

**ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UNA CIMENTACIÓN AISLADA POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS****PARAMETRIC ANALYSIS OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON ISOLATED SHALLOW FOUNDATION BY FINITE ELEMENT METHOD****Marco Achá, Álvaro Moscoso, Germán Gonzales***Facultad de Ingenierías y Arquitectura**Universidad Privada Boliviana*

alvaromoscoso@upb.edu

(Recibido el 15 de marzo 2024, aceptado para publicación el 10 de agosto 2024)

**RESUMEN**

La interacción estática suelo-estructura puede considerarse como la mutua transmisión de esfuerzos y deformaciones entre ambos, en este entendido se ha realizado el análisis paramétrico de la interacción suelo-estructura en una cimentación superficial aislada por el método de elementos finitos, con el objetivo de determinar los principales esfuerzos actuantes en estado de servicio, establecer cuáles son las variables con mayor relevancia y proponer valores que garanticen mayor eficiencia en el desempeño de la cimentación. Por medio de los modelos numéricos, elaborados con la versión estudiantil del software ABAQUS CAE, se ha analizado la incidencia del tipo de suelo y forma de la cimentación en los esfuerzos producidos por la interacción suelo-estructura, donde se ha determinado la importancia del área de la cimentación en el cálculo de la capacidad portante del suelo; asimismo, se ha establecido como la estructura de cimentación retiene dentro de sí una parte de los esfuerzos producidos por la estructura per sé, transmitiendo menores esfuerzos al suelo que lo calculado teóricamente.

**Palabras Clave:** Geotecnia, Cimentaciones, Elementos Finitos, Interacción Suelo-Estructura.**ABSTRACT**

The static soil-structure interaction can be considered as the mutual transmission of stresses and deformations between both, in this understanding the parametric analysis of the soil-structure interaction on isolated shallow foundation by the finite element method has been realized, with the objective of determining the main acting stresses on serviceability conditions, establishing which are the most relevant variables and proposing values that guarantee greater efficiency in the performance of the foundation. By the numerical models, elaborated with the student edition of the ABAQUS CAE software, the incidence of the soil type and the foundation shape on the stresses produced by the soil-structure interaction has been analyzed, the importance of the foundation area in the calculation of the bearing capacity of the soil has been determined; Likewise, it has been established how the foundation structure retains within itself a part of the forces produced by the structure, transmitting lower forces to the ground than theoretically calculations.

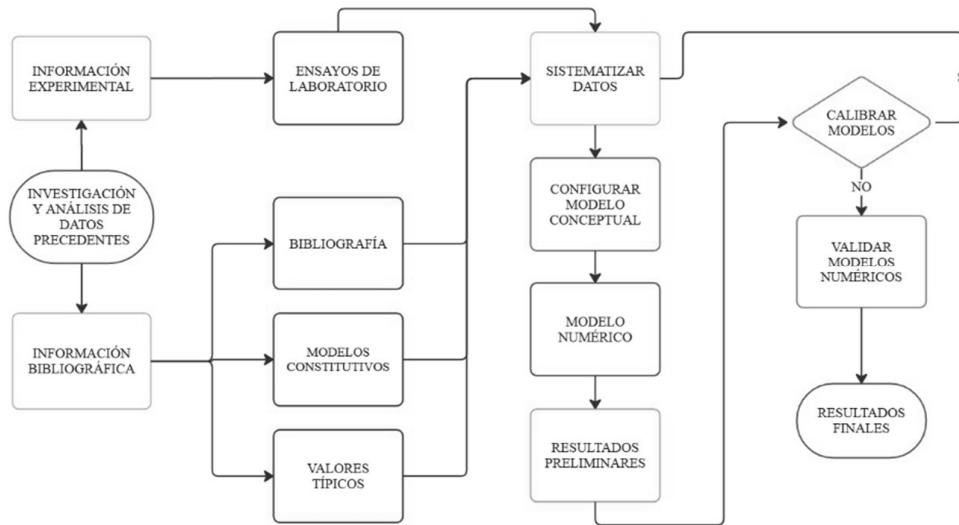
**Keywords:** Geotechnics, Foundations, Finite Elements, Soil-Structure Interaction.**1. INTRODUCCIÓN**

En la presente investigación se realizó un análisis paramétrico del cual se estudiará el comportamiento de una cimentación superficial aislada en dos tipos diferentes de suelo: arcillas de la región de Sucre y arenas de la región de Santa Cruz, en Bolivia; variando la forma de la base y variando la intensidad de la sollicitación. De la misma forma, se presentarán diversos modelos numéricos en los que se pueda apreciar la incidencia de cada parámetro y su relación con la interacción suelo-estructura. Por otro lado, el suelo de fundación, en ambos casos, se considerará como un espacio semi-infinito, homogéneo e isotrópico de material elasto-plástico. También, se considerará al suelo como un medio sin presencia de nivel freático. Asimismo, se hará uso del método de elementos finitos para una mejor aproximación de la predicción del comportamiento mecánico del suelo. En este entendido, se hará uso de la versión estudiantil del software ABAQUS CAE debido a su versatilidad y siendo que puede analizar modelos tridimensionales con un bajo esfuerzo computacional, en comparación con otros softwares comerciales [1].

**2. METODOLOGÍA**

La metodología utilizada se puede apreciar representada en la Figura 1. Se inició el proceso realizando una investigación exhaustiva de las publicaciones y trabajos más relevantes con respecto al tema de estudio, posteriormente, se dividió la información obtenida en dos: información experimental, los ensayos de laboratorio; e información teórica, la revisión bibliográfica, los modelos constitutivos elegidos y los valores típicos. Se sistematizó la información para luego configurar el modelo conceptual de forma breve y sencilla, posteriormente, se procedió con la realización de los modelos

numéricos donde se obtuvo una serie de resultados preliminares. Finalmente, se procedió a calibrar dichos modelos, se validó el trabajo realizado con los valores obtenidos por los ensayos de laboratorio y se obtuvo un compendio final de resultados.



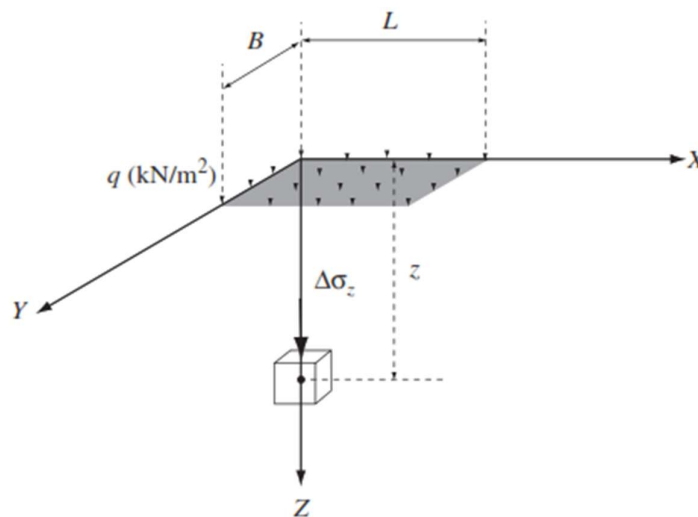
**Figura 1:** Flujograma de la metodología de investigación aplicada.  
**Fuente:** Elaboración propia.

### 3. ESFUERZOS EN EL SUELO

En esta sección se presenta los conceptos teóricos utilizados durante la investigación como: la transmisión de esfuerzos verticales, los asentamientos producidos por la aplicación de cargas, los esfuerzos cortantes y la capacidad de carga última de los suelos estudiados que, además, son necesarios para entender los resultados obtenidos en secciones posteriores.

#### 3.1. Incremento de Esfuerzos Verticales

Cuando se construye una cimentación, los cambios tienen lugar en el suelo debajo de los cimientos. El esfuerzo neto suele aumentar, este incremento en el suelo depende de la carga por unidad de área a la que se somete la cimentación, la profundidad por debajo de ésta a la que se hace la estimación del esfuerzo y otros factores [3]. Este concepto se puede apreciar gráficamente en la Figura 2.



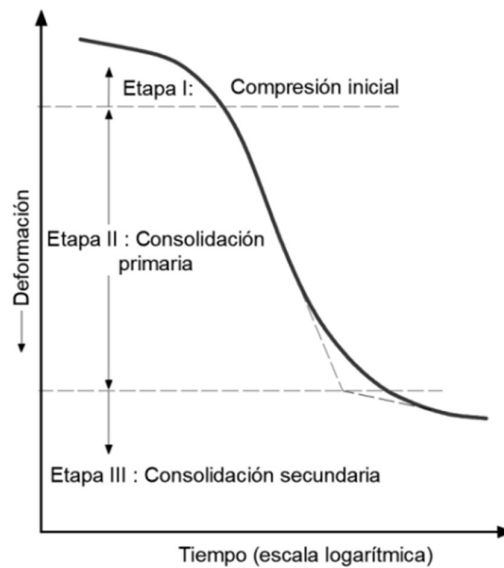
**Figura 2:** Incremento vertical de esfuerzos debajo de una carga rectangular.  
**Fuente:** [2].

La solución de Boussinesq se puede utilizar para determinar el incremento de esfuerzos verticales debajo de un área rectangular uniformemente cargada, dicha solución, calcula únicamente los esfuerzos debajo de la esquina del área rectangular por medio de la expresión (1) [3]. Para calcular el valor del incremento debajo de cualquier punto debajo del área rectangular es necesario fraccionarla en áreas rectangulares cuyas esquinas converjan en el punto concreto donde se desea estimar el incremento de esfuerzos, sumando los valores de cada rectángulo pequeño.

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{y=0}^B \int_{x=0}^L \frac{3qz^3(dx dy)}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = qI_3 \quad (1)$$

### 3.2. Asentamientos

En geotecnia, los asentamientos se refieren a las deformaciones verticales que experimenta el suelo debido a la aplicación de cargas. Los asentamientos son un fenómeno natural que ocurre cuando el suelo se comprime o se desplaza bajo la carga aplicada, los asentamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de suelo [4]. Los asentamientos pueden ser clasificados en dos tipos: instantáneos y consolidados. Los asentamientos instantáneos se producen inmediatamente después de aplicar una carga sobre el suelo. Estos asentamientos son reversibles y desaparecen una vez que se retira la carga. Por otro lado, los asentamientos consolidados se deben a la compresión del suelo debido a la expulsión del agua atrapada en sus poros. Estos asentamientos pueden continuar durante un largo periodo de tiempo después de aplicada la carga [3]. El comportamiento deformacional típico del suelo a través del tiempo se puede apreciar en la Figura 3. Asimismo, la magnitud de los asentamientos depende de diversos factores, como la carga aplicada, la geometría de la cimentación, las características del suelo la presencia de agua y la historia de esfuerzos previos en el suelo [5]. Los asentamientos excesivos pueden causar daños a las estructuras, como grietas en muros y pisos, desplazamientos no deseados e inestabilidad estructural.



**Figura 3:** Curva de consolidación, variación de la relación de vacíos en función del tiempo.

Fuente: [6].

El asentamiento instantáneo es una forma de deformación inmediata que ocurre en el suelo al aplicar una carga de manera repentina. Este tipo de asentamiento se produce instantáneamente en respuesta a la carga y es de naturaleza elástica [6]. El análisis de asentamiento inmediato se usa para todos los suelos granulares finos. Incluyendo limos y arcillas, cuyo grado de saturación sea menor o igual al noventa por ciento y para todos los suelos de grano grueso de alta permeabilidad [4]. El asentamiento inmediato se determina con la expresión (2).

$$S_i = \frac{1}{E} q_n H \quad (2)$$

El asentamiento por consolidación primaria se refiere a la deformación vertical que experimenta el suelo debido a la expulsión gradual del agua atrapada en sus poros cuando se le aplica una carga [6]. Cuando se aplica una carga sobre el suelo saturado, el exceso de presión intersticial se disipa lentamente a medida que el agua es expulsada de los poros, el

suelo se comprime y se produce un asentamiento conocido como asentamiento por consolidación primaria. Este proceso puede llevar horas, días o incluso años, dependiendo de las características del suelo y la carga aplicada [4] [7].

En suelos normalmente consolidados el asentamiento por consolidación primaria se da según la expresión (3); en cambio, para suelos ligeramente sobreconsolidados el asentamiento se rige por la relación (4); finalmente, en suelos altamente sobreconsolidados se utiliza la expresión (5).

(a) Arcilla normalmente consolidada, si:  $\sigma'_0 = \sigma'_c$

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{CcH}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_0}\right) \quad (3)$$

(b) Arcilla sobreconsolidada, si:  $\sigma'_0 + \Delta\sigma_{av} \leq \sigma'_c$

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{CsH}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_0}\right) \quad (4)$$

(c) Arcilla sobreconsolidada, si:  $\sigma'_0 < \sigma'_c < \sigma'_0 + \Delta\sigma_{av}$

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{CsH}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0}\right) + \frac{CcH}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma_{av}}{\sigma'_c}\right) \quad (5)$$

### 3.3. Esfuerzos de Corte

La resistencia al corte del suelo se refiere a la capacidad del suelo para resistir las tensiones de corte aplicadas. Es comparable a la resistencia a la tracción del acero en el diseño estructural, en este contexto, es esencial garantizar que la tensión de tracción en cualquier elemento de la armadura sea menor que la resistencia a la tracción del acero. De manera análoga, en la mecánica de suelos, se debe asegurar que la tensión de corte en cualquier elemento de suelo bajo una cimentación superficial sea inferior a la resistencia al corte de ese suelo en particular, incorporando un factor de seguridad [2]. En geotecnia, el esfuerzo cortante  $\tau_f$  es función del esfuerzo normal efectivo aplicado  $\sigma$ , el criterio de falla de Mohr – Coulomb provee una relación al respecto, la relación (6).

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (6)$$

### 3.4. Capacidad Portante

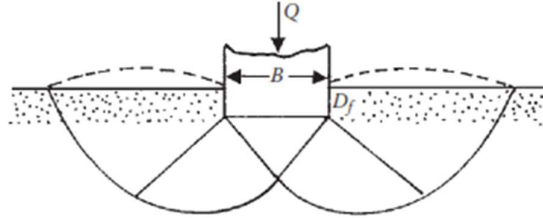
La capacidad de carga admisible de los suelos es una medida de la carga última que se considera segura para aplicar sobre el suelo sin causar fallas o asentamientos excesivos, misma que se establece con un factor de seguridad [7]. Se utiliza en el diseño de cimentaciones y estructuras para garantizar la estabilidad y seguridad a largo plazo. A diferencia de la capacidad de carga última, que representa la carga máxima que puede soportar un suelo antes de colapsar [8]. Para estimar dichas capacidades resistentes del suelo se puede hacer uso de los criterios de equilibrio límite como lo son las teorías de Terzaghi, Meyerhof y Hansen. En su teoría, Terzaghi, considera dos parámetros, basados en la teoría de Mohr-Coulomb, que afectan directa y considerablemente al valor de la capacidad de carga última, la cohesión y el ángulo de fricción interna. Asimismo, Terzaghi también incluye un par de coeficientes que involucran la forma de la cimentación en el cálculo y la presión pasiva correspondiente al terreno con base en la teoría de Rankine. La ecuación (7) expresa la teoría de Terzaghi.

$$q_u = cN_cS_c + qN_q + 0.5\gamma BN_\gamma S_\gamma \quad (7)$$

La teoría de capacidad portante de Meyerhof se basa en el concepto de la presión de contacto entre un cimiento y el suelo sobre el que se asienta. La capacidad portante del suelo se puede determinar mediante una serie de factores, incluyendo el peso propio del suelo, la cohesión del suelo, el ángulo de fricción interna del suelo y la presión aplicada al suelo [9]. Terzaghi desarrolló la teoría de consolidación y estableció los principios fundamentales para el análisis de la capacidad de carga de los suelos. Meyerhof, por su parte, refinó y amplió los métodos de Terzaghi, proporcionando ecuaciones y correlaciones más detalladas para estimar la capacidad portante del suelo en diferentes condiciones. La ecuación (8) expresa la teoría de Meyerhof.

$$q_u = cN_cS_c d_c + qN_qS_q d_q + 0.5\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad (8)$$

La teoría de Hansen establece que la capacidad portante de un suelo está relacionada con el estado de esfuerzos y la resistencia al corte del suelo en una región denominada "zona de influencia" que se puede apreciar en la Figura 4. Esta zona es definida como el área alrededor del cimiento donde los esfuerzos generados por la carga aplicada son más significativos [10]. La capacidad portante se calcula considerando la resistencia al cortante efectiva del suelo y los esfuerzos actuantes en la zona de influencia.



**Figura 4:** Zona de influencia de los esfuerzos producidos por una cimentación superficial aislada.  
Fuente: [3].

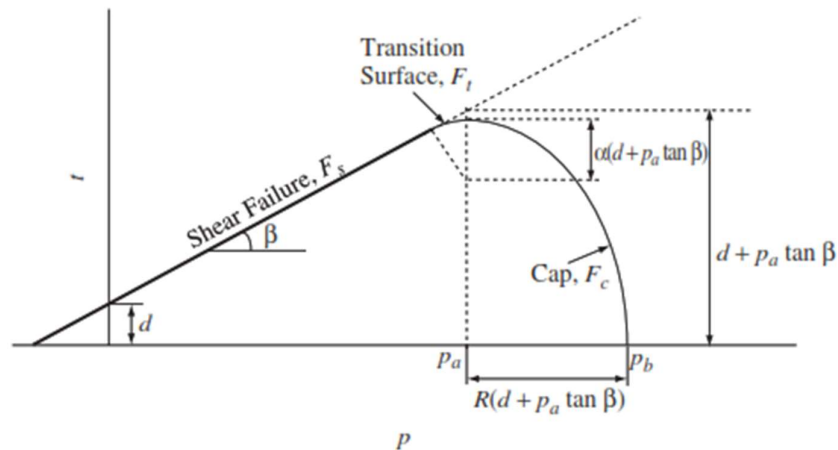
La teoría de capacidad portante de Hansen se basa en los principios establecidos por Terzaghi y Meyerhof, pero proporciona un enfoque más detallado [4]. Hansen incorporó parámetros adicionales y desarrolló relaciones matemáticas más precisas para evaluar la capacidad portante del suelo, mismas que constituyen la ecuación (9).

$$q_u = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + qN_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (9)$$

#### 4. MODELO CONSTITUTIVO

Los modelos constitutivos son un conjunto de parámetros representativos cuyo objetivo es reflejar el comportamiento real de un material en una simulación numérica. El modelo de Drucker-Prager Modificado (DPM) es utilizado en una gran variedad de aplicaciones en geotecnia, asimismo, es un modelo bastante apropiado para la representación del comportamiento del suelo puesto que es capaz de considerar los efectos de las tensiones en el tiempo, la capacidad de expansión del suelo tras la aplicación de carga conocida como dilatancia, entre otros [2].

El modelo de DPM consiste en una superficie de rendimiento que se divide en tres partes: La superficie de falla por corte de Drucker-Prager, un límite elíptico que interseca el eje del esfuerzo principal efectivo en el ángulo correcto y una superficie de transición suave entre la superficie de falla y el límite elíptico como se aprecia en la Figura 5. El comportamiento elástico se modela como elástico-lineal utilizando la ley de Hooke generalizada [2].



**Figura 5:** Superficie de rendimiento del modelo Drucker-Prager Modificado en el plano p-t.  
Fuente: [2].

Las relaciones (10), (11) y (12) describen matemáticamente las superficies conformantes del modelo constitutivo DPM mencionadas anteriormente.

(a) Superficie de falla por corte:

$$F_s = t - p \tan \beta - d = 0 \quad (10)$$

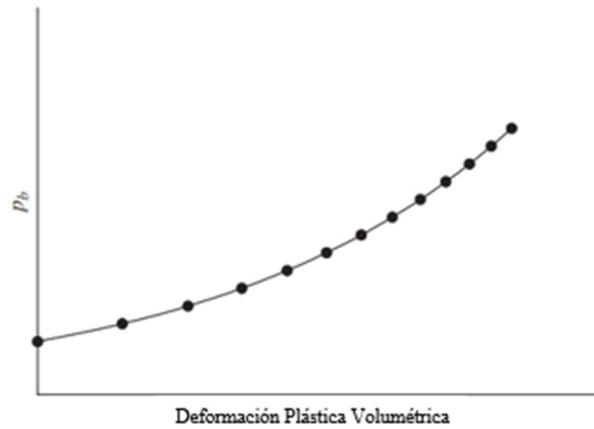
(b) Límite elíptico:

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left(\frac{Rt}{1 + \alpha - \alpha/\cos \beta}\right)^2} - R(d + p_a \tan \beta) = 0 \quad (11)$$

(c) Superficie de transición:

$$F_t = \sqrt{(P - P_a)^2 + \left(t - \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \beta}\right)(d + P_a \tan \beta)\right)^2} - \alpha(d + P_a \tan \beta) = 0 \quad (12)$$

Por otro lado, el comportamiento plástico del suelo se modela con una curva de endurecimiento que simula las deformaciones plásticas del suelo ocasionadas por las cargas aplicadas en el mismo, los valores del endurecimiento se calculan con base a la deformación plástica volumétrica, misma que se puede hallar por medio de la expresión (13) y se aprecia gráficamente en la Figura 6.



**Figura 6:** Comportamiento típico del endurecimiento límite.  
Fuente: [2].

(d) Deformación plástica volumétrica:

$$\varepsilon_v^p = \frac{C_c - C_s}{2.3(1 + e_0)} \ln \frac{p'}{p'_0} \quad (13)$$

## 5. PARÁMETROS ADOPTADOS PROVENIENTES DE PRUEBAS DE LABORATORIO

Para reducir la incertidumbre en los modelos numéricos, se realizó una calibración previa en algunos de los resultados de los ensayos de laboratorio. Se trata de dos ensayos de laboratorio, un suelo cohesivo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) extraído del municipio de Cajamarca en el departamento de Chuquisaca, Bolivia; y, un suelo granular SC según SUCS extraído del municipio de Santa Cruz de la Sierra en el departamento de Santa Cruz, Bolivia.

### 5.1. Suelo Cohesivo

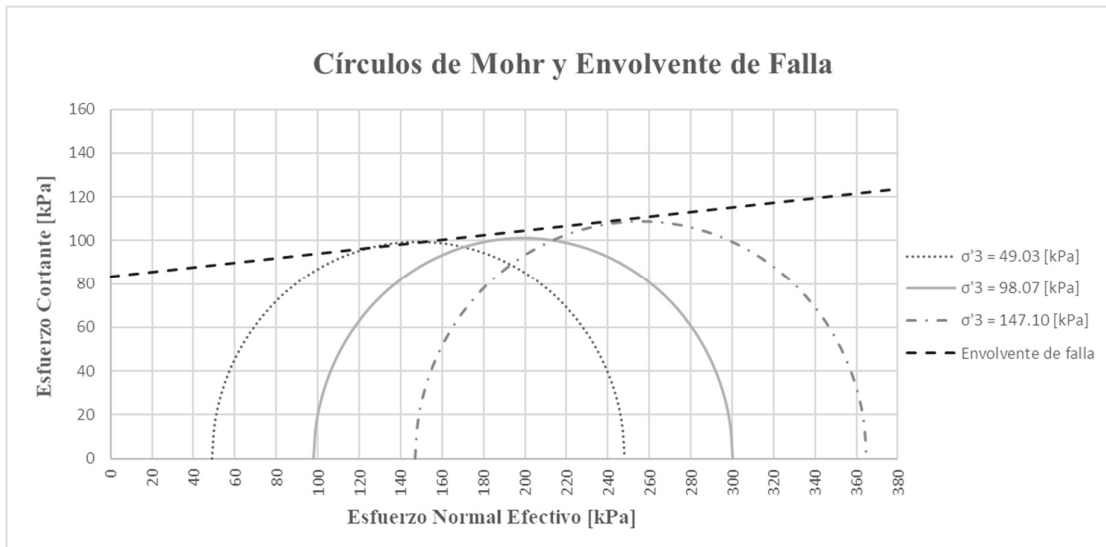
El análisis del suelo cohesivo en laboratorio incluyó un conjunto de tres ensayos triaxiales consolidados no drenados (CU). Cada uno de estos ensayos se llevó a cabo con valores distintos de tensiones confinantes, como detalladamente se presenta en la TABLA 1.

**TABLA 1 - TENSIONES Y VALORES PARA CÍRCULO DE MOHR EN ARCILLAS.**

$\sigma'3$ [kPa]	$\sigma'1$ [kPa]	q [kPa]	Centro [kPa]	Radio [kPa]
49.03	248.11	199.07	148.57	99.54
98.07	300.08	202.02	199.08	101.01
147.10	364.81	217.71	255.95	108.85

Fuente: Elaboración propia.

A partir de los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales, se llevó a cabo la construcción de tres círculos de Mohr. Esta metodología se implementó con el propósito de establecer la envolvente de falla, una herramienta crucial para determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo, como se puede apreciar en la Figura 7, dos aspectos imperativos en el contexto de la conformación del modelo constitutivo DPM. La precisión de estos parámetros resulta esencial para una adecuada representación del comportamiento geotécnico del suelo.



**Figura 7:** Construcción de círculos de Mohr para arcillas de laboratorio.

Fuente: Elaboración propia.

Con base en los resultados obtenidos en el laboratorio, se han identificado y registrado los valores correspondientes a la cohesión  $c' = 83.50 [kPa]$  y al ángulo de fricción interna  $\phi' = 6.00 [Deg]$  del material en estudio.

**5.2. Suelo Granular**

El análisis del suelo granular en laboratorio no incluyó el conjunto de tres ensayos triaxiales necesarios para la conformación del modelo constitutivo, por lo que se reconstruyeron los datos, realizando una simulación numérica de un ensayo triaxial (CU) utilizando los datos disponibles, por medio del modelo constitutivo DPM. Cada una de estas simulaciones se llevó a cabo con valores distintos de tensiones confinantes, como se presenta en la Tabla 2.

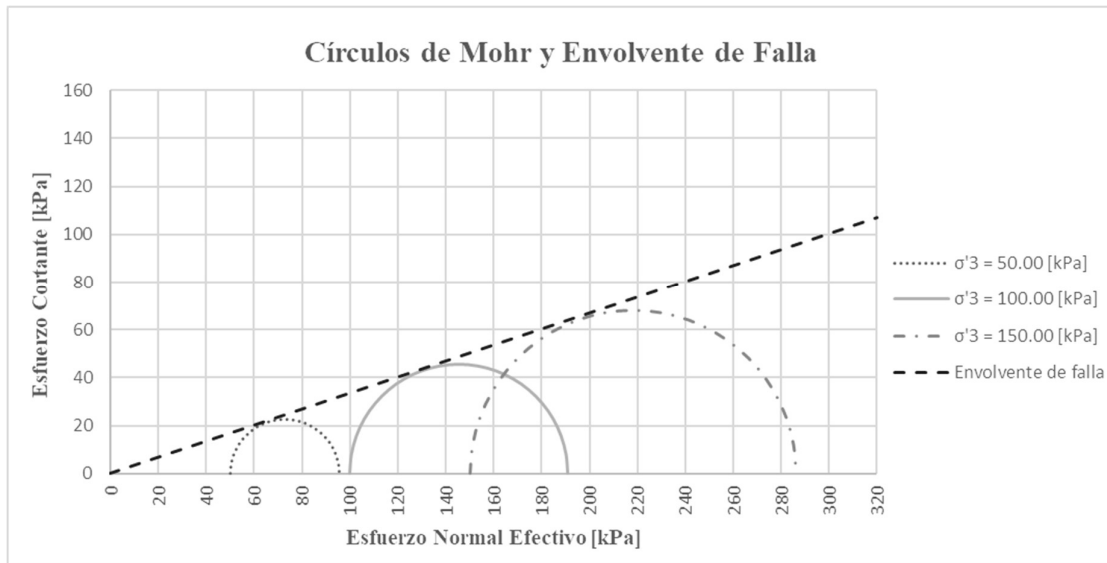
**TABLA 2 - TENSIONES Y VALORES PARA CÍRCULO DE MOHR EN ARENAS**

$\sigma'3$ [kPa]	$\sigma'1$ [kPa]	q [kPa]	Centro [kPa]	Radio [kPa]
50.00	95.51	45.51	72.76	22.76
100.00	190.83	90.83	145.42	45.42
150.00	286.13	136.13	218.06	68.06

Fuente: Elaboración propia.

A partir de los resultados obtenidos en las simulaciones de ensayos triaxiales, se llevó a cabo la construcción de tres círculos de Mohr. Esta metodología se implementó con el propósito de establecer la envolvente de falla, una herramienta crucial para determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo, como se puede apreciar en la Figura 8, dos

aspectos imperativos en el contexto de la conformación del modelo constitutivo DPM. La precisión de estos parámetros resulta esencial para una adecuada representación del comportamiento geotécnico del suelo.



**Figura 8:** Construcción de círculos de Mohr para arenas de laboratorio.

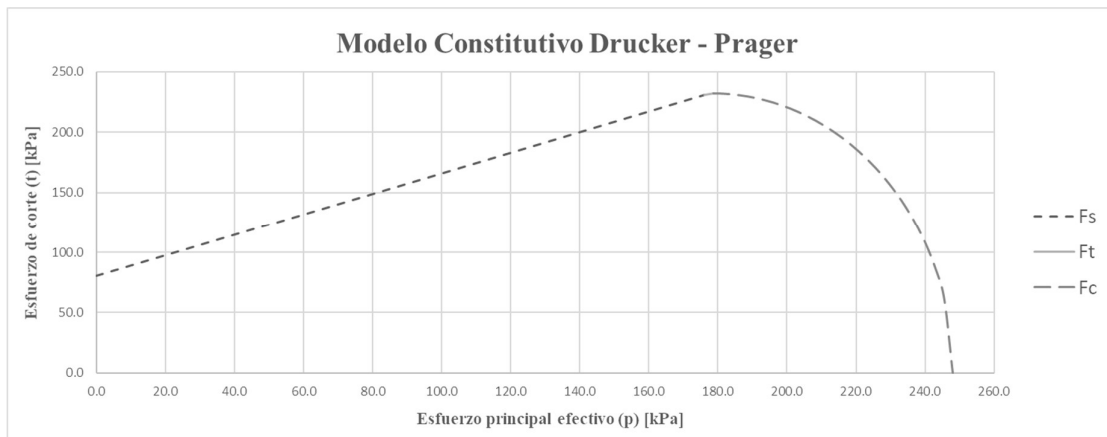
Fuente: Elaboración propia.

Con base en los resultados obtenidos en el laboratorio, se han identificado y registrado los valores correspondientes a la cohesión  $c' = 0.00 [kPa]$  y al ángulo de fricción interna  $\phi' = 20.00 [Deg]$  del material en estudio.

## 6. CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE MODELOS

### 6.1. Suelo Cohesivo

Se construyó la gráfica de las superficies de rendimiento del modelo constitutivo con base a los parámetros mostrados en la Tabla 3 obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio y se realizó la calibración para que dicha representación tuviese coherencia con los valores esperados según el tipo de suelo, como se muestra en la Figura 9.



**Figura 9:** Gráfica de las superficies de rendimiento del modelo DPM para arcillas.

Fuente: Elaboración propia.

Con base a los parámetros mostrados en la Tabla 3, se realizó un modelo numérico en estado plano de deformaciones, donde se estableció una condición de contorno que define una velocidad constante a la que la estructura de cimentación desciende hasta alcanzar el asentamiento calculado para el punto de falla por corte general del suelo cohesivo, dicho dato se comparó con el valor obtenido en laboratorio, validando el modelo, como se muestra en la Figura 10.



TABLA 3 - PARÁMETROS DE MODELO (ARCILLAS)

DENSIDAD	
$\rho =$	2.71 [Tn/m <sup>3</sup> ]
ELASTICIDAD	
E =	7803.88 [kPa]
$\nu =$	0.25
PLASTICIDAD (DPM)	
$d =$	80.39 [kPa]
$\beta =$	40.53 Grados
$R =$	0.30
$\epsilon_{vp} =$	0.00
$\alpha =$	0.01
$K =$	1.00

Fuente: Elaboración propia.

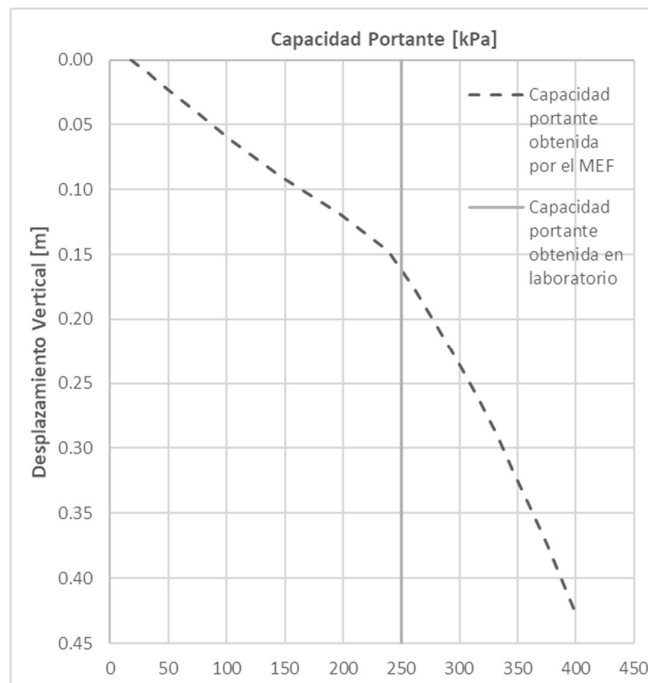


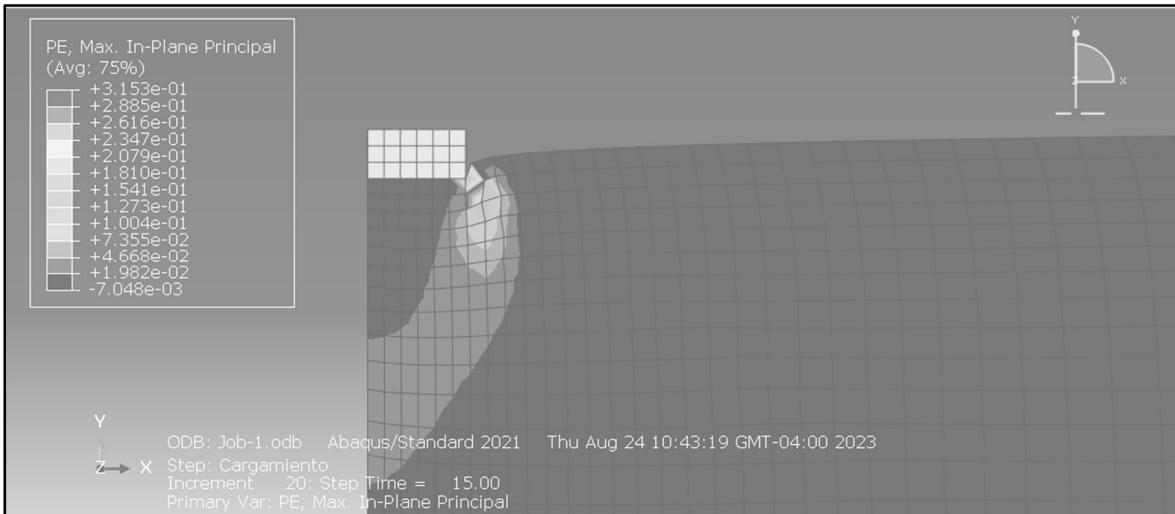
Figura 10: Gráfica capacidad de soporte vs asentamiento (Arcillas).

Fuente: Elaboración propia.

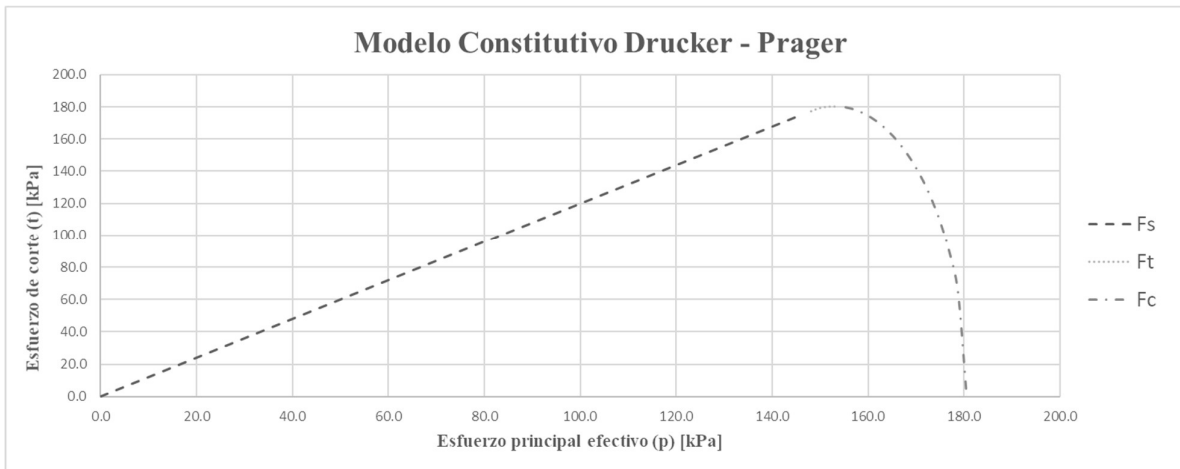
A continuación, se aprecia el modelo numérico calibrado utilizado para la validación de los parámetros constitutivos con los que se construyó la gráfica representada en la Figura 10, para lo cual se elaboró un modelo bidimensional en estado plano de deformaciones con una discretización de elementos finitos de 10 [cm] en el plano de contacto suelo-estructura que incrementa a medida que se aleja del punto de contacto. De acuerdo a las características del suelo cohesivo analizado, el tipo de falla esperado para las dimensiones de la cimentación es por punzonamiento, hecho que se puede apreciar, en la Figura 11.

## 6.2. Suelo Granular

En el caso de los suelos granulares, se construyó la gráfica de superficies de rendimiento del modelo constitutivo, dicho proceso se basó en la reconstrucción numérica de los parámetros faltantes, a partir de los datos recopilados en los ensayos de laboratorio, con los que se obtuvo los parámetros de modelo necesarios mostrados en la TABLA 4. Además, se llevó a cabo una minuciosa calibración de dichos parámetros, con el objetivo de alcanzar la mayor coherencia posible entre la representación numérica y los datos experimentales y lograr una concordancia significativa con los valores previstos para el tipo específico de suelo analizado. La Figura 12 ilustra dicho resultado.



**Figura 11:** Diagrama de deformaciones plásticas [m] (ABAQUS).  
**Fuente:** Elaboración propia.



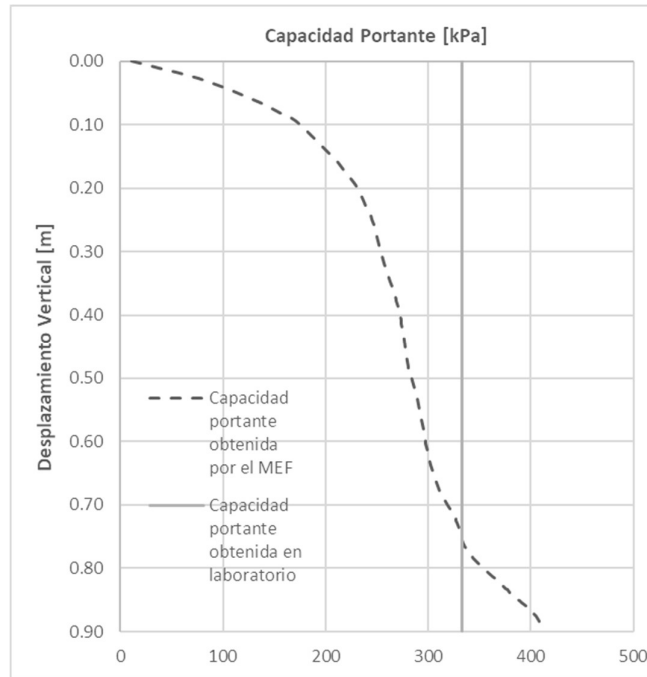
**Figura 12:** Gráfica de las superficies de rendimiento del modelo DPM para Arenas.  
**Fuente:** Elaboración propia.

Con base a los parámetros mostrados en la Tabla 4, se realizó un modelo numérico en estado plano de deformaciones, donde se estableció una condición de contorno que define una velocidad constante a la que la estructura de cimentación descende hasta alcanzar el asentamiento calculado para el punto de falla por corte general del suelo cohesivo, dicho dato se comparó con el valor obtenido en laboratorio, validando el modelo, como se muestra en la Figura 13.

**TABLA 4 - PARÁMETROS DE MODELO (ARENAS)**

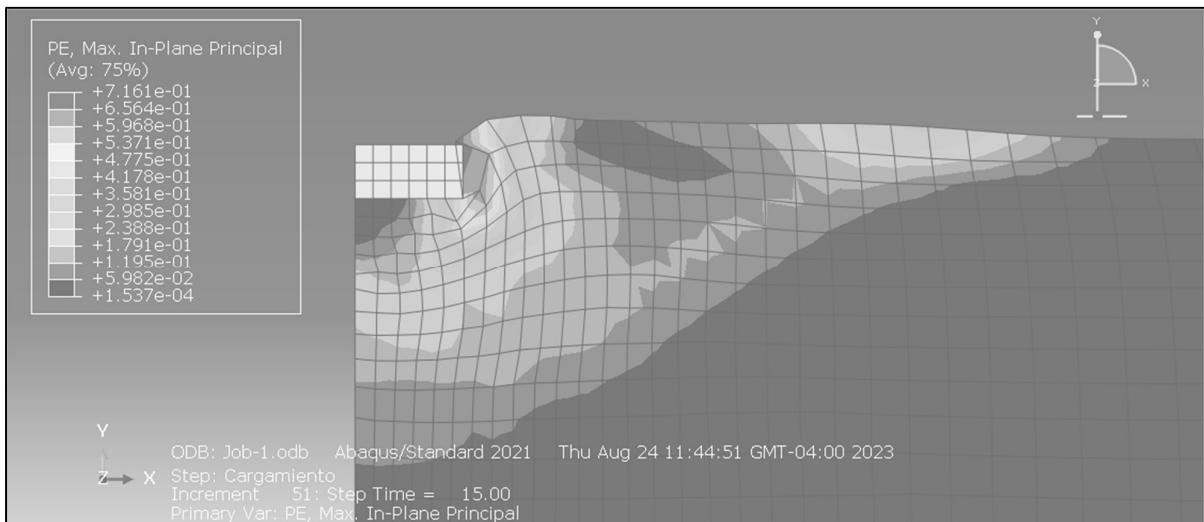
<b>DENSIDAD</b>	
$\rho =$	1.70 [Tn/m <sup>3</sup> ]
<b>ELASTICIDAD</b>	
$E =$	12748.60 [kPa]
$\nu =$	0.30
<b>PLASTICIDAD (DPM)</b>	
$d =$	0.00 [kPa]
$\beta =$	50.19 Grados
$R =$	0.15
$\epsilon_{vp} =$	0.00
$\alpha =$	0.03
$K =$	1.00

**Fuente:** Elaboración propia.



**Figura 13:** Gráfica Capacidad de soporte vs Asentamiento (Arcillas).  
Fuente: Elaboración propia.

Al igual que en el caso anterior, el modelo numérico calibrado se utilizó para la validación de los parámetros constitutivos con los que se construyó la Figura 14, asimismo, se utilizó un modelo bidimensional en estado plano de deformaciones con una discretización de elementos finitos de 10 [cm] en el plano de contacto suelo-estructura que incrementa a medida que se aleja del punto de contacto. De acuerdo a las características del suelo cohesivo analizado, el tipo de falla esperado para las dimensiones de la cimentación es corte general, hecho que se puede apreciar, en la Figura 14.



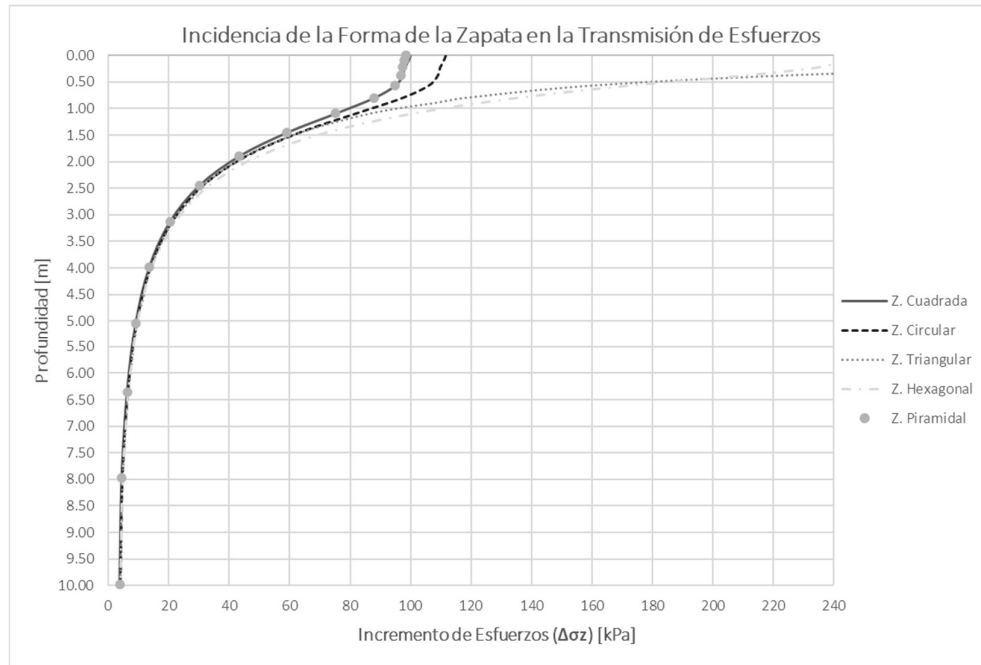
**Figura 14:** Diagrama de deformaciones plásticas [m] (ABAQUS).  
Fuente: Elaboración propia.

## 7. RESULTADOS DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO

En esta sección se muestran los resultados del análisis paramétrico realizado sobre los tipos de suelo mencionados, asimismo, se realizaron diferentes análisis sobre el comportamiento mecánico del par suelo-estructura.

### 7.1. Transmisión de Esfuerzos

En primer lugar, se consideró la forma de la zapata de cimentación como variable de estudio, haciendo uso de un modelo en tres dimensiones realizado con base en los parámetros calibrados y validados. Se procedió aplicando una misma carga puntual sobre la cimentación en todos los casos y aplicando dicha carga sobre el mismo tipo de suelo. Se realizó la comparación con cinco tipos diferentes de zapata, donde se pudo encontrar que cierta parte de los esfuerzos son absorbidos como esfuerzos internos dentro de la propia estructura de cimentación como es el caso de las zapatas cuadrada, piramidal y circular, siendo las zapatas cuadrada y piramidal las que menores esfuerzos producen en el punto de contacto entre la estructura de cimentación y el suelo de fundación, tal y como se puede apreciar en la Figura 15.



**Figura 15:** Incidencia de la forma de la cimentación en la transmisión de esfuerzos.  
Fuente: Elaboración propia.

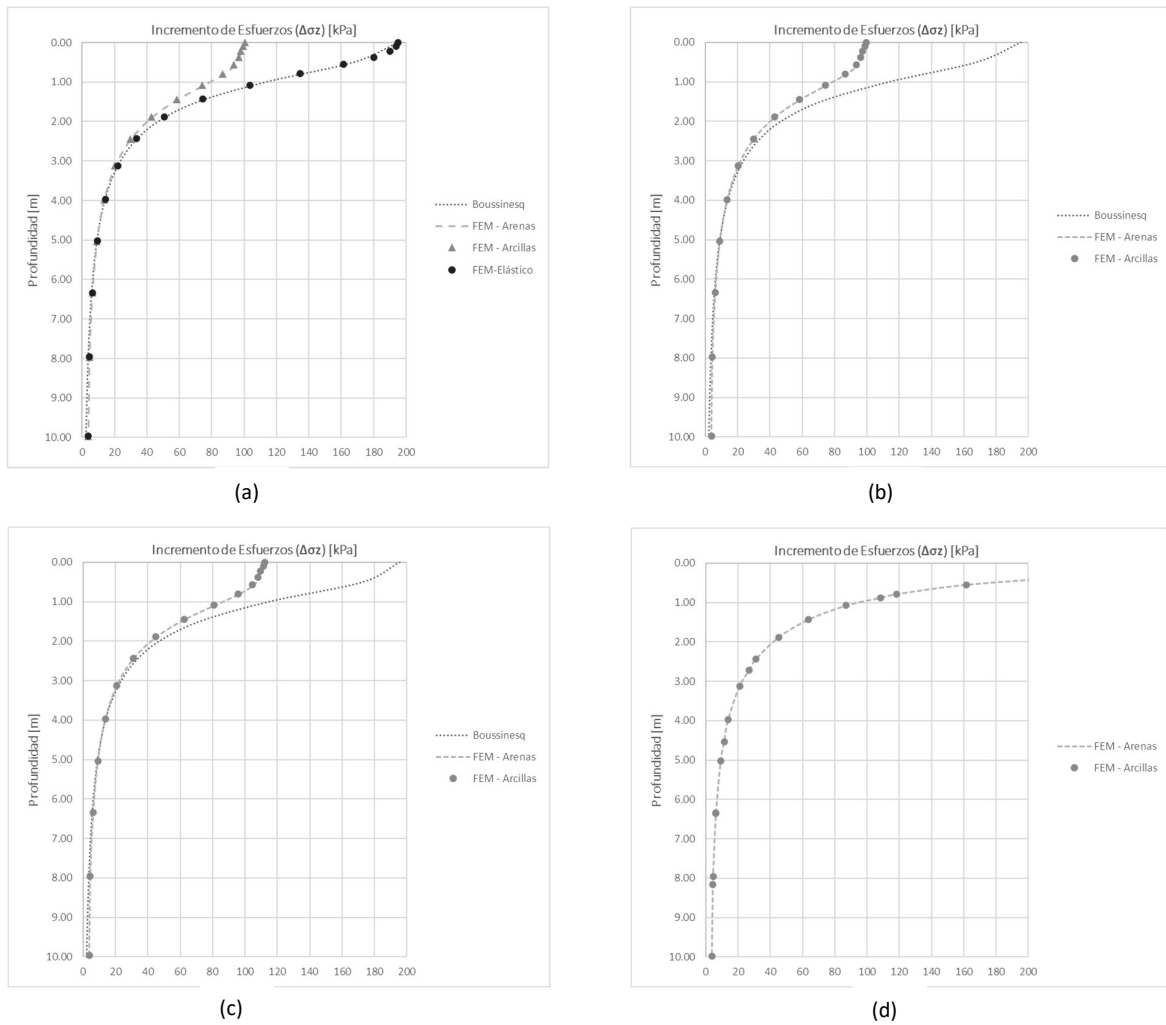
De la misma manera, se realizó el mismo análisis para cada tipo de suelo, considerando cada forma en un modelo numérico por separado. Asimismo, se realizó un modelo sin considerar la cimentación, es decir, aplicando una carga rectangular equivalente directamente sobre el suelo, dando como resultado una coincidencia exacta con los valores obtenidos matemáticamente por el modelo analítico de Boussinesq, como se aprecia en la Figura 16(a). Por otro lado, la Figura 16(a) muestra, también, la comparación entre el modelo analítico y el modelo numérico para una zapata cuadrada; la Figura 16(b) muestra la comparación entre el modelo analítico y el modelo numérico para una zapata piramidal; la Figura 16(c) muestra la comparación entre el modelo analítico y el modelo numérico para una zapata circular; la Figura 16(d) muestra la comparación entre el modelo analítico y el modelo numérico para una zapata hexagonal. Finalmente, del análisis realizado, se pudo concluir que en los tipos de suelo analizados y de acuerdo a las propiedades geomecánicas de los mismos, prácticamente, no se tiene una incidencia significativa en la transmisión de esfuerzos verticales entre la estructura de cimentación y el suelo de fundación, ya que, según se puede apreciar en las figuras antes mencionadas, la respuesta es prácticamente la misma en ambos tipos de suelo ante las sollicitaciones producidas por la cimentación.

### 7.2. Asentamientos

La Figura 17 muestra la consolidación a través del tiempo para el suelo cohesivo analizado, tomando en cuenta que dicho suelo es una arcilla sobre consolidada con  $OCR = 5.70$  y tiene una relación de vacíos de  $e = 0.14$  y contenido de humedad  $w\% = 26.59$ .

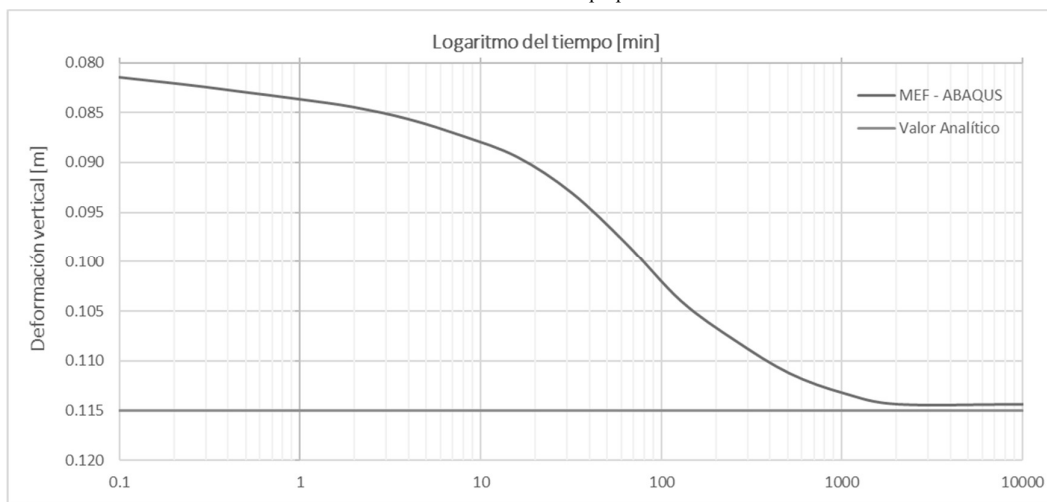
Asimismo, la Figura 18 muestra la consolidación a través del tiempo para el suelo granular analizado, tomando en cuenta que dicho suelo es una arena suelta bien gradada y tiene una relación de vacíos de  $e = 0.59$  y contenido de humedad  $w\% = 11.76$ .

ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN UNA CIMENTACIÓN AISLADA...



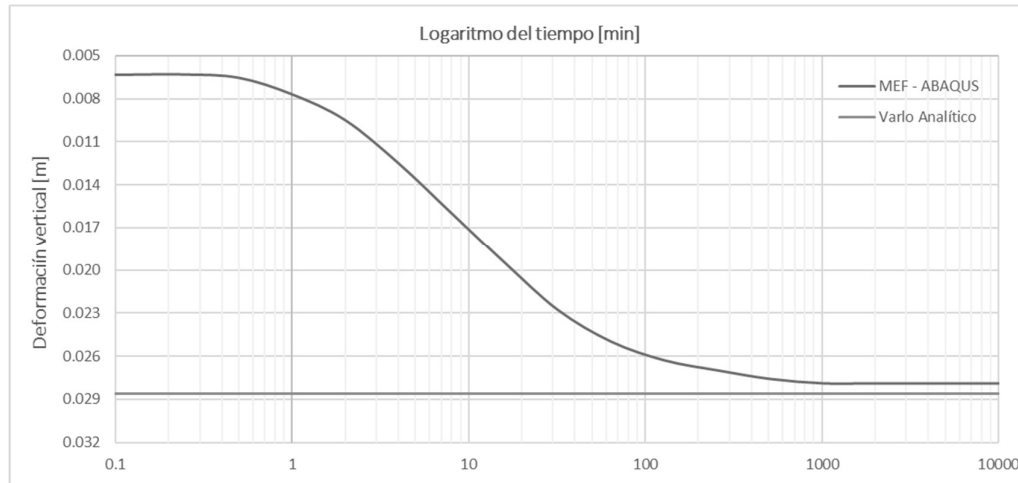
**Figura 16:** Incidencia de la forma de la cimentación en la transmisión de esfuerzos.

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 17:** Línea de consolidación para arcillas experimentales.

Fuente: Elaboración propia.



**Figura 18:** Línea de consolidación para arenas experimentales.

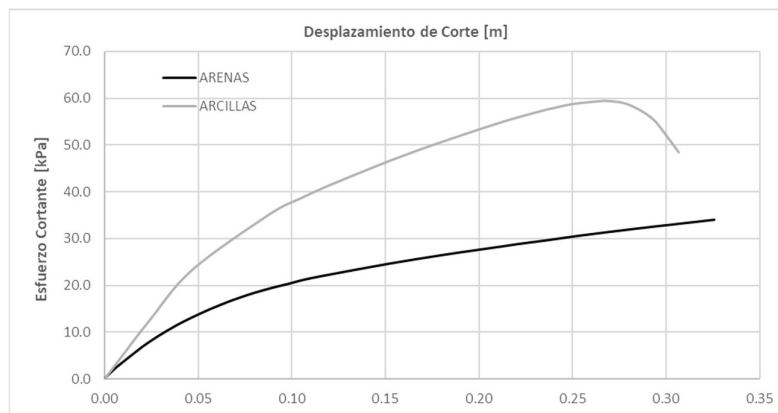
**Fuente:** Elaboración propia.

La relación de vacíos de las arenas es mayor en las arcillas y el contenido de humedad en el caso de las arenas es menor que en las arcillas, considerando la permeabilidad en ambos suelos, es natural que las arenas alcancen el máximo valor de asentamiento más rápido. Por otro lado, para el caso de las arcillas, se consideró el asentamiento por consolidación primaria en el cálculo, puesto que debido a la cohesión del suelo el asentamiento secundario se dará con más tiempo y requerirá mayor presión para alcanzar el valor del asentamiento máximo.

### 7.3. Esfuerzos de Cortante

Las Figuras 19 y 20 muestran los resultados de la comparación de los esfuerzos de cortante producidos por una zapata cuadrada en diferentes tipos de suelo, con la finalidad de determinar la respuesta de ambos tipos de suelo analizados ante dichos esfuerzos.

La Figura 19 muestra la relación entre el esfuerzo de corte y el desplazamiento que produce, mostrando la tendencia característica esperada en arenas sueltas. De igual forma, la Figura 19 muestra la relación entre el esfuerzo de corte y el desplazamiento que se produce en las arcillas analizadas, mostrando una tendencia similar a la de un suelo normalmente consolidado, pero con una reducción de los esfuerzos al final de la curva, como la presentada por los suelos sobre consolidados.

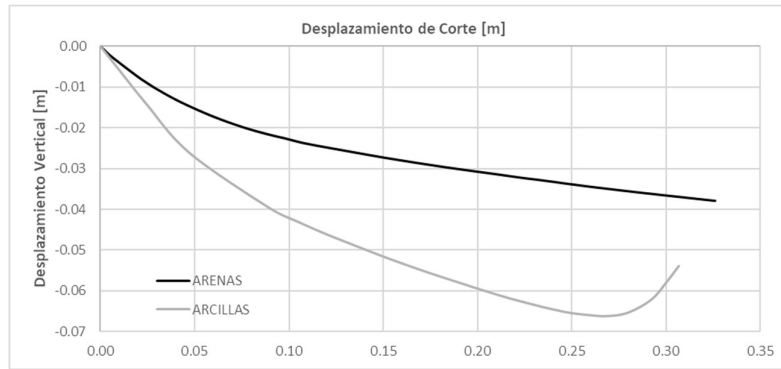


**Figura 19:** Esfuerzo cortante vs desplazamiento de corte.

**Fuente:** Elaboración propia.

Asimismo, la Figura 20 muestra la relación entre el desplazamiento vertical y el desplazamiento producido por los esfuerzos de corte en arenas, nuevamente, comportándose según lo esperado. De la misma manera, la Figura 20 también muestra la relación entre el desplazamiento vertical y el desplazamiento producido por los esfuerzos de corte en arcillas, mostrando una tendencia anómala. De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede apreciar como en el caso las arenas,

los esfuerzos de corte y los desplazamientos producidos por los mismos son, ciertamente, menores que en el caso de las arcillas.



**Figura 20:** Desplazamiento vertical vs desplazamiento de corte.

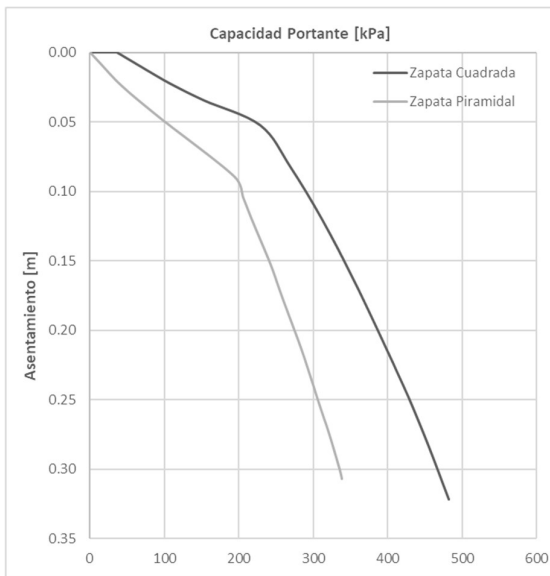
Fuente: Elaboración propia.

#### 7.4. Capacidad Portante

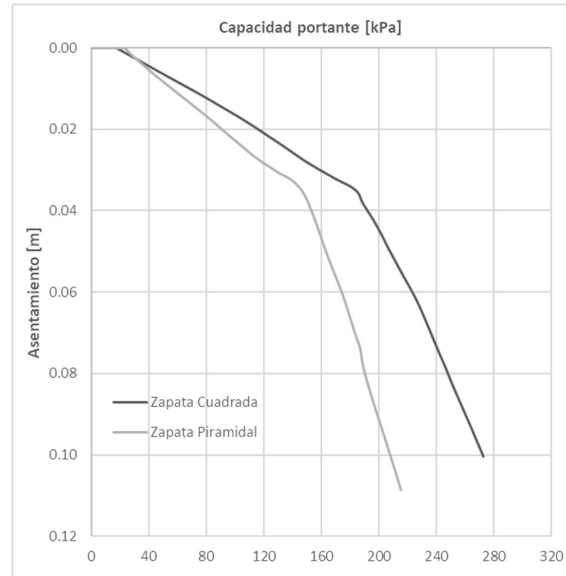
La Figura 21 (a) muestra la variación de la capacidad de soporte del suelo cohesivo analizado; sin embargo, esta interpretación se hace en función de los esfuerzos producidos por la aplicación de carga sobre el terreno a través de la cimentación y se aprecia, también, la cantidad de desplazamiento vertical producido por dichas cargas.

La Figura 21 (b) muestra, al igual que en el caso anterior, la variación de la capacidad de soporte del suelo cohesivo analizado y de igual manera se puede apreciar una disminución considerable de los esfuerzos transmitidos hacia el terreno de fundación por la zapata de forma piramidal.

Siendo que en ambos casos se aplica la misma cantidad de carga, se puede observar cómo claramente la zapata piramidal transmite ciertamente menos esfuerzos al suelo que la zapata cuadrada, en una primera instancia podría pensarse que la capacidad de soporte se ve reducida por la zapata piramidal cuando el comportamiento es completamente lo opuesto. A pesar de que, la gráfica representa la capacidad de soporte del suelo, el incremento de esfuerzos mostrado representa realmente los esfuerzos producidos debido a la aplicación de la carga estimada analíticamente como capacidad portante última por los ensayos de laboratorio utilizados, aplicada sobre un área equivalente en ambas zapatas, es por esta razón que ciertamente la zapata piramidal transmite menor cantidad de esfuerzo hacia el terreno que la zapata cuadrada.



(a)



(b)

**Figura 21:** Capacidad Portante en función de la forma de la zapata.

Fuente: Elaboración propia.

## 8. CONCLUSIONES

Después de haber analizado y comprendido las ecuaciones que determinan la capacidad portante de los suelos de acuerdo a las diferentes teorías, se ha concluido que el ángulo de fricción interna del suelo, los factores de resistencia y la cohesión son los parámetros que mayor incidencia tienen en el valor de la capacidad de soporte de los suelos.

Tras haber estudiado las diferentes teorías de capacidad portante se ha determinado la incidencia de las diferentes variables que conforman dichas ecuaciones, donde se ha concluido que se debe prestar especial importancia a los parámetros geomecánicos del suelo, como el ángulo de fricción interna del suelo y la cohesión, sin embargo, también es importante considerar la forma y el tamaño de la cimentación, puesto que también inciden en la capacidad portante.

Se ha concluido que, la consolidación en suelos cohesivos dependerá de diversas variables, como el contenido de humedad o el índice de vacíos, más allá que el tipo de suelo únicamente, por lo tanto, se requieren mayores estudios y análisis de datos, enfocados en la consolidación, para poder determinar en mayor detalle la incidencia de la forma de la cimentación en los asentamientos.

Por otro lado, se pudo determinar que para todo efecto las zapatas piramidales son más eficientes que las zapatas cuadradas, debido a su facilidad constructiva con relación a otras geometrías y debido a que aportan una reducción apreciable en la transmisión de esfuerzos en el suelo, asimismo, transmiten la presión de manera más uniforme al terreno con respecto a las otras geometrías analizadas.

En general, es más recomendable utilizar la teoría de Terzaghi para estimar la capacidad de carga última debido a que presenta valores más bajos que otras teorías, lo que actúa en favor de la seguridad, a menos que se deba analizar un caso complejo, fuera de los límites de Terzaghi, en cuyo caso es mejor utilizar otras teorías.

Del análisis realizado en la transmisión de esfuerzos verticales, se ha determinado que existe una reducción significativa en los esfuerzos producidos en el punto de contacto entre la zapata y el suelo, entre el valor obtenido por el método analítico de Boussinesq y el modelo numérico realizado donde se ha simulado la zapata, lo que sugiere que parte de la carga es redistribuida como esfuerzos internos en la estructura de cimentación.

De acuerdo a los resultados obtenidos del estudio de esfuerzos de corte, se ha determinado que el suelo cohesivo analizado tiene menor resistencia a esfuerzos de corte, con respecto al suelo granular analizado, presumiblemente, debido al estado de saturación y estado tensional del suelo que muestran un ángulo de fricción demasiado pequeño con respecto a los valores típicos esperados según la clasificación del mismo.

No se puede clasificar a un tipo de suelo u otro como mejor o peor para fundar estructuras, ya que la capacidad de soporte depende de muchas variables como el ángulo de fricción interna, la cohesión, la granulometría, etcétera. Por lo cual, cada caso en específico debe ser estudiado.

## REFERENCIAS

- [1] M, Rivera. "Movimiento de tierras causó la caída de la mitad de una vivienda en Obrajes". *La Razón*. (Sept. 16, 2022), <https://www.la-razon.com/ciudades/2022/09/16/movimiento-de-tierras-causo-la-caida-de-la-mitad-de-una-vivienda-en-obrajcs/>
- [2] S. Helwany. *Applied Soil Mechanics with Abaqus Applications*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc. 2007.
- [3] B. Das, *Shallow Foundations Bearing Capacity and Settlement*. New York: Taylor and Francis Group. 2017.
- [4] J. Bowles, *Foundation Analysis and Design*. Singapore: McGraw-Hill. 1997.
- [5] C. Crespo-Villalaz, *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Monterrey: Editorial Limusa S.A. 1979.
- [6] M. Budhu, *Soil Mechanics and Foundations*. Arizona: John Wiley & sons, inc. 2010.
- [7] B. Das, *Principles of Foundation Engineering*. Sacramento: International Thomson Editores S.A. 2001.
- [8] K. Terzaghi. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Illinois: John Wiley & Sons, Inc. 1943.
- [9] G. Meyerhof, "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations". *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1, pp. 16-26, Sept. 1963.
- [10] J. Brinch-Hansen, *A general Formula for bearing Capacity*. Copenhagen: Geoteknisk Institut. 1961