

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
Facultad de Hábitat, Infraestructura y Creatividad.

Maestría en Geotecnia Aplicada

TEMA:
Análisis de parámetros geotécnicos de perfiles de suelo clasificados como tipo D en Quito y su influencia en la capacidad de carga de diseño y en la estimación del área de contacto requerida para cimentaciones superficiales

Autora: Alejandra Peñaherrera Gudiño

Director: Alejandro Irigoyen

Mayo 2026

DEDICATORIA

A mi papá, Alejandro Peñaherrera, por ser mi ejemplo más claro de lo que significa ser un gran hombre, un gran profesional y un gran padre. Te admiro profundamente, no solo por todo lo que sabes, sino por la forma en que has decidido compartirlo conmigo siempre, con paciencia, generosidad y amor. Gracias por tu guía y amor, por impulsarme constantemente a superarme y por recordarme, incluso en los momentos más difíciles, que siempre es posible aprender más, crecer más y ser mejor. Tu inteligencia, tu experiencia y tu manera de enfrentar cada reto han sido una guía permanente en mi camino. Gracias por estar siempre dispuesto a explicarme una vez más, a orientarme, a levantarme cuando lo necesité y a confiar en mí incluso antes de que yo misma lo hiciera.

A mi mamá, Cynthia Gudiño, por ser amor incondicional, fuerza, y valentía en cada etapa de mi vida. Gracias por cuidarme con tanta dedicación, por acompañarme siempre con paciencia y por sostenerme con tu cariño incluso en los momentos más difíciles. Tu manera de creer en mí, de impulsarme a seguir adelante y de recordarme que siempre soy capaz ha marcado profundamente mi camino. Gracias por hacerme sentir admirada, apoyada y profundamente amada. Tu presencia constante, tu forma de protegerme y tu manera de enseñarme a enfrentar la vida con fortaleza han sido un refugio seguro en cada etapa de este proceso. Nada de esto habría sido igual sin tu apoyo, tu comprensión y tu amor infinito.

A mi hermana, Mikaela Peñaherrera, mi compañera de vida y una de las personas que más alegría trae a mi camino. Gracias por estar siempre a mi lado con tu amor, tu apoyo y tu forma tan sincera de animarme a seguir adelante. Tu manera de escucharme, de acompañarme y de recordarme que puedo lograr lo que me proponga ha sido un regalo constante en mi vida. Gracias por hacerme sentir admirada, apoyada, querida y capaz incluso en los momentos en los que yo misma dudaba. Tu cariño incondicional, tu presencia y tu forma de celebrar mis logros como si fueran propios han hecho que este camino sea mucho más significativo. Tenerte como hermana es una de las bendiciones más grandes de mi vida.

RESUMEN

Los suelos volcánicos que conforman gran parte del subsuelo de la ciudad de Quito presentan una alta variabilidad en sus propiedades geotécnicas, lo cual introduce un nivel importante de incertidumbre en el diseño de cimentaciones superficiales. En particular, los perfiles clasificados como tipo D según la Norma Ecuatoriana de la Construcción corresponden generalmente a depósitos heterogéneos donde parámetros como el valor de N-SPT, el contenido de finos y la humedad pueden variar significativamente incluso dentro de distancias relativamente cortas. Esta variabilidad puede influir directamente en la capacidad de carga admisible del terreno y, por consiguiente, en el área mínima de contacto suelo-estructura requerida para el diseño de zapatas aisladas.

La presente investigación analiza esta problemática a partir de una base de datos compuesta por treinta estudios geotécnicos correspondientes a proyectos reales desarrollados en la ciudad de Quito. Con el fin de evaluar de manera comparativa el comportamiento del suelo, se adoptó un esquema metodológico estandarizado en el cual se mantuvieron constantes las cargas estructurales asociadas a un edificio tipo de cuatro pisos, permitiendo que las variaciones observadas en el predimensionamiento del área de contacto suelo-estructura se deban exclusivamente a las condiciones geotécnicas del terreno. A partir de esta base de datos se analizaron relaciones entre el valor crítico de N-SPT, la capacidad de carga admisible reportada en los estudios de suelos, el ancho de zapata requerido y distintos parámetros del suelo, incluyendo la clasificación según el sistema SUCS.

Los resultados obtenidos muestran que el valor crítico de N-SPT constituye el parámetro que mejor explica la variabilidad observada en la capacidad de carga admisible dentro del conjunto de datos analizado, presentando correlaciones significativamente mayores que otros parámetros índices del suelo. Asimismo, se identificó que pequeñas variaciones en la capacidad admisible pueden generar cambios importantes en el área de contacto requerida para zapatas cuando se mantienen constantes las cargas estructurales. El análisis también evidenció que la clasificación SUCS, aunque útil para contextualizar el tipo de suelo, no resulta suficiente por sí sola para caracterizar su comportamiento portante. Los resultados aportan una interpretación más clara sobre el comportamiento de suelos volcánicos tipo D en Quito y ofrecen criterios útiles para el análisis preliminar y el predimensionamiento de cimentaciones superficiales en la práctica geotécnica local.

Palabras clave

Geotecnia, suelos volcánicos, capacidad de carga admisible, ensayo SPT, cimentaciones superficiales, predimensionamiento de área suelo-estructura.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 6
1.1 Planteamiento del problema 7
1.2 Objetivos de la investigación 7
1.2.1 Objetivo general 7
1.2.2 Objetivos específicos 7
1.3 Alcances y delimitaciones 7
2. REVISIÓN DE LA LITERATURA 8
2.1 Capacidad de carga en cimentaciones superficiales 8
2.2 Enfoques para la estimación de la capacidad de carga 8
2.3 Ensayo de penetración estándar (SPT) como herramienta geotécnica 9
2.4 Método empírico de Meyerhof para capacidad de carga admisible 9
2.5 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) 9
2.6 Comportamiento geotécnico de suelos volcánicos en Quito 10
2.7 Coeficiente de determinación y confiabilidad en correlaciones geotécnicas 10
3. METODOLOGÍA 12
3.1 Enfoque y tipo de investigación 12
3.2 Base de datos y criterios de selección 12
3.3 Criterios de estandarización del análisis 13
3.4 Capacidad de carga admisible reportada en los estudios de suelos 14
3.4.1 Fundamentación de la correlación empírica basada en SPT 15
3.5 Predimensionamiento de zapatas aisladas cuadradas 16
3.6 Análisis de la información según la clasificación SUCS 17
4. RESULTADOS 17
4.1 Organización general de la base de datos 17
4.2 Clasificación de suelos predominantes 17
4.3 Capacidad admisible (qa) 18
4.4 Relación N-SPT vs capacidad admisible 18
4.4.1 Fundamentación de la correlación empírica basada en SPT 19
4.5 Ancho de zapata (B) 20
4.6 Relación N-SPT vs B, y el área de contacto suelo-estructura. 21
4.7 Influencia del porcentaje de finos 22
4.8 Influencia del porcentaje de humedad 23
4.9 Análisis de la capacidad de carga admisible por grupo SUCS 24
4.10 Comparación con cálculo teórico de capacidad portante mediante Terzaghi 25
4.10.1 Comparación entre capacidad admisible estimada por Meyerhof y capacidad calculada mediante Terzaghi 25
4.10.2 Relación entre N-SPT y capacidad calculada mediante Terzaghi 26

4.10.3 Influencia del ángulo de fricción interna en la capacidad calculada 27
4.10.4 Relación entre cohesión y capacidad portante calculada 27
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS 28
5.1 Variabilidad real dentro de suelos tipo D 28
5.2 El N-SPT como parámetro dominante 29
5.2.1 Influencia del N-SPT crítico en el predimensionamiento de zapatas 29
5.3 Relación entre N-SPT y ancho de zapata 30
5.3.1 Interpretación del efecto de la capacidad admisible sobre el área de contacto 30
5.4 Papel real de la clasificación SUCS 31
5.5 Influencia limitada de finos y humedad 32
5.6 Coherencia con el método de Meyerhof 32
5.7 Interpretación del contraste entre el cálculo teórico de Terzaghi y las correlaciones empíricas basadas en SPT 32
5.8 Implicaciones para el diseño geotécnico en suelos tipo D en Quito 33
5.9 Interpretación de la capacidad portante según el tipo de suelo 34
6. CONCLUSIONES 35
6.1 Recomendaciones 38

TABLAS

Tabla 1: Relación entre qa y área de contacto suelo-estructura 21

FIGURAS

Figura 1: N SPT vs Capacidad Admisible (qa) 19
Figura 2: N SPT vs Capacidad Admisible (Q ADM) 20
Figura 3: N SPT vs Ancho de la zapata calculado 21
Figura 4: N SPT vs %FINOS 23
Figura 5:N SPT vs Porcentaje de humedad 24
Figura 6: Q ADM vs %HUMEDAD 24
Figura 7: qa (Terzaghi) vs qa (Meyerhof) 26
Figura 8: N SPT vs qa (Terzaghi) 26
Figura 9: Ángulo de fricción interna vs Capacidad admisible 27
Figura 10: Cohesión vs Capacidad (Terzaghi) 28

1. INTRODUCCIÓN

La ciudad de Quito se encuentra asentada sobre una secuencia compleja de depósitos de origen volcánico, formados a partir de erupciones, flujos piroclásticos y diferentes procesos de retrabajo sedimentario que han ocurrido a lo largo del tiempo geológico. Como mencionan Mitchell y Soga (2005), este tipo de suelos suele presentar una estructura interna bastante irregular y una variabilidad considerable en sus propiedades físicas y mecánicas. Esta heterogeneidad se refleja en cambios importantes en parámetros como la granulometría, la plasticidad, el contenido de finos y la humedad natural, incluso en distancias relativamente cortas, lo cual termina influyendo directamente en el comportamiento geotécnico del terreno cuando se encuentra sometido a cargas estructurales.

Dentro de la práctica de la ingeniería civil, la variabilidad del subsuelo constituye uno de los factores que más incertidumbre introduce en el diseño de cimentaciones superficiales. Bowles (1997) explica que la capacidad de carga del suelo depende de varios parámetros que en muchos casos no pueden determinarse con total precisión, especialmente cuando se trata de suelos heterogéneos como los de origen volcánico. Por esta razón, la capacidad de carga admisible adquiere un papel clave dentro del diseño geotécnico, ya que a partir de este valor se define el área mínima de contacto entre el suelo y la estructura necesaria para asegurar un desempeño estructural adecuado.

En el caso del Ecuador, la Norma Ecuatoriana de la Construcción establece una clasificación de los perfiles de suelo con fines sísmicos utilizando parámetros promedio obtenidos dentro de los primeros treinta metros de profundidad. De acuerdo con la NEC (2015), los suelos tipo D corresponden generalmente a materiales de rigidez media a baja, dentro de los cuales se incluyen limos, arenas y arcillas con propiedades variables. Sin embargo, esta clasificación normativa no necesariamente representa un comportamiento geotécnico uniforme, particularmente cuando se analizan aspectos relacionados con la capacidad de carga del suelo y el dimensionamiento de cimentaciones superficiales.

En Quito, los suelos volcánicos clasificados como tipo D son bastante comunes y, en muchos sectores, están asociados a depósitos poco consolidados con presencia significativa de finos. Santamarina, Klein y Fam (2001) señalan que este tipo de materiales puede presentar propiedades mecánicas muy sensibles a cambios en la humedad y en la estructura interna del suelo, lo que en algunos casos dificulta la aplicación directa de criterios de diseño simplificados. Por esta razón, en la práctica profesional suele ser necesario recurrir a estudios geotécnicos más detallados y al uso de correlaciones empíricas basadas en ensayos de campo para poder estimar con mayor confiabilidad el comportamiento del suelo.

La capacidad de carga admisible, reportada en los estudios de suelos, condiciona directamente el predimensionamiento de zapatas aisladas. Das (2011) menciona que una estimación poco representativa de este parámetro puede conducir a soluciones sobredimensionadas o, por el contrario, a diseños inseguros. Por ello, resulta pertinente analizar de manera sistemática cómo la variabilidad de los parámetros geotécnicos influye en el área mínima de contacto requerida cuando se mantienen constantes las condiciones estructurales.

Adicionalmente, la clasificación de los suelos mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) aporta un criterio complementario para interpretar el comportamiento geotécnico del terreno. Según ASTM D2487 (2017), este sistema permite agrupar suelos con características granulométricas y de plasticidad similares, facilitando la identificación de tendencias generales. En suelos volcánicos, el SUCS puede contribuir a relacionar el tipo de suelo con la capacidad de carga admisible reportada y con el área de contacto requerida.

1.1 Planteamiento del problema

La heterogeneidad de los suelos volcánicos tipo D en Quito se refleja en una dispersión significativa de los valores de capacidad de carga admisible reportados en los estudios geotécnicos, lo cual puede afectar la confiabilidad del diseño si no se analiza de manera sistemática (Bowles, 1997). En la práctica profesional, esta dispersión se traduce en diferencias relevantes en el área de contacto requerida para zapatas aisladas, aun cuando las condiciones estructurales sean similares.

En este estudio, las cargas corresponden a un edificio estándar de cuatro pisos y se mantienen constantes para todos los casos analizados, de modo que las variaciones observadas en el área de contacto suelo–estructura se atribuyan exclusivamente a las propiedades geotécnicas del suelo. Bajo estas condiciones, resulta necesario evaluar cómo la variabilidad de los parámetros geotécnicos, expresada a través de la capacidad de carga admisible reportada y de la clasificación SUCS, influye en el predimensionamiento del área de contacto requerida para zapatas aisladas.

1.2 Objetivos de la investigación

1.2.1 Objetivo general

Analizar la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos de suelos volcánicos tipo D en la ciudad de Quito sobre el área mínima de contacto suelo–estructura requerida para zapatas aisladas cuadradas, considerando un esquema de cargas constante correspondiente a un edificio estándar de cuatro pisos definido según la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

1.2.2 Objetivos específicos

- Sistematizar la información geotécnica proveniente de estudios de suelos realizados en la ciudad de Quito correspondientes a perfiles clasificados como tipo D.
- Analizar la variabilidad de la capacidad de carga admisible reportada en los estudios de suelos y su relación con los valores promedio de N-SPT.
- Determinar el área mínima de contacto suelo–estructura requerida para zapatas aisladas cuadradas utilizando cargas estructurales constantes.
- Evaluar la influencia de la clasificación SUCS en el comportamiento observado del área de contacto requerida.
- Identificar tendencias generales aplicables a la práctica geotécnica en suelos volcánicos de Quito.

1.3 Alcances y delimitaciones

La investigación se limita a suelos volcánicos clasificados como tipo D según la Norma Ecuatoriana de la Construcción, localizados en la ciudad de Quito y su área de influencia. Se analizan únicamente cimentaciones superficiales del tipo zapata aislada cuadrada, considerando un edificio estándar de cuatro pisos y un esquema de cargas constante, excluyendo el análisis de asentamientos.

2. REVISIÓN DE LA LITERATURA

2.1 Capacidad de carga en cimentaciones superficiales

La capacidad de carga del suelo se entiende como la presión máxima que el terreno puede soportar cuando una cimentación transmite cargas hacia él, sin que se produzcan fallas por corte ni deformaciones excesivas que afecten el comportamiento de la estructura. Según Bowles (1997), este parámetro constituye uno de los aspectos fundamentales dentro del diseño de cimentaciones superficiales, ya que de él depende directamente el predimensionamiento de elementos como zapatas y losas de fundación.

Desde el punto de vista de la ingeniería civil, la capacidad de carga del suelo está influenciada por varios factores, entre los que se incluyen las propiedades físicas y mecánicas del material, la geometría de la cimentación y las condiciones de carga que actúan sobre el terreno. Das (2011) señala que, por tratarse de formaciones naturales, estos parámetros no siempre pueden definirse con total precisión. Por esta razón, la estimación de la capacidad portante del suelo generalmente implica cierto grado de incertidumbre, situación que se vuelve aún más relevante en contextos donde existe una alta variabilidad estratigráfica, como ocurre en muchos depósitos volcánicos.

Dentro del diseño geotécnico se diferencia entre capacidad de carga última y capacidad de carga admisible. La capacidad de carga última corresponde al estado en el que el suelo alcanza su condición de falla por cortante. Por otra parte, la capacidad de carga admisible se obtiene al aplicar un factor de seguridad que permite considerar las incertidumbres asociadas tanto al comportamiento del suelo como a las limitaciones propias de los métodos de cálculo, y la serviciabilidad de la estructura. En aplicaciones prácticas, como en el caso del presente estudio, Das (2011) indica que la capacidad de carga admisible suele ser el parámetro de mayor interés, ya que es el valor que se utiliza directamente en el predimensionamiento de cimentaciones superficiales.

2.2 Enfoques para la estimación de la capacidad de carga

A lo largo del desarrollo de la mecánica de suelos se han propuesto diversos enfoques para la estimación de la capacidad de carga del terreno. Terzaghi desarrolló uno de los primeros modelos teóricos basados en el equilibrio límite, los cuales permitieron comprender los mecanismos de falla en cimentaciones superficiales y establecer la relación entre la resistencia al corte del suelo y la capacidad portante, como señalan Terzaghi, Peck y Mesri (1996).

Sin embargo, la aplicación directa de estos modelos teóricos en la práctica profesional requiere la determinación confiable de parámetros de resistencia al corte obtenidos en laboratorio, lo cual no siempre es viable en suelos heterogéneos o de difícil muestreo. En este sentido, Bowles (1997) indica que los métodos teóricos suelen utilizarse principalmente como marco de referencia conceptual, mientras que en estudios aplicados

se recurre con mayor frecuencia a métodos empíricos basados en ensayos de campo. En cimentaciones superficiales sobre suelos medianamente competentes, el criterio de diseño puede estar gobernado por asentamientos admisibles antes que por falla por corte (Das, 2011).

Los métodos empíricos han alcanzado una amplia aceptación debido a que permiten estimar la capacidad de carga admisible a partir de parámetros medidos directamente en el terreno. Este enfoque resulta especialmente útil en proyectos reales, donde la información disponible proviene principalmente de ensayos in situ, como el ensayo de penetración estándar, lo que facilita su aplicación en el diseño geotécnico.estándar.

2.3 Ensayo de penetración estándar (SPT) como herramienta geotécnica

El ensayo de penetración estándar (SPT) es uno de los ensayos de campo más utilizados para la caracterización geotécnica de suelos, debido a su simplicidad, bajo costo relativo y a la amplia base de datos histórica que permite establecer correlaciones empíricas con diversos parámetros de diseño, como destaca Das (2011). El valor N-SPT proporciona una medida indirecta de la resistencia del suelo y se relaciona con propiedades como la densidad relativa, la consistencia y la capacidad de carga.

No obstante, el valor N-SPT no constituye un parámetro intrínseco del suelo, ya que puede verse influenciado por la energía transmitida durante el ensayo, el tipo de equipo y las condiciones de saturación. En este sentido, Phoon y Kulhawy (1999) señalan que esta variabilidad introduce una dispersión inherente en las correlaciones empíricas basadas en el SPT, lo que exige una interpretación crítica de los resultados, especialmente en suelos con comportamiento geotécnico complejo.

En suelos volcánicos, donde la obtención de muestras inalteradas representativas suele ser limitada, el SPT se convierte en una de las principales fuentes de información para el diseño geotécnico. Santamarina, Klein y Fam (2001) indican que, en estos casos, el uso de valores promedio de N-SPT permite reducir la influencia de valores atípicos y obtener una representación más adecuada del comportamiento global del suelo.

2.4 Método empírico de Meyerhof para capacidad de carga admisible

Entre los métodos empíricos desarrollados a partir del ensayo de penetración estándar, el propuesto por Meyerhof modificado por Bowles (1997) se ha consolidado como uno de los más utilizados en la práctica profesional. Meyerhof (1963) estableció correlaciones que permiten estimar la capacidad de carga admisible de cimentaciones superficiales a partir de valores promedio de N-SPT, considerando la profundidad de desplante y el tipo general de suelo.

Bowles (1997) indica que el método de Meyerhof resulta particularmente útil en estudios preliminares y en proyectos donde la información disponible se limita a ensayos de campo, como ocurre con frecuencia en zonas urbanas consolidadas. Su aplicación permite obtener estimaciones consistentes de la capacidad de carga admisible sin requerir un número elevado de parámetros de entrada.

2.5 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) constituye una herramienta fundamental para la identificación y agrupación de suelos en función de sus características granulométricas y de plasticidad. De acuerdo con la norma ASTM D2487 (2017), este sistema permite clasificar los suelos en categorías que presentan comportamientos geotécnicos similares, facilitando la interpretación de resultados de ensayos de campo y laboratorio.

En el contexto de la capacidad de carga, la clasificación SUCS aporta un criterio complementario para la evaluación del comportamiento del suelo. Mitchell y Soga (2005) señalan que suelos con clasificaciones similares suelen presentar respuestas mecánicas comparables, lo que permite identificar tendencias generales de comportamiento. En suelos volcánicos, esta clasificación resulta particularmente útil para diferenciar entre limos, arenas y arcillas de baja a media plasticidad, que pueden presentar capacidades de carga distintas.

La integración del SUCS con métodos empíricos basados en el SPT permite una interpretación más completa de los resultados geotécnicos. Santamarina et al. (2001) indican que este enfoque contribuye a reducir la incertidumbre asociada al diseño, al considerar tanto parámetros medidos en campo como características índices del suelo.

2.6 Comportamiento geotécnico de suelos volcánicos en Quito

Los suelos volcánicos que conforman el subsuelo de la ciudad de Quito presentan características particulares asociadas a su origen piroclástico y a los procesos de alteración física y química a los que han sido sometidos. Mitchell y Soga (2005) señalan que estos materiales suelen presentar una estructura interna compleja, caracterizada por partículas angulares, vacíos interconectados y, en algunos casos, grados variables de cementación, aspectos que influyen directamente en su resistencia y deformabilidad.

En el ámbito urbano de Quito, los suelos volcánicos clasificados como tipo D según la Norma Ecuatoriana de la Construcción corresponden predominantemente a limos arenosos y arcillas limosas con contenidos significativos de finos, e incluso arenas limosas. De acuerdo con la NEC (2015), estos suelos presentan rigidez media en la profundidad de 30m, condición que se refleja en variaciones importantes en la capacidad de carga estimada mediante distintos métodos geotécnicos, especialmente en los materiales superficiales.

Bajo estas condiciones, el análisis de estudios geotécnicos reales permite evaluar la variabilidad de los parámetros del suelo y su influencia en el predimensionamiento de cimentaciones superficiales. En este sentido, la aplicación de métodos empíricos, como el propuesto por Meyerhof, complementada con la clasificación de los suelos mediante el SUCS, constituye una aproximación coherente con la práctica geotécnica local.

2.7 Coeficiente de determinación y confiabilidad en correlaciones geotécnicas

En estudios geotécnicos donde se utilizan correlaciones empíricas, es importante evaluar qué tan bien una variable permite explicar el comportamiento de otra. Para esto se emplea comúnmente el coeficiente de determinación, conocido como R^2, el cual permite

cuantificar qué proporción de la variabilidad de una variable dependiente puede ser explicada por la variable independiente dentro de un modelo de regresión.

En términos generales, el coeficiente de determinación toma valores entre 0 y 1. Cuando el valor de R^2 se aproxima a 1, significa que el modelo logra explicar una mayor parte de la variabilidad observada en los datos analizados. Por el contrario, cuando su valor se acerca a 0, indica que la relación entre las variables es débil y que el modelo tiene una capacidad limitada para describir el comportamiento del fenómeno estudiado. Montgomery, Beck y Vining (2012) indican que el R^2 representa una medida estadística del ajuste del modelo; sin embargo, su interpretación siempre debe realizarse considerando el contexto físico del problema y no únicamente el valor numérico obtenido.

En este mismo contexto, también es frecuente expresar la confiabilidad de una correlación mediante el coeficiente de correlación R, el cual corresponde a la raíz cuadrada del coeficiente de determinación (R^2). Este parámetro permite tener una medida más directa del grado de relación existente entre las variables analizadas. No obstante, al igual que ocurre con el coeficiente de determinación, su interpretación debe realizarse teniendo en cuenta la variabilidad natural que suelen presentar los datos geotécnicos.

El uso de correlaciones empíricas es bastante común en geotecnia, principalmente porque en muchos casos resulta difícil obtener parámetros completamente representativos del suelo únicamente mediante ensayos de laboratorio. Debido a esto, numerosos métodos de diseño se han desarrollado a partir de relaciones estadísticas obtenidas de resultados de ensayos de campo y de parámetros de diseño conocidos. Un ejemplo claro de esto es el uso del ensayo de penetración estándar (SPT) para estimar diferentes propiedades mecánicas del suelo, entre ellas la capacidad de carga admisible (Bowles, 1997).

Sin embargo, la confiabilidad de estas correlaciones depende en gran medida de la dispersión natural de los datos. Phoon y Kulhawy (1999) explican que los parámetros geotécnicos suelen presentar una variabilidad inherente asociada tanto a la heterogeneidad natural del suelo como a las incertidumbres propias de los procedimientos de medición. Como consecuencia, las relaciones empíricas rara vez presentan ajustes perfectos y siempre deben interpretarse considerando esta variabilidad.

Bajo esta perspectiva, el coeficiente de determinación se convierte en una herramienta útil para evaluar la consistencia de las correlaciones empleadas. Cuando se obtiene un valor relativamente alto de R^2, esto indica que una proporción importante del comportamiento observado puede ser explicada por el modelo utilizado. No obstante, esto no implica necesariamente que exista una relación causal directa entre las variables, sino más bien que se observa una tendencia estadística dentro del conjunto de datos analizado (Montgomery et al., 2012).

En el caso de correlaciones basadas en el ensayo SPT, diferentes autores han reportado relaciones moderadas a fuertes entre el número de golpes N-SPT y diversos parámetros geotécnicos del suelo.

Meyerhof (1963), por ejemplo, propuso correlaciones que permiten estimar la capacidad de carga admisible a partir del valor de N-SPT, las cuales han sido ampliamente utilizadas en la práctica profesional y modificadas por diferentes autores a lo largo del tiempo. Aunque este tipo de correlaciones puede presentar cierta dispersión, han demostrado ser

herramientas útiles para el predimensionamiento de cimentaciones cuando se aplican con criterio ingenieril.

Desde un punto de vista práctico, el análisis del coeficiente de determinación permite evaluar qué tan representativa resulta una correlación dentro de un conjunto específico de datos. En estudios comparativos, como el desarrollado en la presente investigación, el cálculo de R^2 ayuda a identificar las variables del suelo que presentan una mayor influencia en la estimación de la capacidad de carga admisible. Cuando una correlación presenta valores bajos de R^2, significa que la relación entre las variables es limitada, dentro del conjunto de datos analizado.

Finalmente, es importante considerar que en geotecnia la confiabilidad de un modelo no depende únicamente del valor de R^2, Phoon y Kulhawy (1999) señalan que la interpretación de correlaciones geotécnicas también debe tomar en cuenta el tamaño de la base de datos utilizada, la calidad de los ensayos de campo y la representatividad del perfil de suelo analizado. En general, valores de R^2 relativamente altos pueden indicar una tendencia estadística clara, pero su interpretación siempre debe realizarse en conjunto con el conocimiento geológico y geotécnico del sitio de estudio.

3. METODOLOGÍA

3.1 Enfoque y tipo de investigación

La presente investigación se desarrolla bajo un enfoque cuantitativo, de tipo descriptivo–correlacional, orientado al análisis de información geotécnica secundaria proveniente de estudios de suelos reales ejecutados en la ciudad de Quito y su área de influencia. El estudio se ejecuta sin la realización de nuevos ensayos de campo ni de laboratorio, y se basa en la recopilación, sistematización y análisis comparativo de datos existentes, con el fin de evaluar la influencia de la variabilidad geotécnica de suelos volcánicos tipo D en la estimación de la capacidad de carga admisible y en el predimensionamiento de cimentaciones superficiales (Bowles, 1997; Das, 2011).

El carácter descriptivo del estudio permite identificar y organizar las principales características geotécnicas de los suelos analizados, mientras que el enfoque correlacional posibilita evaluar relaciones y tendencias entre parámetros como el valor promedio de N-SPT, la clasificación SUCS y el área mínima de contacto requerida para zapatas aisladas. Este enfoque resulta coherente con los objetivos planteados en el plan de tesis aprobado y con el alcance aplicado de la Maestría en Geotecnia Aplicada.

3.2 Base de datos y criterios de selección

La base de datos utilizada en esta investigación está conformada por treinta (30) estudios geotécnicos correspondientes a proyectos reales desarrollados en la ciudad de Quito y su entorno inmediato. Los estudios fueron seleccionados considerando como criterio principal que los perfiles de suelo se encuentren clasificados como tipo D según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), dado que este tipo de suelo es predominante en la zona de estudio y constituye el foco central de la investigación (NEC, 2015).

Se excluyeron de manera expresa los perfiles de suelo clasificados como tipo C u otros tipos definidos por la normativa, con el propósito de reducir la heterogeneidad del

conjunto de datos y asegurar la comparabilidad de los resultados. Asimismo, se priorizaron proyectos que emplean cimentaciones superficiales tipo zapata aislada, dado que el objetivo de la investigación es analizar la variabilidad geotécnica y su influencia en el predimensionamiento de este tipo de cimentación. Cabe señalar que, independientemente de la solución de cimentación propuesta en los estudios originales, en la presente investigación se realizó un análisis propio utilizando los parámetros geotécnicos reportados.

Para cada estudio geotécnico se recopilaron parámetros relevantes para el análisis, entre los que se incluyen: valores promedio de N-SPT, peso unitario del suelo, ángulo de fricción interna, cohesión, límites de consistencia, contenido de humedad natural, porcentaje de finos, clasificación SUCS, profundidad de desplante recomendada y capacidad de carga admisible reportada. Esta información constituye la base para el análisis posterior de la variabilidad geotécnica y su influencia en el predimensionamiento de zapatas.

3.3 Criterios de estandarización del análisis

Con el fin de garantizar que los resultados obtenidos sean comparables entre los 30 estudios geotécnicos analizados, fue necesario establecer criterios claros de estandarización aplicables a todos los casos. La intención principal fue que las diferencias observadas en el predimensionamiento se deban únicamente a las condiciones del suelo y no a variaciones en el modelo estructural o en supuestos de diseño.

En primer lugar, se consideró una cimentación superficial del tipo zapata aislada cuadrada como criterio único de análisis. Esta decisión se tomó porque este tipo de cimentación es ampliamente utilizado en edificaciones de baja y mediana altura en la ciudad de Quito, especialmente en estructuras de hasta cuatro pisos. De esta manera, se mantiene coherencia con la práctica local y con el enfoque aplicado de la investigación.

Adicionalmente, se adoptó un asentamiento elástico inmediato máximo constante igual a 2.5cm para la determinación de la capacidad de carga admisible del terreno, en concordancia con criterios comúnmente utilizados en la práctica geotécnica y con la información reportada en los estudios recopilados (Das, 2011). Mantener este valor constante permitió que la comparación entre casos no se vea afectada por decisiones particulares de cada consultor.

Un aspecto clave dentro de esta estandarización fue la definición de un modelo estructural único para todos los análisis. Se utilizó un edificio estándar de cuatro pisos, modelado conforme a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), empleando el espectro sísmico correspondiente a suelo tipo D, que es el perfil predominante en los estudios seleccionados.

Las cargas que llegan a la zapata, obtenidas del modelo estructural, fueron mantenidas exactamente iguales en todos los casos y corresponden a:

- Carga muerta: 1368.25 kN
- Carga viva: 120.48 kN
- Carga viva en cubierta: 45.86 kN
- Carga axial por efecto sísmico: 8 kN

Cargas horizontales sísmicas:

- En dirección X: 79.09 kN
- En dirección Y: 79.07 kN

Momentos actuantes:

- Momento por carga muerta en eje Y: 1.41 kN·m
- Momento por carga viva en eje Y: 0.35 kN·m
- Momento por carga viva en cubierta en eje Y: -0.04 kN·m
- Momento por sismo en eje Y: 172.15 kN·m
- Momento por carga muerta en eje X: -1.41 kN·m
- Momento por carga viva en eje X: -0.35 kN·m
- Momento por carga viva en cubierta en eje X: 0.04 kN·m
- Momento por sismo en eje X: 172.11 kN·m

Estas cargas fueron obtenidas del análisis estructural del edificio tipo y no se modificaron en función de las características del suelo. Esta decisión metodológica fue intencional, ya que permitió que cualquier variación en el área mínima de contacto o en el ancho de zapata esté directamente asociada a la capacidad portante del terreno y no a diferencias estructurales.

En otras palabras, todos los suelos fueron sometidos a exactamente la misma demanda estructural. Esta consistencia metodológica es uno de los puntos más fuertes del trabajo, porque permite aislar el comportamiento del suelo y analizarlo con mayor claridad.

3.4 Capacidad de carga admisible reportada en los estudios de suelos

La capacidad de carga admisible utilizada en la presente investigación fue extraída directamente de los estudios geotécnicos recopilados, los cuales corresponden a proyectos reales ejecutados en la ciudad de Quito. En dichos estudios, la determinación de la capacidad de carga admisible fue realizada por los consultores geotécnicos responsables, empleando criterios empíricos basados en el ensayo de penetración estándar, principalmente mediante correlaciones propuestas por Meyerhof (1963), de acuerdo con la práctica profesional habitual descrita por Bowles (1997), por lo que los valores reportados responden a criterios profesionales aplicados en cada proyecto.

En dichos estudios, la estimación de la capacidad de carga admisible se realiza principalmente a partir de los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT). En particular, la capacidad admisible suele determinarse mediante correlaciones empíricas basadas en el valor de N corregido del SPT, el cual considera diferentes factores de corrección asociados a energía del equipo, diámetro del sondeo, tipo de muestreador y profundidad del ensayo. Estas correcciones permiten obtener un valor más representativo de la resistencia del suelo, que luego es utilizado para estimar parámetros geotécnicos y finalmente la capacidad de carga de las cimentaciones (Bowles, 1997).

Para la presente investigación, se validaron los cálculos de capacidad de carga admisible de cada uno de los Estudios analizados, y se emplearon los valores reportados en los mismos como datos de entrada para el análisis. Sin embargo, con el fin de asegurar la coherencia de la información utilizada, sí se realizó una verificación adicional de

consistencia de los valores de qa, revisando su correspondencia con los valores de N corregido reportados en los perfiles estratigráficos y con los rangos típicos de capacidad de carga asociados a cada tipo de suelo. Esta revisión permitió confirmar que los valores utilizados son razonables y coherentes con las condiciones geotécnicas descritas en los informes.

Si bien los valores de capacidad de carga admisible provienen de diferentes proyectos, se verificó que estos hayan sido obtenidos bajo criterios similares de interpretación del SPT, lo que permite su uso comparativo. Tal como señalan Phoon y Kulhawy (1999), este tipo de aproximación es válida cuando el objetivo es analizar tendencias generales y rangos de comportamiento, más que desarrollar un método de cálculo propio. Bajo este enfoque, el uso de la qa reportada en los estudios de suelos permite evaluar la variabilidad presente en la práctica profesional y su posible influencia en el predimensionamiento del área de contacto suelo-estructura.

3.4.1 Fundamentación de la correlación empírica basada en SPT

En la presente investigación, la capacidad de carga admisible considerada en cada estudio fue obtenida a partir de correlaciones empíricas basadas en el ensayo de penetración estándar (SPT), siguiendo el enfoque propuesto por Meyerhof (1963) y modificado por Bowles (1997). La expresión utilizada para estimar la presión admisible puede representarse de forma general como:

$$qa = \frac{N}{F2} * \left(\frac{B + F3}{B}\right)^2 * Kd$$

Siempre y cuando el ancho de zapata sea mayor a un valor límite, F4.

y, para ancho de zapata menor o igual, al valor límite F4, se simplifica a:

$$qa = \frac{N}{F1} * Kd$$

donde:

- qa corresponde a la capacidad de carga admisible del terreno
- N es el valor del ensayo SPT representativo del estrato crítico
- B es el ancho de la zapata
- F2, F3, y F4 son factores empíricos que dependen del tipo de suelo y del criterio adoptado.

Esta formulación refleja que la capacidad admisible no depende únicamente del valor de resistencia del suelo (N-SPT), sino también de la geometría de la cimentación. Para zapatas donde el ancho supera un valor crítico, la expresión incorpora un ajuste que reconoce el efecto de escala y la influencia de la distribución de esfuerzos en el bulbo de presiones. Cuando se presentan anchos menores, la ecuación tiende a depender principalmente del parámetro N, lo que implica que el control pasa a estar dominado por la resistencia global del estrato.

Es importante señalar que estas correlaciones no derivan directamente de la ecuación clásica de capacidad última por equilibrio límite, sino de observaciones experimentales y calibraciones empíricas realizadas a partir de resultados de campo (Meyerhof, 1963). Sin embargo, se requiere también calcular y comparar usando la fórmula general de capacidad portante:

$$qu = c' * Nc + q * Nq + 0.5\gamma * B * N\gamma$$

donde intervienen la cohesión efectiva, el peso unitario, el ángulo de fricción interna y la geometría de la cimentación (Das, 2011; Terzaghi, Peck, & Mesri, 1996). En este sentido, la correlación SPT puede entenderse como una forma indirecta de integrar estos parámetros dentro de un único indicador práctico.

En los estudios analizados, la capacidad admisible adoptada estuvo además condicionada por un criterio de deformación máxima permisible, generalmente asociada a un asentamiento elástico inmediato del orden de 2.5 cm. Esto implica que, aunque la resistencia última del suelo pudiera ser mayor, el diseño estuvo gobernado por el comportamiento en servicio y no exclusivamente por la falla por corte. Esta consideración es coherente con lo señalado por Das (2011), quien establece que en cimentaciones superficiales sobre suelos medianamente competentes el control por asentamiento suele prevalecer al control por resistencia.

Por tanto, la validez del enfoque adoptado radica en que combina:

- Un parámetro medido directamente en campo (N-SPT),
- Una correlación empírica calibrada para diseño práctico, y
- Un límite de deformación compatible con desempeño estructural.

3.5 Predimensionamiento de zapatas aisladas cuadradas

El predimensionamiento de las zapatas aisladas se realizó utilizando la capacidad de carga admisible reportada en los estudios de suelos y las cargas verticales de servicio correspondientes a cada proyecto. Para este análisis se consideraron cargas sin mayorar, en concordancia con el objetivo de evaluar el área mínima de contacto requerida bajo condiciones de servicio.

El área mínima de la zapata se determinó con el análisis estructural de las cargas transmitidas y la capacidad de carga admisible disponible del terreno y reportada en cada estudio geotécnico. Se mantuvieron los criterios adoptados por el consultor geotécnico, con el fin de no introducir modificaciones adicionales que alteren la coherencia de la información original (Bowles, 1997).

Una vez obtenida el área mínima requerida, se calculó el ancho de la zapata asumiendo una geometría cuadrada. En cuanto a la profundidad de desplante, esta se consideró de acuerdo con las recomendaciones indicadas en cada estudio geotécnico, tomando como referencia el estrato donde se identifica el valor representativo o crítico de N corregido del SPT asociado al suelo de apoyo de la cimentación. Debido a que los proyectos analizados corresponden a una misma zona geológica, las profundidades de desplante recomendadas resultan en rangos cercanos entre sí. De esta manera, el análisis se mantuvo enfocado en la capacidad resistente del estrato portante caracterizado por el N corregido.

3.6 Análisis de la información según la clasificación SUCS

Con el propósito de evaluar la influencia del tipo de suelo en el predimensionamiento de las zapatas, los resultados obtenidos se analizaron considerando la clasificación de los suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Esta aproximación permitió agrupar los casos de estudio en función de sus características granulométricas y de plasticidad, facilitando la identificación de tendencias generales de comportamiento geotécnico (ASTM D2487, 2017).

Para cada grupo SUCS identificado se analizaron los valores de capacidad de carga admisible y las áreas mínimas de contacto requeridas, determinando rangos representativos y valores promedio. Este análisis constituye la base para la interpretación de los resultados presentada en el capítulo siguiente y permite relacionar la clasificación del suelo con el desempeño geotécnico observado en términos de capacidad portante.

4. RESULTADOS

4.1 Organización general de la base de datos

En esta investigación se analizaron 30 estudios geotécnicos correspondientes a perfiles de suelo clasificados como tipo D según la NEC. Todos los estudios fueron sistematizados en una base comparativa en la cual se registró:

- Tipo de suelo predominante según SUCS.
- Valor de N-SPT crítico.
- Capacidad de carga admisible asociada.
- Profundidad donde se identificó el N crítico.
- Ancho de zapata recomendado.
- Peso unitario.
- Porcentaje de finos.
- Contenido de humedad.
- Límites de consistencia.

El edificio considerado para todos los análisis corresponde a una estructura tipo de cuatro pisos, modelada con el espectro sísmico de suelo tipo D de la NEC. Las cargas utilizadas fueron exactamente las mismas en los 30 casos.

Esto fue importante porque permitió que la única variable real del análisis sean las diferentes características del suelo de fundación.

4.2 Clasificación de suelos predominantes

Del total de estudios analizados, el suelo predominante fue ML (limo arenoso), en muchos casos con intercalaciones de SM (arena limosa). También se identificaron combinaciones como ML–SM, ML–CL y algunos perfiles con presencia local de MH u OL/OH.

Se observó que:

- La mayoría de perfiles corresponden a depósitos volcánicos finos.
- El porcentaje de finos generalmente se encuentra entre 45 % y 65 %.

- El peso unitario promedio es cercano a 1.70 t/m³.
- La humedad natural varía entre 15 % y 30 % en la mayoría de casos.

A pesar de que la clasificación SUCS se repite en varios de los estudios analizados, los valores de N-SPT y de capacidad de carga admisible presentan una variabilidad considerable entre perfiles.

Esto sugiere que la clasificación del suelo, por sí sola, **no es suficiente para caracterizar completamente su comportamiento geotécnico**, ya que su respuesta mecánica depende también de las condiciones reales del depósito, tales como el grado de compactación, la estructura del suelo, su cementación y las condiciones locales del terreno.

Los resultados muestran la importancia de complementar la clasificación SUCS con parámetros medidos directamente en campo, como el ensayo SPT, para obtener una interpretación más representativa de la resistencia del suelo. N-SPT crítico

Para cada estudio se identificó el valor de N-SPT crítico, definido como el valor más desfavorable dentro del rango típico de desplante de zapatas superficiales.

Los valores de N-SPT crítico variaron aproximadamente entre: N = 3 (casos más blandos), y N = 70 (caso más rígido). La mayoría entre N = 7 y N = 25

Este rango demuestra la heterogeneidad de los suelos volcánicos tipo D en la ciudad.

Es importante recalcar que no se utilizó el N más alto, sino el que controla la menor capacidad admisible a recomendar dentro del rango de desplante.

4.3 Capacidad admisible (qa)

La capacidad de carga admisible utilizada en el análisis fue tomada directamente de los estudios de suelo recopilados. En esta investigación se realizó una verificación y validación de este parámetro, se llevó a cabo una comprobación numérica de los valores reportados, verificando su coherencia con los valores de N-SPT corregido y con las condiciones estratigráficas descritas en cada perfil.

Los valores de qa asociados al N-SPT crítico variaron aproximadamente entre 4 t/m² y 77 t/m². Sin embargo, la mayor concentración de valores se ubica entre 10 t/m² y 35 t/m².

4.4 Relación N-SPT vs capacidad admisible

En la imagen 1, se observa claramente que, a mayor N-SPT crítico, mayor capacidad admisible. Este resultado es esperable, sin embargo, lo interesante es que la relación encontrada, se ajusta mejor a una relación polinómica.

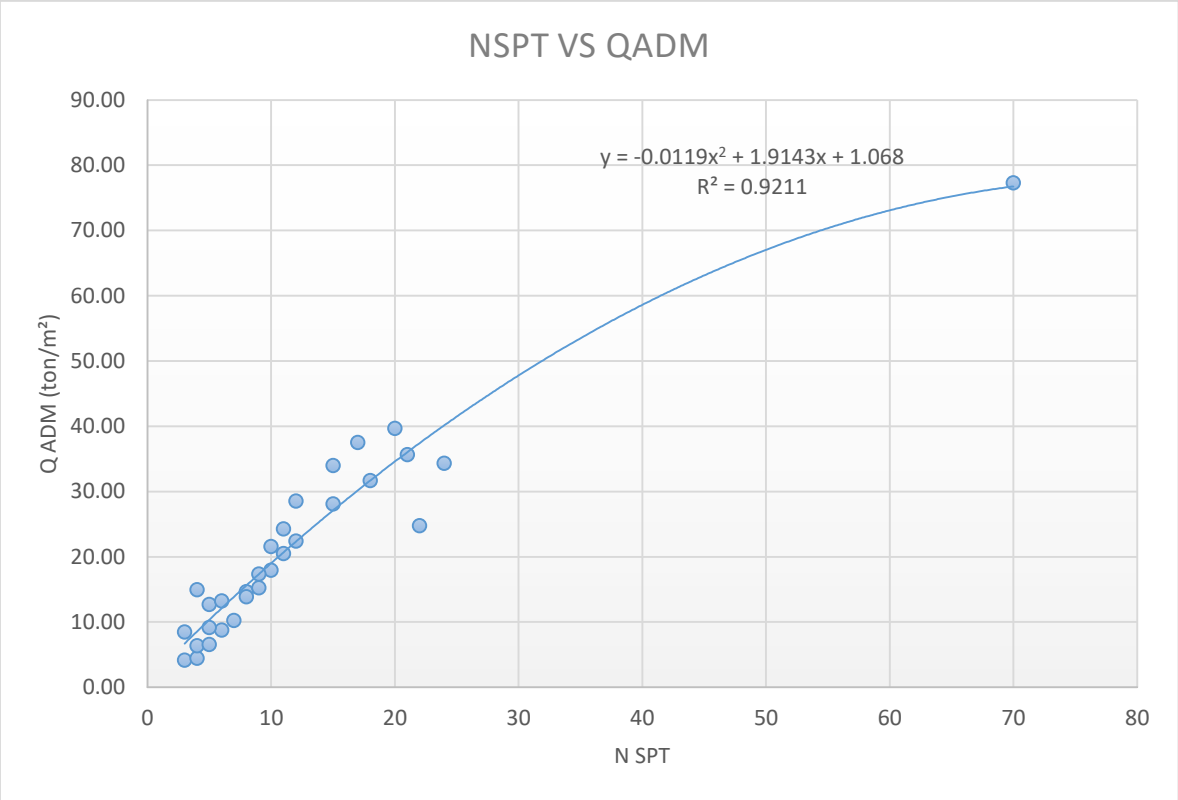


Figura 1: N SPT vs Capacidad Admisible (qa)

Se obtuvo una correlación polinómica con $R^2 \approx 0.921$

Esto significa que aproximadamente el 92.1% de la variabilidad de la capacidad admisible puede explicarse por el N-SPT crítico y que se estima una confiabilidad del 96%.

Para estudios reales de suelo, este nivel de correlación es bastante alto.

Se observa que:

- Para valores bajos de N, la qa aumenta rápidamente.
- Para valores mayores, el crecimiento se suaviza.
- La curva tiene comportamiento físico coherente.

Demostrando que el N-SPT crítico es el parámetro que mejor representa el comportamiento portante en este conjunto de datos.

4.4.1 Fundamentación de la correlación empírica basada en SPT

Adicionalmente, se evaluó la relación entre el N-SPT crítico y la capacidad de carga admisible mediante un ajuste lineal, con el objetivo de analizar una correlación más simple que pueda ser utilizada con mayor facilidad en aplicaciones prácticas de predimensionamiento y factibilidad de proyectos. En la figura 1 se muestran los resultados.

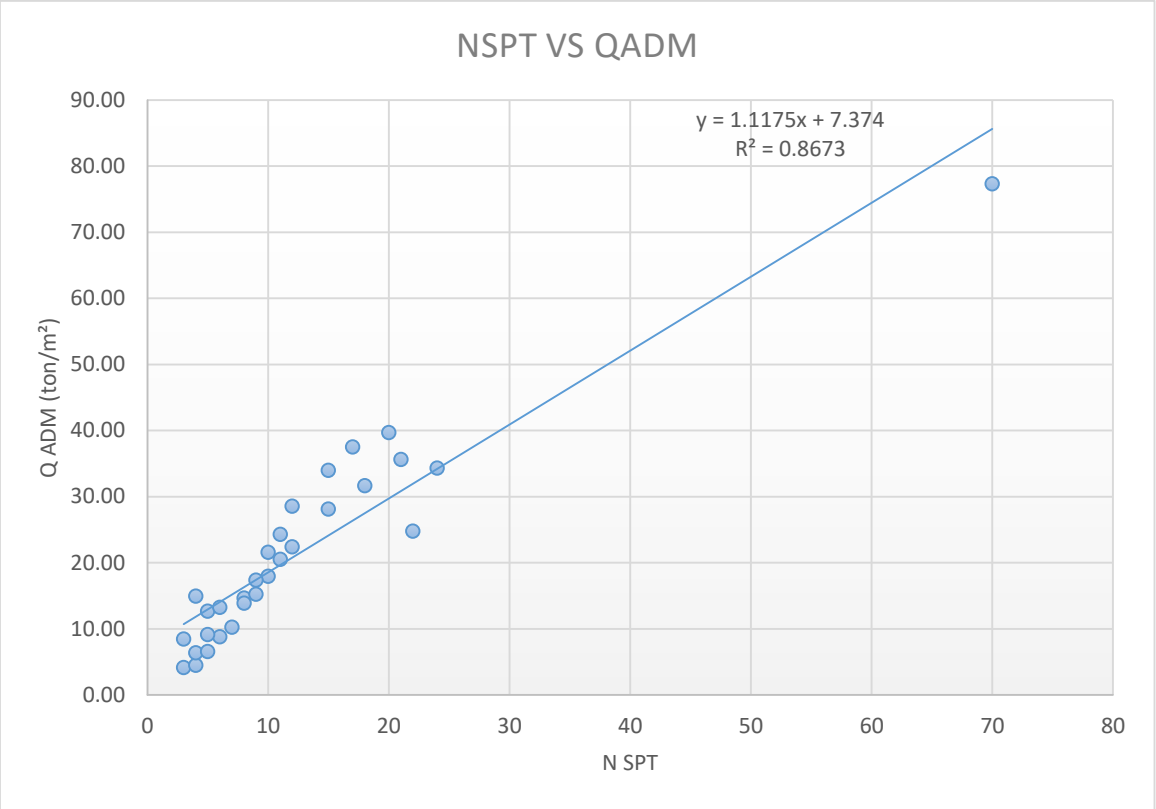


Figura 2: N SPT vs Capacidad Admisible (Q ADM)

El ajuste lineal presenta un coeficiente de determinación de $R^2 \approx 0.867$.

Este valor indica que cerca del 86.7 % de la variabilidad observada en la capacidad de carga admisible puede ser explicada por el valor de N-SPT. Expresado en términos de coeficiente de correlación, esto corresponde a una confiabilidad cercana al 93 %, lo cual representa una relación estadística fuerte dentro del conjunto de datos analizado.

En comparación con el ajuste polinómico presentado anteriormente, el modelo lineal muestra un ajuste ligeramente menor; sin embargo, mantiene una tendencia clara y físicamente coherente entre ambas variables. Demostrando que, a mayor valor de N-SPT, mayor es la capacidad portante estimada del suelo, lo cual es consistente con la interpretación geotécnica del ensayo de penetración estándar.

Este tipo de correlación resulta particularmente útil, ya que su forma simple facilita su aplicación en estimaciones preliminares y predimensionamiento de zapatas, donde se requiere una aproximación rápida de la capacidad portante a partir de datos de campo.

4.5 Ancho de zapata (B)

Los valores obtenidos de B variaron aproximadamente entre “1.25 m” (casos más rígidos), Y “5.50 m” (casos más blandos). Esto muestra que la variabilidad del suelo genera diferencias importantes en el predimensionamiento independientemente si los suelos en estudio se clasifican en un mismo perfil tipo D. En la figura 2, se grafica esta relación.

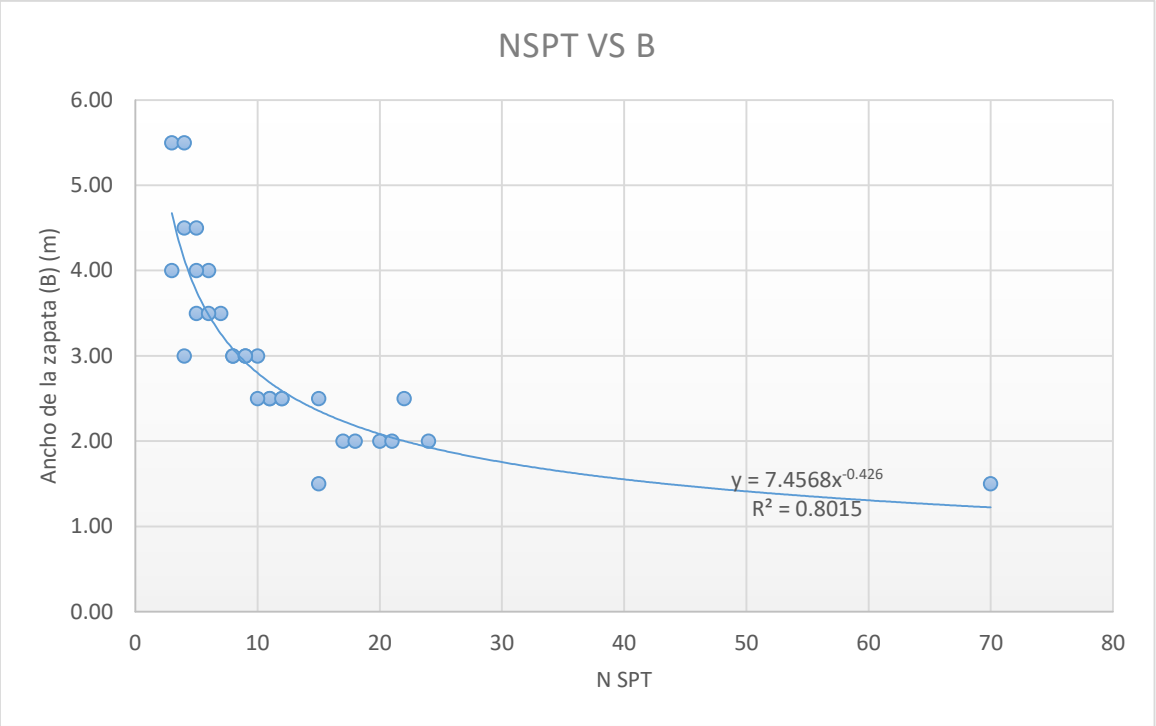


Figura 3: N SPT vs Ancho de la zapata calculado

4.6 Relación N-SPT vs B, y el área de contacto suelo-estructura.

En la figura 3 se obtuvo una relación inversa no lineal con $R^2 \approx 0.80$, y confiabilidad de $0.88 \approx 88\%$.

Esto es coherente porque a mayor N:

- Mayor qa
- Menor área requerida
- Menor B

El comportamiento sigue una ley tipo potencia, lo cual es consistente con la relación matemática entre carga constante y capacidad admisible variable.

Con el fin de visualizar de manera más directa el efecto de la variabilidad del suelo sobre el predimensionamiento, se presenta en la Tabla 1 la relación entre la capacidad admisible reportada en cada estudio y el área de contacto suelo - estructura obtenida para el edificio tipo analizado.

Tabla 1: Relación entre qa y área de contacto suelo-estructura

Capacidad Admisible (qa) (t/m^2)	**Área de contacto suelo-estructura (m^2)**
14.67	9
24.8	6.25

20.54	6.25
28.57	6.25
17.96	9
24.3	6.25
4.18	30.25
4.49	30.25
13.9	9
17.37	9
6.4	20.25
34.36	4
58.95	2.25
37.55	4
21.6	6.25
10.27	12.25
12.71	12.25
8.81	16
6.57	20.25
39.72	4
77.33	2.25
9.17	16
14.99	9
8.48	16
28.13	6.25
15.28	9
22.41	6.25
13.25	12.25
35.66	4
31.68	4

En la tabla 1, se puede notar algo bastante claro: cuando la capacidad admisible es baja, el área necesaria aumenta de manera considerable. En los casos donde la qa se encuentra alrededor de 4 a 6 t/m², el área requerida supera los 20 m² e incluso llega a valores cercanos a 30 m². En cambio, cuando la qa es mayor a 30 t/m², el área disminuye notablemente, ubicándose en rangos entre 4 m² y 9 m².

4.7 Influencia del porcentaje de finos

Se evaluó la relación entre N-SPT crítico y porcentaje de finos.

El resultado mostró un R^2 muy bajo (≈ 0.02). Esto indica que el porcentaje de finos, por sí solo, no explica la variabilidad de N en este conjunto de datos.

Aunque mecánicamente los finos influyen en la resistencia, en la figura 3 podemos observar claramente que en estos suelos volcánicos la relación no fue determinante.

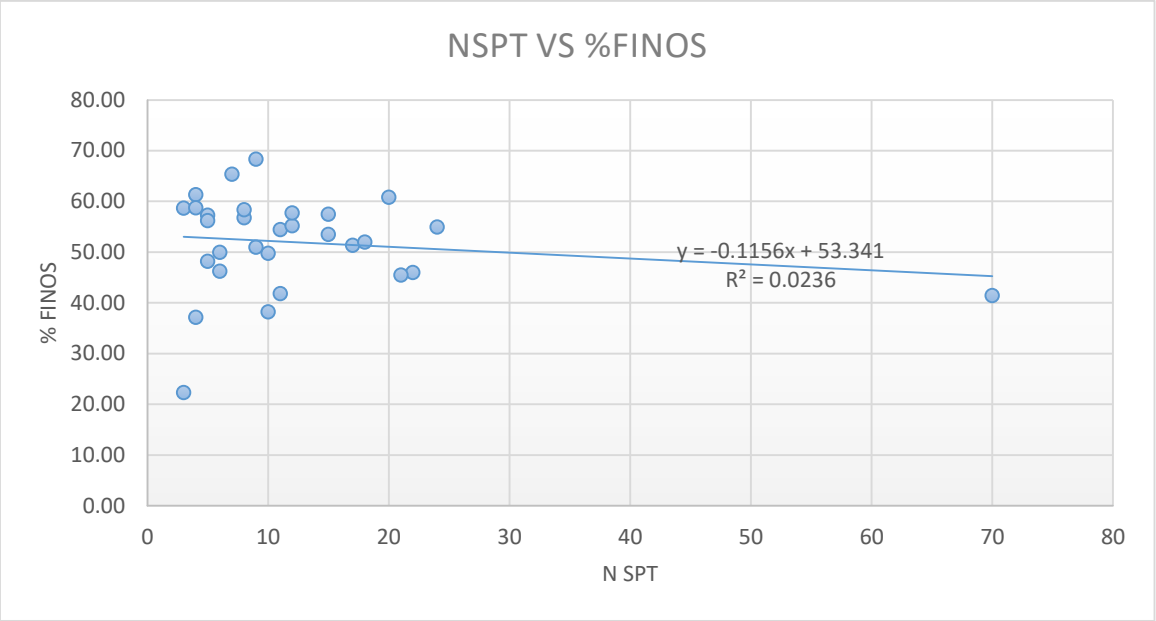


Figura 4: N SPT vs %FINOS

4.8 Influencia del porcentaje de humedad

Se evaluaron dos relaciones de humedad que se presentan en la figura 4 y figura 5:

- N-SPT vs humedad
- qa vs humedad

En ambos casos los coeficientes de determinación fueron bajos,

$R^2 \approx 0.08$; confiabilidad de $0.28 \approx 28\%$.
$R^2 \approx 0.10$; confiabilidad de $0.32 \approx 32\%$.

Se observa una ligera tendencia descendente, es decir, mayor humedad tiende a asociarse con menor resistencia, pero la dispersión es alta.

Esto indica que la humedad influye, pero no es el parámetro dominante en este conjunto comparativo.

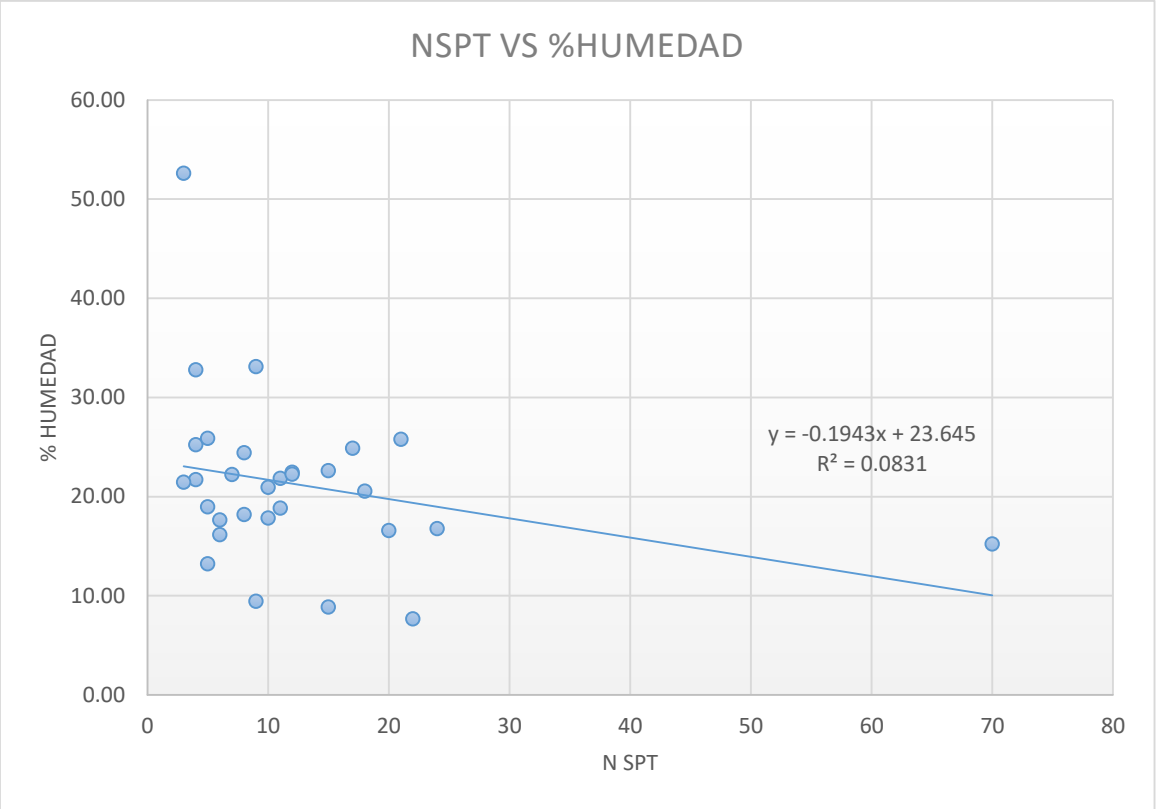


Figura 5:N SPT vs Porcentaje de humedad

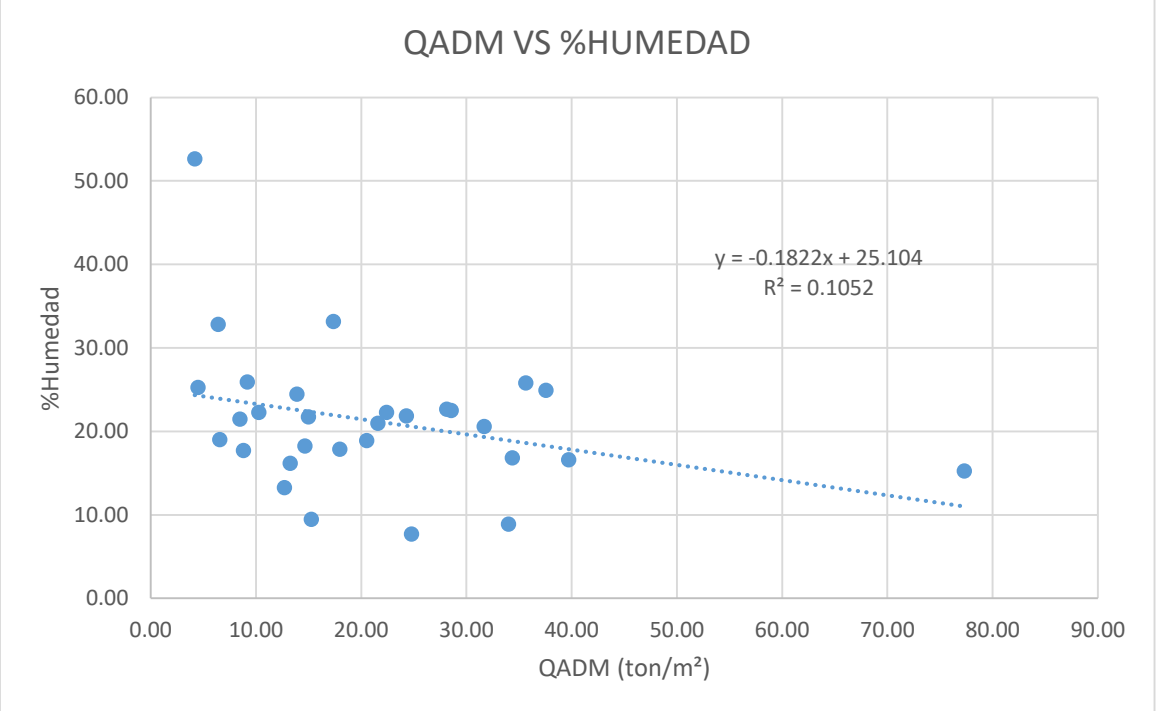


Figura 6: Q ADM vs %HUMEDAD

4.9 Análisis de la capacidad de carga admisible por grupo SUCS

Con el objetivo de observar el comportamiento de la capacidad portante en función del tipo de suelo, los datos recopilados de los estudios geotécnicos fueron organizados según

la clasificación SUCS reportada en cada perfil estratigráfico. Para cada grupo de suelo identificado se analizaron los valores de capacidad de carga admisible (qa) y las áreas mínimas de contacto de zapatas obtenidas en el predimensionamiento realizado.

El análisis consistió en agrupar los resultados por tipo de suelo y calcular para cada grupo valores representativos como el mínimo, máximo y promedio, con el fin de identificar rangos de comportamiento de la capacidad portante dentro del conjunto de datos analizado.

Los principales grupos de suelo identificados dentro de los estudios fueron ML, MH, SM, SW/SW-SM, CH, CL y turba, además de la capa superficial reportada en algunos perfiles. Cada uno de estos estratos presenta características geotécnicas distintas, lo cual se refleja en los valores de capacidad de carga admisible obtenidos.

De forma general, los suelos granulares como SM y SW/SW-SM mostraron valores de capacidad portante relativamente mayores, asociados a su mayor resistencia al corte y a valores de N-SPT corregido más altos. En contraste, los suelos finos de mayor plasticidad, particularmente CH y MH, presentaron valores de capacidad de carga más bajos y mayor dispersión en los resultados.

A partir de este agrupamiento también fue posible observar cómo la variabilidad de la capacidad de carga influye directamente en el área mínima requerida para el contacto suelo-estructura, ya que valores menores de qa implican áreas de contacto mayores para soportar las mismas cargas verticales.

4.10 Comparación con cálculo teórico de capacidad portante mediante Terzaghi

Con el fin de complementar el análisis empírico desarrollado en esta investigación, se realizó adicionalmente un cálculo comparativo de capacidad de carga utilizando la formulación clásica de Terzaghi para cimentaciones superficiales. Este ejercicio se desarrolló utilizando los parámetros geotécnicos disponibles en los estudios recopilados, principalmente cohesión (c), ángulo de fricción interna (φ), peso unitario del suelo (γ) y el ancho de zapata considerado, se estimó la capacidad de carga última mediante la ecuación de Terzaghi para zapatas cuadradas, y posteriormente se determinó la capacidad admisible aplicando un factor de seguridad constante.

El objetivo de este análisis fue comparar el enfoque empírico utilizado en los estudios originales, evaluando qué tan coherente resulta el comportamiento observado cuando se aplica una formulación teórica clásica a la misma base de datos. De esta manera fue posible comparar los valores obtenidos mediante el enfoque teórico con aquellos reportados en los estudios geotécnicos recopilados, los cuales fueron estimados principalmente mediante correlaciones empíricas basadas en el ensayo SPT.

4.10.1 Comparación entre capacidad admisible estimada por Meyerhof y capacidad calculada mediante Terzaghi

La relación entre los valores de capacidad admisible obtenidos mediante el enfoque empírico (basado en SPT) y los valores calculados mediante la formulación de Terzaghi

se muestra en la figura 6.

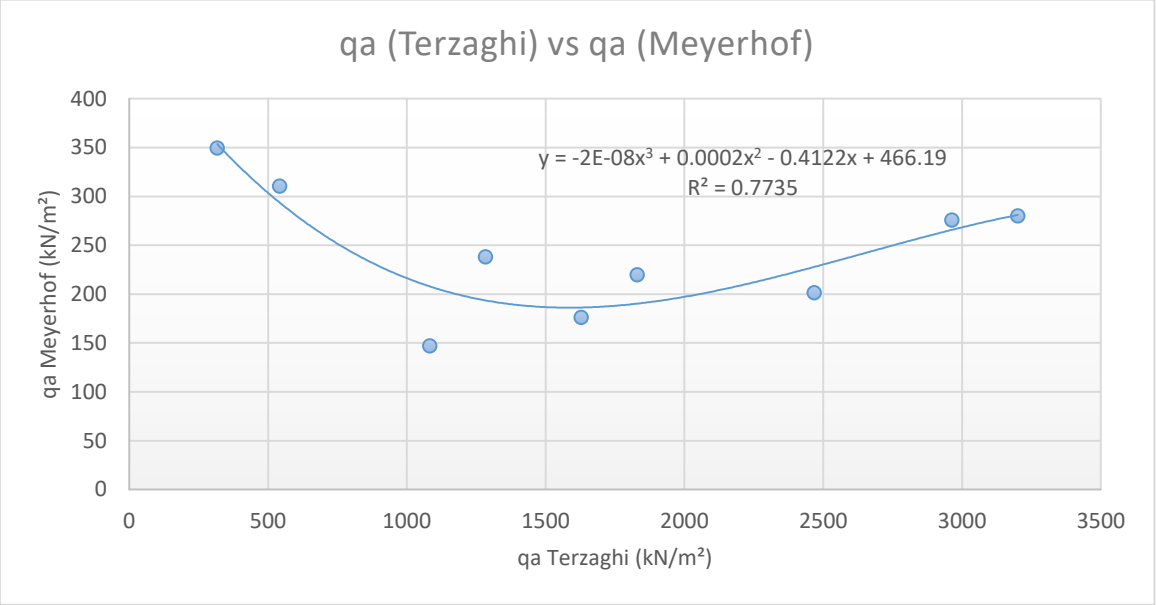


Figura 7: qa (Terzaghi) vs qa (Meyerhof)

El ajuste obtenido presenta un coeficiente de determinación aproximado de $R^2 \approx 0.77$, lo cual indica que existe una relación moderada entre ambos enfoques. Esto sugiere que, aunque ambos métodos responden al mismo comportamiento general del suelo, no producen estimaciones equivalentes en todos los casos.

En particular, se observa que el cálculo teórico basado en Terzaghi tiende a mostrar una dispersión mayor en los valores de capacidad portante, especialmente en aquellos casos donde los parámetros resistentes del suelo presentan mayor variabilidad.

4.10.2 Relación entre N-SPT y capacidad calculada mediante Terzaghi

Con el fin de evaluar la influencia directa del ensayo de penetración estándar en el cálculo teórico realizado, se analizó en la figura 7, la relación entre el valor de N-SPT y la capacidad de carga calculada mediante Terzaghi.

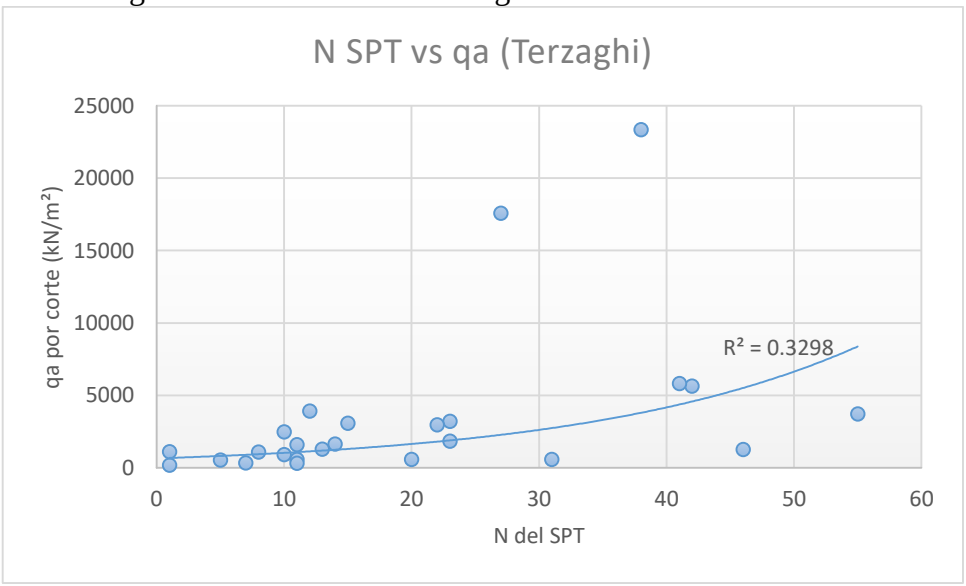


Figura 8: N SPT vs qa (Terzaghi)

En este caso el coeficiente de determinación obtenido fue relativamente bajo ($R^2 \approx 0.33$), lo que indica que el valor de N-SPT por sí solo no explica de manera significativa la variabilidad de la capacidad calculada mediante la formulación teórica por corte, pero si podría marcar una tendencia primaria.

Este resultado contrasta con el análisis empírico presentado anteriormente en esta investigación, donde el N-SPT crítico mostró una relación fuerte con la capacidad admisible reportada en los estudios de suelos.

4.10.3 Influencia del ángulo de fricción interna en la capacidad calculada

Posteriormente se analizó la relación entre el ángulo de fricción interna (φ) y la capacidad de carga calculada mediante Terzaghi, como se muestra en la figura 8.

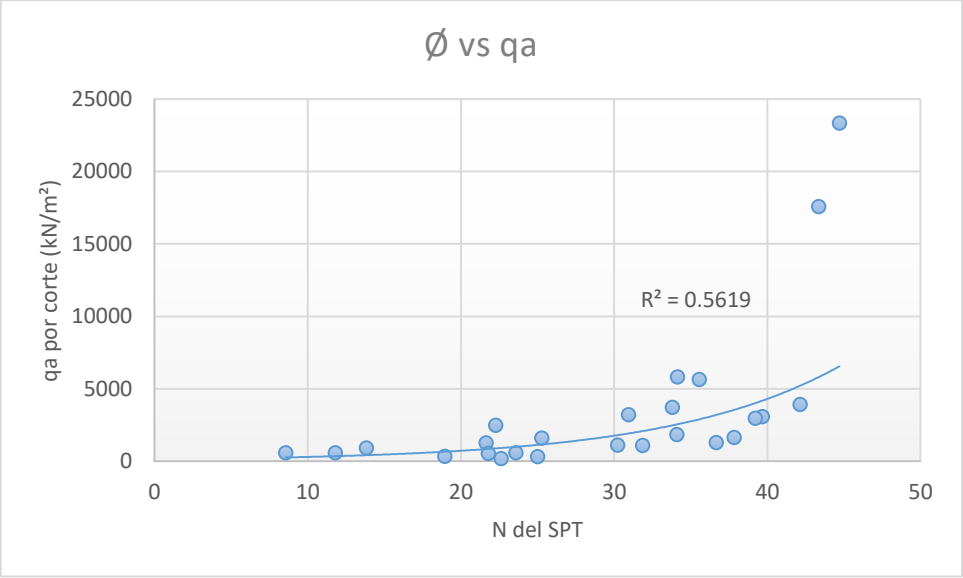


Figura 9: Ángulo de fricción interna vs Capacidad admisible

En este caso se obtuvo un coeficiente de determinación aproximado de $R^2 \approx 0.56$, lo cual indica una relación moderada entre ambas variables. Este comportamiento es consistente con la formulación teórica de capacidad portante, ya que los factores de capacidad de carga Nq y $N\gamma$ dependen fuertemente del ángulo de fricción interna. Pequeñas variaciones en φ pueden producir incrementos importantes en la capacidad portante calculada, lo cual explica la sensibilidad observada en los resultados.

4.10.4 Relación entre cohesión y capacidad portante calculada

Finalmente, en la figura 9, se evaluó la relación entre la cohesión del suelo (c) y la capacidad de carga calculada.

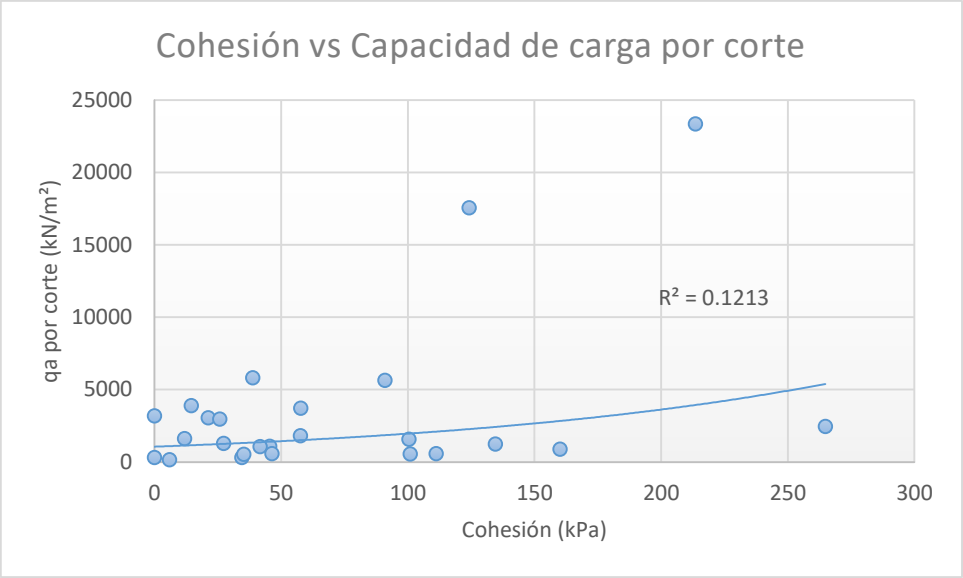


Figura 10: Cohesión vs Capacidad (Terzaghi)

El coeficiente de determinación obtenido fue bajo ($R^2 \approx 0.12$), lo que indica que dentro de este conjunto de datos la cohesión no resulta un parámetro dominante para explicar la variabilidad de la capacidad calculada.

Este resultado puede estar asociado a la heterogeneidad de los perfiles analizados, donde los suelos presentan comportamientos mixtos entre fricción y cohesión, así como diferentes condiciones de ensayo geotécnico utilizadas para obtener los parámetros resistentes.

En este tipo de formaciones volcánicas se puede apreciar que el parámetro de ángulo de fricción interna del suelo presenta una mayor influencia directa en los valores de capacidad de carga admisible del suelo.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 Variabilidad real dentro de suelos tipo D

Después de analizar los 30 estudios, lo primero que queda claro es que clasificar un suelo como tipo D según la NEC no significa que su comportamiento portante sea similar en todos los casos.

La normativa, como se explicó en el Capítulo 1, clasifica el perfil principalmente con fines sísmicos (NEC, 2015), pero no necesariamente refleja la capacidad real del terreno para soportar cargas de cimentación.

En los perfiles estudiados se repite con frecuencia la clasificación “Limo Arenoso” (ML) o ML con intercalaciones de “Arena limosa” (SM). Sin embargo, el comportamiento mecánico no fue uniforme. Confirmando lo que Mitchell y Soga (2005) mencionan sobre suelos de origen volcánico: pueden presentar variabilidad importante en resistencia y deformabilidad aun cuando su descripción granulométrica sea parecida.

Los resultados obtenidos refuerzan la idea de que la clasificación SUCS por sí sola no es suficiente para definir el comportamiento portante del suelo. En varios de los perfiles analizados se repite la clasificación ML, sin embargo, los valores de N-SPT y la capacidad de carga admisible muestran diferencias apreciables entre sitios.

Esto sugiere que, para el diseño de cimentaciones superficiales, resulta más representativo considerar parámetros medidos directamente en campo, como el N-SPT, junto con la interpretación estratigráfica del perfil, y no basar la evaluación únicamente en la clasificación granulométrica del suelo.

5.2 El N-SPT como parámetro dominante

El análisis mostró una correlación fuerte entre el N-SPT crítico y la capacidad admisible, con un coeficiente de determinación R^2 aproximado de 0.921, y una confiabilidad de 0.9 ≈90%. En términos prácticos, esto significa que el N-SPT explica más del 80 % de la variación de la qa en este conjunto de datos.

Esto es bastante alto considerando que estamos trabajando con suelos naturales y estudios reales, no con muestras controladas de laboratorio. Phoon y Kulhawy (1999) ya advertían que las correlaciones basadas en SPT tienen dispersión inherente, pero aun así el comportamiento obtenido fue consistente.

La forma de la curva es no lineal. En valores bajos de N, pequeños cambios generan variaciones importantes en qa. En valores altos, el crecimiento se estabiliza. Esto tiene sentido si se considera que la capacidad admisible utilizada en los estudios está controlada por asentamientos inmediatos, no solo por resistencia al corte (Das, 2011). Es decir, aunque el suelo sea más rígido, la deformabilidad limita el incremento proporcional de qa.

El suelo puede ser más resistente, pero no necesariamente permite transmitir presión indefinidamente sin que aparezcan deformaciones.

5.2.1 Influencia del N-SPT crítico en el predimensionamiento de zapatas

Durante el análisis de los perfiles geotécnicos recopilados se observó que, dentro de la profundidad de influencia de las zapatas, los valores de N-SPT pueden presentar variaciones importantes entre los distintos estratos presentes en el perfil.

En varios de los casos analizados, el valor promedio de N dentro del intervalo considerado podría sugerir una condición de suelo relativamente competente. Sin embargo, al revisar el perfil estratigráfico con mayor detalle se identifican estratos puntuales con valores menores de N, los cuales representan condiciones menos favorables.

En el proceso de predimensionamiento se verificó que estos valores más bajos de N dentro de la zona de influencia son los que terminan controlando el valor de capacidad de carga admisible adoptado en los estudios de suelo y, por consecuencia, el área mínima requerida de las zapatas.

Es decir, aunque el perfil pueda presentar tramos con valores de N relativamente altos, la presencia de un estrato más débil dentro de la profundidad relevante de diseño condiciona

la respuesta del sistema de cimentación. En este sentido, el N crítico, entendido como el valor más desfavorable dentro de la profundidad de influencia de la zapata, adquiere mayor relevancia que un promedio global de los valores de penetración.

Este comportamiento fue observado de manera consistente en los perfiles analizados, lo cual sugiere que el criterio de identificar el estrato que domina el diseño dentro de la profundidad de desplante y de influencia de la zapata resulta más representativo para el análisis de capacidad portante que el uso de promedios generales del N-SPT.

Dentro de la interpretación geotécnica realizada en esta investigación se dio mayor énfasis a la identificación de estos valores críticos de N, considerando siempre la estratigrafía del perfil y la profundidad de influencia de la cimentación, más que únicamente un valor promedio del ensayo.

5.3 Relación entre N-SPT y ancho de zapata

Cuando se analiza la relación entre el N-SPT crítico y el ancho de zapata requerido, se observa un comportamiento claramente inverso y no lineal. Este comportamiento es consistente con lo esperado y se refleja de manera clara en los datos analizados dentro de la muestra de estudio.

Como las cargas estructurales fueron exactamente las mismas en los 30 casos (edificio tipo de cuatro pisos modelado con espectro de suelo tipo D), la única variable que cambió fue la capacidad portante del terreno. Esto fue intencional dentro de la metodología planteada (Capítulo 3), ya que permitió aislar el efecto del suelo sobre el predimensionamiento de las zapatas.

El comportamiento obtenido sigue una relación tipo potencia, lo cual es coherente con la relación matemática entre carga constante y presión admisible variable. Si la carga permanece fija, cualquier disminución en la capacidad de carga admisible del suelo obliga a aumentar el área de apoyo y, por lo tanto, el ancho de la zapata.

Un aspecto relevante que se observa en los resultados es que, cuando los valores de N-SPT son menores a aproximadamente 10, el ancho requerido de las zapatas aumenta de manera considerable. Esto puede indicar que una cimentación superficial comienza a perder eficiencia en esos rangos de resistencia del suelo, por lo que en algunos casos podría ser necesario evaluar soluciones alternativas. Este aspecto no se desarrolló en detalle en esta investigación, pero conforma una implicación técnica importante derivada de los resultados que se han determinado.

5.3.1 Interpretación del efecto de la capacidad admisible sobre el área de contacto

La tabla 1, permite entender el impacto real que tiene la variabilidad del suelo en el predimensionamiento de las zapatas. Más allá de la relación matemática directa entre carga y presión admisible, lo que se observa es que el comportamiento no es lineal ni proporcional en todos los rangos.

En los suelos donde la capacidad admisible es baja, pequeñas reducciones en qa provocan incrementos significativos en el área requerida. Esto tiene sentido, ya que cuando el suelo trabaja cerca de su límite de deformación admisible, cualquier disminución en resistencia obliga a aumentar considerablemente la superficie de apoyo para mantener el equilibrio. Como indica Das (2011), la capacidad admisible no está controlada únicamente por resistencia al corte, sino también por criterios de asentamiento, lo que vuelve más sensible el diseño en suelos blandos o medianamente competentes.

Por otraparte, cuando la qa es relativamente alta, el efecto sobre el área es menos pronunciado. Es decir, el sistema se vuelve menos sensible a variaciones adicionales de resistencia. Este comportamiento es coherente con lo observado en la correlación N-SPT vs qa analizada previamente, donde el incremento de capacidad tiende a estabilizarse en valores altos de N.

Se ha demostrado algo que muchas veces se percibe en obra: el impacto económico de una diferencia de suelo es mucho mayor cuando se trata de suelos de baja resistencia que cuando se trata de suelos medianamente competentes. En suelos con qa reducida, el ancho de zapata puede duplicarse fácilmente, lo que implica mayor excavación, mayor volumen de hormigón y mayor interferencia entre elementos estructurales. Bowles (1997) ya señalaba que el predimensionamiento preliminar puede verse fuertemente condicionado por la capacidad admisible adoptada, especialmente cuando se trabaja con correlaciones empíricas.

Es importante también recordar que en esta investigación las cargas estructurales fueron constantes para todos los casos, siguiendo el modelo del edificio tipo definido en la metodología. Esto significa que la variación del área no tiene ninguna influencia estructural, sino que depende exclusivamente del comportamiento del suelo. Esa consistencia metodológica refuerza la validez del análisis, porque permite atribuir la diferencia de dimensiones únicamente a la variabilidad geotécnica.

Otro aspecto que se puede interpretar es que, aunque el método de Meyerhof fue aplicado en los estudios originales para estimar la capacidad admisible, la respuesta final en términos de área de zapata refleja tanto la resistencia como la deformabilidad del perfil, algo que Mitchell y Soga (2005) explican como característico en suelos de origen volcánico, donde la estructura interna y la heterogeneidad influyen en la respuesta global.

5.4 Papel real de la clasificación SUCS

Aunque en el Capítulo 2 se explicó la utilidad del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (ASTM D2487, 2017), en el análisis se observó que el SUCS por sí solo no determina el comportamiento portante.

Dentro del grupo ML, por ejemplo, hubo valores de N críticos muy distintos. Esto indica que dos suelos con igual clasificación pueden tener diferente grado de compactación, estructura interna o historia geológica. Santamarina, Klein y Fam (2001) mencionan que en suelos volcánicos la microestructura puede influir de manera importante en la resistencia, incluso sin cambios drásticos en granulometría.

Desde la experiencia que se desprende de este análisis, el SUCS ayuda a contextualizar, pero no reemplaza el análisis del perfil ni el valor real medido de N-SPT.

5.5 Influencia limitada de finos y humedad

Se evaluaron las relaciones entre N-SPT y porcentaje de finos, así como entre N-SPT y humedad natural. Los coeficientes de determinación fueron bajos.

Aunque mecánicamente es lógico pensar que mayor contenido de finos o mayor humedad puede reducir resistencia, en este conjunto específico no se observó una relación fuerte. Esto puede deberse a que el comportamiento global del perfil depende más de la resistencia integrada del estrato que de un parámetro índice puntual.

En suelos volcánicos, la estructura interna y posibles grados de cementación parcial pueden influir más que el porcentaje de finos aislado. Esto es coherente con lo que Mitchell y Soga (2005) describen respecto a materiales piroclásticos alterados.

Se demostró y determinó que el contenido de finos y la humedad influyen, pero no fueron los parámetros dominantes en el predimensionamiento comparativo realizado.

5.6 Coherencia con el método de Meyerhof

La capacidad admisible utilizada en el análisis fue tomada directamente de los estudios geotécnicos recopilados, los cuales emplean correlaciones tipo Meyerhof basadas en el SPT. Meyerhof (1963) propuso este enfoque precisamente para estimaciones prácticas cuando la información disponible proviene de ensayos de campo.

El comportamiento observado en los resultados confirma que el uso del N-SPT como parámetro base para la estimación de qa es coherente dentro del contexto de suelos volcánicos tipo D en Quito. Si bien este tipo de correlaciones empíricas tiene limitaciones y simplificaciones propias, se ha demostrado una consistencia razonable entre los valores de N-SPT, la capacidad portante estimada y el predimensionamiento resultante de las zapatas.

5.7 Interpretación del contraste entre el cálculo teórico de Terzaghi y las correlaciones empíricas basadas en SPT

El análisis adicional realizado mediante la formulación de Terzaghi permite observar algunas diferencias importantes respecto al comportamiento obtenido previamente con las correlaciones empíricas basadas en SPT. Mientras que en el análisis empírico el valor de N-SPT crítico mostró una relación clara con la capacidad admisible reportada en los estudios geotécnicos, el cálculo teórico demuestra que el comportamiento depende de manera distinta de los parámetros de resistencia del suelo.

El comportamiento observado muestra que ambos métodos presentan una tendencia general coherente, aunque con cierta dispersión entre los valores obtenidos. Esto sugiere que, si bien ambos enfoques responden al mismo fenómeno físico de resistencia del suelo, la forma en que cada uno representa esa resistencia es diferente.

En el caso del enfoque empírico basado en SPT, la capacidad admisible se encuentra implícitamente asociada al comportamiento global del perfil de suelo, ya que el ensayo refleja la respuesta integrada del material frente a la penetración. En cambio, el cálculo mediante Terzaghi depende directamente de parámetros específicos como cohesión y ángulo de fricción interna, los cuales pueden presentar variaciones importantes entre diferentes capas o entre distintos métodos de ensayo.

Por esta razón, el modelo teórico tiende a mostrar una mayor dispersión cuando se aplica a una base de datos proveniente de estudios geotécnicos heterogéneos.

En primer lugar, la relación entre N-SPT y la capacidad calculada muestra una dispersión considerable, lo que indica que el valor de penetración no controla directamente el resultado del cálculo teórico por corte. Esto es razonable si se considera que el N-SPT no interviene de manera explícita en la formulación de Terzaghi, sino que su influencia se refleja únicamente de forma indirecta a través de los parámetros resistentes obtenidos en los ensayos de laboratorio o interpretaciones geotécnicas.

Por otro lado, al observar el comportamiento del ángulo de fricción interna, se muestra una tendencia más clara respecto a la capacidad portante calculada. Esto sugiere que dentro del modelo teórico el parámetro que realmente domina la respuesta es φ, lo cual es consistente con la formulación de capacidad portante.

En el caso de la cohesión, el comportamiento observado es más disperso y no se identifica una tendencia clara que explique la variación de la capacidad portante dentro del conjunto de datos. Esto puede interpretarse considerando que muchos de los perfiles analizados corresponden a suelos volcánicos con comportamiento mixto, donde la resistencia del suelo no depende únicamente de un componente cohesivo, sino de la combinación de fricción, estructura del material y condiciones particulares del depósito.

Este análisis sugiere que dentro del cálculo teórico realizado la variabilidad de la capacidad portante queda gobernada principalmente por el ángulo de fricción interna, mientras que la cohesión y el valor de N-SPT presentan una influencia mucho menor. Esto también ayuda a explicar por qué el comportamiento obtenido mediante la formulación de Terzaghi difiere del observado previamente con las correlaciones empíricas basadas en SPT, donde el valor de penetración mostró ser el parámetro que mejor representaba la capacidad admisible utilizada en los estudios geotécnicos.

Para este tipo de suelos de origen volcánico, clasificados como tipo D, se comprueba que dentro de los cálculos de capacidad de carga admisible, dominan los diseños los por estado límite de servicio antes que por estado límite de resistencia. Los valores calculados con la fórmula empírica de Meyerhof, son menores que los calculados con la fórmula teórica de Terzaghi.

5.8 Implicaciones para el diseño geotécnico en suelos tipo D en Quito

A partir del análisis realizado, se puede establecer que la variabilidad observada en la capacidad de carga admisible no es simplemente un resultado numérico aislado, sino que tiene implicaciones directas en la práctica del diseño geotécnico en la ciudad de Quito. Al mantenerse constantes las cargas estructurales del edificio estándar de cuatro pisos proyectado sobre suelo tipo D, el área de la zapata resultó depender exclusivamente del

valor de qa, lo que implica que pequeñas variaciones en el N-SPT crítico pueden traducirse en diferencias significativas en el pre dimensionamiento.

Se evidenció que para valores de N-SPT menores a aproximadamente 8, el área de contacto requerida aumenta de forma considerable, generando zapatas de dimensiones poco eficientes y, en algunos casos, cercanas a soluciones no económicas. En cambio, cuando el N-SPT supera valores del orden de 20, el ancho requerido tiende a estabilizarse y las zapatas resultan estructuralmente más compactas. Así se determinó que el rango crítico para diseño en suelos volcánicos tipo D en Quito se encuentra aproximadamente entre N = 7 y N = 15, donde la sensibilidad del área respecto a la capacidad admisible es mayor.

Adicionalmente, se observó que incluso dentro de una misma clasificación SUCS predominante, como ML (limo arenoso), los valores de N-SPT y de qa pueden variar significativamente. Esto implica que la clasificación granulométrica por sí sola no es suficiente para definir criterios de diseño, sino que debe complementarse obligatoriamente con ensayos de campo bien ejecutados. Tal como señalan Phoon y Kulhawy (1999), la variabilidad inherente de los ensayos in situ influye directamente en la confiabilidad del diseño geotécnico, por lo que el control de calidad en la ejecución del SPT resulta determinante.

Otro aspecto relevante es que la capacidad admisible utilizada en los estudios analizados estuvo gobernada principalmente por un criterio de asentamiento elástico inmediato máximo del orden de 2.5 cm. Esto significa que, en la mayoría de los casos, el diseño no estuvo controlado por falla por corte sino por comportamiento en servicio. Desde una perspectiva de desempeño estructural, esto es coherente con lo indicado por Das (2011), quien establece que en cimentaciones superficiales sobre suelos medianamente competentes el asentamiento suele ser el parámetro que gobierna antes que la resistencia última. En consecuencia, el diseño óptimo en Quito no debe centrarse únicamente en maximizar la resistencia portante, sino en asegurar un control adecuado de deformaciones.

En términos económicos, el análisis también demuestra que una subestimación del N-SPT crítico puede conducir a sobredimensionamientos innecesarios, incrementando el volumen de excavación y concreto. Por el contrario, una sobreestimación del valor de N podría reducir artificialmente el área requerida, comprometiendo el control de asentamientos y la seguridad global. Por ello, la correcta identificación del estrato crítico y la adecuada interpretación del N-SPT representan una responsabilidad técnica clave en el ejercicio profesional.

5.9 Interpretación de la capacidad portante según el tipo de suelo

Al comparar los valores de capacidad de carga admisible entre los distintos grupos SUCS, se observa que el comportamiento geotécnico del suelo tiene una influencia directa en el predimensionamiento de las zapatas aisladas.

En los suelos granulares, principalmente SM y SW/SW-SM, los valores de N-SPT corregido tienden a ser mayores, lo cual se traduce en una mayor resistencia del suelo y, por lo tanto, en capacidades de carga admisible más elevadas. Como consecuencia, las

zapatas calculadas en estos suelos requieren generalmente menores áreas de contacto para soportar las mismas cargas verticales.

Por otro lado, los suelos finos de mayor plasticidad, como CH y MH, presentan una respuesta distinta. En estos materiales la resistencia al corte suele ser menor y además puede verse más afectada por el contenido de humedad y la estructura del suelo. Esto genera valores de qa más bajos y una mayor variabilidad entre proyectos, lo cual se refleja en zapatas con mayores dimensiones de contacto.

En el caso de suelos de baja plasticidad como ML y CL, los valores obtenidos se ubicaron en rangos intermedios, mostrando un comportamiento relativamente más uniforme dentro del conjunto de datos analizado.

Estos resultados determinan que la clasificación del suelo según el sistema SUCS guarda relación con la capacidad portante observada, lo cual coincide con lo reportado en la literatura geotécnica, donde la resistencia del suelo está fuertemente vinculada con su granulometría, plasticidad y grado de compactación.

Además, la variabilidad observada dentro de un mismo grupo de suelo sugiere que otros factores también influyen en la capacidad portante, como la densidad relativa en suelos granulares, el estado de consolidación en suelos finos y las condiciones locales del terreno. Esto refuerza la importancia de analizar los parámetros geotécnicos de cada sitio de manera específica, incluso cuando los suelos pertenecen a una misma clasificación.

6. CONCLUSIONES

Después de analizar detalladamente los treinta estudios de suelos recopilados para esta investigación y de evaluar su comportamiento bajo un mismo escenario de cargas estructurales estandarizadas, fue posible identificar varios patrones consistentes que permiten entender mejor cómo responde el suelo tipo D en Quito cuando se estima el área de contacto suelo – estructura, en cimentaciones superficiales.

El enfoque comparativo aplicado permitió aislar el efecto del suelo sobre el predimensionamiento de zapatas, eliminando la variabilidad estructural entre proyectos. Esto permitió observar con mayor claridad cuáles son los parámetros que realmente controlan la capacidad portante en condiciones reales de diseño.

En primer lugar, los resultados confirman que la variabilidad geotécnica dentro de los suelos clasificados como tipo D según la NEC es significativa. A pesar de que muchos perfiles presentan clasificaciones similares dentro del sistema SUCS, particularmente suelos ML o combinaciones ML–SM, la capacidad de carga admisible observada en los estudios analizados varía de manera considerable. Esto demuestra que clasificar un suelo únicamente como tipo D o como un determinado grupo SUCS no garantiza que su comportamiento portante sea similar en todos los casos.

Este resultado coincide con lo señalado por Mitchell y Soga (2005), quienes indican que los suelos de origen volcánico suelen presentar microestructuras y condiciones de deposición que generan comportamientos mecánicos distintos incluso dentro de materiales con granulometría comparable. En otras palabras, la clasificación del suelo

permite describirlo, pero no necesariamente explica completamente su respuesta mecánica.

Un resultado particularmente claro de esta investigación es que el parámetro que terminó controlando el predimensionamiento de zapatas fue el N-SPT crítico, es decir, el valor más representativo dentro de la profundidad de influencia de la cimentación. La relación obtenida entre N-SPT y capacidad admisible presentó un coeficiente de determinación alto ($R^2 \approx 0.92$) y una confiabilidad del 96% aproximadamente, lo que indica que este parámetro explica gran parte de la variabilidad observada en la capacidad portante dentro del conjunto de datos analizado.

Así se ha determinado que el ensayo SPT, cuando es correctamente ejecutado e interpretado, logra representar de forma razonable la resistencia global del perfil de suelo. Este comportamiento es coherente con lo propuesto por Meyerhof (1963) y Bowles (1997), quienes plantean que las correlaciones basadas en SPT son especialmente útiles cuando se trabaja con información proveniente de estudios geotécnicos reales de campo.

Además, el análisis permitió identificar que la influencia del N-SPT no es uniforme en todo su rango. Dentro de valores bajos, aproximadamente entre N = 7 y N = 15, pequeños incrementos en el número de golpes producen aumentos importantes en la capacidad admisible y, por lo tanto, reducciones significativas en el área requerida de la zapata. Sin embargo, cuando el N-SPT supera aproximadamente valores cercanos a 20, la capacidad admisible tiende a incrementarse de forma más gradual, mostrando un comportamiento de estabilización. Esto permite identificar un rango crítico donde la caracterización del estrato gobernante se vuelve particularmente sensible para el diseño.

En el predimensionamiento, al mantener constantes las cargas estructurales correspondientes al edificio tipo considerado en la investigación, el área de la zapata quedó controlada exclusivamente por el valor de la capacidad admisible del terreno, y cualquier variación observada en el área requerida respondió únicamente al comportamiento del suelo. Este planteamiento permitió aislar el efecto geotécnico del problema, eliminando interferencias estructurales que normalmente dificultan comparar diferentes estudios.

Como consecuencia directa de lo anterior, se comprobó que la capacidad admisible controla de forma directa la dimensión de la cimentación superficial. En los casos donde la capacidad admisible disminuyó hasta valores cercanos a 6 t/m², el área necesaria para transmitir la carga estructural aumentó de forma considerable, llegando a superar los 20 m² e incluso acercándose a 30 m² en algunos casos. Esto implica zapatas con dimensiones mayores a 5 m de lado, lo cual desde el punto de vista constructivo puede resultar poco eficiente.

Este resultado tiene una implicación práctica importante, ya que indica que cuando la capacidad admisible es baja, el aumento del tamaño de la cimentación puede llegar a ser considerable, por lo que en algunos escenarios podría resultar técnicamente razonable evaluar alternativas como mejoramiento de suelo o sistemas de cimentación profunda.

Otro aspecto relevante observado en los estudios analizados es que la capacidad admisible reportada en la mayoría de los casos estuvo controlada principalmente por criterios de asentamiento admisible, de 2.5 cm, y no por falla por corte. Así se ha demostrado que, en

la práctica de diseño de cimentaciones superficiales en estos materiales de origen volcánico, el estado límite que generalmente gobierna es el de deformación en servicio. Este comportamiento coincide con lo descrito por Das (2011), quien señala que en muchas cimentaciones superficiales el control por asentamientos ocurre antes de que se alcance la resistencia última del suelo.

Respecto a la clasificación SUCS, los resultados muestran que esta herramienta resulta útil para describir el tipo general de suelo presente en un perfil, pero no fue un parámetro determinante para explicar la variabilidad observada en la capacidad portante. Dentro de un mismo grupo, como por ejemplo ML, se encontraron valores de N-SPT y capacidades admisibles bastante distintos. Esto sugiere que factores como la estructura del depósito, el grado de compactación natural y la historia geológica del material influyen más en el comportamiento mecánico que la clasificación granulométrica por sí sola.

El análisis realizado sobre el porcentaje de finos y el contenido de humedad natural mostró coeficientes de determinación bajos ($R^2 \approx 0.02$ y 0.14 respectivamente). Aunque mecánicamente se podría esperar que mayores contenidos de finos o humedad reduzcan la resistencia del suelo, dentro del conjunto de datos analizado estos parámetros no mostraron una influencia dominante de manera aislada. Esto sugiere que la capacidad portante observada responde más a la interacción global de las características del perfil que a un solo parámetro índice.

Por otra parte, el contraste realizado entre la capacidad portante estimada mediante correlaciones empíricas basadas en SPT y el cálculo teórico mediante la formulación de Terzaghi permitió identificar una diferencia importante en el comportamiento del modelo. Mientras que en el enfoque empírico el N-SPT mostró ser el parámetro dominante, dentro del cálculo teórico el comportamiento de la capacidad portante resultó más sensible al ángulo de fricción interna del suelo. Esto se debe a que los factores de capacidad portante del modelo teórico dependen directamente de este parámetro.

Este contraste demuestra que los métodos empíricos basados en ensayos de campo tienden a capturar de forma más integrada el comportamiento real del suelo, mientras que los modelos teóricos dependen fuertemente de la calidad y representatividad de los parámetros resistentes utilizados en el cálculo.

Finalmente, en la práctica profesional en Quito, esta investigación confirma algo que frecuentemente se percibe en obra: el suelo volcánico no puede interpretarse únicamente a partir de su clasificación general. Incluso dentro de una misma zona y bajo una misma categoría sísmica de suelo, el comportamiento portante puede variar significativamente.

Por esta razón, el diseño geotécnico no debería basarse únicamente en clasificaciones generales, sino en una interpretación completa del perfil estratigráfico, acompañada de una adecuada ejecución de los ensayos de campo. En particular, el ensayo SPT sigue siendo una herramienta fundamental para la estimación inicial de la capacidad portante, siempre que se entienda su alcance, sus limitaciones y la importancia de su correcta ejecución.

Las expresiones mostradas en el presente documento han conseguido definir algunos parámetros y comportamientos válidos para un análisis preliminar de

predimensionamiento que permitan tomar decisiones a nivel de factibilidad de los proyectos y optimizar los diseños de fundaciones y de interacción suelo – estructura.

Estas expresiones, constituyen también una guía para los consultores geotécnicos que permitan afinar en sus recomendaciones parámetros como profundidad de desplante o estrato de fundación que agreguen valor a los diseños optimizando los recursos a invertir en las cimentaciones de los proyectos.

6.1 Recomendaciones

Después del análisis realizado y considerando las conclusiones obtenidas, se plantean las siguientes recomendaciones orientadas tanto a la práctica profesional como a futuras investigaciones en geotecnia aplicada en Quito.

1. Sobre la ejecución de estudios geotécnicos

Uno de los aspectos más sensibles que se identificó en esta investigación es la dependencia directa del diseño respecto al valor de N-SPT crítico. Por esta razón, se recomienda que la ejecución del ensayo SPT en campo se realice bajo controles estrictos de calidad.

Es fundamental verificar:

- La energía real transmitida por el martillo.
- La verticalidad del sondeo.
- La limpieza adecuada del fondo antes de cada golpe.
- La correcta lectura y registro de penetraciones.

Errores pequeños en la ejecución pueden alterar el valor de N, y como se observó en este estudio, variaciones relativamente bajas en N pueden generar cambios importantes en la capacidad admisible y, por ende, en el ancho de zapata requerido. Como advierten Phoon y Kulhawy (1999), la variabilidad inherente del SPT puede afectar la confiabilidad del diseño si no se controla adecuadamente.

En suelos volcánicos de Quito, donde la heterogeneidad es alta, una mala práctica de campo puede distorsionar completamente la interpretación del perfil.

2. Sobre la interpretación del N-SPT crítico

Se recomienda que en estudios geotécnicos no se utilice únicamente un promedio global del N-SPT sin analizar el valor crítico dentro del estrato de influencia de la zapata.

Este trabajo demostró que el N crítico, es decir, el valor más desfavorable dentro de la profundidad relevante de diseño, es el que realmente controla el predimensionamiento. Por ello, en la práctica se debería:

- Identificar claramente la profundidad de influencia.
- Analizar la estratigrafía con criterio ingenieril.
- No tomar decisiones únicamente por clasificación SUCS.

El SUCS orienta, pero no reemplaza el análisis de resistencia. Tal como indican Mitchell y Soga (2005), suelos volcánicos pueden presentar microestructuras que alteran su comportamiento más allá de lo que su clasificación granulométrica sugiere.

3. Sobre la ecuación utilizada y su aplicabilidad

Se recomienda que cuando se empleen correlaciones propuestas por Meyerhof y modificada por Bowles, basadas en SPT, se explique claramente la ecuación aplicada, sus factores de ajuste (F_1, F_2, F_3, F_4), y el rango de validez respecto al ancho de zapata B.

La ecuación utilizada en este trabajo mostró coherencia con la tendencia observada entre N y qa, y su aplicación fue válida dentro del rango de cargas y dimensiones analizadas. Sin embargo, es importante recordar que estas correlaciones son aproximaciones empíricas, como lo señala Bowles (1997), y deben usarse dentro de su contexto técnico.

No se recomienda extrapolar los resultados a edificaciones de mayor altura o a condiciones de carga distintas sin un análisis adicional.

4. Sobre el diseño de cimentaciones en suelos tipo D en Quito

Se recomienda que en proyectos ubicados en suelos tipo D de Quito:

- No se asuma comportamiento homogéneo solo por clasificación normativa.
- Se evalúe la variabilidad interna del perfil.
- Se analice la factibilidad técnica cuando las zapatas superen dimensiones prácticas (por ejemplo, mayores a 5 m^2).

Cuando la capacidad admisible resulte menor a 6 t/m^2 y el área requerida supere los 20–25 m^2, debería evaluarse técnicamente la posibilidad de:

- Mejoramiento de suelo.
- Uso de cimentaciones combinadas.
- Alternativas profundas.

Aunque este estudio no desarrolló estas alternativas, sí demuestra que en algunos casos el predimensionamiento superficial puede dejar de ser eficiente.

5. Sobre la estandarización de cargas en estudios comparativos

Se recomienda que en estudios comparativos similares se mantenga constante el sistema estructural y las cargas, tal como se realizó en la presente investigación con el edificio estándar de 4 pisos definido bajo la NEC para suelo tipo D.

Esto permitió aislar el efecto del suelo, evitando que decisiones estructurales influyan en la interpretación geotécnica. Esta estrategia puede ser replicada en futuras investigaciones para analizar otros tipos de suelo en la ciudad.

Se recomienda realizar nuevas correlaciones para otra categoría de estructuras y que permitan tener valores adecuados dependiendo del tipo de estructura objeto de la investigación.

6. Sobre futuras investigaciones

Esta investigación abre varias líneas que podrían profundizarse:

- Incorporar análisis de asentamientos inmediatos y consolidación.
- Evaluar deformación elástica máxima prevista bajo cargas de servicio.
- Analizar comportamiento bajo cargas dinámicas reales y no solo estáticas equivalentes.
- Analizar el comportamiento de otras categorías de estructuras en cuanto a nivel de cargas y / o número de pisos de edificios.

También sería interesante ampliar la base de datos a más sectores de Quito, especialmente en zonas con depósitos volcánicos más recientes o con mayor contenido de material pumítico.

7. Aplicabilidad práctica

Esta investigación presenta expresiones y fórmulas con mediana y alta confiabilidad que pueden servir para:

- Guiar al diseñador geotécnico para orientar de mejor manera y óptima sus recomendaciones de profundidad de desplante y capacidad de carga en este tipo de estructuras.
- Tener de una forma ágil y rápida un predimensionamiento de área de zapata para cada caso en función de los resultados geotécnicos, permitiendo de forma comparativa presentar recomendaciones económicas y óptimas.
- Permitir a promotores de proyectos y profesionales de otras especialidades tener una guía rápida de evaluar a nivel de factibilidad y prediseño la posibilidad de optimizar las fundaciones de sus proyectos en base a los datos de origen de las investigaciones.

REFERENCIAS

ASTM International. (2017). *ASTM D2487-17: Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)*. ASTM International. https://doi.org/10.1520/D2487-17

Bowles, J. E. (1997). *Foundation analysis and design* (5th ed.). McGraw-Hill.

Das, B. M. (2011). *Principles of foundation engineering* (7th ed.). Cengage Learning.

Gómez, A., & Prada, P. (2018). Variabilidad índice y resistencia de suelos volcánicos derivados de cenizas. *Ingeniería Competitividad, 20*(2), 89–101. https://doi.org/10.25100/iyc.v20i2.6747

Hidalgo, J., & Realpe, G. (2022). Comparación de metodologías SPT y triaxiales en la estimación de capacidad portante en suelos tipo D. *Boletín Técnico de la Facultad de Ingeniería PUCE, 12*(3), 77–90.

Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Electric Power Research Institute.

López, D., & Jácome, J. (2021). Evaluación del comportamiento mecánico de suelos volcánicos tipo D según la NEC. *Ingeniería Civil Ecuatoriana, 15*(1), 45–58.

Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal, 1*(1), 16–26. https://doi.org/10.1139/t63-003

Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior* (3rd ed.). John Wiley & Sons.

Montoya, F., & Espinosa, P. (2019). Caracterización geotécnica de depósitos volcánicos en el Distrito Metropolitano de Quito. *Revista Politécnica, 44*(1), 33–42.

Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2015). *NEC-SE-DS: Diseño sismorresistente*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda del Ecuador.

Pacheco-Martínez, J., & Ortiz, R. (2020). Geotechnical evaluation of volcanic soils for shallow foundations in southern Peru. *Soils and Foundations, 60*(4), 928–940. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.04.004

Phoon, K. K., & Kulhawy, F. H. (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal, 36*(4), 612–624. https://doi.org/10.1139/t99-038

Quinto, V. (2016). Influencia en la capacidad portante. *Revista Politécnica, 44*(2), 33–42.

Santamarina, J. C., Klein, K. A., & Fam, M. A. (2001). *Soils and waves: Particulate materials behavior, characterization and process monitoring*. John Wiley & Sons.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice* (3rd ed.). John Wiley & Sons.

Vargas, W., & Castelli, F. (2015). Mechanical behavior of volcanic soils: A review. *Engineering Geology*, *196*, 133–153. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.07.007

Vesic, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*, *99*(SM1), 45–73.

Zavala, R., Mateo, A., & Ponce, L. (2017). Geotechnical characterization of pumiceous soils in southern Peru. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, *9*(5), 866–874. https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.03.006

ANEXOS

DISEÑO ZAPATA AISLADA

1. Cargas que llegan a la zapata:

$P_{CP} := 1368.25\ kN$	Carga muerta
$P_{CV} := 120.48\ kN$	Carga viva
$P_{LR} := 45.86\ kN$	Carga viva cubierta
$P_S := 8\ kN$	Carga axial debido a sismo
$V_{XS} := 79.09\ kN$	Carga horizontal sismo en x
$Vys := 79.07\ kN$	Carga horizontal sismo en y
$My_{CP} := 1.41\ kN \cdot m$	Momento por carga muerta en eje y
$My_{CV} := 0.35\ kN \cdot m$	Momento por carga viva en eje y
$My_{LR} := -0.04\ kN \cdot m$	Momento por carga viva cubierta en eje y
$My_S := 172.15\ kN \cdot m$	Momento en eje y por sismo en eje x
$Mx_{CP} := -1.41\ kN \cdot m$	Momento por carga muerta en eje x
$Mx_{CV} := -0.35\ kN \cdot m$	Momento por carga viva en eje x
$Mx_{LR} := 0.04\ kN \cdot m$	Momento por carga viva cubierta en eje x
$Mx_S := 172.11\ kN \cdot m$	Momento en eje x por sismo en eje y

2. Materiales y dimensión de columnas:

$f'c := 240\ \frac{kgf}{cm^2}$	Resistencia a la compresión del hormigón.
$\gamma_c := 2400\ \frac{kgf}{m^3}$	Peso unitario del concreto armado (asumido).
$fy := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.
$b_{CL} := 50\ cm \quad h_{CL} := b_{CL}$	Dimensión típica de columnas/pedestales en la base.

3. Datos del Estudio Geotécnico:

$q_{adm} := 14.67 \ \frac{tonf}{m^2}$ Capacidad portante admisible del suelo (ELS)

$s_e := 2.50 \ cm$ Asentamientos esperados para cargas de servicio.

$\gamma_{suelo} := 1.67 \ \frac{kN}{m^3}$ Densidad del suelo (asumida).

4. Predimensionamiento del área de la zapata:

$P_{v_pre} := P_{CP} + P_{CV} + P_{LR} = (1.535 \cdot 10^3) \ kN$ Carga vertical no mayorada, sin efectos de sismo.

$P_{ov_pre} := P_{CP} + P_{CV} + P_{LR} + P_S = (1.543 \cdot 10^3) \ kN$ Carga vertical no mayorada, con efectos de sismo.

$Af_{ov} := \frac{P_{ov_pre}}{1.33 \cdot q_{adm}} = 8.887 \ m^2$ Área mínima de zapata con efectos de sismo.

$Af_{min} := \max(Af_{ov}) = 8.887 \ m^2$ Área mínima de zapata para predimensionamiento.

$B_{fmin} := \sqrt{Af_{min}} = 2.981 \ m$ Ancho mínimo de zapata.

$B_f := 3.0 \ m$ Ancho de zapata a utilizar.

$L_f := B_f = 3 \ m$ Largo de zapata a utilizar.

$A_f := B_f \cdot L_f = 9 \ m^2$ Área de zapata a utilizar.

ANEXO 2: PROPIEDADES GEOTÉCNICAS

Estudio	SUCS predominante	N-SPT crítico	qa asociada (t/m²)	Prof. N crítico	b recomendada (m)	b calculada	Peso unitario (t/m³)	% Finos	% Humedad	LL (%)	LP (%)	IP (%)
1	ML (limo arenoso)	8	14.67	2.00	2.86	3.00	1.67	56.83	18.22	-	-	-
2	ML (limo arenoso)	22	24.80	3.00	2.20	2.50	1.70	46.00	7.68	-	-	-
3	ML (limo arenoso)	11	20.54	1.00	2.42	2.50	1.70	54.50	18.86	36.00	27.00	9.00
4	ML (limo arenoso)	12	28.57	1.00	2.05	2.50	1.70	55.25	22.47	15.94	11.66	4.13
5	ML – SM	10	17.96	1.00	2.58	3.00	1.70	38.25	17.85	-	-	-
6	ML – SM	11	24.30	1.00	2.22	2.50	1.70	41.86	21.84	29.60	25.60	4.00
7	ML (con intercalaciones de OL/OH, SM, SW)	3	4.18	3.00	5.36	5.50	1.65	58.73	52.64	-	-	-
8	SM (arena limosa, relleno)	4	4.49	4.00	5.17	5.50	1.65	37.20	25.26	-	-	-
9	ML – CL – SM	8	13.90	2.00	2.94	3.00	1.70	58.40	24.43	30.33	21.33	9.00
10	CL – ML – MH	9	17.37	1.00	2.63	3.00	1.70	68.33	33.13	38.67	26.73	12.00
11	ML (con intercalaciones de MH, CL y SM)	4	6.40	4.00	4.33	4.50	1.70	61.38	32.81	44.25	29.88	14.38
12	ML – Limo arenoso	24	34.36	2.00	1.87	2.00	1.75	55.00	16.80	-	-	-
13	ML (con intercalaciones de SM)	15	58.95	2.00	1.43	1.50	1.67	53.50	8.89	-	-	-
14	ML (con intercalaciones de SM)	17	37.55	1.00	1.79	2.00	1.70	51.40	24.88	47.00	28.50	18.50
15	SM – ML (intercalados)	10	21.60	2.00	2.36	2.50	1.70	49.80	20.96	-	-	-
16	ML (con intercalaciones de SM)	7	10.27	1.00	3.42	3.50	1.70	65.38	22.25	32.50	23.00	7.00
17	ML (con intercalaciones de SM)	5	12.71	1.00	3.07	3.50	1.70	48.25	13.24	-	-	-
18	ML (con intercalaciones de SP/SM)	6	8.81	1.00	3.69	4.00	1.70	50.00	17.67	35.00	25.00	10.00
19	ML (con intercalaciones de SM)	5	6.57	2.00	4.27	4.50	1.82	57.29	19.00	25.67	19.33	6.33
20	ML (con intercalaciones SM)	20	39.72	2.00	1.74	2.00	1.70	60.83	16.58	-	-	-
21	ML con intercalaciones de SM	70	77.33	1.00	1.25	1.50	1.70	41.50	15.24	-	-	-
22	ML – Limo arenoso	5	9.17	2.00	3.62	4.00	1.70	56.23	25.91	40.00	12.60	27.40
23	CL / ML (con intercalaciones de SM)	4	14.99	1.00	2.83	3.00	1.90	58.79	21.71	30.49	19.74	10.75
24	SM	3	8.48	3.00	3.76	4.00	1.70	22.33	21.47	-	-	-
25	ML (con intercalaciones de SM)	15	28.13	3.00	2.07	2.50	1.67	57.47	22.63	28.14	24.36	3.79
26	ML (con intercalaciones de SM)	9	15.28	1.00	2.80	3.00	1.67	51.00	9.46	-	-	-
27	ML (con intercalaciones de CL y SM)	12	22.41	1.00	2.31	2.50	1.70	57.78	22.27	31.67	22.23	9.13
28	SM-ML	6	13.25	1.00	3.01	3.50	1.70	46.25	16.17	-	-	-
29	SM – ML	21	35.66	1.00	1.83	2.00	1.70	45.50	25.80	25.00	22.00	3.00
30	ML (con intercalaciones de MH, CL y SM)	18	31.68	2.00	1.95	2.00	1.70	52.00	20.57	29.00	18.00	11.00

ANEXO 3: CÁLCULO RESISTENCIA AL CORTE TERZAGHI

Terzaghi

Proyecto	prof (m)	SUCS	N SPT	Cohesión c (kPa)	Ángulo de fricción interna Ø(°)	Peso Unitario (kN/m³)	Nq	Nc	Nγ	Sc	Sγ	B (m)	qu (kPa)	FS	qa(kPa)
3	0.5	ML	10	264.81	22.27	16.79	9.46	20.66	7.13	1.30	0.80	2.50	7,404.40	3.00	2,468.13
3	0.5	SM	7	34.38	18.95	16.69	6.67	16.50	4.67	1.30	0.80	3.00	968.89	3.00	322.96
4	13.5	ML	23	0	30.93	17	25.07	40.17	22.49	1.30	0.80	2.50	9,601.89	3.00	3,200.63
4	7	ML	38	213.5	44.7	17	165.11	165.84	252.55	1.30	0.80	2.50	70,056.53	3.00	23,352.18
5	2	SM	14	11.84	37.84	16.08	60.22	76.24	65.20	1.30	0.80	3.00	4,883.47	3.00	1,627.82
6	0.5	ML	13	27.25	36.67	16.55	51.49	67.82	53.63	1.30	0.80	2.50	3,851.16	3.00	1,283.72
7	0.5	OL	1	5.91	22.61	13.5	9.81	21.16	7.45	1.30	0.80	5.50	526.50	3.00	175.50
7	0.5	OL	1	45.45	30.23	16.8	23.07	37.88	20.39	1.30	0.80	5.50	3,309.76	3.00	1,103.25
19	2	ML	12	14.48	42.14	18.76	111.05	121.62	144.70	1.30	0.80	4.50	11,738.90	3.00	3,912.97
19	2.5	ML	15	21.12	39.66	17.01	77.45	92.22	89.83	1.30	0.80	4.50	9,203.64	3.00	3,067.88
23	7.5	ML	55	57.71	33.8	17	35.60	51.69	34.18	1.30	0.80	3.00	11,164.61	3.00	3,721.54
23	8.5	CL	42	90.93	35.56	17	44.54	60.90	44.85	1.30	0.80	3.00	16,914.01	3.00	5,638.00
23	11	CL	27	124.17	43.35	17	133.50	140.36	186.47	1.30	0.80	3.00	52,707.10	3.00	17,569.03
23	2.5	CL	11	100.47	25.27	18.34	13.10	25.64	10.48	1.30	0.80	3.00	4,755.71	3.00	1,585.24
23	2.5	CL	11	111.09	8.56	19.25	2.33	8.87	1.07	1.30	0.80	3.00	1,732.24	3.00	577.41
23	1.5	CL	20	100.94	11.79	17.83	3.22	10.63	1.78	1.30	0.80	3.00	1,717.82	3.00	572.61
23	0.6	SM/SC	8	41.63	31.86	15.72	28.04	43.50	25.68	1.30	0.80	3.00	3,249.15	3.00	1,083.05
23	1	ML	10	160.09	13.83	14.56	3.95	11.99	2.38	1.30	0.80	3.00	2,710.40	3.00	903.47
25	0.5	CL	31	46.35	23.58	17.83	10.89	22.66	8.43	1.30	0.80	3.00	1,748.09	3.00	582.70
25	3	CL	22	25.67	39.21	17.19	72.71	87.89	82.81	1.30	0.80	2.50	8,889.38	3.00	2,963.13
25	0.5	ML	46	134.59	21.63	17.47	8.84	19.76	6.57	1.30	0.80	3.00	3,767.65	3.00	1,255.88
27	1	ML	23	57.61	34.1	17	36.97	53.12	35.77	1.30	0.80	2.50	5,489.56	3.00	1,829.85
27	15.5	ML	41	38.78	34.14	17	37.15	53.32	35.98	1.30	0.80	3.00	17,471.21	3.00	5,823.74
29	1	SM	11	0	25	17	12.72	25.13	10.12	1.30	0.80	3.00	633.81	2.00	316.90
30	1.5	SC	5	35.26	21.78	18.72	8.98	19.97	6.70	1.30	0.80	3.00	1,626.28	3.00	542.09