

Application of the Characterization of Partially Saturated Soils in the Modeling of the Resistant Behavior of Isolated Footings Subjected to Axial Load

Aplicación de la caracterización de suelos parcialmente saturados en la modelación del comportamiento resistente de cimientos aislados sometido a carga axial

J.G. Tristán^{1*}, W. Cobelo*, G. Quevedo**

* Universidad Tecnológica de La Habana, “José Antonio Echeverría” (CUJAE) – La Habana, CUBA

** Universidad Central “Marta Abreu” de las Villas (UCLV) – Santa Clara, CUBA

Fecha de Recepción: 07/05/2020

Fecha de Aceptación: 26/06/2020

PAG 100-110

Abstract

This research addresses the aspects related to obtaining the bearing capacity and the settlement of an isolated footing subjected to axial load supported on the soil from the Capdevila formation by using computer modeling. For this purpose, the Abaqus/CAE software was used, which details the modeling process of the partially saturated soil from the Capdevila formation. This research also addresses aspects related to the geometric design of the model, loads, as well as the definition of the boundary and interface conditions between the bodies that make up the system. It addresses the entire mathematical calibration process of the model, associated with the selection of the type of finite element and the appropriate mesh density, according to an adequate computational cost.

Keywords: Settlement; bearing capacity; shallow foundation; MEF; partially saturated soils

Resumen

En el desarrollo de esta investigación se tratan los aspectos concernientes a la obtención de la capacidad resistente y del asentamiento de un cimiento superficial aislado sometido a carga axial apoyado en el suelo Capdevila, utilizando la modelación computacional empleándose el programa Abaqus/CAE, detallándose el proceso de modelación del suelo Capdevila bajo la condición de saturación parcial, tratándose aspectos relacionados con la concepción geométrica del modelo, las cargas, así como la definición de las condiciones de borde e interfase entre los cuerpos que componen el sistema. Se aborda todo el proceso de calibración matemática del modelo, vinculado a la selección del tipo de elemento finito y de la densidad de malla adecuada, acorde con un adecuado costo computacional.

Palabras clave: Asentamiento; capacidad de carga; cimiento superficial; MEF; suelos parcialmente saturados

1. Introducción

El estudio del comportamiento geotécnico de los suelos se ha desarrollado considerando que los suelos se encuentran saturados o secos. Sin embargo, existen importantes problemas geotécnicos donde el estudio de la saturación parcial es fundamental, ya que gran parte de las formaciones geológicas del planeta, está constituidas por suelos parcialmente saturados. (Tristán et al., 2020).

Por lo general, la capacidad de carga última de las cimentaciones se estima según el supuesto de que el suelo es isotrópico con respecto a la resistencia al corte, (Al-shamrani et al., 2015), asumiendo que el suelo se encuentra en un estado de saturación. Las cimentaciones superficiales se colocan por encima del nivel freático y la variación de las tensiones con respecto a la profundidad, asociada con las cargas de las estructuras superiores se distribuye a través de la subestructura (cimentaciones superficiales), en suelos que están en un estado parcialmente saturado. Los resultados del estudio muestran que la capacidad de carga última en estos suelos parcialmente saturados están significativamente influenciados por la succión, tensión, sobrecarga y dilatación. El marco para estimar la capacidad de carga última es simple, prometedor y puede ser extendido en la práctica de ingeniería geotécnica para el diseño de cimentaciones usando la mecánica de suelos parcialmente saturados. La estimación de la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales mediante la mecánica de suelos convencional para suelos parcialmente saturados puede subestimar estos valores y conducir a diseños conservadores y costosos. (Mohamed et al., 2011).

¹ Autor de correspondencia:

Universidad Tecnológica de La Habana, “José Antonio Echeverría” (CUJAE) – La Habana, CUBA
E-mail: jenny@civil.cujae.edu.cu



En Cuba los suelos en la naturaleza no experimentan valores de saturación por debajo del 60%, de forma permanente, por lo que la obtención de la capacidad de carga y el pronóstico del asentamiento para cimentaciones sobre suelos parcialmente saturados, es válido para succiones entre 0 – 200 kPa, donde estas representan un grado de saturación que varía desde 100 – 70 % en los suelos empleados en la investigación.

2. Obtención de la capacidad de carga empleando el MEF.

Se tomará como caso de estudio una cimentación superficial sin influencia del nivel freático. La cimentación superficial analizada es cuadrada de lado B y L de 1,5m, con profundidad de cimentación de 1,5m. La cimentación estará apoyada sobre el suelo Capdevila donde se determinará la capacidad resistente cuando ocurran variaciones del grado de saturación. (Figura 1).

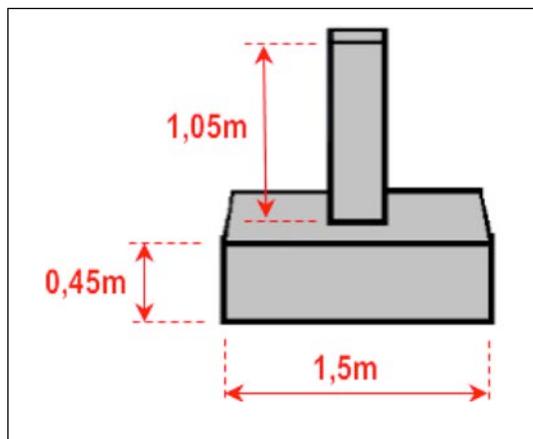


Figura 1. Características geométricas del cimiento del caso de estudio.

2.1 Modelo físico - matemático para la obtención de la capacidad de carga y los asentamientos para el caso de una cimentación aislada apoyada en un suelo parcialmente saturado.

En la (Figura 2) se presenta el modelo físico empleado para determinar la capacidad de carga y el asentamiento que experimenta una cimentación aislada sometida a carga axial, aplicada en el centro del pedestal de la misma, esta respuesta será analizada cuando se produzca una variación en el grado de saturación del suelo de soporte.

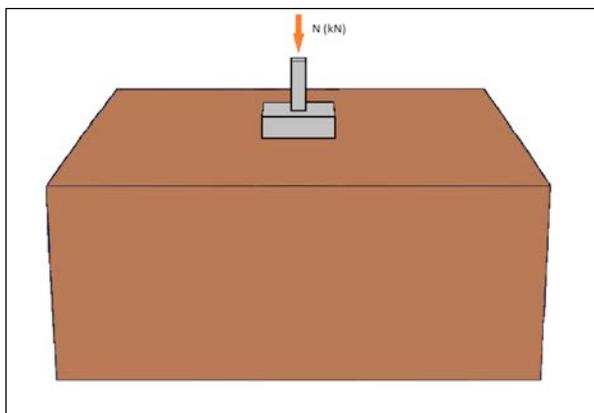


Figura 2. Esquema del modelo físico.



2.1.1 Modelo geométrico

El modelo 3D está compuesto por un cimiento superficial apoyado en un suelo representado como un semi-espacio homogéneo.

Cada una de las partes que componen la estructura, han sido construidos individualmente en el módulo partes y posteriormente ensamblados en el módulo de ensamblaje del software. Seguidamente se describe sucintamente la concepción de cada parte.

- Cimentación superficial: Consta de dos partes, la base y el pedestal. (Figura 3).
- Suelo de soporte: Estructura hexaédrica representando un semi-espacio infinito cuyas dimensiones volumétricas son de $9 \times 9 \times 3,75$ m. Para el dimensionamiento del subdominio suelo se empleó el criterio de Potencia Activa (H_a) tomando en consideración lo planteado en la propuesta de Norma Cubana. (Figura 3).

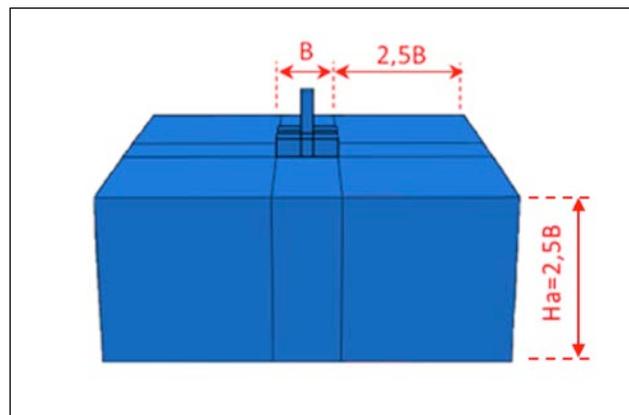


Figura 3. Dimensiones del subdominio

2.1.2 Modelación de las cargas

La carga axial a la cual estará sometido el modelo se situó en el pedestal del cimiento del caso de estudio, su posición, distribución y magnitud corresponde a un valor tal que el cimiento llegue a la falla; y poder obtener la curva de carga vs asentamiento.

En los problemas geotécnicos que involucran grandes volúmenes del terreno natural, en particular en el análisis de capacidad de carga de cimentaciones a escala real, es necesario agregar al modelo matemático una condición inicial que reproduzca el estado tensional de peso propio en la masa de suelo.

La presión a nivel de solera se consideró por medio de la aplicación de una presión en el semi-espacio de apoyo de la cimentación, como una presión en la superficie de la misma.

2.1.3 Modelación de las condiciones de fronteras

Las condiciones de frontera o de borde surgen a partir de criterios desarrollados por varios autores y reflejados en los trabajos de (Tristá, 2015), donde consideran la restricción de los desplazamientos en las direcciones horizontales U_1 y U_2 en la periferia del subdominio, en la frontera lateral se restringen los desplazamientos horizontales y los desplazamientos verticales no se restringen para permitir el reacomodo de las partículas del suelo al imponerle un estado tensional de peso propio, de carga gravitatoria y de presión de solera, permitiendo que los desplazamientos en ese sentido se propaguen hasta el final del continuo sin generar distorsiones en el modelo numérico. En el fondo del continuo se colocaron restricciones en las tres direcciones, considerando esta frontera fuera de la zona de influencia del cimiento. (Figura 4).



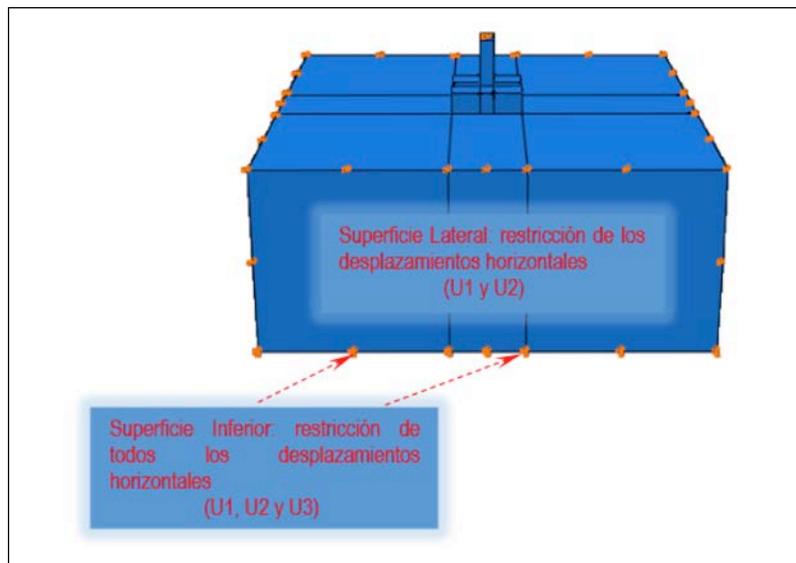


Figura 4. Condiciones de borde del modelo.

2.1.4 Modelo de interacciones

En este caso se define el contacto entre los materiales de cada elemento del modelo, en este caso el hormigón del cimiento y el suelo circundante:

Suelo-estructura: Para esta interacción se utilizó un contacto normal del tipo “hard-contact”, con un comportamiento friccional normal y tangencial, quedando establecida como superficie master el cimiento y como superficie esclava el suelo de soporte, de manera que la interfase responda ante los esfuerzos verticales y a su vez simule la condición de no vinculación del cimiento con el suelo permitiendo que esta se separe en algunas zonas, lo que representa un fenómeno que ocurre en el modelo físico real. (Figura 5).

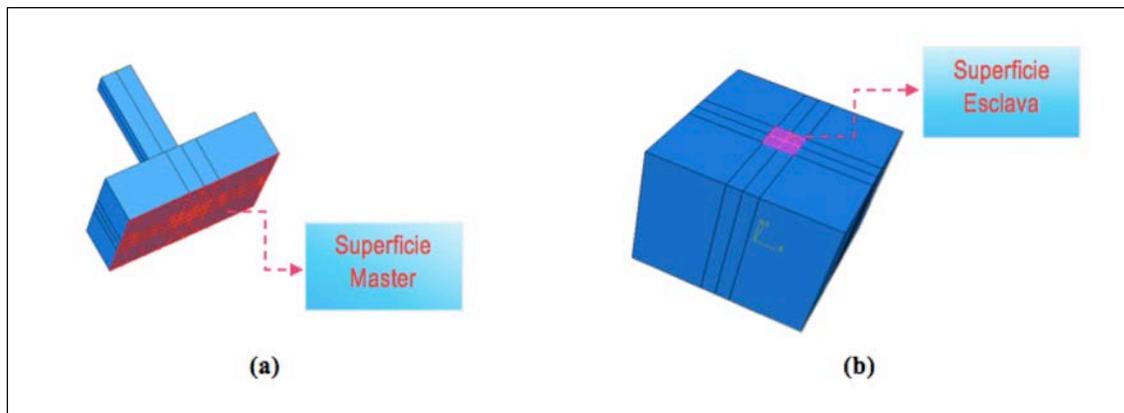


Figura 5. (a) Superficie master en la interacción cimiento-suelo (b) Superficie esclava en la interacción cimiento-suelo.

2.1.5 Modelo constitutivo del material

El estudio de modelos constitutivos ha tenido gran evolución en los medios académicos pero su aplicación práctica en el diseño se ha visto limitada, principalmente por su poca difusión y la necesidad de utilizar un mayor número de parámetros que los requeridos en las metodologías tradicionales. (Camacho y Reyes, 2005).

La modelación constitutiva de un material es uno de los elementos más importantes para la solución de problemas en el campo de la ingeniería. Si no se parte de un modelo constitutivo adecuado, no tendrían validez los



resultados obtenidos, teniendo en cuenta que se toma un comportamiento equivocado del material ante el efecto de las cargas.

a) Modelación del suelo de soporte

El modelo más usado en geotecnia es el modelo elástico con criterio de falla de Mohr Coulomb. Este modelo constitutivo cuenta con gran popularidad porque solo cuenta con 4 parámetros y todos ellos tienen explicación física. Además, los parámetros pueden ser obtenidos de un ensayo triaxial. (Mendoza et al., 2018).

El modelo constitutivo del suelo se asume con un comportamiento elasto-plástico según el criterio de Mohr-Coulomb para aprovechar, en la determinación de la capacidad de carga última, el comportamiento del material sometido a esfuerzos que sobrepasan el límite de linealidad elástica y la formación de zonas de plastificación.

El criterio de fluencia o fallo permite evaluar el estado tensional del material en cada incremento de esfuerzo para determinar su estado de comportamiento (elástico o plástico). En el criterio de Mohr-Coulomb, la falla en un punto del suelo está dada por la relación lineal entre esfuerzo cortante (τ) y normal (σ), a través de los parámetros de resistencia a cortante: cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ). (Ecuación 1).

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

El modelo de comportamiento atribuido al suelo cuenta con los parámetros del comportamiento elástico (módulo elástico E y coeficiente de Poisson ν) y los parámetros que caracterizan su resistencia mecánica al esfuerzo cortante: cohesión (c), ángulo de fricción interna (ϕ) y ángulo de dilatancia (ψ_d).

El ángulo de dilatancia resulta polémico en su naturaleza e influencia en el comportamiento geotécnico de los cimientos superficiales (Gonzalez-Cueto et al., 2013); (Mohamed et al., 2011); por lo que, a falta de un criterio único, se consideró un valor del 10% del ángulo de fricción interna ($\psi_d = 10\% \phi$) en el caso estudiado propuesto por (Vanapalli y Mohamed, 2007) para suelos parcialmente saturados. La relación entre el módulo elástico (E) y el ángulo de fricción de los suelos modelados se estableció según (Vanapalli y Mohamed, 2007) y el parámetro cohesión del suelo se modificó tomando en consideración lo planteado por (Fredlund y Rahardjo, 1993) (Ecuación 2) y (Ecuación 3) y por (Vanapalli y Mohamed, 2007) (Ecuación 6) y (Ecuación 8). (Tabla 1).

- Formulación de (Fredlund y Rahardjo, 1993) citado por (Tristá et al., 2017)

$$c_{\text{unsat}} = c_{\text{sat}}' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2)$$

$$\phi_{\text{unsat}} = \phi_{\text{sat}} \quad (3)$$

Donde c_{sat}' es la cohesión efectiva, $(u_a - u_w)$ es la succión matricial, ϕ_{sat}' es el ángulo de fricción efectiva y ϕ^b es el ángulo que indica la tasa de aumento de la resistencia al corte relativo a la succión matricial, cumpliéndose siempre que $\phi^b < \phi_{\text{sat}}$.

Por otro lado Fredlund plantea que existe una relación entre el ϕ^b y ϕ_{sat} donde está viene dado por:

$$\chi = \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi_{\text{sat}}} \quad (4)$$

Si se toma como válido el criterio de que $\chi = S_r$ se tiene que:

$$\phi^b = \arctan(S_r \tan \phi_{\text{sat}}) \quad (5)$$

- Formulación de (Vanapalli y Mohamed, 2007) citado por (Tristá et al., 2017)

$$c = c' + (u_a - u_w)_b (\tan \phi_{\text{sat}} - S_r \psi \tan \phi_{\text{sat}}) + (u_a - u_w)_{\text{AVR}} S_r \psi \tan \phi_{\text{sat}} \quad (6)$$

$$\Psi = 1.0 + 0.34 (\text{IP}) - 0.0031 (\text{IP}^2) \quad (7)$$

$$\phi_{\text{unsat}} = \phi_{\text{sat}} + \psi_d \quad (8)$$



Donde c' es la cohesión efectiva, γ es el peso específico húmedo, d es la profundidad del cimiento, B es el ancho del cimiento, $(u_a - u_w)_b$ es el valor de la entrada de aire de la curva de retención de agua del suelo, $(u_a - u_w)_{AVR}$ es la succión del intervalo a analizar, ϕ_{sat} es el ángulo de fricción efectiva, S_r es el grado de saturación, Ψ es el parámetro de ajuste del modelo. El parámetro Ψ depende del índice de plasticidad del suelo (IP), (Ecuación 7).

Tabla 1. Propiedades del suelo Formación Capdevila empleadas en el modelo.

Propiedades físico-mecánicas						
S (kPa)	ϕ' (°)	Peso específico (kN/m ³)	E (kPa)	ν	$C_{Vanapalli}$ (kPa)	$C_{Fredlund}$ (kPa)
0	31.88	18.1	20000	0.3	2.34	2.34
50		18.1			23.79	25.08
100		18.0			46.60	46.91
150		17.7			59.60	64.42
200		17.4			61.62	78.74

b) Modelación del Hormigón

El subdominio cimiento está compuesto en su totalidad por hormigón, con un comportamiento físico-mecánico lineal elástico, caracterizado por las propiedades que se muestran en la (Tabla 2).

Tabla 2. Propiedades del hormigón utilizadas en el cimiento.

$f'c$ (MPa)	E (MPa)	γ (kN/m ³)
25	23500	24

2.1.6 Corrección del modelo

Para la aplicación del M.E.F. es necesario realizar la selección del tipo del elemento finito a utilizar y determinar la densidad de malla mínima necesaria para calcular la capacidad de carga del cimiento superficial del caso de estudio.

En el programa de cómputo seleccionado están disponibles para la concepción tridimensional del modelo tres geometrías básicas de elementos finitos. Los tetraedros, prismas de base triangular (“cuñas”) y los hexaedros que pueden ser de interpolación lineal si se consideran nodos únicamente en sus vértices (C3D4, C3D6 y C3D8, respectivamente) o interpolación cuadrática si se consideran nodos intermedios en las aristas (C3D10, C3D15 y C3D20). Aunque la interpolación cuadrática garantiza mayor precisión de los resultados en la modelación numérica, el costo computacional es también mayor, por lo que puede valorarse como alternativa conseguir la precisión necesaria mediante la densificación de las mallas de elementos y no en el orden de interpolación individual, que fue la decisión adoptada para esta investigación.

(Haramboure, 2014) plantea que los elementos tetraédricos (C3D4 y C3D10) no son recomendados para ser utilizados en regiones con altos gradientes de tensiones y deformaciones; y los elementos tipo “cuña” (C3D6 y C3D15) se recomiendan utilizar para completar mallas en geometrías abruptas, por lo que ambos se excluyen de la presente investigación. Por lo antes expuesto se adoptó la decisión de aplicar elementos hexaédricos de interpolación lineal.

Dentro de los elementos hexaédricos de interpolación lineal contenidos en Abaqus/CAE es posible considerar el orden de integración máxima (C3D8) o reducida (C3D8R). La integración reducida significa una disminución en el tiempo de corrida de los modelos numéricos debido a que presentan menor cantidad de puntos de integración gaussiana especialmente en el análisis tridimensional, y dependiendo también de la naturaleza del problema físico a tratar.

En el caso de la selección del tipo de elemento finito, en los estudios realizados por (Haramboure, 2014) se demostró que los elementos hexaédricos de primer orden de interpolación e integración reducida, C3D8R, tienen una menor variación en las curvas de carga vs deformación con respecto al ensayo físico, permitiendo un mejor



ajuste de los resultados de la modelación numérica respecto a los ensayos físicos, con un error medio absoluto de ($e_{ma} = 0,04$) en comparación con los elementos C3D8.

Otro aspecto a considerar en el método numérico de solución empleado es la densidad de mallado recomendable. Para la selección de la misma se estudiaron densidades de mallas en el intervalo de (0,25 a 0,55m) teniendo en cuenta la cantidad de nodos y el tiempo de corrida del modelo. Para este modelo se seleccionó una malla en la cual los valores en las gráficas tanto de asentamiento vs cantidad de nodos como de asentamiento vs tiempo de corrida comenzaran a tener un comportamiento asintótico y tomando en consideración los resultados del cálculo del error absoluto (Ecuación 9) para las diferentes densidades de mallado.

$$e_a = \left| \frac{S_n - S_t}{S_t} \right| \quad (9)$$

Donde S_n es el valor de asentamiento del nodo de estudio determinada con la malla "n" y S_t es el valor del asentamiento del nodo de estudio determinada en la malla más densa.

En el proceso de corrección numérica se muestran los resultados de desplazamientos (U_3) obtenidos para diferentes densidades de malla, el tiempo generado en cada corrida, la cantidad de elementos y la cantidad de nodos (Figura 7), para dicho análisis se escogió el nodo 46 (Figura 6), observándose el comportamiento de las tensiones en el nodos de referencia dentro del suelo y el tiempo de corrida del modelo.

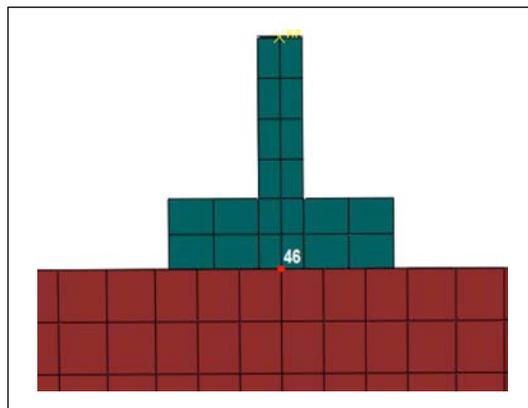


Figura 6. Nodo de referencia (46), para el control de los asentamientos calculados con diferentes densidades de mallado.

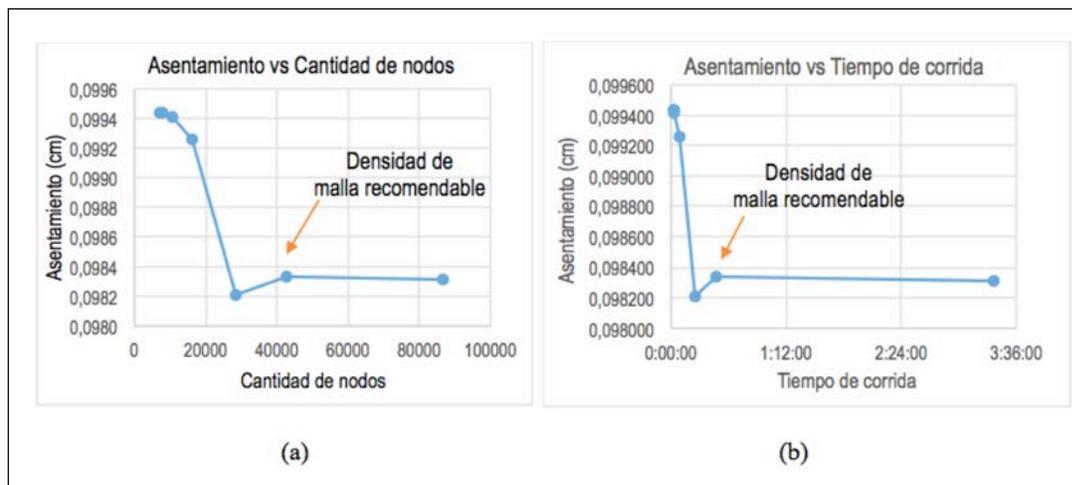


Figura 7. Corrección de las mallas. (a) asentamiento vs cantidad de nodos, (b) asentamiento vs tiempo de corrida.



Finalmente la malla recomendable para realizar la modelación fue 0,3 m donde tanto la curva de “asentamiento vs tiempo de corrida” como la de “asentamiento vs cantidad de nodos” permanecen relativamente constantes con un error absoluto igual a cero, ($e_a = 0,00$). (Figura 8).

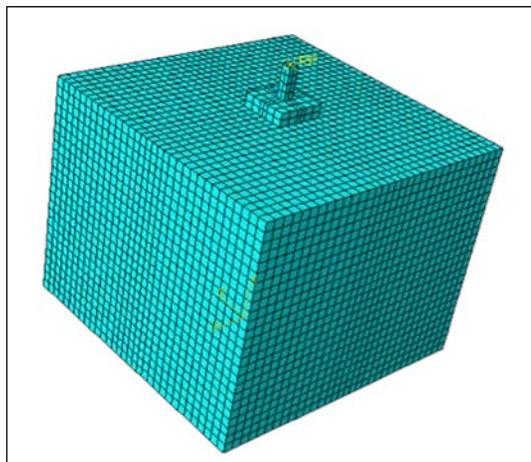


Figura 8. Densidad de malla a utilizar en el modelo, 0,3m.

La interacción suelo-estructura entre la cimentación y el suelo para todos los casos estudiados se definió con la ley de fricción (Román y Chio, 2018); (Tristán, 2015) de Coulomb (Ecuación 10) cuya aplicación en Abaqus/CAE (como “penalty method”) la describe mediante la proporcionalidad entre las tensiones tangenciales (τ_T) y las tensiones normales (σ_N) que se generan en la superficie de contacto a través de un coeficiente de fricción μ .

$$\tau_T = \mu \sigma_N \quad (10)$$

El valor del coeficiente de fricción suelo-estructura a utilizar en diferentes casos está en función del tipo y material de la estructura, forma de construcción y propiedades físico-mecánicas del suelo, entre otros aspectos. Incluso puede tomar valores distintos para fricción estática (valor “pico”) y fricción dinámica (valor “residual”).

Para la determinación del coeficiente de fricción suelo-estructura en el contacto de los cimientos superficiales con el suelo de la base, se modelaron en esta investigación pruebas de carga numérica sobre el cimiento superficial plano para diferentes valores del coeficiente de fricción, y se compararon los valores de capacidad de carga última obtenidos de estas pruebas con los que se establecen analíticamente, modificando en la ecuación de capacidad de carga planteada por Brinch-Hansen los parámetros de resistencia del suelo tomando en consideración la transformación de los parámetros de resistencia del suelo planteado por Vanapalli y por Fredlund. (Figura 9).

De este análisis se determinó que el coeficiente de fricción suelo-estructura que brinda el mejor ajuste a los resultados analíticos de capacidad de carga última, fue para un valor de $\mu = 0,08$ por lo que evidencia que siempre va a existir una influencia de la fricción entre el suelo y la estructura aunque en este caso es pequeña. Por razones prácticas se decidió tomar como coeficiente de fricción suelo-estructura el de $\mu=0$, no considerándose la influencia de la fricción, para ambos casos.



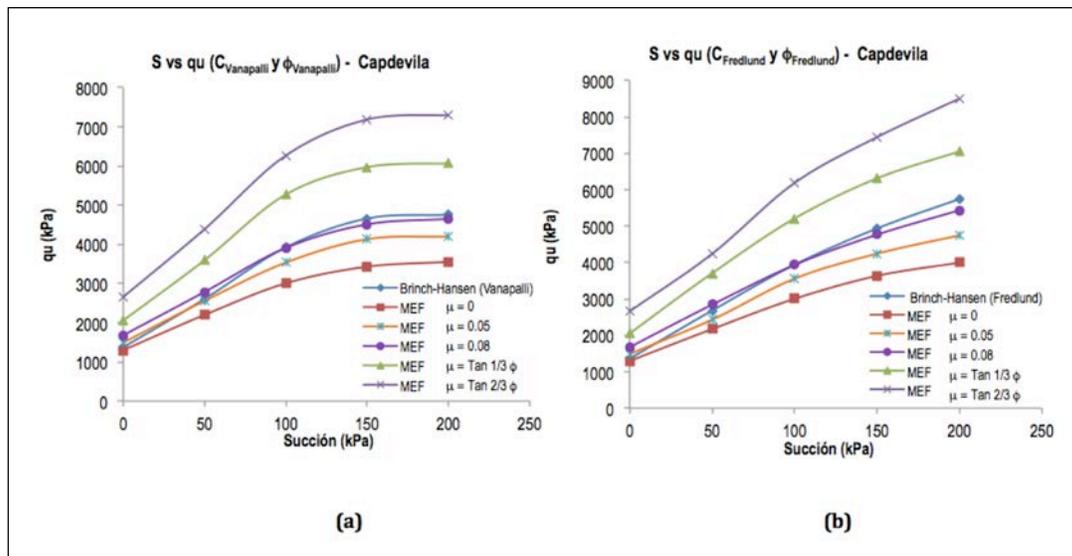


Figura 9. Obtención del coeficiente de fricción suelo-estructura (μ) para la aplicación del M.E.F. calculada por métodos analíticos y numéricos. (a) Capacidad de carga última para el método de Brinch-Hansen con ($C_{Vanapalli}$ y $\phi_{Vanapalli}$), (b) Capacidad de carga última para el método de Brinch Hansen con ($C_{Fredlund}$ y $\phi_{Fredlund}$).

3. Resultados

A continuación se obtiene la capacidad de carga, empleando el método de elementos finitos (MEF), y los asentamientos que se experimentan debajo una cimentación superficial apoyada en un suelo de la Formación Capdevila cuando se produce una variación en la succión debido a cambios en el grado de saturación del suelo.

En la determinación de la capacidad de carga de un cimiento superficial cuadrado intervienen varios factores que dependen de la forma, profundidad, inclinación y la resistencia al corte del suelo que queda definida por la cohesión y ángulo de fricción interna del suelo, que a su vez estos depende de la variación existente de la succión que experimenta el suelo.

3.1 Capacidad de carga resistente

Para el análisis de la capacidad de carga resistente de la cimentación antes descrita se tomaron como datos iniciales las características y propiedades representadas en la (Tabla 3).

Tabla 3. Datos del cimiento y del suelo Capdevila empleados en la modelación.

Cimiento			Suelo Capdevila				
B (m)	L (m)	D_f (m)	ϕ_{sat} (°)	ψ_d	C_{sat} (kPa)	IP (%)	$(u_a - u_{w,b})$ (kPa)
1,5	1,5	1,5	33,4	3,34	3,4	30,6	120

- Método de Elementos Finitos (MEF)

A continuación se muestran los resultados de las modelaciones numéricas en el programa computacional para la relación de vacíos ($e = 0,842$).

Para los gráficos obtenidos de los modelos analizados para un mismo intervalo de succión donde varían tanto los parámetros de resistencia como sus propiedades físico-mecánicas, teniendo en cuenta las características del suelo Capdevila, se muestran los gráficos obtenidos de la modelación. (Figura 10).



En la (Figura 10) se muestra que a medida que aumenta la succión, aumenta la capacidad de carga hasta llegar a un punto donde la succión es de 150 kPa para la capacidad de carga modificada con ($C_{Vanapalli}$ y $\phi_{Vanapalli}$) donde se observa que comienza a disminuir pues se produce un reacomodo de las partículas del suelo por lo mismo hay una caída de tensión y de la capacidad resistente. A diferencia de la capacidad de carga modificada con ($C_{Fredlund}$ y $\phi_{Fredlund}$) que aumenta a medida que aumenta la succión en el suelo.

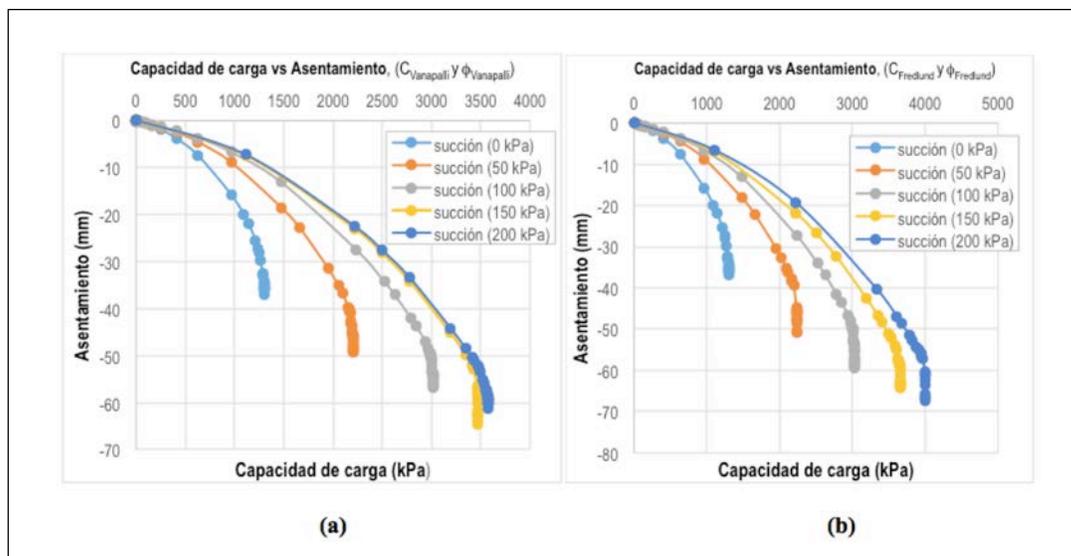


Figura 10. Resultados de la capacidad de carga obtenidos en la modelación por el M.E.F para una relación de vacío de 0,842. (a) Modificada con ($C_{Vanapalli}$ y $\phi_{Vanapalli}$) y (b) Modificada con ($C_{Fredlund}$ y $\phi_{Fredlund}$).

4. Conclusiones

Los valores de capacidad de carga última experimentan un aumento elevado cuando el coeficiente de fricción μ toma valores distintos de cero, alejándose del comportamiento que se obtiene cuando se emplean las formulaciones analíticas, tomándose como criterio que el coeficiente de fricción válido para este análisis es $\mu = 0$.

La capacidad de carga última obtenida por el MEF en la base del cemento superficial estudiado empleando el software Abaqus/CAE, no superan a las calculadas de forma analítica empleando la formulación de Brinch-Hansen cuando se modifican los parámetros de resistencia del suelo parcialmente saturados empleando Vanapalli y Fredlund, quedando para este caso de estudio, que con el empleo del MEF se obtienen valores de capacidad de carga última más conservadores que los alcanzados de forma analítica.

El método que mejor describe el comportamiento del suelo de la Formación Capdevila parcialmente saturado es el planteado por Vanapalli para la modificación de los parámetros de resistencia del suelo, donde toma en consideración dentro de su formulación las características del suelo mediante el empleo de la succión, el grado de saturación y el índice de plasticidad del suelo, y a diferencia de la formulación planteada por Fredlund que el valor de capacidad de carga aumenta a medida que la succión matricial del suelo aumenta de forma indefinida, para la formulación de Vanapalli este valor de capacidad de carga comienza a disminuir para un determinado valor de succión que está en función del tipo de suelo evidenciándose un reacomodo de las partículas cuando se produce una disminución en el grado de saturación.



5. Referencias

- Al-shamrani, M. A.; Ali, A.; Moghal, B. (2015).** Closed-form solutions for bearing capacity of footing on anisotropic cohesive soils. *Revista Ingeniería de Construcción*, V. 30(2), 109–125. <http://ricuc.cl/index.php/ric/article/view/574/pdf>.
- Camacho, J.; Reyes, O. (2005).** Aplicación del modelo cam-clay modificado en arcillas reconstituidas del la sabana de Bogotá. *Revista Ingeniería de Construcción*, V. 20(1), 47–58. <http://ricuc.cl/index.php/ric/article/view/CAMACHO/pdf>.
- Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993).** *Soil Mechanics for Unsaturated Soils* (I. JOHN WILEY & SONS, ed.). University of Saskatchewan: A Wiley-Interscience.
- Gonzalez-Cueto, A. V.; González, E.; Quevedo Sotolongo, G. (2013).** Asentamientos, Aplicación de Métodos Analíticos y Numéricos en el cálculo de The, de cimentaciones superficiales en suelos friccionales. 10mo Simposio Internacional de Estructuras, Geotecnia y Materiales de Construcción. Cayo Santamaría, Villa Clara, Cuba. ISBN: 978-959-250-929-0.
- Haramboure, Y. (2014).** Influencia de la directriz de un cimientto lanimar de revolución en el estado tenso-deformacional del suelo. Caso de estudio: Depósitos elvados tipo Guira. Instituto Superior Politécnico “José Antonio Echeverría”. Tesis de Doctorado. <http://tesis.cujae.edu.cu:8080/xmlui/handle/123456789/6315>.
- Mendoza, C.; Ruge, J. C.; & Caicedo, B. (2018).** The geological history analysis of the friction angle in transported soils and their importance in the bearing capacity of shallow foundations. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, 34(1). <https://doi.org/10.23967/j.rimni.2017.8.003>
- Mohamed, F. M. O.; Vanapalli, S. K.; Saaticioglu, M. (2011).** Bearing capacity and settlement behaviour of footings in an unsaturated sand. In 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Vol. October 2 (pp. 1–8).
- Román, D.; Chio, G. (2018).** Análisis de modelos de deslizamiento en bloque para predecir el comportamiento dinámico del fenómeno de remoción en masa: Modelo Uniparamétrico y Modelo Biparamétrico. *Boletín de Geología*, 40(2), 113–124. <https://doi.org/10.18273/revbol.v40n2-2018007>.
- Tristá, J.; Cobelo, W.; Quevedo, G. (2020).** Análisis del comportamiento tenso-deformacional de un suelo parcialmente saturado para un cimientto circular bajo carga axial. *Ingeniería y desarrollo: revista de la División de Ingeniería de la Universidad del Norte*, 38(1), 181–196. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.14482/inde.35.2.10169>.
- Tristá, J. G. (2015).** Estudio del comportamiento tenso-deformacional de suelos parcialmente saturados en Cuba. Universidad Central “Marta Abreu” de las Villas. Facultad de Construcciones. Tesis de Doctorado. <http://tesis.cujae.edu.cu:8080/xmlui/handle/123456789/5336>.
- Tristá, J. G.; Cobelo, W.; Quevedo, G. (2017).** Bearing capacity of footings in unsaturated soils employing analytic methods. *Ingeniería y Desarrollo. Universidad Del Norte*, 35(2), 417–430. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.14482/inde.35.2.10169>.
- Vanapalli, S. K.; Mohamed, F. M. O. (2007).** Bearing capacity of model footings in unsaturated soils. In Pringer-Verlag (Ed.), *In Experimental Unsaturated Soil Mechanics* (pp. 483–493). Berlin Heidelberg: Springer Proceedings in Physics.

