

2014

Trabajo de Diploma

Capacidad de carga en suelos parcialmente saturados. Modelación computarizada 3D.

UNIVERSIDAD CENTRAL "MARTA ABREU" DE LAS VILLAS. FACULTAD DE CONSTRUCCIONES. DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL.

Autor: Carlos Mario Domínguez González
Tutor: Dr. C. Gilberto Quevedo Sotolongo



*Quien solo conoce la teoría de
la Mecánica de Suelos y
carece de experiencia práctica
puede ser un peligro público.*

Karl von Terzaghi

A mis padres; el éxito es
de ustedes, yo solo
estuve ahí.

El autor quisiera demostrar su agradecimiento a:

AGRADECIMIENTOS

Su familia y amigos en general.

Dr. C. Ing. Gilberto Quevedo Sotolongo.

Tte. Cnel. Ing. Humberto López Báez.

Ernesto Antonio Ríos de Armas.

...y de manera muy especial a:

Celia Leonor Díaz Gómez

Nilda Perera Ibáñez

Dr. Mario Antonio Domínguez Montalván

Quienes estarían muy orgullosos de este esfuerzo.

Índice

Introducción.....	i
Problema, Hipótesis y Objetivo General.	ii
Novedad Científica, Justificación y uso de resultados.....	iii
Valor teórico, práctico o metodológico.....	iv
Capítulo I. Consideraciones teóricas sobre la mecánica de suelos parcialmente saturados. Estado del Arte	1
1.1. La Mecánica de suelos como rama de la Ingeniería Civil.....	1
1.2. Análisis teórico de la capacidad de carga	12
1.3. Análisis teórico de modelos de falla.....	20
1.4. Aspectos básicos de la modelación estructural.....	25
1.5. Conclusiones parciales.....	32
Capítulo II. Construcción y propuesta de un modelo 3D.....	33
2.1 Introducción.....	33
2.1.1. Selección de la herramienta computacional.....	33
2.1.2. Implementación en Abaqus en la modelación del problema.....	34
2.2. Modelación del Material.....	34
2.3. Modelación de las cargas.....	35
2.4. Modelación de la geometría.....	41
2.5. Otros aspectos a considerar.....	48
2.6. Conclusiones parciales.....	50
Capítulo III. Corrida del modelo. Análisis y discusión de resultados.....	51
3.1. Introducción.....	51
3.2. Suelos Cohesivos puros.....	52
3.3. Suelos C- ϕ	56
3.4. Análisis Comparativos.....	60
3.5. Diseño teórico y comparación con el M3D.....	64
3.6. Conclusiones parciales.....	67
Conclusiones Generales.....	68
Recomendaciones.....	69

RESUMEN

Investigaciones recientes en el campo de la Mecánica de Suelos coinciden en que las variaciones de humedad del suelo conducen a incrementos de la capacidad de carga en suelos parcialmente saturados. Debido a esto dichas investigaciones han estado encaminadas a la formulación de nuevas expresiones que permitan realizar diseños geotécnicos más racionales de acuerdo con estos incrementos.

En esta investigación se toma como base una de esas formulaciones basada en una modificación de los parámetros de resistencia al corte: cohesión y ángulo de fricción interna del suelo, y se trata de demostrar mediante un modelo tridimensional el efecto de la succión matricial en el comportamiento del suelo, haciendo uso de las técnicas de modelación estructural e implementando el método de los elementos finitos.

ABSTRACT

Recent investigations on the field of Soils Mechanic are agreed on the fact that the moisture variations lead to an enhancement of the bearing capacity of unsaturated soils. Due to this, those investigations had been on the way to develop new expressions to make better geotechnical designs considering this enhancement.

For this thesis is taken in account one of those new formulations based on a modification of the yield shear criterion main parameters: cohesion and internal friction angle. The author tries to prove, using a 3D model, the matrix sorption effect on the behavior of soils using structural layout techniques and the finite elements method.

Introducción.

El valor práctico de los resultados obtenidos mediante un modelo computacional y su parecido a las condiciones reales del problema que se intente resolver dependen en gran medida del acierto que se tenga en la selección y elaboración de dicho modelo, y del grado en que este represente fielmente los aspectos que definan el modelo en cuestión.

En las últimas décadas se han desarrollado nuevas líneas de investigación dirigidas a la elaboración de modelos que representen el comportamiento de los suelos no saturados y las estructuras que en ellos se apoyan, ya que las teorías de la Mecánica de Suelos Clásica no resuelve convincentemente la problemática que implica la existencia de nuevos estados tensionales ocasionados por las características propias de estos suelos, dígase la existencia de tres fases que interactúan entre sí (sólida, gaseosa y líquida), que **provoca una componente denominada tensión de succión cuya magnitud depende de la humedad del medio poroso (Alfaro 2008)** y que afecta los parámetros propios del suelo, como la capacidad de carga (Q_{br}) o la resistencia al corte. De esta forma deja de ser válido el uso de una única tensión efectiva para caracterizar el comportamiento mecánico del suelo. Entonces, según **Alfaro (2008)**, el uso continuado de las teorías clásicas pudiera conducir a diseños geotécnicos conservadores, poco racionales y que no se ajusten a las condiciones reales, ya que se estaría trabajando para una condición crítica, como lo es la saturación total de suelo, la cual no siempre estará presente.

Independientemente de la diversidad de aportes hechos en los últimos años por la comunidad científica dedicada al tema, se aprecia una coincidencia en que el fenómeno de no linealidad que presentan estos suelos en su comportamiento pueden ser explicados mediante el modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb que se utiliza para determinar las tensiones principales. Sin embargo no es, sino hasta los últimos tiempos, que se han desarrollado las herramientas matemáticas y tecnológicas (laboratorio o procesamiento digital de datos) que permitan la aplicación del concepto de elasto-plasticidad a problemas complejos como la formulación de nuevos modelos constitutivos para materiales tan heterogéneos como los suelos no saturados.

Teniendo esto en consideración será necesario, para lograr el mejor ajuste de los modelos de comportamiento a las propiedades del material, garantizar la selección de una herramienta computacional que logre la mayor aproximación a la realidad y que contenga dentro de sus módulos dicho modelo de Mohr-Coulomb. Además el programa deberá ser capaz de representar geométricamente y de forma eficiente el problema, para aminorar los costos computacionales que implica la solución de problemas con un alto número de grados de libertad, como es el caso de la modelación de un suelo.

En la actualidad existen en el mercado una gran variedad de programas destinados a la modelación de problemas ingenieriles complejos. Debido a esto es necesario definir una correcta estrategia de selección de la herramienta computacional, la cual debe estar basada en criterios de compatibilidad con otros programas de diseño e ingeniería asistidos por computadoras (CAD y CAE), tipos de módulos que se requieran y los métodos numéricos que se quieran implementar.

Para el caso de la modelación de materiales con características anisotrópicas como los suelos es conveniente la utilización del Método de los Elementos Finitos (MEF), como herramienta numérica, ya que la discretización de todos los elementos geométricos, que el MEF propone, permite evaluar con un gran nivel de detalle los resultados obtenidos.

Internacionalmente se ha profundizado más en el tema de los suelos parcialmente saturados, destacándose como potencias en el mismo, Canadá, México, Colombia y España, dentro de los cuales se destacan autores como: Dr. Delwyn Fredlund, Canadá; Dr. Sai Vanapalli, Canadá; Dr. Antonio Gens, España; Dr. Antonio Lloret Moranco, España; Msc. José A. Zepeda Garrido, México; Dr. Eduardo Rojas González, México; Dr. Jaime Horta Rangel, México; Msc. Victoria Elena Meza Ochoa, Colombia; Dr. Miguel Ángel Alfaro Soto, Brasil.

La Mecánica de Suelos parcialmente saturados en Cuba ha sido un tema poco tratado, existiendo escasa bibliografía generada por autores cubanos, en relación con los problemas presentados por el país, autores como: Monzón (1976); Ribas Hermelo (1981); Ábalo y Moya (1982); Romero Parra (1987); Lima y Marrero (1995); Delgado Martínez (1999); Salvador, Pina y Domínguez (2000); Alfonso y Rivero (2000); Ábalo y Oropeza (1978); Quevedo, Lima y Maury (1982); Quevedo y Lima (1988); Domingo (2003). Destacando que la bibliografía no es abundante en el plano.

Problema: ¿Cómo generar un modelo computacional 3D de un suelo parcialmente saturado, que permita evaluar el comportamiento de la capacidad de carga de dicho suelo ante las variaciones de la humedad en el medio poroso, para el caso de una cimentación superficial en las condiciones cubanas?

Hipótesis: Mediante la constitución de un modelo computacional en 3D que represente fielmente las características reales de un suelo parcialmente saturado, se podrá analizar con mayor facilidad y exactitud el comportamiento de la capacidad de carga de dicho suelo ante las variaciones de la humedad para el caso de una cimentación superficial.

Objetivo General

Construir un modelo computacional en 3D de una cimentación superficial que permita un análisis de la capacidad de carga de la base de cimentación en suelos parcialmente saturados, mediante la aplicación del Método de los Elementos Finitos (MEF) y considerando los modelos teóricos existentes en la actualidad.

Objetivos Específicos

1. Analizar el estado actual del conocimiento del tema objeto de estudio para determinar las tendencias investigativas actuales
2. Seleccionar la herramienta computacional a utilizar.
3. Construir y calibrar el modelo tridimensional.
4. Comparar los resultados obtenidos mediante el modelo 3D con los resultados producto de modelos analíticos.
5. Verificar la aplicabilidad del modelo para diseños de cimentaciones superficiales en Cuba.

Tareas científicas:

1. Seleccionar y consultar bibliografía científica que permita realizar un compendio de las principales teorías sobre el comportamiento de los suelos saturados y parcialmente saturados, así como su modelación.
2. Definir los criterios de selección de la herramienta computacional a utilizar, basándose en la compatibilidad con el alcance de la investigación.
3. Definir los parámetros fundamentales de modelación en cuanto a:
 - ▶ Material
 - ▶ Geometría
 - ▶ Condiciones de carga
 - ▶ Vínculos con el medio o condiciones de frontera
4. Ejecutar el programa y validar el modelo mediante contraste de resultados.

Novedad científica: En Cuba existen pocas aplicaciones de las teorías de suelos no saturados, debido a la relativa novedad del tema y a la complejidad de sus fundamentos numéricos, por tanto, el desarrollo de un modelo computacional fiable hará posible la validación de las teorías actuales sobre suelos no saturados y permitirá una mayor comprensión de las mismas. Además hará más confiables y racionales los diseños geotécnicos y estructurales de cimientos superficiales.

Justificación y uso de los resultados: La introducción de nuevos estados tensionales para el cálculo de las tensiones principales en cualquier material, complejiza los fundamentos físicos y matemáticos que permiten su explicación. Debido al alto número de grados de libertad de un sistema estructural como el suelo-cimiento, las soluciones deben encontrarse mediante sistemas de ecuaciones diferenciales resueltas mediante matrices considerablemente complejas. De ahí a que se necesite y por tanto se justifique la utilización de una herramienta computacional lo suficientemente poderosa como para implementar el MEF, método numérico desarrollado a mediados del siglo pasado precisamente para calcular la rigidez y deformación de estructuras complejas.

Mediante la construcción de una malla de discretización (tanto en 2D como en 3D) se puede obtener todo tipo de resultados para cada uno de los elementos, lo cual implica que según sea la medida de la discretización (menor o mayor tamaño del elemento finito) será el grado de aproximación al resultado esperado. Por tanto se pretende lograr una malla más compleja hacia las zonas de interés (zonas que habrá que determinar) que permita un análisis detallado de los resultados.

Para el caso de esta investigación, en la cual se pretende verificar el comportamiento de la base de cimentación de un cimiento superficial aislado, ante una carga axial centrada, se pudiera obtener como resultado las zonas más propensas a la falla por cortante (líneas de falla) así como los ángulos con los que estas se desarrollan y de igual manera comprobar el hecho de la variación de la capacidad de carga producto de la succión matricial con respecto a la capacidad de carga obtenida para métodos clásicos.

Valor teórico, práctico o metodológico de la investigación: El ingeniero civil promedio diseña cimientos superficiales siguiendo una normativa que no contempla exactamente una diferenciación entre suelos saturados o no saturados, y que sigue las consideraciones de la Mecánica de Suelos Clásica. Esto se debe principalmente al atraso que se observa en las investigaciones acerca del tema y del hecho de que los programas académicos de pregrado no contienen el estudio de los suelos parcialmente saturados.

Por tanto esta investigación es un intento de hacer un nuevo aporte a los estudios sobre los suelos parcialmente saturados y de cierta forma hacer una introducción a la aplicación de la computación en la solución de problemas ingenieriles de este tipo. Durante la formación del ingeniero civil cubano, la preparación respecto a la modelación computacional y análisis de los resultados es prácticamente autodidacta, ya sea por limitaciones tecnológicas o por las características propias del plan de estudios, de esta forma, la investigación pretende abrir paso a la confección de un manual para la correcta modelación de estructuras vinculadas al suelo, que llegue a los estudiantes de pregrado de forma tal de que este introduzca la materia en su preparación como profesional.

Estructura del trabajo de Diploma

Capítulo 1

Elaboración y redacción del Marco Teórico basado en el estado del arte actual. Se considerarán las teorías principales de la Mecánica de Suelos, tanto para saturados como para parcialmente saturados.

Capítulo 2

Concepción y construcción del Modelo, basándose en los criterios básicos de la modelación estructural. Selección del programa fundamentándose en criterios de compatibilidad, y procesamiento de datos.

Capítulo 3

Definición del análisis de variables, ejecución del programa. Análisis y conceptualización de los resultados

CAPÍTULO 1. Consideraciones teóricas sobre la mecánica de suelos parcialmente saturados. Estado del Arte.

1.1. La Mecánica de Suelos como rama de la Ingeniería Civil

La primera teoría sobre empuje de suelos fue presentada por el francés Bullet en 1691 y a ella contribuyeron otros franceses como Coulomb (1776), Rondelet (1802), Navier (1839), Poncelet (1840) y Collin (1846).

En sus publicaciones de 1776, Coulomb relaciona la resistencia al corte con la cohesión y fricción del suelo. Décadas más tarde, el escocés William Rankine también realizó sus propios aportes a la teoría del empuje de suelos.

Para la segunda mitad del siglo XIX, se publicarían las leyes de Stokes (Inglaterra, 1851) y de Darcy (Francia, 1856), relacionadas con la permeabilidad del suelo y la velocidad de caída de partículas sólidas en los fluidos.

Sin embargo como es referido por Skempton (1960), incluso el trabajo de los grandes pioneros de la mecánica de suelos, tuvo una validez limitada debido a la ausencia del principio unificador de las tensiones efectivas, el cual fue desarrollado posteriormente. **(Simons and Menzies, 2001)**

El surgimiento de la Mecánica de Suelos como rama específica de la Mecánica, fue determinado por la publicación de “***Erdbaumechanik***” (1925) a cargo del ingeniero checoslovaco Karl von Terzaghi. A partir de este momento, el considerado padre de la Mecánica de Suelos, siguió profundizando en la materia hasta la publicación de “***Soil Mechanics in Engineering Practice***” escrito en colaboración con Ralph B. Peck. **(Alva Hurtado, 2013).**

Entonces según **Terzaghi (1943)**; *La Mecánica de Suelos es la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o la descomposición química de las rocas, independientemente de que tengan o no materia orgánica.*

1.1.1. Estados del Suelo

Para este epígrafe el término de estados del suelo se refiere a la composición de los estratos. Los suelos saturados en los que los espacios inter-partículas están llenos de agua de forma total y continua, junto a los suelos secos cuyos poros están llenos de aire, son sistemas de dos fases. Un suelo se encuentra en un estado parcialmente saturado cuando se da la existencia de tres fases: sólida, líquida y gaseosa.

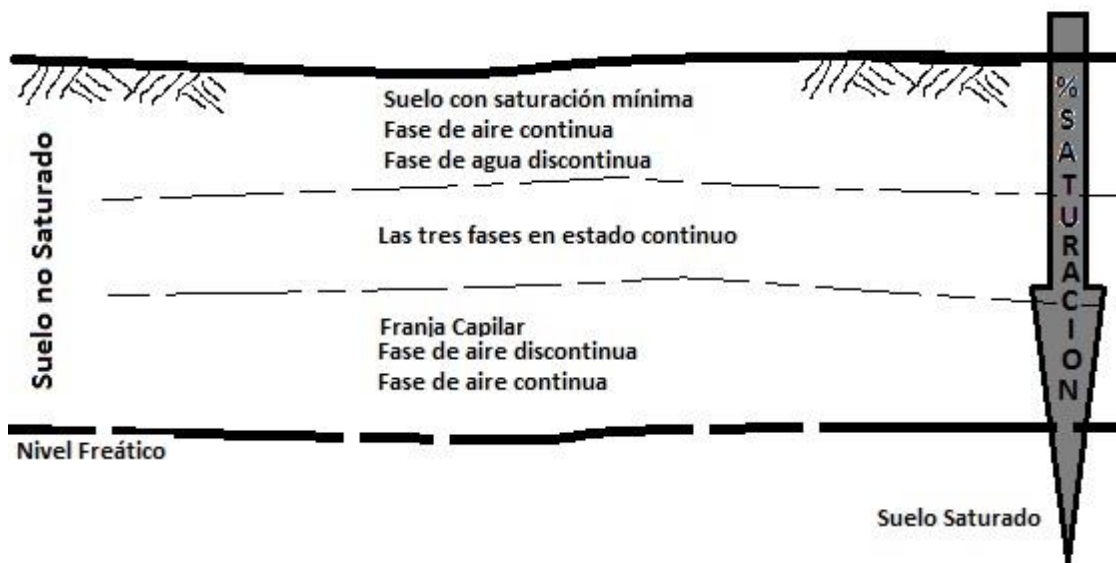


Figura 1.1. Configuración de los suelos dependiendo de las fases.

Un acuífero es aquel estrato o formación geológica permeable que permite la circulación y almacenamiento, constituyendo una cuenca subterránea de agua. Si se define al nivel freático (NF) como la profundidad desde la superficie hasta el acuífero se puede convenir que un suelo se considera saturado cuando está por debajo de este y puede encontrarse en estado seco o parcialmente saturado por encima del mismo.

En los suelos saturados *de acuerdo con las leyes de la Hidráulica (...), el agua en los poros se encuentra a una presión positiva, o sea, ejerce una fuerza positiva de igual magnitud y en todas las direcciones, conociéndose como presión de poros debida al agua (u_w)*. (Quevedo Sotolongo and Bernal Cordero, 2013).

El grado de saturación del suelo por encima del NF, definirá si se puede asumir un suelo seco o parcialmente saturado.

La zona más cercana al NF se conoce como franja capilar. En ella la mayor parte de los poros estarán llenos de agua de forma continua, mientras existen algunas burbujas de aire, las cuales no afectan el comportamiento del estrato. A diferencia del suelo saturado, en esta franja se encuentra el agua en una presión negativa (de tracción y en sentido contrario a la presión atmosférica) apareciendo un nuevo estado tensional dado por el fenómeno de capilaridad y denominado tensión de succión.

La franja más cercana a la superficie es la de suelo seco en la que se considera un grado de saturación ($S=0\%$).

1.1.2. Mecánica de Suelos Saturados

“La presión en cualquier punto de una sección de una masa de suelo puede calcularse a partir de las tensiones principales σ_1 , σ_2 , σ_3 , que actúan en este punto. Si los vacíos del suelo están llenos de agua con una presión μ , la presión principal total se compone de dos partes. Una parte μ , actúa en sobre el agua y el sólido en todas las direcciones con igual intensidad. Es llamada presión neutra (o presión de poro de agua) (...) un cambio en la presión neutra prácticamente no produce cambios en el volumen y casi no tiene influencias en las condiciones de falla.(...)Todos los efectos notables de un cambio de presión, como la compresión, distorsión y cambios en la resistencia al corte, están exclusivamente ligadas a cambios en las tensiones efectivas σ_1 , σ_2 y σ_3 .” **(Terzaghi, 1936). (Simons and Menzies, 2001).**

A partir de **(Terzaghi, 1936)**, y posteriormente **(Jennings and Burland, 1962)** y **(Bishop and Blight, 1963)** se consideró que las tensiones efectivas influyen en los parámetros mecánicos de un suelo, y estas, a su vez, están determinadas por las tensiones por carga impuesta y las tensiones intersticiales o neutras:

$$\sigma' = \sigma - \mu \tag{1.1}$$

Donde:

u : presión neutra o presión en el fluido intersticial

σ : tensión total proveniente de la fuerza o sistema de fuerzas externas aplicadas

σ' : la tensión efectiva de las fuerzas inter- granulares.

Además, Bishop (1960) utilizaba la expresión de Coulomb para la resistencia al corte y la definía como:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (1.2)$$

Esta expresión es generalmente conocida como el principio de falla de Mohr-Coulomb. El valor de los parámetros de resistencia es obtenido generalmente mediante ensayos de laboratorio sencillas como el ensayo de corte directo y la prueba triaxial. **(Das, 2007).**

1.1.3. Mecánica de Suelos no Saturados

Orígenes de los suelos parcialmente saturados.

Según su origen, los suelos parcialmente saturados (SPS) pueden clasificarse como naturales o artificiales.

Naturales pueden considerarse aquellos de origen sedimentario (aluviales, eólicos, etc.) o bien los lateríticos y saprolíticos originados debido a las condiciones ambientales en las que ocurre la descomposición de la roca matriz.

Gran parte de los suelos sedimentarios se han depositado en ambientes acuosos, quedando inicialmente saturados y posteriormente desecados debido a las circunstancias ambientales. (Barrera Bucio and Garnica Anguas, 2002).

Los suelos artificiales son aquellos utilizados en obras de tierra, como presas y terraplenes, los cuales por su naturaleza, no son saturados y según algunas características es razonable aceptar ciertas similitudes de comportamiento entre los suelos compactados y los suelos naturales desecados. **(Simons and Menzies, 2001)**

Estructura del suelo.

El término estructura se refiere a la orientación y distribución de las partículas sólidas en suelo.

Según **(LLoret and Alonso, 1980)** la estructura de un suelo parcialmente saturado define su comportamiento, y debido a esto, suelos originados por diferentes procesos, presentan diferentes comportamientos. **(Quevedo Sotolongo and Bernal Cordero, 2013)** proponen tres tipos de suelos parcialmente saturados de acuerdo a su estructura (**figura 1.2**):

a) Fase de agua continua y fase de aire discontinua

Se da en suelos con un alto grado de saturación o en estratos de suelos ubicados en una zona de transición de fases. Generalmente está presente justo por encima del nivel freático.

b) Fases de aire y agua continuas

Se da en estratos ubicados en una zona de transición o en rellenos compactados limo- arcillosos. (Suelos con más del 35% pasado por el tamiz no.200, según la AASHTO)

c) Fase de agua discontinua y fase de aire continua

Suelos con un bajo porcentaje de saturación, dígase estratos cercanos a la superficie o rellenos granulares compactados (suelos con menos del 35% pasado por el tamiz no.200, según la AASHTO)

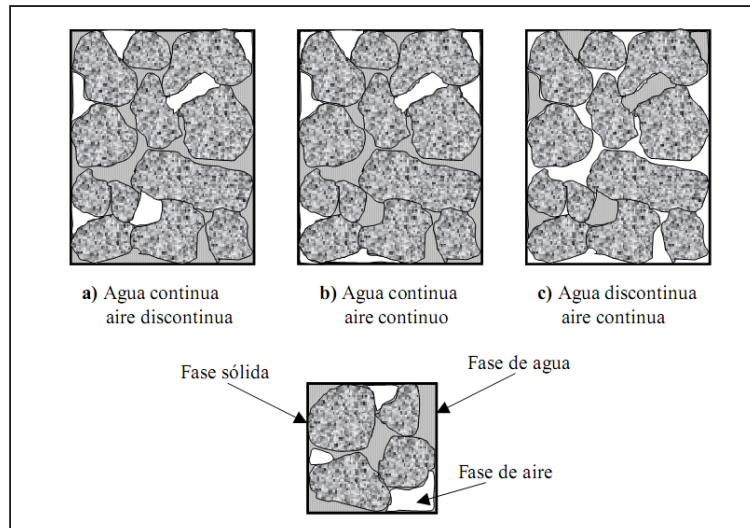


Figura 1.2. Estructura de los suelos parcialmente saturados. Tomado de (Quevedo Sotolongo and Bernal Cordero, 2013)

(Fredlund and Morgenstern, 1977), proponen una estructura de cuatro fases, añadiendo una fase que en realidad es la interfase aire-agua a la que ellos denominan “membrana contráctil”. Justifican este planteamiento diciendo que la “cuarta fase” tiene propiedades propias y distintas a las otras tres. Analizando los esfuerzos, sus resultados indican que la fase sólida y la membrana contráctil se equilibran bajo las presiones aplicadas y las otras dos fases (agua libre y aire) fluyen ante las presiones aplicadas.

Teniendo en cuenta las relaciones peso-volumen, se considera al suelo un sistema trifásico, despreciándose el volumen de la membrana contráctil e incluyendo su peso en el del agua. Este convenio será el aceptado en esta investigación.

La succión como fenómeno que afecta el comportamiento de los suelos.

Según(Aitchison, 1961)la succión puede ser expresada en términos de energía como la cantidad de energía libre de un volumen unitario de agua existente en el suelo, con referencia a ese mismo volumen de agua pura en estado libre, a la misma cota y temperatura.

Esta energía “sobrante” genera alteraciones en el comportamiento del suelo según investigaciones de (Santos and Vilar, 2004, Reis and Vilar, 2004) teniendo una incidencia directa en los parámetros mecánicos. De esta forma, la succión significa la introducción de un nuevo estado tensional a la hora de expresar numéricamente las tensiones efectivas. Este hecho sugiere que la Mecánica de Suelos Clásica no es la más ideal para la modelación de los SPS.

La succión en los SPS está compuesta por la succión matricial (S_m) la succión osmótica (S_{osm}) y la suma de ambas componentes se denomina succión total (S_t). (Alfaro Soto, 2008).

Succión matricial

En el menisco capilar se desarrollan tensiones que junto a la adsorción del agua debido a fuerzas inter-partículas, provocan los efectos matriciales de succión.

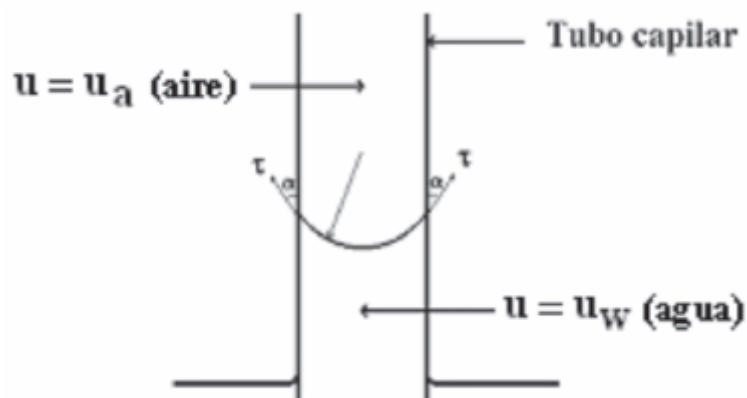


Figura 1.4. Modelo de Buckingham (1907) tomado de Alfaro Soto 2008)

Si se consideran los radios de curvatura de los capilares que contienen al agua y al aire como idénticos (como un tubo de ensayos), a través del equilibrio de fuerzas

se puede asumir el cumplimiento de la Ley de Laplace y por tanto que la presión de poros de aire es igual y contraria a la de agua.

La Ley de Laplace relaciona el cambio de presiones en la superficie que separa dos fluidos. De forma simplificada se puede expresar como:

$$\Delta P = \mu(a) - \mu(w) = \frac{2\sigma(\text{sup})}{R} \quad (1.3)$$

Donde:

ΔP : Variación de presión

$\mu(a)$ y $\mu(w)$: presión de poros de aire y agua respectivamente

$\sigma(\text{sup})$: Tensión superficial

R: Radio del capilar simplificado.

Cuando en $(\mu(a) - \mu(w))$ la presión del aire corresponde a la atmosférica, la presión existente en las moléculas de agua es proporcional a la tensión superficial y al radio del capilar. **(Alfaro Soto, 2008).**

La tensión superficial es la fuerza que actúa por unidad de longitud (N/m) y tangencialmente en el borde de una superficie libre de un líquido en equilibrio tendiendo a deformar dicha superficie, de forma convexa o cóncava según la densidad del líquido. Para el caso del agua la tensión superficial es de $72,75 \cdot 10^{-3}$ N/m **(Libardi, 1995)** y la superficie se torna cóncava.

Succión osmótica.

La succión osmótica es el único estado de succión que se aprecia en suelos saturados, mientras en SNS aparece junto a la matricial complementando su efecto.

Este fenómeno se explica dada una diferencia de presión a ambos lados de una membrana semipermeable (paredes del capilar) al ocurrir el proceso de ósmosis, en el que moléculas de agua libre pasan de una zona de mayor concentración de solutos a una de menor concentración, siguiendo los principios de la entropía desarrollados por Rudolf Clausius a partir de 1850.

Según Fredlund y Rahardjo, 1993, la importancia de la presión osmótica parece estar más relacionadas con los suelos expansivos **(Alfaro Soto, 2008)**. El valor de la succión total es prácticamente el de la succión matricial por lo que la presión osmótica suele despreciarse.

Succión vs. Humedad del medio poroso

Como se ha dicho hasta ahora, la succión pudiera ser responsable de las alteraciones en el comportamiento de los SPS, y la humedad en el medio poroso es uno de los factores que condiciona el valor de succión de estos suelos.

La herramienta para explicar la relación entre la succión y la humedad es la Curva Característica de Succión en el Suelo (SWCC, en sus siglas en inglés), también llamada curva de retención de agua. Según **(Fredlund et al., 1994)** mide la variación de la succión a medida que varía la capacidad de retención de agua en los micro y macro poros.

Una de las aplicaciones más importantes de esta herramienta es la determinación de propiedades de los SPS, que tengan un comportamiento no lineal como es el caso de la función de resistencia al corte. **(Pérez García, 2008)**. El uso de las SWCC se justifica ante la dificultad objetiva que representan los altos costos y complejidad tecnológica de los ensayos de laboratorio, aunado este hecho al largo tiempo que pueden tomar dichas investigaciones.

Las SWCC, están conformadas por tres zonas de fácil identificación, determinadas por dos puntos característicos. El punto que representa el *valor de entrada de aire*, dado para el valor a partir del cual comienza la succión matricial dada una entrada de aire a los macro poros del suelo, y el punto que representa el *grado de saturación residual* a partir del cual la fase líquida deja de ser continua para dejar poros llenos principalmente de aire.

- Zona Capilar

En esta zona el suelo se mantiene en un estado saturado y termina cuando se alcanza el valor de entrada de aire.

- Zona de desaturación

El agua es desplazada por el aire que es succionado, y producto de este fenómeno la fuerza con la que el agua se adhiere a las partículas sólidas se incrementa mientras el suelo pierde agua.

- Zona de saturación residual

El agua está adsorbida en las partículas y los valores de succión son muy altos aunque no se observan grandes variaciones en el contenido de agua.

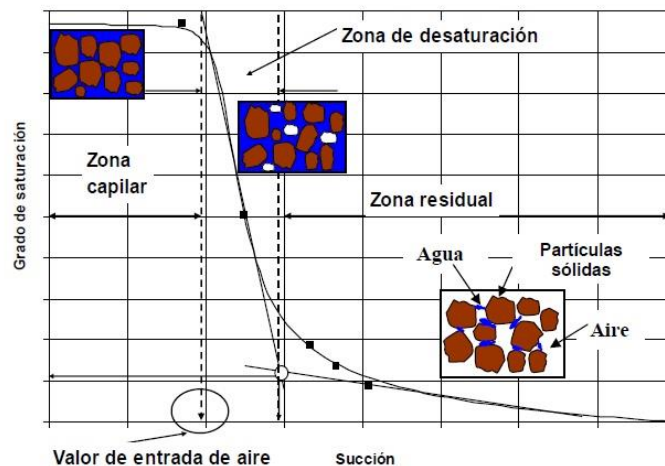


Figura 1.5. Zonas de la SWCC.(Pérez García, 2008)

Es de esperar que el tipo de suelo sea uno de los factores que influyan en las características de la curva. La figura 1.6. ilustra que para suelos más plásticos la capacidad de retención de agua es mayor (**Pérez García, 2008**), lo cual resulta bastante obvio si se analiza la granulometría de estos suelos. Los suelos de menor plasticidad presentan una curva más plana si la escala usada es aritmética. Los suelos que se muestran en la figura 1.6, han sido clasificados según el Sistema Unificado (SUCS) de Casagrande.

El grado de compactación y la técnica que se utilice pudiera influir en la capacidad de retención de agua, tal y como lo muestra la figura 1.7. A medida que la energía de compactación aumenta, se encontrará un menor número de vacíos.

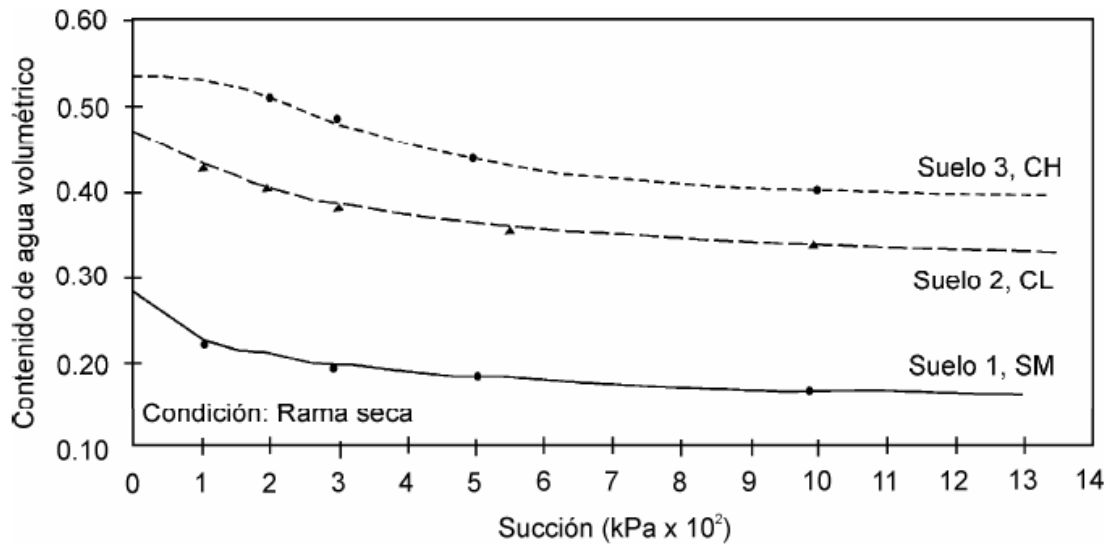


Figura 1.6. SWCC para distintos niveles de plasticidad. (Miller, et al, 2002)
Tomado de (Pérez García, 2008).

Vanapalli (1994) y, Ng y Peng (2000) son de los pocos que han mostrado algún resultado en cuanto a la influencia del estado de esfuerzos, factor que no se ha estudiado aún lo suficiente. **(Pérez García, 2008)**. Sus estudios indican que una muestra que no ha sido sometida a ningún estado de carga previamente se desatura más rápido que otra que sí lo haya sido. Para un mismo valor de succión, la curva correspondiente a una muestra precargada mostrará un mayor valor de retención de agua.

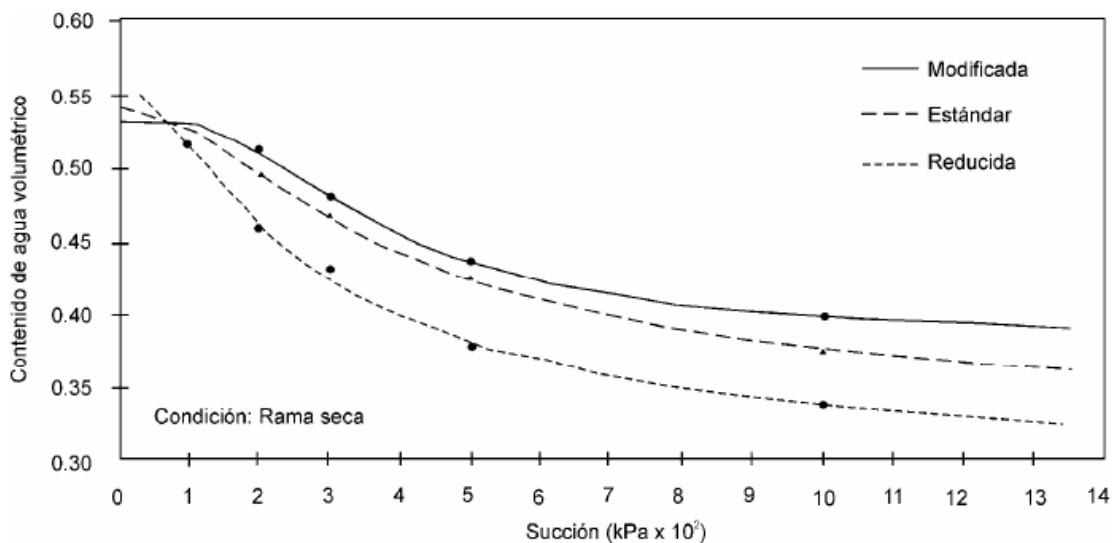


Figura 1.7. SWCC para distintas energías de compactación, suelo CH.

(Miller, et al, 2002) Tomado de (Pérez García, 2008).

1.2. Análisis teórico de la capacidad de carga como parámetro mecánico de los suelos.

La Norma Cubana NC XX: 2004 define la *base de cimentación* como la zona del suelo donde se encuentra apoyada la cimentación, en la cual se desarrolla tanto superficialmente como en profundidad, el bulbo de presiones y la superficie de falla de la cimentación, debido a las solicitaciones actuantes a nivel de solera. Y a la *capacidad de carga* como la capacidad del suelo de la base de soportar la acción de las cargas sin que se produzcan fallas generales por resistencia a cortante dentro de la masa de suelo. **((NC), 2004).**

El tema de la capacidad de carga ha sido ampliamente abordado tanto en Cuba como en el extranjero, tal es el caso de las investigaciones de (Quevedo 1987, 1989,1994; Simanca 1999; González 2000) y (Juárez Badillo 1970; Jiménez Salas 1981; Vanapalli, 2007) respectivamente.

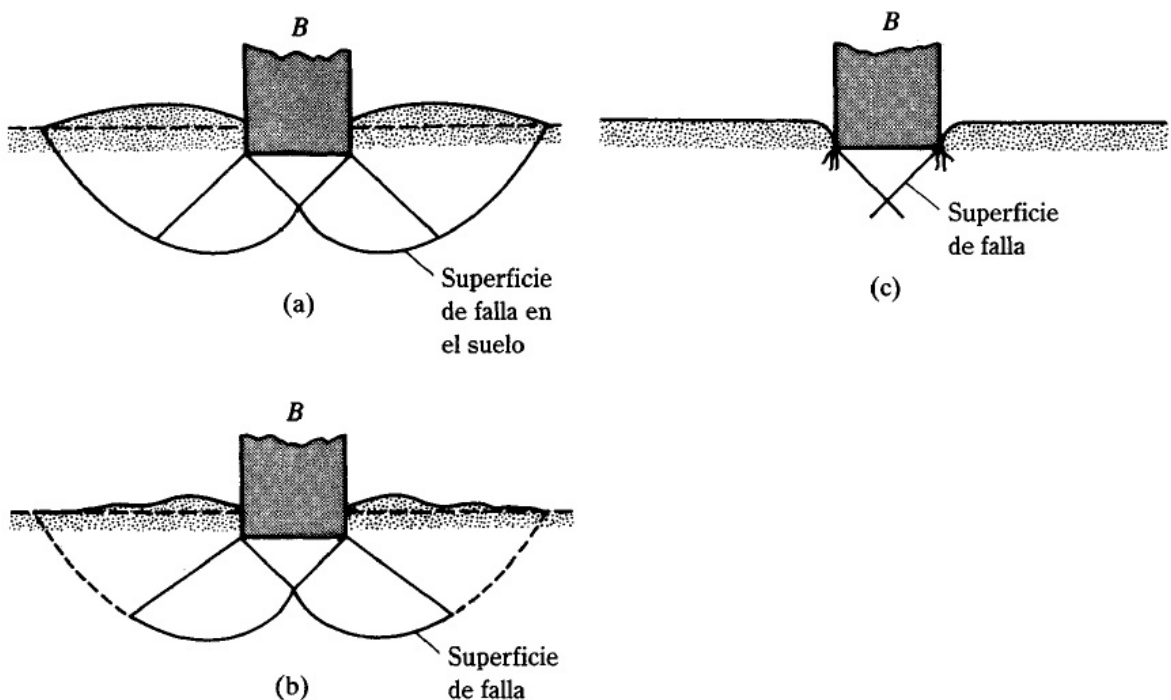


Figura 1.8. Naturaleza de la falla en el suelo por capacidad de carga, a) Falla general, b) Falla local de corte, c) Falla de corte por punzonamiento. (Dibujo de Vesic, 1973, tomado de (Das, 2007))

1.2.1. Capacidad de carga en suelos saturados. Enfoque clásico.

Teoría de Terzaghi

Karl von Terzaghi fue el primero en enunciar una expresión para la determinación de la capacidad de carga (1943), partiendo de las siguientes hipótesis:

- El ancho (B) del cimiento se considera mayor que la profundidad de cimentación (cimiento superficial) y su longitud es infinita.
- Se desprecia la resistencia al corte por encima del nivel de cimentación, suponiéndose el terreno por encima como una sobrecarga $q=\gamma d$ **(1.4)**, que actúa en un plano paralelo a la base.
- Se considera el más general de los casos de suelo; con cohesión y fricción.

La expresión para la capacidad de carga, según Terzaghi es:

$$q_{br}=CN_c+\gamma dN_q+0,5 \gamma BN_\gamma \textbf{(1.5)}$$

donde:

q_{br} : Máxima capacidad de carga, kN/m²

C: Cohesión efectiva, kPa

γ : Peso específico, kN/m³

d: Profundidad del cimiento, m

B: Ancho del cimiento, m

N_c , N_q , N_γ : Factores de capacidad debido a la cohesión (c), a la sobrecarga (q) y al peso del suelo (γ), y se obtienen en función del ángulo de fricción interna (ϕ).

Para suelos arenosos sueltos o arcillosos blandos, la falla ocurrirá antes, disminuyéndose la capacidad de carga en 1 ó 2 tercios. ($2 C / 3$; $2 \operatorname{tg}(\varphi) / 3$).

A partir de las consideraciones de Terzaghi, otros autores e instituciones prestigiosas (Brinch - Hansen 1961,1970; Sokoloski 1960; SNIP 1984; ANSI 1980; Eurocódigo 1997), han coincidido en la estructura de la expresión, observándose algunas variaciones en cuanto a los valores de los factores de capacidad (N_c , N_q , N_γ) a partir de considerar distintos modelos de falla. A continuación se profundiza sobre el tema, debido a su gran influencia en el cálculo de la capacidad de carga.

Los factores N_c , N_q , N_γ están en función del ángulo de fricción interna φ . Para el caso particular de N_γ , el intervalo de valores es muy amplio dependiendo de los autores, las condiciones de los suelos analizados, y de las regulaciones establecidas en cada país. En el caso de Cuba, la propuesta de la norma es la de asumir los criterios de Brinch-Hansen, donde N_γ se define como:

$$2 (N_q - 1) \tan \varphi^* \quad (1.6)$$

En la actualidad existen 3 tendencias para el análisis de N_γ . La tendencia clásica, representada por Brinch Hansen y Meyerhof, cuyos valores son los más bajos y conservadores de todos; otro grupo de valores propuestos por autores más jóvenes, y que en la mayoría de los casos se encuentran incluidos y respaldados por Normas y Códigos de reconocido prestigio internacional, cuyos valores recomendados de N_γ son superiores a los clásicos, y existe un tercer grupo de autores que recientemente se salen un poco fuera de la media de los valores de N_γ propuestos como posibles por los autores anteriores llegando a obtener cifras mayores considerablemente, y que no han sido admitidos por normativa alguna y quizás por el propio hecho de ser demasiado osados en sus cálculos. Todos estos autores, sin excepción, han obtenido un resultado común, y es el aumentar el valor de N_γ respecto a los valores clásicos. **(Quevedo Sotolongo and González, 2000)**

Con el objetivo de corregir la expresión y lograr una mayor aproximación a los datos experimentales se han planteado algunas correcciones sobre la base de considerar factores de influencia que Terzaghi no tuvo en cuenta.

Corrección debido a la excentricidad de la carga.

El caso de la carga excéntrica es el más universal y común de todos y se puede dar por varios factores desde los tecnológicos hasta los de funcionamiento estructural. Meyerhof propone considerar la carga centrada en un ancho menor al real considerando que una faja de cimiento de ancho $2e$ no contribuye a la capacidad de carga, (Quevedo Sotolongo and Bernal Cordero, 2013), recomendando sustituir B por $B' = B - 2e$ (1.7). Además considera todo el terreno por encima del nivel de cimentación.

$$q_{br} = C'N_c + p_0N_q + 1/2\gamma B N_\gamma \quad (1.8)$$

Donde:

p_0 : Esfuerzos normales.

Teniendo $p_0 \neq \gamma h$ y N_c , N_q , N_γ , un valor numérico diferente a los de la teoría de Terzaghi y no dependen únicamente del ángulo de fricción interna (ϕ), sino también de la profundidad, forma de la cimentación y aspereza de su base.

Solución de Brinch-Hansen

La solución dada por Brinch y Hansen (1970) tiene en cuenta la corrección de Meyerhof, e incluye otros factores de corrección como:

- Forma de la cimentación ($S_{(\gamma;c;q)}$). Para un caso real, las dimensiones del cimiento son finitas y conocidas.
- Profundidad de cimentación ($d_{(\gamma;c;q)}$). A mayor profundidad mayor capacidad resistente de la base.
- Inclinación de la carga ($i_{(\gamma;c;q)}$). La inclinación produce una alteración en la distribución de tensiones disminuyendo la capacidad de carga.
- Inclinación del terreno ($g_{(\gamma;c;q)}$). La capacidad de carga varía respecto al ángulo de inclinación del terreno.

Teniendo en cuenta la estructura de la expresión planteada por Terzaghi y las correcciones hechas por sus sucesores, la expresión general para la capacidad de carga en suelos saturados, queda definida como:

$$q_{br} = 0.5\gamma B' N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma + C' N_c S_{ci} c_i d_c g_c + q^* N_q S_{qi} q_i d_q g_q \quad (1.9)$$

1.2.2. Capacidad de carga en suelos no saturados.

Como ya se ha explicado antes, en el caso de los SPS, el estado tensional está definido por la diferencia de presión entre los poros de aire y los de agua, ya que al existir tres fases, se origina el efecto de succión que también modifica algunos parámetros mecánicos.

Con el transcurso del tiempo, varios autores como **(Fredlund and Morgenstern, 1977)** han utilizado 2 variables para determinar completamente el estado tensional en SPS, abandonando el concepto de tensión efectiva única.

Según **(Alfaro, 2008)**, el estado de un elemento del suelo puede ser representado gráficamente por un punto en un espacio tridimensional definido por un sistema de ejes coordenados que corresponden a los parámetros mecánicos.

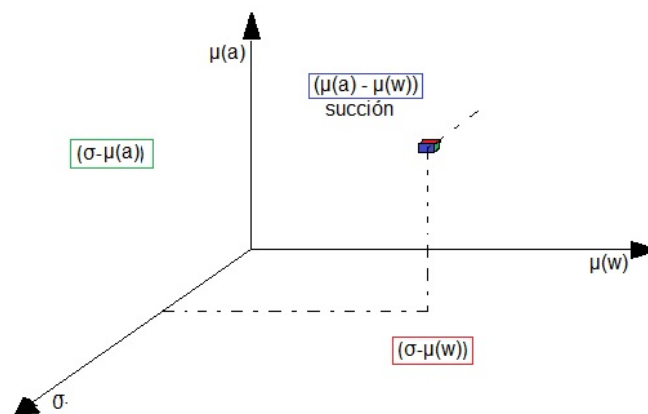


Figura 1.9. Representación gráfica de las combinaciones de estados del suelo parcialmente saturado.

Esto concuerda con el resumen de posibles variaciones del estado de tensiones que da Fredlund (1993):

Presión de referencia	Estado de Tensiones variables
Aire (u_a)	$(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$
Agua (u_w)	$(\sigma - u_w)$ y $(u_a - u_w)$
Total (σ)	$(\sigma - u_a)$ y $(\sigma - u_w)$

Tabla 1.1. Posibles combinaciones de variables para un estado tensional.
(Fredlund 1993) Tomado de (Quevedo Sotolongo and Bernal Cordero, 2013)

Expresiones para la obtención de la capacidad de carga

Las investigaciones hechas con respecto al tema de los SPS, algunas de las cuales han sido citadas con anterioridad, concluyen que la capacidad de carga y los asentamientos en estos suelos están influenciados por la succión, la sobrecarga y la dilatación.

*El marco para estimar la capacidad de carga es prometedor y puede ser extendido en la práctica de la ingeniería geotécnica para el diseño de bases usando la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados.***(Quevedo Sotolongo and Bernal Cordero, 2013).**

A continuación se relacionan algunas de las propuestas más aceptadas para la estimación de la capacidad de carga.

(Verástegui, 2001) afirma que la capacidad de carga última para SPS se puede obtener mediante el Enfoque de Tensión Efectiva (ESA, en inglés) y las correcciones de Meyerhof y Brinch-Hansen (ecuación 1.5). Considerando un valor distinto de cohesión (C) dado por:

$$C = C' + (\mu_a - \mu_w) \tan \phi \quad (1.10)$$

En el 2007, mediante ensayos de laboratorio, Vanapalli y Mohamed proponen una expresión semi-empírica, modificando la propuesta inicial de Terzaghi en suelos predominantemente friccionales y considerando la succión matricial. **(Vanapalli and Mohamed, 2007)**. Además analizan el enfoque del esfuerzo total desarrollado

por **(Skempton, 1948)** readaptándolo para el caso de los suelos cohesivos puros parcialmente saturados y teniendo en cuenta la succión matricial.

Para suelos friccionales (ϕ y $c-\phi$)

$$q_{br} = [c' + (u_a - u_w)_b (\tan \phi' - S^\Psi \tan \phi') + (u_a - u_w)_{AVR} S^\Psi \tan \phi'] N_c S_c d_c + \gamma d N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad (1.10)$$

Donde:

c' : Cohesión efectiva, en kPa

γ : Peso específico húmedo, kN/m³

d : Profundidad del cimiento, m

B : ancho del cimiento, m

$(u_a - u_w)_b$: Valor de la entrada de aire de la curva SWCC, kPa

$(u_a - u_w)_{AVR}$: Media del valor de entrada de aire, en kPa.

ϕ' : Ángulo de fricción efectiva

S : grado de saturación, %

Ψ : parámetro de ajuste B.C.

s_v, s_q, s_c : factores de forma

d_γ, d_c, d_q : factores de profundidad.

$$\Psi = 1.0 + 0.34 (I_p) - 0.0031 (I_p^2)$$

Donde:

I_p : índice de plasticidad

(1.11)

En Cuba los factores N_c , N_q , N_γ , se obtienen mediante el procedimiento explicado en la NC XX: 2004 que utiliza los factores propuestos por Brinch-Hansen. Además el ángulo de fricción interna (ϕ) se modifica según la influencia del ángulo de dilatación. **(Quevedo Sotolongo and Bernal Cordero, 2013)**

$$\phi'_m = (\phi' + \Psi d) \quad (1.12)$$

Donde:

ϕ'_m : Ángulo de fricción modificado en grados

ϕ' : Ángulo de fricción efectiva en grados

Ψd : Ángulo estimado de dilatación en grados

Para suelos cohesivos puros (ϕ)

Según el enfoque del esfuerzo total de **Skempton (1948)**, la propuesta de **Vanapalli (2007)** es la siguiente:

$$q_{ult(unsat)} = \left[\frac{q_u(unsat)}{2} \right] N_c (1 + S_c) \quad (1.13)$$

Donde:

$q_u(unsat)$: resistencia a compresión simple del suelo.

N_c : factor de capacidad de carga con respecto a la condición contante del contenido de agua.

S_c : factor de forma con respecto a la condición constante del contenido de agua.

Si se considera el factor $\left(\frac{qu(unsat)}{2}\right)$ como el valor de la resistencia a compresión de suelo bajo condición no saturada ($C_u(unsat)$) (1.14), y se tiene que este valor está definido por la succión matricial como indica (1.15):

$$C_u(unsat) = \left(\frac{qu(unsat)}{2}\right) \quad (1.14)$$

$$C_u(unsat) = C_u(sat) \cdot \left[1 + \frac{u_a - u_w}{P_a/100} \frac{S^v}{\mu} \right] \quad (1.15)$$

Entonces por una simple sustitución de ecuaciones se puede obtener la expresión final para la capacidad de carga en suelos cohesivos puros, que quedará definida como:

$$q_{ult(unsat)} = \left[C_u(sat) \cdot \left[1 + \frac{u_a - u_w}{P_a/100} \frac{S^v}{\mu} \right] \right] \cdot N_c (1 + S_c) \quad (1.16)$$

Donde:

C_u : resistencia a compresión bajo condición saturada o no saturada según se indique.

P_a : Presión atmosférica 101,3 kPa

S : Grado de saturación (%)

V, μ : Parámetros de ajuste.

$V=2$

$\mu = 9$ para $8,0 \leq I_p (8\%) \leq 15,5$

$\mu = 2.10880e^{0.0903(I_p)}$ Para $15,5 < I_p (\%) < 60,0$

Las expresiones obtenidas por Vanapalli, 2007, tienen grandes perspectivas de aplicación, debido a que resultan de fácil comprensión y son manejables desde el punto de vista analítico. De esta forma las ya ilustradas expresiones para la modificación de los valores de ϕ y de C , según la matriz de succión, serán aceptadas y utilizadas en esta investigación para introducirlas en la obtención de los parámetros mecánicos que conformarán el modelo computacional a construir.

1.3. Análisis teórico de posibles modelos de falla para geomateriales

En una gráfica Tensión vs. Deformación se puede observar como el suelo no presenta un comportamiento exactamente elástico, como tampoco lo tiene precisamente plástico. En cambio, se pueden apreciar 3 zonas elementales en dicha curva, la zona elástica que se da para valores tensionales muy bajos, la zona de linealidad, que se da para valores alejados de la falla y una zona de marcada no linealidad o elasto-plasticidad, en la que generalmente se puede observar la falla, de forma no simultánea y no abrupta. Para la zona de total plasticidad el material permanecerá deformándose aun cuando no se incremente la carga.

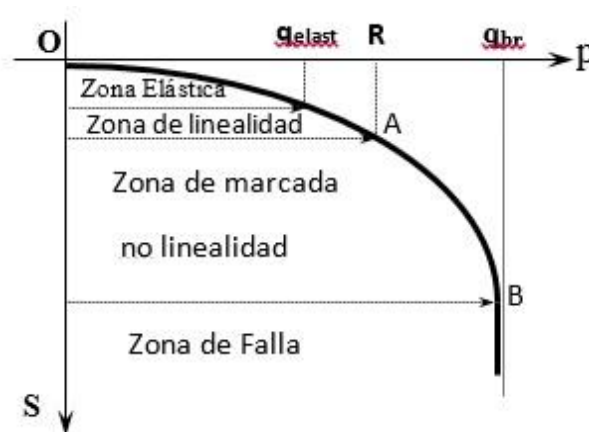


Figura 1.10. Gráfica Tensión vs. Deformación analizada

Modelo Lineal:

Las características fundamentales de los modelos lineales se pueden resumir en:

- Tienen una relación lineal entre los esfuerzos y las deformaciones.
- El estado de esfuerzos está muy lejos de los estados de falla.
- Se cumple el principio de superposición de efectos.
- Existe compatibilidad entre las deformaciones totales y las unitarias.

Este modelo se utiliza para estudiar el comportamiento de los suelos en problemas como:

- Determinación de las tensiones por cargas impuestas.
- Determinación de los asentamientos de las bases de las cimentaciones.
(La mayoría de los métodos prácticos parten de modelos lineales.)
- Determinación de los empujes de reposo de los suelos.

Modelo Plástico.

Las características fundamentales de los modelos plásticos se pueden resumir en:

- No existe relación lineal entre los esfuerzos y las deformaciones.
- El estado de esfuerzos es de inminente falla.
- No hay compatibilidad entre las deformaciones totales y las unitarias.

Este modelo se utiliza en la práctica para estudiar el comportamiento de los suelos en problemas como:

- Análisis de la estabilidad de taludes.
- Análisis de la capacidad de carga de las cimentaciones superficiales y profundas.
- Determinación de los empujes de tierra activo y pasivo.

(Quevedo Sotolongo, 2013)

En esta investigación se considera un modelo elasto-plástico, principalmente debido a que la falla en los suelos no se produce de forma abrupta, sino que es

un proceso de evolución continua que termina cuando se alcanza el valor máximo de capacidad de carga y por tanto la falla.

Para comprender mejor el funcionamiento de los modelos de falla a continuación se hace una revisión de algunos de los existentes.

Hasta la actualidad las teorías de falla pueden agruparse en dos grandes conjuntos según los criterios que se sigan al elaborarlas. Los criterios dinámicos, referidos a los esfuerzos que causan la falla y los cinemáticos, referidos a las deformaciones que se producen justo antes de la falla, estos últimos mucho menos utilizados.

En la redacción de este trabajo no se tendrán en cuenta los modelos de falla cinemáticos, como el de Saint Venant, y la atención se dirigirá a las teorías dinámicas.

Modelos de falla

Teoría del máximo esfuerzo normal de Rankine.

Rankine supone que el fallo o flujo plástico se producirá determinado por el mayor esfuerzo principal y no depende de los demás esfuerzos principales.

Los experimentos de Bridgman demuestran que la teoría es inadecuada ya que si los tres esfuerzos principales toman el mismo valor y actúan a la vez, el material soportará grandes tensiones sin que se produzca la falla.

Teorías del máximo esfuerzo cortante

1. Teoría de Guest

La falla estará determinada por el máximo esfuerzo cortante o la máxima diferencia entre los esfuerzos principales, dando como valor máximo una supuesta constante del material, lo cual significa la gran desventaja de esta teoría para el caso de los materiales frágiles como el suelo o el hormigón, ya que al estar conformado a base de aglomerados la resistencia al cortante dista de ser constante.

2. Teoría de Coulomb

Plantea que el valor máximo de esfuerzo cortante depende del esfuerzo normal actuante en el plano de falla y que existe una ley de variación lineal entre ambos tipos de esfuerzos.

3. Teoría de Mohr

Introduce el concepto de falla a través de una superficie particular en la que la relación entre el esfuerzo tangencial y el normal alcanzan un valor máximo. Dicho valor es el producto de la forma y distribución de las partículas en el sólido y de su ángulo de fricción interno. La variación entre ambos tipos de esfuerzo es fijada como una curva y representa satisfactoriamente los fenómenos ocurridos en materiales frágiles como el suelo. **(Juárez Badillo and Rico Rodríguez, 2005).**

Si se realizaran un número 'n' de pruebas para varias combinaciones de esfuerzos, se obtendría una envolvente curva, que corresponde a la línea de falla de Mohr, cuyo grado de curvatura permite verla como una ley de variación lineal. **(Peck et al., 1974)**

Modelo de Mohr-Coulomb

Defínase σ_1 , σ_2 , y σ_3 como los esfuerzos normales principales correspondientes a los tres planos ortogonales principales de un espacio euclidiano, y τ como el esfuerzo tangencial.

La teoría de Mohr es explicada gráficamente mediante la circunferencia que lleva su nombre, en la cual a cada par de σ y τ , corresponde un punto específico de dicha circunferencia de centro $((\sigma_1 + \sigma_3)/2; 0)$ y radio $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ que representa la combinación de los esfuerzos principales y mediante la cual se puede determinar la dirección de dichos esfuerzos, ya que conocidas las coordenadas del punto que representa la combinación $(\sigma; \tau)$ puede determinarse la inclinación de la superficie en la que se produce la falla definida por Mohr. **(Juárez Badillo and Rico Rodríguez, 2005, Peck et al., 1974, Parry, 2005)**

El concepto de superficie, envolvente o línea de falla es finalmente completado por el criterio de Coulomb de que la cohesión del suelo también forma parte de la ley de la envolvente, unida a la tensión normal y al ángulo de fricción, y de esta forma se llega a la expresión dada anteriormente como **(1.2)**:

$$S = c' + \sigma \tan \phi$$

Esta expresión se conoce como resistencia al corte, y cualquier punto de la circunferencia de Mohr tangente a esta línea, estará en un estado de falla.

A partir de aquí, se acepta el modelo de falla elasto-plástico de Mohr-Coulomb como el idóneo para representar el comportamiento de suelo ya que históricamente se ha demostrado que se ajusta a los problemas ingenieriles que se intentan resolver en la actualidad y de modo específico a los intereses de esta investigación, en la cual los valores de los parámetros C y ϕ , serán asumidos según las expresiones de Vanapalli, referidas en el epígrafe de capacidad de carga.

(Gens and Potts, 1988) destacan la existencia de modelos de estado crítico más modernos:

Drucker sugirió la existencia de una superficie de fluencia controlada por el cambio de volumen (cap surface), Roscoe postuló un esquema de comportamiento basado en el concepto de estado crítico y en la existencia de una superficie de estado límite y Calladine sugirió el marco de la Plasticidad rigidizable como base para una formulación consistente que integrara los distintos conceptos.

Los primeros modelos elasto-plásticos de Estado Crítico fueron la serie de formulaciones Cam-clay desarrolladas en la Universidad de Cambridge por Roscoe y sus colegas. Posteriormente, Roscoe y Burland propusieron el modelo Cam-clay modificado y su extensión a tres dimensiones. Las primeras implementaciones numéricas de estos modelos en programas de elementos finitos datan de los primeros años de la década de los 70.

Hasta este momento se han analizado los principios básicos que permitirían establecer un modelo para el análisis teórico de la capacidad de carga considerando la presencia de succión matricial. Sin embargo aún es importante conocer los métodos para establecer un modelo de análisis que permita una

correcta interpretación de la realidad del problema y que responda a los objetivos trazados para esta investigación.

1.4. Algunos aspectos básicos de modelación estructural

La modelación se puede definir como una herramienta para el manejo práctico o teórico de un sistema por medio del cual se estudia un problema, aplicando relaciones constitutivas, físico-matemáticas, a dicha situación.

Cuando se conoce el comportamiento del material, existen varias alternativas para resolver, mediante un modelo, la situación problemática y cada una constituye un método para hacerlo, ya sea “analítico”, “empírico” o “numérico” **(Quevedo Sotolongo and Ibañez, 2001)**

Lo cierto es que independientemente de la variante que se asuma, el modelo debe incluir una serie de invariantes imprescindibles para lograr la aproximación a la realidad. Estas invariantes son definidas por Meli, 1985 como:

Modelo geométrico

Es un esquema que representa las principales características de la estructura en cuanto a la geometría. Requiere representar la estructura por medio de un conjunto orgánico de componentes estructurales cuyo comportamiento pueda determinarse, dígame barras, placas, arcos, prismas, etc. Para el caso específico del suelo la geometría será un volumen hexaédrico de suelo en el que las fronteras laterales y de profundidad estarán definidas por la envergadura que presente la superficie de falla, de forma tal que con la geometría escogida no ocurra una redistribución de presiones alterando el estado tenso-deformacional.

Condiciones de continuidad en las fronteras

Un sistema estructural siempre estará vinculado al medio o a un sistema adyacente, por tanto debe tenerse en cuenta una idea de cómo funciona ese vínculo en términos de rigidez y desplazamiento. Para el suelo se supone que las fronteras estarán en un estado de rigidez infinita.

Modelo del material

Debe suponerse un modelo tenso-deformacional que represente eficazmente el comportamiento de material en cuanto a la distribución de las tensiones y aparición de la falla. El modelo que se tendrá en cuenta será el de Mohr-Coulomb dadas las razones explicadas en los epígrafes anteriores.

Modelo de acciones impuestas

Representa un estado específico del sistema ya que su variación más pequeña pudiera implicar cambios apreciables de comportamiento, por tanto es esencial su correcta representación.(Meli, 1985). Para esta investigación se pretende comenzar con el caso de la carga axial centrada.

La siguiente figura resume de forma práctica la manera de enfocar una situación real a través de la modelación, para alcanzar resultados óptimos.

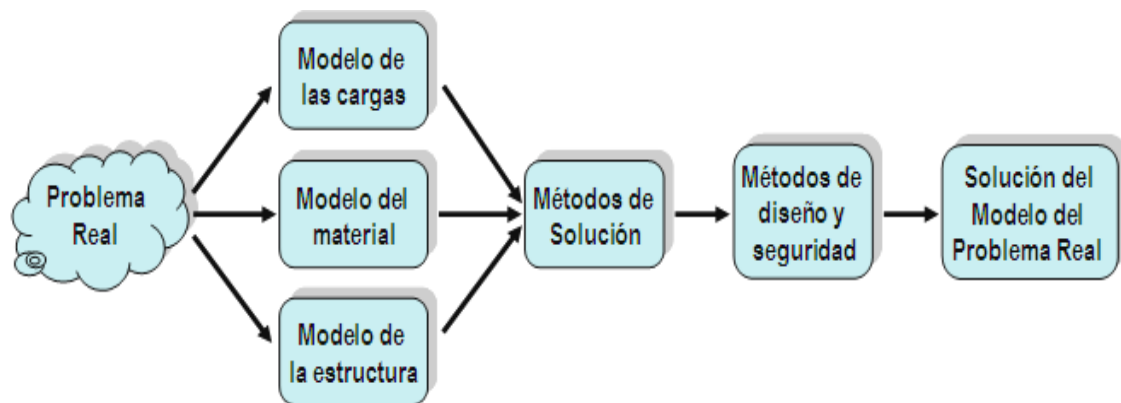


Figura 1.11. Secuencia lógica para abordar un problema de modelación.
Tomado de (Álvarez Gil and Hernández Fernández, 2007)

Modelación numérica.

La modelación numérica es utilizada cuando las condiciones del problema son demasiado complicadas de representar matemáticamente, y los métodos analíticos se hacen poco abordables. **(Quevedo Sotolongo and Ibañez, 2001)**. Esta dificultad ha hecho que se desarrolle una serie de programas computarizados que sean capaces de implementar métodos numéricos tales como el Método de las Diferencias Finitas (MDF) y el Método de los Elementos Finitos (MEF), entre ellos se destacan : ANSYS 10.0, SDRC/IDEAS, ABAQUS, COSMOS, SAP2000, STAAD etc. **(Chagoyén Méndez and Broche Lorenzo, 2005)**.

Método de los Elementos Finitos (MEF)

Las estructuras pueden clasificarse como discretas o continuas. Las primeras están formadas por un ensamblaje de elementos claramente identificables como pórticos, cerchas, etc. En estas estructuras, las deformaciones pueden definirse de manera exacta mediante un número finito de parámetros, como por ejemplo la deformación en los puntos de unión de los elementos y de esta forma establecer ecuaciones de equilibrio en las direcciones de dichas deformaciones. Por otro lado, en los sistemas continuos como el suelo, esto resulta imposible ya que no se puede, a priori, dividirlo en elementos finitos.

Hasta la llegada del MEF, los sistemas continuos se abordaban analíticamente siempre que fueran geometrías sencillas y aun así, para condiciones muy específicas. **(Celigüeta, 2011)**. Tal es el caso de la modelación de la interacción suelo-cimiento mediante el Modelo de Winkler, el cual representa un medio continuo mediante un número finito de parámetros. En este modelo el cimiento se considera apoyado sobre un conjunto de muelles con rigidez dada por el coeficiente de Balasto del suelo, el concepto de interacción suelo-estructura también es usado para modelar el aporte de la fricción en las cimentaciones pilotadas.

Como precursores del MEF debe citarse a Argyris y Kelsey (Stuttgart, 1955) y Turner, Clough, Martin y Top (Boeing, 1956)

Para adentrarse más en el contenido hay que destacar que una estructura discreta tiene su deformación definida por un número finito de parámetros que

componen un *vector de deformación*. Para medios continuos el número infinito de posibilidades define una función vectorial que tiene tres componentes escalares:

$$u = \begin{bmatrix} u(x, y, z) \\ v(x, y, z) \\ w(x, y, z) \end{bmatrix}$$

De forma general esta función u no puede conocerse ya que no se puede asegurar que existe una expresión analítica para su manejo y por tanto no puede calcularse. **(Celigüeta, 2011).**

Precisamente para resolver este inconveniente se introduce el criterio de *discretización* que define al método en última instancia. La forma en la que se concibe este concepto es la siguiente:

- El continuo se divide por medio de líneas o superficies imaginarias en una serie de regiones contiguas y disjuntas entre sí, de formas geométricas sencillas y normalizadas, llamadas elementos finitos.
- Los elementos finitos se unen entre sí en un número finito de puntos, llamados nodos.
- Los desplazamientos de los nodos son las incógnitas básicas del problema, y éstos determinan unívocamente la configuración deformada de la estructura. Sólo estos desplazamientos nodales se consideran independientes.
- El desplazamiento de un punto cualquiera, viene unívocamente determinado por los desplazamientos de los nodos del elemento al que pertenece el punto. Para ello se definen para cada elemento, unas funciones de interpolación que permiten calcular el valor de cualquier desplazamiento interior por interpolación de los desplazamientos nodales. Estas funciones de interpolación serán de tal naturaleza que se garantice la compatibilidad de deformaciones necesaria en los contornos de unión entre los elementos.
- Las funciones de interpolación y los desplazamientos nodales definen unívocamente el estado de deformaciones unitarias en el interior del elemento. Éstas, mediante las ecuaciones constitutivas del material

definen el estado de tensiones en el elemento y por supuesto en sus bordes.

Para cada elemento, existe un sistema de fuerzas concentradas en los nudos, que equilibran a las tensiones existentes en el contorno del elemento, y a las fuerzas exteriores sobre él actuantes. Los dos aspectos más importantes de esta hipótesis, sobre los que hay que hacer hincapié son:

- La función solución del problema u es aproximada de forma independiente en cada elemento. Para una estructura discretizada en varios elementos, pueden utilizarse funciones de interpolación distintas para cada uno de ellos, a juicio del analista, aunque deben cumplirse ciertas condiciones de compatibilidad en las fronteras entre los elementos.
- La función solución es aproximada dentro de cada elemento, apoyándose en un número finito (y pequeño) de parámetros, que son los valores de dicha función en los nodos que configuran el elemento y a veces sus derivadas. **(Celigüeta, 2011, Beltrán, 1999)**

Indudablemente, es la malla de discretización, un elemento básico dentro de la elaboración de un modelo y para su elaboración es necesario seguir ciertos criterios que definirán la exactitud de la aproximación, reduciendo los errores a marcos permisibles.

Si se define una superficie como Ω , para construir una malla se comienza por dividir el dominio de Ω en un número finito E de subdominios $\Omega_1; \Omega_2; \dots \Omega_E$ llamados elementos finitos que no se solapan y cubren todo el dominio de Ω .

Para evitar complicaciones innecesarias se asume que dicho dominio es poligonal y su frontera se compone de segmentos rectos **(Brenner and Scott, 1994)**, de forma tal que todo lado de la frontera es o parte de ella o un lado de otro elemento, haciendo imposible que una situación como la de la figura tenga lugar:

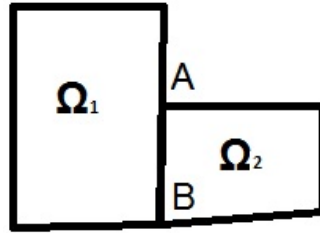


Figura 1.12. Discretización no aceptada en el dominio de Ω .

Como se aprecia, AB es un lado de Ω_2 pero no lo es para Ω_1 . (**Calderón and Gallo, 2011**).

Según **Ibañez, 2001**, la malla debe ser en sí, el fruto de un compromiso entre la capacidad de cálculo posible (número máximo de grados de libertad) y la precisión aceptable sobre los resultados numéricos. Además se recomienda:

- Lograr la mayor aproximación al problema mecánico en términos de geometría, condiciones de frontera y sistemas de cargas.
- Crear una malla lo suficientemente fina en las zonas más solicitadas, o sea donde se prevean la existencia de las mayores tensiones y/o deformaciones. Además también lo deben ser en zonas donde existan grandes cambios de curvatura.
- Definir elementos lo más parecidos a cuadrados, cubos o triángulos equiláteros para evitar la distorsión de los elementos y por tanto no introducir perturbaciones en los cálculos. (**Quevedo Sotolongo and Ibañez, 2001**)

Según la bibliografía consultada y para resumir se pueden destacar como grandes ventajas del MEF el hecho de facilitar el cálculo de sistemas continuos cuya complejidad propia hace inaplicables modelos analíticos tradicionales. En la mayoría de los casos, el riesgo de errores operativos se reduce a límites despreciables. La discretización permite observar el comportamiento del sistema en áreas muy específicas brindando la posibilidad de actuar sobre ellas de forma independiente (**Ainsworth and Oden, 2000.**). Por otro lado el MEF presenta una serie de limitaciones que de ninguna forma desmeritan su aplicación ya que, en muchas ocasiones, son despreciables ante la objetividad de los resultados obtenidos. Estas son:

- El MEF calcula soluciones numéricas concretas y adaptadas a unos datos particulares de entrada, no puede hacerse un análisis de sensibilidad sencillo que permita conocer como variará la solución si alguno de los parámetros se altera ligeramente. Es decir, proporciona sólo respuestas numéricas cuantitativas concretas no relaciones cualitativas generales.
- El MEF proporciona una solución aproximada cuyo margen de error en general es desconocido. Si bien algunos tipos de problemas permiten acotar el error de la solución, debido a los diversos tipos de aproximaciones que usa el método, los problemas no-lineales o dependientes del tiempo en general no permiten conocer el error.
- En el MEF la mayoría de aplicaciones prácticas requiere mucho tiempo para ajustar detalles de la geometría, existiendo frecuentemente problemas de mal condicionamiento de las mallas, desigual grado de convergencia de la solución aproximada hacia la solución exacta en diferentes puntos, etc. En general una simulación requiere el uso de numerosas pruebas y ensayos con geometrías simplificadas o casos menos generales que el que finalmente pretende simularse, antes de empezar a lograr resultados satisfactorios.

CONCLUSIONES PARCIALES.

1. La Mecánica de Suelos Clásica ha resuelto con acierto y profundidad el caso histórico de la capacidad de carga en los suelos saturados mediante el enfoque de las tensiones efectivas. Las principales variantes que se manejan en la actualidad son aquellas relacionadas con los factores de capacidad de carga relacionados con el ángulo de fricción interna ϕ , pero la estructura de la expresión básica de capacidad de carga se mantiene intacta.
2. La aparición de la succión como nuevo estado tensional, y su dependencia de la humedad del medio poroso, dada por una saturación parcial del suelo, generan variaciones en el comportamiento mecánico del mismo, lo cual conduce a la consideración de nuevas variables de esfuerzo no consideradas por la Mecánica Clásica para el cálculo de la capacidad de carga.

3. El modelo constitutivo de Vanapalli y sus expresiones de capacidad de carga se considera el apropiado para esta investigación ya que basa su funcionamiento en los parámetros básicos de resistencia mecánica C y ϕ , considerando, a la vez, a la matriz de succión como factor influyente en el valor de dichos parámetros. Estas tres características del suelo son de fácil obtención en el marco tecnológico de Cuba, considerándose el modelo como idóneo para enfrentar los problemas de resistencia de los suelos no saturados.
4. El modelo de comportamiento elasto-plástico de Mohr-Coulomb para la representación de la falla de geomateriales, será el considerado para la investigación, ya que es capaz de explicar la forma progresiva en la que un suelo alcanza su máximo valor de resistencia al corte.
5. El MEF, constituye la herramienta principal de análisis numérico del problema mecánico que se pretende solucionar ya que representa de forma eficaz medios estructurales continuos como el suelo, y permite un análisis dirigido por el investigador mediante la construcción de la malla de discretización.
6. Finalmente, el uso de un modelo analítico que considere la matriz de succión encuentra su justificación en el hecho de que la Mecánica Clásica puede conducir a diseños de cimentación poco racionales respecto al medio donde estos se ejecuten.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

1. (NC), O. N. D. N. 2004. NORMA PARA EL DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.
2. AINSWORTH, M. & ODEN, J. T. 2000. *A Posteriori Error Estimation In Finite Element Analysis*, New York, New York, USA.
3. AITCHISON, G. D. 1961. *Relationships of moisture stress and effective stress functions on unsaturated soils. Pore pressure and Suction in Soils*, London.
4. ALFARO SOTO, M. A. 2008. Geotecnia en suelos no saturados. *Revista Académica Colombiana de Ciencias*, XXXII (125), 471-481.
5. ALVA HURTADO, J. E. 2013. *Diseño de Cimentaciones*. Lima, Perú: Instituto de la Construcción y Gerencias.
6. ÁLVAREZ GIL, L. & HERNÁNDEZ FERNÁNDEZ, D. 2007. *Modelación estructural de edificios históricos. Caso de estudio: Convento de Santa Clara de Asís—CENCREM*. Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas.

7. BARRERA BUCIO, M. & GARNICA ANGUAS, P. 2002. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS NO SATURADOS EN VÍAS TERRESTRES. *In: TRANSPORTE*, I. M. D. (ed.). Sanfandila, Qro, Mexico: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
8. BELTRÁN, F. 1999. Teoría General del Método de los Elementos Finitos. Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales - ETS Ingenieros Industriales Madrid.
9. BISHOP, A. & BLIGHT, G. 1963. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Geotechnique*, 13(3), 177-198.
10. BRENNER, S. C. & SCOTT, L. R. 1994. *The Mathematical Theory of Finite Element Methods.*, New York, New York, USA.
11. CALDERÓN, G. & GALLO, R. 2011. *Introducción al Método de los Elementos Finitos: un enfoque matemático*, Mérida, Venezuela, XXIV Escuela Venezolana de Matemáticas.
12. CELIGÜETA, J. T. 2011. *Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural*, San Sebastián, España.
13. CHAGOYÉN MÉNDEZ, E. L. & BROCHE LORENZO, J. L. 2005. *CONCEPTUALIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES AISLADAS APLICANDO TÉCNICAS DE MODELACIÓN NUMÉRICA*. Tesis presentada para optar por el grado científico de Doctor en Ciencias Técnicas. Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas.
14. DAS, B. M. 2007. *Principles of Foundation Engineering*, Thomson Engineering.
15. FREDLUND, D., XING, A. & HUANG, S. 1994. Predicting the permeability functions for insaturated soil using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 533-546.
16. FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R. 1977. Stress State Variables for Unsaturated Soils. *Journal of Geot. of Div. ASCE.*, 103, 447-466.
17. GENS, A. & POTTS, D. M. 1988. MODELOS ELASTO-PLASTICOS DE ESTADO CRITICO PARA ANALISIS NUMERICOS DE PROBLEMAS GEOTECNICOS. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Cataluña, España: Universitat Politècnica de Catalunya.
18. JENNINGS, J. & BURLAND, J. 1962. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Geotechnique* 12, No. 84 (SM5), 125-144.
19. JUÁREZ BADILLO, E. & RICO RODRÍGUEZ, A. 2005. *Mecánica de Suelos*, México, Limusa.
20. LIBARDI, P. L. 1995. *Dinámica del Agua en el Suelo*, Piracicaba, ESALQ, Depto. de Física e Meteorología.
21. LLORET, A. & ALONSO, E. E. 1980. *State surfaces for partially saturated soils*.
22. MELI, R. 1985. *Diseño Estructural*, México, Limusa.
23. PARRY, R. H. G. 2005. *Mohr Circles, stress paths and geotechnics*.
24. PECK, R. B., HANSON, W. E. & THORBURN, T. H. 1974. Foundation Engineering. *In: JOHN WILEY & SONS*, I. (ed.) 2nd ed.
25. PÉREZ GARCÍA, N. 2008. DETERMINACIÓN DE CURVAS CARACTERÍSTICAS EN SUELOS NO SATURADOS CON CELDAS DE PRESIÓN. *In: TRANSPORTE*, I. M. D. (ed.). Sanfandila, Qro. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
26. QUEVEDO SOTOLONGO, G. 2013. Modelos de comportamiento. *Introducción a la Mecánica de Suelos*. UCLV, Departamento de Ingeniería Civil, Villa Clara, Cuba.
27. QUEVEDO SOTOLONGO, G. & BERNAL CORDERO, A. 2013. *Análisis teórico de la capacidad de carga de suelos parcialmente saturados*. Tesis de grado para optar por el título de Ingeniero Civil, Universidad Central Marta Abreu de las Villas.
28. QUEVEDO SOTOLONGO, G. & GONZÁLEZ, A. V. 2000. *Diseño Geotécnico de Cimentaciones superficiales en arenas*. Tesis para optar por el grado de Doctor en Ciencias Técnicas, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas.

29. QUEVEDO SOTOLONGO, G. & IBAÑEZ, L. O. 2001. *Análisis del comportamiento geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes sometidas a carga axial mediante la modelación numérica*. Tesis para optar por el título de Doctor en Ciencias Técnicas, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas.
30. REIS, R. M. & VILAR, O. M. 2004. Resistencia al corte de nos suelos residuales no saturados. V *Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados*, 1, 109-114.
31. SANTOS, C. & VILAR, O. M. 2004. Análisis parametral de estabilidad de taludes en suelos no saturados: Influencia del tipo de suelo. V *Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados*, 1, 181-188.
32. SIMONS, N. & MENZIES, B. 2001. *A Short Course of Foundation Engineering*, London, Thomas Telford Publishing.
33. SKEMPTON, A. W. "The $u = 0$ analysis for stability and its theoretical basis". Proc. 2nd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1948. 72-77.
34. TERZAGHI, K. The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1936 Cambridge, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 54-56.
35. VANAPALLI, S. K. & MOHAMED, F. M. O. 2007. "Bearing capacity of model footings in unsaturated soils". *Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Springer Proceedings in Physics*, 112, 483 - 493.
36. VERÁSTEGUI, R. D. 2001. "Selección de parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad de taludes en condiciones drenadas". *Revista trimestral del laboratorio de Geotecnia. Universidad Mayor de San Simón –UMSS*, 4-8.

Capítulo 2. Construcción y propuesta de un modelo 3D, mediante el ABAQUS/CAE 6.12-3, implementando el MEF.

2.1. Introducción.

El objetivo de este capítulo será encontrar un modelo tridimensional representativo de una situación real y probable, que permita obtener respuestas fiables a las interrogantes relacionadas con la resistencia al corte del suelo en condiciones de saturación parcial, u otro parámetro que se cuestione del mismo.

Para ello, se hará una descripción del proceso de modelación de acuerdo con lo establecido en el capítulo anterior y siguiendo una estructura similar a la planteada por **(Chagoyén Méndez and Broche Lorenzo, 2005, Quevedo Sotolongo and Ibañez, 2001)** que permita la adecuada comprensión del proceso.

2.1.1. Selección de la herramienta computacional.

Es importante para el usuario conocer a fondo las características del problema que pretende resolver para luego escoger de forma óptima la herramienta que permita dar la solución que se busca. Teniendo en cuenta lo anterior, se encontró que el sistema Abaqus/CAE 6.12-3 satisface las necesidades de esta investigación y facilitará la obtención de resultados y su comprensión.

Siendo un programa diseñado para la solución de los más diversos problemas, Abaqus es una herramienta compleja y potente que permite:

- Modelación de las más disímiles situaciones y objetos mediante herramientas de construcción geométrica y modelos constitutivos para materiales, así como múltiples variantes de interacción entre las partes de un modelo.
- Interpretación interactiva de los resultados, mediante varias forma de extracción de datos.
- Múltiples formas de gerencia e interpretación de datos.

Entre otras bondades del programa se pueden contar:

- Asociado a la no linealidad producto de la geometría incluye formulaciones para grandes deformaciones y problemas de contacto.
- Incluye formulaciones acopladas sólido-fluido de tipo 1 (fluido como medio independiente con una interfase de contacto con el medio sólido).

- Facilita una correcta comunicación con otros programas pertenecientes a los grupos de Diseño Asistido por Computadora (CAD), como por ejemplo el AUTOCAD, lo que facilita la construcción del modelo.
- Es un programa de amplio uso en la actualidad en el mundo de la ingeniería, la biomedicina, la industria automovilística, etc.

2.1.2. Implementación del ABAQUS, en la modelación del problema.

Debido a la gran variedad de problemas que puede resolver el programa, es necesario establecer “a priori” las herramientas o módulos que se van a utilizar, y comprender su funcionamiento para luego aplicarlas convenientemente. Esta tarea debe estar vinculada estrechamente con la estructura del proceso de modelación.

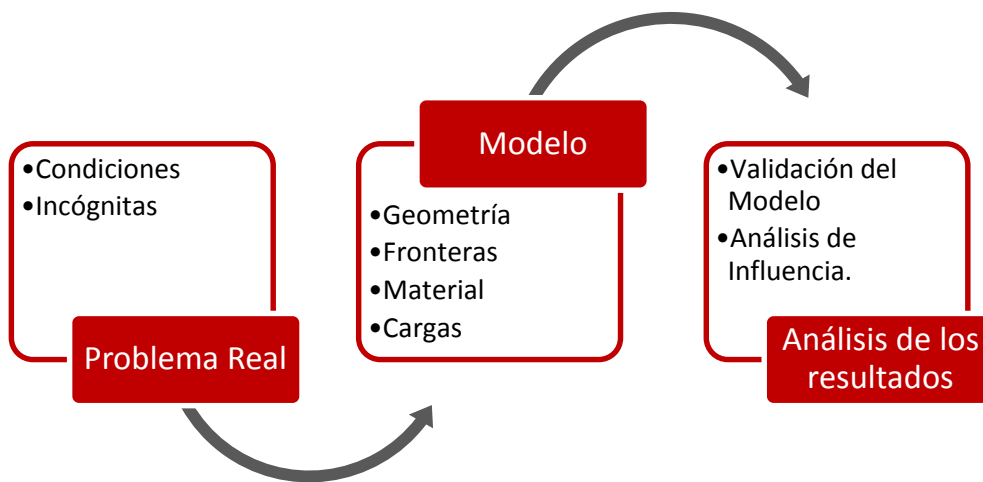


Figura 2.1. Proceso de modelación.

2.2. Modelación del Material

El Abaqus/CAE, en su módulo “PROPERTY” permite la creación de cualquier tipo de material según sus características mecánicas, ya que no tiene en sí una biblioteca de materiales. Por tanto dispone de varios modelos teóricos de comportamiento que en conjunto permiten describir el material deseado.

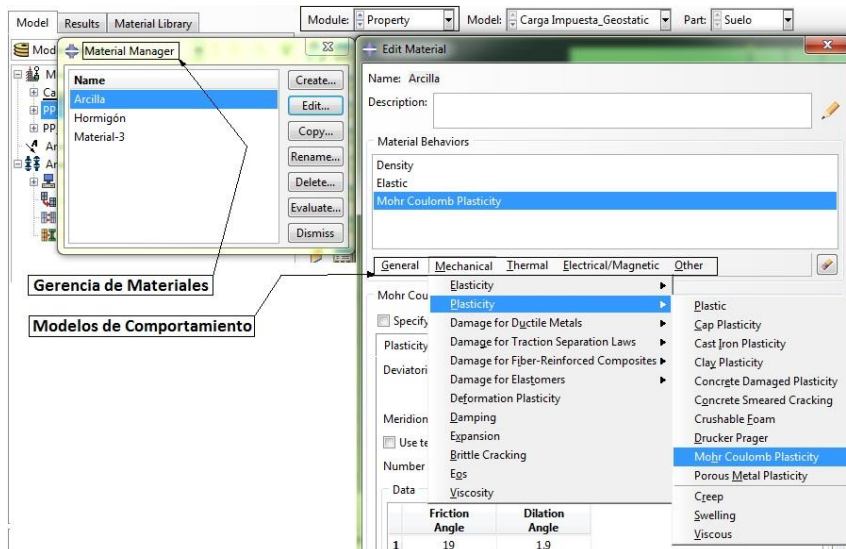


Figura 2.2. Gerencia de materiales en el Abaqus/CAE

Desde el capítulo anterior se había definido el modelo de falla de Mohr-Coulomb como el aplicable a esta investigación debido a su conveniencia relativa a los intereses de la misma.

Para este primer modelo de calibración se ha decidido utilizar una arcilla común con $IP > 17$ y $0 < IL < 0,25$. Índice de poros de 0,75 y una densidad de 19.2 kN/m^3 . $C = 54 \text{ kPa}$, $\Phi = 19$ grados y $E_0 = 21 \text{ MPa}$.

En la figura anterior se muestra como es necesario conjugar tres modelos para la creación de un solo material: su densidad (DENSITY), un comportamiento elástico (ELASTIC) y otro plástico (MOHR-COULOMB PLASTICITY).

Densidad Seca (γ_d)	Módulo de Young (E_0)	Módulo de Poisson (ν)	Ángulo de fricción (ϕ)	Cohesión (C)	Ángulo de dilatancia(ψ)
19.2 kN/m^3	21 MPa	0.33	19 grados	54 kPa	0.3ϕ grados

Tabla 1.1 Material utilizado en la construcción y calibración del M3D

Es necesario aclarar que para este capítulo no se tendrá en cuenta la teoría de la seguridad ya que el Abaqus/CAE no la considera y en aras de obtener resultados confiables se hará esta salvedad, teniendo en cuenta que la tarea de calibración no será afectada en gran medida por este hecho.

2.3. Metodología para la aplicación de las cargas.

El objetivo de este epígrafe es explicar el proceso de selección de las cargas aplicadas al suelo para obtener el valor de la capacidad de carga, variable que se utilizará como control en los siguientes epígrafes del capítulo. A continuación se explicará cómo aplicar una carga y cómo obtener el valor de carga límite resistente.

2.3.1 Modelación de las Cargas.

En su módulo **LOAD** Abaqus/CAE muestra varias formas de aplicación de cargas y condiciones de frontera para diversos tipos de análisis. En el caso particular de esta investigación resultan interesantes los tipos de cargas siguientes:

- **GRAVITY.** Genera un valor de aceleración de la gravedad en una región determinada por el usuario o para todo el modelo
- **BODY FORCE.** Genera una fuerza relacionada directamente con la densidad del material asignado al modelo en la región donde dicho material ha sido asignado.
- **CONCENTRATED FORCE.** Genera una carga concentrada en un punto especificado por el usuario.
- **PRESSURE.** Genera una presión (de por sí hacia abajo) sobre un área especificada por el usuario.
- **MOMENT.** Genera un momento en un punto especificado por el usuario.
- **DISPLACEMENT.** Es considerada una condición de frontera e implica la generación de un desplazamiento de valor especificado por el usuario sobre un punto, borde, o región que este indique. Su valor máximo se alcanza en el período de tiempo que indique el usuario.
- **VELOCITY.** Es considerada una condición de frontera e implica la generación de un desplazamiento a una velocidad de valor especificado por el usuario sobre un punto, borde, o región que este indique. El incremento de desplazamiento a esta velocidad termina en el tiempo que el usuario destine al paso de análisis.

Cualquiera de estos tipos de carga puede ser utilizada para la obtención de la capacidad de carga del suelo. Por otra parte, el Abaqus/CAE no ofrece un modelo de falla a cortante (**MANUAL ABAQUS/CAE, 2007**), sin embargo, una vez que se le aplique una carga al estrato, será posible obtener el valor de la carga límite de falla a cortante mediante una curva de comportamiento tenso-deformacional que sí es posible construir en el programa. Debido a este hecho, (**Helwany, 2007**) recomienda el uso de un desplazamiento o una velocidad para la obtención de dicha curva.

2.3.2. Obtención del valor de carga límite de falla mediante una curva tenso-deformacional.

En la bibliografía consultada (**Helwany, 2007, MANUAL ABAQUS/CAE, 2007, Simanca, 1999**) entre otros, se ha encontrado evidencia de que resulta práctico

el uso de la curva de comportamiento tenso-deformacional en la que las tensiones estén representadas por la reacción de apoyo que se origina en la base del cimiento y las deformaciones estén dadas en términos de desplazamiento vertical. El valor de reacción de apoyo del punto en el que la curva comienza su zona plástica, dividido por el área del cimiento dará, según estos autores, la tensión resistente promedio bajo la cimentación.

2.3.3. Evaluación de distintos métodos de generar una carga que haga fallar por cortante al suelo.

El experimento de evaluación de los tipos de carga consiste en variar los factores que las caracterizan y analizar su resultado. Como ha quedado establecido al final del epígrafe 2.3.1, las pruebas se realizarán con cargas generadas como desplazamientos (DISPLACEMENT) o incrementos de desplazamientos a velocidad constante (VELOCITY).

Prueba	Tipo de Carga		Factor que se evalúa	
	DSPLACEMENT	VELOCITY	Magnitud	Período de aplicación
1		x	x	
2		x		x
3	x		x	
4	x			x

Tabla 2.2. Método de realización de la prueba.

Para la prueba se ha utilizado un suelo como el visto anteriormente que soporta un cimiento cuadrado con $B=1\text{m}$, cuya capacidad de carga teórica es de 1.086 MPa.

A continuación se muestran los resultados:

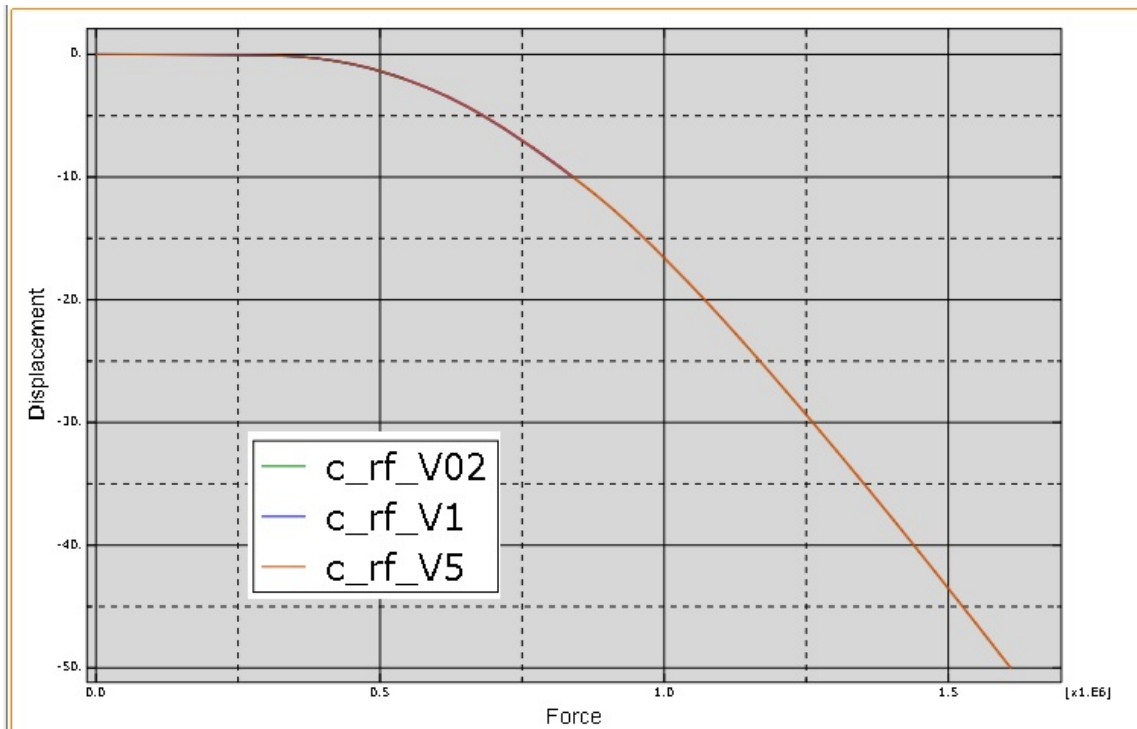


Figura 2.3. Curvas RF2vs.U2 para tres velocidades distintas

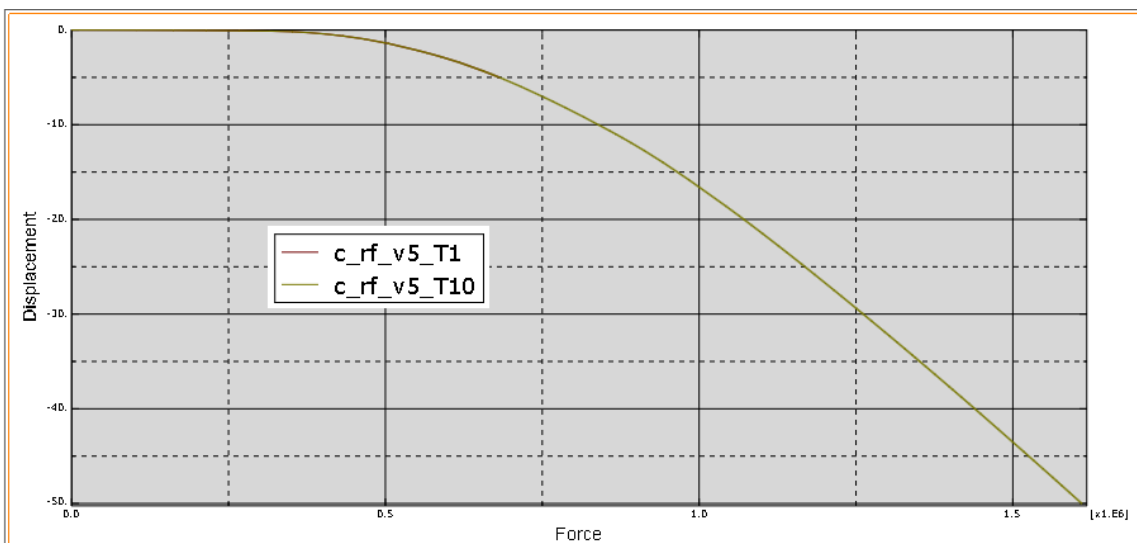


Figura 2.4. Curvas RF2vs.U2 para dos períodos de aplicación distintos

Las figuras 2.3 y 2.4 corresponden a las pruebas 1 y 2 respectivamente. Aunque no se puede discernir del todo una curva de la otra, en ambas pruebas los parámetros de control se variaron considerablemente. Esta superposición en las curvas de comportamiento tenso-deformacional, demuestra que los dos parámetros que controlan la aplicación de la carga del tipo VELOCITY, poco o nada influyen en la respuesta del suelo. Como es obvio, las curvas que corresponden a mayores velocidades y períodos de aplicación tienen mayor envergadura pero eso es solo debido a que los tiempos de análisis se han exagerado precisamente para comprobar el comportamiento carga-tiempo.

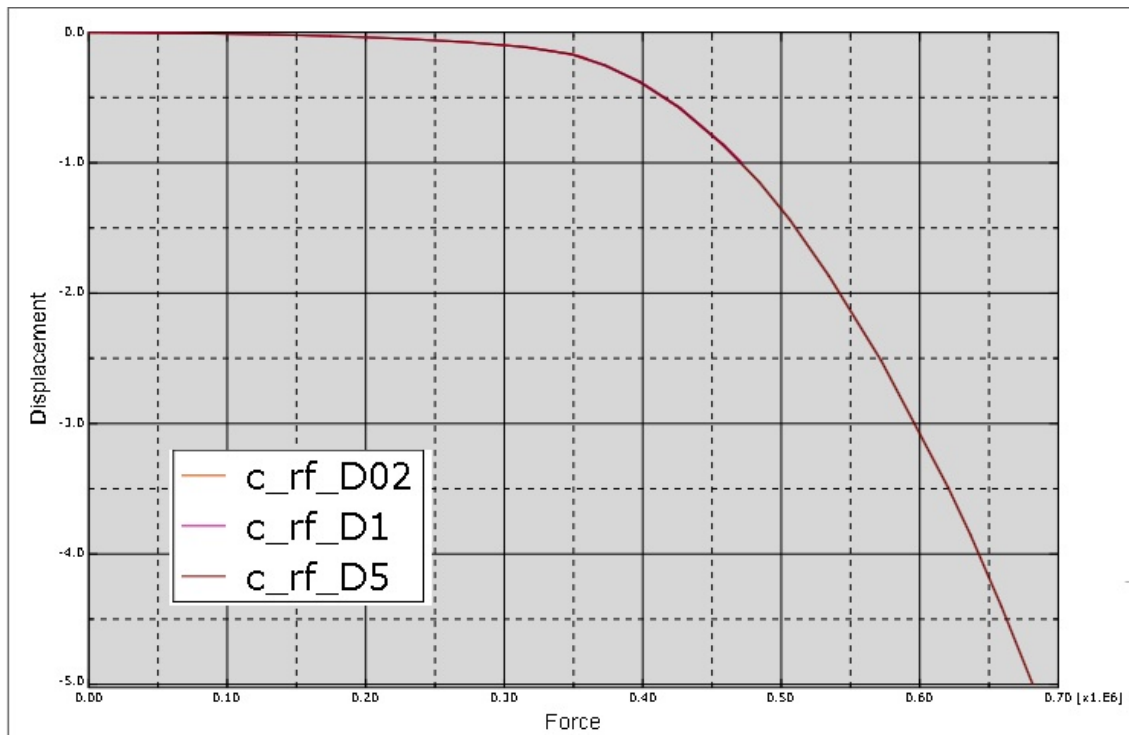


Figura 2.5. Curvas RF2vs.U2 para tres magnitudes distintas de desplazamiento.

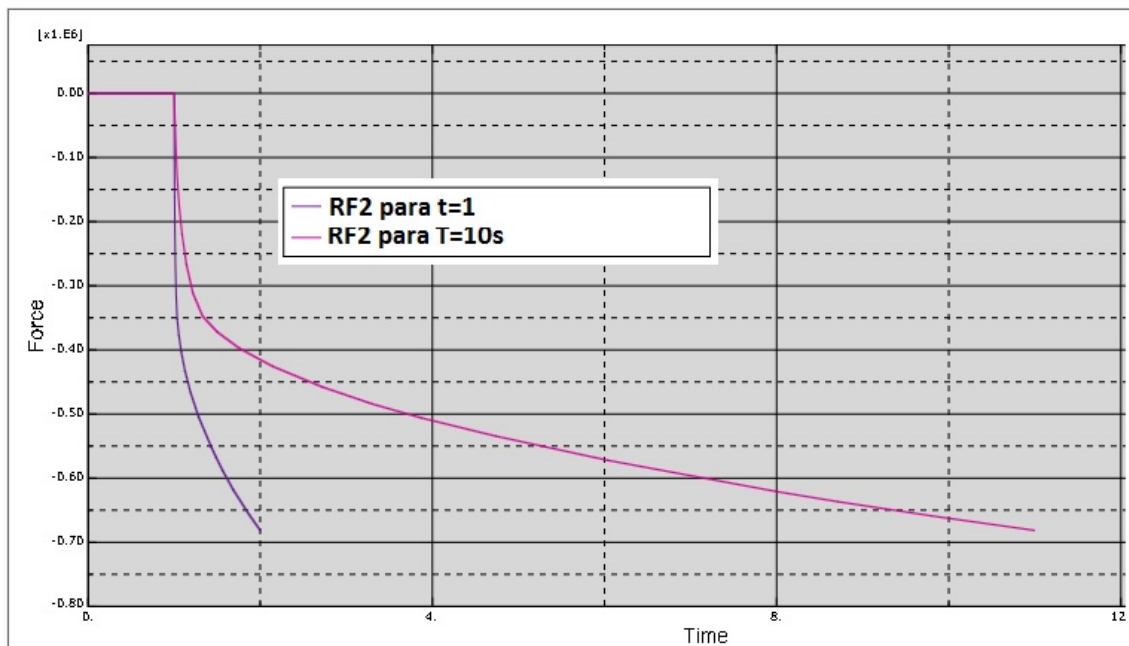


Figura 2.6. Curvas RF2vs. Período de aplicación.

La figura 2.5 corresponde a la prueba 3 en la que se plotearon las curvas de comportamiento del suelo ante la variación de la magnitud de la carga durante un mismo período de tiempo, obteniéndose los mismos resultados que en las pruebas 1 y 2.

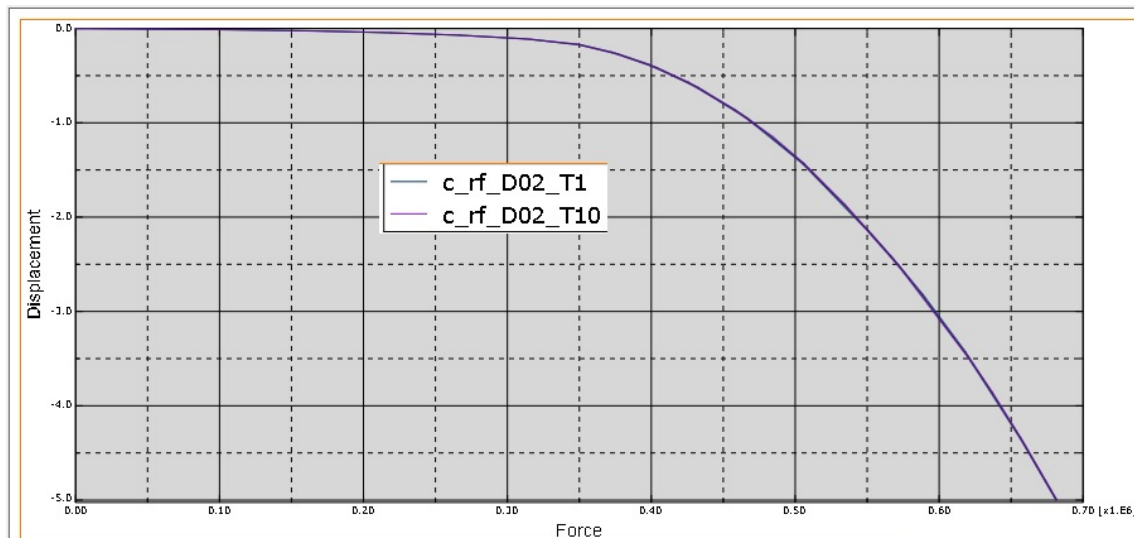


Figura 2.7. Curvas RF2 vs. U2 para dos períodos de aplicación diferentes.

Las figuras 2.6 y 2.7 corresponden a la prueba cuatro en la que se varió la magnitud del tiempo de aplicación manteniendo la magnitud del desplazamiento. Resulta interesante ver cómo, en la figura 2.6, se observa la diferencia entre una curva y otra debido a la gran diferencia entre un período y otro. Sin embargo se puede apreciar como ambas terminan en el mismo valor de RF. En la figura 2.7 se puede apreciar que en términos de desplazamiento vertical ya las dos curvas convergen, lo cual demuestra que la influencia del período de aplicación es prácticamente nula.

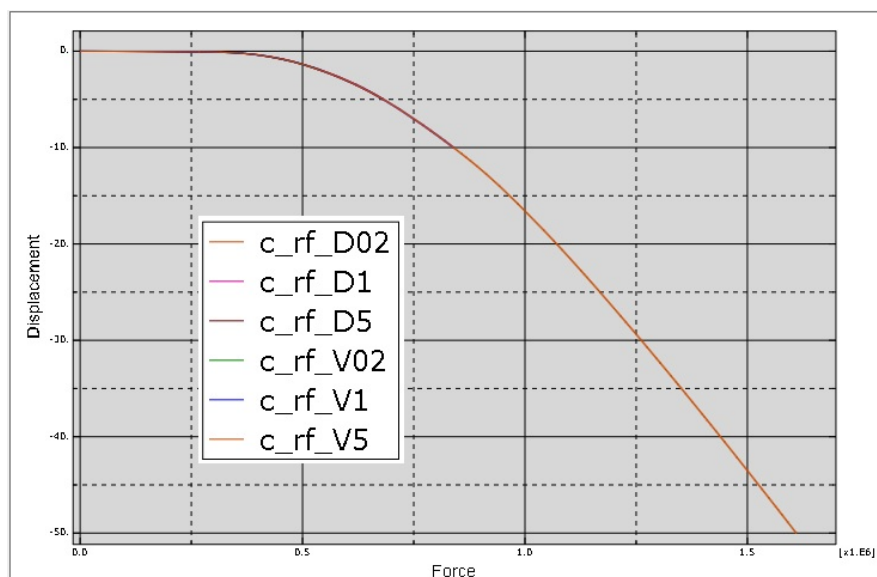


Figura 2.8. Comparación de todos los resultados

La figura 2.8 demuestra finalmente que ni la magnitud de estos tipos especiales de carga ni el tiempo de aplicación de estas influyen en el comportamiento del suelo en términos de carga límite resistente. Recuérdese que estas formas de aplicar cargas es solo un mero acercamiento que hace el Abaqus a la aplicación

de cargas y que se ha utilizado por su velocidad y aplicabilidad. Estos resultados no se deben extrapolar a los ensayos de laboratorio reales.

Como conclusión del epígrafe se puede plantear que los métodos de aplicación de carga DISPLACEMENT y VELOCITY implementados por el Abaqus son eficientes a la hora de evaluar el comportamiento elasto-plástico del suelo. Se recomienda, entonces, aplicarlos en valores pequeños, del orden de los milímetros, durante períodos que garanticen la plastificación del material. Además, se ha podido comprobar que el método de determinación de la carga límite resistente utilizado en **(Helwany, 2007, MANUAL ABAQUS/CAE, 2007, Simanca, 1999)** es aceptable.

2.4. Modelación de la Geometría.

Debido a que el suelo es un material continuo y prácticamente infinito, los modelos de análisis para su estudio deben estar acotados, aunque no siempre lo estén de la misma forma, ya que es conocido que las fronteras que se tomen para el modelo, dependerán en gran medida de los parámetros propios de las condiciones reales y de lo que se esté buscando con el modelo.

Para definir la geometría del modelo en cuestión es necesario partir del problema inicial de la evaluación de la capacidad de carga. De esta forma y siguiendo la metodología utilizada por **(Vanapalli and Zhan, 2012)**, se ha propuesto la calibración de la extensión del modelo a partir de concebir solamente un cuarto de este para ahorrar tiempo de cálculo. Dicho modelo será útil para este objetivo si se considera una carga axial centrada y se aprovecha la simetría en los estados tensionales que este tipo de carga permite.

El proceso de calibración de la geometría consistirá, entonces, en obtener un modelo mediante el cual se obtengan los mejores resultados si se utiliza a la capacidad de carga del terreno como variable de control. Para ello se ha dividido el problema en 2 partes: obtención del ancho óptimo y obtención de la profundidad óptima. Es necesario aclarar que a los efectos de la distribución de tensiones, una mayor dimensión del modelo sería el máximo acercamiento a la realidad, pero traería excesivas demoras en los cálculos, haciéndose necesaria la búsqueda de dimensiones suficientemente grandes pero que no sobrepasen los valores indispensables con el fin de aminorar los costos computacionales, de ahí el uso del término “dimensión óptima”.

Tanto para el ancho como para la profundidad se probaron posibles dimensiones de 1.5B, 2B, 3.5B, 4.5B Y 6B. Para el caso del ancho estas dimensiones se miden desde el centro del cimiento y hacia un extremo, recordando que solo se ha modelado un cuarto del mismo. La variable de control será la capacidad de carga de un cimiento de $B=L=1\text{m}$, considerando profundidad de cimentación $d=0$ y aplicando una carga axial centrada. $q_{br}= 1.086\text{MPa}$, según el método de

Brinch-Hansen para suelos saturados. Los resultados se muestran en la siguiente gráfica:

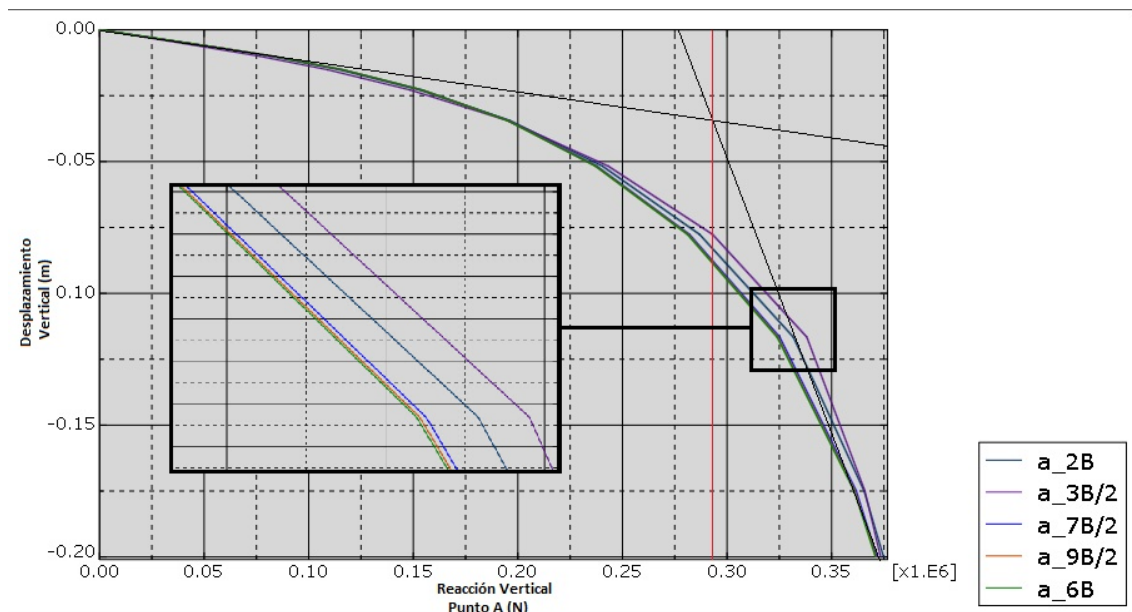


Figura 2.9. Calibración del ancho del dominio mediante curvas de comportamiento tenso-deformacional.

La figura muestra la convergencia que existe entre los modelos 3.5B, 4.5B Y 6B (ver detalle) mientras que los de 1.5B y 2B, se alejan de las demás curvas.

Un modelo como el estudiado alcanza un valor de capacidad de carga de un cuarto de la real con valor de 1.086MPa, esto significaría $q_{br}=271.5\text{MPa}$. En la imagen, una línea vertical roja representa el valor resultante del análisis para las curvas convergentes de 3.5B, 4.5B y 6B, el cual es aproximadamente 283kPa, el porcentaje de diferencia es de apenas el 4%, lo cual es pequeño si se considera el método como una mera aproximación.

Con estos resultados, se puede concluir que el ancho óptimo del centro del cimientto al extremo es el de 4.5B, para las condiciones representadas en el modelo.

Para la calibración de la profundidad del dominio, se consideró ya el ancho obtenido en la prueba anterior e igualmente se probaron las profundidades ya mencionadas, teniendo como resultados los que se muestran en la siguiente imagen.

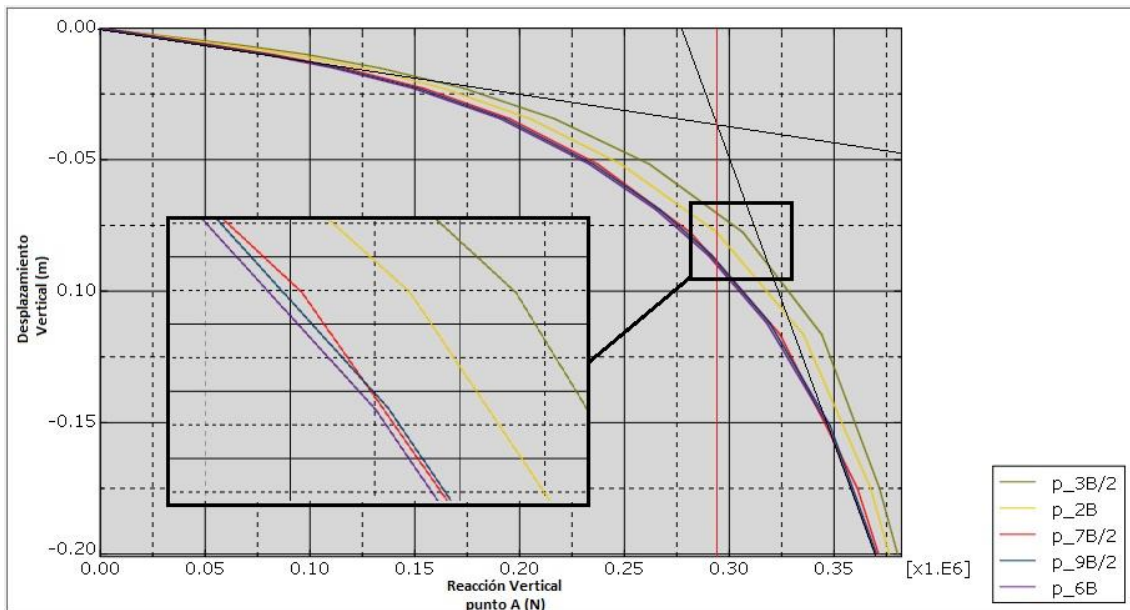


Figura 2.10. Calibración de la profundidad del dominio mediante curvas de comportamiento tenso-deformacional.

Igualmente resulta obvia la convergencia entre las curvas que representan las profundidades de 3.5B, 4.5B y 6B y que el valor de carga resistente es similar al esperado con un porcentaje de diferencia menor al 5%.

Queda claro entonces que las dimensiones del modelo tridimensional serán de 4.5B desde el centro del cimiento y hacia cada borde con una profundidad de 4.5B.

En cuanto a las restricciones en las fronteras, se considera que las fronteras laterales tendrán el desplazamiento horizontal restringido, mientras que el fondo del modelo se considerará completamente rígido.

2.4.1. Geometría de la malla de elementos finitos.

El elemento finito como célula básica del MEF.

Según diversas investigaciones como **(Chagoyén Méndez and Broche Lorenzo, 2005, Quevedo Sotolongo and Ibañez, 2001)**, autores cuyas investigaciones han abordado el tema ampliamente, es recomendable tener en cuenta algunas de recomendaciones, como las que a continuación se muestran a la hora de definir el tipo de elemento finito a usar en el análisis.

- Debe reducirse al máximo el tamaño del modelo, para ello son válidas el uso de simplificaciones por simetría, siempre y cuando sea compatible con el problema físico (geometría, condiciones límites, cargas).

- El mallado debe ser progresivo para optimizar el rendimiento, más denso en aquellos puntos donde interesa tomar resultados y menos denso donde se aleja de la zona de interés.
- La relación entre la mayor dimensión del elemento y la menor dimensión estará cercana a la unidad. Se recomienda, siempre que sea posible, relaciones 1:1 y nunca deben ser superiores a 4:1. Los elementos de mayor tamaño son generalmente colocados en las zonas menos solicitadas cerca de las fronteras exteriores. No hay reglas precisas para establecer el tamaño de los elementos, es suficiente recomendar un aumento progresivo y regular lejos de las zonas sensibles.
- Los Elementos individuales no deberán ser distorsionados. Los ángulos entre dos lados de elementos adyacentes, no deberán exceder por mucho a los 90° y nunca sobrepasar los 180° . esto implica que los triángulos tendrán similitud, en lo posible, a los triángulos equiláteros, los cuadriláteros a los cuadrados y los hexaedros a los cubos, para no introducir perturbaciones en los cálculos numéricos.

Disponibilidad en el programa.

El Abaqus/CAE cuenta con una biblioteca de elementos de gran diversidad y para distintos usos y procedimiento. Estos están clasificados por familias y de la siguiente manera.

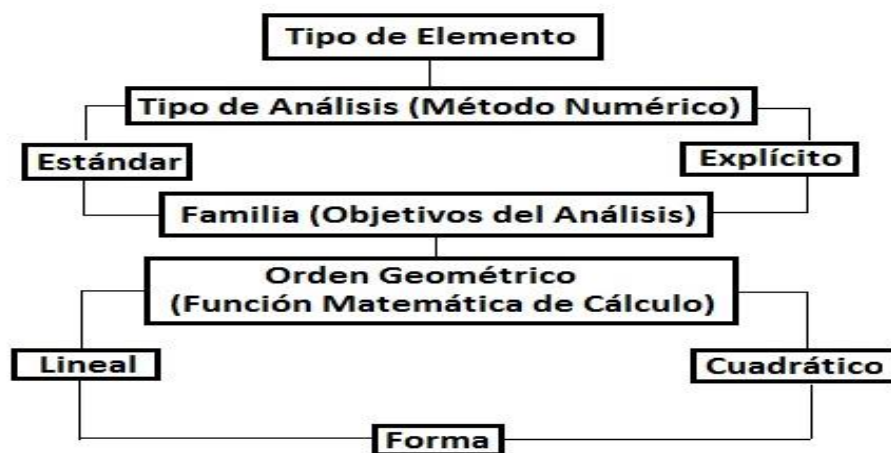


Figura 2.11. Familias de elementos finitos de Abaqus/CAE

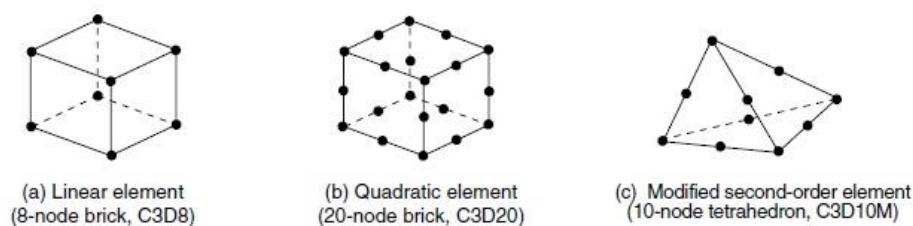


Figura 2.12. Algunos tipos de elementos finitos.

(Chagoyén Méndez and Broche Lorenzo, 2005) Muestran un estudio que justifica el uso que, en su investigación, se hace de los elementos poligonales de 4 nodos CPS4R, por sobre el uso de los elementos triangulares (3 nodos) CPS3, evaluando la tensión media en la base de una cimentación corrida. Los resultados de dicha investigación no dejan lugar a las dudas en cuanto a la influencia de la forma del elemento en los resultados. El autor se basa en este estudio para validar el uso de elementos de base rectangular por encima de aquellos de base triangular. Los elementos hexagonales de 8 nodos con integración reducida tipo C3D8R, de la familia 3D Stress, serán aquellos a utilizar en el transcurso de esta investigación.

Calibración del mallado.

La densidad de la malla, como ya se ha mencionado es un factor de alta influencia dentro del modelo, ya que representa la relación entre resultados lógicos y tiempos de proceso aceptables. Para la calibración se llevó a cabo una serie de pruebas similares a las anteriores en las que se varió la densidad de malla del área cimentada de 5 formas distintas: B/40, B/20, B/16, B/10, B/5. Para un cimiento como el considerado hasta ahora esto representa elementos de 0.025, 0.05, 0.0625, 0.1 y 0.2m. A continuación se muestran los resultados de dichas pruebas.

Prueba	Fracción	Elementos	Tiempo
1	B/5	4624	1 min
2	B/10	8712	0.05h
3	B/16	18032	0.1h
4	B/20	26624	0.25h
5	B/40	63504	4.75h

Tabla 2.2. Características de las pruebas de calibración de la malla.

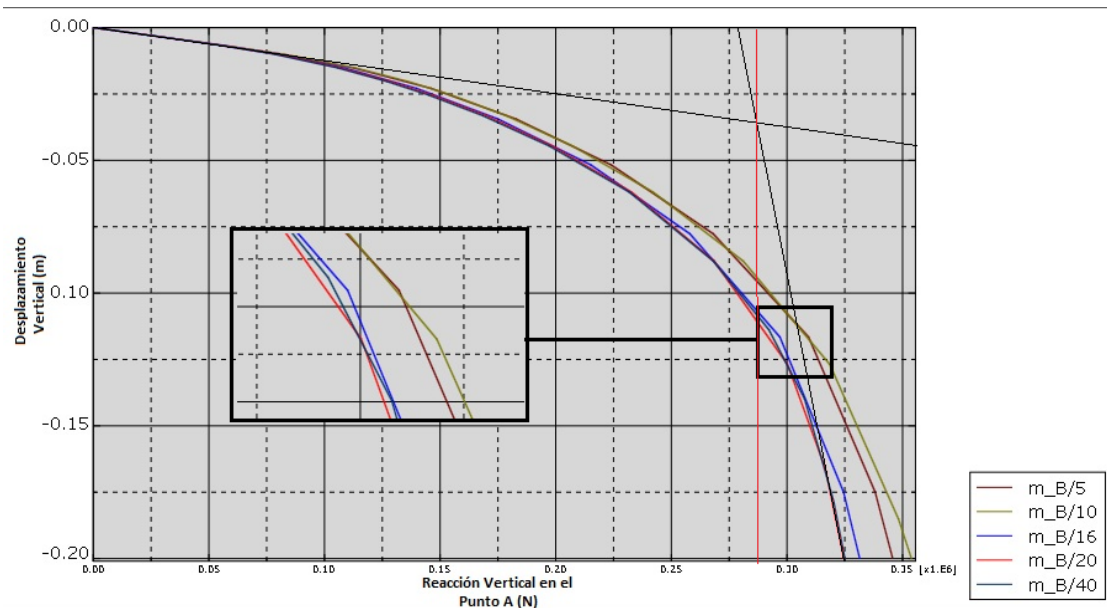


Figura 2.13. Calibración del mallado mediante curvas de comportamiento tenso-deformacional.

Si recordamos que un cuarto de la capacidad de carga teórica, para el suelo probado en las condiciones antes mencionadas, es de 271.5kPa, se puede comprobar mediante la línea vertical roja, la cercanía del valor obtenido mediante las curvas tenso-deformacionales para las pruebas 3, 4 y 5.

De esta forma, se puede dar por concluida la calibración del modelo tridimensional de un cuarto del volumen de suelo y extrapolar los resultados obtenidos a un modelo 3D que represente toda la masa de suelo y que tenga las siguientes características:

1. 4.5B de profundidad o el valor de la potencia activa H_a , en caso de ser mayor.
2. 4.5B desde el centro del cimiento y hasta cada extremo.
3. Elementos tipo C3D8R, de aproximadamente B/16 como dimensiones para las cercanías del área de cimentación.

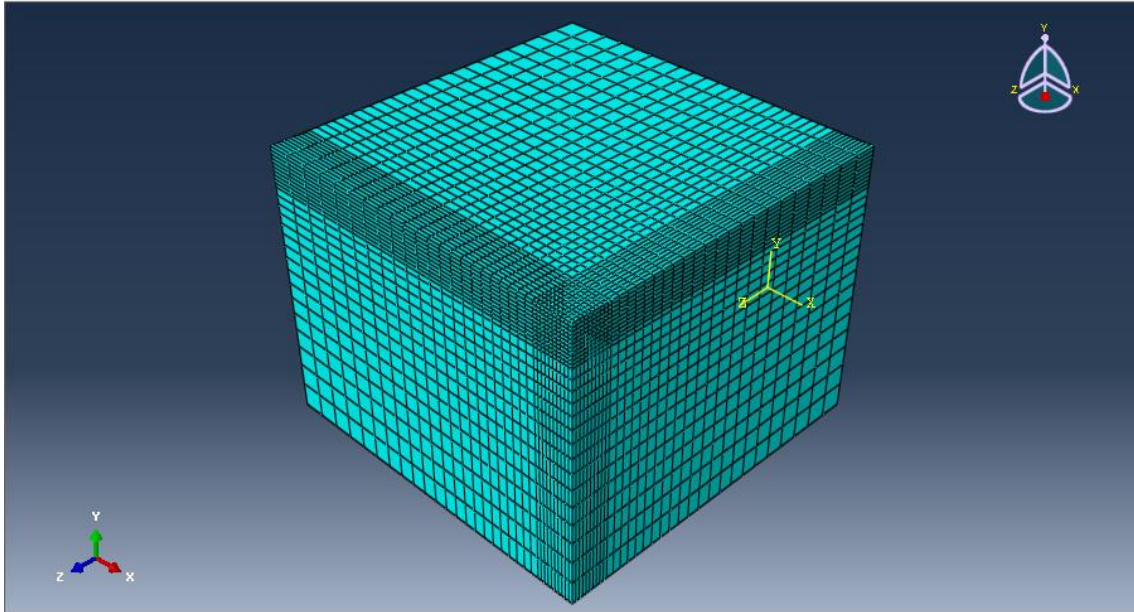


Figura 2.14. Modelo para carga axial centrada y cimiento con $B=L=1\text{m}$.

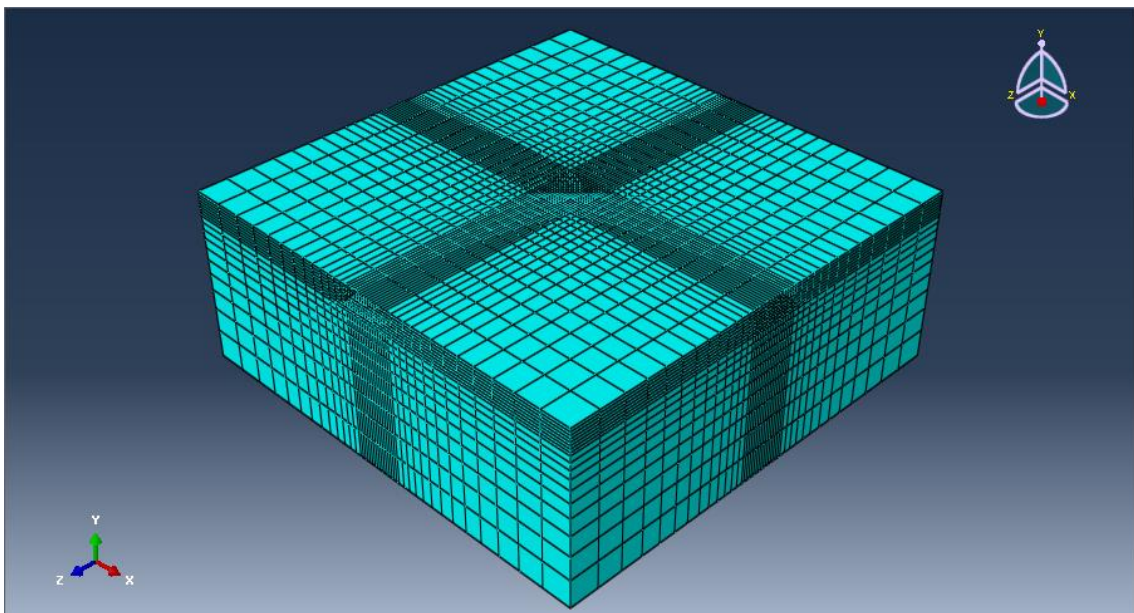
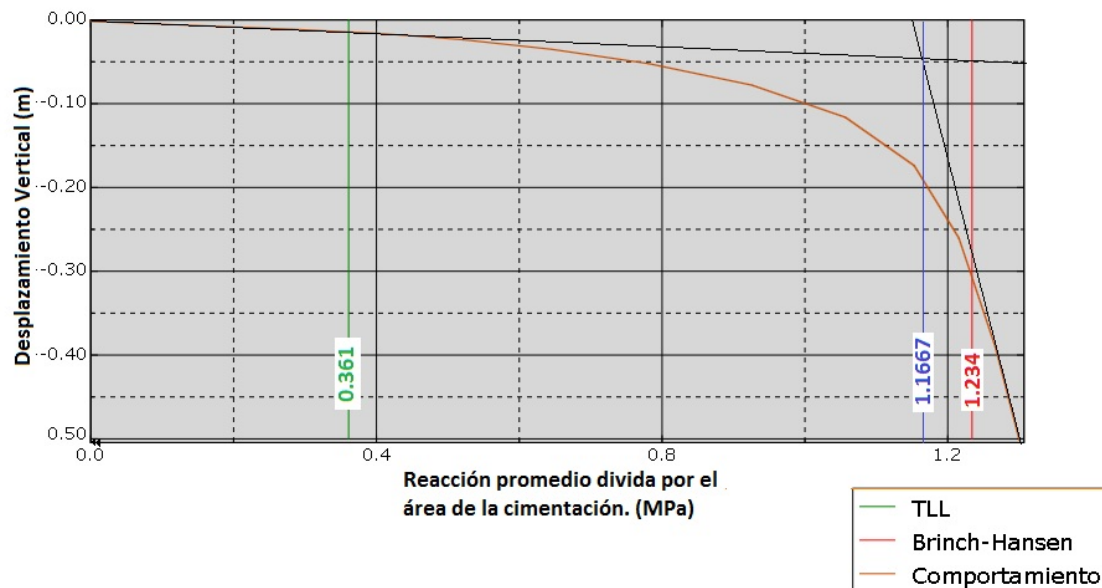


Figura 2.15. Modelo Propuesto General.

Las figuras anteriores muestran los resultados de la calibración, para los dos modelos probados. Es válido aclarar que el tiempo de corrida de los modelos también fue un parámetro a tener en cuenta en la calibración. En la figura siguiente (2.16), se muestran los resultados obtenidos para un modelo como el de la figura 2.15. La línea vertical roja representa el resultado del modelo teórico de Brinch-Hansen para suelos saturados y la azul el valor que resultó del modelo. El resultado se ha dividido por el área de la base del cimiento que en este caso es de 1m^2 y por tanto los valores coincidirán. La línea vertical verde representa el valor de la tensión límite de linealidad. Dado el pequeño porcentaje de diferencia (5.7%) el modelo se considera aceptable.



2.16. Resultados para el modelo propuesto general (fig.2.15).

2.5. Otros aspectos a considerar.

Modelación del cimientto.

Para esta investigación se ha considerado un cimientto rígido de forma tal que no influya en las deformaciones del suelo. Mediante el Abaqus/CAE es posible lograr este efecto sin ser necesaria la modelación del cimientto.

Mediante el módulo INTERACTION, y su opción EQUATION, se selecciona un nodo máster sobre el cual se aplique la carga. Este nodo deberá estar ubicado justo en el centro del área que ocuparía el cimientto. Para completar el proceso se crea un set de nodos esclavos ubicados alrededor del nodo máster hasta abarcar toda el área de la cimentación, que respondan al comportamiento del nodo principal. De esta forma se puede garantizar que todos los nodos del área ocupada por el cimientto tengan el mismo comportamiento. Para el caso de la capacidad de carga, la reacción de apoyo considerada en el método anteriormente explicado, será precisamente la del nodo máster. Este método ha sido el usado en todos los análisis anteriores ya que facilita el proceso de modelación.

En el caso de que se quiera modelar el cimientto, éste constituirá una parte independiente del modelo, ensamblado al suelo mediante la opción TIE, del módulo INTERACTION. Este método responde a la teoría del contacto entre dos cuerpos deformables del ABAQUS, la cual considera que al entrar en contacto dos superficies se define una como principal o maestra (master surface) y la otra como esclava (slave surface). Entonces se pudiera designar la superficie de la

cimentación como la superficie maestra, pues esta tiene mayor rigidez. La superficie de contacto del suelo se designaría como la superficie esclava.

El efecto de la profundidad de cimentación y la modelación del peso propio.

Como es sabido, la profundidad de cimentación (d) tiene un efecto decisivo en la capacidad de carga, ya que se ha probado que un aumento de ésta repercute positivamente en el valor de carga resistente.

A los efectos de la modelación en el Abaqus, a pesar de que el hueco donde se ubicará el cimiento se puede construir, es más conveniente representar la magnitud de la profundidad de cimentación mediante una sobrecarga de valor $q^* = \gamma \cdot d$ ya que acelera el proceso de modelación. Esta sobrecarga puede ser generada como una presión común en el módulo LOAD.

Para el caso del peso propio, es necesario aclarar que en la bibliografía consultada (**Helwany, 2007, MANUAL ABAQUS/CAE, 2007**), no se encontraron referencias sobre la modelación del mismo cuando se analizaba la resistencia al corte y la inclusión o no de este parámetro no parece tener una gran influencia en los modelos analizados hasta este momento en esta investigación. En última instancia sí pudo comprobarse, mediante un modelo plano, que la opción GRAVITY es la indicada para la modelación del peso propio. Este hecho se demuestra al calcular las tensiones verticales por peso propio y los empujes del suelo en estado pasivo, obteniéndose resultados idénticos a los esperados.

Modelación del medio poroso y el flujo de humedad.

El medio poroso que representa el suelo y el flujo de la humedad dentro de este, son parte central de esta investigación. Anteriormente se había acordado que la acción del agua dentro del suelo sería representada según las aproximaciones que ha desarrollado Sai Vanapalli en sus investigaciones, las cuales consisten en considerar la alteración que produce la matriz de succión en los parámetros de resistencia al corte C y Φ del modelo de falla de Mohr-Coulomb.

El Abaqus brinda la posibilidad de modelar este fenómeno y de analizar las alteraciones tenso-deformacionales que ocurran dada su presencia en el suelo.

Mediante el módulo PROPERTY se especifican las características del material relacionadas con este aspecto.

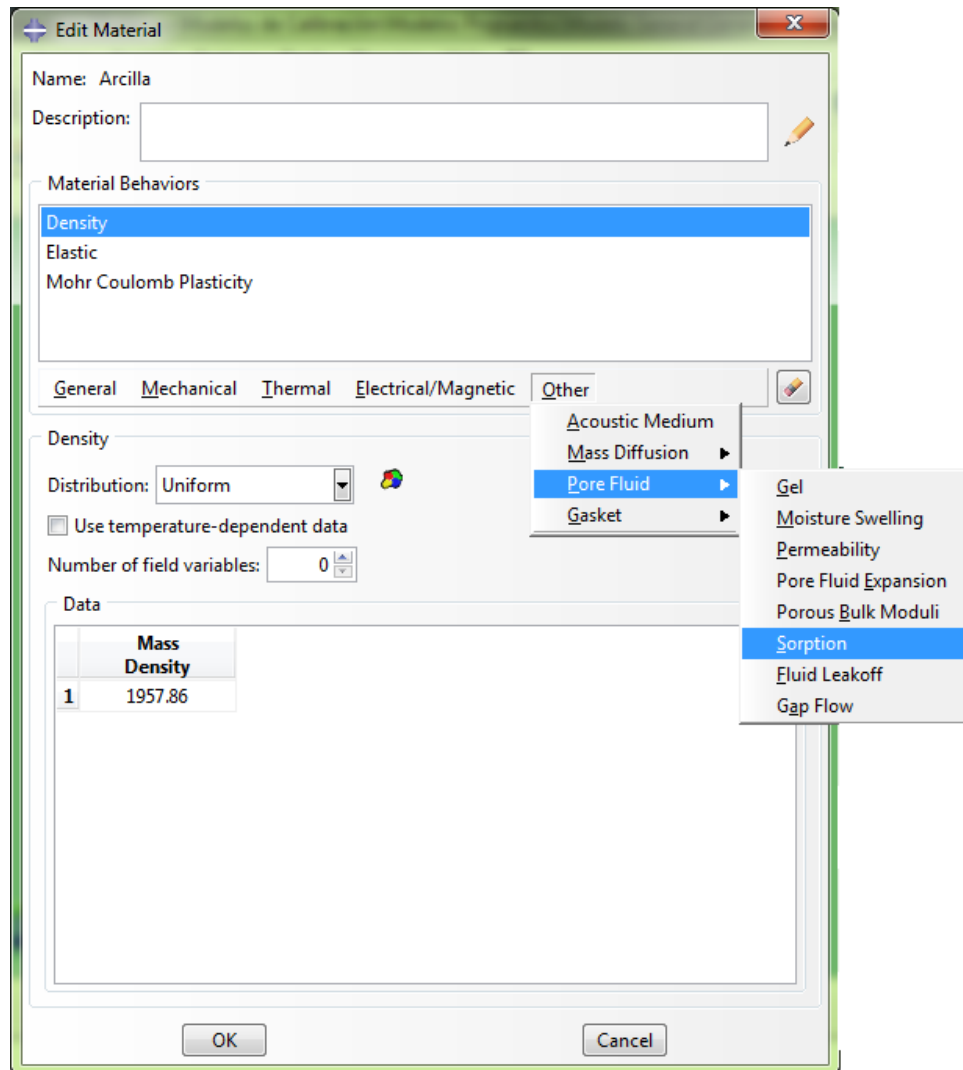


Figura 2.17. Modelación de la absorción del material.

Para implementar este método es necesario introducir una serie de datos de fácil adquisición a través de tres curvas fundamentalmente:

- Curva de Matriz de Succión vs. Saturación
- Curva de Permeabilidad vs. Matriz de Succión.
- Curva de Índice de Poros vs. Presión de Poros para un valor específico de la matriz de succión.

CONCLUSIONES PARCIALES

1. Se ha comprobado que el modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb dispuesto en el programa representa correctamente el comportamiento del suelo y su tendencia a la plastificación y al fallo ante valores de carga extremos.
2. Las dimensiones del dominio del modelo y la densidad de malla se han calibrado de forma tal que representen un término medio entre exactitud de los cálculos y el tiempo que demoran los mismos.
3. Las aproximaciones hechas a la hora de modelar la profundidad de cimentación ($q^*=\gamma d$) y la representación del cimiento en sí, resultan ser suficientes para el caso de estudio, si se considera un cimiento rígido.
4. Los modelos propuestos, tanto aquel para carga axial como el modelo 3D general, son representativos del problema que se quiere solucionar, obteniéndose con ellos resultados similares a los esperados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. CHAGOYÉN MÉNDEZ, E. L. & BROCHE LORENZO, J. L. 2005. *CONCEPTUALIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES AISLADAS APLICANDO TÉCNICAS DE MODELACIÓN NUMÉRICA*. Tesis presentada para optar por el grado científico de Doctor en Ciencias Técnicas. Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas.
2. HELWANY, S. 2007. *Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications.*, USA, Canada.
3. MANUAL ABAQUS/CAE, S. 2007. *Manual de utilización para el usuario de Abaqus/CAE*.
4. QUEVEDO SOTOLONGO, G. & IBAÑEZ, L. O. 2001. *Análisis del comportamiento geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes sometidas a carga axial mediante la modelación numérica*. Tesis para optar por el título de Doctor en Ciencias Técnicas, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas.
5. SIMANCA, O. 1999. *Capacidad de Carga en cimentaciones superficiales*. Tesis Doctoral, Universidad de Oviedo.
6. VANAPALLI, S. K. & ZHAN, Y. G. 2012. Algunos Aspectos en el Modelado Numérico de Prueba de cimentaciones en arenas saturadas y no saturadas.

CAPÍTULO III. Corrida del modelo. Análisis y discusión de resultados.

3.1. Introducción

Una vez concluido el proceso de elaboración del modelo, se ha decidido ponerlo en uso para comprobar la validez de la metodología teórica desarrollada por Vanapalli para el cálculo de la capacidad de carga en suelos parcialmente saturados. Las expresiones de Vanapalli son ampliamente aplicables en la modelación con Abaqus debido a que están basadas en el criterio de falla de Mohr-Coulomb, el cual aparece como un modelo de plasticidad en el programa. Dicho modelo ha sido el utilizado en la construcción del modelo tridimensional.

Debido a que los valores de succión son generalmente mayores en los suelos cohesivos, fundamentalmente dado por el pequeño radio de los poros del material, estos resultan ser más interesantes a la hora de evaluar su comportamiento ante variaciones de la humedad en el medio poroso. Conociendo este hecho, las pruebas realizadas en este capítulo se centran en suelos cohesivos puros y suelos C- Φ predominantemente cohesivos. Las pruebas se pretenden hacer para los siete suelos mostrados en las tablas 3.1 a) y b) y las distintas combinaciones de grado de saturación y matriz de succión mostradas en la tabla 3.2, dando un total de 28 modelos. Además se debe recordar que la obtención de la capacidad de carga de la base de la cimentación, q_{br} , se logrará mediante la aplicación de una carga vertical y centrada tal y como se ha explicado en el capítulo 2. Las características del modelo son similares a las que se obtuvieron en el capítulo 2 durante el proceso de calibración; dígase una masa de suelo de 9x9x4.5m con un cimiento cuadrado con base $b=1m$.

Suelos Cohesivos Puros					
Suelo	Cu (sat) kPa	Φ^0	I_p	E (MPa)	γ (kN/m ²)
I	40	0	30	21	18
II	60	0	20	22	19
III	80	0	15	33	20
IV	100	0	10	30	21

a)

Suelos C- Φ . Predominantemente cohesivos						
Suelo	C (sat)kPa	Φn^0	Ψ^0	E (MPa)	γ (kN/m ²)	e
V	40	15	4.95	15	20	0.75

VI	50	17	5.61	18	21	0.75
VII	70	20	6.6	24	22	0.65

b)

Tabla 3.1. Características de los suelos

Saturación (%)	Succión (kPa)
100	0
90	55
70	100
50	205

Tabla 3.2. Matriz de succión

Para suelos cohesivos friccionales, predominantemente cohesivos, y suelos friccionales la teoría de Vanapalli considera una modificación, no solo en la cohesión del suelo (C), sino además en su ángulo de fricción interna (Φ). Esta modificación en Φ , viene dada por la expresión 3.6, presentada más adelante, en la cual se tiene en cuenta el ángulo de dilatación (ψ). Para hacer coincidir las formulaciones teóricas con el M3D, se ha tomado un valor para ψ igual al 30% del ángulo de fricción interna. La obtención del ángulo de dilatación coincide con lo utilizado en las investigaciones en que se basó la norma cubana de diseño geotécnico de cimentaciones superficiales.

3.2. Suelos cohesivos puros.

La ecuación para la capacidad de carga (q_{br}) de Vanapalli (2007) está basada en la ecuación dada por Skempton (1948), o sea es una extensión del Método del Esfuerzo Total (TSA, en inglés). En esta formulación se destaca una modificación del parámetro C según el grado de saturación del suelo, la cual a la larga es la principal responsable de la variación de q_{br} .

Según Vanapalli:

$$q_{ult(unsat.)} = 5,14 \left[\frac{q_{u(unsat.)}}{2} \right] \left[1 + 0,2 \frac{B}{L} \right] \quad (3.1)$$

La ecuación (3.1) indica también que la capacidad de carga de los suelos parcialmente saturados se puede estimar con respecto a la succión matricial.

$$C_u(unsat.) = \frac{q_{u(unsat.)}}{2} \quad (3.2)$$

$$\text{Siendo } C_u(unsat.) = C_u(sat.) \left[1 + \frac{u_a - u_w}{p_a/100} \frac{(S)^v}{\mu} \right] \quad (3.3)$$

Donde:

C_u (sat.) C_u (unsat.): cohesión del ensayo rápido bajo condición saturada y no saturada respectivamente.

P_a : Presión atmosférica = 101,3 kPa

S: grado de saturación (%)

ν, μ : Parámetros de ajuste.

$\nu = 2$

$\mu = 9$ Para $8,0 \leq I_p(\%) \leq 15,5$ $\mu = 2.10880 e^{0.0903 (I_p)}$ Para $15,5 < I_p(\%) < 60,0$

$u_a - u_w$: Succión en kPa

De esta manera, los 16 modelos corridos para suelos cohesivos puros tendrán como variable el valor de C_u (modificada, C_m), dado por la expresión **(3.3)**, mientras que los demás parámetros dados en la tabla **3.1 a)** se mantendrán constantes para el suelo correspondiente.

3.2.1. Ejemplo de obtención de q_{br} para un suelo usando el M3D con el método de Vanapalli (2007) implementado.

A continuación se recuerdan los datos de entrada correspondientes al suelo 3.

Suelo Cohesivo Puro					
Suelo	C_u (sat) kPa	Φ^0	I_p	E (MPa)	γ kN/m ²
III	80	0	15	33	20

Aplicando la ecuación **(3.1)** se obtiene un valor de C modificada para cada combinación de grado de saturación y valor de succión, que se muestran en la tabla 3.3.

Saturación (%)	Succión (kPa)	C kPa(modificada)
100	0	80
90	55	470.918
70	100	509.996
50	205	529.709

Tabla 3.3. Valores de C para distintos grados de saturación. Suelo 3.

A partir de estos datos se procedió a obtener el valor de q_{br} mediante las formulaciones analíticas y el M3D, observándose los siguientes resultados:

Saturación (%)	Succión (kPa)	C kPa (mod)	q_{br} kPa Brinc-Hansen	q_{br} (kPa) Vanapalli	q_{br} (kPa) M3D	% Diferencia
100	0	80	511.605	513.44	538.23	4.60
90	55	470.91		2905	2893.93	0.38
70	100	509.99		3145	3258.62	3.48
50	205	529.71		3267	3355	2.62

Tabla 3.4. Resultados para el suelo 3.

Para un suelo parcialmente saturado, se puede definir como succión inicial aquella que corresponde al primer valor de succión tomada de la curva S. vs. Succión dada por la tabla 3.2. Para el caso de este capítulo, la succión inicial se refiere al valor de succión de 55 kPa correspondiente a la saturación del 90%.

Si se observa la figura 3.1, se puede apreciar cómo, para el valor de succión inicial, la cohesión se incrementa en poco más de 5 veces, siendo este incremento el más notable. También se puede observar como a partir de los 55 kPa de succión las pendientes más suaves de la curva indican incrementos más lentos a pesar de que la tensión por succión llega a ser 4 veces mayor.

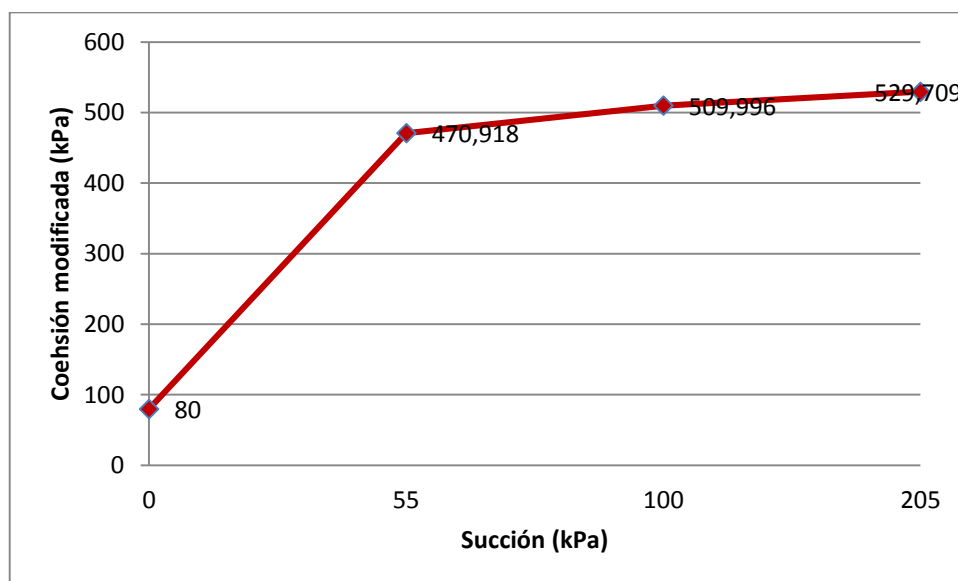


Figura 3.1. Variación de la cohesión ante los cambios en la matriz de succión. Suelo 3.

Conociendo que el valor de la cohesión es directamente proporcional a la capacidad de carga del suelo, es de esperar que esta aumente al mismo ritmo en que C_m lo hace, según los cambios en los valores de succión. La figura 3.2 muestra los resultados.

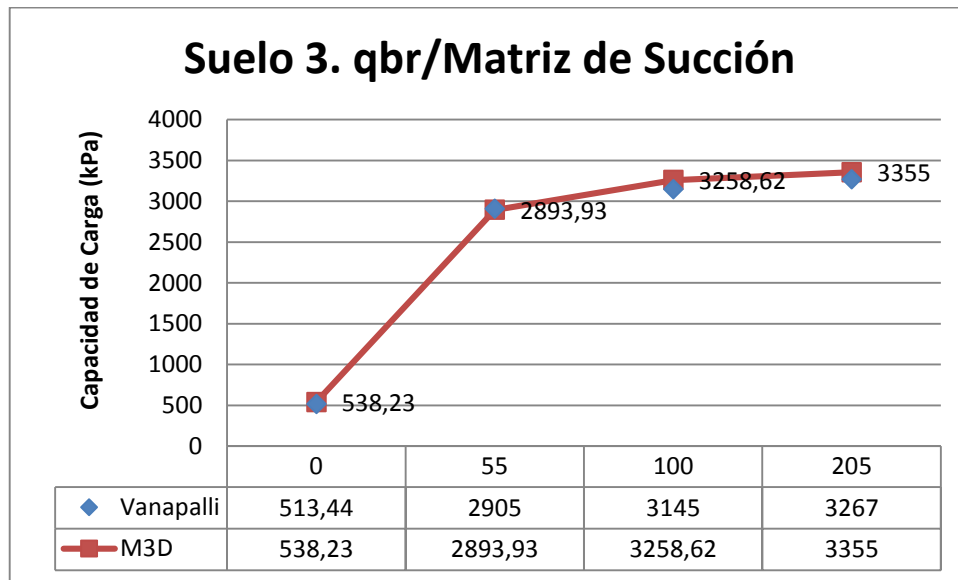


Figura 3.2. Variación de la capacidad de carga ante el incremento de la succión.

Además en esta figura se puede apreciar la convergencia entre el modelo teórico utilizado y el M3D propuesto, comprobándose que, efectivamente, la capacidad de carga del suelo tendrá su mayor y más notable incremento para el valor de succión inicial y que luego, a pesar de que la succión sigue aumentando, el valor de la capacidad de carga se estabiliza.

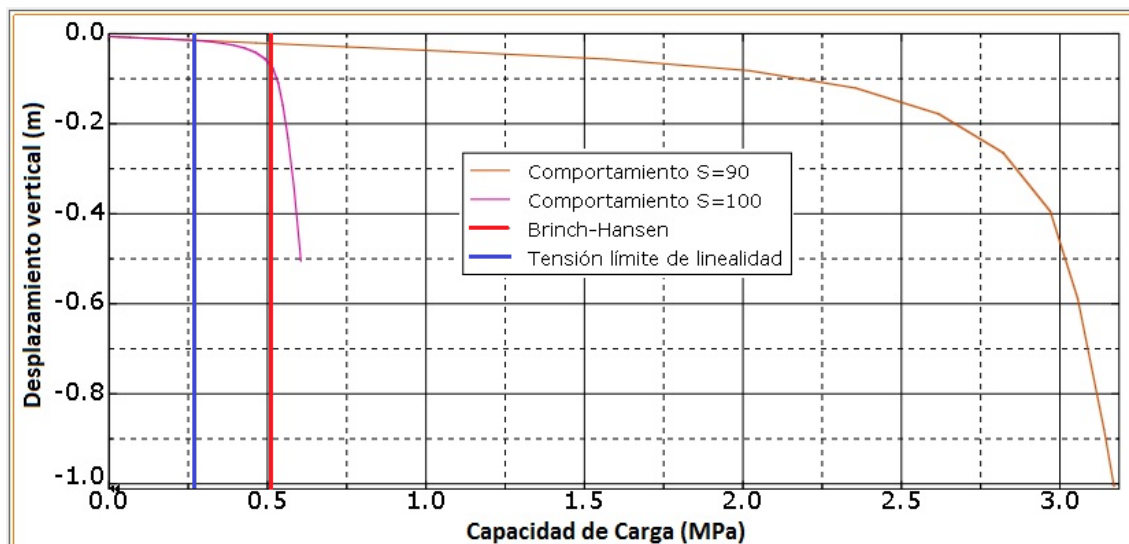


Figura 3.3. Incremento de la capacidad de carga para el suelo 3 ante la succión inicial.

En la figura anterior se muestra la diferencia en el comportamiento del suelo que se verifica al variar en solo un 10% el valor de la saturación. Además se ha colocado una línea vertical que representa los valores esperados para un suelo completamente saturado de la capacidad de carga y la tensión límite de linealidad, de forma tal que se pueda comprobar la coherencia entre el M3D y los resultados teóricos esperados.

3.3. Suelos C- Φ , predominantemente cohesivos.

Este tipo de suelos representan un caso mucho más general para esta investigación dada la presencia de ciertos valores de ángulo de fricción interna. Con el objetivo de evaluar su comportamiento mediante el M3D construido en el capítulo 2, se han dispuesto tres nuevos suelos con las características que muestra la siguiente tabla:

Suelos friccionales							
Suelo	C (sat) kPa	Φ_n°	ψ°	E MPa	γ kN/m ³	e	I _p
V	40	15	4.95	15	20	0.75	30
VI	50	17	5.61	18	21	0.75	20
VII	70	20	6.6	24	22	0.65	15

Tabla 3.6. Relación de suelos C- Φ .

Los valores de la matriz de succión serán los mismos utilizados para los suelos cohesivos puros.

(Vanapalli y Mohamed, 2006) proponen un modelo semi-empírico para estimar la variación no lineal de la capacidad de carga de los suelos cohesivos

friccionales con respecto a la succión matricial, utilizando la extensión del Método de la Tensión Efectiva (ESA, en inglés).

El modelo utiliza los parámetros efectivos de resistencia al corte (c' y ϕ') y la curva característica del Suelo-Agua (SWCC) junto con un parámetro de ajuste (Ψ). Según Vanapalli y Mohamed:

$$q_{br} = [c' + (u_a - u_w)_b (\tan \phi' - S^\Psi \tan \phi') + (u_a - u_w)_{AVR} S^\Psi \tan \phi'] N_c S_c d_c + \gamma d N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad (3.4)$$

Donde:

C' es la cohesión saturada (kPa)

γ es el peso específico húmedo del suelo (kN/m³)

d es la profundidad a la que se encuentra el cimiento (m)

B es el ancho del cimiento (m)

$(u_a - u_w)_b$ Valor de entrada de aire en la curva característica. (kPa)

$(u_a - u_w)_{AVR}$ Valor promedio de entrada de aire. (kPa)

ϕ' es el ángulo de fricción efectivo (grados)

S es el grado de saturación (%)

Ψ es un parámetro de ajuste.

S_γ , S_q y S_c , son factores de corrección de forma

d_γ , d_q y d_c son factores de corrección de profundidad.

$$\Psi = 1.0 + 0.34 (I_p) - 0.0031 (I_p^2) \quad (3.5)$$

Donde:

I_p : índice de plasticidad

$$\phi'_m = (\phi' + \Psi d) \quad (3.6)$$

Donde:

ϕ'_m : Ángulo de fricción modificado en grados

ϕ' : Ángulo de fricción efectiva en grados

Ψd : Ángulo estimado de dilatación en grados

Mediante esta metodología solo será necesario, entonces, calcular la cohesión y al ángulo de fricción modificados. Para $\Phi^{\circ}m$ se utiliza la expresión 3.6 y para C_m la que está contenida en 3.4:

$$C_m=[c^{'}+(u_a-u_w)_b(\tan\phi^{'}-S^{\Psi}\tan\phi^{'})+(u_a-u_w)_{AVR}S^{\Psi}\tan\phi^{'}] \tag{3.7}$$

De esta forma, si tomamos como ejemplo el suelo 6 se obtendría los siguientes resultados:

Resultados de la implementación del método de Vanapalli para el suelo 6							
Saturación (%)	Succión (kPa)	Cm (kPa)	Φ°m	qbr (BH)(kPa)	qbr (V)(kPa)	qbr(M3d)(Kpa)	% Dif
100	0	50	17	1001	1000.9	1024.56	2.30
90	55	66.81	22.6		1915	1925.53	0.54
70	100	80.57			2258	2237.17	0.93
50	205	112.67			3057	3010.17	1.55

Tabla 3.7. C_m y $\Phi^{\circ}m$ para el suelo 6.

Obsérvese que C_m no crece de forma tan acelerada como lo hace para los suelos cohesivos puros y por tanto qbr se incrementa más discretamente aunque se llega a producir un incremento de 3 veces el inicial.

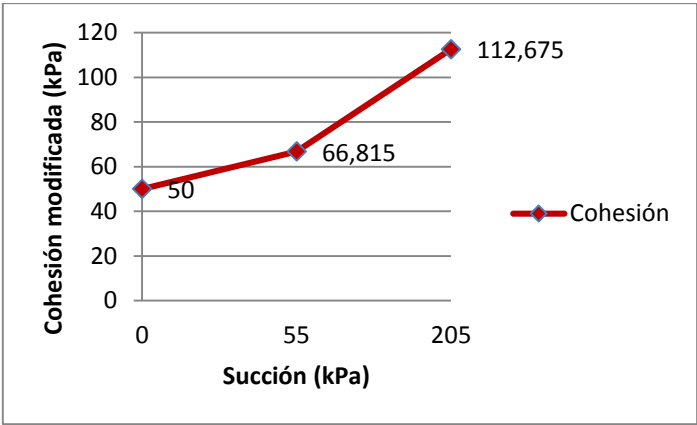


Figura 3.4. Variación de la cohesión ante los cambios en la matriz de succión. Suelo 6.

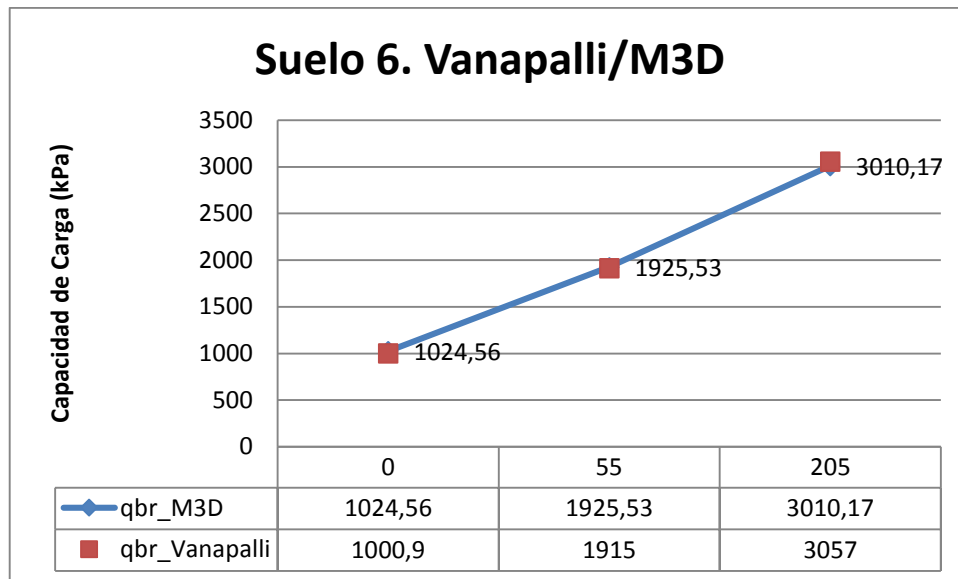


Figura 3.5. Variación de la capacidad de carga ante el incremento de la succión.

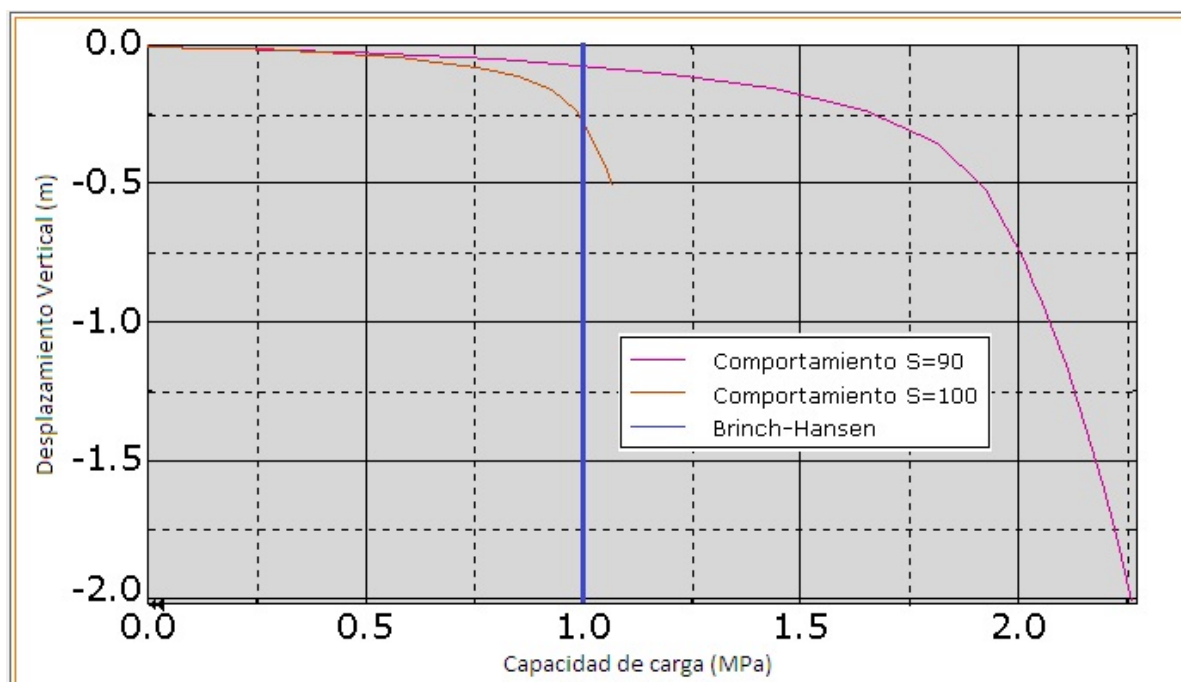


Figura 3.6. Incremento de la capacidad de carga ante la variación de la saturación. Suelo 6.

La figura 3.6 muestra el incremento de la capacidad de carga ante una disminución del 10% de la saturación, correspondiente a la primera entrada de aire al suelo y por tanto a la succión inicial. Obsérvese que el incremento es menos notable que para los suelos cohesivos puros.

3.4. Análisis comparativo C/C- Φ de la influencia de la succión en los valores de los valores de la cohesión y la capacidad de carga.

En este epígrafe se muestran los resultados generales obtenidos para los modelos corridos tanto de suelos C como de los C- Φ , de forma tal que se pueda tener idea, no solo de la influencia de la succión en cada uno, sino también de las diferencias que pueden llegar a existir cuando hay presencia de fricción interna en los suelos, aunque ésta no sea predominante.

Modelo	Suelo	Saturación (%)	Succión (kPa)	C (unsat) kPa	qbr (BH) kPa	qbr (V) kPa	qbr(M3D) kPa	%Dif
1	I	100	0	40	263.8	264.72	288.3	8.17
2		90	55	95.56		589.41	634.48	7.10
3		70	100	101.11		623.64	671.42	7.11
4		50	205	103.91		640.95	678.57	5.54
5	II	100	0	60	386.7	389.08	413.63	5.93
6		90	55	265.59		1638	1640.35	0.14
7		70	100	286.13		1765	1778.84	0.77
8		50	205	296.52		1829	1836.53	0.41
9	III	100	0	80	511.61	513.44	538.23	4.60
10		90	55	470.92		2905	2893.93	0.38
11		70	100	509.99		3145	3258.62	3.48
12		50	205	529.71		3267	3355	2.62
13	IV	100	0	100	634.50	637.8	670.37	4.85
14		90	55	588.65		3631	3791.67	4.23
15		70	100	637.45		3932	4065.21	3.27
16		50	205	662.14		4084	4247	3.83

Tabla 3.8. Resultados Generales para los suelos cohesivos puros.

Tanto en esta tabla como en la siguiente los porcentos de diferencia se refieren a la comparación entre los resultados del M3D y Vanapalli. Obsérvese también cómo, para el caso del 100% de saturación, los resultados de Brinch-Hansen y Vanapalli son muy similares.

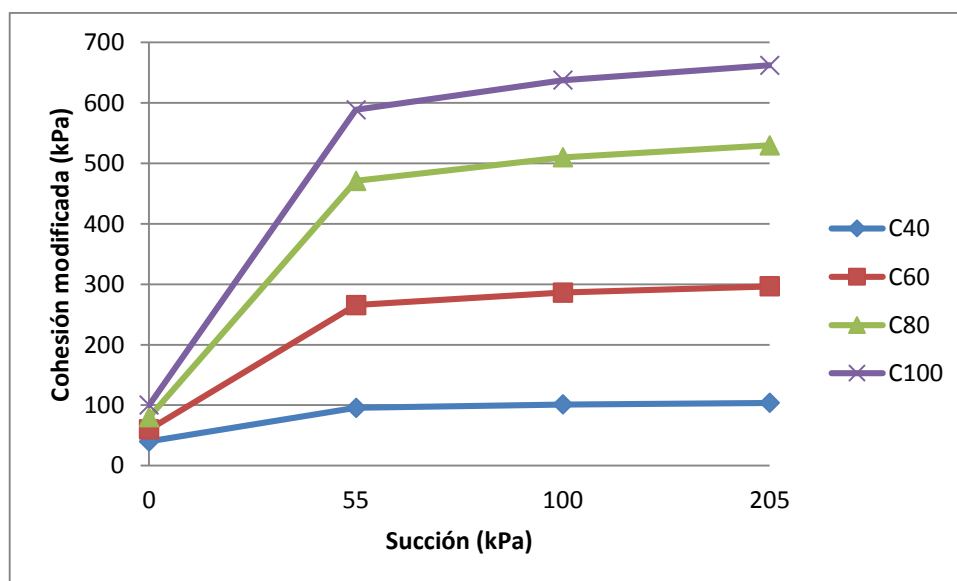
C- Φ , predominantemente Cohesivos								qbr (M3D)	
Modelo	Suelo	Saturación (%)	Succión (kPa)	Cm (kPa)	Φ m	Qbr (BH) kPa	qbr (V) (kPa)	qbr (M3D) (kPa)	% Dif
17	5	100	0	40	15	706.10	706.10	714.28	1.14
18		90	55	54.73	20		1348	1390.62	3.06
19		70	100	66.79			1604	1605.76	0.10
20		50	205	94.93			2202	2142	2.80

21	6	100	0	50	17	1001	1000.9	1024.56	2.30
22		90	55	66.81	22.5		1915	1925.53	0.54
23		70	100	80.57			2258	2237.17	0.93
24		50	205	112.67			3057	3010.17	1.55
25	7	100	0	70	20	1704	1704.36	1775.51	4.07
26		90	55	90.02	26		3687	3640	1.29
27		70	100	106.39			4275	4341	1.52
28		50	205	144.61			5646	5733.3	1.52

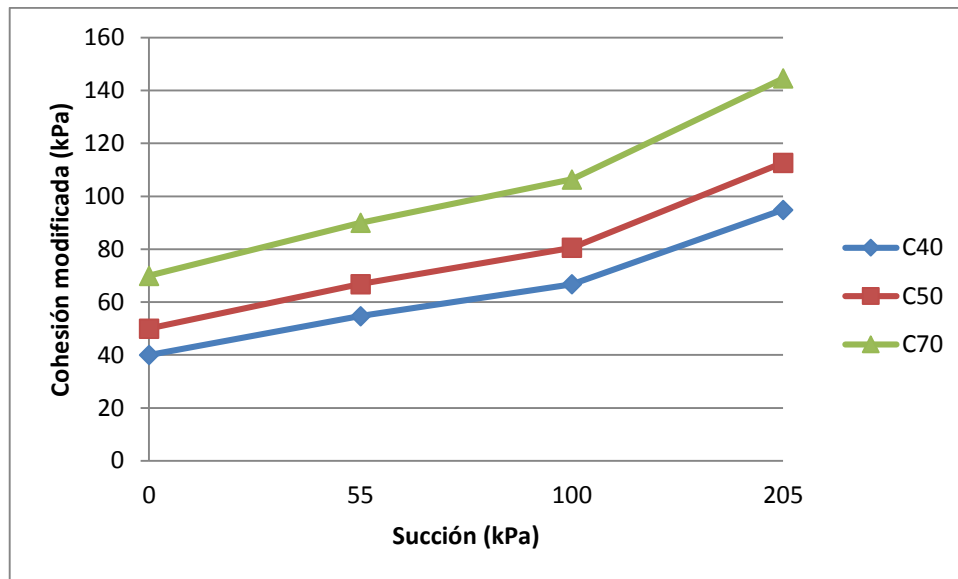
Tabla 3.9. Resultados Generales para los suelos C- Φ , predominantemente cohesivos.

Cohesión vs. Succión.

En los epígrafes anteriores había quedado claro cómo la succión, sobretudo la inicial, hacia variar los valores de la capacidad de carga y cómo Vanapalli, asumía este hecho a partir de la implementación de una C modificada. A continuación se analiza cómo este hecho cambia al aparecer la fricción interna.



a)



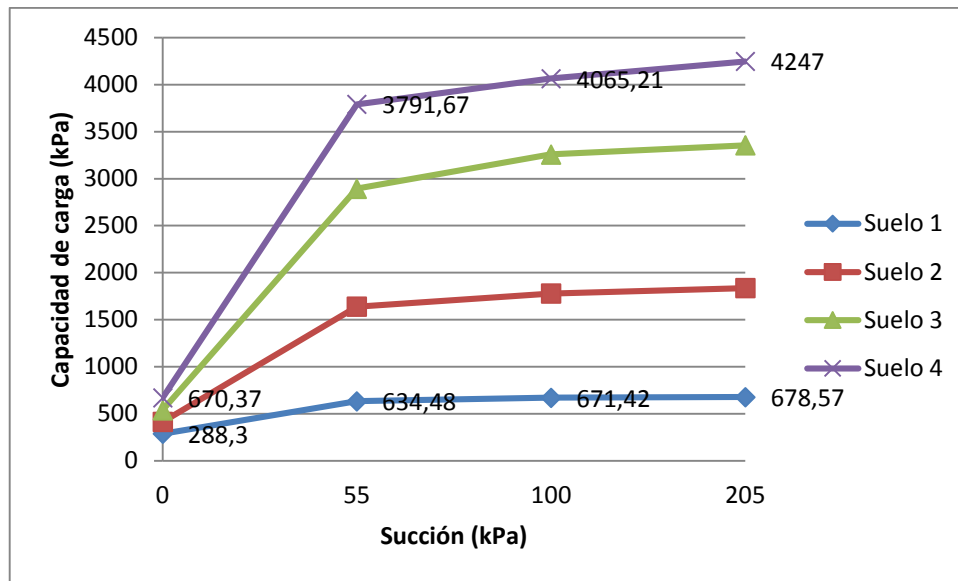
b)

Figura 3.7. Variación de la cohesión nominal. a) Suelos C. b) Suelos C- Φ .

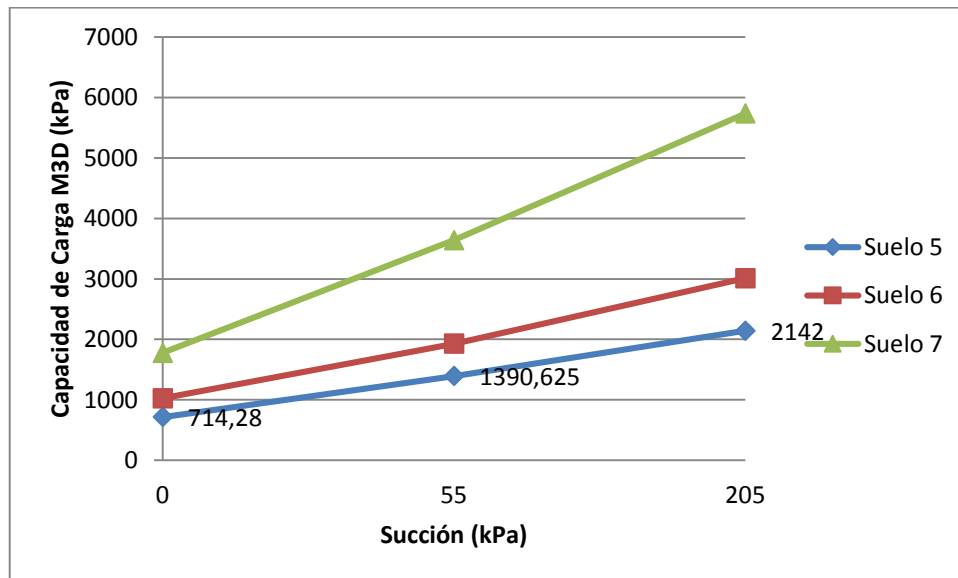
De la figura 3.7 podemos observar la diferencia entre las leyes de cambio de C_m , para los mismos valores de succión pero entre tipos diferentes de suelos. Para los suelos C (3.7 a) la succión inicial es responsable de un notable incremento que luego se hace más lento a medida que aumenta la succión. Además resulta visible el hecho de que a medida que la cohesión es mayor más empinadas se hacen las pendientes de las curvas, lo cual indica que C_m se incrementará de forma más acelerada a medida que aumente la cohesión del suelo. Esta situación es completamente diferente a la que se ve en los suelos C- Φ (3.7 b), en los cuales, las pendientes más leves de sus curvas indican una menor aceleración en el crecimiento de C_m . Sin embargo para estos suelos se observan mayores pendientes de la curva cuando los valores de succión aumentan. Este hecho parece indicar que en suelos C- Φ , la ley de cambio de C_m es independiente de la cohesión misma y solo depende de Φ y la matriz de succión.

Capacidad de carga vs. Succión.

Dada a la estrecha relación entre la cohesión y la resistencia al corte para suelos cohesivos puros, la cual según el criterio de Mohr-Coulomb tiene un carácter directamente proporcional, es de esperar que la capacidad de carga se comporte de forma similar que la cohesión ante los cambios del medio poroso tanto para los suelos analizados.



a)



b)

Figura 3.9. a) Suelos cohesivos puros, b) Suelos C- Φ predominantemente cohesivos.

El gran parecido entre las figuras 3.7 y 3.9 habla por sí solo. La capacidad de carga del suelo responderá al comportamiento de la cohesión ante los cambios de succión.

Cabe reconocer el papel que juega el ángulo de fricción interna (Φ), modificado o no, en la capacidad de carga. A pesar de que los suelos probados son

predominantemente cohesivos, incluso un pequeño valor de Φ constituye un valor agregado para estos suelos. Como se ve en 3.9, para un mismo valor de succión (por ejemplo 55 kPa) los valores de q_{br} son mayores en la parte b).

3.5. Diseño Teórico y Comparación con el M3D.

Como último paso para la comprobación y validación del M3D, se ha decidido efectuar un diseño geotécnico siguiendo la metodología de Vanapalli (2007) con el objetivo de comparar los resultados dados por el M3D.

Para ello, es necesario obtener, mediante el diseño geotécnico el área de la base de cimentación para un estado de cargas dado en estados de saturación total y parcial. Luego, se construyen dos modelos en Abaqus con las dimensiones de base obtenidas y se comprueba el resultado. En la prueba, se tendrán en cuenta por primera vez durante la investigación los factores de seguridad que indica la norma cubana, por lo que los datos que se introducirán al programa estarán alterados por dichos factores, ya que el mismo no los considera en sus algoritmos. A continuación se muestran los datos del diseño teórico:

Cargas Nominales		Cargas de Cálculo		Combinación	Seguridad				
CM (kN)	CV (kN)	CM* (kN)	CV* (kN)	1.2CM+1.6CV	γs	γgtgΦ	γGV	γgc	
800	400	960	640	1600kN	1.2	1.25	1.05	1.45	
Parámetros nominales del suelo									
Φn (grados)	Cn (kPa)	E (MPa)	γ(kN/m3)	Ψ (grados)	Ip				
15	40	15	20	5	30				
Modelo	S	Succión	Parámetros modificados y de cálculo				Resultados		
			Φm*(grados)	Cm*(kPa)	Φm(M3D)(grados)	Cm(M3D)(kPa)	B=L (m)	Qbt (N)	Qbr (kPa)
29	100	0	12.09879	27.58621	12.09879	27.58	2.2	1711	420
30	90	55	20	27.58621	16.234	27.58	1.65	1734	760

Tabla 3.10. Diseño Geotécnico por el 1er Estado Límite. Datos de entrada y resultados.

En los modelos anteriores la base de cimentación presentaba $b=l=1m$, y además no se tenían en cuenta los factores de seguridad. Debido a esto la capacidad de carga en términos de fuerza (Q_{bt} en N) o esfuerzo (Q_{br} en Pa) tenían un valor similar. En el caso del diseño realizado, es de notar que esto no se cumple. Los valores de Q_{bt} son similares para ambas bases, debido a un estado de cargas similar y su única diferencia radica en el peso propio del cimiento. Sin embargo los valores de Q_{br} distan mucho el uno de otro, observándose un incremento de Q_{br} para el caso del suelo parcialmente saturado, lo cual deriva en una base un 25% más pequeña.

A continuación se muestra una tabla que ilustra los resultados de la comparación:

Comparación entre el modelo teórico y el M3D									
Modelo	S (%)	Succión(kPa)	B=L(m)	Qbt(V)(kN)	Qbt(M3D)(kN)	% Dif.	Qbr (V)(kPa)	Qbr (M3D)(kPa)	%Dif.
29	100	0	2.2	1711.34	1740.74	1.68	420.48	427.58	1.66
30	90	55	1.65	1734	1761.36	1.55	760.28	772.35	1.56

Tabla 3.11. Comparación de resultados.

Como se aprecia el M3D hace un acercamiento considerable a los resultados esperados, demostrando su validez y la de la metodología de Vanapalli en sí misma. De los mismos resultados del diseño teórico se puede comprobar que la succión juega un papel fundamental en el comportamiento de la resistencia al corte del suelo, requiriendo bases significativamente menores y por tanto más racionales.

Las figuras siguientes muestran las curvas de comportamiento del suelo para los distintos niveles de saturación evaluados.

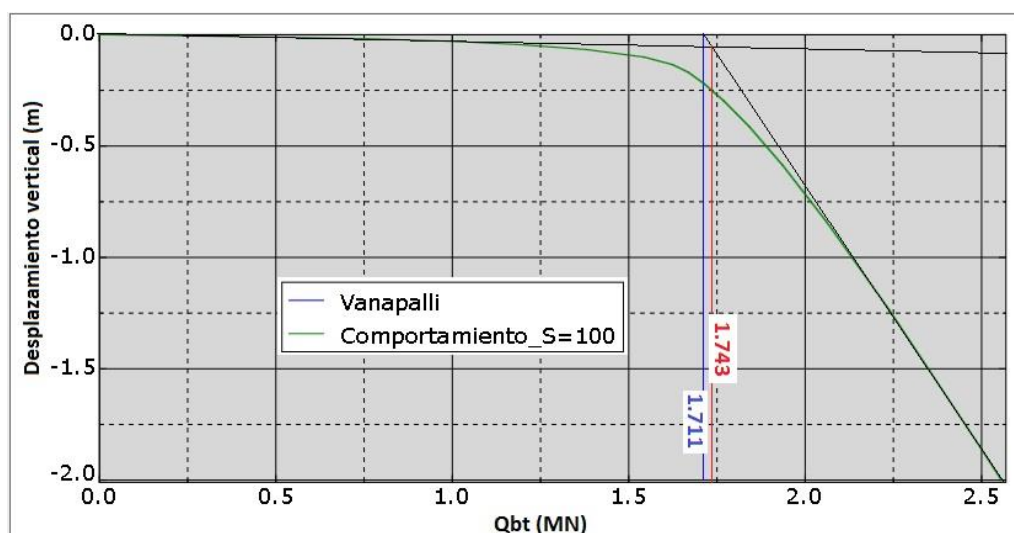


Figura 3.11. Comportamiento del Suelo (m. 29). Capacidad de carga (Qbt)

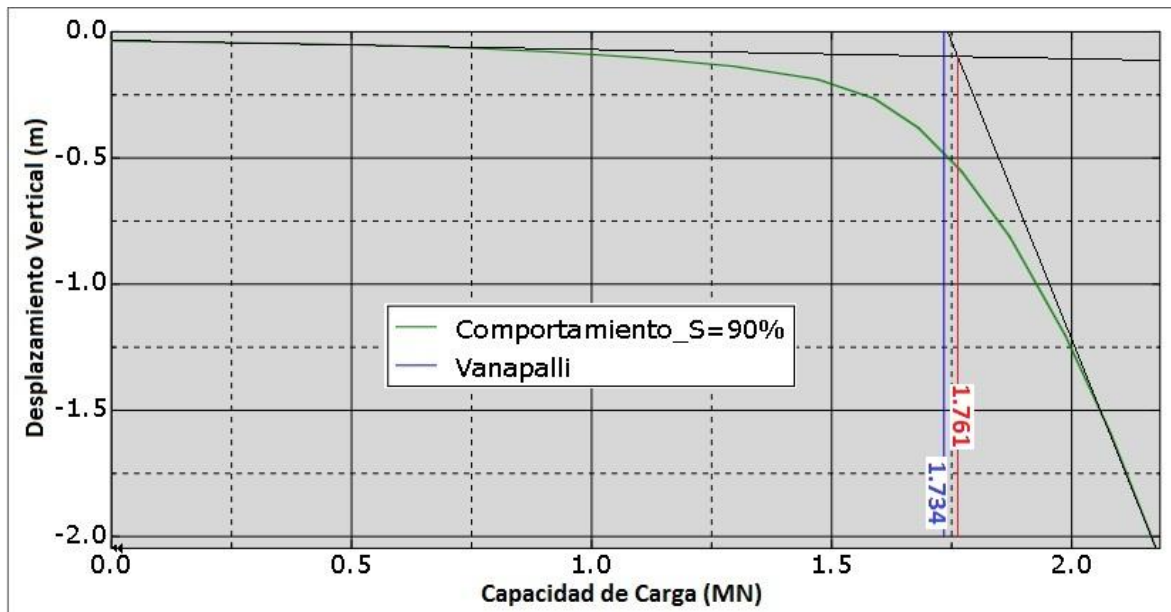


Figura 3.12. Comportamiento del Suelo (m. 30). Capacidad de carga (Q_{bt})

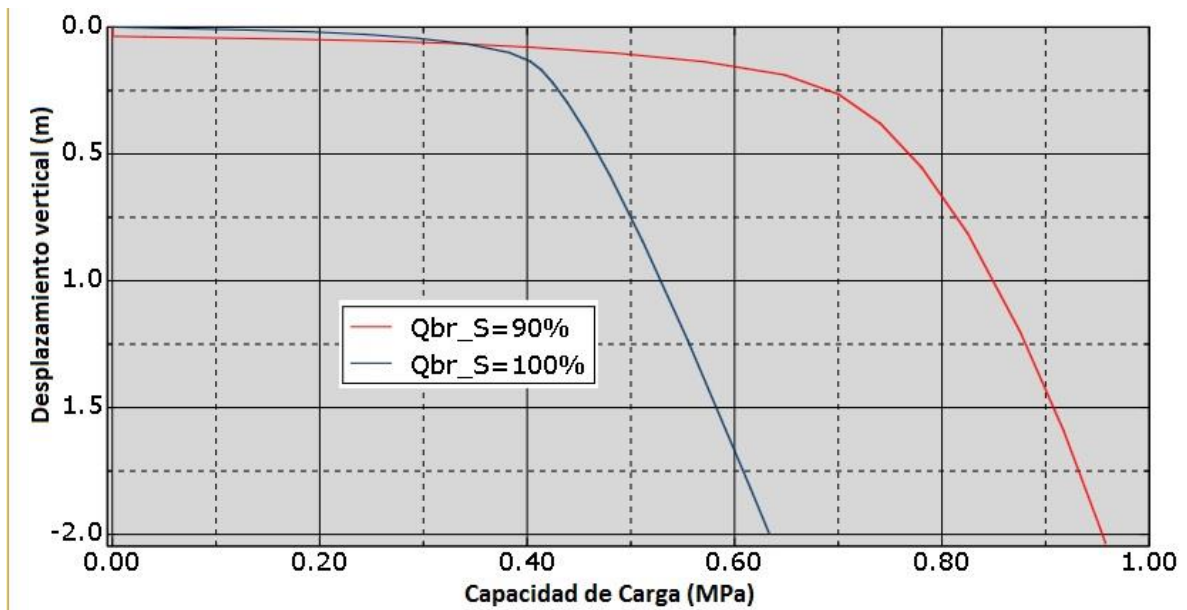


Figura 3.13. Comparación de la capacidad de carga como esfuerzo para distintos niveles de saturación.

CONCLUSIONES PARCIALES

1. Se comprobó la capacidad del M3D propuesto para representar los suelos analizados y sus condiciones de trabajo al obtener resultados cercanos a los esperados con porcentos de diferencia menores del 5%.
2. Se comprobó la influencia de succión en el comportamiento mecánico de los suelos cohesivos puros y $C-\Phi$ predominantemente cohesivos, observándose aumentos significativos de la capacidad de carga dados por las modificaciones en los parámetros de resistencia al corte.
3. Para suelos C puros, la succión inicial es la responsable de los mayores incrementos de la capacidad de carga, observándose aumentos de hasta 6 veces el valor inicial.
4. En los suelos cohesivos puros es mucho más notable la influencia de la succión, observándose que los efectos de esta se hacen más significativos a medida que la cohesión del suelo es mayor. Mientras, en los suelos $C-\Phi$ predominantemente cohesivos, los incrementos de capacidad de carga suceden de forma más lineal lenta observándose los mayores a medida que la succión aumenta.

CONCLUSIONES GENERALES

1. La metodología para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales sobre suelos parcialmente saturados es una extensión optimizada de la Mecánica de Suelos Clásica y conduce a diseños más racionales y adaptados a su medio.
2. La presencia de tres fases (líquida, gaseosa y sólida) en el suelo conduce a la aparición de nuevos estados tensionales que deben ser considerados en la metodología de diseño. La succión, como estado tensional conduce a incrementos de la capacidad resistente del suelo.
3. El modelo tridimensional propuesto responde a todas las necesidades de esta investigación reflejando acertadamente el comportamiento esperado de suelos saturados y siendo de fácil adaptabilidad a las metodologías de diseño para suelos parcialmente saturados. Su rendimiento ha sido comprobado de varias maneras obteniendo siempre los resultados que difieren de los teóricos en porcentajes inferiores al 5%.
4. Para suelos cohesivos puros el incremento de la capacidad de carga es una consecuencia de la aceleración con la que crece la cohesión modificada de Vanapalli en función de la succión.
5. La cohesión modificada de Vanapalli crecerá más aceleradamente en la medida que la cohesión nominal del suelo sea mayor, cuando se trata de suelos cohesivos puros.
6. Para los suelos $C-\Phi$, predominantemente cohesivos, la capacidad de carga se incrementa de forma prácticamente lineal a medida que aumenta la succión, observándose una ley de crecimiento completamente diferente a la de los suelos C puros.
7. Mediante el M3D se ha podido comprobar la gran diferencia que existe en la capacidad de carga en términos de esfuerzo cuando la tensión de succión es considerada para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales en suelos parcialmente saturados.
8. El campo de la Mecánica de Suelos no Saturados es Cuba ha sido poco explotado, sin embargo investigaciones simples como ésta demuestran que el futuro de la rama es prometedor y que su aplicabilidad a las condiciones cubanas es posible.

RECOMENDACIONES

- 1.** Continuar el desarrollo de las investigaciones relacionadas con los suelos parcialmente saturados debido a su relativa novedad y las convenientes aplicaciones que tienen estos estudios.
- 2.** Introducir los principales conceptos de la Mecánica de Suelos no Saturados en el plan académico de postgrado para la carrera de Ingeniería Civil, con el objetivo de captar mayor atención hacia este campo y familiarizar al estudiante con las teorías modernas de Geotecnia.
- 3.** Perfeccionar el dominio de programas computarizados para el diseño asistido con el fin de generalizar su uso y aplicación en la ingeniería geotécnica para estudiante de pregrado y postgrado de la carrera de Ingeniería Civil.
- 4.** Implementar nuevos modelos capaces de representar estados de carga más complejos y estratificación múltiple.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

1. (NC), O. N. D. N. 2004. NORMA PARA EL DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.
2. AINSWORTH, M. & ODEN, J. T. 2000. *A Posteriori Error Estimation In Finite Element Analysis*, New York, New York, USA.
3. AITCHISON, G. D. 1961. *Relationships of moisture stress and effective stress functions on unsaturated soils. Pore pressure and Suction in Soils*, London.
4. ALFARO SOTO, M. A. 2008. Geotecnia en suelos no saturados. *Revista Académica Colombiana de Ciencias*, XXXII (125), 471-481.
5. ALVA HURTADO, J. E. 2013. Diseño de Cimentaciones. Lima, Perú: Instituto de la Construcción y Gerencias.
6. ÁLVAREZ GIL, L. & HERNÁNDEZ FERNÁNDEZ, D. 2007. *Modelación estructural de edificios históricos. Caso de estudio: Convento de Santa Clara de Asís—CENCREM*. Tesis para optar por el título de Ingeniero Civil, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas.
7. BARRERA BUCIO, M. & GARNICA ANGUAS, P. 2002. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS NO SATURADOS EN VÍAS TERRESTRES. *In: TRANSPORTE*, I. M. D. (ed.). Sanfandila, Qro, Mexico: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
8. BELTRÁN, F. 1999. Teoría General del Método de los Elementos Finitos. Departamento de Mecánica Estructural y Construcciones Industriales - ETS Ingenieros Industriales Madrid.
9. BISHOP, A. & BLIGHT, G. 1963. Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Geotechnique*, 13(3), 177-198.
10. BRENNER, S. C. & SCOTT, L. R. 1994. *The Mathematical Theory of Finite Element Methods.*, New York, New York, USA.
11. CALDERÓN, G. & GALLO, R. 2011. *Introducción al Método de los Elementos Finitos: un enfoque matemático*, Mérida, Venezuela, XXIV Escuela Venezolana de Matemáticas.
12. CELIGÜETA, J. T. 2011. *Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural*, San Sebastián, España.
13. CHAGOYÉN MÉNDEZ, E. L. & BROCHE LORENZO, J. L. 2005. *CONCEPTUALIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES AISLADAS APLICANDO TÉCNICAS DE MODELACIÓN NUMÉRICA*. Tesis presentada para optar por el grado científico de Doctor en Ciencias Técnicas. Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas.
14. DAS, B. M. 2007. *Principles of Foundation Engineering*, Thomson Engineering.
15. FREDLUND, D., XING, A. & HUANG, S. 1994. Predicting the permeability functions for insaturated soil using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 533-546.
16. FREDLUND, D. G. & MORGENSTERN, N. R. 1977. Stress State Variables for Unsaturated Soils. *Journal og Geot. of Div. ASCE.*, 103, 447-466.
17. GENS, A. & POTTS, D. M. 1988. MODELOS ELASTO-PLASTICOS DE ESTADO CRITICO PARA ANALISIS NUMERICOS DE PROBLEMAS GEOTECNICOS. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Cataluña, España: Universitat Politècnica de Catalunya.
18. HELWANY, S. 2007. *Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications.*, USA, Canada.
19. JENNINGS, J. & BURLAND, J. 1962. Limitations to the use of effetine estresses in partly saturated soils. *Géotechnique* 12, No. 84 (SM5), 125-144.
20. JUÁREZ BADILLO, E. & RICO RODRÍGUEZ, A. 2005. *Mecánica de Suelos*, México, Limusa.
21. LIBARDI, P. L. 1995. *Dinámica del Agua en el Suelo*, Piracicaba, ESALQ, Depto. de Física e Metereologia.

22. LLORET, A. & ALONSO, E. E. 1980. *State surfaces for partially saturated soils*.
23. MANUAL ABAQUS/CAE, S. 2007. *Manual de utilización para el usuario de Abaqus/CAE*.
24. MELI, R. 1985. *Diseño Estructural*, México, Limusa.
25. PARRY, R. H. G. 2005. *Mohr Circles, stress paths and geotechnics*.
26. PECK, R. B., HANSON, W. E. & THORBURN, T. H. 1974. Foundation Engineering. In: JOHN WILEY & SONS, I. (ed.) 2nd ed.
27. PÉREZ GARCÍA, N. 2008. DETERMINACIÓN DE CURVAS CARACTERÍSTICAS EN SUELOS NO SATURADOS CON CELDAS DE PRESIÓN. In: TRANSPORTE, I. M. D. (ed.). Sanfandila, Qro. México: Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
28. QUEVEDO SOTOLONGO, G. 2013. Modelos de comportamiento. *Introducción a la Mecánica de Suelos*. UCLV, Departamento de Ingeniería Civil, Villa Clara, Cuba.
29. QUEVEDO SOTOLONGO, G. & BERNAL CORDERO, A. 2013. *Análisis teórico de la capacidad de carga de suelos parcialmente saturados*. Tesis de grado para optar por el título de Ingeniero Civil, Universidad Central Marta Abreu de las Villas.
30. QUEVEDO SOTOLONGO, G. & GONZÁLEZ, A. V. 2000. *Diseño Geotécnico de Cimentaciones superficiales en arenas*. Tesis para optar por el grado de Doctor en Ciencias Técnicas, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas.
31. QUEVEDO SOTOLONGO, G. & IBAÑEZ, L. O. 2001. *Análisis del comportamiento geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes sometidas a carga axial mediante la modelación numérica*. Tesis para optar por el título de Doctor en Ciencias Técnicas, Universidad Central Marta Abreu de Las Villas.
32. REIS, R. M. & VILAR, O. M. 2004. Resistencia al corte de nos suelos residuales no saturados. V *Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados.*, 1, 109-114.
33. SANTOS, C. & VILAR, O. M. 2004. Análisis parametral de estabilidad de taludes en suelos no saturados: Influencia del tipo de suelo. V *Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados.*, 1, 181-188.
34. SIMANCA, O. 1999. *Capacidad de Carga en cimentaciones superficiales*. Tesis Doctoral, Universidad de Oviedo
35. SIMONS, N. & MENZIES, B. 2001. *A Short Course of Foundation Engineering*, London, Thomas Telford Publishing.
36. SKEMPTON, A. W. "The $u = 0$ analysis for stability and its theoretical basis". Proc. 2nd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1948. 72-77.
37. TERZAGHI, K. The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1936 Cambridge, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering., 54-56.
38. VANAPALLI, S. K. & MOHAMED, F. M. O. 2007. "Bearing capacity of model footings in unsaturated soils". *Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Springer Proceedings in Physics.*, 112, 483 - 493.
39. VANAPALLI, S. K. & ZHAN, Y. G. 2012. Algunos Aspectos en el Modelado Numérico de Prueba de cimentaciones en arenas saturadas y no saturadas.
40. VERÁSTEGUI, R. D. 2001. "Selección de parámetros de resistencia para el análisis de estabilidad de taludes en condiciones drenadas". *Revista trimestral del laboratorio de Geotecnia. Universidad Mayor de San Simón –UMSS*, 4-8.