que indiquen los perfiles de taludes representativos, puntos de interés necesarios y las curvas de nivel del terreno en estudio; información geológica y geomorfológica que permita identificar procesos morfodinámicos activos y características litológicas y estratigráficas de la zona, información hidrológica como precipitación y clima del sitio, y por último tener referencias de edificaciones existentes y la sismicidad de la región en que se ubica el proyecto. Además, también es necesario consultar información y reglamentos locales como planes de ordenamiento territoriales (POT).
- **Exploración de campo:** Consiste en la realización de sondeos que según Budhu (2011) permitan determinar la estructura geológica, que debe incluir el espesor, secuencia y extensión de los estratos del suelo, establecer las condiciones de las aguas subterráneas y obtener muestras

alteradas e inalteradas para pruebas de laboratorio; con el fin de conseguir lo expresado existen dos técnicas:

Directas: Consisten en acceder al suelo mediante excavaciones manuales (apique), perforaciones a rotación, perforaciones a percusión o golpeteo del suelo. Además, permiten la obtención de muestras del suelo para la aplicación de ensayos en un laboratorio especializado en geotecnia.

Indirectas: Son procedimientos que identifican las propiedades del subsuelo a partir de correlaciones físicas, tales como velocidad de propagación y reflexión de ondas, resistividad eléctrica y otros (AMVA, 2012).

- **Determinación de cantidad y profundidad de sondeos:** Para definir el número y profundidad de exploración del subsuelo de debe definir la categoría de la unidad de construcción como se especifica en la Tabla H.3.1-1 y a partir de las delimitaciones de la Tabla H.3.2-1 y las especificaciones de características, distribución y profundidad de los numerales H.3.2.4 y H.3.2.5 presentadas en el reglamento NSR-10 el ingeniero geotecnista se encargará finalmente de establecer la ubicación, el tipo y cantidad de sondeos que se realizarán en campo.
- **Ensayos de Laboratorio:** Para determinar las propiedades y características físico-mecánicas de los estratos pertenecientes al terreno en estudio de forma adecuada es necesario realizar los ensayos de clasificación y propiedades básicas de los suelos expuestos en H.3.3.3, que a su vez están sustentados y condicionados por la normativa del INVIAS. En casos específicos el ingeniero geotecnista podrá definir una mayor cantidad de ensayos de laboratorio dependiendo de las propiedades que considere necesario conocer de los suelos para los cálculos de cimentaciones, pavimentos o elementos de contención.

Tabla 1. Ensayos de propiedades básicas establecidos en H.3.3.3 con su respectiva norma de INVIAS. (Elaboración propia)

<i>Ensayo</i>	<i>Norma</i>
<i>Gravedad específica</i>	<i>INV-E-128-13</i>
<i>Contenido de humedad natural</i>	<i>INV-E-122-13</i>
<i>Lavado sobre malla N°200</i>	<i>INV-E-214-13</i>
<i>Límite Líquido</i>	<i>INV-E-125-13</i>
<i>Límite Plástico e índice de plasticidad</i>	<i>INV-E-126-13</i>
<i>Determinación del tamaño de partículas</i>	<i>INV-E-123-13</i>
<i>Compresión inconfiada de suelo</i>	<i>INV-E-152-13</i>
<i>Ensayo de corte directo consolidado drenado (CD)</i>	<i>INV-E-154-13</i>

5.2. Ensayo de Penetración Estándar

El Ensayo de Penetración Estándar es uno de los más utilizados como método de exploración directa en Colombia, probablemente se deba a sus bajos costos y sencillez de ejecución en campo. Bowles (1958) lo define de la siguiente forma: El método ha sido estandarizado desde 1958, con varias revisiones (ASTM D-1586) y consiste en hincar un tomamuestras partido de 45 cm de largo (Figura 1) colocado al extremo de una varilla, por medio de un peso (martillo) de 63.5 kg que se deja caer "libremente" desde una altura de 76 cm (Figura 2), anotando los golpes necesarios para penetrar cada 15 cm. Este procedimiento se ejecuta en tres tandas de 15 cm completando una profundidad de hincado de 45 cm que se repetirá cada metro de suelo perforado.

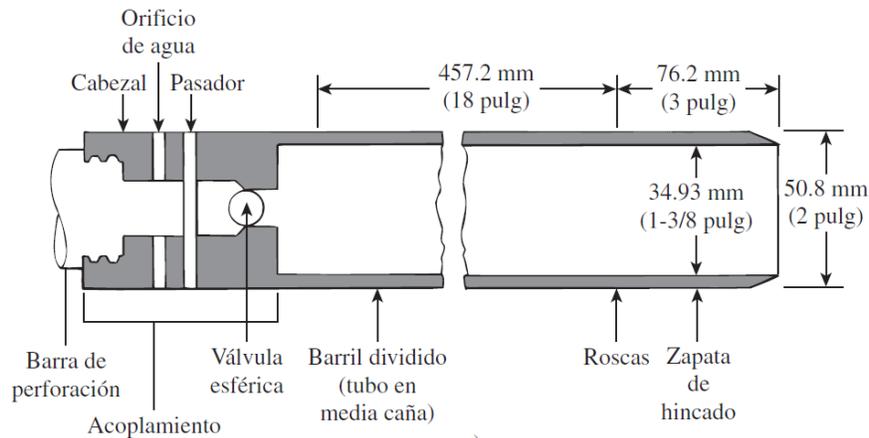


Figura 1. Tomamuestras o muestreador estándar utilizado en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT). Fuente: Braja M. Das, 1984

La suma de los golpes anotados en las últimas dos tandas, es decir en los 30 cm finales de hincado se denomina número total de golpes o valor normalizado de penetración N , el cual, es corregido por energía y posteriormente usado para obtener correlaciones de los parámetros geotécnicos del terreno en estudio.

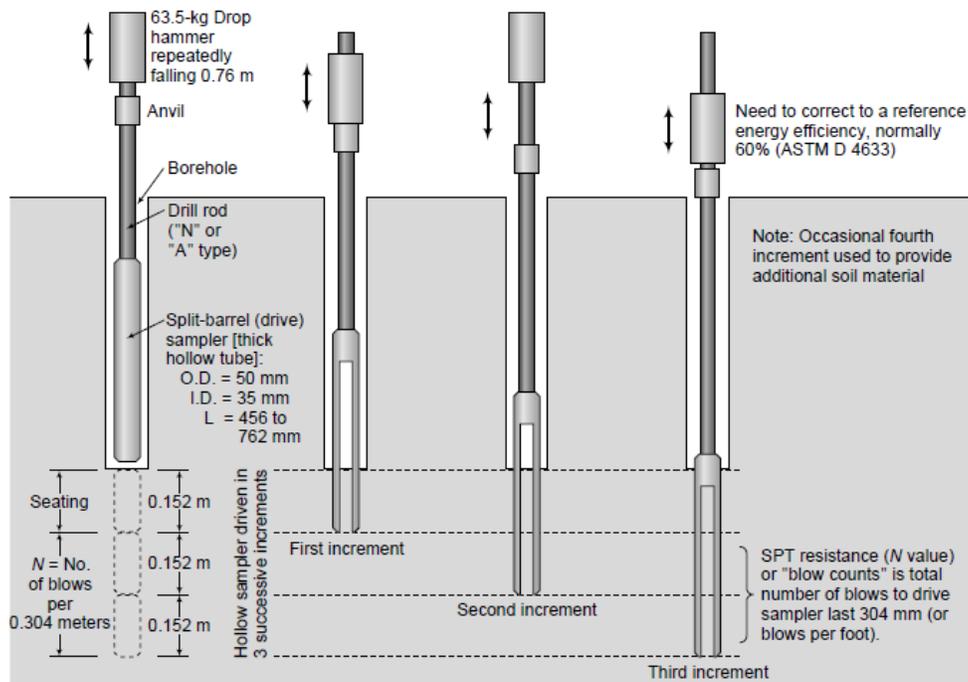


Figura 2. Ejecución del Ensayo de Penetración Estándar y obtención de N .
Fuente: Paul Mayne, Georgia Tec – Muni Budhu, 2000.

Existen tres casos en los cuales el ensayo muestra rechazo:

- 1) N es mayor a 50 golpes en alguna de las tres tandas de 15 cm.
- 2) N es igual a 100 golpes por pie.
- 3) No hay avance de hincado luego de 10 golpes.

5.2.1. Corrección por energía del ensayo SPT

Pese a ser un ensayo estandarizado existen varios factores en campo que pueden generar variaciones en la energía que finalmente llega al tomamuestras y que a su vez modifican el valor de N . Entre estos factores se encuentran la eficiencia del martinete SPT, el diámetro de la perforación, el método de muestreo y la longitud de la barra (Skempton, 1986; Seed et al., 1985). Se aplican varias correcciones a los valores de N para tener en cuenta las pérdidas de energía ocasionadas por los factores mencionados anteriormente, por ende, la eficiencia energética del ensayo de penetración estándar SPT se puede expresar así:

$$E_r(\%) = \frac{\text{Energía total del martillo al muestreador}}{\text{Energía de entrada}} * 100 \quad (1)$$

$$\text{Energía teórica de entrada} = Wh = 0.623 \text{ kN} * 0.76 \text{ m} = 0.474 \text{ kNm}$$

$$W = \text{Peso del martillo} = 0.623 \text{ kN}$$

$h = \text{Altura de caída} = 0.76 \text{ mm}$

Braja Das (1984) menciona que en el campo, la magnitud de Er puede variar de 30 a 90%. La práctica estándar actual en Estados Unidos es expresar el valor N para una relación energética promedio de 60% (N_{60}), con la anterior premisa se obtienen la siguiente ecuación.

$$N_{60} = \frac{N \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4}{60} \quad (2)$$

N_{60} = Número de penetración estándar corregido al 60% de energía

N = Número de golpes en campo (SPT)

η_1 = Eficiencia (energía) del martillo (%)

η_2 = Corrección por longitud de la barra

η_3 = Corrección del muestreador

η_4 = Corrección del diámetro de la perforación

Los factores de corrección η_1, η_2, η_3 y η_4 se definen en las tablas (Braja Das, 1984) que se presentan a continuación:

Tabla 2. Factor de corrección por energía del martillo. Modificado de: Braja Das, 1984

1. Variación de η_1 Factor por energía de martillo			
País	Tipo de Martinete	Liberación de Martinete	η_{1E} (%)
Japón	Toroide	Caída libre	78
Estados Unidos	Toroide	Cuerda y polea	67
	Toroide	Cuerda y polea	60
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45

Tabla 3. Factor de corrección por longitud de la barra. Fuente: Braja Das, 1984

2. Variación de η_2 Factor por longitud	
Longitud de la barra (m)	η_2
>10	1.00
6-10	0.95
4-6	0.85
0-4	0.75

Tabla 4. Factor de corrección por muestreador. Fuente: Braja Das, 1984

3. Variación de η_3 Factor por muestreador	
Tipo de muestreador	η_3
Estándar	1.00
Con recubrimiento para arena y arcillas densas	0.80

Con recubrimiento para arena suelta	0.90
-------------------------------------	------

Tabla 5. Factor de corrección por diámetro del agujero. Fuente: Braja Das, 1984

4. Variación de η_4 Factor por diámetro	
Diámetro del agujero (m)	η_4
60 - 120	1.00
150	1.05
200	1.15

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad (3)$$

$(N_1)_{60}$ = Valor de N_{60} corregido a un valor estándar

C_N = Factor de corrección

N_{60} = Valor de N obtenido a partir de la exploración de campo

Aunque es común utilizar la corrección de energía al 60% existen numerosos autores que han presentados valores de energía diferentes para cada país, por ejemplo, para Colombia González (1999) establece una corrección de energía del 45%, la cual es posible hallar mediante la siguiente relación que funciona con la preselección de una energía formulada.

$$N_{e1} = N_{e2} * \left(\frac{e_2}{e_1}\right) \quad (4)$$

A partir del Ensayo de Penetración Estándar han surgido correlaciones propuestas por diferentes autores para determinar parámetros geotécnicos de interés. A partir de estas correlaciones se obtienen resultados razonables útiles iniciales, especialmente para materiales granulares o intermedios, siendo menos aproximados para materiales cohesivos (González, 1999).

5.3. Tipo de Perfil de Suelo según NSR-10

Determinar el tipo de perfil de suelo es fundamental para evaluar la amenaza sísmica de la ubicación donde se ejecuta el proyecto. Esto se debe a que los sismos interactúan de forma diferente dependiendo al tipo de suelo, afectando la aceleración directa del suelo, la amplitud de las ondas sísmicas y la respuesta estructural de un edificio. Además, los ingenieros estructurales utilizan la información del tipo de perfil de suelo para determinar el espectro elástico de aceleraciones de diseño especificado en el ítem A.2.6. del reglamento NSR-10 a partir de los coeficientes de

amplificación que afectan la aceleración en la zona de periodos cortos y periodos intermedios debida a los efectos de sitio F_a y F_v respectivamente.

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla A.2.4-1. Los parámetros geotécnicos utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A a E (NSR, 2010). Es posible determinar el tipo de perfil de suelo mediante dos métodos, el primero consta en la obtención de la velocidad media de la onda de cortante \bar{v}_s usando el ensayo de línea sísmica en campo y el segundo con el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar \bar{N} .

En este caso al profundizar en el Ensayo de Penetración Estándar solo se presentará la forma de calcular el número medio de golpes \bar{N} y no se indagará en el método a partir de la velocidad de onda cortante \bar{v}_s . La siguiente ecuación (A.2.4-2) permite hallar \bar{N} indiferente de si el perfil de suelo en estudio está conformado por suelos cohesivos o friccionantes:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (5)$$

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 (NSR – 10).

Una vez, se determina el valor de \bar{N} es necesario dirigirse a la Tabla A.2.4-1 donde se explica la clasificación de los perfiles de suelo:

Tabla 6. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente: Tabla A.2.4-1, NSR-10.

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 $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
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)	

Es posible observar que a partir de \bar{N} el suelo de máxima clasificación a utilizar es Tipo C, esto se debe a la baja precisión y posibles variaciones que se generen durante la realización del ensayo de penetración estándar. Adicionalmente, en el Ítem A.2.4.5.3 se especifica que en caso de contar con \bar{v}_s prevalecerá la clasificación basada en ese criterio por encima de la clasificación obtenida con \bar{N} .

El reglamento NSR-10 resume el procedimiento de clasificación en tres pasos:

Paso 1: Debe verificarse si el suelo se clasifica tipo F, en cuyo caso se debe realizar un estudio sísmico particular de clasificación en el sitio, por parte de un ingeniero geotecnista siguiendo los lineamientos de A.2.10.

Paso 2: Debe establecerse la existencia de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 50 Kpa (0.50 kgf/cm²) un contenido de agua, **w**, mayor del 40%, y un índice de plasticidad, **IP**, mayor de 20.

Si hay un espesor total, H , de 3 metros o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones el perfil se clasifica como tipo E.

Paso 3: El perfil se clasifica utilizando uno de los tres criterios: \bar{v}_s , \bar{N} , o la consideración conjunta de \bar{N}_{ch} y \bar{S}_u . En la tabla A.2.4-2 se resume los tres criterios para clasificar el perfil de suelo tipo C, D o E.

Tabla 7. Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo C, D o E.

Fuente: Tabla A.2.4-2, NSR-10.

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)

5.4. Correlaciones del Ensayo de Penetración Estándar

5.4.1. Ángulo de fricción

Parámetro geotécnico a partir del cual se mide la resistencia al deslizamiento entre partículas de suelo en un terreno específico, se forma entre la horizontal y una superficie de falla o plano de falla dentro del suelo y está relacionado con la interacción entre las partículas del terreno y su capacidad para mantenerse en equilibrio ante fuerzas externas. Los tipos de suelos que cuentan con mayores ángulos de fricción son las gravas y arenas por ello a menudo son llamados suelos granulares o friccionantes.

El ángulo de fricción interno del suelo se ha correlacionado con el Numero de golpes corregidos al 60% de energía N_{60} o $N1_{60}$ principalmente en Estados Unidos, sin embargo, numerosos autores han realizado correcciones para diferentes naciones y porcentajes de energía como se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8. Correlaciones para el ángulo de fricción presentadas para diferentes porcentajes de energía. (Elaboración propia)

Autor	Año	Correlación
Terzaghi y Peck:	1948	$\phi_{eq} = 28.50 + 0.25(N_1)_{45}$
Peck, Hanson y Thornburn:	1953	$\phi_{eq} = 26.25 \left[2 - e^{\left(-\frac{(N_1)_{45}}{62}\right)} \right]$
Kishida:	1969	$\phi_{eq} = 15 + \sqrt{20(N_1)_{72}}$
Schmertmann:	1970	$\phi_{eq} = \tan^{-1} \left[\left(\frac{(N_1)_{60}}{43.30} \right)^{0.34} \right]$

<i>JRB:</i>	1986	$\phi_{eq} = 15 + \sqrt{15 * (N_1)_{72}}$
<i>Hatanaka y Uchida</i>	1996	$\phi_{eq} = 20 + \sqrt{12.5 * (N_1)_{45}}$
<i>JNR:</i>	1999	$\phi_{eq} = 27 + 0.30 * (N_1)_{72}$

5.4.2. Cohesión

Es un parámetro geotécnico que estima la capacidad de las partículas de suelo de mantenerse unidas, mantiene junta la estructura del suelo y depende principalmente de las características geo-mecánicas del mismo. Por lo general, se expresa en unidades de esfuerzo. Berry & Reid (1987) mencionan que los suelos cohesivos generalmente poseen una relación de vacíos mayor a la de los suelos granulares, la relación de vacíos es una medida que expresa la relación entre los vacíos en el suelo y el volumen total, entre mayor sea la relación de vacíos más espacio existirán entre sus partículas y por ende más suelto estará el suelo.

Procedimiento para obtener la cohesión del suelo a partir del Número de Golpes N obtenido en el Ensayo de Penetración Estándar SPT (Gonzalez, 1999):

- a) Obtener el valor de N en campo, con la profundidad respectiva e identificar el tipo de suelo en el cual se hizo el ensayo.
- b) Obtener o estimar el valor del peso unitario total de la muestra, preferentemente en el sitio.
- c) Obtener lo más fiablemente posible la posición del nivel freático.
- d) Calcular el valor de los esfuerzos totales (σ), la presión de poros (u_w) y los esfuerzos efectivos $\sigma' = \sigma - u_w$ para toda la columna de ensayo.
- e) Se obtiene el valor de ϕ_{eq} con la fórmula de Kishida.
- f) Se calcula el valor de $\tau = \sigma' \tan(\phi_{eq})$.
- g) Se agrupan los valores de τ y σ' por tipos de materiales.
- h) Se hace la regresión τ vs σ' para cada tipo de material y se obtienen c' y $\tan\phi'$. Si en la regresión resulta $c' < 0$, se obliga a la regresión a pasar por cero.
- i) Se puede obtener el ϕ' mínimo de cada material haciendo $\phi' \text{ mínimo} = \phi_{eq} \text{ ' mínimo}$.
- j) Se colocan los resultados en un diagrama $c' - \tan\phi'$ y si son materiales del mismo origen geológico, los puntos normalmente se alinean en forma aproximada.

De igual forma, existen correlaciones que estiman la cohesión no drenada c_u , que es utilizada cuando el suelo en estudio está constituido por arcillas saturadas, esto se debe a que al aplicar cargas que generen deformaciones rápidas sobre estos suelos se presentan aumentos en la presión de poros, y de esta forma, la carga es inicialmente soportada por el agua lo que impide el

drenaje del agua en el proceso de corte. Algunas de las correlaciones existentes en la actualidad de la cohesión no drenada a partir de N son:

Tabla 9. Correlaciones para la cohesión no drenada presentadas. (Elaboración propia)

<i>Autor</i>	<i>Año</i>	<i>Correlación</i>
<i>Terzaghi y Peck:</i>	<i>1948</i>	$c_u = N_{60} * 6.25$
<i>Hara et al.</i>	<i>1971</i>	$c_u = 29 * N_{60}^{0.72}$
<i>Stroud</i>	<i>1974</i>	$c_u = N_{60} * 4.40$
<i>Department of Navy</i>	<i>1982</i>	$c_u = N_{60} * 5.98$

5.5. Cimentaciones

Las cimentaciones son usadas para transmitir las cargas generadas por estructuras móviles o fijas al terreno de forma segura, es decir sin exceder la presión admisible del suelo sobre el que se encuentra soportada.

Los dos procedimientos existentes para el cálculo de capacidad de carga de cimentaciones son: el diseño por esfuerzos admisible o por sus siglas en ingles ASD y el diseño del factor de carga y resistencia LRFD (Budhu, 2000).

ASD: Consiste en determinar la resistencia de la carga última (esfuerzo), y luego se divide por un factor de seguridad (FS) para obtener la carga admisible última de la cimentación.

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \quad (6)$$

LRFD: Se basa en métodos de confiabilidad que consideran las incertidumbres en las cargas, la resistencia del suelo, el método de análisis y la construcción. Las cargas se multiplican por factores de carga, generalmente mayores que uno en diferentes combinaciones, y la resistencia última del suelo se multiplica por un factor, denominado factor de rendimiento, generalmente menor que uno.

Es importante mencionar que según el Ítem A.1.3.5 del Reglamento NSR-10, al calcular los esfuerzos sobre el suelo de cimentación y realizar el dimensionamiento inicial a partir de las cargas de la estructura proyectada se emplearán las combinaciones de carga para el método de esfuerzos de trabajo o estado límite de servicio expuestas en el ítem B.2.3.

Bowles (1958) describe el proceso de diseño de cimentaciones de la siguiente forma:

1. Ubicar la cimentación en el espacio y tener información acerca de las cargas que transmitirá.
2. Inspeccionar y obtener información secundaria acerca de las condiciones del subsuelo en búsqueda de indicios geológicos que se deban tener en cuenta durante el diseño.
3. Establecer el programa de exploración sobre el terreno, establecer los ensayos necesarios para la investigación del subsuelo y los ensayos de laboratorio necesarios para obtener una caracterización adecuada.
4. Determinar los parámetros de diseño del suelo necesarios basándose en la integración de datos de los ensayos, principios científicos y el carácter ingenieril a partir de la experiencia.
5. Diseñar la cimentación en base a los parámetros obtenidos en el paso 4. La cimentación debe ser económica y tener en cuenta las prácticas de construcción utilizadas en la región donde se empleará.

5.5.1. Cimentaciones superficiales

Se caracterizan por estar ubicadas a poca profundidad bajo la superficie del terreno, se utilizan cuando las cargas de la estructura a transmitir son relativamente bajas o el estrato del perfil de suelo en el cual se apoyan, cuentan con una resistencia adecuada para permitir su uso. Entre las más típicas se encuentran losas de fundación, vigas de fundación o zapatas (individuales, corridas o combinadas).

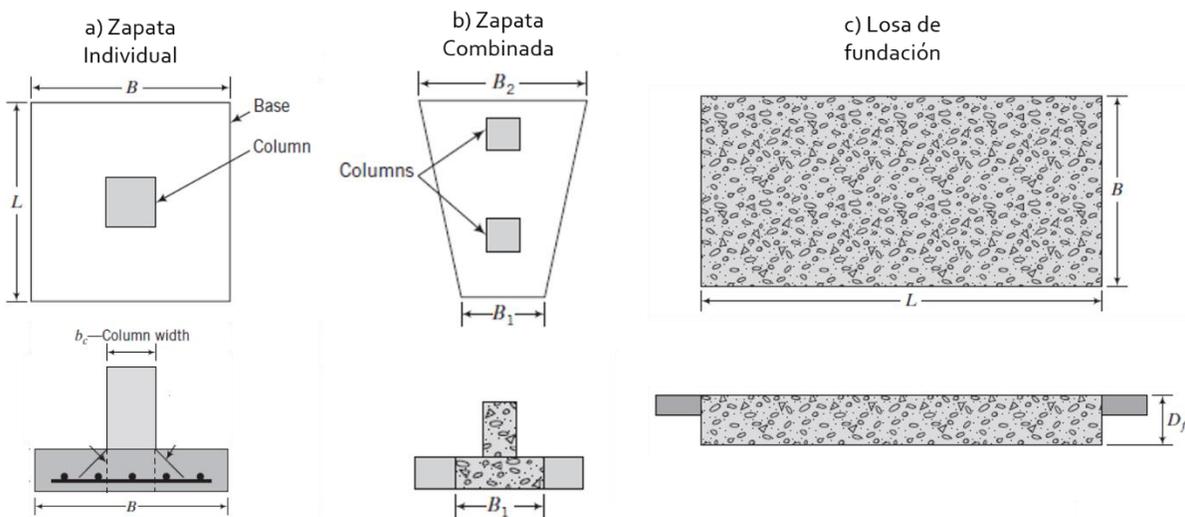


Figura 3. Tipos de cimentaciones superficiales. Fuente: Modificado de Muni Budhu., 2000.

Terzaghi presento por primera vez una teoría para calcular la capacidad de carga en cimentaciones superficiales (basadas en el equilibrio limite), utilizando las dimensiones de la fundación, peso unitario del suelo, esfuerzos sobre el suelo, la cohesión y tres factores adimensionales que son funciones del ángulo de fricción, mediante la siguiente ecuación:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (7)$$

c' = Cohesión del suelo

γ = Peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$ | siendo D_f la profundidad de desplante

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga adimensionales y función del ángulo de fricción ϕ

Tras los primeros aportes de Terzaghi, se fueron realizando modificaciones para tener en cuenta factores como la variación del nivel freático, las dimensiones de posibles cimentaciones rectangulares, la resistencia al cortante a lo largo de la superficie de falla y la posible inclinación de la carga transmitida a la cimentación, por lo cual, Meyerhof (1963) presenta la ecuación general para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad (8)$$

En la ecuación es posible observar los mismos parámetros que componían la ecuación de Terzaghi adicionando productos de factores F que cuentan con dos subíndices el primero indicando el componente al que pertenecen $c = \text{cohesión}$, $q = \text{esfuerzo efectivo}$, $\gamma = \text{peso unitario}$ y el segundo indicando el tipo de factor siendo F_s factores de forma, F_d factores de profundidad y F_i factores de inclinación.

Adicionalmente, los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ son definidos por diferentes autores, donde las ecuaciones se conforman de constantes multiplicadas por el ángulo de fricción del suelo.

Tabla 10. Ecuaciones para definir los factores de capacidad de carga (Adaptado de Bowles, 1958).

	Factor N_q	Factor N_c	Factor N_γ
Terzaghi	$N_q = \frac{e^2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)}$	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{Kpy}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi$
Meyerhof	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$

Hansen	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi$
Vesic	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_\gamma = 2.0 (N_q - 1) \tan \phi$

Los factores por corrección de forma son definidos por dos autores Meyerhof (1963) y DeBeer (1970) de la siguiente manera:

Tabla 11. Definición de factores de forma (Adaptado de Bowles, 1958 y Braja Das, 1984).

		Factor F_{cs}	Factor F_{qs}	Factor $F_{\gamma s}$
DeBeer		$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$	$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi'$	$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$
Meyerhof	$\phi > 10^\circ$	$F_{cs} = 1 + 0.2 Kp \left(\frac{B}{L} \right)$	$F_{qs} = 1 + 0.1 Kp \left(\frac{B}{L} \right)$	$F_{\gamma s} = 1 + 0.1 Kp \left(\frac{B}{L} \right)$
	$\phi = 0^\circ$	$F_{cs} = 1 + 0.2 Kp \left(\frac{B}{L} \right)$	$F_{qs} = 1$	$F_{\gamma s} = 1$

Los factores por corrección de profundidad son establecidos a su vez por Meyerhof (1963) y Hansen (1970).

Tabla 12. Definición de factores de profundidad (Adaptado de Bowles, 1958 y Braja Das, 1984).

		Factor F_{cd}	Factor F_{qd}	Factor $F_{\gamma d}$	
Meyerhof	$\phi = 0^\circ$	$F_{cd} = 1 + 0.2 \sqrt{Kp} \frac{D}{B}$	$F_{qd} = 1 + 0.1 \sqrt{Kp} \frac{D}{B}$	$F_{\gamma d} = 1 + 0.1 \sqrt{Kp} \frac{D}{B}$	
	$\phi > 10^\circ$	$F_{cd} = 1 + 0.2 \sqrt{Kp} \frac{D}{B}$	$F_{qd} = 1$	$F_{\gamma d} = 1$	
Hansen	$\frac{D}{B} < 1$	$\phi = 0^\circ$	$F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B} \right)$	$F_{qd} = 1$	$F_{\gamma d} = 1$
		$\phi > 10^\circ$	$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi}$	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B}$	$F_{\gamma d} = 1$
	$\frac{D}{B} > 1$	$\phi = 0^\circ$	$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right)$	$F_{qd} = 1$	$F_{\gamma d} = 1$
		$\phi > 10^\circ$	$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi}$	$F_{qd} = \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right)$	$F_{\gamma d} = 1$

Y por último, los factores por corrección de inclinación que fueron definidos por Meyerhof, teniendo en cuenta que β° es el ángulo de inclinación de la carga que se extiende a través de la columna que finalmente la transmite a la cimentación.

Tabla 13. Definición de factores de inclinación (Adaptado de Braja Das, 1984).

	Factor F_{ci}	Factor F_{qi}	Factor $F_{\gamma i}$
Meyerhof	$F_{ci} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi^\circ}\right)$

Además, a los datos y parámetros que se tienen en cuenta en la ecuación general, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10, exige en el Item H.4.2.1 que durante los cálculos se tengan en cuenta condiciones adicionales como:

- Posición del nivel freático más desfavorable durante la vida útil de la construcción.*
- Excentricidades de las columnas respecto al centroide geométrico de la cimentación.*
- Influencia de estratos de suelos blandos bajo los cimientos.*
- Influencia de taludes próximos a los cimientos.*
- Suelos susceptibles a la pérdida parcial o total de su resistencia.*
- Existencia de galerías, cavernas, grietas o socavones.*

El Reglamento NSR-10 indica lo siguiente: la capacidad admisible de diseño para la cimentación deberá ser el menor valor entre el esfuerzo límite de falla, reducido por el factor de seguridad y el que produzca los asentamientos iguales a los máximos permitidos. Por ello, es claro definir que la capacidad de carga de una cimentación, no solo depende de los esfuerzos límites de falla sino también de los esfuerzos generados durante el asentamiento máximo producido.

5.5.2. Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas se utilizan cuando las cargas de la estructura sobre la misma son elevadas o cuando el terreno sobre el cual se apoya la edificación no es adecuado para soportar las altas cargas transmitidas por la cimentación, es decir, son usadas cuando una cimentación superficial no garantiza la estabilidad y seguridad de la obra. Las pilas y pilotes son las cimentaciones profundas más utilizadas en la construcción.

Las cimentaciones profundas trabajan por fricción (rozamiento con el suelo) y por punta (soporte generado por el área de la punta), la ecuación de capacidad de carga para cimentaciones profundas (se genera a partir de la ecuación de Terzaghi para cimentaciones superficiales en 1943) se presenta a continuación:

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (9)$$

Q_p = Capacidad por punta de la pila

Q_s = Capacidad por fricción de la pila

$W_p = \text{Peso de la pila}$

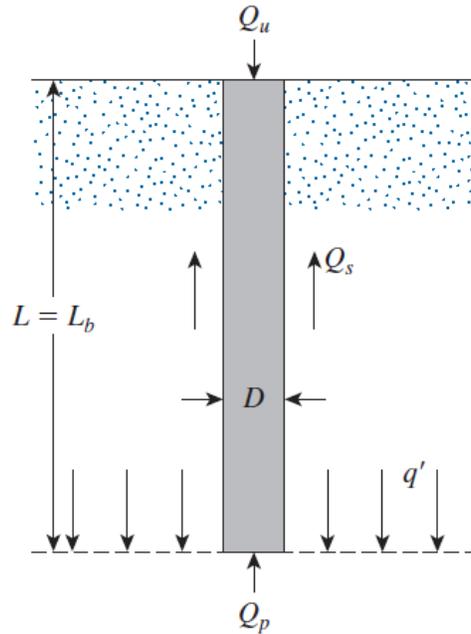


Figura 4. Ilustración de capacidad por punta y fricción de una pila. Fuente: Braja Das, 1984.

En la cual, la capacidad de carga aportada por la punta de la pila se obtiene de la ecuación básica de capacidad de carga para cimentaciones superficiales desarrollada por Terzaghi, realizando variaciones principalmente en los factores adimensionales de capacidad de carga N_c^*, N_q^* .

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*) \quad (10)$$

$A_p = \text{Área de la punta de la pila}$

$c' = \text{Cohesión del suelo que soporta la punta de la pila}$

$q_p = \text{Resistencia unitaria de punta}$

$q' = \text{Esfuerzo vertical efectivo a nivel de la punta de la pila}$

$N_c^*, N_q^* = \text{Factores de capacidad de carga que son función del ángulo de fricción } \phi$

Existen numerosas expresiones que definen el factor N_q^* , que según Budhu (2000) pueden generar variaciones en el resultado de la capacidad de carga de la pila hasta de un 900%, por ello, es fundamental definir de forma correcta la ecuación a utilizar. Janbu en 1976 desarrolló una fórmula conservativa para suelos cohesivos y granulares que evita posibles aumentos en la capacidad de carga que no sean representativas de la respuesta del suelo bajo la punta de la pila o pilote.

$$N_q^* = \left(\tan\phi' + \sqrt{1 + \tan^2\phi'} \right)^2 e^{(2\psi\tan\phi')} \quad (11)$$

Janbu recomendó que para suelos blandos y compresibles, ψ no debe exceder $\pi/3$, mientras que para suelos densos, suelos de grano grueso, el ψ no debe exceder $\pi/2$ (Budhu, 2000).

Para N_c^* se usará la siguiente expresión:

$$N_c = 9 \text{ para } \frac{L}{D} > 3, \quad N_c = 6 \text{ para los demás casos} \quad (12)$$

A continuación, se presenta la fórmula general para obtener la capacidad de carga relacionada a la fricción entre la pila y el terreno.

$$Q_s = \Sigma p \Delta L f \quad (13)$$

p = Perímetro de la sección de la pila

ΔL = Longitud incremental de la pila

f = Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad

f Es posible definirlo a partir de dos procedimientos conocidos como Método α y Método β , la selección de estos depende principalmente del tipo de suelo que se encuentre en el terreno.

Método Alfa (α): Se usa principalmente para estimar la capacidad de carga a corto plazo en suelos de grano fino, se basa en un análisis de tensiones totales que consiste en usar el coeficiente α para relacionar la resistencia al corte no drenado S_u con la tensión adhesiva f_s a lo largo del fuste de la pila o pilote (Budhu, 2000).

$$\alpha = C \left(\frac{\sigma'_o}{C_u} \right)^{0.45} \quad (14)$$

σ'_o = Esfuerzo vertical efectivo promedio

$C = 0.4$ para pilas o pilotes perforadas y $C = 0.5$ para pilotes hincados

Teniendo en cuenta el coeficiente alfa la ecuación general para obtener la capacidad por fricción de pilas o pilotes se transforma en:

$$f = \alpha C_u \quad (15)$$

$$Q_s = \alpha C_u p \Delta L \quad (16)$$

Método Beta (β): En este caso la resistencia unitaria por fricción se puede determinar a partir de esfuerzos efectivos, se usa en casos donde el suelo en estudio sea granular o contenga un comportamiento friccionante. Para hallar el coeficiente β primero se deben conocer el coeficiente

K y el valor de fricción superficial (Interfacial) ϕ'_i que dependen del ángulo de fricción y el material de la pila o pilote respectivamente.

$$K = 1 - \text{sen}\phi' \text{ (Para suelos granulares y suelos cohesivos normalmente consolidados)}$$

Tabla 14. Rango de valores típicos de fricción superficial. Fuente: Budhu, 2000.

Material	Acero	Concreto	Madera
ϕ'_i	$\frac{2}{3}\phi' \text{ a } 0.8\phi'$	$0.9\phi' \text{ a } 1.0\phi'$	$0.8\phi' \text{ a } 1.0\phi'$

$$\beta = (1 - \text{sen}\phi')\tan\phi'_i \quad f = \beta\sigma'_o \quad (17)$$

Mediante este método la ecuación de capacidad de carga por fricción adopta la siguiente forma:

$$Q_s = fp\Delta L \quad (18)$$

5.6. Asentamientos

Los asentamientos se refieren a cambios en el nivel de una edificación debido a la compresión gradual del suelo sobre el cual fue cimentada, la magnitud de los asentamientos depende de varios factores como el tipo del suelo, la capacidad de carga del suelo, la carga aplicada por la estructura, el tipo de cimentación seleccionada y las técnicas constructivas utilizadas. Esta compresión que sufre el terreno es inevitable, sin embargo, se debe generar de forma progresiva, moderada y uniforme originando que la estructura reduzca su nivel inicial de forma homogénea y sin sobrepasar la capacidad de servicio de estado límite de la cimentación.

Los asentamientos totales que sufren las estructuras están compuestos por dos procesos individuales que ocurren en mayor o menor magnitud dependiendo de las propiedades del suelo, estas se denominan asentamientos inmediatos o asentamientos por consolidación.

- Los asentamientos inmediatos o elásticos: como su nombre lo indica son aquellos que suceden una vez el suelo inicia a ser cargado por el peso de la edificación en construcción, en este caso la compresión del terreno se debe a la capacidad del suelo de deformarse ante la presión impuesta por carga aplicada, cuando la carga se mantiene constante, la deformación elástica disminuye gradualmente hasta que el terreno alcanza un estado de

equilibrio. Para calcular estos asentamientos es posible utilizar la teoría de la elasticidad (Budhu, 2000), por ello en algunos textos se les conoce como asentamientos elásticos.

- **Los asentamientos por consolidación:** Es el resultado del cambio de volumen en un suelo cohesivo saturado debido a la expulsión de agua intersticial, el asentamiento de consolidación es dependiente del tiempo (Braja Das, 1985). Esta dependencia del tiempo se debe a que, tras la aplicación de la carga, el agua es expulsada de forma gradual y a su vez, las partículas del terreno se ajustan y comprimen hasta llenar los espacios vacíos que antes ocupaba el líquido, a este proceso se le conoce como consolidación y se produce principalmente en arcillas.

Además, existen diferentes métodos y ecuaciones para el cálculo de los asentamientos elásticos para cimentaciones superficiales o para cimentaciones profundas (Basadas en la Ley de Hooke).

5.6.1. Asentamientos elásticos en cimentaciones superficiales

El primero en formular una ecuación para este tipo de cimentaciones fue Boussinesq (1885) quien consideró una carga puntual en la superficie de un semi-espacio semi-infinito, homogéneo, isotrópico, ingravido, y elástico. Esta ecuación inicial fue modificada por Timoshenko & Goodier (1951) y posteriormente por Bowles (1987) hasta obtener la ecuación que se muestra a continuación:

$$S_e = q_o (\alpha B') \frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_s I_f \quad (19)$$

q_o = Presión neta aplicada sobre la cimentación

μ_s = Relación de Poisson del suelo

E_s = Módulo de elasticidad promedio del suelo debalo de la cimentación
[entre 0 y 5 m de profundidad máxima]

$B' = \frac{B}{2}$ para el centro de la cimentación y B para una esquina.

I_s = Factor de forma (Steinbrenner, 1934)

El factor de forma I_s se determina a partir de gran cantidad de factores $F_1, F_2, A_0, A_1, A_2, m'$ y n' que dependen de la geometría de la cimentación superficial (largo L y ancho B) y del espesor de la capa de suelo H sobre la cual se cimentará. A continuación se presenta

las ecuaciones para calcular I_s en asentamientos en el centro de la cimentación en el orden en el que deben ser usadas.

$$m' = \frac{L}{B} \quad A_0 = m' \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1})\sqrt{m'^2 + n'^2}}{m'(1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})}$$

$$n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)} \quad A_1 = \ln \frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1})\sqrt{1 + n'^2}}{(m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})} \quad A_2 = \frac{m'}{(n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})}$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi}(A_0 + A_1)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1}(A_2) \quad I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu}(F_2)$$

Ecuaciones (20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27)

5.6.2. Asentamientos elásticos en cimentaciones profundas

Al igual que la ecuación para las cimentaciones superficiales, las ecuaciones del asentamiento total en cimentaciones profundas se basan en el método de Boussinesq (1885), teniendo en cuenta adicionalmente los asentamientos causados en la punta y fuste de la pila, como se muestra a continuación:

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \quad (28)$$

$S_{e(1)}$ = Asentamiento elástico de la pila

$S_{e(2)}$ = Asentamiento de la pila causado por la carga en la punta

$S_{e(3)}$ = Asentamiento de la pila causado por la carga transmitida a lo largo del fuste

A partir de la mecánica de materiales específicamente de la Ley de Hooke, el asentamiento elástico de la pila se define de la siguiente forma:

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \varepsilon Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (29)$$

Q_{wp} = Carga soportada en la punta de la pila

Q_{ws} = Carga soportada por la resistencia por fricción (superficial)

A_p = Área de la sección transversal de pila

L = Longitud de la pila

E_p = Módulo de elasticidad del material de la pila

El asentamiento de la pila causado por la carga en la punta y por la fricción en el fuste se expresa respectivamente:

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp} \quad (30)$$

D = Ancho o diámetro de la pila

q_{wp} = Carga puntual por área unita en la punta de la pila

E_s = Módulo de elasticidad del suelo en o debajo de la punta de la pila

μ_s = Relación de Poisson del suelo

I_{wp} = Factor de influencia = 0.85 (Braja Das, 1984)

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (31)$$

p = Perímetro de la pila

L = Longitud empotrada de la pila

I_{ws} = Factor de influencia

El factor de influencia I_{ws} se obtiene de relaciones empíricas (Vesic, 1977).

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (32)$$

6. Metodología

De acuerdo con el objetivo general, los específicos y el alcance planteado en el proyecto, se establece la metodología en la cual se acoplan las actividades por medio de cinco fases.

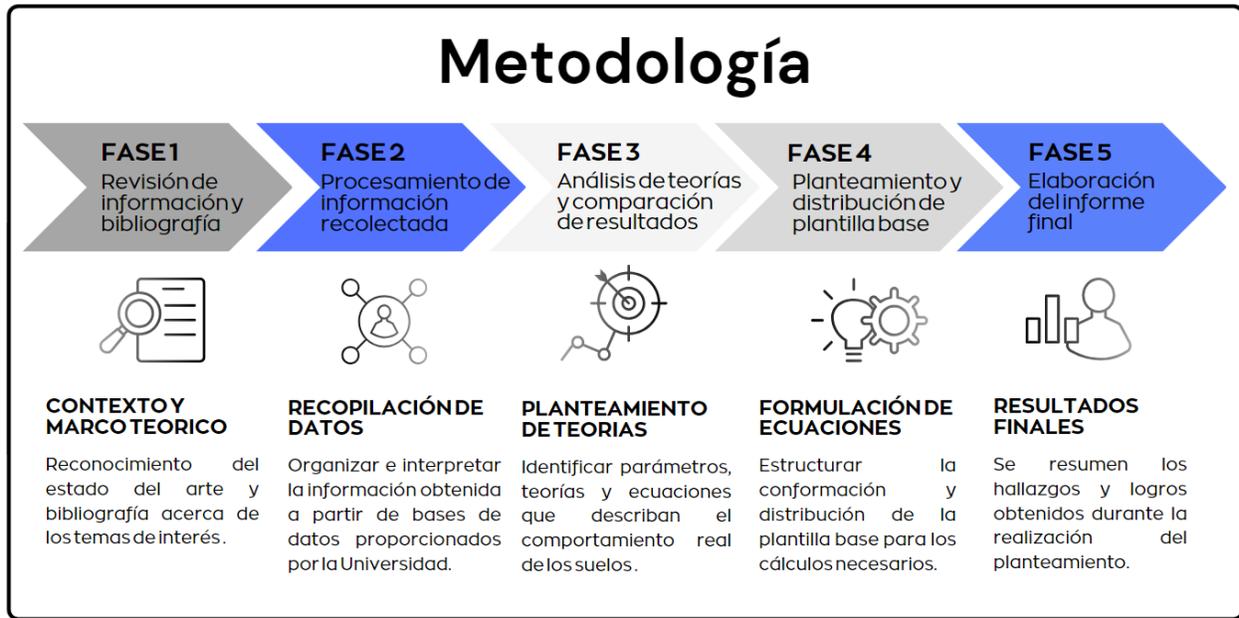


Figura 5. Metodología propuesta para el proyecto. (Elaboración propia)

- **Fase 1: Revisión de información y bibliografía:** Inicialmente se recopila y se realiza una revisión bibliográfica mediante la identificación de literatura como artículos científicos, artículos de investigación, libros, textos académicos y recursos relevantes obtenidos a través de bases de datos académicas, bibliotecas digitales y el repositorio universitario. Esta fase es fundamental para establecer una base sólida de conocimiento sobre la mecánica de suelos, la ingeniería geotécnica, el diseño de cimentaciones y la interacción suelo-estructura.
- **Fase 2: Procesamiento de información recolectada:** Consiste en la interpretación, análisis y síntesis de los fundamentos teóricos, metodologías y del estado actual de la investigación en el campo de la geotecnia encontrado en la Fase 1. En esta fase es esencial procesar de forma detallada la información recopilada y realizar procesos de depuración para extraer los conocimientos base y los datos provenientes de investigaciones de mayor actualidad.

- **Fase 3: Análisis de teorías y comparación de resultados:** Tras el procesamiento de información, es vital identificar los parámetros, ecuaciones y teorías fundamentales que explican el comportamiento físico-mecánico de los suelos y su interacción con las cargas aplicadas por estructuras. Además, se realizará una comparación de parámetros y factores procesados a partir de teorías y ecuaciones planteadas por diferentes autores y se verificará que los resultados obtenidos se ajusten a los datos esperados y de existir posibles desviaciones significativas, se investigarán las posibles causas que puedan afectar la aplicabilidad del modelo y de ser necesario se ajustarán ciertos parámetros de entrada.
- **Fase 4: Planteamiento y distribución de plantilla base:** Durante esta fase se organizará, se estructurará y se conformará la plantilla base en Microsoft Excel, es un paso crucial en proyectos que involucran gran cantidad de información, lo cual, garantizará la uniformidad con otros formatos de la empresa y que el auxiliar de ingeniería o ingeniero geotecnista que la utiliza pueda tener una comprensión sencilla de los datos contemplados.
- **Fase 5: Elaboración del informe final:** En esta etapa se reúnen todos los datos, análisis y hallazgos en el informe final, en que se comunica de forma efectiva los resultados de la investigación, se realizará una discusión de implicaciones y, por último, se entregarán las conclusiones y recomendaciones del trabajo.

6.1. Cronograma de actividades

Dado el alcance y objetivos planteados, se propone realizar las siguientes actividades para el desarrollo del proyecto, en las cuales se proyectan la revisión de información disponible, el procesamiento de información recolectada, el análisis de teorías y comparación de resultados, el planteamiento y distribución de la plantilla base y la elaboración del informe final.

Tabla 15. Cronograma de actividades planteado (Elaboración propia).

ACTIVIDADES	SEMANA									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Revisión de información y bibliografía	X	X								
Corrección del Número de Golpes N		X								
Determinación de correlaciones a partir del SPT	X	X								
Planteamiento de la capacidad de carga para cimentaciones superficiales				X	X					
Cálculos de asentamiento para cimentaciones superficiales					X	X				
Planteamiento de la capacidad de carga para cimentaciones profundas							X	X		
Cálculos de asentamiento para cimentaciones profundas								X	X	
Elaboración del informe final									X	X

6.2. Presupuesto

Es importante resaltar que este proyecto se llevará a cabo sin la asignación de un presupuesto financiero convencional, en su lugar, el autor contribuirá con sus conocimientos adquiridos y tiempo con el propósito de promover la realización total del proyecto y entregar un producto de calidad a la academia y sociedad por medio de la Universidad de Antioquia y la empresa Abril & Asociados S.A.S.

7. Resultados y discusión

La plantilla geotécnica se basa en múltiples hojas de cálculo contenidas en un archivo .xlsx perteneciente al programa Microsoft Excel, la mayoría de hojas se encuentran optimizadas y distribuidas para ser generadas como PDF o tablas y anexadas al informe del estudio geotécnico definitivo. Al interior cada hoja de cálculo contiene celdas de color amarillo, estas representan los datos de entrada, es decir, la información (obligatoria) que es solicitada para realizar los cálculos.

Las doce primeras hojas de cálculo “P1” a “P12” constan de las memorias de sondeos en las cuales se registran el número de golpes obtenido cada 15 centímetros durante el ensayo SPT hasta una profundidad máxima de 35 metros, adicionalmente permite ingresar el nivel freático encontrado si es el caso, una descripción básica en campo de la muestra obtenida, observaciones acerca del material, fotografías por muestra e información básica del proyecto como nombre, localización, cliente, operador y la fecha de realización del ensayo. El límite de profundidad fue impuesto en 35 metros debido a que la profundidad mínima de sondeos (H.3.2-1) para edificaciones clasificadas en unidad de construcción de categoría especial es de 30 metros (caso más desfavorable por ser edificaciones con cargas mayores a 8000 kN), se aumentaron 5 metros a partir de los 30 ya establecidos debido a que dichas edificaciones suelen contar con uno o varios sótanos, y porque es decisión del ingeniero geotecnista el determinar si se requiere aumentar la profundidad mínima según las especificaciones del proyecto en ejecución y las condiciones locales. A continuación, se visualiza en qué consisten las memorias de sondeos y se permite apreciar un ejemplo de la forma en que debe ser digitada las primeras 12 hojas de cálculo de la plantilla.

Tabla 16. Visualización de hojas de cálculo P1 a P12 memorias de sondeos.
(Elaboración propia)

MEMORIA DE SONDEOS						
OBRA: Proyecto X			HOJA: 1			
LOCALIZACIÓN: Medellín, Antioquia			OPERADOR:			
CLIENTE:		N.R				
PERFORACION #	1	PROF. NIV. FREATICO:		FECHA:		
REGISTRO EXPLORACION DE SUELOS						
PROFUNDIDAD	MUESTRA	MUESTREADOR	GOLPES/15 cm.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	OBSERVACIONES	REGISTRO FOTOGRÁFICO
M	M					

1 A 1,45	1	ESTÁNDAR	3 3 3	Arcilla de color café, plasticidad media, color café y con humedad baja.	-	
2 A 2,45	2	ESTÁNDAR	5 4 5	Limo arcilloso de color marrón, baja plasticidad y totalmente seca.	-	
3 A 3,45	3	SHELBY		SHELBY	-	

Como ya se mencionó existen 12 hojas de cálculo máximas para el registro de perforaciones, es decir, la cantidad máxima de sondeos permitido para la plantilla es de 12. Este valor fue establecido nuevamente usando como guía la Tabla H.3.2-1, donde para las edificaciones más críticas (categoría especial) se establece un número mínimo de sondeos igual a cinco, del cual, se partió para establecer siete posibles perforaciones adicionales.

La siguiente hoja de cálculo con nombre “Registro N” permite visualizar de forma general y organizada el número de golpes registrados en campo de cada perforación que fueron digitalizados en las anteriores hojas de cálculo, además, se puede extraer directamente el gráfico de N Vs profundidad (Figura 6) para el informe del estudio de suelos. Cabe resaltar que en esta hoja no existen datos de entrada debido a que ya fueron generados en anteriores hojas de cálculo.



Figura 6. Gráfico de N golpes vs profundidad por perforaciones. (Elaboración propia)

Una vez se cuenta con el valor de N, se continúa a la siguiente hoja de cálculo con nombre “Corrección” que permite obtener N corregido al 60% y 45% de energía. Primeramente, la hoja de cálculo estima el peso unitario del suelo con el fin de calcular los esfuerzos totales, presión de poros y esfuerzos efectivos en profundidad que serán necesarios para realizar la corrección al 60% de energía. Para estimar γ (kN/m^3) se usó la Tabla 10.6 presentada por Budhu que enseña rangos de valores de pesos unitarios a partir de valores de N para suelos únicamente friccionantes. Respecto a cómo hallar el peso unitario en suelos cohesivos se debe tomar en consideración que el ensayo SPT tiene mayor precisión en suelos granulares al tratarse de un método que consiste en la penetración del suelo a través de golpeteo, por ello el reglamento NSR-10 indica en H.3.3.3. que para determinar las propiedades de resistencia de los suelos cohesivos es necesario usar el ensayo de compresión simple o corte directo y para los suelos granulares bastará con el SPT o corte directo.

Tras determinar los valores de los factores de corrección según la energía del martillo η_1 , la longitud de la barra η_2 , el tipo de muestreador η_3 y el diámetro del agujero realizado η_4 a partir de lo establecido de la Tabla 2 a la Tabla 5 según lo realizado en campo, se obtiene de forma automatizada el valor de N corregido al 60% y 45% de energía utilizando las ecuaciones (2) y (3).

A continuación, se muestra la base de la hoja “Corrección” para cada uno de los sondeos (el ejemplo pertenece al sondeo 1) en la que es posible visualizar que no cuenta con datos de entrada ya que el valor de número de golpes ingresado en las hojas de “P1” a “P12” es suficiente. El ingeniero o usuario de la plantilla solo deberá modificar manualmente el factor de corrección por muestreador o diámetro de la barra en casos especiales en los que se usen muestreadores o diámetros alternos a los tradicionalmente usados en Colombia.

Tabla 17. Visualización de resultados de la hoja de cálculo “Corrección”. (Elaboración propia)

NF	N.R	m	SONDEO 1									
Prof. (m)		SPT		Esfuerzos sobre el suelo			Factores de corrección				N Corregido	
Inicial	Final	N	γ (kN/m ³)	σ (kN/m ²)	Uw (kN/m ²)	σ' (kN/m ²)	η_{1E}	η_{2L}	η_{3M}	η_{4D}	N ₆₀	N ₄₅
1.15	1.45	6	14.4	18.7	0	18.7	0.8	0.8	1.0	1.0	7	9
2.15	2.45	10	16	34.7	0	34.7	0.8	0.8	1.0	1.0	9	12
3.15	3.45	0	0	0.0	0	0.0	0.8	0.8	1.0	1.0		
4.15	4.45	13	17.21	74.0	0	74.0	0.8	0.9	1.0	1.0	10	13
5.15	5.45	12	17.105	91.1	0	91.1	0.8	0.9	1.0	1.0	8	11
6.15	6.45	15	17.42	108.5	0	108.5	0.8	1.0	1.0	1.0	10	14
7.15	7.45	17	17.63	126.2	0	126.2	0.8	1.0	1.0	1.0	11	15
8.15	8.45	16	17.525	143.7	0	143.7	0.8	1.0	1.0	1.0	10	13
9.15	9.45	15	17.42	161.1	0	161.1	0.8	1.0	1.0	1.0	9	12
10.15	10.45	18	17.735	178.8	0	178.8	0.8	1.0	1.0	1.0	10	14
11.15	11.45	18	17.735	196.6	0	196.6	0.8	1.0	1.0	1.0	10	13
12.15	12.45	17	17.63	214.2	0	214.2	0.8	1.0	1.0	1.0	9	12
13.15	13.45	18	17.735	231.9	0	231.9	0.8	1.0	1.0	1.0	9	12
14.15	14.45	21	18.05	250.0	0	250.0	0.8	1.0	1.0	1.0	10	13

Adicionalmente, la hoja entrega como resultado la gráfica de N corregido al 60% vs profundidad como se observa a continuación para los sondeos 1 y 2:

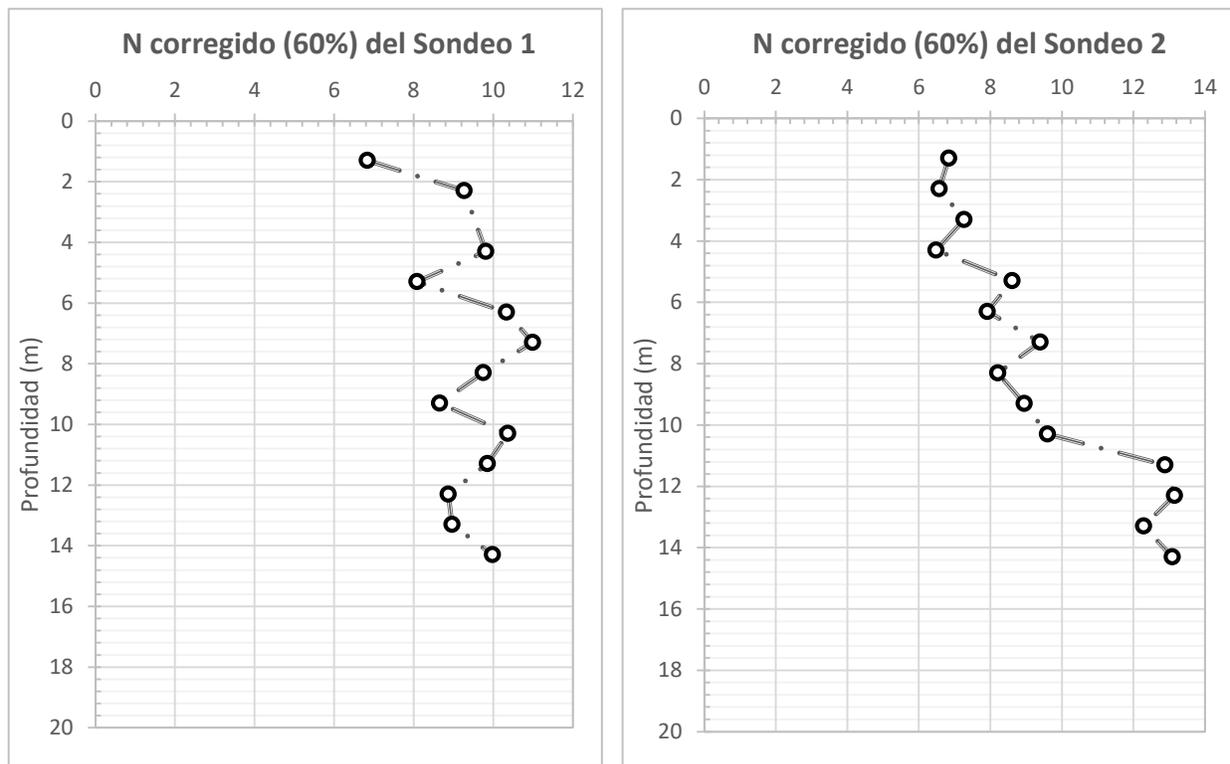


Figura 7. Gráficas de N corregido al 60% de energía vs profundidad de los sondeos 1 y 2. (Elaboración propia)

Se continúa a la siguiente hoja de cálculo de nombre “Correlaciones” usando como dato base N corregido al 60% de energía, a partir de allí el ingeniero o usuario debe definir la estratigrafía del terreno basándose en el número de golpes, las variaciones de color, textura o plasticidad observadas durante la exploración de campo. La plantilla permite ingresar una cantidad máxima de 10 planos de estratificación, es decir, se pueden definir un máximo de 11 estratos debido a la existencia de lotes en los que se han realizado varios llenos antrópicos o estructurales adicionales a la ya estratigrafía natural de la zona.

Tabla 18. Tabla de ingreso de estratos por el usuario. (Elaboración propia)

Definir Estratigrafía del Terreno			
Prof. (m) Plano de estratificación 1	6.0	Prof. (m) Plano de estratificación 6	0.0
Prof. (m) Plano de estratificación 2	10.0	Prof. (m) Plano de estratificación 7	0.0
Prof. (m) Plano de estratificación 3	16.0	Prof. (m) Plano de estratificación 8	0.0
Prof. (m) Plano de estratificación 4	0.0	Prof. (m) Plano de estratificación 9	0.0
Prof. (m) Plano de estratificación 5	0.0	Prof. (m) Plano de estratificación 10	0.0

Seguido a la definición de estratos, la hoja de cálculo usará las correlaciones presentadas en la *Tabla 8* por diferentes autores para calcular el ángulo de fricción y por medio de la media aritmética obtener un único valor por cada metro de profundidad, empleando el mismo procedimiento pero a partir de la *Tabla 9* se calcula la cohesión por metro. A continuación, se expone la tabla de resultados para la perforación 1:

Tabla 19. *Tabla de resultados de valores de ángulo de fricción y cohesión en profundidad.*
(Elaboración propia)

Prof. (m)		N Corregido		Cálculos y correlaciones a partir de SPT para P1							
				Angulo De Fricción Equivalente (°)				Cohesión (kPa)			
Inic.	Fin	N ₆₀	N ₄₅	$\phi_{eq-Kishida}$	$\phi_{eq-Terzaghi}$	$\phi_{eq-Peck}$	$\phi_{eq\ final}$	C _{terzagui}	C _{deep}	C _{ACI IPSI}	C _{final}
1.15	1.45	7	9	26	31	30	25.7	43	44	34	33.5
2.15	2.45	9	12	27	32	31	27.4	58	59	45	45.4
3.15	3.45	0	0	15	29	26	0.0	0	1	0	0.0
4.15	4.45	10	13	28	32	31	27.8	61	62	48	48.1
5.15	5.45	8	11	27	31	30	26.6	51	51	40	39.6
6.15	6.45	10	14	28	32	31	28.1	65	66	51	50.7
7.15	7.45	11	15	29	32	32	28.5	69	70	54	53.8
8.15	8.45	10	13	28	32	31	27.7	61	62	48	47.8
9.15	9.45	9	12	27	31	31	27.0	54	55	42	42.4
10.15	10.45	10	14	28	32	31	28.1	65	66	51	50.8
11.15	11.45	10	13	28	32	31	27.8	62	63	48	48.3
12.15	12.45	9	12	27	31	31	27.2	55	56	43	43.5
13.15	13.45	9	12	27	31	31	27.2	56	57	44	43.9
14.15	14.45	10	13	28	32	31	27.9	62	63	49	48.9

Además, la plantilla cuenta con la opción de declarar valores de cohesión o fricción nulos, es decir en caso de contar con un suelo con comportamientos totalmente cohesivos como arcillas de alta plasticidad MH o por el contrario contar con suelos friccionantes como arenas pobremente graduada SP, se permita al ingeniero definir como cero la cohesión o ángulo de fricción del suelo según se defina en la exploración de campo o ensayos de laboratorio previamente realizados, de esta forma, se obtendrán resultados más fieles y próximos al comportamiento real del terreno en la zona de estudio.

Al final de la hoja de cálculo se presenta el resumen de los parámetros geotécnicos expresados por estrato mediante la utilización de promedios para cada una de las perforaciones y finalmente para el terreno en general.

Tabla 20. Resumen de parámetros geotécnicos para cada perforación. (Elaboración propia)

TABLA RESUMEN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA CADA PERFORACIÓN						
PERFORACIÓN 1	Estratos	Profundidad (m)	ϕ' (°)	C' (kPa)	E (MPa)	γ (kN/m³)
	1	0 - 6	26.88	41.66	11.97	16.18
	2	6 - 10	27.85	48.67	13.54	17.50
	3	10 - 16	27.65	47.08	13.20	17.78
PERFORACIÓN 2	Estratos	Profundidad (m)	ϕ' (°)	C' (kPa)	E (MPa)	γ (kN/m³)
	1	0 - 6	25.90	35.06	10.45	15.42
	2	6 - 10	26.98	42.22	12.11	17.24
	3	10 - 16	29.24	59.80	15.49	18.09
PERFORACIÓN 3	Estratos	Profundidad (m)	ϕ' (°)	C' (kPa)	E (MPa)	γ (kN/m³)
	1	0 - 6	27.82	48.57	13.51	16.63
	2	6 - 10	28.72	55.32	14.99	17.53

Tabla 21. Resumen de parámetros geotécnicos del terreno generalizado. (Elaboración propia)

TABLA RESUMEN POR ESTRATO FINAL						
	Estrato	Profundidad (m)	ϕ' (°)	C' (kPa)	E (MPa)	γ (kN/m³)
1		0 - 6	20.15	41.76	11.98	16.08
2		6 - 10	20.89	48.74	13.55	17.42
3		10 - 16	18.96	53.44	14.35	17.93

Como se observa estos parámetros son la base del estudio geotécnico definitivo ya que se encargan de describir las características físicas y el comportamiento del suelo en investigación, y a partir de ellos se halla la capacidad portante, capacidad de carga superficial, capacidad de carga profunda y asentamientos inmediatos o elásticos utilizando la planilla realizada para el proyecto de grado, además de permitir cálculos extras como de estabilidad de laderas para análisis de amenaza por movimientos en masa, el diseño de estructuras de contención y determinación de asentamientos por consolidación.

Continuando a la posterior hoja de cálculo “PerfilSuelo”, su función se centra en determinar el tipo de perfil de suelo según lo definido en el numeral A.2.4.3 del Reglamento NSR-10 a partir del número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo \bar{N} como se expone en la ecuación (5), teniendo en cuenta los estratos definidos por el usuario sus

espesores y el factor N corregido al 60% para cada uno de estos. A continuación, se muestra el cálculo de \bar{N} para la perforación 1:

Tabla 22. Visualización de cálculos de \bar{N} para la perforación 1. (Elaboración propia)

Perforación 1					
Estratos	Limites	Prof. (m)	Espesor di (m)	N ₆₀ estrato	di/N60
1	6	0 - 6	6	9	0.71
2	10	6 - 10	4	10	0.40
3	16	10 - 16	6	10	0.62
Nmedio	9.23	Σ di	16.00	Σ di/N60	1.73

Una vez se tiene el valor de \bar{N} para cada una de los sondeos realizados (max. 12) se procede a realizar el promedio de todas las perforaciones para obtener el valor de \bar{N} general del terreno en estudio según lo expuesto en A.2.4.3. Con base en el resultado la plantilla de forma automática determinará el tipo de perfil de suelo empleando los rangos contenidos en la Tabla 7 (Tabla A.2.4-2, NSR-10). Cabe precisar que la hoja de cálculo “PerfilSuelo” tampoco cuenta con datos de entrada por parte del usuario ya que los datos usados son la estratigrafía (espesores de estratos) definida en “Correlaciones” y el N corregido al 60% de energía determinado en “Corrección”.

Tabla 23. Presentación de resultados de tipo de perfil de suelo según A.2.4.3. (Elaboración propia)

Cálculo del tipo de perfil de suelo	
N_{medio} de perforación 1	10.2
N_{medio} de perforación 2	19.5
N_{medio} de perforación 3	16.7
N_{medio} Final	15.5
Tipo de perfil de suelo	D

Prosiguiendo a la hoja con nombre “Cap.CargaSup.”, la cual, se encarga de la definición de la capacidad portante del suelo o la capacidad de carga de cimentaciones superficiales, como se mencionó anteriormente esta utiliza los parámetros geotécnicos definidos y el nivel freático como datos de entrada automatizados, además, de algunos que deberán ser suministrados por el ingeniero o usuario de la plantilla como la base y longitud de la cimentación propuesta y el ángulo de inclinación de la carga sobre la cimentación. La plantilla geotécnica se planteó con la posibilidad de utilizar cuatro metodologías expuestas por cuatro autores diferentes Meyerhof, Hansen, Vesic y

Terzaghi, este último fue el primero en plantear una ecuación de capacidad de carga y del cual se basaron los otros tres autores para aumentar el número de variables y condiciones a tener en cuenta resultando como ecuación general la planteada en la ecuación (8). A partir de la geometría de la cimentación, de los parámetros geotécnicos (cohesión, ángulo de fricción y peso unitario) y de los esfuerzos totales, presión de poros y efectivos, se obtuvieron los factores adimensionales de capacidad de carga, factores de forma, factores de profundidad y factores de inclinación con las ecuaciones planteadas en Tabla 10, Tabla 11, Tabla 12 y Tabla 13 respectivamente para cada una de las cuatro metodologías.

Tras extraer los valores de capacidad de carga superficial a través de los métodos, la hoja de cálculo presenta al usuario un resumen de los resultados, donde se visualiza los valores de capacidad por metro de profundidad para cada metodología y se selecciona de forma automatizada como capacidad total el menor valor obtenido por metro, esto con el fin de mantenerse en valores seguros.

Tabla 24. Resumen de cálculos de capacidad de carga superficial. (Elaboración propia)

Resumen de cálculos					
Profundidad (m)	Capacidad de carga por métodos (kN/m ²)				
	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Total
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	225.62	246.95	203.45	207.43	203.45
2	266.11	349.06	252.78	256.76	252.78
3	306.60	463.19	302.63	306.61	302.63
4	347.09	589.32	353.00	356.98	347.09
5	387.58	727.48	403.89	407.87	387.58
6	465.33	1025.89	522.95	527.60	465.33
7	484.36	1160.86	550.64	555.29	484.36
8	503.40	1301.91	578.58	583.23	503.40
9	522.44	1449.04	606.76	611.41	522.44
10	510.62	1372.64	540.50	544.43	510.62

Profundidad de desplante	2	m
Carga admisible	252.78	(kN/m ²)

En la Tabla 24 se observa que el ingeniero debe seleccionar la profundidad de desplante a partir de la capacidad portante resultante, de esta forma, la plantilla seleccionará en color verde la

carga admisible finalmente elegida y la tendrá en cuenta para el cálculo de asentamientos inmediatos. Además, esta hoja entrega el gráfico de capacidad de carga superficial vs profundidad y un esquema en el cual se presenta la zapata con la geometría y profundidad de desplante propuesta.

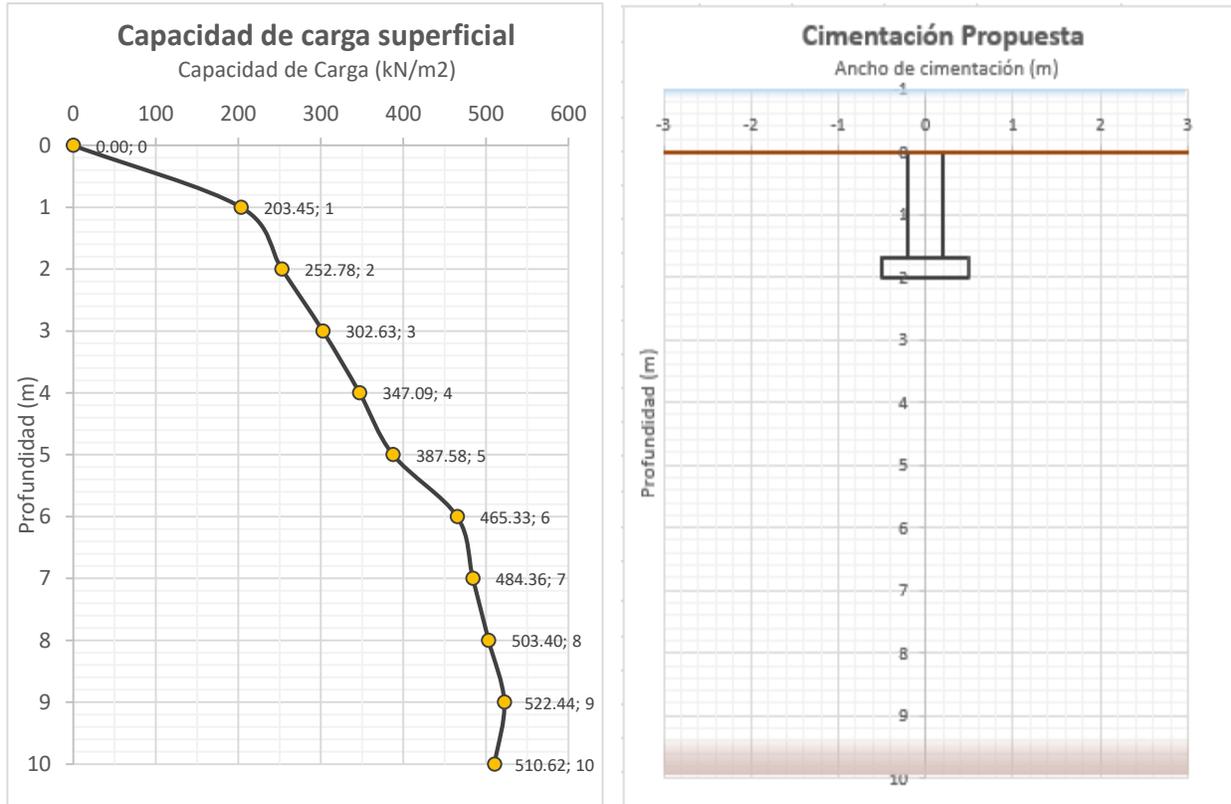


Figura 8. Gráfica de capacidad portante vs profundidad e ilustración de zapata propuesta.
(Elaboración propia)

Además, esta misma hoja de cálculo cuantifica los asentamientos inmediatos presentados en la cimentación superficial propuesta, teniendo en cuenta la capacidad portante del terreno y el espesor del estrato sobre el cual se cimentará. El cálculo se realiza determinando siete factores F_1 , F_2 , A_0 , A_1 , A_2 , m' y n' que dependen de la geometría de la cimentación como se muestra en las ecuaciones (20, 21, 22, 23, 24, 25, 26 y 27) y se considera la profundidad de influencia de los esfuerzos generados por la carga transmitida por la zapata que numerosos autores definen entre $2B$ y $6B$, la plantilla toma este valor de influencia como $4B$. También se permite obtener los asentamientos en la esquina o centro de la zapata, simplemente ingresando el sector de asentamiento y la relación de Poisson (únicos datos de entrada por el usuario). Una vez ingresados

los datos anteriores la plantilla realizará las operaciones necesarias para obtener el resultado de la ecuación (19), es decir, los asentamientos inmediatos o elásticos experimentados por la cimentación propuesta.

Tabla 25. Resultados de asentamientos elásticos presentados por la cimentación superficial.
(Elaboración propia)

Prof. (m)	Variables de cálculo						Asentamiento Elástico			
	Espesor H	Ao	A1	A2	F1	F2	Is	Es (MPa)	Se (m)	Se (cm)
0	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	0.00	0.0000	0.00
1	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	11.98	0.0188	1.877
2	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	11.98	0.0188	1.877
3	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	11.98	0.0188	1.877
4	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	11.98	0.0188	1.877
5	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	11.98	0.0188	1.877
6	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	13.55	0.0166	1.659
7	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	13.55	0.0166	1.659
8	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	13.55	0.0166	1.659
9	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	13.55	0.0166	1.659
10	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	14.35	0.0157	1.567

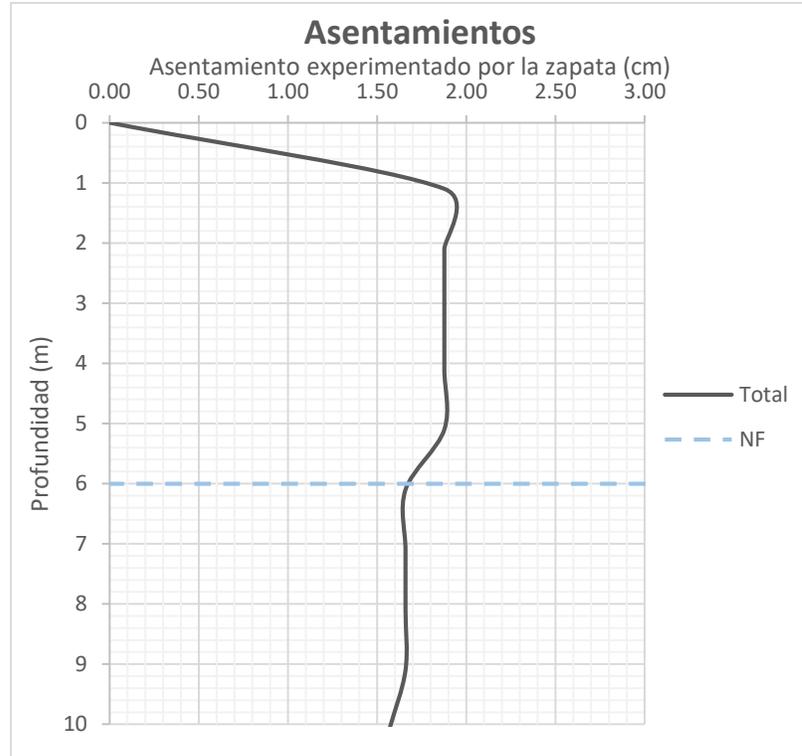


Figura 9. Gráfico de asentamientos inmediatos vs profundidad experimentados por la zapata.
(Elaboración propia)

Para las cimentaciones superficiales la plantilla cuenta con una hoja de cálculo adicional de nombre “Asent.Dif.Sup.” que permite el chequeo de los asentamientos diferenciales basándose en el marco normativo presentado en el numeral H.4.9.3 del reglamento NSR-10 y los límites presentados en la Tabla H.4.9-1 para cuatro diferentes tipos de construcciones que intentan abarcar todos los sistemas estructurales existentes en el reglamento.

DEFINIR EJE		DEFINIR EJE		DEFINIR EJE		DEFINIR EJE	
3		C		CHEQUEO		D	
ID Zapata	C3	Carga (Q o Fz)	619 kN	L	6 m	ID Zapata	D3
Asentamiento Se	0.0376 m	Asentamiento Se	3.7613 cm	Δ_{max}	0.02 m	Carga (Q o Fz)	389 kN
DATOS INICIALES		DATOS INICIALES		Δ	0.01398 m	Asentamiento Se	0.0236 m
Base (B)	1 m	Base (B)	1 m	CHEQUEO		Asentamiento Se	2.3637 cm
Longitud (L)	1 m	Longitud (L)	1 m	L	3 m	DATOS INICIALES	
Inclinación carga (β)	0°	Inclinación carga (β)	0°	Δ_{max}	0.01 m	Base (B)	1 m
Nivel Freatico (NF)	N.R.	Nivel Freatico (NF)	N.R.	Δ	0.02394 m	Longitud (L)	1 m
Factor de Seguridad	3	Factor de Seguridad	3	CHEQUEO		Inclinación carga (β)	0°
Prof. De desplante	2 m	Prof. De desplante	2 m	L	3 m	Nivel Freatico (NF)	N.R.
				Δ_{max}	0.01 m	Factor de Seguridad	3
				Δ	0.00875 m	Prof. De desplante	2 m
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		
				CHEQUEO			
				L	6 m		
				Δ_{max}	0.02 m		
				Δ	0.00122 m		

Siguiendo con la penúltima hoja de cálculo con nombre “Cap.Carga-Prof.”, donde el objetivo se enfoca en hallar la capacidad de carga y los asentamientos elásticos en cimentaciones profundas. Al igual que en capacidad de carga superficial, se usan como datos de entrada los parámetros geotécnicos, los esfuerzos totales, efectivos y presión de poros, adicionando el predimensionamiento del diámetro de la pila en fuste y punta, y el tipo de instalación ya sea hincada o preexcavada. Una vez la plantilla cuente con los datos de entrada, el usuario deberá añadir el tipo de suelo establecido durante los ensayos de laboratorio de clasificación y la relación de Poisson del mismo, a través de estos datos para la capacidad por fuste (fricción) existen dos métodos para determinar el factor f contenido en la ecuación (13) denominados métodos alfa y beta; el método alfa se usará cuando el suelo tenga comportamiento cohesivo, es decir, sus partículas sean de granos finos y el método beta cuando el suelo contenga partículas granulares de comportamiento principalmente friccionante (cuando se use uno de los métodos la plantilla asignará un valor de 0 automáticamente al cálculo del otro método). Usando las ecuaciones (10, 11, 12) se realizó el cálculo de la capacidad por punta de la cimentación profunda.

Tabla 26. Cálculos de capacidad de carga admisible para cimentaciones profundas.
(Elaboración propia)

Prof. (m)	Capacidad de fuste				Capacidad de punta			Capacidad admisible	
	Cohesivo (Met. α)		Friccionante (Met. β)		N_q	N_c	Q_{pu} (kN)	Fuste	Punta
	α	Q_{fu} (kN)	β	Q_{fu} (kN)				Q_{fa} (kN)	Q_{pa} (kN)
0	0	0.0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.0	0.0	0	0	14	6	275.2	0.0	
2	0.5	35.8	0	0	14	6	451.9	17.9	138.1
3	0.7	78.9	0	0	14	9	677.9	39.4	207.1
4	0.7	127.8	0	0	14	9	854.7	63.9	259.8
5	0.8	182.0	0	0	14	9	1031.4	91.0	312.4
6	0.8	243.3	0	0	14	9	1123.9	121.7	336.9
7	0.8	306.9	0	0	14	9	1204.3	153.5	357.5
8	0.9	372.7	0	0	14	9	1284.7	186.4	378.0
9	0.9	440.6	0	0	14	9	1365.1	220.3	398.5
10	0.9	514.3	0	0	14	9	1486.3	257.2	432.6
11	0.9	590.2	0	0	14	9	1573.5	295.1	455.4
12	0.9	668.2	0	0	14	9	1660.8	334.1	478.2
13	1.0	748.3	0	0	14	9	1748.0	374.1	501.0
14	1.0	830.3	0	0	14	9	1835.3	415.2	523.8
15	1.0	914.3	0	0	14	9	1922.5	457.1	546.6

De esta forma, y restando el peso de la pila se obtienen los datos necesarios para aplicar la ecuación (9) con el que directamente se obtendrá la capacidad admisible total de la pila dimensionada. La plantilla geotécnica permite dimensionar pilas hasta de 30 metros de profundidad con factores de seguridad de 2 para la capacidad de carga por fuste y factores de seguridad de 3 para capacidad de carga por punta (Los factores de seguridad también pueden ser modificados por el usuario).

El usuario teniendo en cuenta las capacidades de carga admisible en profundidad, deberá determinar la profundidad de desplante de diseño, ya que este valor es usado como dato de entrada para el cálculo de asentamientos inmediatos, a partir de este valor se obtienen las cargas soportadas por fricción y punta comprendidas en las ecuaciones (29, 30, 31) que determinan los asentamientos elásticos, los asentamientos por punta y los asentamientos por fricción respectivamente.

Tabla 27. Cálculos de asentamiento elástico para cimentaciones profundas.
(Elaboración propia)

Prof. (m)	Asentamiento Elástico						
	Cargas			Elástico	Punta	Fuste	Total
	Q_{wp} (kN)	Q_{wf} (kN)	l_{ws}	$S_{e1-Elast.}$ (mm)	$S_{e2-Punta}$ (mm)	$S_{e3-fuste}$ (mm)	S_{TOTAL} (mm)
0	0	0	0	0	0	0	0
1	275.17	0.00	2.35	0.017	139.684	0.00000	139.70
2	451.94	35.85	2.49	0.058	139.684	0.00104	139.74
3	677.91	78.88	2.61	0.133	139.684	0.00160	139.82
4	854.68	127.85	2.70	0.228	139.684	0.00201	139.91
5	1031.45	181.99	2.78	0.350	133.714	0.00226	134.07
6	1123.88	243.33	2.86	0.468	118.205	0.00229	118.68
7	1204.30	306.94	2.93	0.598	118.205	0.00253	118.81
8	1284.72	372.74	2.99	0.744	118.205	0.00275	118.95
9	1365.15	440.63	3.05	0.906	118.205	0.00295	119.11
10	1486.30	514.33	3.11	1.110	111.634	0.00298	112.75
11	1573.55	590.22	3.16	1.313	111.634	0.00316	112.95
12	1660.79	668.23	3.21	1.534	111.634	0.00333	113.17
13	1748.04	748.28	3.26	1.773	111.634	0.00350	113.41
14	1835.28	830.32	3.31	2.030	111.634	0.00366	113.67
15	1922.53	914.28	3.36	2.306	111.634	0.00381	113.94

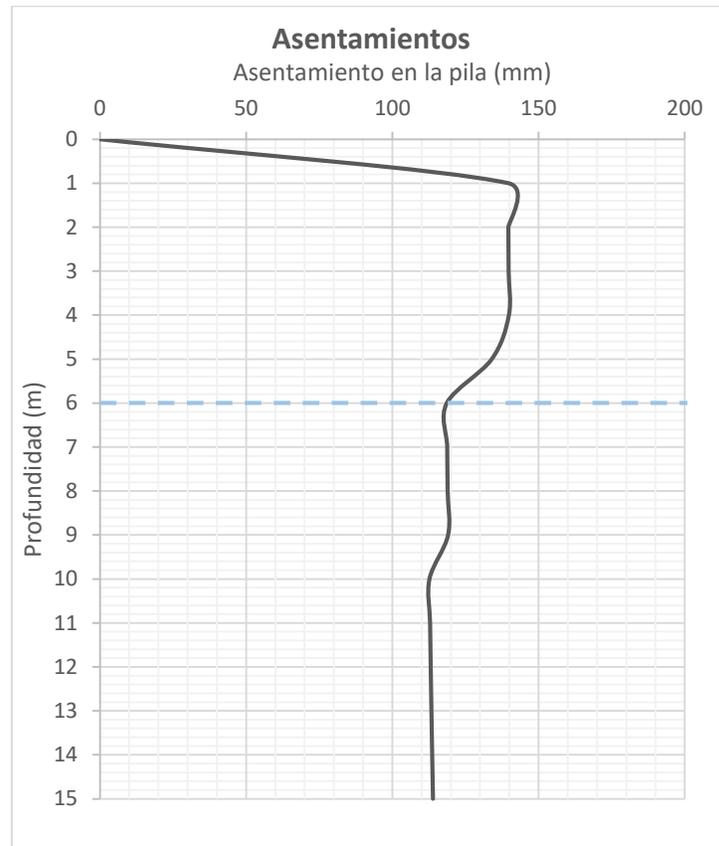


Figura 11. Gráfico de asentamientos en la cimentación profunda vs profundidad.
(Elaboración propia)

Al igual que para las cimentaciones superficiales, la plantilla geotécnica contiene un chequeo de asentamientos diferenciales para cimentaciones profundas, su funcionamiento es similar, solo cambian algunos datos de entrada básicos, a continuación, se ilustra la visualización de la misma:

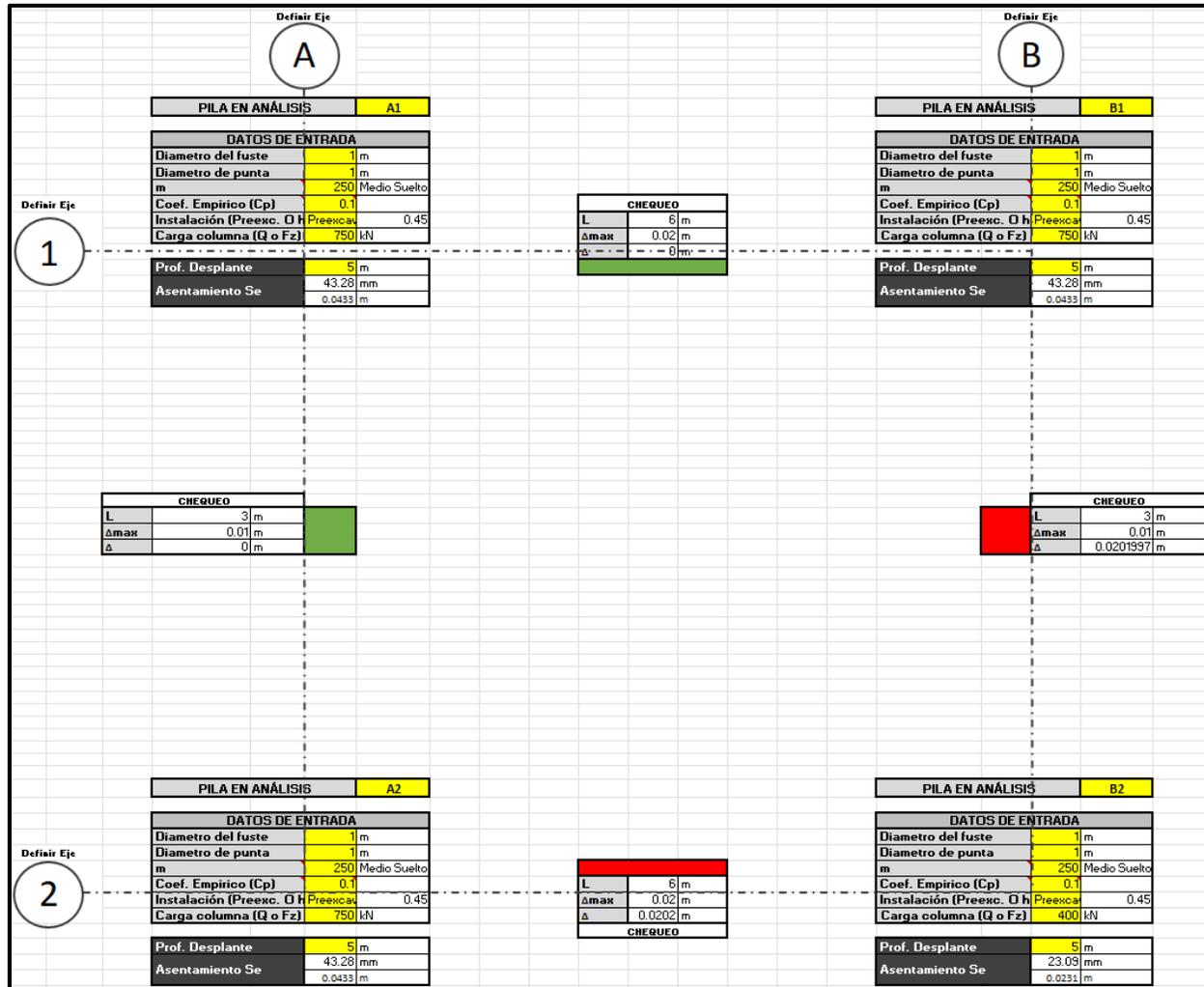


Figura 12. Visualización de la hoja de cálculo "Asent.Dif.Prof". (Elaboración propia)

Cabe aclarar que los datos presentados en las visualizaciones de tablas y figuras son datos validados de un proyecto real en la ciudad de Medellín en el departamento de Antioquia, sin embargo, no se otorgarán datos adicionales como nombre, ubicación, cliente, entre otros; por términos de privacidad con el proyecto y la empresa Abril & Asociados S.A.S.

7.1. Limitantes

En esta sección se expondrán algunas de las condicionantes o limitantes con las que cuentan las hojas de cálculo de la plantilla geotécnica, con el fin de que se tengan en cuenta por el ingeniero o usuario de la misma durante su uso:

- La cantidad de sondeos máximos se limita a 12, dicho valor es excelente para proyectos de construcción (licitaciones para obra nueva), sin embargo, en parcelaciones que contienen varios proyectos (lotes), donde cada uno de ellos debe cumplir con las exigencias de la Tabla H.3.2-1 del reglamento NSR-10, el valor de 12 perforaciones podrá ser superado.
- La profundidad máxima de perforación se estableció en 35 metros, evidentemente, realizar perforaciones hasta los 35 metros de profundidad solo se genera en casos específicos, a dichas profundidades es necesario penetrar ciertos tramos mediante equipos de roto-percusión, a pesar de ello, la posibilidad de que se ejecute un megaproyecto que requiera acudir a mayores profundidades no es nula.
- Como ya se mencionó en varias secciones del documento, el Ensayo de Penetración Estándar tiene mayor precisión en correlaciones aplicadas para calcular las propiedades de resistencia en suelos granulares (friccionantes), por ende, en caso de que en los ensayos de clasificación se determine que el suelo en exploración es cohesivo (fino) es necesario realizar ensayos complementarios que verifiquen los resultados obtenidos usando el SPT como: compresión simple, corte directo o ensayo triaxial.
- La plantilla geotécnica no contempla la posibilidad de hallar la capacidad de carga de cimentaciones sobre la parte superior de un talud, donde los cálculos se ven modificados debido a la variación de la superficie de falla (estado límite de servicio) generado por los esfuerzos sobre el suelo.

7.2. Ventajas

A continuación, se mencionan algunas de las ventajas adicionales con la que cuenta la Plantilla Geotécnica respecto a otras, omitiendo la reducción de tiempos, el aumento de la eficiencia productiva del usuario y la automatización de los cálculos:

- Las hojas de cálculo cuentan con una sección de índice en la parte superior derecha, en donde el usuario podrá dirigirse para conocer y desplazarse a través de los componentes de

la misma. A su vez cada componente tendrá la opción de “Inicio” con la que el usuario mediante un click podrá regresar al inicio donde se encuentra el índice.

MEMORIA DE CALCULO CAPACIDAD DE CARGA PROFUNDA		Índice
OBRA:		1. Datos de entrada
LOCALIZACIÓN:		2. Capacidad de carga profunda
CLIENTE:		3. Asentamientos y Módulo de Balasto de Pilas
FECHA:		

Figura 13. Ubicación del Índice en cada una de las hojas de cálculo. (Elaboración propia)

- El ingeniero o usuario podrá identificar de forma sencilla y eficaz los datos de entrada necesarios para los cálculos empleados por la plantilla geotécnica, cada dato de entrada se distingue debido a que sus casillas se encuentran con relleno amarillo.

DATOS DE ENTRADA		
Base (B)	1	m
Longitud (L)	1	m
Inclinación carga (β)	0	°
Nivel Freático (NF)	6	m
Factor de Seguridad (FS)	3	

Figura 14. Visualización de datos de entrada en las hojas de cálculo. (Elaboración propia)

- La plantilla geotécnica cuenta con la opción de obtener los archivos PDF de las memorias de sondeos “P1” a “P12” y de las memorias de los cálculos de capacidad de carga para cimentaciones superficiales y profundas (La presentación de las memorias de sondeos, capacidad de carga superficial y capacidad de carga profunda son presentados como anexos al final de este documento). Además, muchas de sus tablas se encuentran dimensionadas y optimizadas para ser agregadas a los informes correspondientes a los estudios geotécnicos definitivos realizados (como se realizó en el Título 7 correspondiente a Resultados y discusión).

8. Conclusiones

La creación de una plantilla con instrucciones claras y sencillas para su uso y funcionalidad representa un componente esencial en el éxito de proyectos en el sector construcción, al proporcionar directrices de fácil comprensión, se logra simplificar el proceso de recopilación y procesamiento de datos del ensayo SPT, lo que, a su vez, sintetiza la adopción de la herramienta por parte de futuros auxiliares de ingeniería e ingenieros y su accesibilidad no solo reduce la curva de aprendizaje, sino que también minimiza la probabilidad de errores en la ejecución de tareas críticas para el análisis geotécnico.

La reducción de los tiempos invertidos por los ingenieros geotecnistas y auxiliares de ingeniería al iniciar los estudios de suelos conlleva una serie de beneficios significativos a nivel productivo en la gestión de proyectos. En primer lugar, al simplificar y agilizar los procedimientos de recopilación y análisis de datos del ensayo de penetración estándar, se logra un ahorro de tiempo sustancial, el cual, es valioso en la etapa inicial del proyecto, donde la toma de decisiones claves sobre el tipo de cimentación, predimensionamiento de la cimentación, planificación de la estructura y presupuesto del proyecto se desarrolla (Etapa de prefactibilidad). Además, el acortamiento de la duración del proyecto brinda una ventaja estratégica empresarial que se traduce en un aumento positivo en la calidad y éxito general de los proyectos que involucran el componente geotécnico.

La capacidad de comparar las correlaciones propuestas por diferentes autores (Kishida, Terzaghi, Peck, Schmertmann, Bowles & Begemann) para la determinación de los parámetros geotécnicos permite obtener un mecanismo de verificación y validación que ayuda a identificar discrepancias y seleccionar que valores son más apropiados para el contexto de la zona donde se está realizando la investigación del terreno, teniendo en cuenta la geología y los procesos geomorfológicos presentados allí. Adicionalmente, reduce la dependencia de una única fuente de información, lo que a su vez permite y fortalece la toma de decisiones del ingeniero que realiza el estudio, el cual, podrá seleccionar la fuente que considere más adecuada o utilizar valores mínimos, máximos o promedios según sea considerado mediante criterio del ingeniero.

La posibilidad de comparar las ecuaciones formuladas para la capacidad de carga de cimentaciones superficiales propuestas por diversos autores (Terzaghi, Meyerhof, Hansen & Vesic) permite a los ingenieros evaluar diferentes enfoques teóricos y metodologías de cálculo en donde se busca principalmente la que describa de forma más adecuada las condiciones específicas reales dadas en el terreno en estudio. Al utilizar diversos métodos y comparar los resultados se puede obtener estimaciones más precisas que conlleven a decisiones acertadas respecto a dimensiones y profundidad de desplante de la cimentación seleccionada y evitar así casos en los que se sobredimensione o se subdimensione la fundación, lo que podría afectar la economía del proyecto y la seguridad de los usuarios de la edificación.

Fue notable observar que, pese a que Terzaghi fue el primero en desarrollar una ecuación de capacidad portante del terreno, en la cual, tuvo en cuenta una menor cantidad de factores que influyen en el comportamiento del subsuelo, sus resultados de capacidad se encuentran por encima de la media de la comparación entre los resultados de Meyerhof, Hansen, Vesic y el propio Terzaghi, es decir, los resultados de capacidad portante de la ecuación formulada por Terzaghi son valores relativamente altos en comparación con las propuestas de otros autores que incluyen más factores de influencia y adicionalmente obtienen valores conservadores de capacidad.

9. Referencias Bibliográficas

- Terzaghi, K. & Peck, R. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc. Segunda edición.
- Bowles, J. (1958). *Foundations Analysis and Design*. McGraw-Hill Book, quinta edición.
- Vesic, A. (1977). *Design of Pile Foundations*. National Cooperative Highway Research Program.
- Coduto, D. (1994). *Foundation Design Principles and Practices*. Prentice Hall, tercera edición.
- Budhu, M (2000). *Soil Mechanics and Foundations*. John Wiley & Sons, Inc. Tercera edición.
- Berry, P & Reid, D. (1987). *Soil Mechanics*. McGraw-Hill Book Co Ltd.
- Naval Facilities Engineering Command (1986). *Soil Mechanics*. Design Manual.
- Braja, M. Das (1984). *Principles of Foundation Engineering*. Cengage Learning Editores, octava edición.
- Braja, M. Das (1985). *Introduction to Geotechnical Engineering*. Cengage Learning Editores, décima edición.
- Instituto Geológico y Minero de España IGME (1986). *Manual de Taludes*. Serie Geotecnia.
- Gonzalez, A. (1999). *Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT*. X Jornadas Geotecnicas de la Ingeniería Colombiana.
- National Highway Institute NHI (2006). *Soils and Foundations*. Reference Manual, Volumen II.
- Área Metropolitana del Valle de Aburrá AMVA (2012). *Directrices y Lineamientos para la Elaboración de los Estudios Geológicos, Geomorfológicos, Hidrológicos, Hidráulicos Hidrogeológicos y Geotécnicos para Intervenciones en Zonas de Ladera en el Valle de Aburrá*. Primera edición.

10. Anexos

En los anexos se incluye la presentación de las memorias de sondeos y las memorias de cálculo de capacidad de carga de superficial o portante y capacidad de carga de cimentaciones profundas que se podrán añadir a los estudios de suelos utilizando la plantilla geotécnica.

MEMORIA DE SONDEOS

OBRA: Proyecto X

LOCALIZACIÓN: Medellín, Antioquia

CLIENTE:

HOJA: 1

OPERADOR:

13

PERFORACION # 1

PROF. NIV. FREATICO:

FECHA:



REGISTRO EXPLORACION DE SUELOS

PROFUNDIDAD M	MUESTRA M	MUESTREADOR	GOLPES/15 cm.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	OBSERVACIONES	REGISTRO FOTOGRÁFICO
1 A 1,45	1	ESTÁNDAR	3	Arcilla de color café, plasticidad media, color café y con humedad baja.		
			3			
			3			
2 A 2,45	2	ESTÁNDAR	4	Limo arcilloso de color marrón, baja plasticidad y totalmente seca.		
			5			
			5			
3 A 3,45	3	SHELBY		SHELBY		
4 A 4,45	4	ESTÁNDAR	6	Arcilla de color café, plasticidad media, color café y con humedad media.		
			7			
			6			
5 A 5,45	5	ESTÁNDAR	6	Arcilla limosa de color café, plasticidad media y humedad baja.		
			6			
			6			
6 A 6,45	6	ESTÁNDAR	7	Limo de color café, baja plasticidad y humedad media.		
			7			
			8			
7 A 7,45	7	ESTÁNDAR	8	Limo de color café, con zanjas de color rojizo, plasticidad media y humedad media.		
			9			
			8			

MEMORIA DE SONDEOS

OBRA: Proyecto X

LOCALIZACIÓN: Medellín, Antioquia

CLIENTE:

OPERADOR:

HOJA: 1



PERFORACION # 1

PROF. NIV. FREATICO:

13

FECHA:

REGISTRO EXPLORACION DE SUELOS

PROFUNDIDAD M D	MUESTRA N	MUESTREADOR	GOLPES/15 cm.	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	OBSERVACIONES	REGISTRO FOTOGRÁFICO
8 A 8,45	8	ESTÁNDAR	8	Arcilla limosa de color café, plasticidad media y humedad baja.		
			8			
			8			
9 A 9,45	9	ESTÁNDAR	7	Limo arcilloso de color marrón, baja plasticidad y humedad media.		
			8			
			7			
10 A 10,45	10	ESTÁNDAR	8	Limo de color marrón, baja plasticidad y humedad media.		
			9			
			9			
11 A 11,45	11	ESTÁNDAR	9	Limo de color marrón, plasticidad media y humedad media		
			9			
			9			
12 A 12,45	12	ESTÁNDAR	9	Limo de color marrón y zanjas grises, baja plasticidad y humedad media.		
			8			
			9			
13 A 13,45	13	ESTÁNDAR	9	Limo arcilloso de color marrón, baja plasticidad y humedad media.	Nivel freatico hallado	
			9			
			9			
14 A 14,45	14	ESTÁNDAR	10	Arcilla de color café, plasticidad media, color café y con humedad media.	Nivel freatico hallado	
			10			
			11			

	MEMORIA DE CÁLCULO CAPACIDAD DE CARGA SUPERFICIAL		Índice
	OBRA:	Proyecto X	
	LOCALIZACIÓN:	Medellín, Antioquia	1. Cálculo de capacidad de carga superficial
	CLIENTE:		2. Resumen de cálculo de capacidad de carga superficial
FECHA:		3. Asentamiento Elástico en cimentaciones superficiales	

1. Cálculo de capacidad portante / Capacidad de carga superficial

DATOS DE ENTRADA	
Base (B)	1 m
Longitud (L)	1 m
Inclinación carga (β)	0 °
Nivel Freático (NF)	6 m
Factor de Seguridad (FS)	3

Profundidad (m)	Parámetros geotécnicos del suelo						Ctores adimensional		Fact. de Forma (F _s) S			Fact. de profundidad (F _d) d			Fact. de inclinación (F _i) i			Capacidad de carga	
	φ' (°)	C' (kPa)	γ (kN/m ³)	σ (kN/m ²)	N ₆₀	N _c	F _{qs} (S _q)	F _{ys} (S _s)	F _{cd} (d _q)	F _{pd} (d _s)	F _{ci} (i _q)	F _{qi} (i _s)	F _{yi} (i _s)	qu (kN/m ²)	qa (kN/m ²)				
	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00				
1	20.15	20.88	16.08	16.08	7.56	17.87	1.37	0.60	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	676.87	225.62				
2	20.15	20.88	16.08	16.08	32.15	17.87	1.37	0.60	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	798.34	266.11				
3	20.15	20.88	16.08	16.08	48.23	17.87	1.37	0.60	1.02	1.02	1.00	1.00	1.00	919.81	306.60				
4	20.15	20.88	16.08	16.08	64.31	17.87	1.37	0.60	1.03	1.02	1.00	1.00	1.00	1041.28	347.09				
5	20.15	20.88	16.08	16.08	80.38	17.87	1.37	0.60	1.03	1.03	1.00	1.00	1.00	1162.75	387.58				
6	20.89	24.37	17.42	112.64	97.80	17.55	1.38	0.60	1.04	1.03	1.00	1.00	1.00	1395.98	465.33				
7	20.89	24.37	17.42	105.22	7.70	17.55	1.38	0.60	1.04	1.04	1.00	1.00	1.00	1453.09	484.36				
8	20.89	24.37	17.42	112.64	7.70	17.55	1.38	0.60	1.05	1.04	1.00	1.00	1.00	1510.21	503.40				
9	20.89	24.37	17.42	120.06	7.70	17.55	1.38	0.60	1.06	1.05	1.00	1.00	1.00	1567.32	522.44				
10	18.98	26.82	17.93	128.00	7.34	13.92	1.34	0.60	1.07	1.05	1.00	1.00	1.00	1534.89	511.63				

Profundidad (m)	Parámetros geotécnicos del suelo						Ctores adimensional		Fact. de Forma (F _s) S			Fact. de profundidad (F _d) d			Fact. de inclinación (F _i) i			Capacidad de carga	
	φ' (°)	C' (kPa)	γ (kN/m ³)	σ (kN/m ²)	N ₆₀	N _c	Kp	F _{qs} (S _q)	F _{ys} (S _s)	F _{cd} (d _q)	F _{pd} (d _s)	F _{ci} (i _q)	F _{qi} (i _s)	F _{yi} (i _s)	qu (kN/m ²)	qa (kN/m ²)			
	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
1	20.15	20.88	16.08	16.08	6.49	14.98	2.05	1.21	1.21	1.29	1.14	1.14	1.00	1.00	740.84	246.95			
2	20.15	20.88	16.08	16.08	32.15	14.98	2.05	1.21	1.21	1.57	1.29	1.29	1.00	1.00	1047.18	349.06			
3	20.15	20.88	16.08	16.08	48.23	14.98	2.05	1.21	1.21	1.86	1.43	1.43	1.00	1.00	1389.56	463.19			
4	20.15	20.88	16.08	16.08	64.31	14.98	2.05	1.21	1.21	2.15	1.57	1.57	1.00	1.00	1767.97	589.32			
5	20.15	20.88	16.08	16.08	80.38	14.98	2.05	1.21	1.21	2.43	1.72	1.72	1.00	1.00	2182.43	727.48			
6	20.89	24.37	17.42	112.64	97.80	15.70	2.11	1.21	1.21	2.74	1.87	1.87	1.00	1.00	3077.68	1025.89			
7	20.89	24.37	17.42	105.22	6.99	15.70	2.11	1.21	1.21	3.03	2.02	2.02	1.00	1.00	3482.59	1160.86			
8	20.89	24.37	17.42	112.64	6.99	15.70	2.11	1.21	1.21	3.32	2.16	2.16	1.00	1.00	3905.74	1301.91			
9	20.89	24.37	17.42	120.06	6.99	15.70	2.11	1.21	1.21	3.61	2.31	2.31	1.00	1.00	4347.12	1449.04			
10	18.98	26.82	17.93	128.00	5.79	13.92	1.96	1.20	1.20	3.80	2.40	2.40	1.00	1.00	4132.60	1377.53			

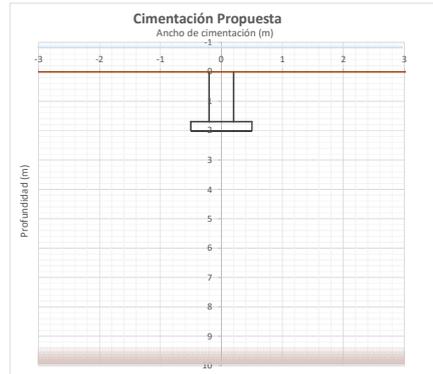
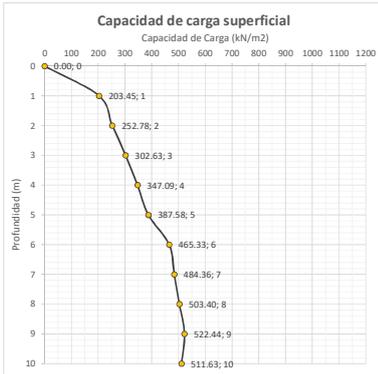
Profundidad (m)	Parámetros geotécnicos del suelo						Ctores adimensional		Fact. de Forma (F _s) S			Fact. de profundidad (F _d) d			Fact. de inclinación (F _i) i			Capacidad de carga	
	φ' (°)	C' (kPa)	γ (kN/m ³)	σ (kN/m ²)	N ₆₀	N _c	F _{qs} (S _q)	F _{ys} (S _s)	F _{cd} (d _q)	F _{pd} (d _s)	F _{ci} (i _q)	F _{qi} (i _s)	F _{yi} (i _s)	qu (kN/m ²)	qa (kN/m ²)				
	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.60	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00			
1	20.15	20.88	16.08	16.08	6.49	14.98	1.37	0.60	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	610.35	203.45				
2	20.15	20.88	16.08	16.08	32.15	14.98	1.37	0.60	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	758.35	252.78				
3	20.15	20.88	16.08	16.08	48.23	14.98	1.37	0.60	1.02	1.02	1.00	1.00	1.00	907.90	302.63				
4	20.15	20.88	16.08	16.08	64.31	14.98	1.37	0.60	1.03	1.02	1.00	1.00	1.00	1059.01	353.00				
5	20.15	20.88	16.08	16.08	80.38	14.98	1.37	0.60	1.03	1.03	1.00	1.00	1.00	1211.67	403.89				
6	20.89	24.37	17.42	112.64	97.80	15.70	1.38	0.60	1.04	1.03	1.00	1.00	1.00	1568.86	522.95				
7	20.89	24.37	17.42	105.22	6.99	15.70	1.38	0.60	1.04	1.04	1.00	1.00	1.00	1651.93	550.64				
8	20.89	24.37	17.42	112.64	6.99	15.70	1.38	0.60	1.05	1.04	1.00	1.00	1.00	1735.75	578.58				
9	20.89	24.37	17.42	120.06	6.99	15.70	1.38	0.60	1.06	1.05	1.00	1.00	1.00	1820.29	606.76				
10	18.98	26.82	17.93	128.00	5.79	13.92	1.34	0.60	1.07	1.05	1.00	1.00	1.00	1626.41	542.14				

Profundidad (m)	Parámetros geotécnicos del suelo						Ctores adimensional		Fact. de Forma (F _s) S			Fact. de profundidad (F _d) d			Fact. de inclinación (F _i) i			Capacidad de carga	
	φ' (°)	C' (kPa)	γ (kN/m ³)	σ (kN/m ²)	N ₆₀	N _c	F _{qs} (S _q)	F _{ys} (S _s)	F _{cd} (d _q)	F _{pd} (d _s)	F _{ci} (i _q)	F _{qi} (i _s)	F _{yi} (i _s)	qu (kN/m ²)	qa (kN/m ²)				
	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.60	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00			
1	20.15	20.88	16.08	16.08	6.49	14.98	1.37	0.60	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	622.29	207.43				
2	20.15	20.88	16.08	16.08	32.15	14.98	1.37	0.60	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	770.29	256.76				
3	20.15	20.88	16.08	16.08	48.23	14.98	1.37	0.60	1.02	1.02	1.00	1.00	1.00	919.84	306.61				
4	20.15	20.88	16.08	16.08	64.31	14.98	1.37	0.60	1.03	1.02	1.00	1.00	1.00	1070.95	356.98				
5	20.15	20.88	16.08	16.08	80.38	14.98	1.37	0.60	1.03	1.03	1.00	1.00	1.00	1223.61	407.87				
6	20.89	24.37	17.42	112.64	97.80	15.70	1.38	0.60	1.04	1.03	1.00	1.00	1.00	1582.81	527.60				
7	20.89	24.37	17.42	105.22	6.99	15.70	1.38	0.60	1.04	1.04	1.00	1.00	1.00	1665.88	555.29				
8	20.89	24.37	17.42	112.64	6.99	15.70	1.38	0.60	1.05	1.04	1.00	1.00	1.00	1749.70	583.23				
9	20.89	24.37	17.42	120.06	6.99	15.70	1.38	0.60	1.06	1.05	1.00	1.00	1.00	1834.24	611.41				
10	18.98	26.82	17.93	128.00	5.79	13.92	1.34	0.60	1.07	1.05	1.00	1.00	1.00	1638.24	546.08				

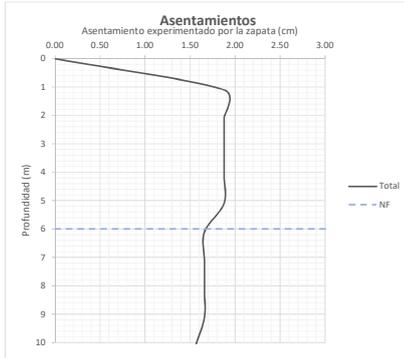
2. Resumen de cálculo de capacidad de carga superficial

Profundidad (m)	Resumen de cálculos				
	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	Vesic	Total
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	225.62	246.95	203.45	207.43	203.45
2	266.11	349.06	252.78	256.76	252.78
3	306.60	463.19	302.63	306.61	302.63
4	347.09	589.32	353.00	356.98	347.09
5	387.58	727.48	403.89	407.87	387.58
6	465.33	1025.89	522.95	527.60	465.33
7	484.36	1160.86	550.64	555.29	484.36
8	503.40	1301.91	578.58	583.23	503.40
9	522.44	1449.04	606.76	611.41	522.44
10	511.63	1377.53	542.14	546.08	511.63

Profundidad de desplante	2	m
Carga admisible	252.78	(kN/m ²)
Carga admisible puntual	252.78	kN



Parámetros para Asentamiento	
Sector asentamiento	centro
α	4.0
B'	0.5 m
R.Poisson μ	0.3
m'	1.0
Df/B	2.0
q_0	252.78 kN/m ²
I_f	0.99



Prof. (m)	Variables de cálculo						Asentamiento Elastico				M. Balasto
	Esesor H	Ao	A1	A2	F1	F2	I_s	E_s (MPa)	Se (m)	Se (cm)	
0	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	0.00	0.0000	0.00	0
1	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	11.98	0.0188	1.877	13468.78
2	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	11.98	0.0188	1.877	13468.78
3	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	11.98	0.0188	1.877	13468.78
4	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	11.98	0.0188	1.877	13468.78
5	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	11.98	0.0188	1.877	13468.78
6	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	13.55	0.0166	1.659	15235.93
7	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	13.55	0.0166	1.659	15235.93
8	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	13.55	0.0166	1.659	15235.93
9	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	13.55	0.0166	1.659	15235.93
10	4	0.758	0.758	0.015	0.482	0.020	0.4935	14.39	0.0156	1.562	16181.88

	MEMORIA DE CÁLCULO CAPACIDAD DE CARGA PROFUNDA		Índice
	OBRA:	Proyecto X	1. Datos de entrada
	LOCALIZACIÓN:	Medellín, Antioquia	2. Capacidad de carga profunda
	CLIENTE:		3. Asentamientos y Módulo de Balasto de Pilas
FECHA:			

1. Datos de entrada

DATOS DE ENTRADA	
Diametro del fuste	1 m
Diametro de punta	1 m
m	250
Coef. Empírico (Cp)	0.1
Instalación	Preexcavado 0.45

Parámetros para Cálculos	
Área de la punta (Ap)	0.79 m ²
Área del fuste (Af)	3.14 m ² /m
Perímetro de Pila	3.14 m
Presión atmosférica (Pa)	100 kN/m ²
FS fuste	2
FS punta	3
Peso específico del concreto	24 kN/m ³
M.Elasticidad de concreto	21000000 kN/m ²
Nivel freático (NF)	6 m

Profundidad (m)	Parámetros geotécnicos del suelo						Esfuerzos a profundidad			
	φ' (°)	C' (kPa)	E (Mpa)	γ (kN/m ³)	Tipo de suelo	R. Poisson μ	σ (kN/m ²)	Uw (kN/m ²)	σ' (kN/m ²)	
0	0.00	0.00	0.00	0.00	Cohesivo	0.00	0	0	0	
1	20.15	20.88	11.98	16.08	Cohesivo	0.35	16.08	0.00	16.08	
2	20.15	20.88	11.98	16.08	Cohesivo	0.35	32.15	0.00	32.15	
3	20.15	20.88	11.98	16.08	Cohesivo	0.35	48.23	0.00	48.23	
4	20.15	20.88	11.98	16.08	Cohesivo	0.35	64.31	0.00	64.31	
5	20.15	20.88	11.98	16.08	Cohesivo	0.40	80.38	0.00	80.38	
6	20.89	24.37	13.55	17.42	Cohesivo	0.40	97.80	10.00	87.80	
7	20.89	24.37	13.55	17.42	Cohesivo	0.40	115.22	20.00	95.22	
8	20.89	24.37	13.55	17.42	Cohesivo	0.40	132.64	30.00	102.64	
9	20.89	24.37	13.55	17.42	Cohesivo	0.40	150.06	40.00	110.06	
10	18.98	26.82	14.39	17.93	Cohesivo	0.40	168.00	50.00	118.00	
11	18.98	26.82	14.39	17.93	Cohesivo	0.40	185.93	60.00	125.93	
12	18.98	26.82	14.39	17.93	Cohesivo	0.40	203.86	70.00	133.86	
13	18.98	26.82	14.39	17.93	Cohesivo	0.40	221.80	80.00	141.80	
14	18.98	26.82	14.39	17.93	Cohesivo	0.40	239.73	90.00	149.73	
15	18.98	26.82	14.39	17.93	Cohesivo	0.40	257.67	100.00	157.67	

2. Capacidad de carga profunda

Prof. (m)	Capacidad de fuste					Capacidad de punta				Peso Pila Wp	Capacidad admisible				
	Cohesivo (Met. α)		Friccionante (Met. β)			ψp	Nq _u	Nc	Ns		Qpu (kN)	Fuste Qfa (kN)	Punta Qpa (kN)	Qa total (kN)	Qa (kN/m ²)
	α	Qfu (kN)	K	φ' (°)	Qfu (kN)										
0	0	0.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
1	0.0	0.0	0.66	19.14	0	1.047	20.00	14	6	275.2	18.8	0.0	156.01	198.63	
2	0.5	35.8	0.66	19.14	0	1.571	20.00	14	6	451.9	37.7	17.9	246.56	313.93	
3	0.7	78.9	0.66	19.14	0	1.047	20.00	14	9	677.9	56.5	39.4	246.56	313.93	
4	0.7	127.8	0.66	19.14	0	1.047	20.00	14	9	854.7	75.4	63.9	323.68	412.13	
5	0.8	182.0	0.66	19.14	0	1.047	20.00	14	9	1031.4	94.2	91.0	403.40	513.62	
6	0.8	243.3	0.64	19.84	0	1.047	21.00	14	9	1123.9	113.1	121.7	458.59	583.90	
7	0.8	306.9	0.64	19.84	0	1.047	21.00	14	9	1204.3	131.9	153.5	510.92	650.52	
8	0.9	372.7	0.64	19.84	0	1.047	21.00	14	9	1284.7	150.8	186.4	564.34	718.54	
9	0.9	440.6	0.64	19.84	0	1.047	21.00	14	9	1365.1	169.6	220.3	618.82	787.90	
10	0.9	514.5	0.67	18.03	0	1.047	19.00	14	9	1487.0	188.5	257.2	690.08	878.64	
11	0.9	590.5	0.67	18.03	0	1.047	19.00	14	9	1574.3	207.3	295.3	750.90	956.07	
12	0.9	668.7	0.67	18.03	0	1.047	19.00	14	9	1661.5	226.2	334.3	812.78	1034.86	
13	1.0	748.9	0.67	18.03	0	1.047	19.00	14	9	1748.7	245.0	374.5	875.69	1114.96	
14	1.0	831.1	0.67	18.03	0	1.047	19.00	14	9	1836.0	263.9	415.6	939.59	1196.32	
15	1.0	915.3	0.67	18.03	0	1.047	19.00	14	9	1923.2	282.7	457.6	1004.46	1278.91	

Profundidad de la pila seleccionada (m): **5**

3. Asentamientos y Módulo de Balasto de Pilas

Prof. (m)	Asentamiento Elástico										Profundidad (m)	Módulo de Balasto Kh (kN/m ³)	
	Cargas				Elástico		Punta		Fuste				Total S _{TOTAL} (mm)
	Q _{wp} (kN)	Q _{wf} (kN)	q _{wp} (kN/m ²)	l _{wf}	S _{Ef-Elast} (mm)	S _{Ez-Punta} (mm)	S _{Ez-Fuste} (mm)	S _{Fuste} (mm)					
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
1	275.17	0.00	350.36	2.35	0.017	139.684	0.00000	139.70	1	6203.21			
2	451.94	35.85	575.43	2.49	0.058	139.684	0.00104	139.74	2	6203.21			
3	677.91	78.88	863.14	2.61	0.133	139.684	0.00160	139.82	3	6203.21			
4	854.68	127.85	1088.21	2.70	0.228	139.684	0.00201	139.91	4	6203.21			
5	1031.45	181.99	1313.28	2.78	0.350	133.714	0.00226	134.07	5	6203.21			
6	1123.88	243.33	1430.97	2.86	0.468	118.205	0.00229	118.68	6	7089.55			
7	1204.30	306.94	1533.37	2.93	0.598	118.205	0.00253	118.81	7	7089.55			
8	1284.72	372.74	1635.76	2.99	0.744	118.205	0.00275	118.95	8	7089.55			
9	1365.15	440.63	1738.16	3.05	0.906	118.205	0.00295	119.11	9	7089.55			
10	1487.01	514.48	1893.32	3.11	1.111	111.295	0.00297	112.41	10	7567.61			
11	1574.25	590.53	2004.40	3.16	1.314	111.295	0.00315	112.61	11	7567.61			
12	1661.50	668.69	2115.48	3.21	1.535	111.295	0.00333	112.83	12	7567.61			
13	1748.74	748.91	2226.57	3.26	1.774	111.295	0.00349	113.07	13	7567.61			
14	1835.99	831.12	2337.65	3.31	2.031	111.295	0.00365	113.33	14	7567.61			
15	1923.23	915.25	2448.73	3.36	2.307	111.295	0.00380	113.61	15	7567.61			

