



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO PARA
CIMENTACIONES SUPERFICIALES MEDIANTE MÉTODOS ANALÍTICOS Y
ELEMENTOS FINITOS**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingeniero Civil

AUTOR: Kevin Ricardo Ortiz Morocho
Jeison Xavier Viracucha Llano

TUTOR: Freddy Israel Rodríguez Badillo

Quito - Ecuador
2025

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Kevin Ricardo Ortiz Morocho con documento de identificación N° 0105938583 y Jeison Xavier Viracucha Llano con documento de identificación N° 2200240600; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

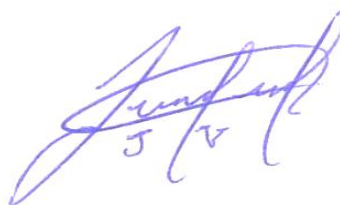
Quito, 26 de febrero del 2025

Atentamente,



Kevin Ricardo Ortiz Morocho

0105938583



Jeison Xavier Viracucha Llano

2200240600

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Kevin Ricardo Ortiz Morocho con documento de identificación N° 0105938583 y Jeison Xavier Viracucha Llano con documento de identificación N° 2200240600; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto de Investigación: “Análisis de la capacidad de carga última del suelo para cimentaciones superficiales mediante métodos analíticos y elementos finitos”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

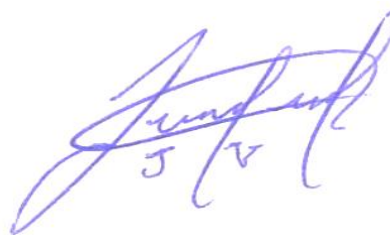
Quito, 26 de febrero del 2025

Atentamente,



Kevin Ricardo Ortiz Morocho

0105938583



Jeison Xavier Viracucha Llano

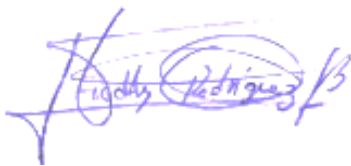
2200240600

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Freddy Israel Rodríguez Badillo con documento de identificación N° 1720094026, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES MEDIANTE MÉTODOS ANALÍTICOS Y ELEMENTOS FINITOS, realizado por Kevin Ricardo Ortiz Morocho con documento de identificación N° 0105938583 y por Jeison Xavier Viracucha Llano con documento de identificación N° 2200240600, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto de Investigación que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 26 de febrero del 2025

Atentamente,



Ing. Freddy Israel Rodríguez Badillo, MSc.

1720094026

ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES MEDIANTE MÉTODOS ANALÍTICOS Y ELEMENTOS FINITOS

ANALYSIS OF THE ULTIMATE LOADING CAPACITY OF THE SOIL FOR SURFACE FOUNDATIONS USING ANALYTICAL METHODS AND FINITE ELEMENT

Kevin Ortiz-Morocho¹, Jeison Viracucha-Llano², Freddy Rodríguez-Badillo³.

Resumen

El presente artículo analiza la capacidad de carga última del suelo para cimentaciones superficiales utilizando métodos analíticos y simulaciones por el método de elementos finitos en el software (MIDAS GTS NX). Comparando los resultados del software con las metodologías analíticas propuestas tales como: Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic, Chen, y Balla.

Para el análisis de los métodos analíticos se emplean diferentes muestras de suelos, considerando las propiedades geotécnicas como cohesión (c), ángulo de fricción (ϕ), peso específico (γ). Estos parámetros son fundamentales para el cálculo de la capacidad de carga última del suelo.

Para el desarrollo de los modelos numéricos se utilizó el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb que analiza el comportamiento del suelo bajo la acción de cargas y el modelo constitutivo elástico lineal para las cimentaciones superficiales.

Para la validación de los resultados de la capacidad de carga última del suelo, se desarrollaron tres tipos de modelos: modelo físico, modelo numérico y modelos analíticos de una muestra de suelo

Abstract

This article examines the ultimate bearing capacity of soil for shallow foundations using analytical methods and finite element simulations conducted in the software (MIDAS GTS NX). The software results are compared with analytical methodologies proposed by researchers such as Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic, Chen, and Balla.

For the analysis of the analytical methods, various soil samples are employed, considering geotechnical properties such as cohesion (c), friction angle (ϕ), unit weight (γ), and elastic modulus (E). These parameters are fundamental for calculating the soil's ultimate bearing capacity.

The numerical models were developed using the Mohr-Coulomb constitutive model, which analyzes soil behavior under applied loads, and the linear elastic constitutive model for shallow foundations.

¹ Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador.

² Estudiante de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador.

³ Docente de la carrera de Ingeniería Civil – Universidad Politécnica Salesiana – Quito, Ecuador

Autor para correspondencia: kortizm3@est.ups.edu.ec; jviracucha@est.ups.edu.ec; frodriguez1@est.ups.edu.ec

inalterada extraída en la parroquia de Guamaní, al sur de la ciudad de Quito. Se realizaron ensayos triaxiales, contenido de humedad, gravedad específica e índices de plasticidad en el laboratorio de mecánica de suelos para obtener las propiedades geotécnicas del suelo.

Con los resultados de los diferentes modelos, se llevó a cabo un análisis comparativo para determinar que metodología analítica es próxima a los resultados obtenidos por el modelo numérico y el modelo físico.

Palabras Clave: capacidad de carga última del suelo, cimentaciones superficiales, factores de capacidad de carga, métodos de elementos finitos, MIDAS GTS NX, parámetros de resistencia, mecanismos de falla,

To validate the results of the soil's ultimate bearing capacity, three types of models were developed: physical model, numerical model, and analytical models, based on an undisturbed soil sample extracted from the Guamaní area, located south of Quito. Triaxial tests, moisture content determination, specific gravity, and plasticity index tests were conducted in the soil mechanics laboratory to obtain the soil's geotechnical properties.

Using the results obtained from the different models, a comparative analysis was performed to determine which analytical methodology closely aligns with the results generated by the numerical model and the physical model.

Keywords: ultimate bearing capacity of soil, shallow foundations, bearing capacity factors, finite element methods, MIDAS GTS NX, Resistance parameters, failure mechanisms.

1. Introducción

La capacidad de carga última del suelo para cimentaciones superficiales ha sido un tema estudiado en la gran mayoría de libros de geotecnia, por lo cual se tiene una base sustancial de información sobre el tema. Sin embargo, al analizar los métodos analíticos propuestos por los diferentes autores, se observan variaciones en las fórmulas de la capacidad de carga última, factores de capacidad de carga, factores de forma, profundidad e inclinación.

Autores como Terzaghi, Hansen, Meyerhof, Vesic, Chen y Balla desarrollaron fórmulas analíticas que han sido empleadas de forma rápida para la estimación de la capacidad de carga última del suelo; sin embargo, las fórmulas varían en sus resultados.

Por otro lado, los métodos numéricos basados en el método de elementos finitos permiten un modelo detallado del suelo y la cimentación, debido a que consideran espacio tridimensional y condiciones de frontera, además casos de análisis no lineales de los materiales, lo que permite una aproximación a los esfuerzos que puede presentarse en el suelo.

El artículo tiene como finalidad comparar la capacidad de carga última en cimentaciones superficiales utilizando modelos analíticos y numéricos para encontrar las diferencias de cada modelo analítico frente al modelo numérico y corroborando con un modelo físico.

2. Materiales y Métodos

2.1. Materiales

2.1.1. Propiedades del suelo para los modelos analíticos y numéricos

Para el desarrollo de esta investigación se usó ensayos de mecánica de suelos previamente realizados, entre los cuales se incluyeron ensayos triaxiales no consolidados no drenados (UU) y ensayos de clasificación de suelos (SUCS).

Tabla 1 . Datos de las muestras proporcionados

| Muestra | Sitio | Tipo de Suelo | γ (ton/m ³) | C (ton/m ²) | ϕ (°) |
|---------|-----------|---------------|--------------------------------|-------------------------|------------|
| 1 | Babahoyo | MH | 1.38 | 1 | 4.5 |
| 2 | El Recreo | ML | 1.85 | 3 | 9 |
| 3 | Lumbisí | ML | 1.50 | 30 | 36.5 |

2.1.2. Ubicación del suelo para el modelo físico

Para la ubicación de la muestra del modelo físico se determinó un sitio perteneciente a la ciudad de Quito, en la parroquia de Guamaní. De acuerdo con los mapas georreferenciados, se ubica en el sector como se presenta en la figura 1.



Figura 1. Sector San Vicente de Cornejo

Las coordenadas del sitio donde fueron extraídos los dos bloques de suelo correspondientes al barrio San Vicente de Cornejo se muestran en la tabla 2.

Tabla 2. Coordenadas del sitio de extracción de la muestra

| Coordenadas UTM WGS84 | | | |
|-----------------------|------|--------|---------|
| Muestra | Zona | Este | Norte |
| 2 | 17 S | 771427 | 9963910 |

2.2. Capacidad de carga última del suelo

Se define como la máxima resistencia que el suelo puede ofrecer frente a cargas. Este concepto está relacionado con el esfuerzo de falla que consiste en el esfuerzo crítico en el cual el suelo pierde estabilidad debido a los excesivos esfuerzos cortantes.

Por esta razón las teorías de capacidad de carga última relacionan los factores de resistencia al corte, tales como cohesión(c), ángulo de fricción(ϕ) y peso específico(γ).

2.3. Mecanismo de falla

Para comprender el mecanismo de capacidad de carga en cimentaciones propuesto por Prandtl, “establece una cuña inferior que desciende conjuntamente con la cimentación, seguida de una zona radial donde el movimiento es tangencial a la superficie de falla” [20]. Finalmente, se identifica una zona triangular externa que se desplaza en una dirección inclinada, sobresaliendo de su posición inicial.

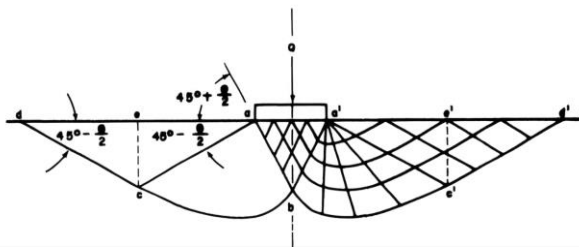


Figura 2. Mecanismo de falla según Prandtl. [6]

2.4. Modos de falla a corte en el suelo

La falla de corte se produce cuando alcanza la capacidad de carga última del suelo, generándose una superficie de deslizamiento bajo la cimentación. “Las diferentes fallas presentan asentamiento brusco que puede terminar en colapso total de la estructura; es por eso que Vesic identificó tres modos de falla del suelo en cimentaciones superficiales” [2].

2.4.1. Teoría de falla por corte general

Esta falla se manifiesta por la creación de una superficie de deslizamiento en el suelo, que empieza en el borde la cimentación y se extiende a uno o ambos lados en algunos casos hasta la superficie del terreno.

El tipo de falla por corte general se presenta en suelos prácticamente incompresibles y con esfuerzos cortantes finitos, por lo que se desarrolla la resistencia al corte en todo el mecanismo de falla, lo que no permite que la estructura experimente rotaciones significativas en la cimentación. Este

fenómeno suele ir acompañado de un levantamiento de suelo en los laterales de la cimentación, debido a la redistribución de esfuerzos y el desplazamiento del material.

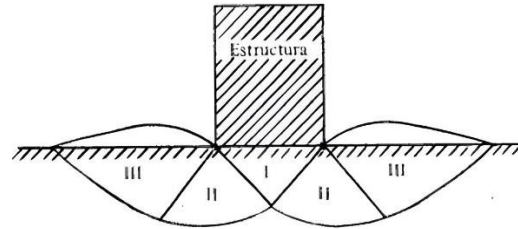


Figura 3. Falla por corte general. [20]

2.4.2. Teoría de falla por punzonamiento

Este tipo de falla se presenta en suelos muy compresibles o cuando las dimensiones de las cimentaciones son pequeñas, causando una baja capacidad de distribuir las cargas, concentrando los esfuerzos, así superando la capacidad de carga del suelo. Sin embargo, solo se desarrolla la resistencia al corte en la zona 1 (cuña), lo que causa un movimiento vertical de la cimentación.

La rotura se manifiesta mediante un corte alrededor de la cimentación, mientras que los desplazamientos de suelo adyacente son prácticamente inexistentes, lo que permite mantener el equilibrio tanto vertical como horizontal de la cimentación.

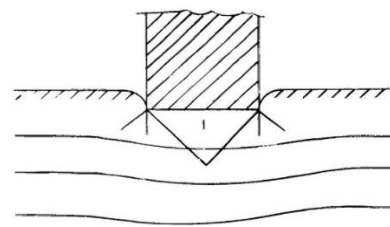


Figura 4. Falla por punzonamiento. [20]

2.4.3. Teoría de falla por corte local

Es la representación de una transición entre la falla corte general y falla por punzonamiento, combinadas las características de ambas. Debido a que el suelo presenta compresibilidad, desarrollando la resistencia al corte en la zona de la cuña y en la zona radial provocando una marcada tendencia al levantamiento del suelo en los laterales

de la cimentación, mientras que la compresión vertical del suelo es directamente debajo de la cimentación es significativa. La superficie de deslizamiento no llega a extenderse hasta la superficie del terreno, sino que también termina dentro de la masa del suelo.

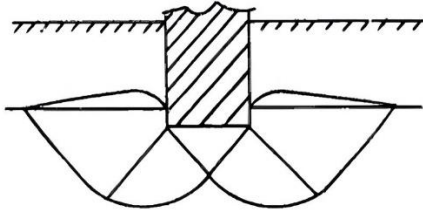


Figura 5. Falla por corte local. [20]

2.5. Ecuaciones de la capacidad de carga última de los diferentes autores propuestos

2.5.1. Teoría de Terzaghi para el caso cimentaciones cuadradas

$$q_u = 1.3 c N_c + \gamma N_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (1)$$

$$N_q = \frac{e^{2\left(0.75\pi - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2)$$

$$N_c = \cot\phi (N_q - 1) \quad (3)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{Kpy}{\cos^2\phi} - 1 \right) \quad (4)$$

Ecuación de Terzaghi.

Donde:

c = Cohesión

γ = Peso específico del suelo

Df = Profundidad de desplante

B = Ancho de cimiento

q = Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

Nq: Sobrecarga existe al nivel del desplante

Nc: Relaciona la cohesión

N γ : Peso del suelo que soporta la cimentación

Kpy: Coeficiente de empuje pasivo de Terzaghi

En el año de 1943, “Karl Terzaghi fue el primero en proponer una ecuación para calcular la capacidad de carga última para cimentaciones superficiales” [1]. Además, el cálculo de los factores de capacidad de carga que influyen depende del ángulo de fricción del suelo (Nc, Nq y N γ).

2.5.2. Teoría de Meyerhof (1963)

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (5)$$

Ecuación de Meyerhof.

Donde:

c = Cohesión

γ = Peso específico del suelo

Df = Profundidad de desplante

B = Ancho de cimiento

L = Longitud de la cimentación

q = Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

Nq, Nc, N γ = Factores de capacidad de carga

s $_c$, s $_q$, s $_y$ = Factores de forma

d $_c$, d $_y$, d $_q$ = Factores de profundidad

i $_c$, i $_q$, i $_y$ = Factores de inclinación de carga

En el año de 1963, Meyerhof propuso la ecuación (5) y desarrolló una teoría que considera la resistencia que tiene el suelo sobre la superficie de la cimentación. Introdujo observaciones importantes sobre los esfuerzos cortantes que tienden a desarrollarse en el terreno por arriba del nivel de desplante de cimiento. “La ecuación general amplía la fórmula de capacidad de carga última al incluir los factores de forma, profundidad de cimentación y carga inclinada” [2].

2.5.2.1. Factores de capacidad de carga

Para la deducción de Nc, Nq y N γ , introdujo correcciones para mejorar la precisión en el cálculo de capacidad de carga última, incorporando factores adicionales que afectan la estabilidad.

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan\phi} \quad (6)$$

$$N_c = \cot\phi (N_q - 1) \quad (7)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (8)$$

2.5.2.2. Factores de forma

$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (9)$$

$$s_q = 1 + 0.2 * k_p \frac{B}{L} \quad \text{cualquier } \phi \quad (10)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 * k_p \left(\frac{B}{L}\right) \quad \emptyset > 10^\circ \quad (11)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad \emptyset = 0 \quad (12)$$

2.5.3. Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{cualquier } \emptyset \quad (13)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \emptyset > 10^\circ \quad (14)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \emptyset = 0 \quad (15)$$

2.5.3.1. Factores de Carga-Inclinación

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad \text{cualquier } \emptyset \quad (16)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\emptyset^\circ}\right)^2 \quad \emptyset > 10^\circ \quad (17)$$

$$i_\gamma = 0 \text{ para } \theta > 0 \quad \emptyset = 0 \quad (18)$$

2.5.4. Teoría de Hansen (1970)

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (19)$$

Ecuación de Hansen.

Donde:

c = Cohesión

γ = Peso específico del suelo

Df= Profundidad de desplante

B= Ancho de cimiento

N_q, N_c, N_γ = Factores de capacidad de carga

s_c, s_q, s_γ = Factores de forma

d_c, d_q, d_γ = Factores de profundidad

i_c, i_q, i_γ = Factores de inclinación de carga

g_c, g_q, g_γ = Factores de terreno base en la pendiente

b_c, b_q, b_γ = Factores de base inclinada

Hansen hizo una contribución en el desarrollo de la ecuación (19) que integra múltiples factores que afectan la capacidad de carga última de la cimentación. “Se realizaron las correcciones necesarias debido a la variación en diversos factores, tanto para la excentricidad de la carga, profundidad e inclinación de la zapata” [2].

2.5.4.1. Factores de capacidad de carga

Esta teoría de Hansen se basó en pruebas experimentales, por esta razón se acercó a una nueva alternativa para calcular la capacidad de carga última del suelo. Aunque se han realizado pocas pruebas bajo esta metodología, los resultados obtenidos en ensayos a gran escala muestran una correlación adecuada y confiable. Los factores N_c y N_q son los mismos que de los Meyerhof, esto no ocurre con el factor N_γ , como se ilustra en la ecuación (20).

$$N_\gamma = 1.5 (N_q + 1) \tan \phi \quad (20)$$

2.5.4.2. Factores de capacidad de forma

$$s_c = 1,0 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c} \quad (21)$$

$$s_q = 1,0 + \frac{B}{L} \sin \phi \quad (22)$$

$$s_\gamma = 1,0 - 0,4 * \frac{B}{L} \geq 0,6 \quad (23)$$

2.5.4.3. Factores de capacidad de profundidad

Para $Df/B \leq 1$

$$k = \frac{Df}{B} \quad (24)$$

Para $Df/B > 1$

$$k = \tan^{-1} \left(\frac{Df}{B} \right) \quad (25)$$

$$d_q = 1,0 + 2 \tan \phi (1,0 - \sin \phi)^2 k \quad (26)$$

$$d_c = 1,0 + 0.4 k \quad (27)$$

$$d_\gamma = 1,0 \quad (28)$$

2.5.4.4. Factores de inclinación

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_c}{N_q - 1} \quad (29)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H_i}{V + A_f C_a \cot \emptyset} \right]^m \quad (30)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H_i}{V + A_f C_a \cot \emptyset} \right]^{m+1} \quad (31)$$

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + b/L} \quad (32)$$

2.5.4.5. Factores de terreno base en la pendiente

$$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \cot(\phi)} \quad (33)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2 \quad (34)$$

2.5.4.6. Factores de base inclinada

$$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi} \quad (35)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \tan \phi) \quad (36)$$

2.5.5. Teoría de Vesic (1975)

Vesic utilizó las mismas ecuaciones de Meyerhof para los factores de capacidad de carga N_q y N_c , sin embargo, desarrolló una nueva ecuación para determinar N_γ (37). “Utilizando la fórmula general para la capacidad de carga última de Hansen, así como los factores de forma, profundidad e inclinación, con una variación en la ecuación para estimar el factor de forma S_q ” [2].

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (37)$$

$$S_q = 1,0 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad (38)$$

2.5.6. Teoría de Chen (1972)

$$q_u = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{\gamma * B}{2} N_\gamma \quad (39)$$

Donde:

c = Cohesión

γ = Peso específico del suelo

D_f = Profundidad de desplante

B = Ancho de cimiento

N_q, N_c, N_γ = Factores de capacidad de carga

Introdujo una serie de refinamientos que mejoran la precisión en el análisis de suelos cohesivos y no cohesivos, tomando en cuenta aspectos plásticos y el comportamiento de falla de los suelos bajo cargas aplicadas [4].

2.5.6.1. Factor de capacidad de carga

Los factores N_c y N_q son los mismos de Terzaghi; sin embargo, para calcular el factor N_γ , recomienda aplicar la siguiente fórmula.

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi * \tan \left(\frac{1}{4} \pi + \frac{1}{5} \phi \right) \quad (40)$$

2.5.7. Teoría de Balla

$$q_u = c (\tan(\phi) + \rho F_6) + \gamma D_f (1 + \rho F_5) + 0.5 B \gamma (\rho F_4 + F_5 \tan(\phi) \rho) \quad (41)$$

Donde:

c = Cohesión

γ = Peso específico del suelo

D_f = Profundidad de desplante

B = Ancho de cimiento

N_q, N_c, N_γ = Factores de capacidad de carga

Esta teoría se ajusta mejor a las limitadas condiciones que pueda presentar el comportamiento del suelo a la cimentación. La teoría de Balla se refiere a cimientos en suelos con valores muy bajos de cohesión, desarrollados específicamente para cimientos cuadrados o circulares [3]. Para calcular la capacidad de carga última del suelo, generó una ecuación matemática (42). Para determinar el coeficiente ρ , se obtiene el valor máximo de la raíz cúbica de la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} & \rho^3 F_{16} + \rho^2 \left[\frac{1}{2} F_4 + \left(\frac{D}{b} + \tan \phi \right) F_{17} + \right. \\ & \left. \left(\frac{c}{b\gamma} \right) F_{18} \right] + \rho \left[\frac{1}{2} \left(\frac{D}{b} + \tan \phi \right) \left(\frac{c}{b\gamma} \right) F_{12} \right] + \\ & \left[\left(\frac{D}{b} + \tan \phi \right)^3 F_{20} - \left(\frac{D}{b} + \right. \right. \\ & \left. \left. \tan \phi \right)^2 \left(\frac{c}{b\gamma} \right) \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + \right. \\ & \left. \left(\frac{c}{b\gamma} \right) \left(\frac{1}{2} \right) \tan \phi \right] = 0 \end{aligned} \quad (42)$$

Los diferentes parámetros relacionados con F se determinan utilizando las fórmulas y los procedimientos detallados en el Anexo 1.

2.6. Métodos de elementos finitos

Este método permite fraccionar el problema en subelementos finitos, desarrollando ecuaciones diferenciales que ayudan a describir el

comportamiento del suelo, la estructura, deformaciones y otras propiedades físicas en cada subelemento del sistema [5].

Esta técnica numérica permite ofrecer soluciones con un grado de precisión aceptable para problemas complejos que no pueden resolverse mediante métodos analíticos tradicionales. Su capacidad de analizar las geometrías complejas y materiales heterogéneos.

El MEF es una herramienta fundamental para el ámbito académico, como para los profesionales de las diversas ingenierías. El uso correcto del Modelo de elementos finitos facilita la visualización del flujo de esfuerzos en una estructura. El método considera una estructura como un encaje de partículas de tamaño finito, facilitando el cálculo de sus respuestas ante las diversas cargas y condiciones que presenta.

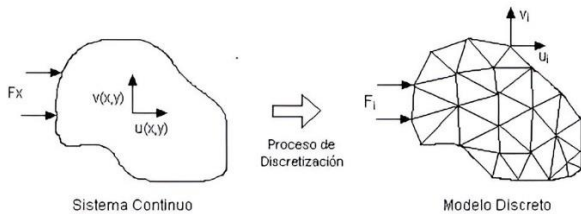


Figura 6. Esquema de Discretización [5].

2.7. Modelo constitutivo Lineal Elástico

Es aplicado en materiales isotrópicos con base en un comportamiento lineal elástico, donde el material presenta respuestas elásticas reversibles para cualquier esfuerzo aplicado. Los esfuerzos del modelo son proporcionales a la deformación; las constantes que se presentan son el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson. Este modelo constitutivo consiste en una representación numérica para describir cómo un material responde a cargas dentro de su rango lineal elástico.

2.8. Modelo constitutivos Mohr Coulomb

El modelo constitutivo de Mohr-Coulomb utilizado en el software MIDAS GTS NX presenta el comportamiento elasto-plástico de los materiales, brindando precisión en el análisis de los suelos bajo la acción de cargas. Esta configuración permite una representación realista de la respuesta del suelo frente a cargas. Además, define los parámetros de

la ley de Hooke, el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, para describir el comportamiento en el rango elasto-plástico a través de una relación de esfuerzo-deformación unitaria.

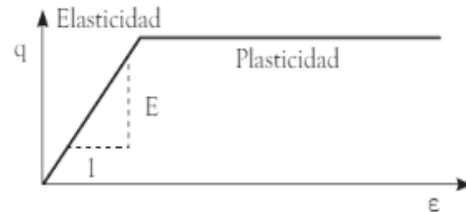


Figura 7. Modelo elasto-plástico perfecto (Mohr-Coulomb) [5].

2.9. Programa computacional

El software MIDAS GTS NX es una herramienta que facilita la simulación del comportamiento de los materiales en términos de esfuerzo y deformación unitaria frente a diversas condiciones de carga. “Se utiliza para determinar la capacidad de carga última del suelo empleando el método de elementos finitos” [11].

El programa facilita la simulación y análisis detallado del comportamiento del suelo y la cimentación al discretizar el dominio en los elementos finitos, permitiendo encontrar una solución numérica para evaluar la capacidad portante en diferentes escenarios geotécnicos. Este modelo está diseñado para replicar las respuestas del suelo a los ciclos de carga y descarga que pueden provocar diversos efectos en el suelo, siendo el más notable la pérdida gradual de rigidez.

En el software MIDAS GTS NX se deben definir condiciones de borde, ya que depende de las características del suelo que presenta el problema geotécnico; estas se pueden definir en forma de esfuerzos. Dependiendo del número de dimensiones del análisis 2D y 3D, es crucial tener en cuenta las cargas que actúan sobre los elementos estructurales y su interacción con el suelo al evaluar la estabilidad general.

2.10. Metodología del modelo numérico

Procedimiento general MIDAS GTS NX:

Se creó la geometría de suelo y cimentación en 3D.

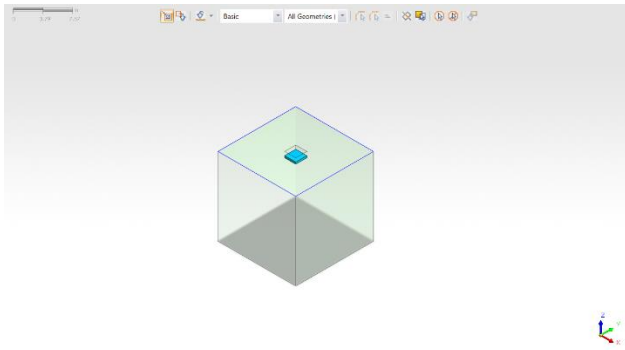


Figura 8. Creación de sólidos en 3D.

Se definieron los materiales basados en las propiedades geotécnicas de las muestras de suelo utilizando el modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Además, se ajustó el módulo de elasticidad de los suelos en función de la profundidad, también se determinó la falla a tracción de los suelos.

Para la cimentación se usó un hormigón de resistencia a la compresión de 210 kg/cm² basado en el modelo constitutivo lineal elástico.

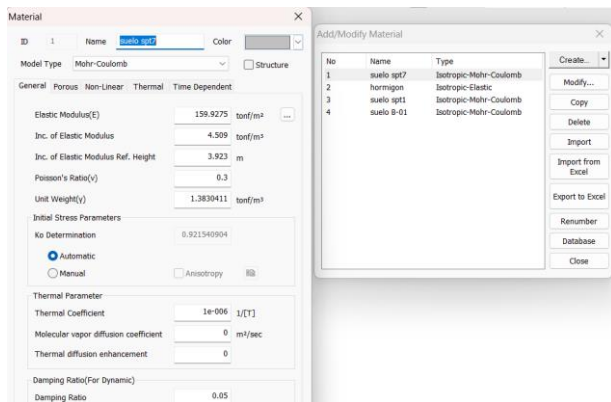


Figura 9. Creación de materiales.

Se crearon puntos de control para la malla del suelo y las cimentaciones superficiales.

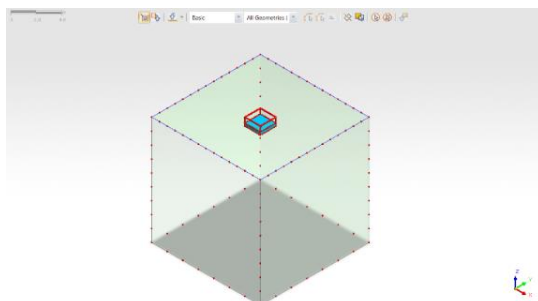


Figura 10. Control de malla.

A continuación, se creó la malla de suelo y la cimentación a partir de los puntos de control establecidos.

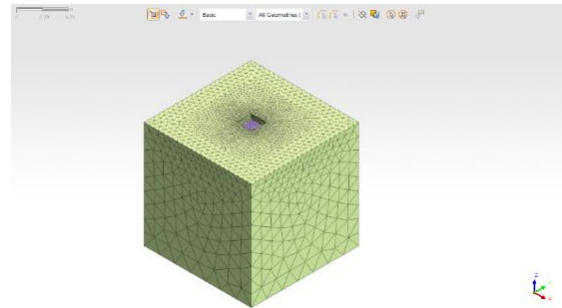


Figura 11. Creación de malla.

Se definieron las condiciones de frontera para restringir los límites del dominio analizado, garantizando que el modelo tenga un adecuado comportamiento para este caso de análisis.

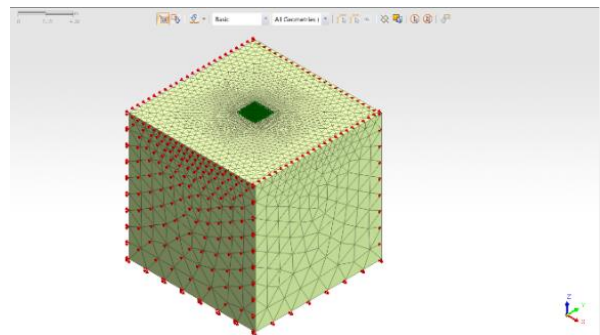


Figura 12. Condición de borde.

Se procedió a definir la carga de presión aplicada sobre la cimentación y definiendo el peso propio de la cimentación.

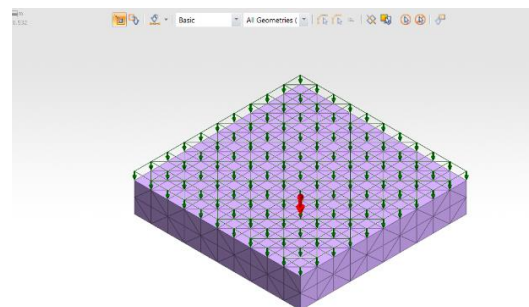


Figura 13. Carga y peso propio de la cimentación.

Se continuó con la configuración del caso de análisis utilizando una solución no lineal, aplicando 20 incrementos de carga. Finalmente, se ejecutó el

programa y se analizaron los esfuerzos bajo la cimentación.

Se generó la gráfica esfuerzo-deformación unitaria. A partir de esta, se trazaron tangentes en los extremos de la curva y se determinó su punto de intersección. Posteriormente, desde dicho punto se proyectó una línea vertical hacia la curva, permitiendo la obtención de la capacidad de carga última del suelo.

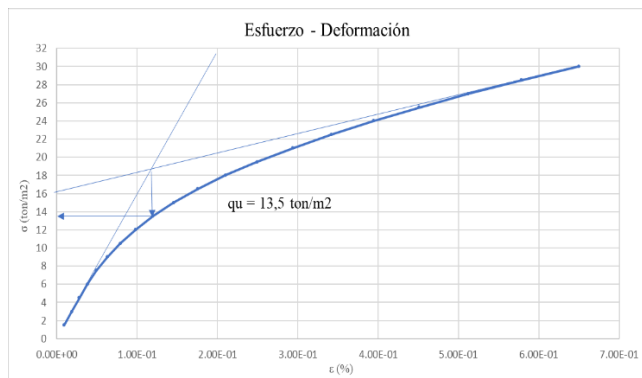


Figura 14. Muestra 1 cimentación de (1x1) m.

Las gráficas esfuerzo-deformación de las muestras con sus respectivas dimensiones se presentan en el ANEXO 2.

2.11. Metodología del modelo físico

2.11.1. Dimensiones para el modelo físico.

Se determinaron las dimensiones del bloque para la ejecución del ensayo de carga basado en el modelo de la cuña de Prandtl, el cual establece que el esfuerzo inducido en el suelo es aproximadamente tres veces mayor que el generado en la superficie de contacto.

Tabla 3. Dimensiones para el ensayo de carga del modelo físico.

| Dimensiones para el ensayo de carga | | | |
|-------------------------------------|-----------|-------------|------------|
| Descripción | Base (cm) | Altura (cm) | Ancho (cm) |
| Zapata | 4 | 4 | 4 |
| Bloque de suelo | 45 | 45 | 45 |

2.11.2. Obtención de muestra

Las dos muestras de bloque de suelo fueron obtenidas mediante calicatas a cielo abierto siguiendo las normas establecidas ASTM D4220

[18]. Se tallaron dos prismas con dimensiones aproximadas de (40x40x40) cm y (30x30x30) cm; luego se cubrió con cinta de embalaje para conservar su humedad natural.

En las figuras 15 y 16 se ilustra el proceso de extracción de bloques de suelo destinados a los ensayos pertinentes representativos del barrio Vicente de Cornejo.



Figura 15. Extracción de la muestra de suelo.



Figura 16. Extracción de los dos bloques ubicado en sector San Vicente de Cornejo.

2.11.3. Ensayos de laboratorio

Se realizó el ensayo de límite líquido utilizando una cierta cantidad de suelo que pasa a través del tamiz N° 40. En un recipiente se agregó agua y se mezcló; luego se distribuyó uniformemente sobre la cuchara de Casagrande, asegurando una cobertura homogénea. Con la ayuda del ranurador se hizo un corte en el centro de unos 2 mm de ancho.

Posteriormente, se aplicaron los golpes requeridos de acuerdo a la norma ASTM D 4318, registrando el número necesario para cerrar el corte. Finalmente, se llevó la muestra al horno para calcular la humedad y a continuación se realizó la

gráfica de fluidez para determinar el límite líquido cuando se llega al número de 25 golpes.

A continuación, se realizó un ensayo de límite plástico, el cual consistió en moldear rollos de 3 mm de diámetro, hasta el instante que inició el fisuramiento. Esto indicó que el suelo alcanzó el límite plástico, después se llevó la muestra al horno para estimar el porcentaje de agua (límite plástico).

El ensayo de densidad natural se realizó con el método de la parafina, que trata de moldear cubos de 5 cm de la muestra del suelo para conocer su masa y a continuación, cubrirlo completamente con parafina en estado líquido. Posteriormente, las muestras fueron sumergidas en agua, permitiendo saber su volumen, y se calculó la densidad natural del suelo.

2.11.4. Ensayo Triaxial no consolidado y no drenado (UU)

“Para determinar los parámetros de resistencia al corte como cohesión y ángulo de fricción interna, se realizaron ensayos triaxiales (UU) siguiendo las normas técnicas ASTM D 2850” [18].

Se realizaron los ensayos con los diferentes esfuerzos de confinamiento de 50, 100 y 200 kN/m² para conocer los parámetros de resistencia al corte.



Figura 17. Equipo de Ensayo Triaxial UPS.

2.11.5. Ensayos de carga del modelo físico

Debido a que el suelo presentó parámetros de resistencia al corte elevados, se procedió a agregar agua al bloque del suelo para disminuir los parámetros mencionados.

Una vez que se ha agregado agua al bloque del suelo y considerando una profundidad de desplante de 0 m, se aplicaron cargas hasta provocar la falla,

posteriormente se extrajeron muestras del interior del bloque para realizar el ensayo de humedad correspondiente al estado de falla.

Determinada la humedad en estado de falla, se procedió a agregar agua a las probetas del ensayo hasta llegar a la humedad de falla y se realizaron tres ensayos triaxiales con confinamiento de 50, 100 y 200 kN/m² para determinar los nuevos parámetros de resistencia al corte modificado. Para validar resultados, se realizó el cálculo de la cohesión y ángulo de fricción por el incremento de humedad detallado en el artículo” [19].

3. Resultados y Discusión

3.1. Evaluación de la metodología analítica y numérica

3.1.1. Valores de la capacidad de carga última de la muestra 1

En la siguiente tabla se presentan los valores de la capacidad de carga última del suelo para la muestra 1, con las diferentes dimensiones propuestas.

Tabla 4. Valores de la capacidad de carga última de la muestra 1.

| Teorías | Capacidad de carga última del suelo (ton/m ²) | | |
|--------------|---|---------|---------|
| | Muestra 1 | | |
| | (1x1) m | (2x2) m | (3x3) m |
| Terzaghi | 11.69 | 11.94 | 12.18 |
| Meyerhof | 11.61 | 10.81 | 10.56 |
| Hansen | 13.52 | 11.83 | 11.28 |
| Vesic | 13.66 | 12.11 | 11.70 |
| Chen | 8.68 | 8.96 | 9.24 |
| Balla | 17.99 | 14.59 | 13.19 |
| MIDAS GTS NX | 13.50 | 12.30 | 10.50 |

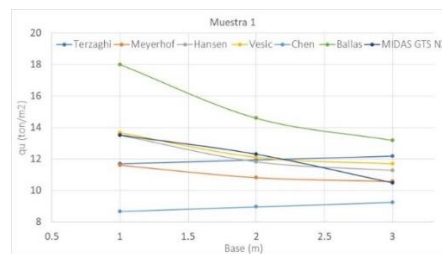


Figura 18. Grafico de capacidad de carga ultima del suelo de la muestra 1.

Se presentan los resultados de los límites de confianza a partir de los datos de la tabla 4, con el objetivo de determinar el rango de valores en el que se encuentra la capacidad de la carga última del suelo con una confianza del 90%, para cada dimensión analizada.

Tabla 5. Intervalos de confianza para muestra 1.

| Intervalos de confianza al 90% | | | |
|--|---------|---------|---------|
| Límites | (1x1) m | (2x2) m | (3x3) m |
| Límite inferior (ton/m ²) | 10.78 | 10.47 | 10.45 |
| Límite superior (ton/m ²) | 14.93 | 12.94 | 12.27 |

Una vez definidos los límites de los intervalos de confianza, se verificó que las teorías propuestas por Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic para el cálculo de la capacidad de carga última del suelo, se encuentran dentro de dichos rangos. Posteriormente, se calculó el error relativo con respecto al valor obtenido del modelo numérico, como se detalla en la siguiente tabla.

Tabla 6. Resultados de los errores relativos de la muestra 1.

| Error de la muestra 1 | | | | |
|-----------------------|-------------|---------|---------|--------------------|
| Teorías analíticas | Dimensiones | | | Error promedio (%) |
| | (1x1) m | (2x2) m | (3x3) m | |
| Terzaghi | 13.40 | 3.00 | 16.00 | 10.80 |
| Meyerhof | 14.00 | 12.10 | 0.60 | 8.90 |
| Hansen | 0.14 | 3.80 | 7.43 | 3.80 |
| Vesic | 1.17 | 1.58 | 11.39 | 4.72 |

Según la tabla 6, la teoría propuesta por Hansen para la estimación de la capacidad de carga última del suelo presenta un error promedio de 3.80%, siendo este el menor error promedio mínimo entre las teorías analizadas en la tabla que cumplen los intervalos de confianza al 90%. Este resultado resalta la precisión de la teoría de Hansen en comparación con las demás teorías evaluadas para

el caso de los parámetros geotécnicos de la muestra 1.

3.1.2. Valores de la capacidad de carga última de la muestra 2

En la siguiente tabla se presentan los valores de la capacidad de carga última del suelo para la muestra 2, con las diferentes dimensiones propuestas.

Tabla 7. Valores de la capacidad de carga última de la muestra 2.

| Capacidad de carga última del suelo (ton/m ²) | | | |
|---|-----------|---------|---------|
| Teorías | Muestra 2 | | |
| | (1x1) m | (2x2) m | (3x3) m |
| Terzaghi | 40.74 | 41.52 | 42.51 |
| Meyerhof | 41.84 | 38.59 | 37.70 |
| Hansen | 48.82 | 42.34 | 40.28 |
| Vesic | 49.24 | 44.16 | 41.51 |
| Chen | 27.98 | 28.02 | 28.07 |
| Balla | 57.78 | 50.21 | 46.64 |
| MIDAS GTS NX | 42.70 | 40.90 | 36.8 |

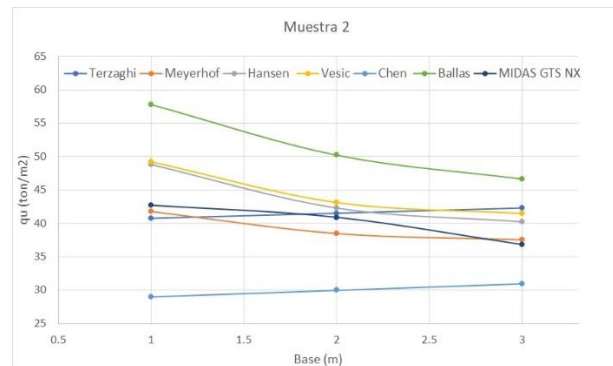


Figura 19. Grafico de capacidad de carga ultima del suelo de la muestra 2.

Con base en los datos de la tabla 7 calculados, se determinaron los límites de confianza al 90% con el propósito de establecer el rango de valores en el que se sitúa la capacidad de carga última del suelo para cada dimensión evaluada.

Tabla 8. Intervalos de confianza para la muestra 2.

| Intervalos de confianza al 90% | | | |
|--|---------|---------|---------|
| Límites | (1x1) m | (2x2) m | (3x3) m |
| Límite inferior (ton/m ²) | 37.60 | 36.50 | 36.35 |
| Límite superior (ton/m ²) | 51.20 | 45.50 | 43.43 |

A partir de los intervalos de confianza al 90%, se analizó que las teorías propuestas por Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic se encuentran dentro de los límites establecidos a continuación, se detalla el error relativo con relación al modelo numérico desarrollado en software MIDAS GTS NX.

Tabla 9. Resultados de los errores relativos de la muestra 2.

| Teorías analíticas | Dimensiones | | | Error promedio (%) |
|--------------------|-------------|---------|---------|--------------------|
| | (1x1) m | (2x2) m | (3x3) m | |
| Terzaghi | 4.60 | 1.52 | 14.98 | 7.03 |
| Meyerhof | 2.01 | 5.65 | 2.45 | 3.37 |
| Hansen | 14.33 | 13.51 | 9.47 | 9.10 |
| Vesic | 15.31 | 5.52 | 12.81 | 11.21 |

Con base en la tabla 9, la teoría propuesta por Meyerhof para estimar la capacidad de carga última del suelo presenta el menor error promedio del 3.37%, comparado con las otras teorías lo que destaca que la teoría de Terzaghi presenta una mayor eficiencia al calcular la capacidad de carga última del suelo con los parámetros geotécnicos correspondientes a la muestra 2.

3.1.3. Valores de la capacidad de carga última de la muestra 3

En la tabla siguiente se muestran los valores de capacidad de carga última del suelo correspondientes a la muestra 3, considerando las distintas dimensiones analizadas.

Tabla 10. Valores de capacidad de carga última de la muestra 3.

| Teorías | Capacidad de carga última del suelo (ton/m ³) | | |
|--------------|---|---------|---------|
| | (1x1) m | (2x2) m | (3x3) m |
| Muestra 3 | | | |
| Terzaghi | 2709.03 | 2741.45 | 2773.87 |
| Meyerhof | 4133.15 | 3611.54 | 3471.56 |
| Hansen | 4056.53 | 3504.83 | 3333.99 |
| Vesic | 4075.29 | 3530.38 | 3367.06 |
| Chen | 1656.85 | 1662.46 | 1668.08 |
| Balla | 3900.60 | 3618.20 | 3543.61 |
| MIDAS GTS NX | 3950.0 | 3480 | 3190 |

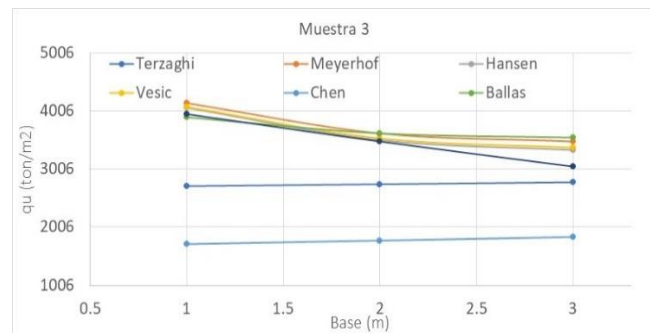


Figura 20. Gráfico de capacidad de carga última del suelo de la muestra 3

Los resultados de los límites de confianza se obtuvieron a partir de los datos de la tabla 10, con el propósito de establecer el rango de valores en que se encuentra la capacidad de carga última del suelo, considerando un nivel de confianza del 90 % para cada dimensión evaluada.

Tabla 11. Intervalos de confianza para la muestra 3.

| Intervalos de confianza al 90% | | | |
|--|---------|---------|---------|
| Límites | (1x1) m | (2x2) m | (3x3) m |
| Límite inferior (ton/m ²) | 2737.90 | 2584.99 | 2543.51 |
| Límite superior (ton/m ²) | 4105.94 | 3637.97 | 3550.60 |

A partir de los intervalos de confianza al 90%, se puede determinar que la teoría propuesta por

Meyerhof, Hansen, Vesic y Ballas para calcular la capacidad de carga última del suelo se encuentra dentro de los límites establecidos, considerando los parámetros geotécnicos de la muestra 3.

A continuación, se presenta la tabla de los errores relativos de cada teoría comparando con los resultados obtenidos de los modelos numéricos para cada dimensión evaluada.

Tabla 12. Resultados de los errores relativos de la muestra 3.

| Errores de la muestra 3 | | | | |
|-------------------------|-------------|---------|---------|--------------------|
| Teorías analíticas | Dimensiones | | | Error promedio (%) |
| | (1x1) m | (2x2) m | (3x3) m | |
| Meyerhof | 4.64 | 3.78 | 8.83 | 5.75 |
| Hansen | 2.70 | 0.71 | 4.51 | 2.64 |
| Vesic | 3.17 | 1.45 | 5.55 | 3.39 |
| Balla | 1.25 | 3.97 | 11.08 | 5.44 |

Comparando los errores promedios obtenidos, se puede observar que la teoría de Hansen presenta un error de 2.64%, considerando los parámetros geotécnicos de la muestra 3.

3.1.4. Factores de capacidad de carga de cada muestra analizada

Se presenta una comparación de los factores de la capacidad de carga de cada autor.

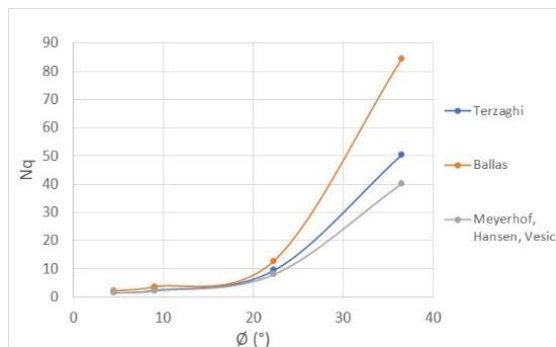


Figura 21. Gráfico de los factores de capacidad de carga Nq.

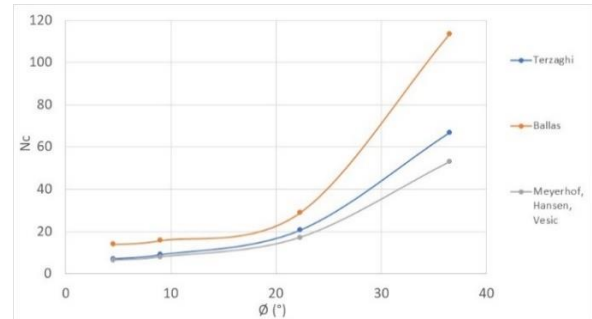


Figura 22. Gráfico de los factores de capacidad de carga Nc.

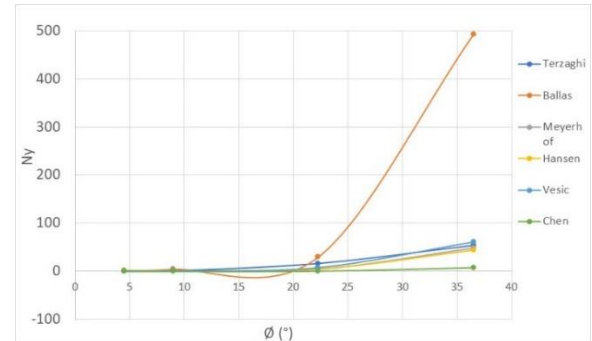


Figura 23. Gráfico de los factores de capacidad de carga Ny.

Según las gráficas de los factores de capacidad de carga (Nc, Nq, Ny), la teoría de Ballas presenta un incremento considerable al superar ángulos de fricción interna mayores a 22 grados. En cambio, los otros autores mantienen una tendencia similar en todos sus factores.

Las gráficas comparativas de los factores de forma, profundidad e inclinación de cada autor se encuentran en el ANEXO 3.

3.2. Resultados de los ensayos del modelo físico

Se presenta la tabla con los resultados obtenidos de los ensayos triaxiales (UU) realizados en el laboratorio de mecánica de suelos de la muestra natural y la muestra modificada en la que se agregó el porcentaje de humedad de falla.

Se presentan los resultados obtenidos de los ensayos del laboratorio de mecánica de suelos realizados, los cuales permiten conocer las propiedades geotécnicas.

Tabla 13. Resultados de los ensayos triaxiales del modelo físico.

| Resultados de ensayos triaxiales | | |
|----------------------------------|-----------------|--------------------|
| | Muestra natural | Muestra modificada |
| Cohesión (ton/m ²) | 5.81 | 1.53 |
| Angulo de fricción (°) | 24.64 | 22.28 |

Se presenta el cálculo de la cohesión y el ángulo de fricción reducidos por el incremento de humedad [19].

Tabla 14. Ensayos de laboratorio.

| Ensayos de laboratorio | | |
|--|------------|-----------------------|
| Parámetros | Resultados | |
| Humedad (ω) | 25.71 | (%) |
| Variación de humedad ($\Delta\omega$) | 0.12 | |
| Variación del grado de saturación (ΔS) | 0.18 | |
| Peso específico inicial del suelo (γ) | 1.81 | (gr/cm ³) |
| $\Delta\gamma_h$ | 0.002 | (gr/cm ³) |
| Índice de Plasticidad (IP) | 0.11 | |

Se observa un error mínimo en los valores de cohesión y ángulo de fricción determinados bajo las condiciones de humedad correspondientes al estado de falla.

Tabla 15. Valores obtenidos de la cohesión y ángulo de fricción por incremento de humedad.

| Resultados de la corrección por humedad | | | |
|---|--------------|--------------|-----------|
| | ϕ_{lab} | ϕ_{cal} | Error (%) |
| Cohesión (ton/m ²) | 1,53 | 1,56 | 1,93% |
| Angulo de fricción (°) | 22,28 | 22,02 | 1,17% |

3.3. Evaluación de los resultados de la muestra ensayada por los modelos analíticos, numéricos y físico

Se detallan los resultados obtenidos de la capacidad de carga última del suelo utilizando las metodologías analíticas, numéricas y física.

Tabla 16. Resultados de la capacidad de carga última del suelo.

| Capacidad de carga última del suelo | |
|-------------------------------------|--------------------------|
| Teorías analíticas | qu (ton/m ²) |
| Terzaghi | 41.19 |
| Meyerhof | 38.18 |
| Hansen | 38.70 |
| Vesic | 38.77 |
| Chen | 26.62 |
| Balla | 45.39 |
| MIDAS GTS NX | 44.2 |
| Modelo físico | 47.4 |

Se calcularon los límites de confianza al 90% para los resultados de la capacidad de carga última considerando todas las metodologías.

Tabla 17. Intervalos de confianza de la metodología analítica.

| Intervalos de confianza al 90% | |
|---------------------------------------|-------|
| Límites | |
| Límite inferior (ton/m ²) | 38.37 |
| Límite superior (ton/m ²) | 45.58 |

Las teorías analíticas que se encuentran entre los límites del rango son las de Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic, las cuales serán analizadas basadas en el error relativo con relación a la metodología numérica y física.

3.3.1. Análisis de los errores de modelo físico comparando con la metodología analítica

Tabla 18. Errores relativos de la metodología analítica comparando con la metodología numérico.

| Errores de la muestra ensayada | |
|--------------------------------|-----------|
| Teorías | Error (%) |
| Terzaghi | 6.80 |
| Hansen | 12.40 |
| Vesic | 12.30 |

| | |
|-------|------|
| Balla | 2.70 |
|-------|------|

Según los errores relativos calculados, se observa que la teoría propuesta por Balla tiene un error mínimo de 2.70% comparado con las teorías que cumplen los intervalos de confianza al 90%.

Tabla 19. Errores relativos de la metodología analítica comparando con el modelo físico.

| Errores relativos de la muestra ensayada | |
|--|-----------|
| Teorías | Error (%) |
| Terzaghi | 13.09 |
| Hansen | 19.46 |
| Vesic | 18.35 |
| Balla | 4.23 |

3.3.2. Error entre el modelo numérico y físico

Tabla 20. Error relativo modelo numérico - modelo físico.

| Error relativo de modelo numérico en relación con el modelo físico | | |
|--|---|-----------|
| Software MIDAS GTS NX qu (ton/m ²) | Ensayo de carga qu (ton/m ²) | Error (%) |
| 44.20 | 47.40 | 6.75 |

4. Conclusiones

Según los resultados obtenidos, la teoría de Hansen presenta desviaciones mínimas en la estimación de la capacidad de carga última del suelo comparando los valores obtenidos de los diferentes modelos numéricos, siendo para el caso de suelos blandos (muestra 1) un error promedio de 3.80% y para el caso de suelos rígidos (muestra 3) un error promedio de 2.64%.

En cambio, para la muestra de suelo tipo 2 que presenta propiedades geotécnicas intermedias en relación a las otras muestras, la teoría de Meyerhof presenta un error promedio mínimo del 3.37%.

Los resultados de la capacidad de carga última de la teoría de Balla presentan valores cercanos al modelo numérico y físico debido a que presentó un

error promedio del 4.23% y 2.70% respectivamente.

Según los resultados del modelo físico y el modelo numérico realizado en base a este modelo, la teoría de Terzaghi y Balla presentaron errores mínimos a comparación de las otras teorías propuestas.

La teoría de Chen no se recomienda utilizar para la estimación de la capacidad de carga última del suelo, ya que no se encontraba en el rango de los intervalos de confianza al 90%. Además, presentó desviaciones elevadas al compararlo con los modelos numéricos de todas las muestras de suelos y presentando un error elevado en relación con el modelo físico.

Con base a los resultados obtenidos, se recomienda utilizar la teoría propuesta por Hansen para estimar la capacidad de carga última para ángulos de fricción interna menores a 22 grados, mientras que para ángulos mayores a 22 grados se sugiere la teoría de Balla para cualquier caso de cimentaciones superficiales cuadradas.

Referencias

- [1] Das, B. M. (2012). Fundamentos De Ingenieria De Cimentaciones (7a ed.). Cengage Learning Editores S.A. de C.V.
- [2] Baban, T. M. (2016). Shallow foundations: Discussions and problem solving. John Wiley & Sons.
- [3] Bowles, J. E. (1977). Foundation analysis and design. McGraw-Hill Companies.
- [4] Chen W-F, McCarron WO. Bearing capacity of shallow foundations. En: Foundation Engineering Handbook. Boston, MA: Springer US; 1991. p. 144–65.
- [5] Cook, R. D. (2005). Modelado por elementos finitos en ingeniería (1ª ed.). McGraw-Hill Interamericana.

- y de información: dos componentes de un mismo proceso. *Acimed*, 12(2), 1-1.
- [6] Rodríguez, A. R., & del Castillo, H. (1981). *La ingeniería de suelos en las vías terrestres: carreteras, ferrocarriles y aeropistas*. Editorial Limusa.
- [7] Peck, R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering* (2a ed.). John Wiley & Sons.
- [8] De aplicación, E. (s/f). ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES. Unam.mx:8080. Recuperado el 4 de septiembre de 2024, de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmli/bitstream/handle/RepoFi/18472/%282023%29%20Apuntes%20de%20ana%cc%81iis%20y%20disen%cc%83o%20de%20cimentaciones.pdf?sequence=1>
- [9] Beltrán Cueva, J. R. (2019). Análisis de la capacidad de carga admisible de los suelos de cimentación del complejo arqueológico Chan Chan debido al ascenso del nivel freático. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- [10] Vargas, C., & Fernando, R. (2020). Análisis comparativo de la capacidad de carga para un suelo granular empleando métodos analíticos y computacionales. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- [11] Capacidad y eficiencia de modelos constitutivos para análisis dinámicos en modelos geotécnicos con midas GTS NX. (n.d.). Midasoft.com. Retrieved September 9, 2024, from <https://www.midasoft.com/latinoamerica/learning/hub/modelos-constitutivos>
- [12] Dulzaides Iglesias, M. E., & Molina Gómez, A. M. (2004). Análisis documental
- [13] Nieto, E. (2018). Tipos de investigación. Universidad Santo Domingo de Guzmán, 2, 1-2.
- [14] Murillo, J. (2011). Métodos de investigación de enfoque experimental. Recuperado el 2.
- [15] Blácido, I. R., Guerra, E. D., Reyes, N. C., Luque, O. C., & Olortegui, M. U. (2022). Métodos científicos y su aplicación en la investigación pedagógica. *Dilemas contemporáneos: Educación, Política y Valores*.
- [16] Civil, B. A. (2019, October 3). APOYO DIDÁCTICO AL APRENDIZAJE DE LA MECÁNICA DE SUELOS MEDIANTE PROBLEMAS RESUELTOS - ING. LUIS MAURICIOSALINAS.
- [17] Blogspot.com.https://bibliotecarkcivil.blogspot.com/2019/10/apoyo-didactico-al-aprendizaje-de-la_3.html.
- [18] (S/f). Edu.ec. Recuperado el 29 de diciembre de 2024, de <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/17839/1/UPS%20-%20ST004365.pdf>
- [19] Quito, S. (s/f). UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA. Edu.ec. Recuperado el 29 de diciembre de 2024, de <https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/22575/1/UPS%20-%20TTS806.pdf>
- [20] Villalaz, C. C. (2007). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. Editorial Limusa.

ANEXOS 1

Como determinar los coeficientes de Balla.

$$Kp = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

$$Ka = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\emptyset}{2} \right)$$

$$A = 1 + 4 \tan^2 \emptyset$$

$$F1 = \frac{1}{A \left[\cos \left(45^\circ + \frac{\emptyset}{2} \right) \right]^2} [3 \sin \emptyset - 1 + A * (1 + \sin \emptyset - \cos \emptyset)]$$

$$F2 = \frac{1}{A} \cos \left(45^\circ + \frac{\emptyset}{2} \right) [\exp(\pi \tan \emptyset) Kp + \sqrt{Kp} - 2 \tan \emptyset]$$

$$F3 = \frac{1}{A} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \cos \emptyset - \sin \emptyset \tan \emptyset \right)$$

$$F4 = F1(F2) + F3 - \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} * (1 - \sin \emptyset)$$

$$F5 = F2 \sqrt{Kp} - \sqrt{2} \cos \frac{\emptyset}{2}$$

$$F6 = \frac{1}{\sin \emptyset} [F2(1 - \sin \emptyset) - \sqrt{2} \cos \emptyset \cos \frac{\emptyset}{2}]$$

$$F7 = \frac{1}{6\sqrt{2}} \sin \frac{\emptyset}{2} (\cos \emptyset - 1 - 3 \sin \emptyset)$$

$$F8 = \frac{1}{2\sqrt{2}} (1 - \cos \emptyset) * \left(\cos \frac{\emptyset}{2} + \frac{1}{3} \sin \frac{\emptyset}{2} \right) Kp$$

$$F9 = \frac{1}{2} * Kp \sin \emptyset$$

$$F10 = \sqrt{Kp} \sin \emptyset$$

$$F11 = \frac{1}{2\sqrt{2}} \left(\cos \frac{\emptyset}{2} - \sin \frac{\emptyset}{2} \right) Kp$$

$$F12 = 4F11\sqrt{Ka}$$

$$F13 = \frac{\sqrt{2} \sin \emptyset}{A} \left(\cos \frac{\emptyset}{2} - 2 \sin \frac{\emptyset}{2} \tan \emptyset \right) + F1 \left(\frac{1}{2} \cos \emptyset \right) * [e^{(\pi \tan \emptyset)} - 1]$$

$$F14 = \frac{1}{2} \sqrt{Kp} \cos \emptyset [e^{(\pi \tan \emptyset)} - 1]$$

$$F15 = \frac{1}{2} (1 + \sin \emptyset) \frac{e^{\pi \tan \emptyset} - 1}{\tan \emptyset}$$

$$F16 = F7 + F8 + F13 - F4 \sin \left(45^\circ + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

$$F17 = F9 - \frac{1}{2} \sin \emptyset - F5 \sin \left(45^\circ + \frac{\emptyset}{2} \right) + F14$$

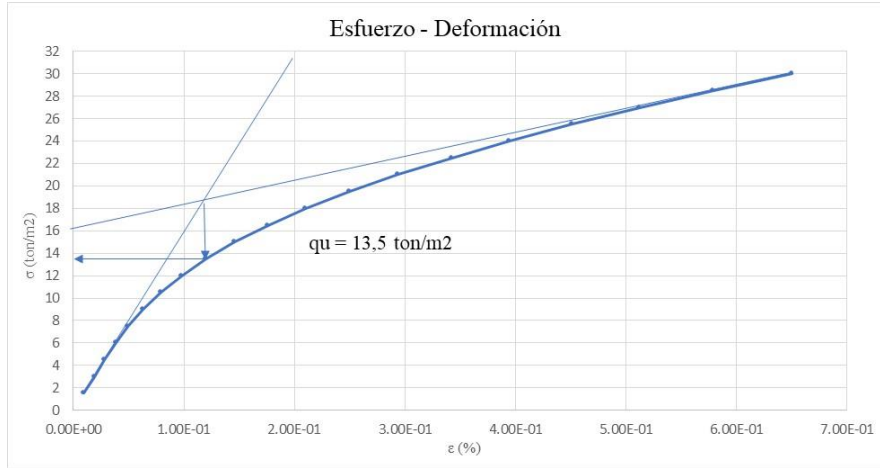
$$F18 = F10 + F15 - F6 \sin \left(45^\circ + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

$$F19 = \frac{1}{2} F6 - \cos \left(45^\circ + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

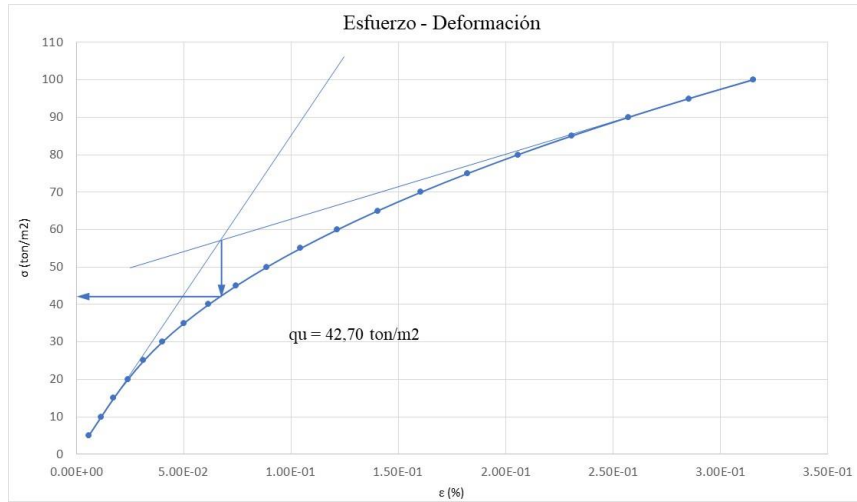
$$F20 = -\frac{1}{6} Kp$$

ANEXO 2

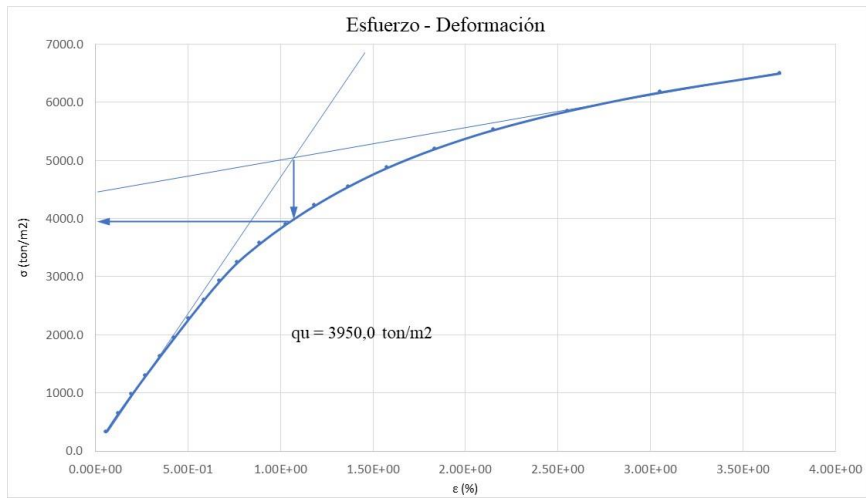
Curvas esfuerzo vs deformación unitaria del modelo numérico.



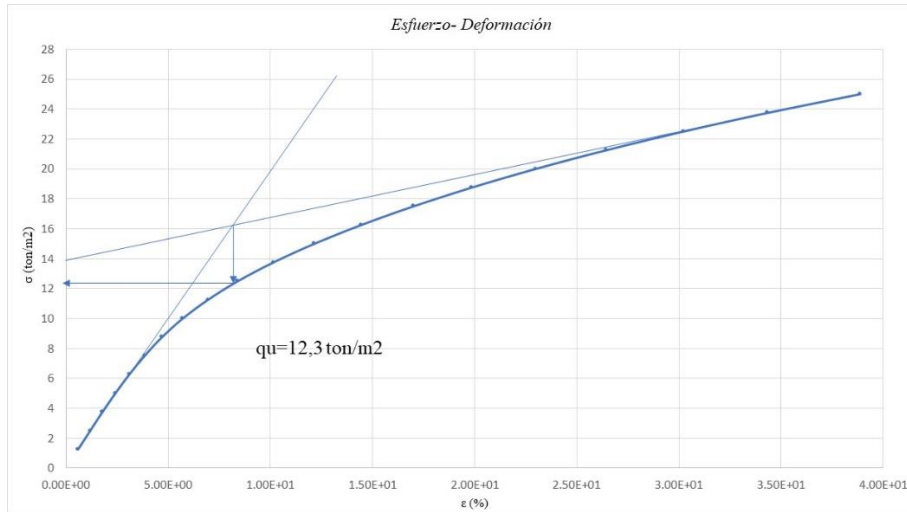
Muestra 1 cimentación (1x1) m



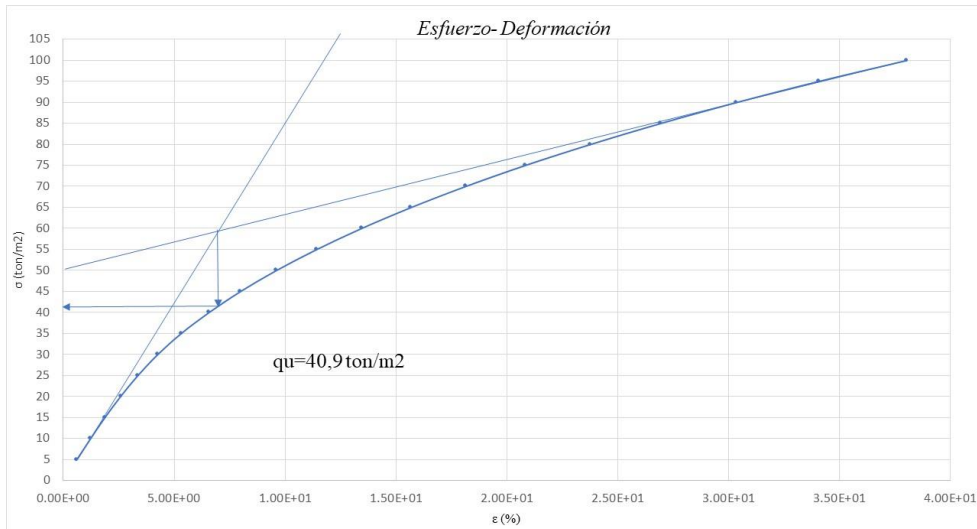
Muestra 2 cimentación de (1x1) m.



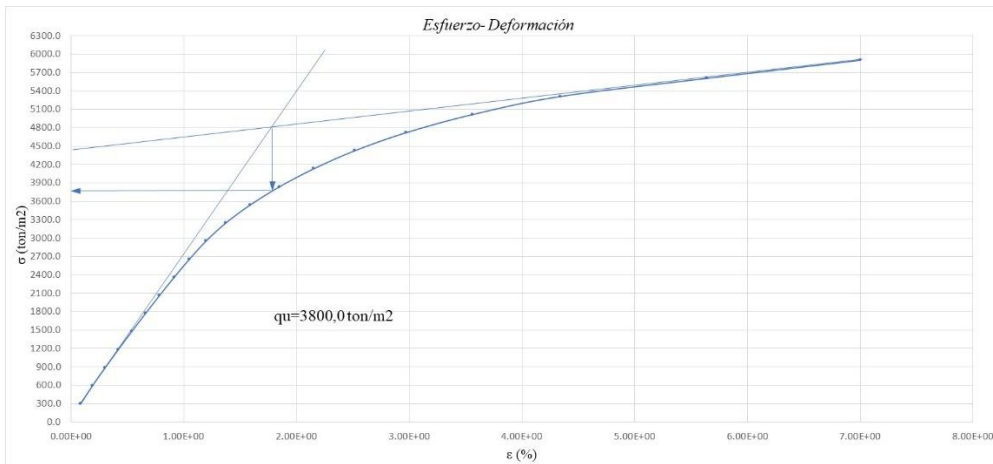
Muestra 3 cimentación (1x1) m.



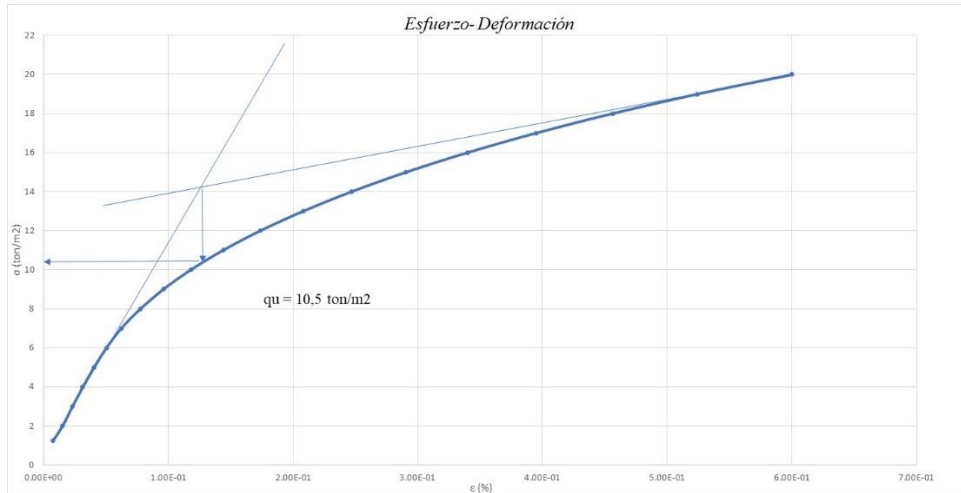
Muestra 1 cimentación (2x2) m.



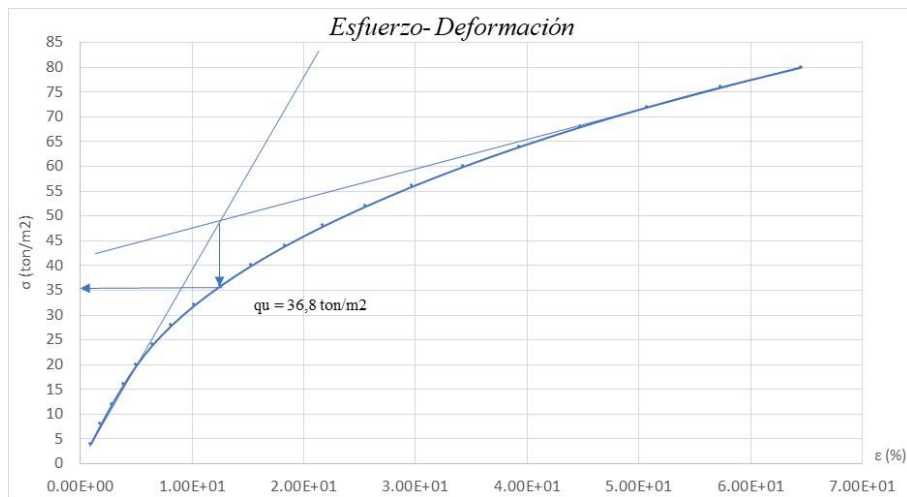
Muestra 2 cimentación (2x2) m.



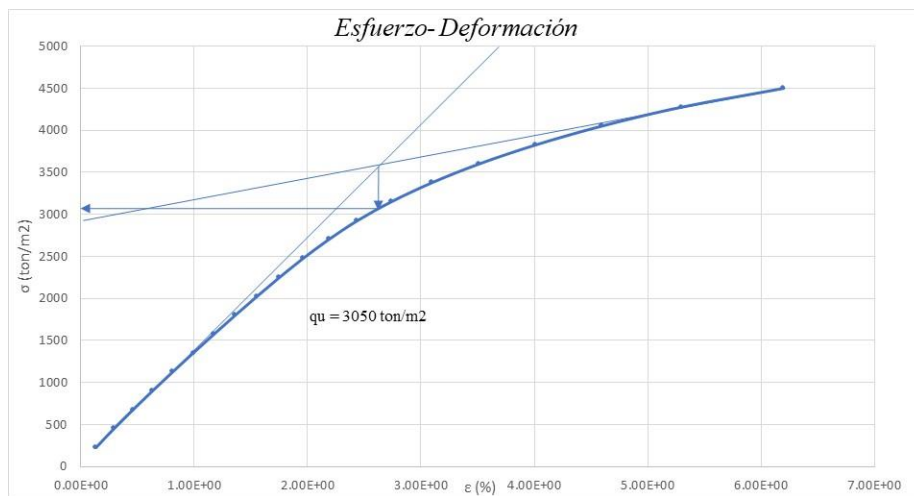
Muestra 3 cimentaciones (2x2) m.



Muestra 1 cimentación (3x3) m.

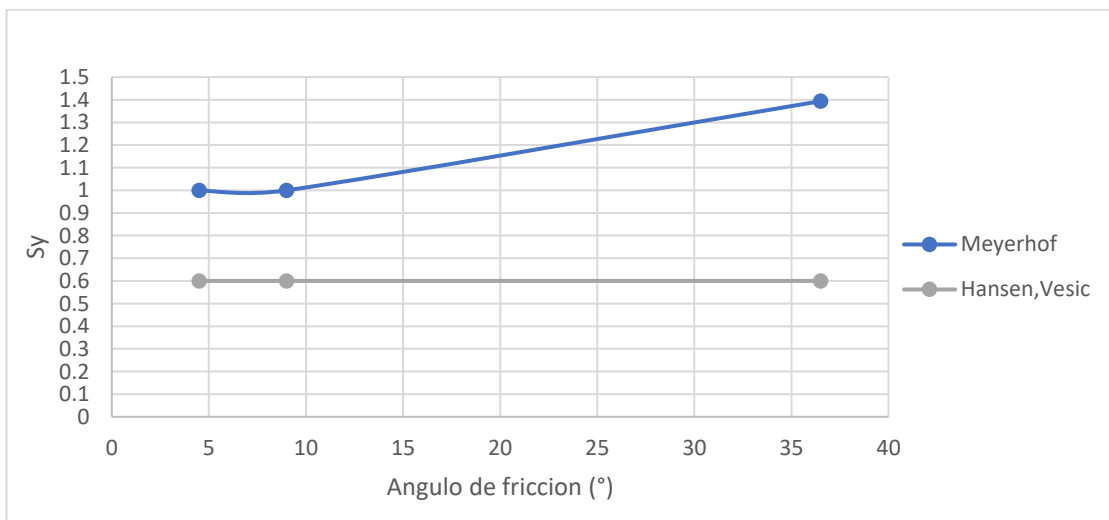
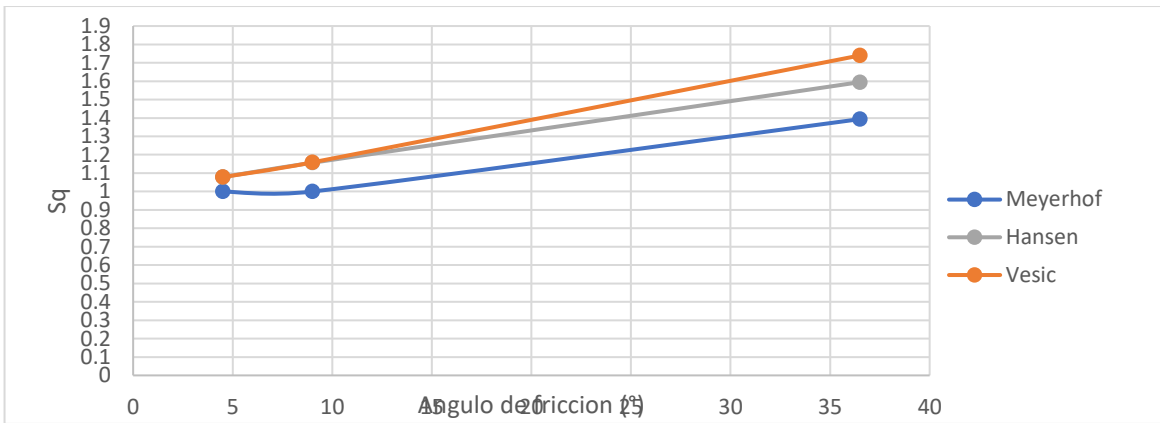
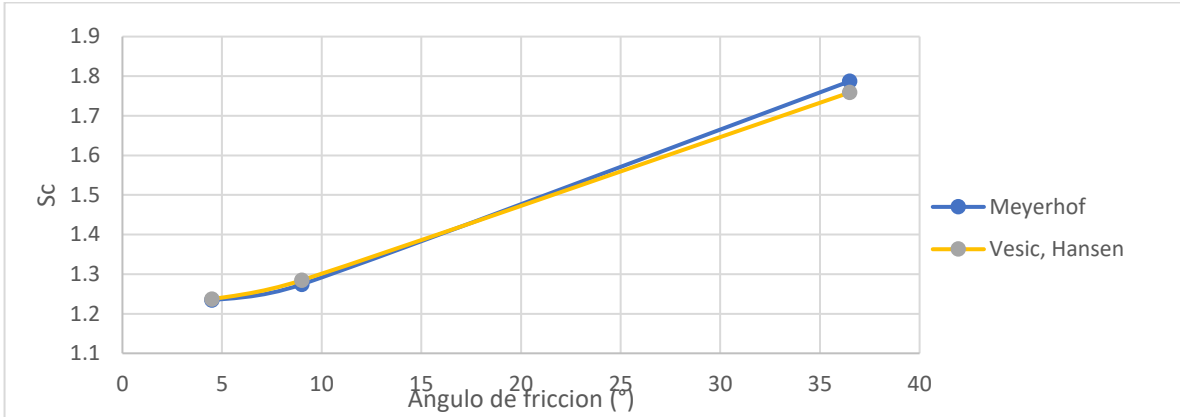


Muestra 2 cimentación (3x3) m.



Muestra 3 cimentación (3x3) m.

Factores de corrección de forma



Factores de profundidad

