

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA CAPACIDAD DE CARGA PARA  
UN SUELO GRANULAR EMPLEANDO MÉTODOS ANALÍTICOS Y  
COMPUTACIONALES**

Tesis para obtener el título profesional de **Ingeniero Civil**

Autor: **Roel Fernando Casusol Vargas**

Asesor: **Jorge Victor Jose Zegarra Pellanne**

**Lima, 2020**

## RESUMEN DE TESIS

El problema geotécnico referido al cálculo de la capacidad de carga en una zapata infinitamente larga se puede enfocar desde diversos puntos de vista en cuanto al método de solución a utilizar. Existen diversos métodos con los cuales se puede llegar a una estimación, sin embargo, cada una de estos posee diversas consideraciones, tanto en la satisfacción de las condiciones de equilibrio como en la compatibilidad del sistema.

En este proyecto se analiza comparativamente la relación entre los valores de capacidad de carga para un suelo granular (GP) particular, mediante el método de los elementos finitos (FEM por sus siglas en inglés) y métodos analíticos, considerando variaciones tales como la profundidad de cimentación, la dimensión de la zapata o el modelo constitutivo del suelo (solo para el caso de elementos finitos).

Se modeló el problema geotécnico empleando el programa PLAXIS para doce (12) zapatas diferentes. Asimismo, se estimó la diferencia entre la capacidad de carga considerando las diferentes formulaciones tanto de autores pioneros en el tema como Prandtl (1920) y Terzaghi (1948), además de autores posteriores como Meyerhof (1963), Hansen (1970), Vesíć (1975) y Chen (1972).

Finalmente, se definieron las principales diferencias entre los métodos empleados, las cuales refieren a la definición de estados de falla, la regla de flujo asociada (determinada por el parámetro de dilatancia) y el estado tensorial del problema. Asimismo, se precisaron tendencias en cuanto a la coincidencia entre los métodos analíticos con FEM, teniendo en cuenta las diversas variables mencionadas anteriormente.

**PALABRAS CLAVE:** Cimentaciones superficiales, Capacidad de carga, Elementos finitos, *Hardening Soil*,

## **DEDICATORIA**

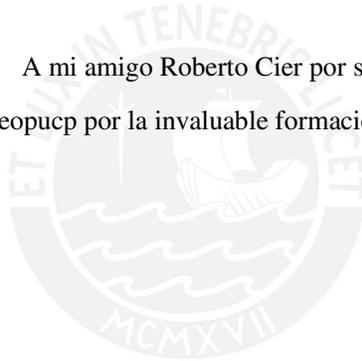
A mis padres Elisa y Germán, mi hermano Piero por su constante apoyo y afecto.  
A Diego y Nichols, compañeros que conocí en la universidad por su amistad incondicional.

## **AGRADECIMIENTOS**

Mi reconocimiento y gratitud a mi asesor Jorge Zegarra por su compromiso y guía en el desarrollo de este proyecto.

A mi amigo Roberto Cier por su valiosa contribución en esta tesis.

Finalmente, a la PUCP y a Geopucp por la invaluable formación, por la cual siempre les estaré en deuda.



**Roel Casusol V.**

# Contenido

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	1
1.1. Fundamento de la tesis.....	1
1.2. Objetivos de la tesis:.....	2
1.2.1. Objetivo general: .....	2
1.2.2. Objetivos específicos: .....	2
1.3. Alcance: .....	2
1.4. Contenido:.....	3
1.5. Hipótesis:.....	4
<b>2. REVISIÓN DE LA LITERATURA</b> .....	5
2.1. Cuestiones generales acerca de carga de la capacidad de carga:.....	5
2.1.1. Modos de falla: .....	6
2.1.2. Mecanismos de falla:.....	9
2.2. Métodos analíticos:.....	10
2.2.1. Ludwig Prandtl (1920):.....	12
2.2.2. Terzaghi (1945):.....	15
2.2.3. G. Geoffrey Meyerhof (1955): .....	17
2.2.4. Aleksandar Vesić (1973): .....	21
2.2.5. Jorgen Brinch Hansen (1970): .....	22
2.2.6. W. F. Chen y L. Davidson (1975) .....	23
2.3. Métodos de elementos finitos: .....	26
2.3.1. PLAXIS:.....	29
2.4. Ensayos triaxiales:.....	32
2.4.1. Consolidado-Drenado (CD):.....	34
2.4.2. Consolidado- No drenado (CU): .....	35
2.4.3. No consolidado- No drenado (UU).....	36
<b>3. METODOLOGÍA</b> .....	38
3.1. Suelo considerado en el análisis .....	39
3.1.1. Modelos constitutivos del suelo .....	39
3.1.1.1. Mohr-Coulomb (MC): .....	39
3.1.1.2. Hardening soil (HS): .....	40
3.2. Determinación mediante métodos analíticos .....	42
3.3. Procedimiento en elementos finitos: .....	44
<b>4. ANÁLISIS DE RESULTADOS</b> .....	50
4.1. Calibración de suelos .....	50

<b>4.1.1.</b>	<b>Calibración de Mohr-coulomb (MC)</b> .....	50
<b>4.1.2.</b>	<b>Calibración de Hardening Soil (HS)</b> .....	51
<b>4.2.</b>	<b>Capacidades de carga</b> .....	53
<b>5.</b>	<b>CONCLUSIONES Y COMENTARIOS</b> .....	58
	<b>Referencias</b> .....	60
	<b>ANEXOS</b> .....	64
<b>Anexo A:</b>	<b>Registro de ensayos de laboratorio</b>	
<b>Anexo B:</b>	<b>Calibración de parámetros</b>	
<b>Anexo C:</b>	<b>Registro de modelos de elementos finitos</b>	



## Lista de Figuras

Figura 1 - Modos de falla según las características de la cimentación.....	6
Figura 2-Falla por corte general .....	7
Figura 3-Falla por punzonamiento .....	8
Figura 4-Falla por corte local .....	8
Figura 5-Mecanismo de Prandtl .....	9
Figura 6-Mecanismo de Hill .....	10
Figura 7-Hiperbolicidad del ángulo de fricción .....	12
Figura 8-Características en una zona radial .....	13
Figura 9-Problema de capacidad de carga.....	14
Figura 10- Estado pasivo y activo del suelo.....	14
Figura 11-Falla según Terzaghi.....	16
Figura 12-Falla según Meyerhof.....	18
Figura 13-Presiones en la cimentación según Meyerhof.....	20
Figura 14-Falla según Vesic .....	21
Figura 15-Falla según Lundgren y Mortensen .....	23
Figura 16-Diferencias entre elasticidad lineal y análisis limite.....	24
Figura 17-Diferencias entre método de cota inferior y superior .....	25
Figura 18-elementos típicos discretizados en dos dimensiones .....	27
Figura 19-Ejemplos de idealización geométrica axi-simétrica y deformaciones planas.....	29
Figura 20-Convención de signos para.....	30
Figura 21-Tipos de elementos finitos en .....	31
Figura 22-Esquema de ensayo triaxial .....	33
Figura 23-Envolvente de falla para ensayo CD.....	35
Figura 24-Envolvente de falla para ensayo CU.....	36
Figura 25-Envolvente de falla para ensayo UU .....	37
Figura 26-Esquema de metodología adoptada .....	38
Figura 27 - Curva esfuerzo-deformación unitaria para modelo MC .....	39
Figura 28--Curva esfuerzo-deformación unitaria para modelo HS.....	41
Figura 29-Factor adimensional $N_c$ .....	42
Figura 30-Factor adimensional $N_q$ .....	43
Figura 31-Factor adimensional $N_\gamma$ .....	44
Figura 32-Modelo geométrico utilizado.....	45
Figura 33-Malla utilizada para la discretización .....	46
Figura 34-Capacidad de carga resultante del modelamiento “directo”.....	47
Figura 35-Desplazamientos incrementales.....	48
Figura 36-Esfuerzos desviadores incrementales .....	49
Figura 37-Calibración de suelo en MC-SP (1).....	50
Figura 38-Calibración de suelo en MC-SP (2).....	51
Figura 39-Calibración de suelo en HS-SP (1) .....	52
Figura 40-Calibración de suelo en HS-SP (2).....	53
Figura 41-Variación de R respecto a modelo constitutivo .....	54
Figura 42-Variación de R respecto al ancho de cimentación .....	56
Figura 43-Variación de R respecto a método analítico .....	57

## Índice de Tablas

Tabla 1: Métodos de análisis para un problema geotécnico (Potts D. , 2002) .....	5
Tabla 2: Aportes en el tema de cargas de capacidad de carga (Vesić, 1973).....	11
Tabla 3-Resultados de Calibración de suelo en MC .....	51
Tabla 4-Resultados de Calibración de suelo en HS .....	53



## Índice de variables

$D_r$	Densidad relativa
$R$	Radio equivalente
$B$	Base de zapata
$N_c$	Factor adimensional debido a la cohesión del suelo de cimentación
$N_q$	Factor adimensional debido a la sobrecarga sobre la zapata
$\xi, \eta$	Variables dependientes de $I(p)$
$I_{(p)}$	Transformación de Sokolovski
$\sigma_0$	presión de referencia
$P_h$	Capacidad de carga
$\phi$	Ángulo de fricción del suelo
$P_e$	Presión de sobrecarga por el suelo sobre el nivel de cimentación
$D_f$	Nivel de desplante
$N_\gamma$	Factor adimensional debido al peso del suelo de cimentación
$m$	Coefficiente de movilización de la resistencia en la superficie libre equivalente
$d_c$	Factor de corrección de forma para $N_c$
$d_q$	Factor de corrección de forma para $N_q$
$G$	Parámetro adimensional definido por W. F. Chen y L. Davidson
$\sigma$	Esfuerzo normal
$\varepsilon$	Deformación unitaria
$\tau$	Esfuerzo cortante
$\sigma_3$	Presión de confinamiento en ensayo triaxial
$\sigma_1 - \sigma_3$	Esfuerzo desviador en ensayo triaxial
$c$	Cohesión del suelo
$A$	Parámetro de presión de poros de Skempton
$E$	Módulo de elasticidad
$G$	Módulo de corte
$\nu$	Coefficiente de poisson
$u$	Presión de poros

# 1. INTRODUCCIÓN

## 1.1. Fundamento de la tesis

Cuando nos referimos a los tipos de cimentaciones existentes, una de las más utilizadas en nuestro medio son las zapatas. Diariamente se diseñan múltiples cimentaciones superficiales, ya sea simples o complejas, teniendo en cuenta las diversas sollicitaciones según la particularidad requerida en cada proyecto. Debido a este entorno es importante comprender cada vez mejor el comportamiento de las mismas, estudiando las posibles fallas a las que puedan verse sometidas, ya sea por un excesivo asentamiento o por una falla en la capacidad de carga.

Este proyecto se encarga de indagar acerca de la capacidad de carga, también llamada carga de hundimiento o carga última en zapatas, a fin de dilucidar el comportamiento de las cimentaciones superficiales en condiciones de falla, considerando los diversos factores que influyen en ésta.

En este sentido, se busca realizar la comparación entre las formulaciones analíticas más conocidas y ampliamente usadas, contrastadas con el modelamiento numérico mediante elementos finitos empleando el programa PLAXIS, usando como indicador el parámetro de la capacidad de carga.

La principal motivación para este trabajo comparativo se sostiene en que las distintas teorías clásicas han sido desarrolladas bajo supuestos que difieren de los comúnmente utilizados en un modelo computacional.

En el presente proyecto se estudió el caso de cimentaciones corridas, para las cuales se evaluó la capacidad de carga del suelo y se comparó con el resultado obtenido mediante métodos computacionales, el cual, como se mencionó anteriormente, utiliza el método de elementos finitos para determinar la carga máxima a la que falla el suelo de cimentación.

Por último, en cuanto a las teorías analíticas estudiadas para presente proyecto de tesis, se considerarán autores pioneros en el tema como Prandtl (1920) y Terzaghi (1948), además de autores posteriores como Meyerhof (1963), Hansen (1970), Vesic (1975) y Chen (1972).

## **1.2. Objetivos de la tesis:**

### **1.2.1. Objetivo general:**

Analizar la relación entre los valores de capacidad de carga en una cimentación superficial y para un suelo particular, mediante el método de los elementos finitos (FEM, por sus siglas en inglés) y métodos analíticos convencionales, considerando variaciones en las condiciones del problema a analizar, tales como la profundidad de cimentación, la dimensión de la zapata o el modelo constitutivo del suelo (solo para el caso de elementos finitos).

### **1.2.2. Objetivos específicos:**

- Realizar la estimación de los parámetros de resistencia y rigidez de un suelo particular, los mismos que serán utilizados posteriormente en los modelos analíticos y computacionales.
- Calcular la capacidad de carga mediante métodos analíticos, considerando las diferentes formulaciones, supuestos y condiciones de borde del problema.
- Modelar el problema geotécnico que comprende la cimentación superficial empleando el programa PLAXIS<sup>1</sup> y hallar la capacidad de carga en cada caso considerando las diversas variaciones tanto en la profundidad de cimentación, las dimensiones del cimiento corrido y la ecuación constitutiva del suelo.
- Comparar los resultados obtenidos, hallar las diferencias con ambos métodos y comparar la superficie de falla teórica con la obtenida en el modelo de elementos finitos.

## **1.3. Alcance:**

El presente proyecto abarca el cálculo de la capacidad de carga considerando dos procesos diferentes de cálculo: mediante métodos analíticos, correspondiente a las teorías históricas desarrolladas en el tiempo, y haciendo uso de métodos computacionales utilizando FEM.

El suelo considerado en el proyecto corresponde a un suelo granular (arena mal gradada de  $C_u=2.71$  y  $C_c=1.22$ ), para el cual se llevó a cabo un ensayo de compresión triaxial de tipo consolidado no drenado (CU), según los lineamientos de la norma ASTM D 4767.

---

<sup>1</sup> Código de elementos finitos desarrollado en la universidad de Delft utilizado para problemas de interacción suelo-estructura en la industria de construcción e infraestructura

En cuanto a las características de las cimentaciones consideradas en el alcance del proyecto, se evaluó cimentaciones corridas de cuatro anchos diferentes (2, 3, 4 y 5 m) para tres profundidades diferentes de cimentación (0.0, 0.5 y 1.0 del ancho de la cimentación).

Para el cálculo numérico de elementos finitos empleando PLAXIS, se consideraron dos modelos constitutivos para el suelo (Mohr-Coulomb y *Hardening Soil*). En ambos casos se analizó la capacidad de carga y la superficie de falla obtenida, teniendo en cuenta los parámetros de la caracterización a partir de la información disponible mencionada anteriormente.

Finalmente, para los métodos analíticos estudiados, se considerarán las teorías desarrolladas por Prandtl (1920), Terzaghi (1948), Meyerhof (1963), Hansen (1970), Vesic (1975) y Chen (1972), los cuales presentan diferentes consideraciones para el cálculo de capacidad de carga, tanto para el suelo como de la superficie de falla asumida.

En suma, se analizaron cuatro anchos, tres profundidades de cimentación, dos modelos constitutivos y cinco métodos analíticos. Estas variables resultan en doce zapatas, 24 modelos de elementos finitos y 120 factores de comparación “R”<sup>2</sup>.

#### **1.4. Contenido:**

El presente trabajo consta de cinco capítulos, los cuales han sido divididos según la secuencia en el proceso de la investigación y de como esta se ha desarrollado; en los mismos se abarca el marco teórico necesario para la comprensión y el análisis comparativo posterior, asimismo se incluyen las características correspondientes al suelo analizado.

El primer capítulo corresponde a la introducción, dando a conocer aspectos generales de la investigación realizada. Asimismo, se presentan tanto los objetivos generales como específicos del proyecto, los cuales sustentan la respuesta al problema planteado, que es la evaluación de la diferencia en las capacidades de carga encontradas por los diferentes métodos contemplados según el alcance.

En el segundo capítulo se desarrolla el marco teórico o estado del arte en cuanto a capacidad de carga en zapatas. En primera instancia se abarcan los métodos analíticos desarrollados históricamente, considerando en cada uno las restricciones y el tipo de análisis utilizado (equilibrio limite, análisis limite, etc.). Luego se expondrá acerca de los métodos

---

<sup>2</sup> El factor R refiere al cociente utilizado según la metodología de este proyecto para comparar la capacidad de carga mediante métodos analíticos y elementos finitos. (Véase sección 3.3)

computacionales, el cual es utilizado mediante el programa PLAXIS; se mencionan tanto las características principales en el cálculo como las condiciones que se asume para el mismo. Por último, se hace una revisión acerca de los ensayos triaxiales, el cual fue el ensayo utilizado para la caracterización de los parámetros utilizados en el modelamiento y en las fórmulas analíticas.

En el tercer capítulo se presenta la metodología utilizada en la investigación, la cual es descrita en primer lugar, por la obtención de los parámetros correspondientes al modelo constitutivo utilizado en el cálculo, en segundo lugar, se presenta la evaluación de los métodos teóricos o experimentales, según lo especificado en el capítulo dos, y, por último, se muestra el procedimiento para el correcto modelamiento utilizado PLAXIS.

El capítulo cuatro se centra en el análisis de los resultados obtenidos anteriormente para los valores de capacidad de carga calculados. Con esta evaluación, en el capítulo cinco, se procede a realizar comentarios y conclusiones de acuerdo al procedimiento y considerando los objetivos del proyecto mencionados anteriormente.

### **1.5. Hipótesis:**

Los resultados obtenidos de la comparación entre los métodos analíticos y computacionales permitirán la evaluación de tendencias e identificación de los parámetros más influyentes en la capacidad de carga para una cimentación superficial.

## 2. REVISIÓN DE LA LITERATURA

### 2.1. Cuestiones generales acerca de carga de la capacidad de carga:

El problema geotécnico referido al cálculo de la capacidad de carga se puede enfocar desde diversos puntos de vista en cuanto al método de solución a utilizar.

Existen diversos métodos con los cuales se puede llegar a una estimación de la carga, sin embargo, cada una de estos posee diversas consideraciones, tanto en la satisfacción de las condiciones de equilibrio como en la compatibilidad del sistema.

Es necesario en cada uno de los métodos de análisis, el manejo de una relación que gobierne el comportamiento del suelo y que además sea adecuada para la resolución del problema. A continuación, se presenta un resumen realizado por D. Potts (2002) de algunos métodos utilizados para la obtención de la capacidad de carga, los cuales se desarrollarán posteriormente en mayor detalle.

Tabla 1: Métodos de análisis para un problema geotécnico (Potts D. , 2002)

Método de análisis	Requerimientos de Solución				
	Equilibrio	Compatibilidad	Modelo constitutivo	Condiciones de borde	
				Fuerzas	Desplazamientos
Equilibrio limite	Satisface	No Satisface	Rígido-plástico con criterio de falla	Satisface	No Satisface
Análisis límite: Cota Inferior	Satisface	No Satisface	Plasticidad ideal con una regla de flujo asociada	Satisface	No Satisface
Análisis límite: Cota Superior	No Satisface	Satisface		No Satisface	Satisface
Análisis numérico	Satisface	Satisface	Flexible	Satisface	Satisface

### 2.1.1. Modos de falla:

Cuando una zapata corrida es sometida a una carga centrada de forma incremental e indefinida, ésta presenta un descenso hasta llegar a un punto en el cual éste se hace excesivo, llegando a colapsar el suelo de cimentación, es ahí donde se considera que ha llegado a la carga máxima.

Esta carga depende de tres factores principalmente (Vesić, 1973): la densidad relativa que tiene el suelo en el cual se apoya la zapata, la geometría de la cimentación y las condiciones de carga para llegar a la falla.

De acuerdo a la variación de los parámetros mencionados anteriormente, se definen tres modos en los cuales se puede clasificar la falla: por corte general, por corte local y por punzonamiento. Estos tipos de falla poseen características diferentes tanto por la relación carga-asentamiento como en las superficies de falla presentes al momento del colapso. (Vesić, 1963)

DeBeer (1970) investigó la capacidad de carga para suelos arenosos, en los cuales, tomando en cuenta las variables como la densidad y profundidad relativa ( $D_f/B$ ), llegó a estimar el modo de falla que experimenta una zapata cargada. Estos fenómenos fueron resumidos en la Figura 1.

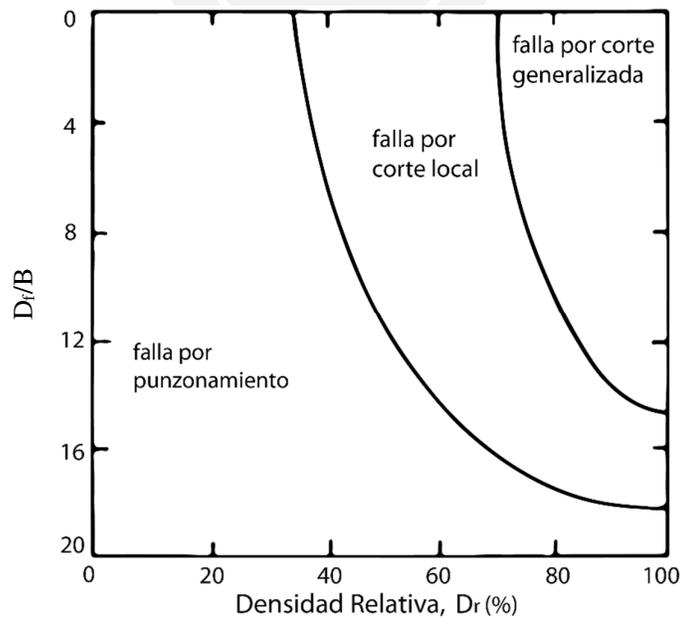


Figura 1 - Modos de falla según las características de la cimentación (De Beer, 1970)

Debido a la complejidad que resulta el predecir el tipo de falla al que puede estar sometida una cimentación superficial, Vesic (1973) propuso un parámetro racional cuantitativo para la evaluación de la compresibilidad relativa, al cual llamó Índice de rigidez<sup>3</sup> ( $I_r = \frac{G}{c+q \tan(\phi)}$ ). Se entiende que para valores altos de este índice (Ej. 250) predominará la falla por corte general, y por el contrario para valores bajos (Ej. 10), la falla por punzonamiento.

De los criterios anteriores se puede inferir que, para casos de suelos poco compresibles (arenas densas o muy densas y arcillas compactas, muy compactas o duras), se experimente una falla por corte general y, por el contrario, en suelos compresibles (arenas muy sueltas o sueltas y arcillas muy blandas o blandas), una falla por punzonamiento, teniendo en la parte intermedia o de transición (arenas medianamente densas y arcillas medianamente compactas) a la falla por corte local.

Sin embargo, la validez de este criterio es relativa, ya que, por ejemplo, una zapata sobre arena densa, con una profundidad de cimentación muy grande o sometida a una carga dinámica podría fallar por punzonamiento. (Vesic, 1973)

Cuando se produce una falla por corte o rotura general, se presentan varias superficies de deslizamiento y generalmente se observa una elevación del terreno circundante adyacente a la zapata. En cuanto a la curva carga-asentamiento, ésta presenta un valor máximo, correspondiente a la capacidad de carga, como se puede observar en la Figura 2 (Vesic, 1963).

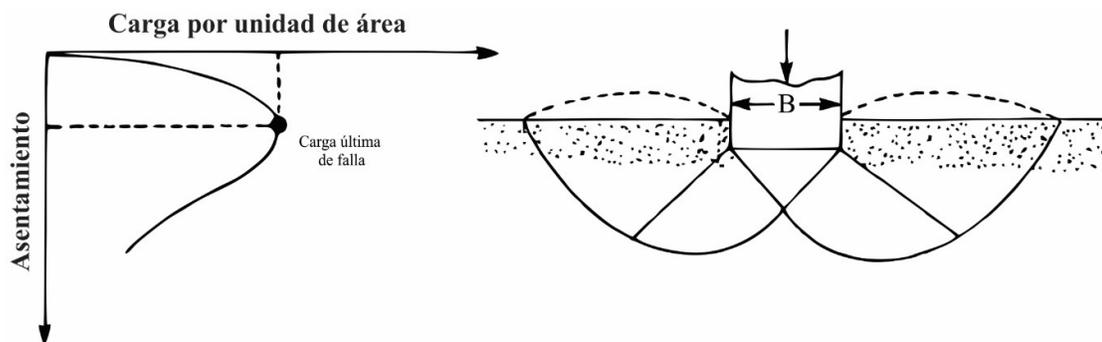


Figura 2-Falla por corte general (Vesic, Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand, 1963)

La falla por punzonamiento se caracteriza por un descenso vertical de la cimentación, quedando intacta la superficie libre adyacente a la zapata (no hay levantamiento). La curva

<sup>3</sup> G: Rigidez al corte,  $\phi$ : Ángulo de fricción, c: Cohesión, q: Carga aplicada en la falla

carga-asentamiento no presenta un valor máximo definido, por lo cual para ubicar la carga última se utilizan algunos criterios como el recomendado por DeBeer (1970), el cual señala que es el punto en el cual el módulo de la derivada de la carga respecto al asentamiento aumenta repentinamente tal como se muestra en la Figura 3 (Vesić, 1963).

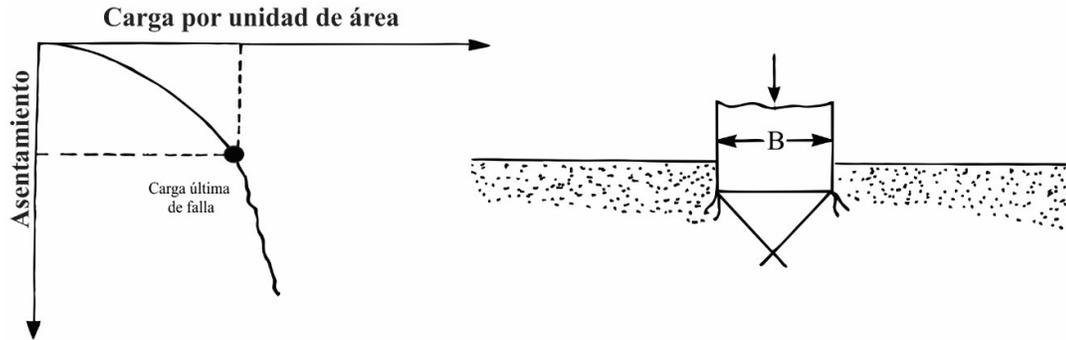


Figura 3-Falla por punzonamiento (Vesić, *Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand*, 1963)

La falla por corte local, representa un modo transicional entre los mencionados anteriormente, se presenta una elevación del terreno adyacente, aunque menor al de corte generalizado, pudiéndose observar superficies de rotura no necesariamente continuas. La curva carga-asentamiento resultante es similar a la de la falla por punzonamiento, así que se debe tomar en cuenta los criterios mencionados anteriormente. Sin embargo, en este caso, se puede apreciar una primera carga de falla, en la cual empieza a colapsar la cimentación, a partir de ese momento, los planos de falla empiezan a expandirse hasta la superficie llegando a la carga última, se puede apreciar que luego de la primera carga de falla, la curva se vuelve errática como se observa en la Figura 4 (Vesić, 1963).

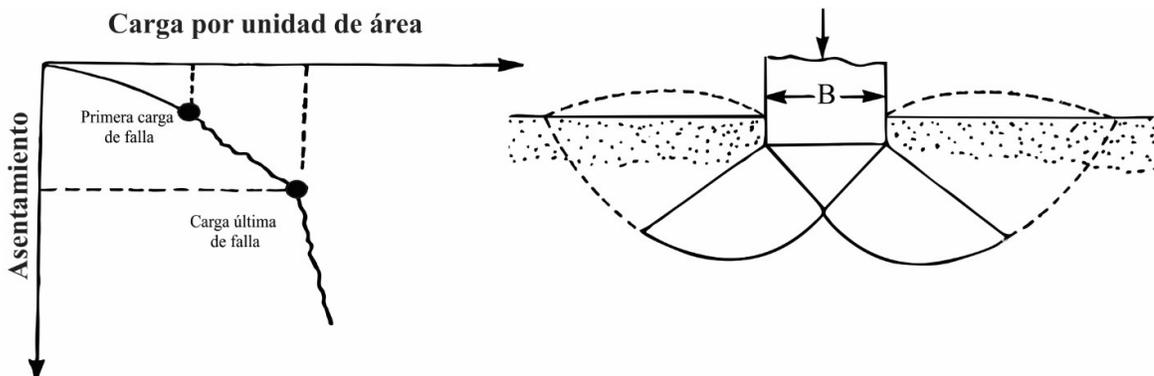


Figura 4-Falla por corte local (Vesić, *Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand*, 1963)

### 2.1.2. Mecanismos de falla:

Para analizar el problema de capacidad de carga en una zapata corrida, existen mecanismos predefinidos de falla, los cuales son utilizados como datos de entrada en los métodos analíticos, estos definen el comportamiento cinemático en la falla. Para el presente estudio, se ha considerado la descripción de los dos mecanismos típicos, el mecanismo de Prandtl y el de Hill.

El mecanismo de Prandtl define una cuña inferior que desciende junto con la cimentación, luego una zona radial donde el movimiento es tangente a la superficie, y por último una zona triangular exterior que se mueve en dirección inclinada, sobresaliendo de su posición original. Cabe resaltar que, en este mecanismo de falla, la cuña inferior se comporta como parte de la zapata, por lo cual se dice que se encuentra “indentada”, tal y como se muestra en la Figura 5. (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 1973)

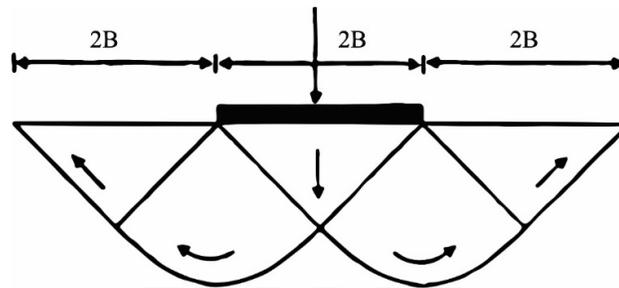


Figura 5-Mecanismo de Prandtl (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 1973)

La falla propuesta por Hill difiere de la de Prandtl, básicamente porque en ésta se forman dos cuñas en la parte inferior, el movimiento de las mismas no es totalmente vertical, por lo tanto, estas no se comportan como parte de la cimentación. Este mecanismo requiere una menor cantidad de energía para producirse movimiento en el mismo, lo cual llevaría a pensar que es el más común de observar, sin embargo, el de Prandtl es más frecuente debido a que la rugosidad entre el cemento y el suelo de cimentación hace más fácil la formación de una sola cuña inferior. En la Figura 6 se observa la geometría característica de esta falla. (Jiménez Salas, 1981)

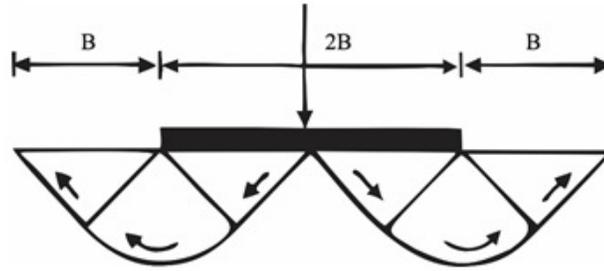


Figura 6-Mecanismo de Hill (Jiménez Salas, 1981)

## 2.2. Métodos analíticos:

Existen diversas teorías realizadas en cuanto al cálculo de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales. Vesic (1973) hizo un recuento de las mismas en su publicación *Bearing capacity of shallow foundations*, tomando únicamente en cuenta contribuciones posteriores a 1940 y exceptuando a Prandtl (1920). Divididas en experimentales, teóricas y revisiones de casos históricos o de estado del arte, estas se muestran en la Tabla 2.

Tal como se especificó en párrafos anteriores, en este estudio, únicamente se consideraron los aportes de Terzaghi (1948), Meyerhof (1963), Hansen (1970), Vesic (1975) y Chen (1972), considerados como los más importantes.

Tabla 2: Aportes en el tema de cargas de capacidad de carga (Vesić, 1973)

<b>Soluciones Teóricas</b>	
<b>Caso de deformaciones planas</b>	<b>Caso Aximetrico</b>
Sokolovskii, 1942, 1960	Ishlinskii, 1944
Terzaghi, 1943	Berezantsev, 1962
Mizuno, 1948	Mizuno, 1953
Meyerhof, 1948, 1951, 1955	Shield, 1955
Caquot and Kerisel, 1949, 1953, 1956	Eason and Shield, 1960
Lundgren and Mortensen, 1953	Cox et al., 1961
Gorbunov-Possadov, 1952, 1965	Cox, 1962
Bent Hansen, 1969	
<b>Estudios Experimentales</b>	
<b>Carga Estática</b>	<b>Carga Transitoria</b>
Meisheider, 1940	De Beer and Vesić, 1958
Meyerhof, 1948	Cunny and Sloan, 1961
Davis and Woodward, 1949	Seilig and McKee, 1961
Muhs and Kahf, 1954, 1957, 1961	Fisher, 1962
De Beer and Vesić, 1958	Jackson and Hádala, 1964,
De Beer and Ladanyi, 1961	White, 1964
Bent Hansen, 1961	Vesić, et al., 1965
Feda, 1961,	Poplín, 1967
L'Herrinier, et al., 1961, 1965	
Vesić, 1963, 1967	
De Beer, 1967, 1970	
<b>Otras contribuciones</b>	
<b>Revisiones de estado del arte</b>	<b>Casos históricos</b>
Terzaghi, 1943	Skempton, 1942
Terzaghi and Peck, 1948	Tschebotarioff, 1951
De Beer, 1949, 1965	Peck and Bryant, 1953
Skempton, 1951	White, 1953
Meyerhof, 1951, 1963	Bjerrum and Overland, 1957
Brinch Hansen, 1957, 61, 70	Nordlund and Deere, 1970
De Beer and Vesić, 1958	
Naujoks, 1963	
Lambe, 1965	
De Mello, 1969	
Whitman, 1970	
Hvorslev, 1970	
Weiss, 1970	

### 2.2.1. Ludwig Prandtl (1920):

Corresponde a la primera teoría que se tiene acerca del cálculo de la capacidad de carga para una zapata corrida. Se analiza una cimentación en faja debido a la simplificación que esta conlleva, ya que se puede analizar como un problema bidimensional.

Prandtl se basa en la teoría de la plasticidad desarrollada hasta entonces (previo a los aportes de Hill (1952), Drucker (1950) y Prager (1951)) aplicada principalmente en metales. El modo de rotura es asumido para hallar la carga de falla en el problema analizado. De igual manera, en esta teoría se considera al suelo como un material incompresible, isótropo y sin peso propio.

Asimismo, asume el criterio de Mohr-Coulomb para representar el estado en la falla. Se puede llegar a deducir las ecuaciones de los coeficientes  $N_c$  y  $N_q$  mediante el método de las características, el cual en este caso consiste en hallar las características de  $\xi$  y  $\eta$  constantes en el plano de  $I(p)$  vs  $\Psi$  según las relaciones que se verán más adelante. (Jiménez Salas, 1981)

En primer lugar, se debe tener en cuenta la resolución de la ecuación diferencial que satisface el equilibrio del sistema, teniendo en cuenta deformaciones planas, además del criterio de plasticidad. (Jiménez Salas, 1981)

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X \quad , \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = Y \quad (1)$$

Para resolver este sistema de ecuaciones diferenciales parciales de primer orden, se requiere asumir la hiperbolicidad de la envolvente, la misma que está definida por un ángulo de rozamiento instantáneo  $\rho$  la Figura 7.

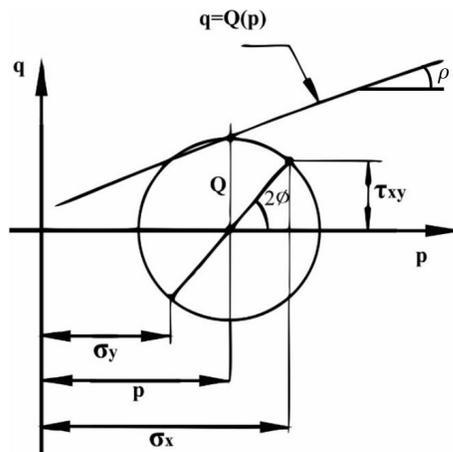


Figura 7-Hiperbolicidad del ángulo de fricción (Jimenez Salas, 1981)

Asimismo, el ángulo entre las características sería:

$$2\mu = \frac{\pi}{2} - \rho \quad (2)$$

Para resolver el estado de tensiones en la zona radial según la falla que propone Prandtl, es necesario tener en cuenta, que cuando todas las características de  $\eta$  constante pasan por un centro O, en este punto se tendrá un  $\xi$  constante, por lo tanto, este parámetro será el mismo en ambos extremos de la zona radial como se muestra en la Figura 8.

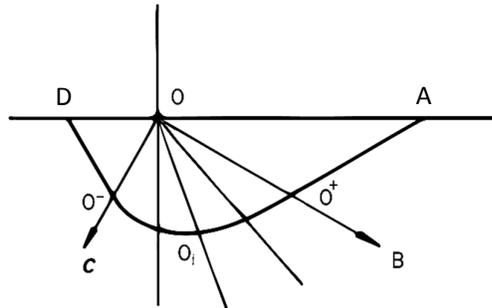


Figura 8- Características en una zona radial (Jimenez Salas, 1981)

Con las consideraciones anteriormente presentadas, se puede resolver el problema a partir de las tensiones conocidas y restringiendo algunas particularidades. Considerando la verticalidad de las cargas  $P_e$  y la una cimentación lisa que no genere fuerzas horizontales, se tiene un esquema de falla válido, ya que se trata de un mecanismo cinemático posible.

Debido a que no existen fuerzas horizontales en DO (Ver Figura 8),  $\Psi_o=0$  y por lo tanto  $\eta_o=\xi_o$ , en cuanto a OA, de igual forma será  $\Psi_o=\frac{\pi}{2}$ , esto debido a que en DO este es un máximo (trabajo positivo) y en OA un mínimo (trabajo negativo).

Estos términos se refieren a las 2 soluciones posibles para un mismo estado de plastificación (zona activa y pasiva) en los cuales se encuentran las dos cuñas de ambos lados de la zona radial.

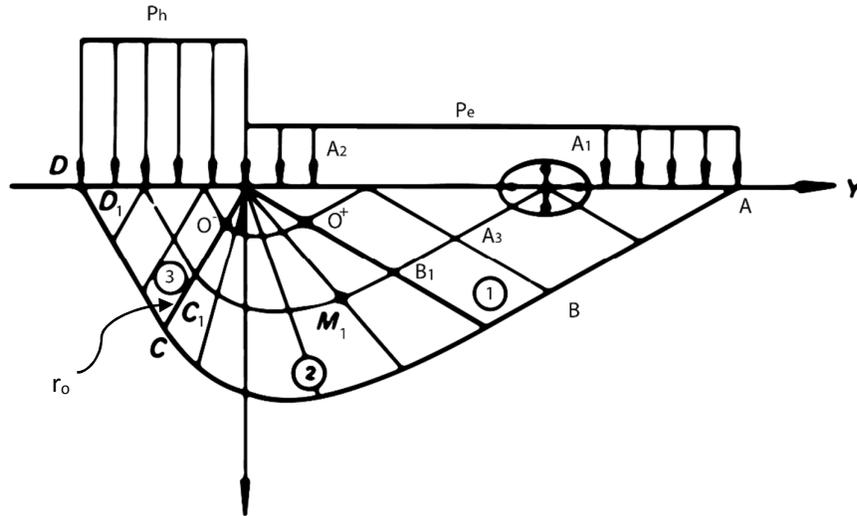


Figura 9-Problema de capacidad de carga (Jimenez Salas, 1981)

Resolviendo, se tiene que las características generan una espiral logarítmica, la cual depende del ángulo con la recta OC ( $\theta$ ), la longitud del mismo ( $r_0$ ) y el ángulo de fricción del suelo ( $\phi$ ):

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (3)$$

Igualando los valores de los parámetros  $\xi$  en ambos extremos de la zona radial, y mediante las relaciones de ambos estados obtenidos de la gráfica, despejando se encuentra  $P_h$ .

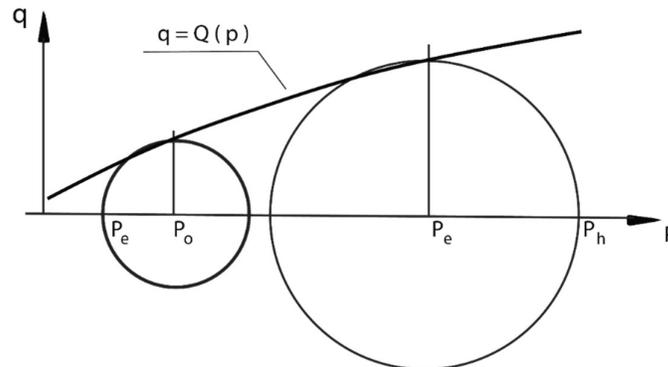


Figura 10- Estado pasivo y activo del suelo (Jimenez Salas, 1981)

$$P_h = P_f + P_f \sin \phi = P_e \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} e^{\pi \tan(\phi)} \quad (4)$$

Sin embargo para generalizar la solución se utiliza el teorema de los estados correspondiente de Caquot (1934), mediante el cual se sustituye “ $p$ ” por “ $p + c * \cot \phi$ ”, reemplazando se obtiene la ecuación más general:

$$P_h = c \cot(\phi) \left( \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} e^{\pi \tan(\phi)} - 1 \right) + P_e \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} e^{\pi \tan(\phi)} \quad (5)$$

De donde se deducen los factores adimensionales  $N_q$  y  $N_c$  para el mecanismo de Prandtl.

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi)} * \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (6)$$

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

Estas dos ecuaciones se consideran soluciones exactas para los estados descritos, por lo que la mayoría de autores consideran estos como parte de la solución general propuesta en la fórmula polinómica de Terzaghi.

### 2.2.2. Terzaghi (1945):

Terzaghi desarrolla una teoría importante para la comprensión de este problema geotécnico. Para el desarrollo de la misma, se basa en la falla de Prandtl además de considerar un estado totalmente plástico e incompresible. Para determinar la capacidad de carga, emplea una fórmula polinómica, la cual divide los tres estados que aportan resistencia al colapso de la cimentación.

El primer factor se refiere al aporte de la cohesión del suelo, el segundo al suelo sobre el nivel de cimentación (sobrecarga) y el último al peso del suelo de cimentación. Todos estos factores adimensionales dependen del ángulo de fricción del suelo. La fórmula polinómica tiene la siguiente forma:

$$q_u = c N_c + q N_q + 0.5 B N \quad (8)$$

Una de las restricciones que considera Terzaghi es la aplicación de su teoría solamente a cimentaciones poco profundas ( $D_f < B$ ), por lo cual además considera al suelo sobre el nivel de cimentación como una sobrecarga uniforme. (Terzaghi & Peck, 1948)

En la Figura 11 se muestra el esquema del cual se basa para desarrollar los diversos factores adimensionales.

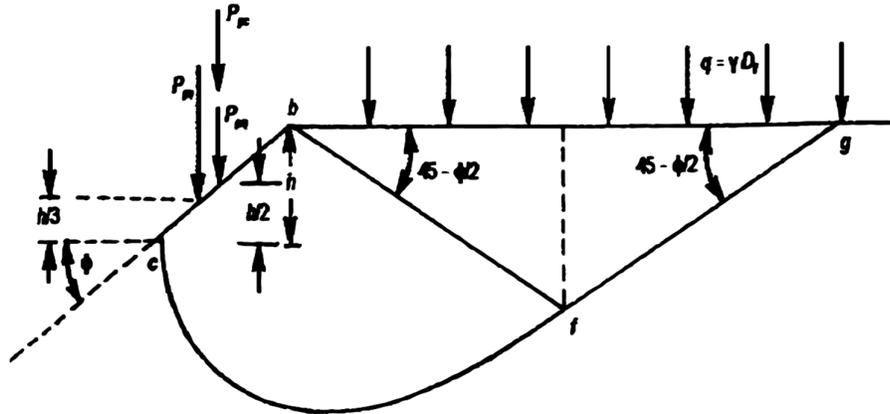


Figura 11-Falla según Terzaghi (Terzaghi & Peck, 1948)

Como se puede observar, el mecanismo es idéntico al de Prandtl con dos cuñas y una zona radial de transición. (Terzaghi & Peck, 1948). La carga fuera de la zapata representa el peso del suelo sobre la cimentación, y al no existir una fuerza horizontal, el ángulo con la horizontal de la cuña pasiva de Rankine es  $45 - \phi/2$ .

El método para la deducción de la capacidad de carga se basa en realizar la sumatoria de momentos a partir del centro de la espiral logarítmica ( $b$ ) que define la zona radial, para hallar los diversos empujes actuantes en la cuña producidos por el efecto del peso del suelo, la sobrecarga sobre el nivel de cimentación y la cohesión actuante. (Terzaghi & Peck, 1948)

En cuanto al ángulo de la cuña central (isósceles), debido a la fricción entre el suelo y la cimentación, Terzaghi asume un ángulo igual al de fricción interna del suelo en los extremos. (Das B. M., 2017)

Tomando en cuenta las condiciones geométricas de la falla, las cargas el suelo descrito, se obtienen los siguientes factores adimensionales propuestos por Terzaghi:

$$N_c = \cot(\phi) (N_q - 1) \quad (9)$$

$$N_q = \frac{e^{2 * \left(\frac{3 * \pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) * \tan(\phi)}}{2 * \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (10)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan(\phi)}{2} * \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\phi)} - 1\right) \quad (11)$$

El termino  $K_{p\gamma}$  refiere al empuje del suelo debido a su propio peso sobre la línea punteada en la Figura 11, la determinación de la misma se puede encontrar en tablas y es uno de los valores necesarios para formular las ecuaciones de equilibrio mencionadas.

El principal inconveniente teórico de este planteamiento es la incompatibilidad de mecanismos frente a los diversos escenarios que se deben suponer para hallar la capacidad de carga. Para calcular el empuje causado por la sobrecarga y la cohesión (necesarios para hallar  $N_q$  y  $N_c$ ) se asume el centro de la espiral logarítmica en la esquina de la cimentación, mientras que para el efecto del peso propio del suelo dentro de la zona de falla (necesario para hallar  $N_\gamma$ ), este centro se encuentra en la recta *bf*. (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 1973).

Una consideración importante del postulado realizado por Terzaghi en cuanto a la obtención de  $N_\gamma$ , es el uso de la teoría de plasticidad clásica, en la cual se define al suelo con un modelo coulombiano incoherente, el mismo que presenta una plasticidad asociativa (regla de flujo asociada).

Esta característica implica un suelo en el que el ángulo de fricción es igual al ángulo de dilatación<sup>4</sup>, lo cual es un supuesto que dista del comportamiento real de los suelos. Bajo plasticidad asociada, los materiales sueltos tenderían a dilatarse bajo la acción de fuerzas de corte, cuando en la realidad se comportan contractivamente. Debido a esto, el concepto de plasticidad asociada no es utilizada desde los años cincuenta en materiales geomecánicos.

### 2.2.3. G. Geoffrey Meyerhof (1955):

Luego de diez años del aporte de Terzaghi, Meyerhof desarrolla una teoría que considera la resistencia que aporta el suelo sobre el nivel de cimentación, al ser una cimentación rugosa,

---

<sup>4</sup> Entiéndase como ángulo de dilatación al parámetro que describe la relación entre el cambio volumétrico y la deformación por corte del suelo (Véase sección 3.1.1)

considera una falla tipo Prandtl, pero con una superficie libre inclinada (de la que se hablará más adelante) que se muestra en la Figura 12:

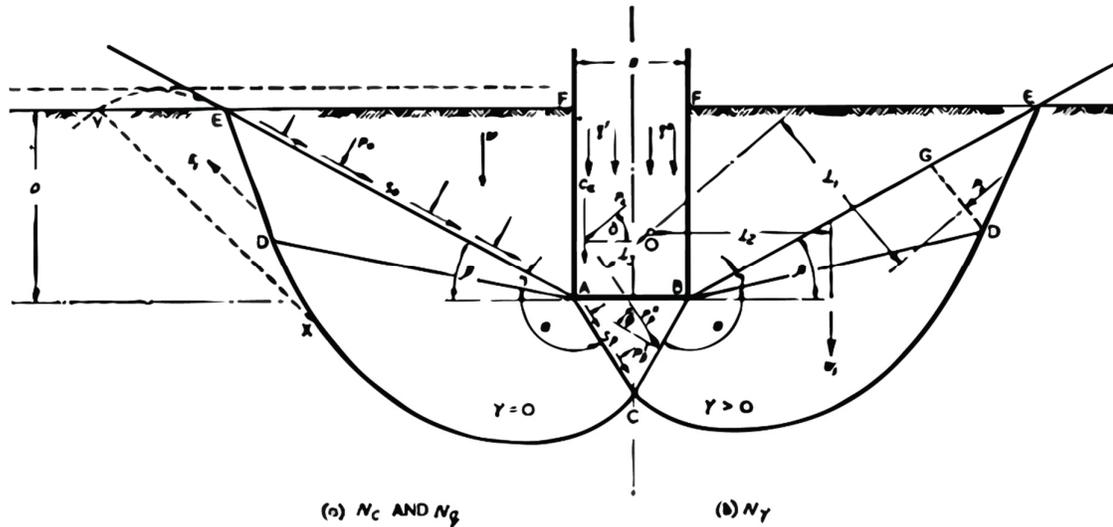


Figura 12-Falla según Meyerhof (Meyerhof, *Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations*, 1963)

Como se puede observar, al igual que Terzaghi, Meyerhof también presenta el problema de considerar fallas diferentes para la deducción de  $N_\gamma$  y los otros dos factores  $N_c$  y  $N_q$ .

Para la deducción de  $N_c$  y  $N_q$  se considera un suelo con fricción, sin peso, con cohesión en el primer caso y con sobrecarga en el segundo; se consideran 2 cuñas, cada una en un mismo estado de tensional (activo y pasivo), además en la parte intermedia se encuentra una zona radial, con centro en la esquina del cimiento.

Para el cálculo de los coeficientes, se utilizaron las relaciones de los círculos de Mohr para ambas cuñas, el ángulo que forma la cuña central descendente (isósceles), además de la dependencia de dos variables para hallar la normal y cortante en AD, que son la inclinación de la superficie libre ( $\beta$ ) y el coeficiente de movilización de la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie libre equivalente “ $m$ ”, el cual define el aporte de AE de la siguiente manera:

$$s_o = m(c + p_o \cdot \tan(\phi)) \quad (12)$$

Es importante resaltar que este coeficiente precisa la resistencia movilizada únicamente en una superficie de falla predefinida (AD) y según el método de solución detallado por

Meyerhof. Este caso no es un factor de resistencia (*Strength Factor*) calculado para cada elemento como el que muestran los programas de elementos finitos RS2<sup>5</sup> o similares.

Este valor es arbitrario ya que esta recta no es una zona de falla y por lo tanto “*m*” precisa cuál es la energía disipada en esta, pudiendo tener valores de 0 a 100%. Es importante resaltar que una vez definida *m*, *B* también lo está ya que son dependientes, si *m* es 1, AD coincide con AE, si *m* es 0,  $\eta = 45 - \phi/2$ .

Una vez calculadas las tensiones normales y tangenciales, en ambos extremos de la zona radial, se realiza el equilibrio de momentos desde el centro de la espiral logarítmica. Como se trata de una falla de Prandtl, esta se delimita por:

$$r = r_0 e^{\theta \tan(\phi)} \quad (13)$$

Las fuerzas tomadas en cuenta son los esfuerzos en AD y AC, así como la cohesión a lo largo de la curva. Despejando *q*’ se llega a la expresión donde  $\eta$  depende de *m*:

$$q' = c \cot(\phi) \left( \frac{1 + \sin(\phi) e^{\pi \tan(\phi)} - 1}{1 - \sin(\phi) \sin(2\eta + \phi)} \right) + P_0 * \frac{1 + \sin(\phi) e^{\pi \tan(\phi)}}{1 - \sin(\phi) \sin(2\eta + \phi)} \quad (14)$$

Debido a la incertidumbre del valor de *m*, Meyerhof hizo las gráficas correspondientes a ambos valores extremos, en los cuales se puede apreciar una variación poco significativa en los resultados, por esta razón en 1963 recomienda el uso de los factores definidos por Prandtl (*m* =0). (Meyerhof, 1963)

Para hallar el factor  $N_r$ , se utiliza otro mecanismo de falla como se mencionó anteriormente, esto debido a que el centro de la espiral logarítmica *O* no se encuentra en el extremo de la cuña central como en los otros dos estados.

Este centro se halla por medio de aproximaciones sucesivas, para lo cual en se debe asumir un valor de *m* y  $\phi$ , que determinen la geometría de la falla, así como el centro *O*.

Meyerhof analiza en primer lugar el círculo de Mohr de la cuña (en un mismo estado de tensiones), el cual junto al peso de la zona radial permite el cálculo del esfuerzo normal que ejerce la cuña central ( $P_p''$ ). Con este valor se puede realizar un equilibrio de fuerzas

---

<sup>5</sup> Programa de elementos finitos desarrollado por Rocscience, enfocado en modelamiento tanto suelos como rocas

verticales en la cuña central, considerando el peso de la misma, que nos da como resultado el valor de la capacidad de carga, según la siguiente ecuación:

$$q'' = \frac{\gamma B}{2} \left( \frac{4 P_p'' \sin(45 + \frac{\phi}{2})}{\gamma B^2} - \frac{1}{2} \tan(45 + \frac{\phi}{2}) \right) \quad (15)$$

Este proceso se repite para valores diferentes de  $O$  y de  $m$  (0 y 1), hallando la presión  $q''$  mínima, en la cual se agota todo el empuje pasivo del sistema. En 1963 como parte del 15to Congreso Internacional de Mecánica de Suelos, Meyerhof definió una expresión para  $N_\gamma$ , la cual es (Meyerhof, 1963):

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (16)$$

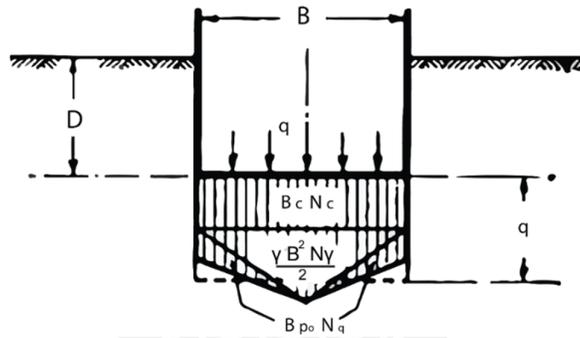


Figura 13- Presiones en la cimentación según Meyerhof (Meyerhof, *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations*, 1951)

Por último, Meyerhof habla sobre las presiones que ejerce el suelo sobre la zapata al momento de la falla, considerando a esta infinitamente rígida. Separa las tres condiciones que generan resistencia al colapso y define a la que aporta la cohesión como constante bajo la zapata. Para la presión generada por el peso del suelo de cimentación, distribuye triangularmente, aumentando hasta llegar al máximo en el centro de la cimentación. Finalmente, al estado correspondiente a  $N_q$ , le asigna un valor nulo en el centro de la cimentación, aumentando hacia los extremos, esta condición es la misma en cimentaciones profundas, sin embargo, en este tipo de cimentaciones la presión por la sobrecarga es mucho mayor debido a la profundidad de cimentación. (Meyerhof, 1951)

Como se puede observar en la Figura 13, la presión en el centro de la zapata es mayor a la capacidad de carga total, contrario a las cimentaciones profundas, donde sucede en los extremos.

#### 2.2.4. Aleksandar Vesic (1973):

Vesic se basa en la teoría de plasticidad para solucionar el problema de capacidad de carga. El suelo considerado en el análisis es de comportamiento rígido- plástico, por lo que este no presenta ninguna deformación antes de la falla (no se considera el efecto de compresibilidad en el modelo), luego de la cual fluye indefinidamente. (Vesic, 1973)

En cuanto al mecanismo de falla, este se basa en confirmaciones experimentales encontradas en ensayos de laboratorio realizadas junto con De Beer en 1958. Geométricamente, considera un ángulo igual a  $45+\phi/2$  en la cuña central, así como de  $45-\phi/2$  con la horizontal en la cuña pasiva como se muestra en la Figura 14.

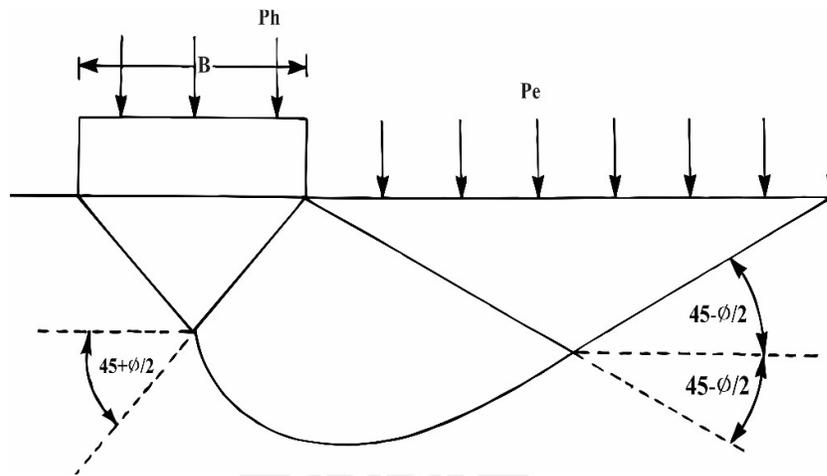


Figura 14-Falla según Vesic (Vesic, Analysis of ultimate loads of shallow foundations, 1973)

Para los valores numéricos utilizados, recomienda utilizar los propuestos por Prandtl en el caso de  $N_c$  y  $N_q$  (Vesic, 1975) ya que se consideran soluciones analíticas cerradas. Estas son:

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi)} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad (17)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi) \quad (18)$$

Para el coeficiente restante  $N_r$ , que considera el peso del suelo y además no es compatible con el tipo de falla con el cual se desarrollan los anteriores coeficientes adimensionales, Vesic propone una evaluación únicamente numérica, anteriormente realizada por Caquot and Kerisel (Vesic, 1973), que considera el mismo ángulo en la cuña central que el utilizado

para los dos coeficientes anteriores, pero difiere en cuanto a la zona de transición, obteniendo la siguiente ecuación:

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan(\phi) \quad (19)$$

Vesic señala que al utilizar este coeficiente existe un error del lado de la seguridad de 10% para ángulos de fricción interna entre 15° y 45°. Asimismo, señala el error considerado al superponer los diferentes estados en la fórmula propuesta por Terzaghi son de 17% a 20% para ángulos de fricción del suelo entre 30° y 40°.

Por último, en los ensayos realizado en cimentaciones superficiales, al comparar los valores teóricos de  $N_r$ , se presentan errores correspondientes desde 1.2 a 4 veces mayores en suelos con mayor densidad seca, lo cual se debe, en primer lugar, por omisión del efecto de rotura progresiva en los cálculos y además a la curvatura de la envolvente de Mohr, ya que el ángulo de fricción efectivo es diferente en la cuña central (activa) que en el extremo de la cuña pasiva.

#### **2.2.5. Jorgen Brinch Hansen (1970):**

Hansen realiza el cálculo de la capacidad de carga en una zapata en el año 1955, basándose a estudios anteriores tanto de Skempton (suelos cohesivos) como Terzaghi y Meyerhof (granulares). En 1958 unifica ambos conceptos y publica una formula completa para suelos con cohesión y fricción.

Esta fórmula tuvo varias revisiones y correcciones (1959, 1960, 1968) debido a la variación en diversos factores tanto para la excentricidad de la carga, la profundidad, la inclinación de la zapata, etc. Hansen además de adaptar la fórmula polinómica ya mencionada anteriormente, utiliza los valores obtenidos por Prandtl para los factores adimensionales  $N_c$  y  $N_q$ .

Para el factor restante ( $N_r$ ), no encuentra una solución que sea cinemática y estáticamente compatible, por lo que analiza la fórmula de Meyerhof (mecanismo preestablecido) y la propuesta por Lundgren y Mortensen (que posee una compatibilidad estática mas no cinemática) (Hansen, 1961).

Para la primera. define que posee valores altos y en el caso de la segunda, valores bajos.

Es por esto que en primera instancia Hansen recomienda un cálculo intermedio entre las dos teorías anteriormente mencionadas y el factor  $N_\gamma$  queda definido de la siguiente manera (Hansen, 1961):

$$N_\gamma = 1.8 (N_q - 1) \tan(\phi) \quad (20)$$

En 1968, Hansen publicó una revisión en la cual recomienda el uso de la fórmula empírica de Lundgren y Mortensen modificada por Odgaard y N.H. Christensen, la cual admite un error de 20% del lado de la seguridad, esta es compatible con la ecuación 21 y el tipo de falla presentado en la Figura 15. (Hansen, 1970)

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan(\phi) \quad (21)$$

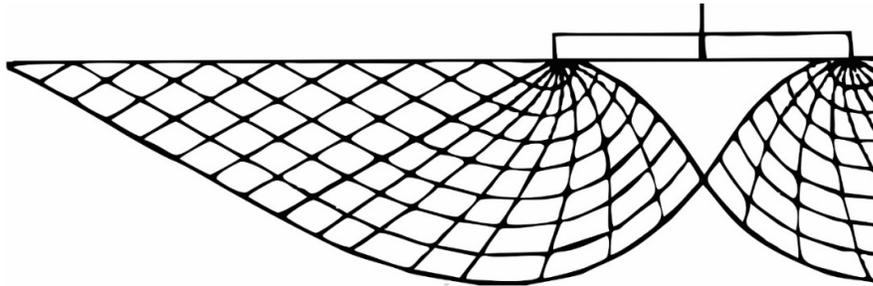


Figura 15-Falla según Lundgren y Mortensen (Hansen, A general formula for bearing capacity, 1961)

Estos factores adimensionales son utilizados por Hansen para determinar no solo la capacidad de carga en cimentaciones superficiales, sino también en profundas. A diferencia de Vesicé, éste utiliza factores de corrección ( $d_c$  y  $d_q$ ) para cimentaciones con profundidad de cimentación menor a la base. Estos factores son los siguientes:

$$d_c = 1 + 0.4 * \left(\frac{D}{B}\right) \quad (22)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan(\phi) (1 - \sin(\phi))^2 \left(\frac{D}{B}\right) \quad (23)$$

### 2.2.6. W. F. Chen y L. Davidson (1975)

Chen realiza el cálculo de la capacidad de carga mediante el análisis límite. Considerando que el suelo es infinitamente rígido- plástico. Utiliza dos parámetros gobernantes para definir el suelo: el ángulo de fricción interna ( $0^\circ$  a  $40^\circ$ ) y el parámetro adimensional  $G = \frac{\gamma * B}{2 * c}$ , el cual se especula que varía de 0.1 a 1. (Chen & Hug, 1972)

El método utilizado por Chen y Davidson para la obtención de los coeficientes adimensionales se basa en el análisis límite, el cual es un método inicialmente utilizado en metales para fines estructurales y luego fue llevado a la aplicación en la mecánica de suelos. (Chen, 1990).

Chen utiliza este método debido a que representa mejor la falla del suelo que un análisis lineal (Véase Figura 16) y además, a diferencia del método de equilibrio límite desarrollado por autores anteriores, éste si considera el aspecto cinemático del suelo y no está limitado a un solo tipo de falla (Díaz, 2005).

Por último, la ventaja de este método radica en el conocimiento del grado de aproximación que se tiene respecto a la solución teórica exacta, además de la certeza acerca de si se encuentra del lado de la seguridad o no.

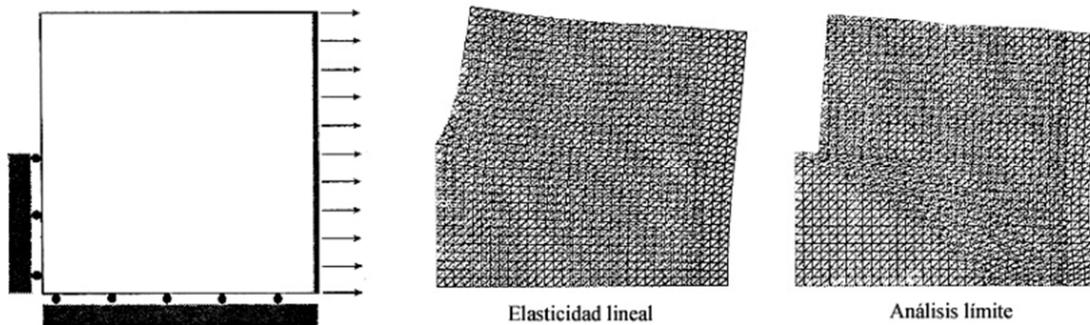


Figura 16-Diferencias entre elasticidad lineal y análisis límite (Díaz, 2005)

El análisis límite permite el cálculo de cotas ya sean inferiores o superiores, pero en lo que a capacidad de carga concierne, es importante calcular las cotas superiores, ya que hallando estas y obteniendo la menor, se puede aproximar mejor la capacidad de carga real.

La cota superior es calculada para un campo de velocidades definido, con estos se puede hallar el trabajo o energía disipada internamente en la falla, la cual debería ser igual a la realizada por la carga externa que la produce. Debido a que esta cota es calculada mediante los componentes del trabajo interno y externo, es compatible en cuanto a desplazamientos, sin embargo, si se realiza una revisión del equilibrio correspondiente a las deformaciones obtenidas, ésta no satisface las ecuaciones de equilibrio.

En cuanto a la cota inferior, es la determinada mediante la condición de equilibrio en la falla, teniendo en cuenta las condiciones de borde del problema, que en este caso es la capacidad de carga, asumiendo el colapso del sistema. En este punto, el modelo cumple con las condiciones de equilibrio tanto para los esfuerzos encontrados en el suelo como con las fuerzas externas en el mismo, sin embargo, estas no presentan una compatibilidad geométrica con los desplazamientos.

En la Figura 17 se observan las diferencias entre los dos tipos de soluciones que se pueden desarrollar mediante el análisis límite. Tanto la cota inferior como la cota superior están gobernadas por las ecuaciones constitutivas, sin embargo, en la primera se utilizan ecuaciones de equilibrio y en la segunda de compatibilidad.

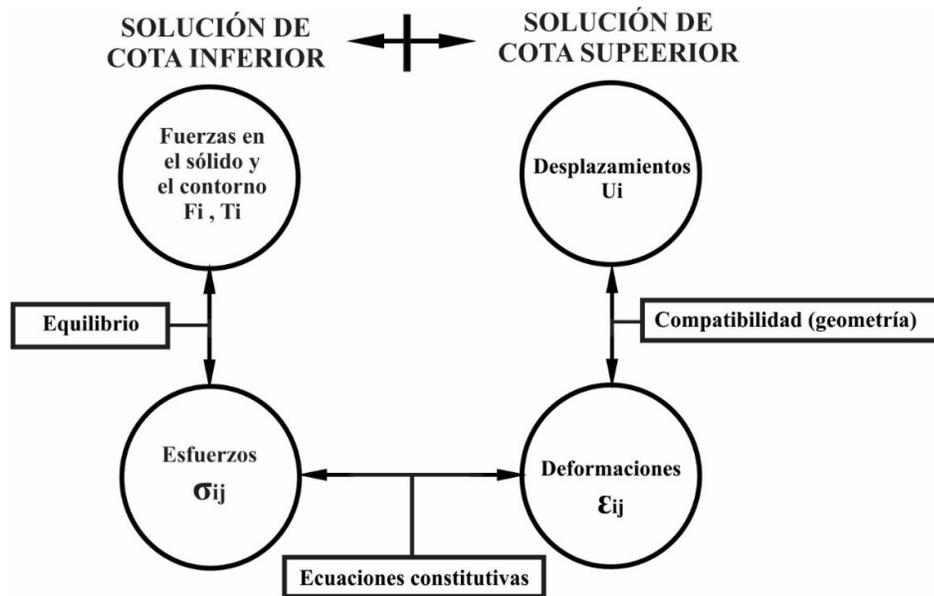


Figura 17-Diferencias entre método de cota inferior y superior (Chen & Lui, *Limit Analysis in Soil Mechanics*, 2012)

Teniendo en cuenta esto, para un problema determinado, cuando se encuentra una cota superior igual a una cota inferior, esta se trata de la solución teórica exacta al problema ya que coincidirían tanto los desplazamientos (compatibilidad) con las fuerzas en el suelo (equilibrio).

Mediante este método de la cota superior, Chen realiza los cálculos correspondientes a la energía disipada internamente en el suelo de cimentación. En primer lugar, hallando la energía disipada para una falla con una deformación homogénea, tanto en una sección

triangular como en una rectangular. Considera los dos mecanismos de falla mencionados al principio del capítulo (mecanismos de Hill y mecanismo de Prandtl), pero además también considera dos fallas de Prandtl modificadas. En todos estos casos se verifica si se presenta la cota superior óptima.

Para calcular la cota en cada caso, se utiliza un método iterativo. Una vez encontrado el menor valor numérico para la capacidad de carga, éste es asignado a la falla como la menor cota superior encontrada.

Luego de realizado el procedimiento computacional, Chen concluye que la fricción no es un factor importante cuando se trabaja con valores de  $G$  pequeños<sup>6</sup> (de 0 a 0.1), mientras que cuando  $G$  aumenta, la fricción toma mayor relevancia.

Asimismo, logra comprobar que para valores de ángulo de fricción interna menores a  $5^\circ$ , el mecanismo de Hill es predominante y se puede considerar a la cimentación perfectamente rugosa cuando  $\phi > 15^\circ$ , ya que en todos los casos esta diferencia no afecta considerablemente la capacidad de carga. Por último, en el resto de los casos la falla de Prandtl es predominante.

Considerando los procedimientos anteriormente mencionados, Chen realizó una aproximación de los factores adimensionales con los valores obtenidos en el proceso iterativo mediante el análisis límite en el suelo. Al igual que Vesić y Meyerhof recomienda la utilización de los factores  $N_c$  y  $N_q$  obtenidos por Prandtl. En cuanto al factor  $N_r$ , recomienda la siguiente relación:

$$N_r = 2 (N_q + 1) \tan(\phi) * \tan\left(\frac{1}{4}\pi + \frac{1}{5}\phi\right) \quad (24)$$

### 2.3. Métodos de elementos finitos:

Los métodos de elementos finitos han sido muy desarrollados en los últimos años debido al avance en la capacidad de cálculo de las computadoras personales y a su capacidad para obtener soluciones con un grado de aproximación razonable frente a problemas complejos donde no se podrían encontrar soluciones mediante métodos analíticos.

Este método no solo es utilizado en el campo de la geotecnia, sino también para la solución de problemas relacionados con electricidad, temperatura o estructuras.

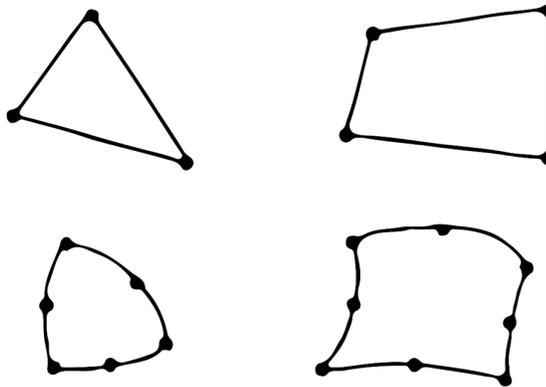
---

<sup>6</sup>  $G = \frac{\gamma B}{2c}$ , donde:  $c$ : Cohesión,  $\gamma$ : Peso unitario del suelo,  $B$ : Ancho de la cimentación

Una consideración en cuanto al cálculo con elementos finitos, es que no da como respuesta una formulación general a un problema planteado, más bien conciben una solución particular, la cual depende de las condiciones particulares en cada problema geotécnico.

Los elementos finitos basan la resolución de los problemas en la discretización del dominio, es decir la división del sólido continuo (se considera al suelo como un material con características homogéneas a pesar que es un conjunto discontinuo de granos) el cual, posee infinitos grados de libertad.

Una vez dividido el sólido continuo se pasa de tener un sistema con infinitos grados de libertad, a uno con una cantidad limitada. Estos elementos (divisiones del sólido continuo) poseen las mismas características que tenía el principal inicialmente y están interconectados mediante nodos (los cuales son definidos por el usuario) y pueden ser de diferentes tipos dependiendo de las dimensiones de dominio. En la Figura 18 se presentan algunos elementos típicos discretizados en dos dimensiones



*Figura 18-elementos típicos discretizados en dos dimensiones (Zienkiewicz & Taylor, 1993)*

Debido a las características anteriormente mencionadas, se puede llegar a resolver un problema geotécnico de elementos finitos, satisfaciendo cuatro requerimientos (Zienkiewicz & Taylor, 1993):

- Ecuaciones de equilibrio
- Ecuaciones de compatibilidad
- Ecuaciones constitutivas de los materiales
- Condiciones de contorno

Para la solución en elementos finitos se deben definir condiciones de contorno, las cuales dependen de las solicitaciones del problema geotécnico. Estas se pueden definir en forma de esfuerzos o desplazamientos.

El equilibrio refiere a que la sumatoria de las componentes de las fuerzas aplicadas al dominio debe ser nula, considerando el número de dimensiones en las cuales se realiza el análisis (2D o 3D). Además, en la verificación de la estabilidad general se debe tener en cuenta las cargas actuantes en los elementos estructurales, las cuales interactúan con el suelo.

En cuanto al requisito de compatibilidad, se entiende que todos los elementos discretizados deben estar relacionados de acuerdo a sus desplazamientos, es decir que no se deben formar hoyos (o discontinuidades) al momento de sufrir deformaciones. Estos movimientos deben ser controlables para tener un adecuado diseño geotécnico.

Por último las ecuaciones constitutivas de los elementos son aquellas que relacionan las dos condiciones anteriores. Estas deben poseer una adecuada representación del material con el cual se está trabajando y definir convenientemente el comportamiento del sólido estudiado (en este caso el suelo). Existen diversos tipos de ecuaciones constitutivas, por lo tanto, dependerá del problema que se esté tratando el elegir la que mejor represente las características y la información que deseamos del modelo.

Tantos los desplazamientos como los esfuerzos generados en el cálculo, son evaluados en dos sistemas de referencia, uno global referido a todo el dominio considerado en el problema geotécnico y uno local, el cual varía dependiendo de la orientación propia de cada elemento; para calcular valores intermedios (menores a la longitud discretizada), se recurre a interpolaciones.

Cuando se poseen características geométricas particulares, se pueden realizar idealizaciones y por ende la simplificación geométrica del problema, convirtiendo un problema de tres dimensiones a uno de dos. Este proceso puede resultar importante ya que reduce la capacidad computacional requerida para el cálculo del problema.

Según la mecánica de materiales, existen dos simplificaciones usuales para idealizar un problema en tres dimensiones y analizarlo como un problema bidimensional: la axi-simétrica y las deformaciones planas. En la primera se procesa una sección que es simétrica respecto a un eje central de rotación y por lo tanto no existen deformaciones angulares en las direcciones perpendiculares al plano. En la segunda, se considera la sección de un tramo que

es idealizado como infinitamente largo, es decir que no existen deformaciones en el eje perpendicular a la sección estudiada. En la Figura 19, se presentan algunos ejemplos aplicativos de las idealizaciones anteriormente mencionadas, siendo los casos a, b y c axi - simétricos y el d de deformaciones planas.

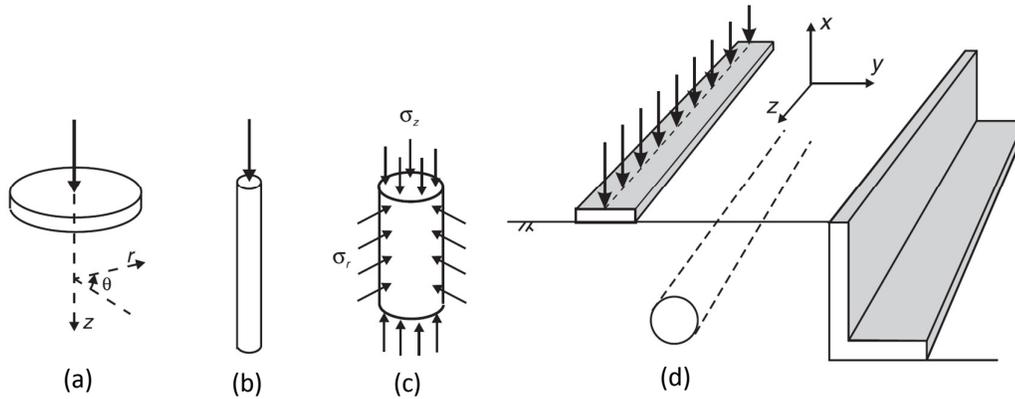


Figura 19-Ejemplos de idealización geométrica axi-simétrica (izquierda) y deformaciones planas (derecha) (Potts D. , 2002)

### 2.3.1. PLAXIS:

PLAXIS es un programa desarrollado por la universidad técnica de Delft desde el año 1982. Este inició como un código simple para la implementación del análisis numérico con elementos finitos, principalmente para el análisis de diques en suelos blandos y saturados, debido al contexto de desarrollo en Holanda en donde es un problema geotécnico usual.

El análisis numérico mediante elementos finitos automatizado en PLAXIS, satisface los cuatro requerimientos teóricos anteriormente descritos y además permite la inclusión de interfaces y estructuras tales como anclajes o geosintéticos. El correcto modelamiento y posterior cálculo de un problema geotécnico consiste en la habilidad ingenieril para escoger un modelo constitutivo característico del comportamiento del suelo, las correctas condiciones de borde, definición de la geometría y finalmente la secuencia constructiva que genere un estado de tensiones representativo.

Este programa cuenta con capacidad para modelar diversos tipos de problemas geotécnicos, se puede estimar en un modelo donde se obtengan deformaciones y esfuerzos para elementos estructurales como vigas, anclajes o geosintéticos, incluyendo esfuerzos de contacto correspondientes a la interacción que tienen estos con el suelo.

El procedimiento utilizado por los elementos finitos es el siguiente:

- Se determinan los vectores correspondientes a las condiciones de carga aplicadas en el problema.
- Se calcula la matriz de rigidez en los materiales definidos y con las características de cada uno de estos
- Se resuelve la ecuación constitutiva para determinar los desplazamientos en los nodos, obteniendo los desplazamientos finales para este paso.
- Se determinan las deformaciones unitarias en los nodos, ya que estas se encuentran relacionadas con los esfuerzos en los puntos de Gauss<sup>7</sup>, los cuales son determinados
- Con los esfuerzos, se verifica si el sistema se encuentra en equilibrio, teniendo en cuenta además las fuerzas aplicadas inicialmente (condiciones de borde).
- Si el sistema se encuentra en equilibrio, este estado se convierte en una solución al sistema y se continúa aplicando la carga (en la siguiente iteración). Si el sistema no se encuentra en equilibrio, se seguirán calculando las deformaciones hasta llegar a esta condición. Finalmente, si todas estas deformaciones obtenidas en este paso son plásticas, el estado de esfuerzos no aumentará, y por consiguiente el sistema es inestable (representa un estado de falla).

El análisis numérico, está asociado con una convención de signos, la cual rige en todos los cálculos realizados, ya sea en un análisis en dos o tres dimensiones. A continuación, en la Figura 20, se muestra la convención adoptada por el programa PLAXIS para los cálculos en los elementos finitos:

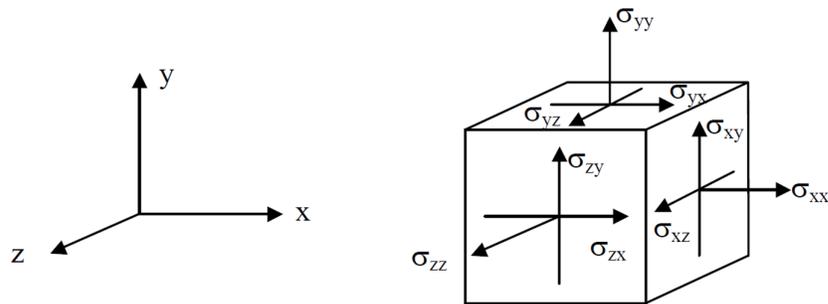


Figura 20-Convención de signos para PLAXIS (PLAXIS, 2010)

<sup>7</sup> Un punto de Gauss o punto de tensión se denomina a la coordenada dentro del elemento finito donde se calculan las tensiones al momento de desarrollar el FEM

Asimismo, las ecuaciones constitutivas que se pueden definir para materiales son variadas. Se debe tener en cuenta la que se adapta de mejor manera al suelo a analizar y los datos de salida que se esperan. Algunos de los modelos constitutivos disponibles son los siguientes:

- Modelo de elasticidad lineal
- Modelo de Mohr – Coulomb (Elastoplástico)
- Modelo del endurecimiento isotrópico (*Hardening-Soil*)
- Modelo del deslizamiento del suelo blando (*Soft soil creep*)
- Modelo del suelo blando (*Soft Soil*)

Para la determinación de esfuerzos y deformaciones en cada uno de los elementos discretizados, se pueden definir dos tipos de elementos distintos (ambos triangulares) al momento de iniciar el proyecto: con seis o quince nodos por cada elemento, en los cuales se miden los desplazamientos; y con tres o doce puntos de Gauss, donde se calculan los esfuerzos obtenidos en el análisis. A continuación, en la Figura 21 se muestra un esquema de ambas opciones ofrecidas en la configuración.

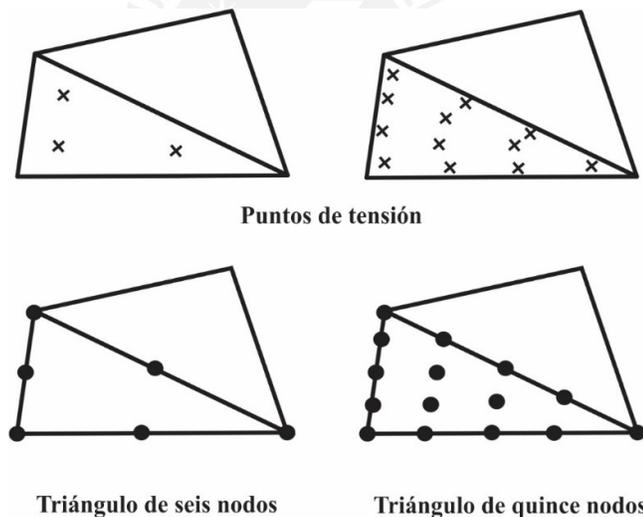


Figura 21-Tipos de elementos finitos en PLAXIS (PLAXIS, 2010)

Para realizar los cálculos, se cuentan con tres módulos diferentes, los cuales se utilizan para cada una de las tres etapas del cálculo en el modelo: *Input*, *Calculations* y *Output*.

*Input* es el módulo con el cual se definen las condiciones necesarias del material, geometría, condiciones de borde, elementos estructurales y la discretización de los mismos.

*Calculations* es el módulo con el cual se definen las etapas que se evaluarán en el proceso, así como el tipo de análisis que se requiere, además se escogen los puntos específicos donde se desean evaluar los desplazamientos o esfuerzos. En esta sección se permite la configuración del cálculo *Safety* (método de reducción  $\phi/c$ ), el cual reduce progresivamente la resistencia al corte del suelo hasta llegar al punto en que se forma una zona plástica donde se desarrollan deformaciones excesivas (mecanismo de falla). Al factor de reducción que genera este estado se le llama SSR.

*Output* permite la visualización de los resultados, los cuales pueden ser tanto de deformación o esfuerzos generados. También se encuentra la sección de curvas donde se puede relacionar las diversas variables tomadas en el cálculo y graficarlas según el requerimiento del análisis.

Adicionalmente, también se cuenta con la herramienta *Soil Test* donde se pueden simular ensayos geotécnicos a los suelos definidos en el *Input*, en esta sección se pueden evaluar las curvas características generadas por ensayos simulados en el programa directamente. Esta herramienta es útil ya que permite la calibración de los materiales con datos físicos de laboratorio.

#### **2.4. Ensayos triaxiales:**

Los ensayos triaxiales son útiles para determinar las características mecánicas de los suelos debido a la capacidad realista de simular las condiciones de esfuerzo. En este sentido, se trata de un ensayo confiable; Braja Das confiere esta propiedad a los ensayos triaxiales debido a tres particularidades principalmente (Das B. M., 2013):

- Información de la relación esfuerzo-deformación
- Condiciones uniformes de esfuerzo
- Flexibilidad en términos de trayectoria de carga

Los ensayos triaxiales más comunes son aquellos que inician con una consolidación isotrópica, es decir, se aplica al espécimen cilíndrico un esfuerzo constante en dos planos principales ( $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ ), al que se le llama la presión de confinamiento (radial). El esfuerzo restante ( $\sigma_1$ ) es aplicado en la dirección del eje vertical y es llamado el esfuerzo desviador. Generalmente el ensayo es de compresión cilíndrica y tanto las dimensiones de la muestra como las presiones de confinamiento varían respecto a los requerimientos del ensayo. En este caso se utilizaron muestras de 5 cm de diámetro y 10 cm de altura para tres presiones diferentes de confinamiento (2 kg/cm<sup>2</sup>, 5 kg/cm<sup>2</sup> y 8 kg/cm<sup>2</sup>).

El ensayo triaxial consta de una celda donde se produce la posible consolidación inicial y la posterior falla del espécimen ensayado. Esta celda habitualmente contiene un espécimen cilíndrico recubierto por una membrana de hule, la cual recibe presión hidrostática a lo largo de las paredes exteriores del cilindro. Un esquema simple de un aparato triaxial se presenta en la Figura 22.

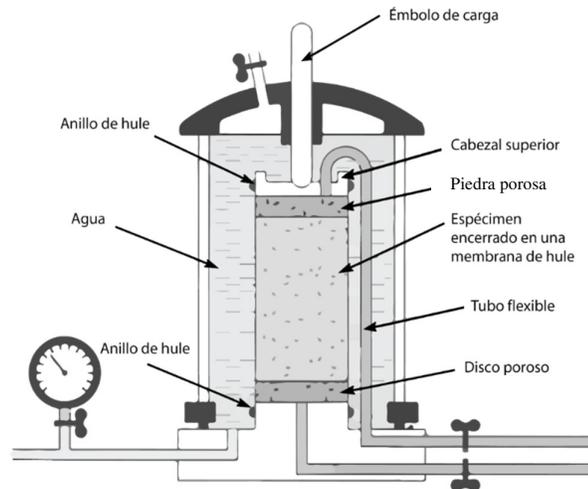


Figura 22-Esquema de ensayo triaxial (Das B. M., Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 2011)

Se pueden realizar ensayos tanto de extensión como de compresión, y pueden ejecutarse con deformación controlada o con carga controlada. Cuando el ensayo es de deformación controlada como en este caso, se le va aplicando las deformaciones a una razón (velocidad de deformación) ya establecida, mientras se mide el esfuerzo desviador aplicado mediante una celda de carga.

Existen dos etapas definidas en los ensayos triaxiales, la primera es la de consolidación de la muestra, la cual puede ser aplicada de manera isotrópica o anisotrópica, luego se procede a la llevar el espécimen hasta la falla aplicando el esfuerzo desviador, en cada etapa existen dos posibles escenarios: permitir el drenaje o impedirlo.

Tomando en consideración las etapas anteriormente mencionadas, el ensayo triaxial puede ser de tres tipos:

- Consolidado – Drenado (CD)
- Consolidado – No Drenado (CU)
- No consolidado – No drenado (UU)

Cada uno de estos tipos posee características diferentes, a continuación, se dará un mayor detalle de cada uno.

#### **2.4.1. Consolidado-Drenado (CD):**

Para llevar a cabo un ensayo de compresión triaxial consolidado drenado, en primer lugar, se aplica la presión de confinamiento lentamente para evitar la aparición de presión de poros en la muestra, esta condición es mucho más crítica en arcillas debido a la permeabilidad de las mismas.

Luego de verificar que la presión de poros sea cero, y por consiguiente la consolidación de la muestra haya concluido, se aplica el esfuerzo desviador, teniendo en cuenta también que no se genere presión de poros durante la aplicación del mismo. En el caso de las arcillas como ya se explicó anteriormente, esta prueba toma más tiempo.

Todos los esfuerzos aplicados en este ensayo son efectivos en todo momento (para las dos etapas), es decir, se mantiene la válvula para el drenaje abierta.

En cuanto a la envolvente de Mohr, tomando en cuenta a  $\sigma'_3$  (la presión de confinamiento) y  $\sigma'_1$  (esfuerzo desviador máximo en el cual falla la muestra de suelo), se definen ambos extremos del círculo crítico en la falla (estado tensional).

Las características de este tipo de ensayo se utilizan para cálculos donde las condiciones denotan una falla frente a cargas lentas debido a su condición drenada en todo momento.

Generalmente se realiza el ensayo para tres especímenes diferentes con los cuales se puede ajustar con mayor precisión la envolvente y verificar tanto la cohesión como el ángulo de fricción del mismo como se muestra en la Figura 23.

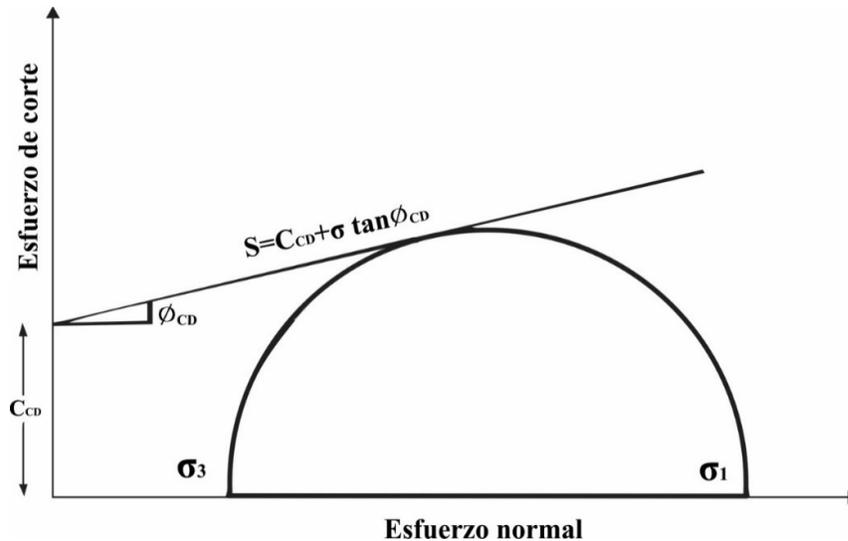


Figura 23-Envolvente de falla para ensayo CD (Das B. M., 2013)

#### 2.4.2. Consolidado- No drenado (CU):

El ensayo consolidado no drenado es el más utilizado debido a que se pueden calcular esfuerzos tanto efectivos como totales. En cuanto al procedimiento, inicialmente se aplica la presión de confinamiento, permitiendo la consolidación de la muestra y manteniendo la presión de poros neutra en esta etapa (válvula de drenaje abierta).

Luego se cierra la válvula y aplica el esfuerzo desviador. Debido a que la muestra ya no puede drenar, se generan presiones de poros, las cuales son medidas a lo largo de toda la segunda parte del ensayo (la rotura). El parámetro de presión de poros de Skempton define este incremento de forma adimensional, relacionándolo con el esfuerzo desviador de la siguiente manera:

$$\bar{A} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_d} \quad (25)$$

Una vez que el espécimen es llevado a la falla y se tienen los registros para diversas muestras, se puede definir la envolvente de Mohr. De los círculos correspondientes a los esfuerzos totales, la envolvente que se obtiene es la que define la resistencia no drenada del suelo, la cual es aplicable para circunstancias donde las sollicitaciones son de manera rápida.

Por último, si requerimos las presiones efectivas, debemos restar la presión de poros medida en el momento de máximo esfuerzo desviador, obteniendo así las características que hubiéramos adquirido de un ensayo consolidado-drenado.

Este tipo de ensayo es más utilizado en arcillas por su celeridad (en la rotura) en comparación con el ensayo tipo CD. En la Figura 24 se muestra la envolvente tanto de esfuerzos efectivos como totales que son adquiridas de un ensayo consolidado-no drenado.

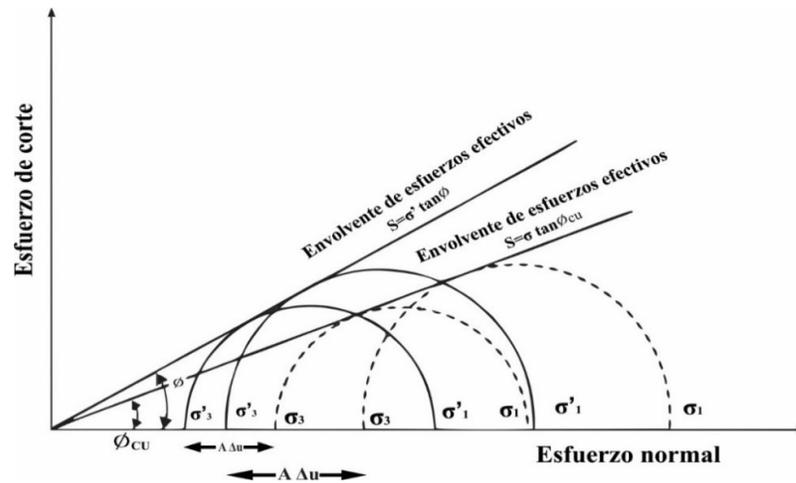


Figura 24-Envolvente de falla para ensayo CU (Das B. M., 2013)

### 2.4.3. No consolidado- No drenado (UU)

Este último tipo de ensayo triaxial no permite el drenaje del espécimen en ninguna de sus etapas, es decir, la válvula de drenaje permanece siempre cerrada.

Para desarrollar este tipo de ensayo se aplica en primer lugar la presión de confinamiento y seguidamente el esfuerzo desviador, estas condiciones se dan instantáneamente ya que no se debe esperar que exista ningún tipo de disipación de la presión de poros en la muestra.

El aumento de la presión de poros se verá influenciado tanto por el esfuerzo desviador como el de confinamiento. Generalmente este tipo de ensayos se realiza para arcillas y se calcula la resistencia al corte no drenado ( $S_u$ ).

La envolvente de falla que se puede apreciar al realizar los ensayos para diferentes esfuerzos desviadores es una recta horizontal, es decir con ángulo de fricción nulo. El diámetro del círculo de Mohr es independiente de la presión de confinamiento dada. En la Figura 25 se muestra una envolvente, en la cual se puede apreciar los parámetros anteriormente mencionados.

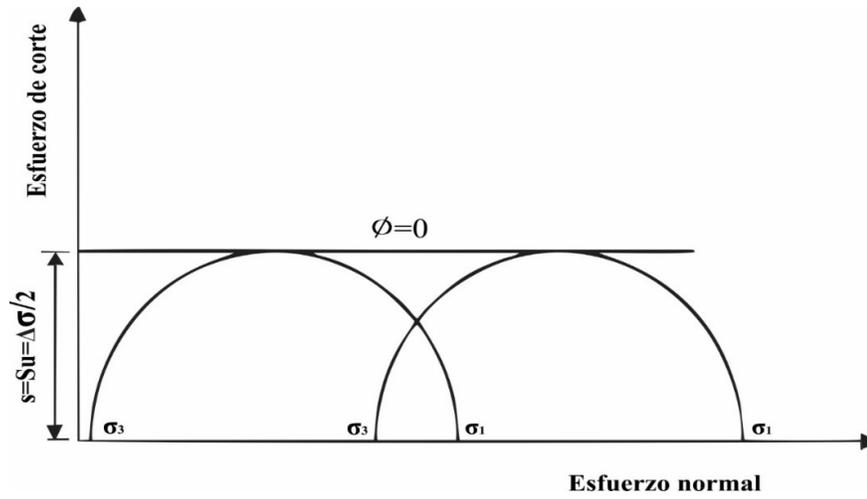


Figura 25-Envolvente de falla para ensayo UU (Das B. M., 2013)



### 3. METODOLOGÍA

Para el desarrollo de los objetivos planteados en el primer capítulo, se planteó una metodología que permita la comparación de las capacidades de carga en las zapatas consideradas en el alcance. Esta inicia por definir las características del suelo en los modelos constitutivos, en consecuencia a los ensayos triaxiales realizados en el laboratorio.

Con los modelos ya calibrados, se realizó el modelamiento en el programa PLAXIS de las zapatas definidas en el alcance (12). Para cada una de estas, se determinó un factor de reducción SSR<sup>8</sup> asumiendo una carga inicial, y se verificó el tipo de falla con el cual se ha producido el colapso del suelo de cimentación

Seguidamente, se calculó la capacidad de carga en las zapatas para las relaciones definidas por los autores estudiados (métodos analíticos) utilizando los parámetros de resistencia reducidos obtenidos anteriormente. Este valor se dividió entre la carga inicialmente considerada para el modelo de elementos finitos, obteniendo 120 factores de comparación “R”

Con estos valores se realizaron los gráficos correspondientes, verificando las diferencias en las capacidades de carga obtenidas. En la Figura 26 se presenta el esquema a seguir en la metodología ya descrita.

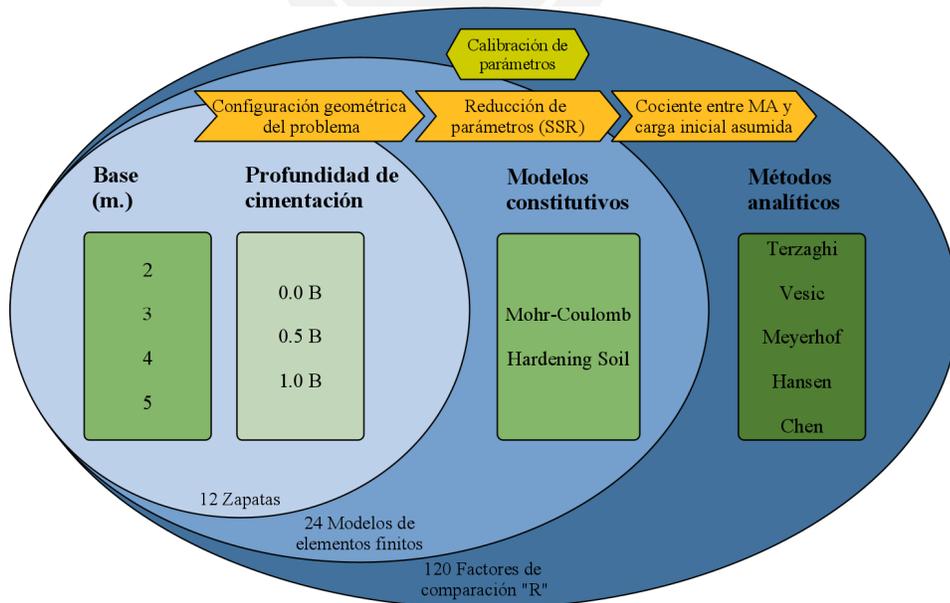


Figura 26-Esquema de metodología adoptada

<sup>8</sup> Factor de reducción de la resistencia al corte del suelo mediante el procedimiento *Safety* de PLAXIS (Véase sección 2.3.1)

### 3.1. Suelo considerado en el análisis

En esta etapa se consideró la calibración del suelo a estudiar tanto en los parámetros de resistencia como de rigidez. Se utilizó una arena mal gradada, para la cual se cuenta información de un ensayo de compresión triaxial.

#### 3.1.1. Modelos constitutivos del suelo

Los modelos constitutivos utilizados para la calibración del suelo granular fueron el de Mohr Coulumb y el de *Hardening Soil*. Ambos presentan parámetros diferentes, los cuales se debieron ajustar a los resultados obtenidos del ensayo triaxial.

##### 3.1.1.1. Mohr-Coulomb (MC):

El modelo de Mohr-Coulomb posee una zona elástica inicial en la curva esfuerzo-deformación unitaria y luego una etapa perfectamente plástica. Este se define por cinco parámetros como mínimo: el módulo de elasticidad inicial ( $E$ ), el módulo de Poisson ( $\nu$ ), el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), el ángulo de dilatancia ( $\psi$ ) y la cohesión del suelo ( $c$ ). En la Figura 27 se aprecia la curva de esfuerzo normal-deformación unitaria utilizada en este modelo.

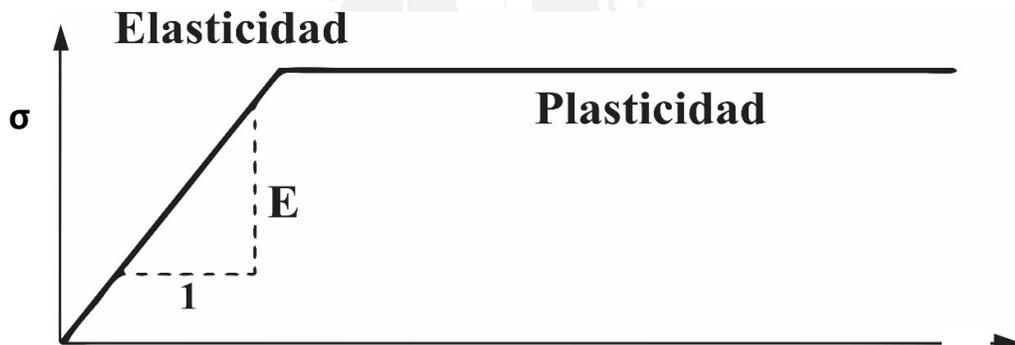


Figura 27 - Curva esfuerzo-deformación unitaria para modelo MC (Zienkiewicz & Taylor, 1990)

Para la calibración de este modelo, los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$  se derivaron de la ecuación determinada a partir de los círculos de Mohr obteniendo la siguiente ecuación donde “d” es el valor máximo del esfuerzo desviador en el ensayo triaxial (diámetro del círculo):

$$d = \frac{2 (c \cos(\phi) + \sigma'_3 \sin(\phi))}{1 - \sin(\phi)} \quad (26)$$

Tomando en cuenta que se trata de un problema geotécnico de deformaciones planas y los ensayos tomados utilizados en la caracterización son triaxiales, se debió considerar la influencia del esfuerzo principal intermedio en el ángulo de fricción (Ladd, Foote, & Ishihara, 1977). Utilizando correlaciones de estudios existentes, se determinó el ángulo de fricción por deformaciones planas como 1.2 veces el ángulo obtenido mediante el ensayo triaxial por compresión (EPRI, 1990).

En cuanto a la determinación de los parámetros de rigidez, el módulo de elasticidad E se aproximó gráficamente teniendo en cuenta los valores típicos para este tipo de suelo, mientras que el módulo de Poisson ( $\nu$ ) se aproximó mediante el coeficiente  $K_0$  (Jaky, 1944), obtenido de la siguiente relación:

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0} = \frac{1 - \sin(\phi)}{2 - \sin(\phi)} \quad (27)$$

### 3.1.1.2. Hardening soil (HS):

*Hardening Soil* es un modelo de plasticidad con endurecimiento isotrópico en el que se establece una relación hiperbólica en la curva esfuerzo-deformación, esta relación fue formulada por primera vez por Kodner (1967) y utilizada posteriormente en el modelo hiperbólico (Duncan & Chang, 1970).

Esta asunción tiene ventajas tanto en el comportamiento por compresión y por corte, en el primero para modelar deformaciones plásticas irreversibles debido a cargas deviatóricas, y para el segundo para modelar deformaciones plásticas irreversibles debido a compresión primaria bajo cargas edométricas e isotrópicas. (PLAXIS, 2010)

Presenta diversos parámetros como un módulo de elasticidad inicial y uno correspondiente a la secante en el 50 % de la carga de falla. Se pueden determinar además la carga correspondiente a la asíntota de la hipérbola y la carga final para la falla, las cuales están relacionadas mediante el parámetro adimensional **R**. Por último, se aprecia un módulo de elasticidad correspondiente a la carga y descarga del espécimen en la etapa plástica. A continuación, en la Figura 28, se muestra una curva típica del esfuerzo desviador versus deformación unitaria axial en un ensayo triaxial para el modelo *Hardening Soil*.

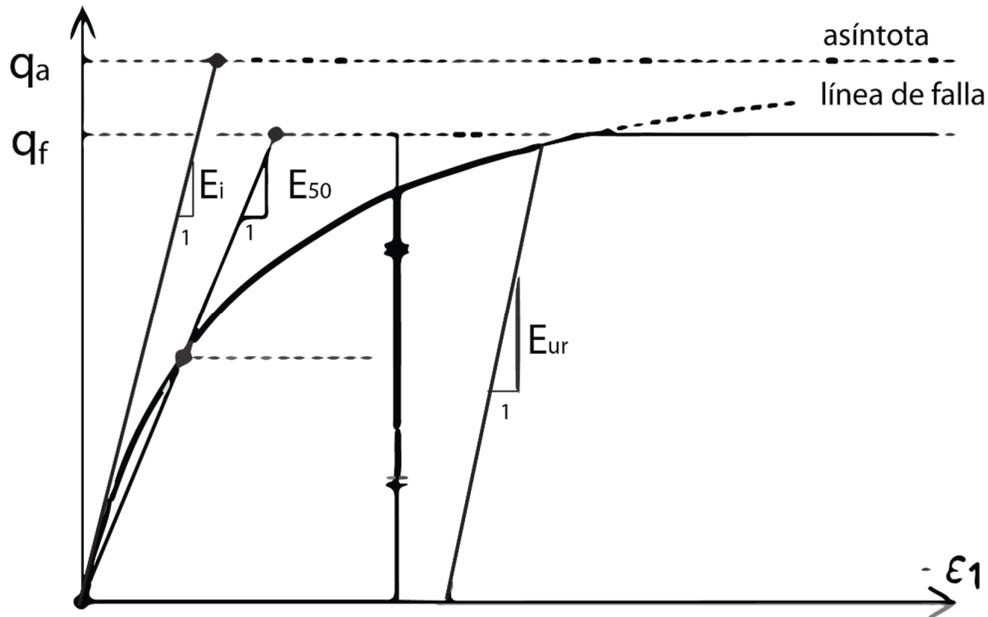


Figura 28--Curva esfuerzo-deformación unitaria para modelo HS (Potts & Zdravkovic, 2001)

Para este modelo constitutivo, al igual que en anterior, se realizaron estimaciones gráficas para la determinación inicial de los módulos de elasticidad, los cuales luego se utilizaron para la calibración. En el caso de los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$ , se utilizaron como referencia los utilizados en el modelo constitutivo anterior debido a que corresponden al mismo criterio de falla. Para el parámetro restante  $m$ , se consideró en el caso de un suelo granular un rango de 0.4 a 0.7. (Brinkgreve, 2005).

Como se mencionó anteriormente, el parámetro  $E_{50}$  se determinó gráficamente y se aproximó el  $E_{edo}$  como equivalentes, tomando en cuenta las investigaciones realizadas en suelos arenosos (Schanz, 1998). Asimismo, para el parámetro dinámico  $E_{ur}$ , se consideró como el triple de  $E_{50}$  (PLAXIS, 2010). Por último en el caso del módulo de Poisson que en este caso únicamente se refiere al estado de carga y descarga<sup>9</sup> ( $\nu_{ur}$ ) se utilizó un valor de 0.2, el cual se encuentra dentro del rango típico (0.10 - 0.25) (Brinkgreve, 2005).

Es importante señalar que estos los módulos de elasticidad fueron ingresados al software a una presión de referencia (en este caso 100 kPa) ya que debido a las características de este modelo, la rigidez del material varía con la presión de confinamiento a la que esta sometido el suelo.

<sup>9</sup> Este módulo de poisson (carga y descarga) es diferente al definido en el modelo de Mohr-Coulomb (elástico)

### 3.2. Determinación mediante métodos analíticos

Para el cálculo en los métodos analíticos se desarrolló una base de datos indexada a una tabla dinámica capaz de recoger los resultados correspondientes a los casos solicitados. En primer lugar, se debió de calcular cada uno de los factores adimensionales según los diversos autores considerados en el alcance.

Tomando en cuenta las relaciones descritas en el capítulo dos, en primera instancia se graficó la diferencia entre el parámetro correspondiente a la cohesión propuesto por Prandtl y Terzaghi, los cuales son mostrados en la Figura 29:

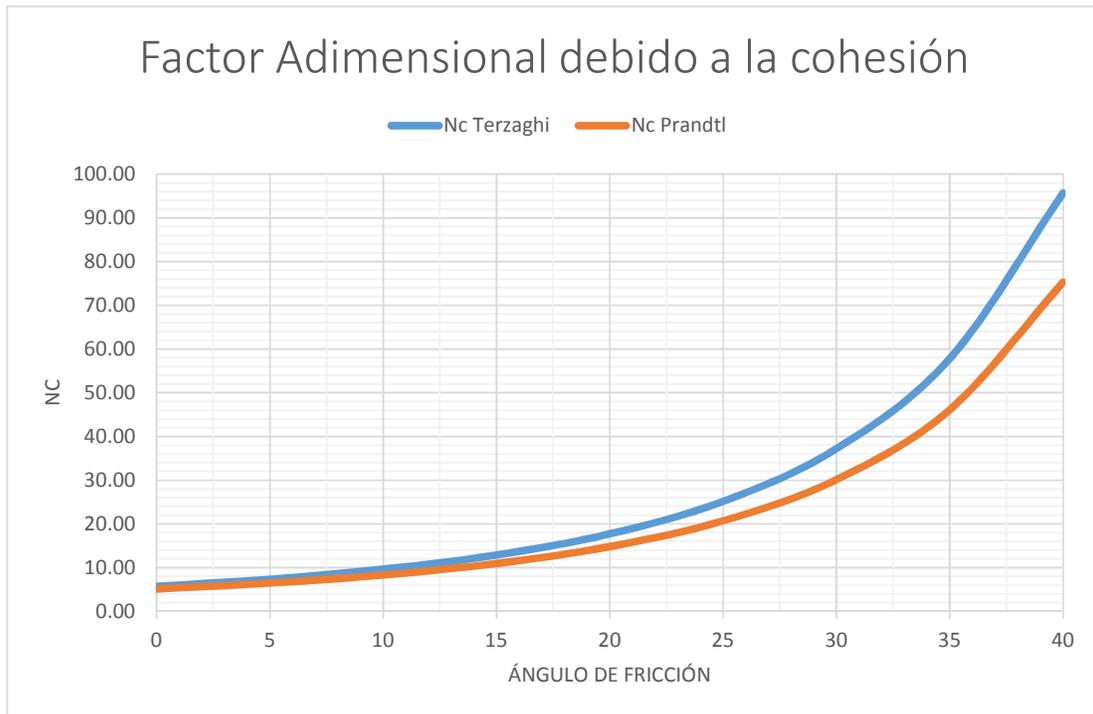


Figura 29-Factor adimensional  $N_c$

Continuando con la verificación de las relaciones descritas en el capítulo dos, se graficó la diferencia entre el parámetro debido a la sobrecarga correspondiente también a Prandtl y Terzaghi, los cuales son mostrados en la Figura 30:

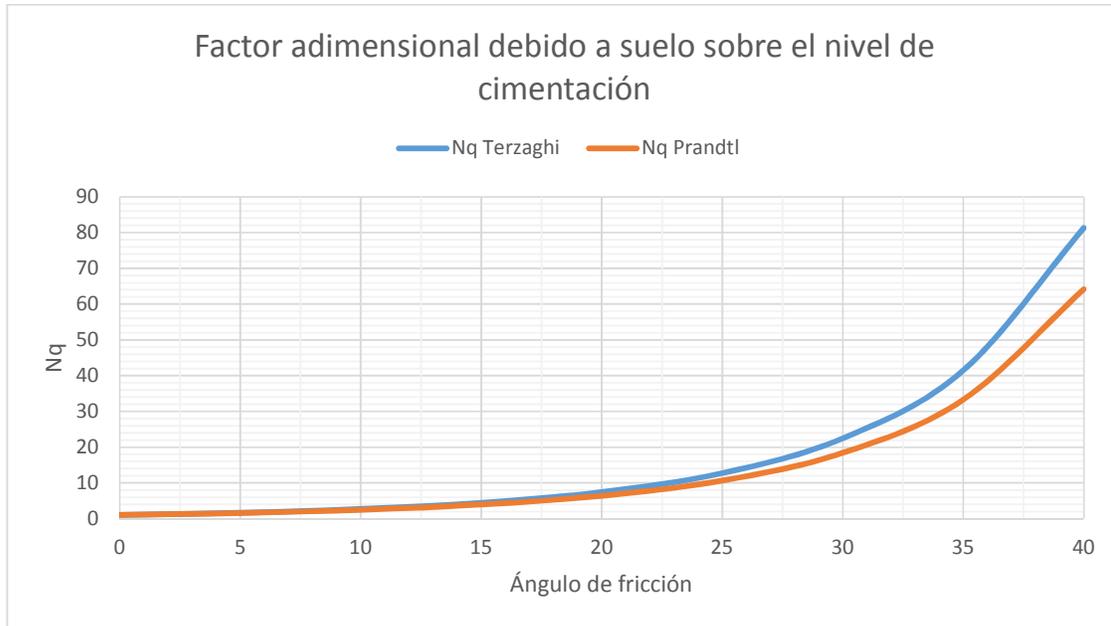


Figura 30-Factor adimensional  $N_q$

Por último, se desarrollaron las curvas correspondientes a la resistencia dada por el peso propio del suelo; para este caso se graficaron las propuestas de los cinco autores mencionados en el capítulo dos. En este caso se evidencian las diferencias entre los diferentes métodos analíticos debido a las consideraciones particulares que cada uno de estos conlleva. Las diferencias de las mismas se pueden verificar en la Figura 31.

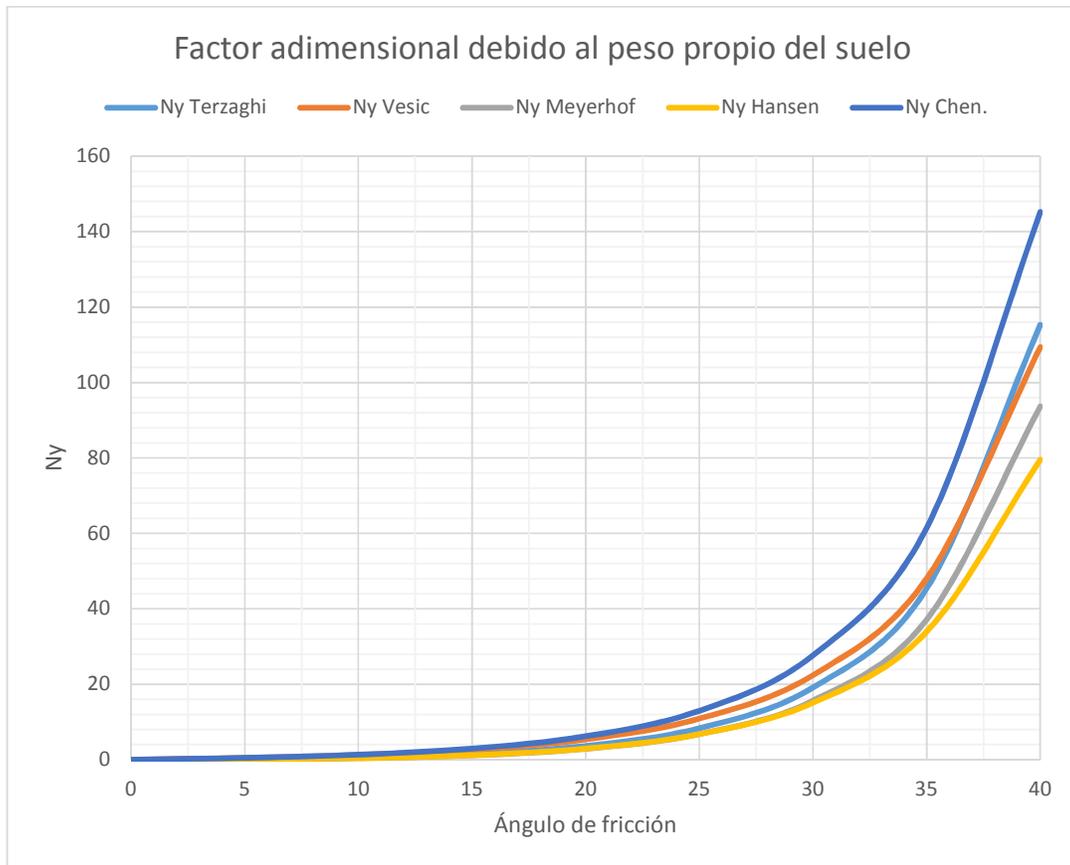


Figura 31-Factor adimensional  $N_\gamma$

### 3.3. Procedimiento en elementos finitos:

Para modelar en elementos finitos el problema planteado en la parte analítica, se debió de realizar la definición de las condiciones iniciales, se estableció un dominio con dimensiones de trabajo lo suficientemente extensas para no tener problemas en las siguientes etapas del modelamiento.

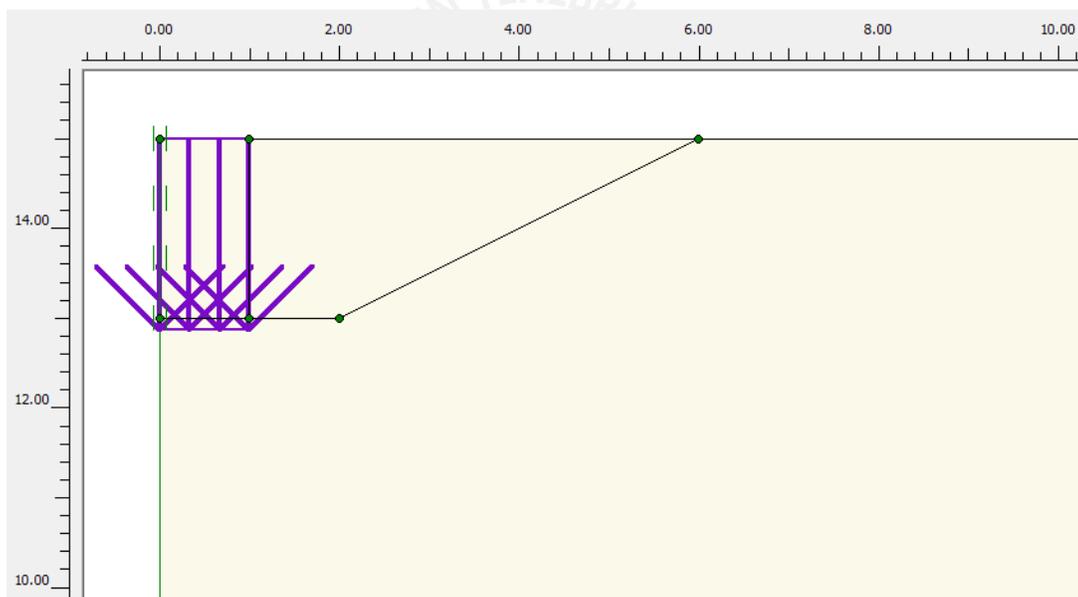
En primer lugar, se definió un estado de deformaciones planas, debido a que, con esta simplificación geométrica, se puede representar una cimentación extensa en una de sus dimensiones que es la calculada en los métodos analíticos. Asimismo, se utilizaron elementos de doce nodos, los cuales permiten obtener un análisis más detallado de las deformaciones y los esfuerzos obtenidos en el cálculo.

Para la geometría del problema, también se realizó una simplificación de simetría respecto al eje X, por lo tanto únicamente se modeló la mitad derecha de la zapata. Se utilizaron las dimensiones ya propuestas en el alcance del proyecto y la dimensión del suelo de

cimentación estuvo dictada por parámetros dependientes de B recomendados por Zdravkovic, los cuales buscan garantizar que todos los esfuerzos sean representativos en la masa del suelo y no se creen distorsiones debido a las condiciones de contorno impuestas. (Potts & Zdravkovic, 2001)

Las condiciones de borde impuestas al modelo consideran la restricción del desplazamiento en el suelo de cimentación en la cara de simetría únicamente para Y, y en la parte inferior para los ejes X e Y, como se suele definir típicamente en modelos geotécnicos. En segundo lugar, se definió la carga repartida sobre la zapata, la cual se distribuyó sobre toda la capa superior de la misma, debiendo definir su valor más adelante en la etapa de cálculo para cada uno de los modelos.

Todas estas condiciones tanto geométricas como de borde se pueden apreciar en la Figura 32, la cual muestra parte del modelamiento para una zapata de longitud infinita y dos metros de ancho.



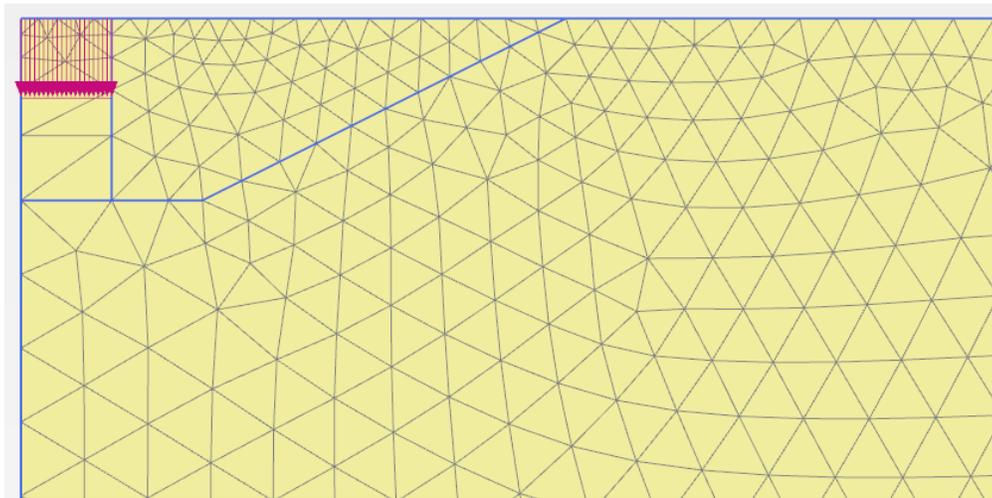
*Figura 32-Modelo geométrico utilizado*

Entre los materiales definidos en el modelo se encuentra el concreto de la zapata, para el cual se establecieron parámetros que garanticen un comportamiento rígido concordante con las condiciones estudiadas en los métodos analíticos; en ese sentido, se estableció un comportamiento elástico lineal con un módulo de elasticidad elevado (4 GPa) y un coeficiente de Poisson correspondiente a la condición de incompresible (0.50).

Para el suelo de cimentación, se definió un cálculo de condiciones drenadas, con los parámetros en MC y HS obtenidos en la calibración anteriormente realizada.

El proceso de creación de la malla se desarrolla automáticamente en PLAXIS, sin embargo, se pueden realizar refinamientos locales a la malla de acuerdo a las exigencias del problema. Se debe tomar en cuenta que el resultado debe ser independiente del tamaño de los elementos de la malla y los esfuerzos generados no deben de concentrarse en los límites de los elementos; un ejemplo de las mallas utilizadas en este proyecto se aprecia en la Figura 33.

No se definió ninguna presión de poros inicial en el problema debido a la ausencia de nivel freático, caso contrario se hubiera requerido el cálculo de estas presiones iniciales de las mismas.



*Figura 33-Malla utilizada para la discretización*

En la etapa de cálculo del problema, se utilizó el principio de esfuerzos efectivos de Terzaghi, asimismo se analizó el punto debajo de la parte central de la zapata para verificar mediante los desplazamientos la convergencia en el cálculo de las etapas.

Seguidamente se definieron las diferentes etapas que modelan una secuencia constructiva para reproducir la generación de esfuerzos iniciales en el suelo de cimentación. En la etapa inicial se presenta únicamente el perfil horizontal del suelo. En esta etapa se generan esfuerzos principales verticales debido al propio peso del suelo.

Posteriormente se definió la etapa correspondiente a la excavación, construcción y posterior relleno del suelo adyacente a la zapata, en estas etapas ya se observan algunas deformaciones

en el suelo de cimentación, sin embargo, las mismas son mínimas en comparación con los asentamientos obtenidos en la fase donde se evalúa la capacidad de carga.

Teniendo en cuenta las características del suelo calibrado (regla de flujo no asociada debido a la diferencia entre la dilatancia y el ángulo de fricción), la comparación del modelo con los métodos analíticos no fue mediante el cálculo “directo” de la capacidad de carga, entendiéndose como tal el modelamiento de la zapata y posteriormente la aplicación de la carga hasta llegar a la falla.

En algunos de los casos se realizó este tipo de cálculo directo, obteniéndose resultados concordantes a estudios anteriores (Griffiths, 1982) (Loukidis, Chakraborty, & Salgado, 2008), donde se verifica que la capacidad de carga aumenta con la dilatancia, por lo tanto los métodos analíticos que consideran una regla de flujo asociada (dilatancia igual a ángulo de fricción) resultan menos conservadores como se muestra en la Figura 34. Asimismo, especialmente para cimentaciones con profundidad de cimentación se presentaron complicaciones en la convergencia del modelo.

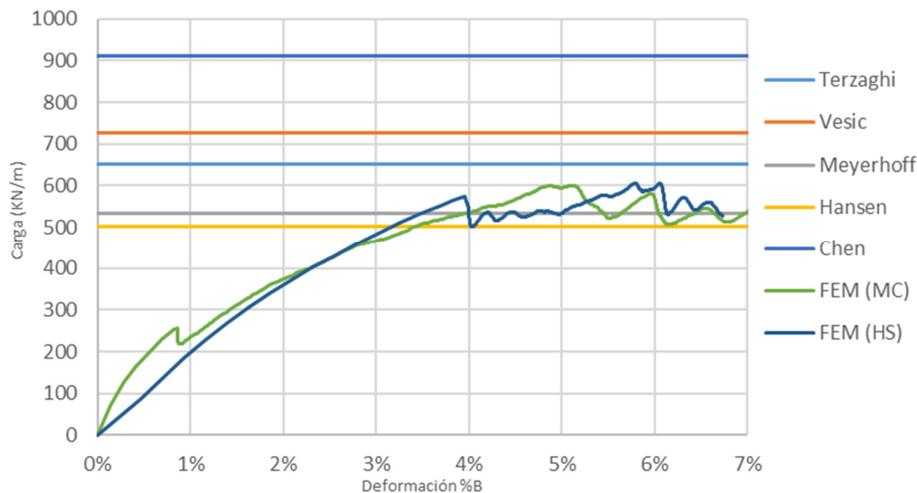


Figura 34- Capacidad de carga resultante del modelamiento “directo” de una zapata de 3m de ancho y 0m de profundidad de cimentación.

Debido a estas diferencias en las características del material utilizado en los métodos analíticos y en el modelamiento, se decidió seguir la metodología propuesta por Sfriso en 2016.

Para la última fase (comparación de la capacidad de carga en la zapata), se asumió una carga de servicio inicial, la cual genera un estado de esfuerzos en el suelo, el cual posteriormente

disminuirá su resistencia. Esta disminución se aplicó mediante el procedimiento *Safety* en PLAXIS, el cual va reduciendo gradualmente la resistencia al corte hasta llegar a un mecanismo de falla definido donde se puede apreciar claramente la plastificación del suelo. En este caso se verificó por los desplazamientos de la zapata.

El resultado de este cálculo es un factor de seguridad del suelo, que en este caso particular es el cociente entre las tangentes del ángulo inicial caracterizado y el reducido. La obtención de este ángulo reducido permite calcular la capacidad de carga mediante los diferentes métodos analíticos, los cuales deberán asemejarse a la carga inicialmente aplicada.

Es importante resaltar que el factor obtenido en la reducción de parámetros no expresa el factor de seguridad de la zapata, ya que este es el cociente entre la capacidad de carga última y la de servicio, que está determinado por una trayectoria de esfuerzos definida en cada método analítico. Por último, como parte de esta fase de cálculo, se utilizaron puntos de control en la zapata, los cuales permitieron verificar la convergencia en el cálculo y en consecuencia la definición del mecanismo de falla.

Con la etapa de cálculo concluida se pueden verificar los mecanismos de falla como la convergencia en el método utilizado, así como los desplazamientos y esfuerzos incrementales mostrados en las Figura 35 y 36 respectivamente.

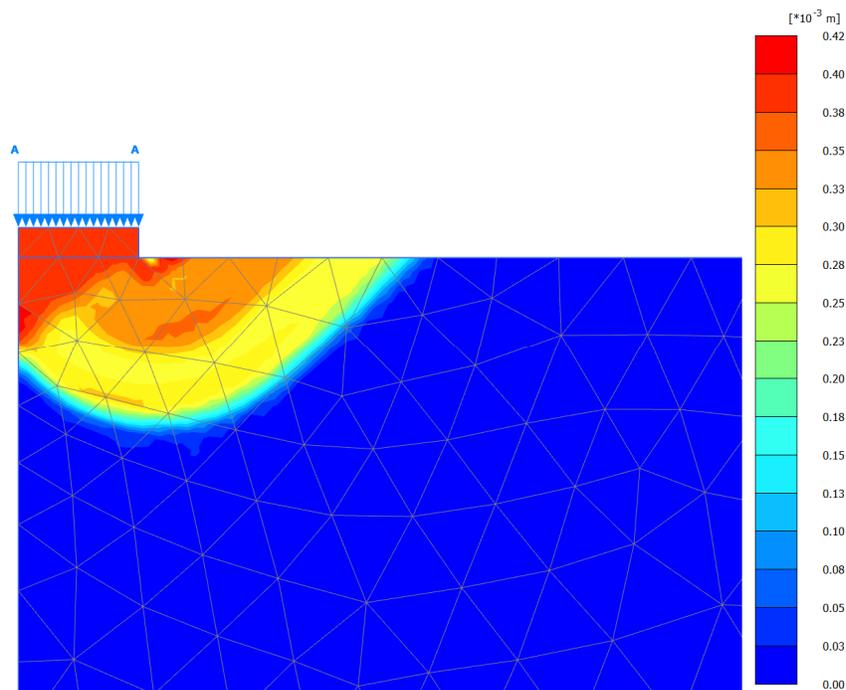


Figura 35-Desplazamientos incrementales

En la Figura 36 se puede observar la falla de corte general obtenida en el modelo de base igual a dos metros. Esta falla no ha sido predefinida en el modelo por lo que representa una respuesta propia del problema estudiado; asimismo se pueden observar las zonas activa, pasiva y de transición, pero con un estado de esfuerzos no uniforme.

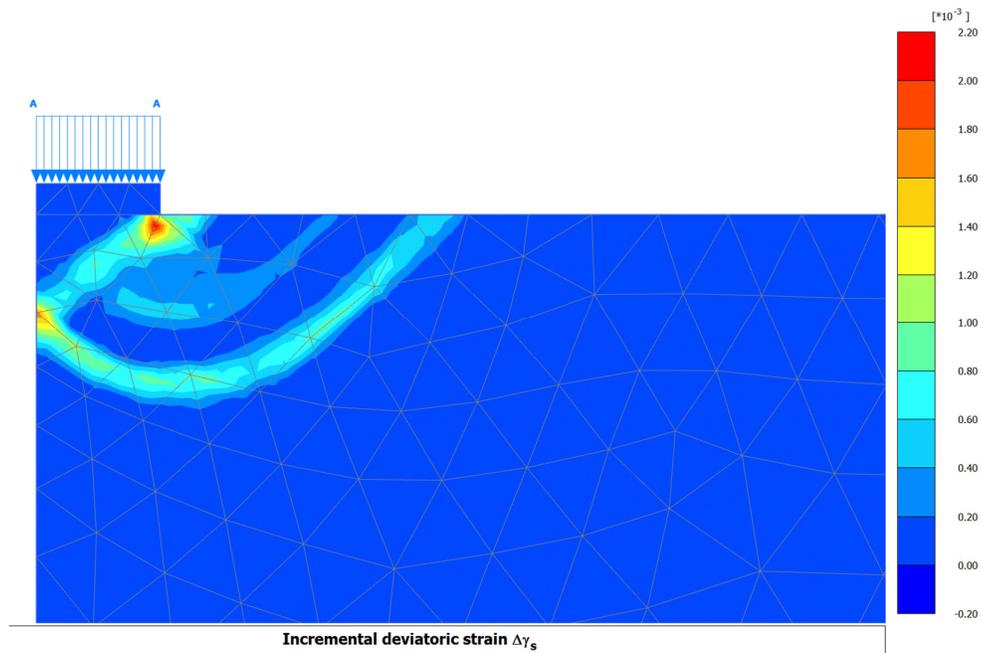


Figura 36-Esfuerzos desviadores incrementales

## 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 4.1. Calibración de suelos

Siguiendo las consideraciones mencionadas anteriormente, se obtuvieron los siguientes resultados para la determinación de los parámetros tanto de resistencia como deformación de la arena mal gradada estudiada.

#### 4.1.1. Calibración de Mohr-coulomb (MC)

En la Figura 37 y Figura 38 se puede observar en línea continua, las tres curvas de rotura de laboratorio para las presiones de confinamiento de 2, 5 y 8 kg/cm<sup>2</sup>, las mismas a las que se encuentra superpuesta en línea discontinua el ensayo simulado mediante elementos finitos. Esta optimización toma en cuenta tanto a la relación de la deformación unitaria frente a el esfuerzo desviador como a la presión de poros obtenida en el ensayo consolidado no drenado.

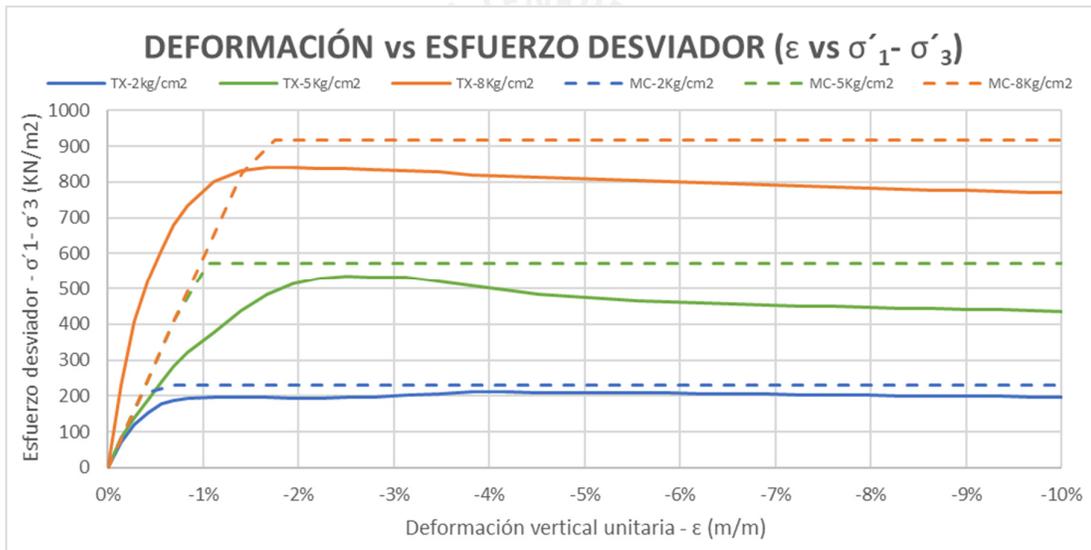


Figura 37-Calibración de suelo en MC-SP (1)

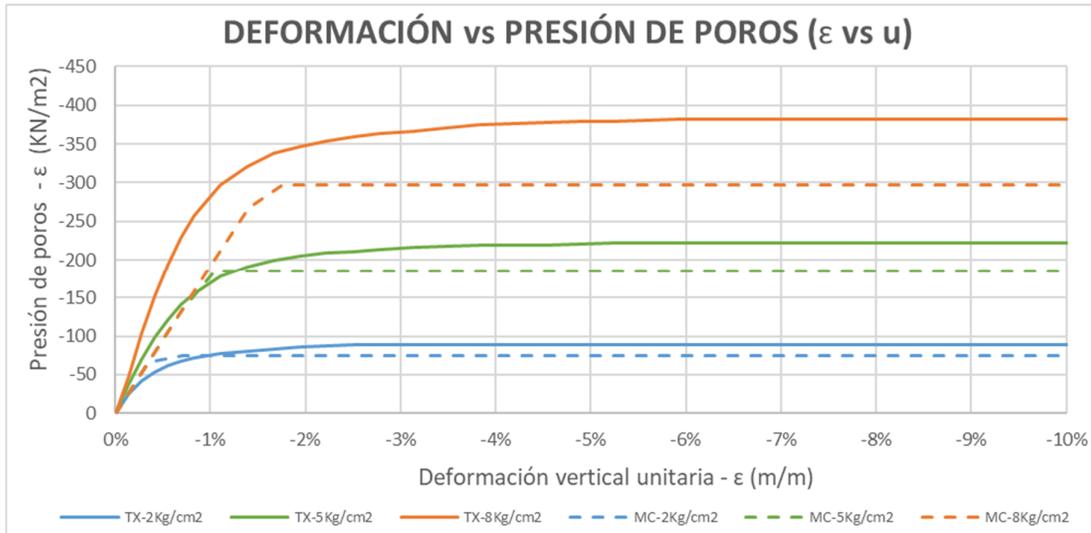


Figura 38-Calibración de suelo en MC-SP (2)

Con esta calibración realizada para el modelo *MC*, se debió tomar en cuenta la sensibilidad en la obtención de los parámetros en cada uno de los casos, ya que se debe tener un error aproximado equivalente en todas las curvas consideradas en el análisis, tanto para la presión de poros como para el esfuerzo desviador. Se obtuvieron como resultado los parámetros de la Tabla 3.

Tabla 3-Resultados de Calibración de suelo en MC

SUCS	SP
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	15
$\phi$ (°)	32.5
$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	0
$E$ (MPa)	5.27E+04
$\nu$	0.34
$\psi$ (°)	0

#### 4.1.2. Calibración de Hardening Soil (HS)

En cuanto al proceso de calibración del modelo contrastado con las curvas vírgenes para para *Hardening Soil*, al ser un número mayor de parámetros, este representa de mejor manera el comportamiento del suelo, además se tiene una forma parabólica más acorde a la respuesta de la arena en el ensayo triaxial. En esta calibración se obtuvo una aproximación optimizada con respecto al modelo constitutivo anterior.

Debido a que se trata de un modelo con el mismo criterio de falla (Mohr-Coulomb), se utilizaron los mismos parámetros resistentes, los cuales fueron determinados con las relaciones expuestas anteriormente. A continuación, en la Figura 39 y Figura 40 muestran en línea continua los ensayos triaxiales reales y de manera discontinua los simulados mediante elementos finitos, pudiendo verificar la validez de los parámetros escogidos.

Es importante resaltar que la calibración realizada se enfocó en deformaciones mayores al 5% (donde el suelo ya falló), ya que estas son las de interés para el objetivo del modelo. Asimismo, si el enfoque se encuentra en la zona de bajas deformaciones (por ejemplo, para el modelamiento de las condiciones de servicio), esta caracterización no sería necesariamente la óptima.

Una limitación del modelo HS es la no captura del fenómeno de ablandamiento en el suelo, por lo que este comportamiento en algunos ensayos no puede ser reproducido.

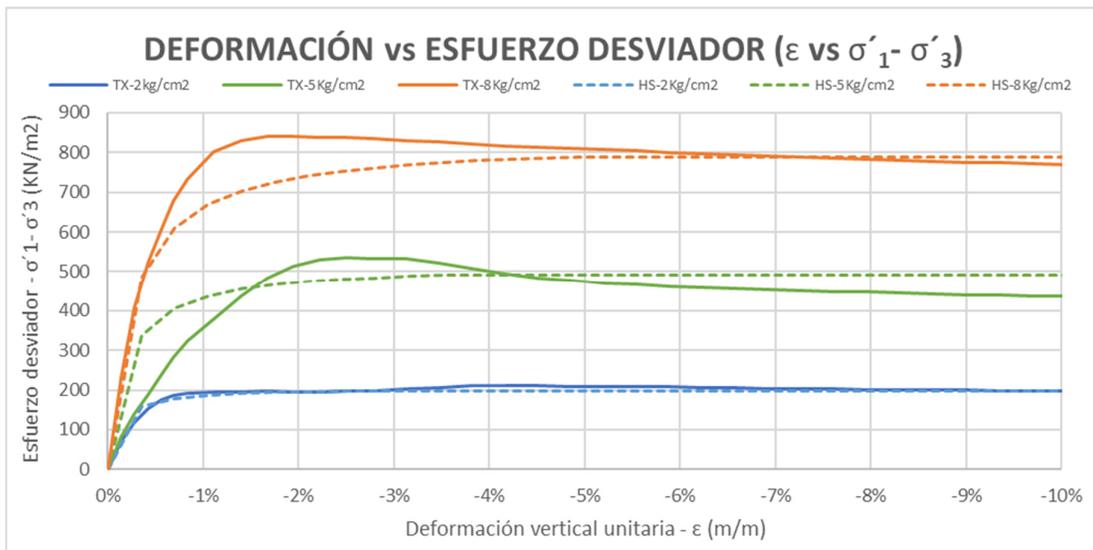


Figura 39-Calibración de suelo en HS-SP (1)

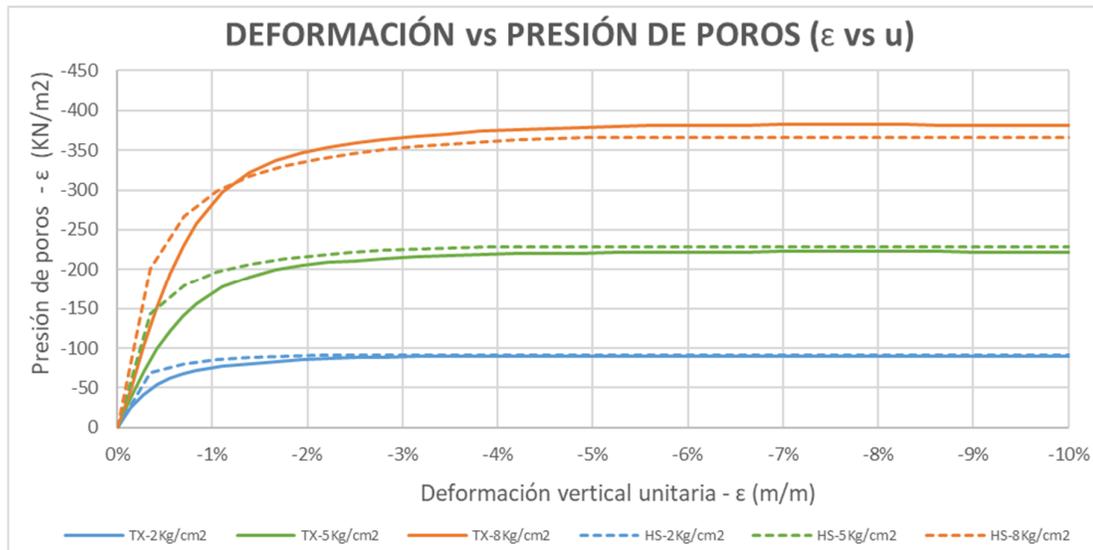


Figura 40-Calibración de suelo en HS-SP (2)

Para la calibración realizada con el modelo *HS*, se debió tomar en cuenta la sensibilidad al momento de obtener los parámetros en cada uno de los casos, ya que se debe tener un error aproximado equivalente en todas las curvas consideradas en el análisis, tanto para la presión de poros como para el esfuerzo desviador. Se obtuvo como resultado los parámetros de la Tabla 4.

Tabla 4-Resultados de Calibración de suelo en HS

SUCS	SP
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	15
$\phi$ (°)	32.5
<b>C</b> (kPa)	0
$E_{ref}^{50}$ (kPa)	3.88E+04
$E_{ref}^{oed}$ (kPa)	4.70E+04
$E_{ref}^{ur}$ (kPa)	1.27E+05
$\psi$ (psi)	0
$\nu_{ur}$	0.2
$K_0$	0.5305
<b>Rf</b>	0.9

## 4.2. Capacidades de carga

El cálculo detallado, así como los resultados de cada modelo realizado se encuentran anexos al presente documento. En estos formatos de reporte se muestran valores de salida como el factor de seguridad por reducción de parámetros, la gráfica del asentamiento de la zapata

(que verifica la convergencia del cálculo), el ángulo de fricción reducido y los mecanismos de falla obtenidos.

Luego de calcular las cargas con los ángulos de fricción reducidos y los métodos analíticos, como un paso previo al análisis comparativo se consideró la “normalización” de los valores obtenidos, es decir, se dividió en relación a la carga asumida inicialmente. Este cociente nos da un factor “R” donde,  $R = \frac{q_{MA}(\phi_{reducido}, B, \gamma)}{q_{inicial}} \cdot 10$

De esta manera, si el factor R es mayor a la unidad, entonces el método analítico es mayor que el obtenido en PLAXIS, la unidad representa el resultado numérico en el que la carga de servicio asumida es igual al cálculo del método analítico con los parámetros reducidos.

Con los resultados producto del cálculo se realizaron tres análisis diferentes; el primero en relación a los modelos constitutivos, el segundo en relación al ancho de cimentación y finalmente a la variación de la profundidad y el método analítico en el cómputo de R.

Del primer análisis, respecto a la variación de “R” con los modelos constitutivos empleados, se observa un ligero incremento positivo en los valores obtenidos mediante el modelo *MC*, sin embargo, en promedio se puede considerar equivalentes los cálculos realizados con ambos modelos. En la Figura 41 se muestra que, salvo 3 puntos, la totalidad de los factores no difieren en más 10% al ser calculados con *HS* ó *MC*.

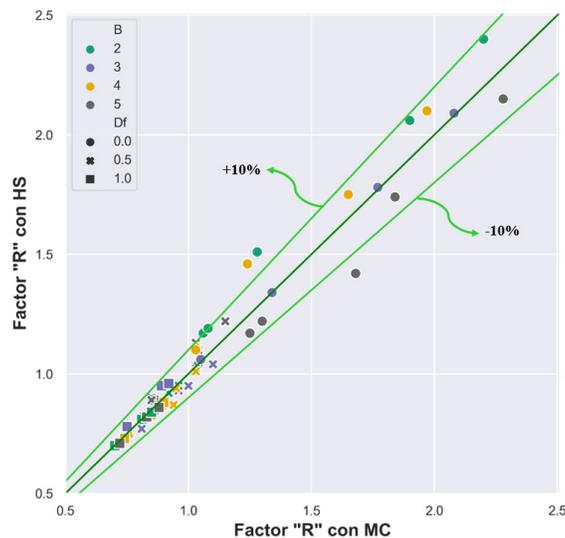


Figura 41-Variación de R respecto a modelo constitutivo

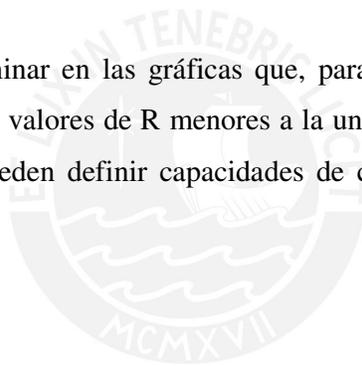
<sup>10</sup>  $q_{MA}$ : Capacidad de carga calculada con método analítico para parámetros de resistencia reducidos,  
 $q_{inicial}$ :Carga aplicada en modelo de elementos finitos

En cuanto al segundo análisis, se evaluó la variación con el ancho de cimentación para los resultados de “R” obtenidos. Estos muestran en la Figura 42, en la cual se graficó la variación de B (en el eje horizontal) frente a R para un  $D_f$  constante.

Se observa una mayor dispersión en los valores de R sin profundidad de cimentación, sin embargo, una tendencia a la convergencia en los resultados con el aumento de  $D_f$ . (a medida que  $N_q$  se vuelve más predominante). Asimismo, esta convergencia es independiente a la disminución o aumento del ancho en la cimentación.

Cuantitativamente se puede apreciar una similitud en cuanto a la disminución del factor R con la profundidad de cimentación, obteniendo una tendencia no lineal respecto al ancho de la base. Gráficamente se puede estimar un valor de 0.80 para  $D_f = B$ ; este valor coincide con algunos estudios realizados tanto en elementos finitos (Griffiths, 1982) como en elementos discretos (Yin & Wang, 2001) en los cuales se consideró materiales con reglas de flujo asociadas y no asociadas.

Asimismo, se puede determinar en las gráficas que, para profundidades de cimentación mayores a 0.5 B se obtienen valores de R menores a la unidad, lo cual indica que en estos casos los modelos FEM pueden definir capacidades de carga mayores que los métodos analíticos.



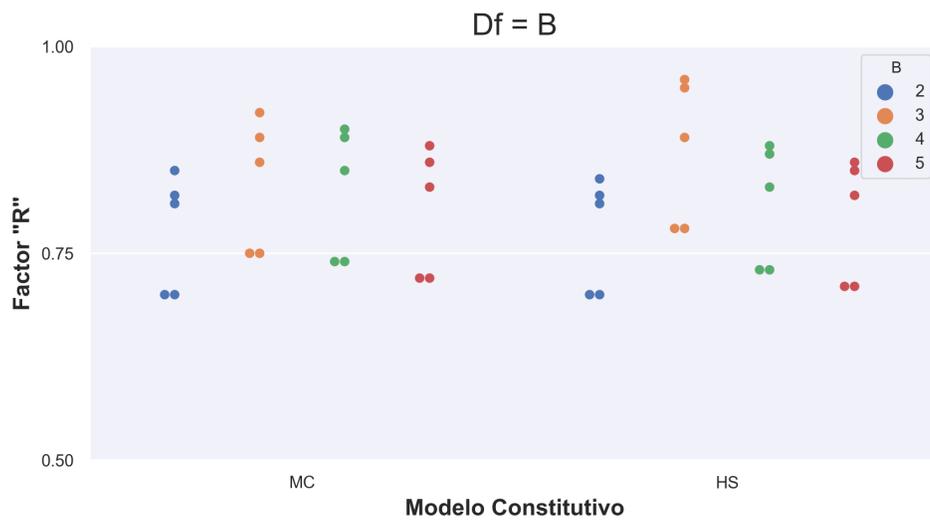
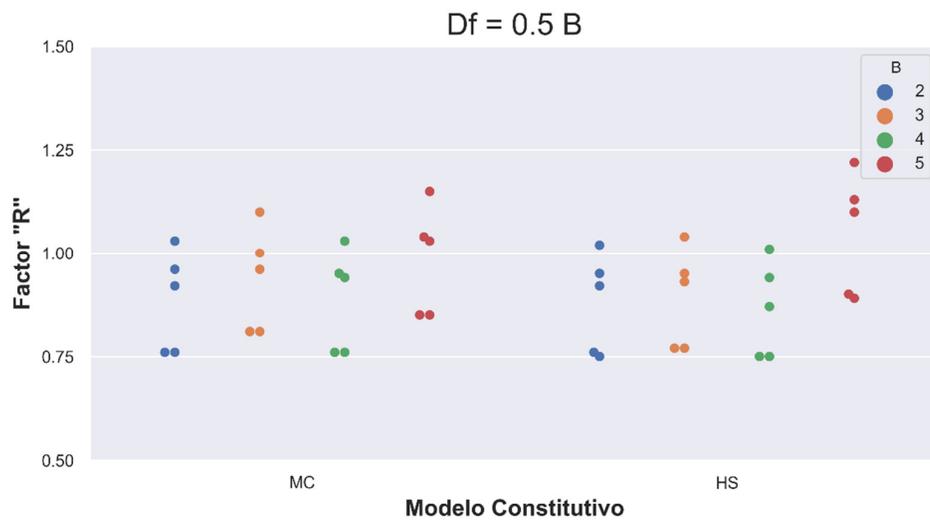
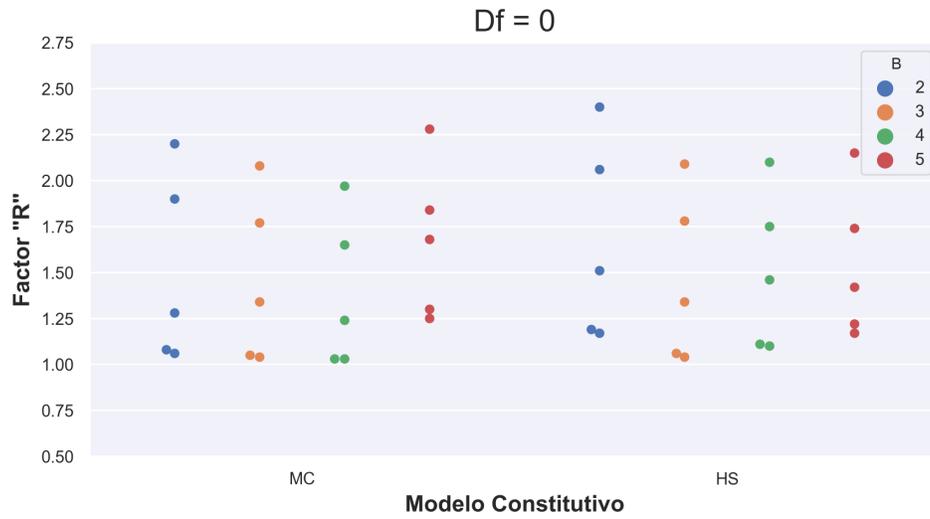


Figura 42-Variación de R respecto al ancho de cimentación

Finalmente, se analizó la variación de R con los métodos analíticos calculados. Según la Figura 43 se muestra una correlación entre todos los resultados, siendo el que reporta los valores más altos en todos los casos el método de Chen, de hasta 2.4 veces. Por el contrario, los métodos de Hansen y Meyehoff determinan los valores más bajos, quedando en la parte media los valores alcanzados mediante las relaciones de Vesic y Terzaghi.

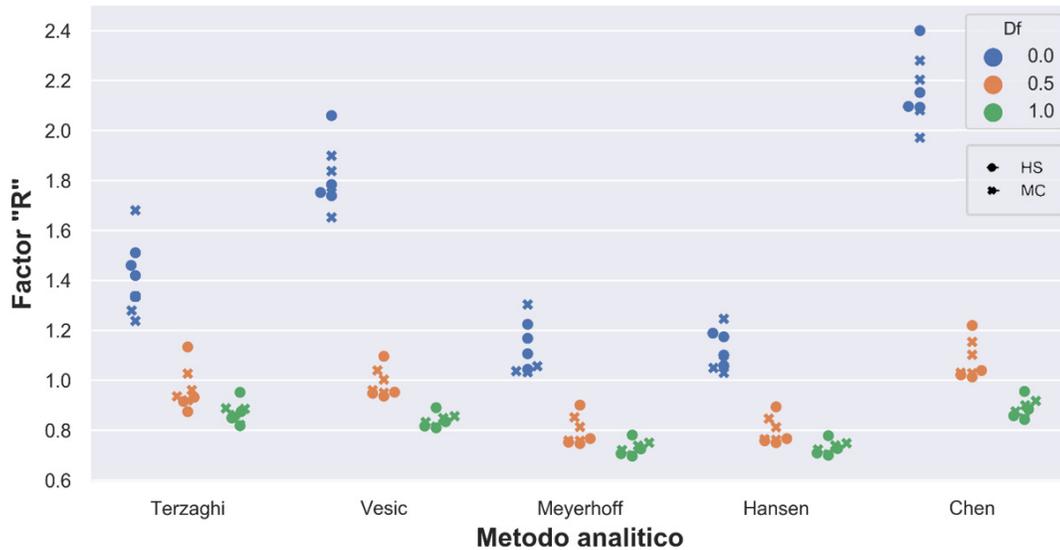


Figura 43-Variación de R respecto a método analítico

## 5. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Luego de realizados los cálculos correspondientes se pudo llegar a las siguientes conclusiones:

1. Se realizó correctamente el análisis tanto numérico como analítico de la capacidad de carga en los casos presentados en el alcance. Estas pudieron ser comparadas utilizando el método de reducción de parámetros y el factor “R”.
2. El cálculo de la capacidad de carga utilizando elementos finitos es sensible respecto al mallado del suelo de cimentación. Se observó en el proceso que, al cambiar la discretización los resultados obtenidos son diferentes dependiendo del tamaño de los elementos finitos y las zonas de refinamiento consideradas en el modelo. Debido a esta característica, se debió de utilizar mallas cada vez más finas hasta llegar a la convergencia del resultado.
3. El modelamiento mediante elementos finitos produce una solución rigurosa (con un cierto grado de error) para el problema geotécnico. Se entiende que este define un mismo estado para la falla, mientras que usando métodos analíticos se presentan diversas condiciones de falla, para tres estados superpuestos (propuestos por Terzaghi).
4. Se verificó al plantear la metodología la importancia del parámetro de dilatación en la solución del problema, ya que la capacidad de carga es sensible a este parámetro según lo han demostrado también estudios anteriores (Loukidis, Chakraborty, & Salgado, 2008) y a que en los métodos analíticos se usa una regla de flujo asociada donde  $\phi = \psi$ .
5. Mediante el análisis en FEM se pudo obtener una información de detalle acerca del estado tensorial en el problema. Se pudo verificar la zona exacta de falla del suelo de cimentación, lo cual representa un estado no uniforme en el dominio, contrario a los métodos analíticos, que se centran en tres zonas únicamente según se puede observar en el anexo correspondiente a los resultados de cada modelo. (Véase anexo C)

6. La zona de falla en el método computacional no es definida inicialmente, por lo que corresponde a un valor de salida en el problema. Esta zona de falla está relacionada no solo a las condiciones de contorno sino también a los parámetros del material, a diferencia de los métodos analíticos.
7. En cuanto a la caracterización realizada en los dos modelos constitutivos, se adaptó mejor el modelo Hardening Soil debido a que la forma parabólica representa mejor el comportamiento real del suelo, tanto en la relación del esfuerzo desviador como la presión de poros frente a la deformación unitaria. Sin embargo, en cuanto a capacidad de carga, la diferencia entre los valores de R debido a modelos constitutivos no fue mayor al 10% (Véase Figura 41)
8. Se determinó que el ancho de cimentación no resultó ser un parámetro influyente en el cómputo de R, ya que la dispersión de los resultados es similar. Sin embargo, a medida que aumenta la profundidad de cimentación, esta dispersión disminuye equitativamente en todos los anchos de cimentación considerados. (Véase Figura 42)
9. Tanto los métodos de Hansen como Meyerhof, en este caso se adaptan mejor a los resultados obtenidos mediante FEM para cimentaciones superficiales. En cuanto a la profundidad de cimentación igual a  $0.5 B$ , todos los métodos analíticos proveyeron resultados aceptables, y finalmente, para la profundidad de cimentación igual a la base, los métodos de Terzaghi, Vesic y Chen resultaron ser los más adecuados. (Véase Figura 43).

Como comentario final, se puede destacar que aunque los resultados obtenidos por elementos finitos no definen una solución exacta al problema estudiado, si representan una mejor aproximación en comparación a los métodos analíticos. En ese sentido es conveniente utilizar los resultados de PLAXIS u otro programa similar, como “línea base” que permita evaluar las tendencias y diferencias entre los métodos analíticos y los parámetros que influyen en el cálculo de los mismos (parámetros del suelo, ancho de la base y profundidad de cimentación).

## Referencias

- Alva Hurtado, J. E. (2012). *Diseño de Cimentaciones*. Lima: Instituto de la construcción y gerencia.
- Bowles, J. E. (1995). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill.
- Brinkgreve, R. (2005). Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application. *Soil constitutive models: Evaluation, selection, and calibration*, 69-98.
- Chen, W. F. (1975). Limit analysis and soil plasticity. *Developments in Geotechnical Engineering*.
- Chen, W. F. (1990). Limit analysis in soil mechanics. *Developments in Geotechnical Engineering*.
- Chen, W. F. (1990). *Nonlinear analysis in soil mechanics*. Amsterdam: Elsevier.
- Chen, W. F., & Hug, L. D. (1972). Bearing capacity determination by limit analysis. *Fritz Engineering Laboratory Report*.
- Chen, W. F., & Lui, X. L. (2012). *Limit Analysis in Soil Mechanics*. Elsevier.
- Chen, W. F., & McCarron, W. O. (1991). Bearing Capacity of Shallow Foundations. *Foundation Engineering Handbook*, 144-161.
- Das, B. M. (2011). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Mexico D.F.: Cengage Learning.
- Das, B. M. (2013). *Advanced soil mechanics*. CRC Press.
- Das, B. M. (2017). *Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement*. Washington, DC.: CRC Press.
- De Beer, E. E. (1970). Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. *Geotechnique*, 387-411.

- Díaz, J. M. (2005). *Análisis en estado límite para suelos: cálculo de cotas exactas empleando el modelo de Mohr-Coulomb mediante programación cónica de segundo orden*. Cataluña: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Drucker, D. C. (1950). Stress-strain relations in the plastic range. A survey of theory and experiment. *Brown University Providence Ri Division of Applied Mathematics*.
- EPRI. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. New York.
- Griffiths, D. (Enero de 1982). Computation of bearing capacity factors using finite elements. *Geotechnique*, 32(3), 195-202.
- Hansen, J. B. (1961). *A general formula for bearing capacity*. Copenhagen: Danish Geotechnical Institute.
- Hansen, J. B. (1970). *A revised and extended formula for bearing capacity*. Copenhagen: Danish Geotechnical Institute.
- Hill, R. (1952). The mathematical theory of plasticity. *Bull. Amer. Math. Soc*, 58, 507-512.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, 355-358.
- Jimenez Salas, J. A. (1981). *Geotecnia y Cimientos* (Vol. 1). Madrid: Rueda.
- Jiménez Salas, J. A. (1981). *Geotecnia y cimientos* (Vol. 2). Madrid: Rueda.
- Juarez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A. (1973). *Mecánica de suelos*. Mexico D.F.: Limusa.
- Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. NY (USA): Geotechnical Engineering Group.
- Ladd, C. C., Foote, R., & Ishihara, K. (1977). Stress-Deformation and Strength Characteristics. *9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (págs. 421-494). Tokio.

- Loukidis, D., Chakraborty, T., & Salgado, R. (2008). Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*, 768-787.
- Meyerhof, G. G. (1951). The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. *Geotechnique*, 301-332.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 16-26.
- PLAXIS. (2010). *Material models manual*. Delft.
- PLAXIS. (2010). *Reference manual*. Delft.
- PLAXIS. (2010). *Scientific manual*. Delft.
- Potts, D. (2002). *Guidelines for the Use of Advanced Numerical Analysis*. Londres: Thomas Telford.
- Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (2001). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application*. London: Thomas Telford.
- Powrie, W. (2013). *Soil Mechanics: Concepts and Applications, Third Edition*. CRC Press.
- Prager, W., & Hodge, P. G. (1951). *Theory of perfectly plastic solids*. Dover Publications.
- Prandtl, L. (1920). Über die härte plastischer körper. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen. *Mathematisch-Physikalische Klasse*, 74-85.
- Schanz, T. (1998). Zur Modellierung des Mechanischen verhaltens von Reibungsmaterialen, Habilitation. *Stuttgart Universität*.
- Terzaghi, K. V., & Peck, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: Jhon Wiley.
- Vesić, A. S. (1963). Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. *Highway research record*, 39.

Vesić, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the soil mechanics and foundations division*.

Vesić, A. S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 121-145.

Yin, J.-H., & Wang, Y.-J. (2001). Influence of nonassociativity on the bearing capacity of a strip footing. *Geotech Geoenvironmental Engineering*, 985-989.

Zegarra, J. V. (1999). *Mecánica de Suelos*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (1993). *El Método de Los Elementos Finitos: Formulación Básica y Problemas Lineales*. Barcelona: Cimne.





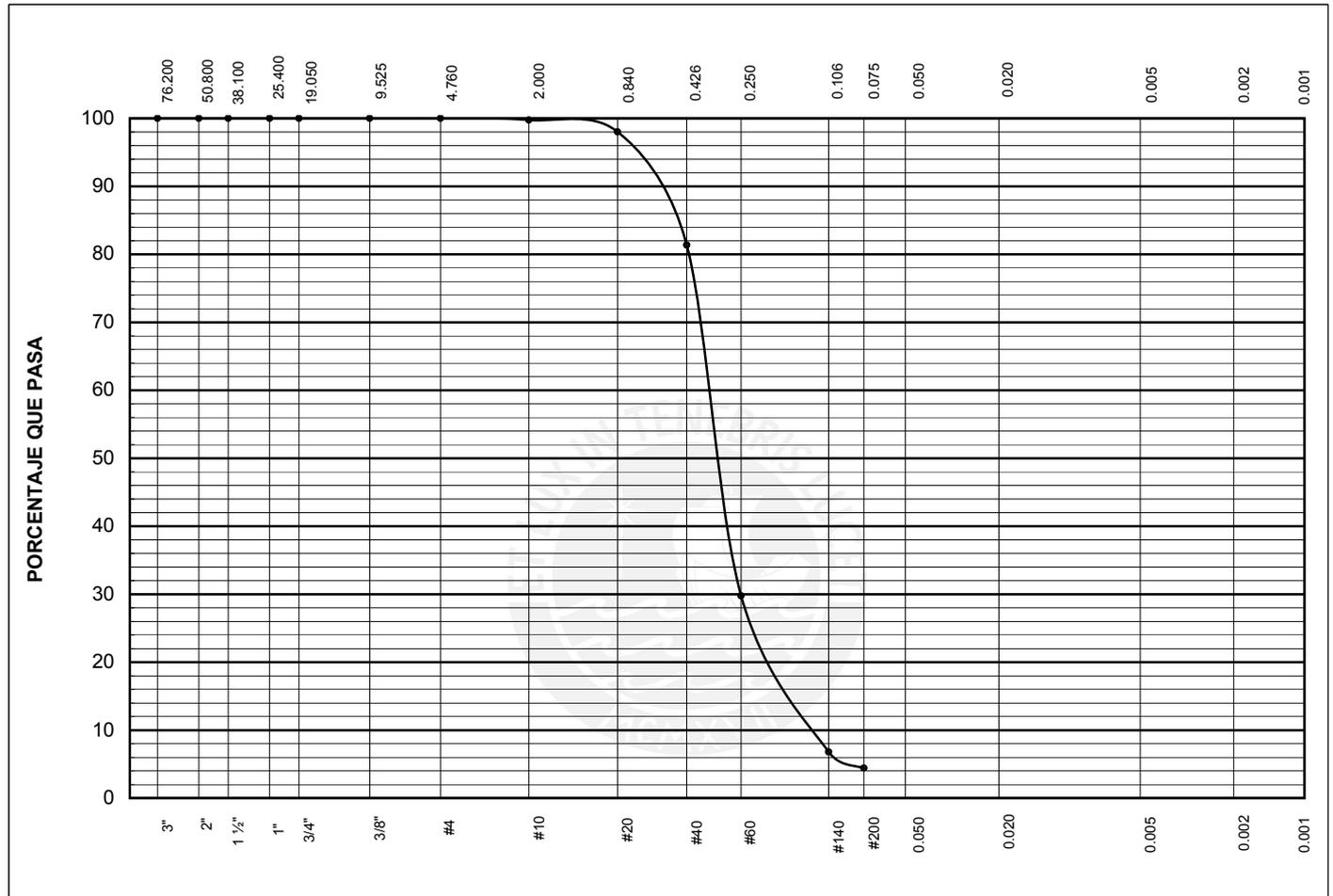
**Anexo A**  
Registro de ensayos de laboratorio

---

## ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN

### NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS	Expediente
Proyecto : TESIS	
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad: ----- Fecha : 13-mar-2017



Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	-----	CLASIFICACIÓN	
3"	100.0	-----	-----	LP = NP	-----	SUCS	<b>SP</b>
2"	100.0	-----	-----	IP = ---	-----	AASHTO	-----
1 1/2"	100.0	-----	-----	<b>MANUEL A. OLCESE FRANZERO</b> Ingeniero Civil CIP 12969 Jefe del Laboratorio			
1"	100.0	-----	-----				
3/4"	100.0	-----	-----				
3/8"	100.0	-----	-----				
#4	100.0	-----	-----				
#10	99.8	-----	-----				
#20	98.0	-----	-----				
#40	81.4	-----	-----				
#60	29.8	-----	-----				
#140	6.8	-----	-----				
#200	4.4	-----	-----				

TESIS ROEL FERNANDO CASUSOL/GRANULAR/GM/1 de 1

## ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

### CARACTERISTICAS DE LOS ESPECIMENES

Tipo de muestra :	Remoldeada
Peso esp. solidos      Gs	2.64

Especimen	A	B	C
Diámetro                      cm	7.00	7.00	7.00
Altura                              cm	14.40	14.40	14.40
Humedad inicial	45.0%	22.3%	22.3%
Humedad final	45.1%	42.4%	44.8%
Saturacion inicial	94.0%	46.6%	46.6%
Saturación final	100.0%	100.0%	100.0%
Relacion de vacios              e	1.26	1.26	1.26
Porosidad                          n	55.8%	55.8%	55.8%
Densidad inicial                  g/cm <sup>3</sup>	1.69	1.43	1.43
Densidad fina                      g/cm <sup>3</sup>	1.69	1.66	1.69
Densidad seca                    g/cm <sup>3</sup>	1.17	1.17	1.17
Presión de cámara              kg/cm <sup>2</sup>	8.00	11.00	14.00
Contra presión                    kg/cm <sup>2</sup>	6.00	6.00	6.00
Coefficiente de poros            B	0.99	0.99	0.99

**MANUEL A. OLCESE FRANZERO**  
 Ingeniero Civil CIP 12969  
 Jefe del Laboratorio

## ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

### CARACTERISTICAS DE LOS ESPECIMENES EN LA FALLA

FALLA DEFINIDA CONFORME A LA NORMA NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Especimen	A	B	C
-----------	---	---	---

#### MAXIMA RELACION DE TENSIONES

$\sigma'_1/\sigma'_3$ máximo	2.91	2.87	2.93
$\sigma'_1$ kg/cm <sup>2</sup>	3.29	8.33	12.82
$\sigma'_3$ kg/cm <sup>2</sup>	1.13	2.90	4.37
u kg/cm <sup>2</sup>	0.91	2.20	3.78
$\varepsilon$ %	3.82	3.13	3.47
$A_f$	0.42	0.40	0.45

#### MAXIMO ESFUERZO DESVIADOR

$\sigma'_1 - \sigma'_3$ máximo kg/cm <sup>2</sup>	2.16	5.46	8.58
$\sigma'_1$ kg/cm <sup>2</sup>	4.20	10.56	16.74
$\sigma'_3$ kg/cm <sup>2</sup>	1.13	2.94	4.72
u kg/cm <sup>2</sup>	0.91	2.15	3.44
$\varepsilon$ %	3.82	2.50	1.67
$A_f$	0.42	0.39	0.40

\_\_\_\_\_  
MANUEL A. OLCESE FRANZERO

Ingeniero Civil CIP 12969

Jefe del Laboratorio

## ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

### Especimen A

$\varepsilon$ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	u kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_1/\sigma'_3$	p' kg/cm <sup>2</sup>	q kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	1.00	2.00	0.00
0.14	0.72	0.25	1.79	2.51	1.40	2.15	0.36
0.28	1.21	0.43	1.61	2.81	1.75	2.21	0.60
0.42	1.57	0.55	1.49	3.06	2.05	2.28	0.79
0.56	1.80	0.63	1.41	3.21	2.28	2.31	0.90
0.69	1.91	0.69	1.35	3.27	2.41	2.31	0.96
0.83	1.96	0.73	1.30	3.26	2.50	2.28	0.98
1.11	1.99	0.79	1.25	3.24	2.60	2.24	1.00
1.39	1.99	0.82	1.22	3.21	2.64	2.21	1.00
1.67	2.00	0.85	1.19	3.18	2.68	2.19	1.00
1.94	1.98	0.87	1.17	3.15	2.70	2.16	0.99
2.22	1.98	0.89	1.15	3.14	2.72	2.14	0.99
2.50	2.00	0.90	1.14	3.15	2.76	2.14	1.00
2.78	2.01	0.90	1.14	3.15	2.77	2.14	1.00
3.13	2.06	0.91	1.13	3.19	2.82	2.16	1.03
3.47	2.10	0.91	1.13	3.23	2.86	2.18	1.05
3.82	2.16	0.91	1.13	3.29	2.91	2.21	1.08
4.17	2.15	0.91	1.13	3.28	2.90	2.21	1.07
4.51	2.14	0.91	1.13	3.27	2.89	2.20	1.07
4.86	2.13	0.91	1.13	3.26	2.88	2.20	1.07
5.21	2.12	0.91	1.13	3.25	2.88	2.19	1.06
5.56	2.11	0.91	1.13	3.24	2.87	2.19	1.06
5.90	2.11	0.91	1.13	3.24	2.86	2.18	1.05
6.25	2.10	0.91	1.13	3.23	2.85	2.18	1.05
6.60	2.09	0.91	1.13	3.22	2.85	2.17	1.04
6.94	2.08	0.91	1.13	3.21	2.84	2.17	1.04
7.29	2.07	0.91	1.13	3.20	2.83	2.17	1.04
7.64	2.06	0.91	1.13	3.19	2.82	2.16	1.03
7.99	2.05	0.91	1.13	3.18	2.82	2.16	1.03

(Continua.....)

**MANUEL A. OLCESE FRANZERO**  
 Ingeniero Civil CIP 12969  
 Jefe del Laboratorio

## ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

### Especimen A

$\varepsilon$ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	u kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_1/\sigma'_3$	p' kg/cm <sup>2</sup>	q kg/cm <sup>2</sup>
8.33	2.04	0.91	1.13	3.18	2.81	2.15	1.02
8.68	2.04	0.91	1.13	3.17	2.80	2.15	1.02
9.03	2.03	0.91	1.13	3.16	2.79	2.14	1.01
9.38	2.02	0.91	1.13	3.15	2.79	2.14	1.01
9.72	2.01	0.91	1.13	3.14	2.78	2.14	1.00
10.07	2.00	0.91	1.13	3.13	2.77	2.13	1.00
10.42	1.99	0.91	1.13	3.12	2.76	2.13	1.00
10.76	1.98	0.91	1.13	3.11	2.75	2.12	0.99
11.11	1.98	0.91	1.13	3.11	2.75	2.12	0.99
11.46	1.97	0.91	1.13	3.10	2.74	2.11	0.98
11.81	1.96	0.91	1.13	3.09	2.73	2.11	0.98
12.15	1.95	0.91	1.13	3.08	2.72	2.11	0.97
12.50	1.94	0.91	1.13	3.07	2.72	2.10	0.97
12.85	1.93	0.91	1.13	3.06	2.71	2.10	0.97
13.19	1.92	0.91	1.13	3.05	2.70	2.09	0.96
13.54	1.91	0.91	1.13	3.05	2.69	2.09	0.96
13.89	1.91	0.91	1.13	3.04	2.69	2.08	0.95
14.24	1.90	0.91	1.13	3.03	2.68	2.08	0.95
14.58	1.89	0.91	1.13	3.02	2.67	2.08	0.94
14.93	1.88	0.91	1.13	3.01	2.66	2.07	0.94
15.28	1.87	0.91	1.13	3.00	2.65	2.07	0.94
15.63	1.86	0.91	1.13	2.99	2.65	2.06	0.93
15.97	1.85	0.91	1.13	2.98	2.64	2.06	0.93
16.32	1.84	0.91	1.13	2.98	2.63	2.05	0.92
16.67	1.84	0.91	1.13	2.97	2.62	2.05	0.92
17.36	1.82	0.91	1.13	2.95	2.61	2.04	0.91
18.40	1.79	0.91	1.13	2.92	2.59	2.03	0.90
19.79	1.76	0.91	1.13	2.89	2.56	2.01	0.88
20.49	1.74	0.91	1.13	2.87	2.54	2.00	0.87

**MANUEL A. OLCESE FRANZERO**  
 Ingeniero Civil CIP 12969  
 Jefe del Laboratorio

## ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

### Especimen B

$\varepsilon$ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	u kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_1/\sigma'_3$	p' kg/cm <sup>2</sup>	q kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	0.00	5.00	5.00	1.00	5.00	0.00
0.14	0.84	0.38	4.72	5.56	1.18	5.14	0.42
0.28	1.41	0.72	4.38	5.78	1.32	5.08	0.70
0.42	1.94	1.01	4.09	6.04	1.48	5.06	0.97
0.56	2.44	1.24	3.85	6.30	1.63	5.08	1.22
0.69	2.87	1.44	3.66	6.54	1.79	5.10	1.44
0.83	3.29	1.59	3.50	6.79	1.94	5.15	1.64
1.11	3.85	1.81	3.29	7.13	2.17	5.21	1.92
1.39	4.45	1.94	3.16	7.60	2.41	5.38	2.22
1.67	4.92	2.03	3.07	7.99	2.60	5.53	2.46
1.94	5.23	2.09	3.01	8.25	2.74	5.63	2.62
2.22	5.41	2.13	2.97	8.38	2.82	5.68	2.70
2.50	5.46	2.15	2.94	8.41	2.85	5.68	2.73
2.78	5.44	2.17	2.93	8.37	2.86	5.65	2.72
3.13	5.42	2.20	2.90	8.33	2.87	5.61	2.71
3.47	5.31	2.22	2.88	8.20	2.84	5.54	2.66
3.82	5.17	2.23	2.87	8.04	2.80	5.45	2.58
4.17	5.05	2.24	2.86	7.91	2.77	5.39	2.53
4.51	4.94	2.24	2.85	7.80	2.73	5.33	2.47
4.86	4.86	2.25	2.85	7.71	2.71	5.28	2.43
5.21	4.80	2.26	2.84	7.64	2.69	5.24	2.40
5.56	4.75	2.26	2.84	7.59	2.67	5.21	2.37
5.90	4.70	2.26	2.84	7.54	2.66	5.19	2.35
6.25	4.67	2.26	2.84	7.50	2.65	5.17	2.33
6.60	4.64	2.26	2.84	7.47	2.64	5.15	2.32
6.94	4.61	2.27	2.83	7.44	2.63	5.14	2.31
7.29	4.59	2.27	2.83	7.42	2.62	5.13	2.30
7.64	4.57	2.27	2.83	7.40	2.61	5.12	2.28
7.99	4.55	2.27	2.83	7.38	2.61	5.10	2.27

(Continua.....)

**MANUEL A. OLCESE FRANZERO**  
 Ingeniero Civil CIP 12969  
 Jefe del Laboratorio

## ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

### Especimen B

$\varepsilon$ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	u kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_1/\sigma'_3$	p' kg/cm <sup>2</sup>	q kg/cm <sup>2</sup>
8.33	4.53	2.27	2.83	7.36	2.60	5.10	2.27
8.68	4.51	2.27	2.83	7.34	2.59	5.09	2.25
9.03	4.49	2.26	2.84	7.33	2.59	5.08	2.25
9.38	4.48	2.26	2.84	7.31	2.58	5.07	2.24
9.72	4.45	2.26	2.84	7.29	2.57	5.06	2.23
10.07	4.44	2.26	2.84	7.27	2.56	5.05	2.22
10.42	4.42	2.26	2.84	7.26	2.56	5.05	2.21
10.76	4.40	2.26	2.84	7.24	2.55	5.04	2.20
11.11	4.38	2.26	2.84	7.22	2.54	5.03	2.19
11.46	4.37	2.26	2.84	7.21	2.54	5.02	2.18
11.81	4.35	2.26	2.84	7.19	2.53	5.01	2.17
12.15	4.33	2.26	2.84	7.17	2.53	5.00	2.17
12.50	4.31	2.26	2.84	7.15	2.52	4.99	2.16
12.85	4.29	2.26	2.84	7.13	2.51	4.98	2.15
13.19	4.27	2.26	2.84	7.11	2.51	4.98	2.14
13.54	4.26	2.26	2.84	7.10	2.50	4.97	2.13
13.89	4.24	2.26	2.84	7.08	2.49	4.96	2.12
14.24	4.22	2.26	2.84	7.06	2.49	4.95	2.11
14.58	4.21	2.26	2.84	7.04	2.48	4.94	2.10
14.93	4.18	2.26	2.84	7.02	2.47	4.93	2.09
15.28	4.17	2.26	2.84	7.01	2.47	4.92	2.08
15.63	4.15	2.26	2.84	6.99	2.46	4.91	2.07
15.97	4.13	2.26	2.84	6.97	2.46	4.91	2.07
16.32	4.11	2.26	2.84	6.95	2.45	4.90	2.06
16.67	4.10	2.26	2.84	6.94	2.44	4.89	2.05
17.36	4.06	2.26	2.84	6.90	2.43	4.87	2.03
18.40	3.98	2.26	2.84	6.82	2.40	4.83	1.99
19.79	3.91	2.26	2.84	6.75	2.38	4.79	1.95
20.49	3.87	2.26	2.84	6.71	2.36	4.77	1.93

**MANUEL A. OLCESE FRANZERO**  
 Ingeniero Civil CIP 12969  
 Jefe del Laboratorio

## ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

### Especimen C

$\varepsilon$ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	u kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_1/\sigma'_3$	p' kg/cm <sup>2</sup>	q kg/cm <sup>2</sup>
0.00	0.00	0.00	8.00	8.00	1.00	8.00	0.00
0.14	2.34	0.48	7.67	10.02	1.31	8.85	1.17
0.28	4.15	1.06	7.09	11.24	1.59	9.17	2.07
0.42	5.35	1.55	6.61	11.96	1.81	9.28	2.68
0.56	6.20	1.98	6.18	12.38	2.00	9.28	3.10
0.69	6.92	2.33	5.82	12.74	2.19	9.28	3.46
0.83	7.48	2.62	5.53	13.02	2.35	9.28	3.74
1.11	8.18	3.03	5.13	13.30	2.60	9.21	4.09
1.39	8.47	3.28	4.88	13.35	2.74	9.11	4.24
1.67	8.58	3.44	4.72	13.30	2.82	9.01	4.29
1.94	8.58	3.54	4.61	13.19	2.86	8.90	4.29
2.22	8.55	3.61	4.55	13.10	2.88	8.82	4.28
2.50	8.53	3.66	4.50	13.02	2.90	8.76	4.26
2.78	8.50	3.70	4.46	12.96	2.91	8.71	4.25
3.13	8.47	3.74	4.42	12.89	2.92	8.65	4.24
3.47	8.44	3.78	4.37	12.82	2.93	8.59	4.22
3.82	8.36	3.82	4.34	12.70	2.93	8.52	4.18
4.17	8.32	3.83	4.33	12.64	2.92	8.48	4.16
4.51	8.29	3.85	4.31	12.60	2.92	8.45	4.14
4.86	8.25	3.86	4.29	12.55	2.92	8.42	4.13
5.21	8.22	3.87	4.29	12.51	2.92	8.40	4.11
5.56	8.20	3.88	4.28	12.47	2.92	8.37	4.10
5.90	8.16	3.89	4.27	12.43	2.91	8.35	4.08
6.25	8.13	3.89	4.27	12.40	2.91	8.34	4.07
6.60	8.10	3.89	4.27	12.37	2.90	8.32	4.05
6.94	8.07	3.90	4.26	12.33	2.89	8.30	4.04
7.29	8.04	3.90	4.26	12.30	2.89	8.28	4.02
7.64	8.01	3.90	4.26	12.27	2.88	8.27	4.00
7.99	7.98	3.90	4.26	12.24	2.87	8.25	3.99

(Continua.....)

**MANUEL A. OLCESE FRANZERO**  
 Ingeniero Civil CIP 12969  
 Jefe del Laboratorio

## ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

### Especimen C

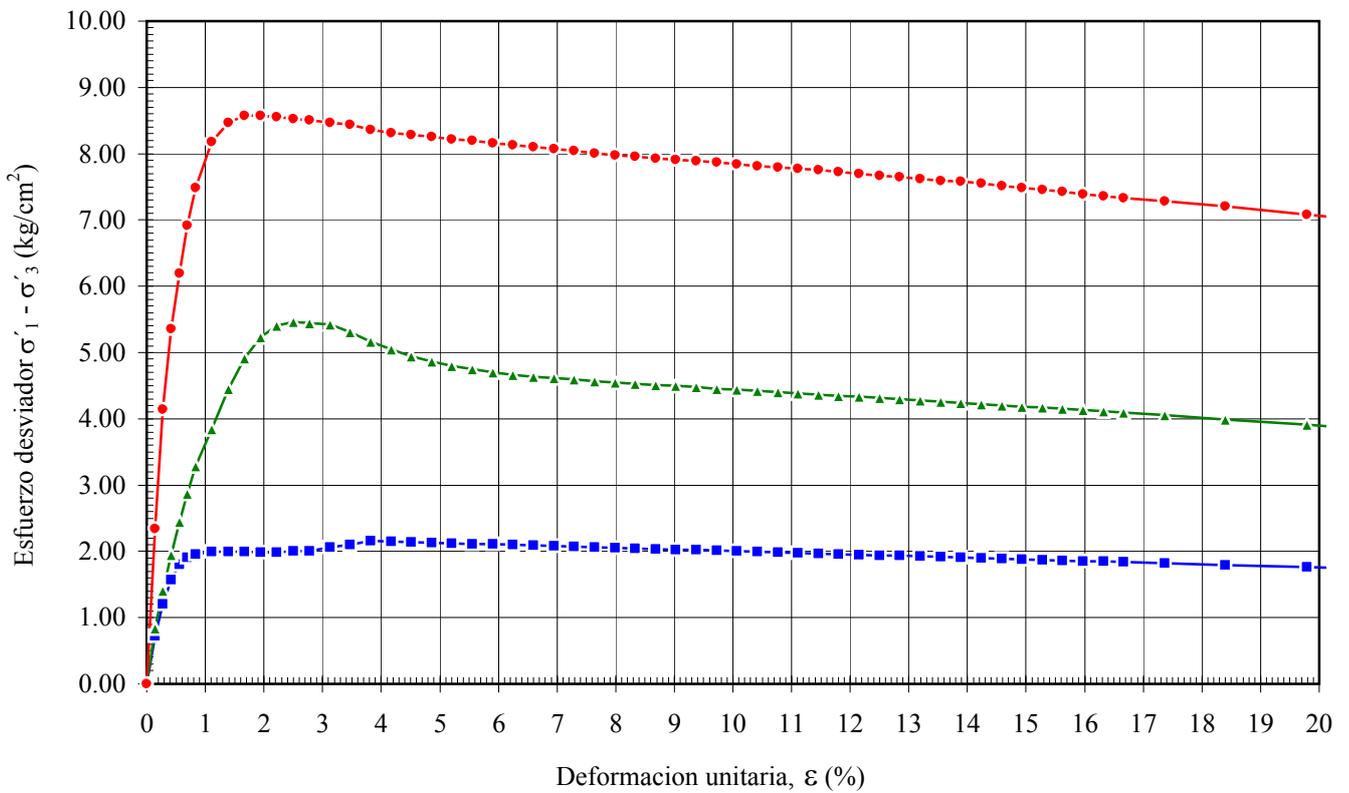
$\varepsilon$ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	u kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_1/\sigma'_3$	p' kg/cm <sup>2</sup>	q kg/cm <sup>2</sup>
8.33	7.95	3.90	4.26	12.21	2.87	8.24	3.98
8.68	7.93	3.89	4.26	12.19	2.86	8.23	3.96
9.03	7.91	3.89	4.27	12.18	2.85	8.22	3.95
9.38	7.89	3.89	4.27	12.16	2.85	8.21	3.94
9.72	7.87	3.89	4.27	12.14	2.84	8.20	3.93
10.07	7.84	3.89	4.27	12.11	2.84	8.19	3.92
10.42	7.82	3.88	4.27	12.09	2.83	8.18	3.91
10.76	7.79	3.88	4.28	12.07	2.82	8.17	3.90
11.11	7.77	3.88	4.28	12.05	2.82	8.16	3.89
11.46	7.75	3.88	4.27	12.03	2.82	8.15	3.88
11.81	7.72	3.88	4.28	12.00	2.81	8.14	3.86
12.15	7.70	3.89	4.27	11.97	2.80	8.12	3.85
12.50	7.67	3.88	4.27	11.94	2.80	8.11	3.84
12.85	7.65	3.88	4.28	11.92	2.79	8.10	3.82
13.19	7.62	3.88	4.28	11.90	2.78	8.09	3.81
13.54	7.59	3.88	4.28	11.87	2.78	8.07	3.80
13.89	7.58	3.88	4.28	11.86	2.77	8.07	3.79
14.24	7.55	3.88	4.28	11.83	2.77	8.05	3.78
14.58	7.52	3.88	4.28	11.80	2.76	8.04	3.76
14.93	7.49	3.88	4.28	11.76	2.75	8.02	3.74
15.28	7.46	3.88	4.28	11.73	2.74	8.00	3.73
15.63	7.42	3.88	4.28	11.70	2.74	7.99	3.71
15.97	7.39	3.88	4.28	11.67	2.73	7.97	3.70
16.32	7.36	3.88	4.28	11.64	2.72	7.96	3.68
16.67	7.33	3.88	4.28	11.61	2.71	7.94	3.66
17.36	7.29	3.88	4.28	11.56	2.70	7.92	3.64
18.40	7.21	3.88	4.28	11.49	2.69	7.88	3.61
19.79	7.08	3.88	4.28	11.36	2.66	7.82	3.54
20.49	7.02	3.88	4.28	11.30	2.64	7.79	3.51

**MANUEL A. OLCESE FRANZERO**  
 Ingeniero Civil CIP 12969  
 Jefe del Laboratorio

**ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)**

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

**DEFORMACIÓN vs ESFUERZO DESVIADOR ( $\epsilon$  vs  $\sigma'_1 - \sigma'_3$ )**



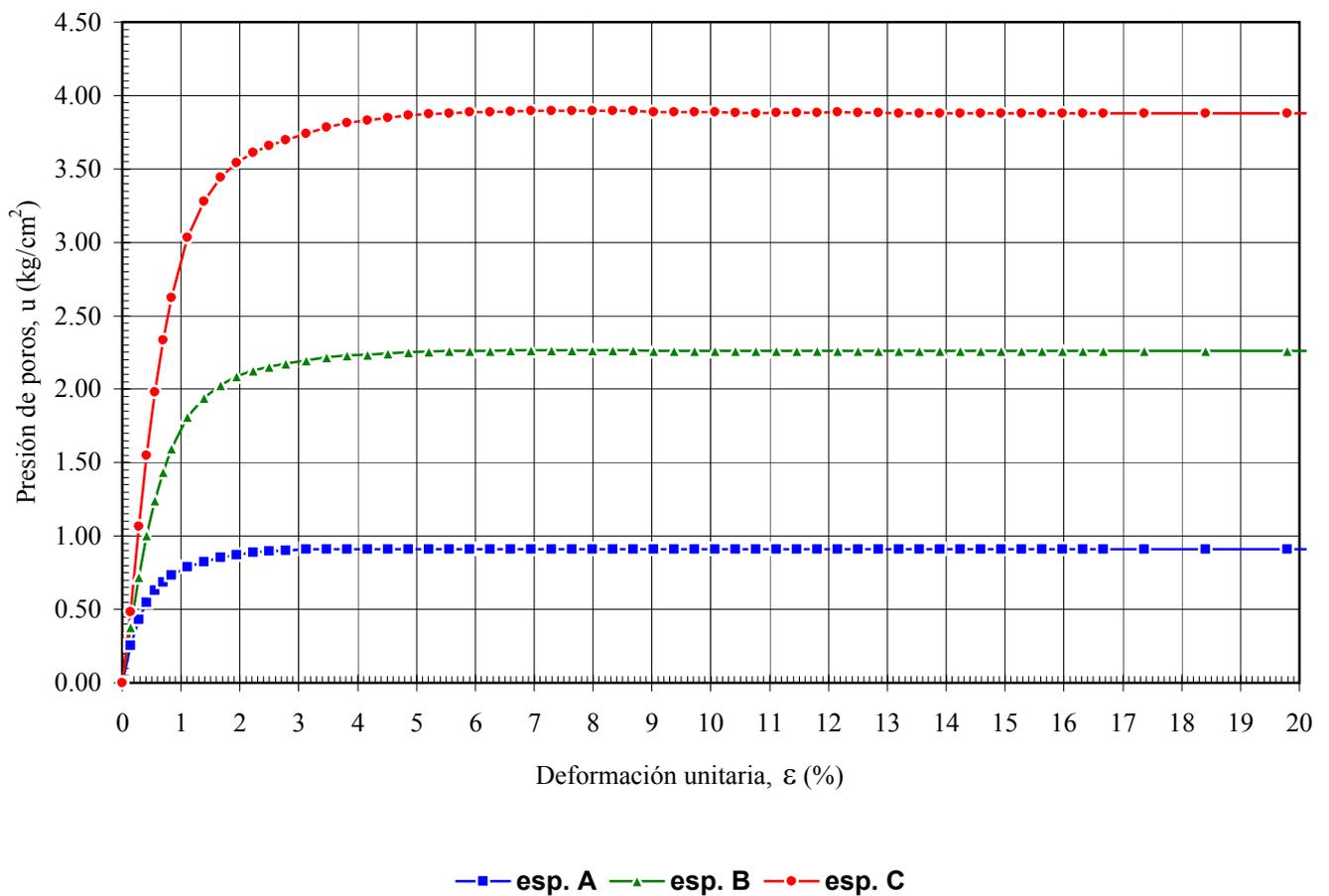
—■— esp. A —▲— esp. B —●— esp. C

MANUEL A. OLCESE FRANZERO  
 Ingeniero Civil CIP 12969  
 Jefe del Laboratorio

**ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)**

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

**DEFORMACIÓN vs PRESIÓN DE POROS ( $\epsilon$  vs  $u$ )**

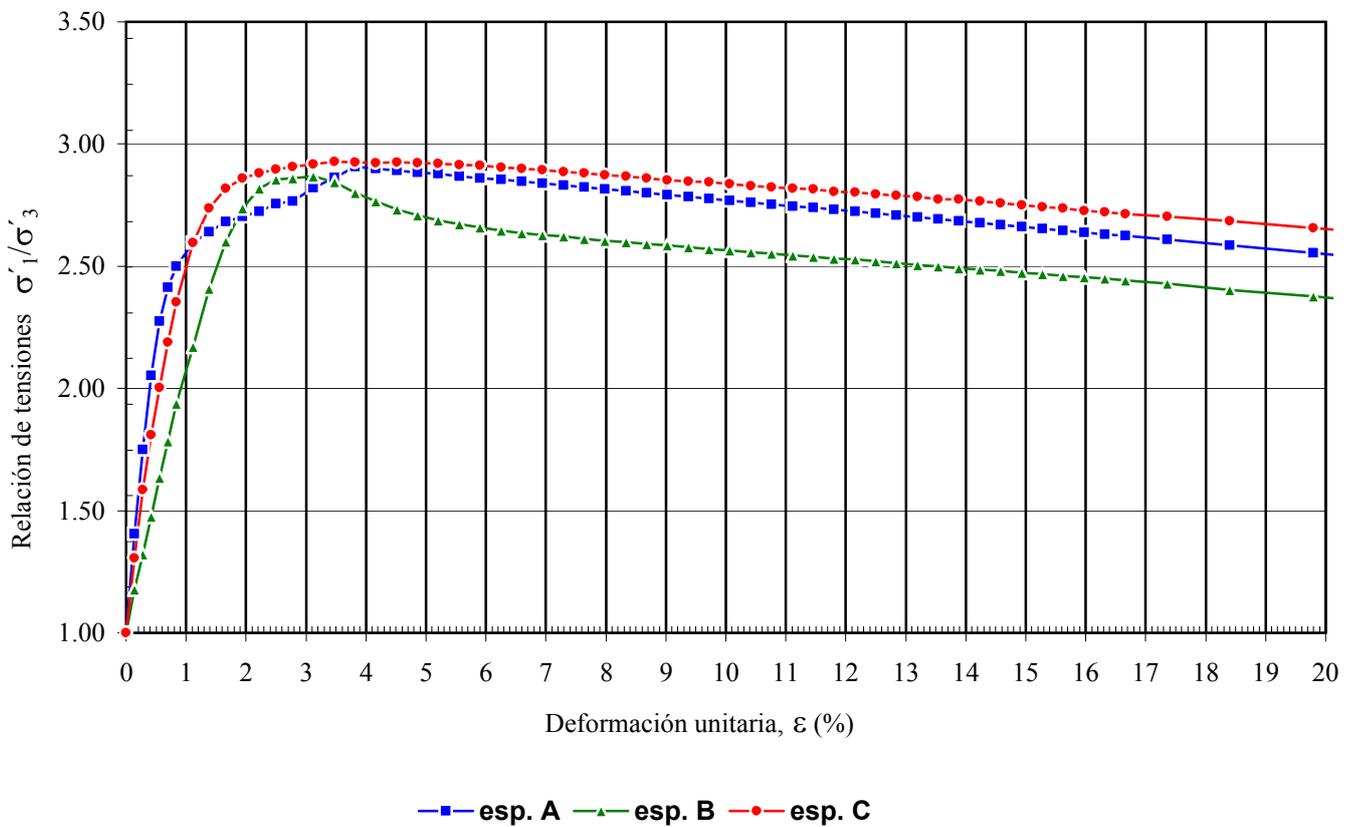


MANUEL A. OLCESE FRANZERO  
 Ingeniero Civil CIP 12969  
 Jefe del Laboratorio

**ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)**

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

**DEFORMACIÓN vs RELACIÓN DE TENSIONES ( $\epsilon$  vs  $\sigma'_1/\sigma'_3$ )**

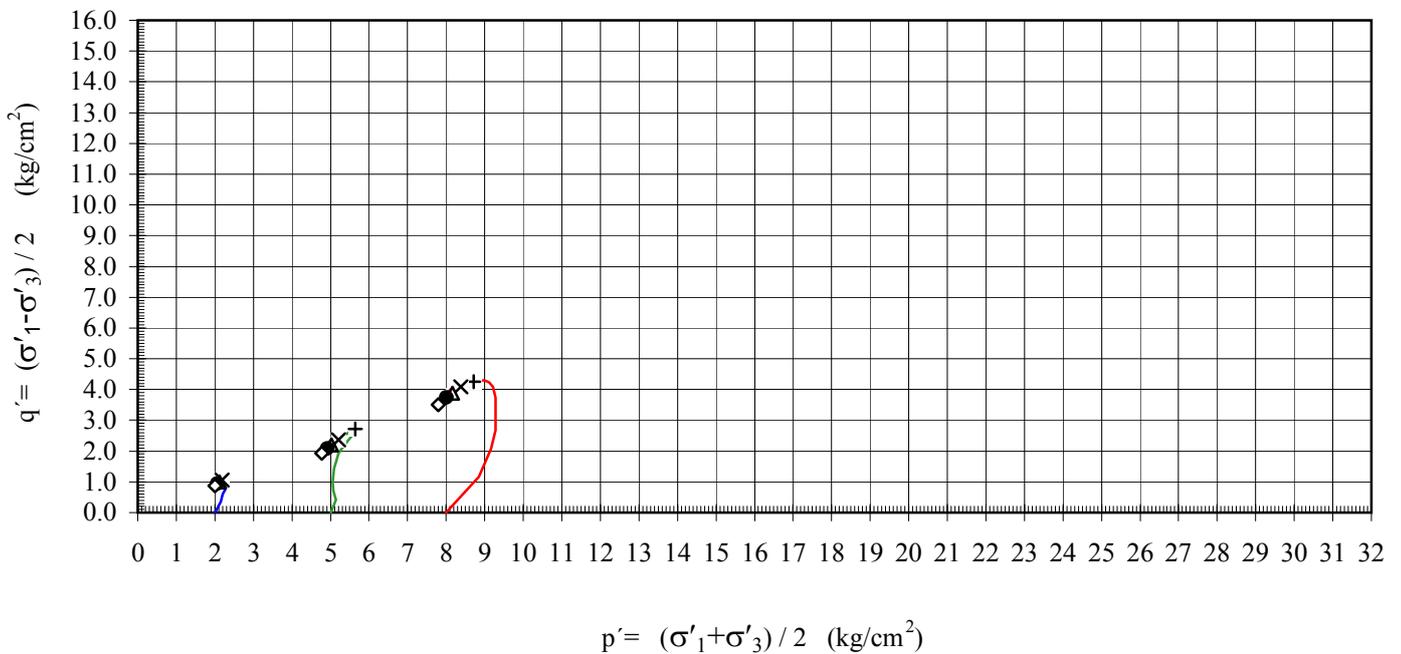


MANUEL A. OLCESE FRANZERO  
 Ingeniero Civil CIP 12969  
 Jefe del Laboratorio

**ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)**

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

**TRAYECTORIA DE TENSIONES**



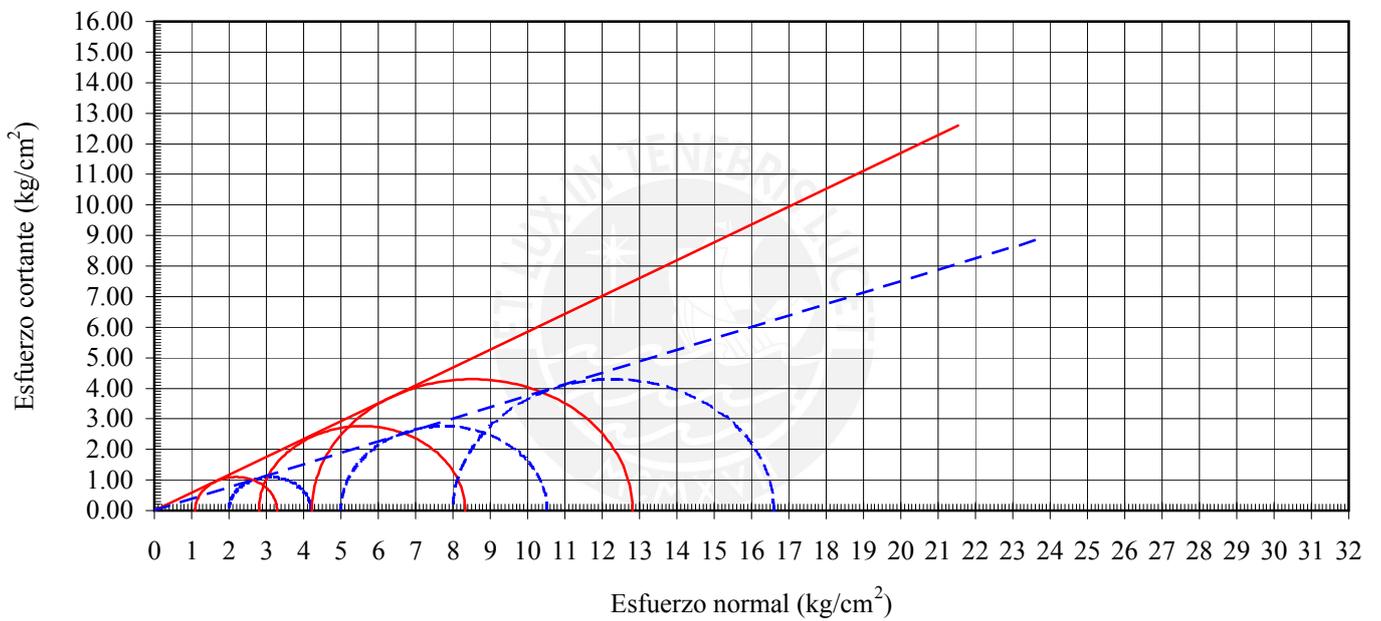
— esp. A — esp. B — esp. C + 2.5% × 5% Δ 10% ● 15% ◇ 20%

MANUEL A. OLCESE FRANZERO  
 Ingeniero Civil CIP 12969  
 Jefe del Laboratorio

**ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)**

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

**ENVOLVENTE DE FALLA - RELACIÓN DE TENSIONES MÁXIMA**



---  $\sigma_1/\sigma_3$     —  $\sigma'_1/\sigma'_3$

$c = 0.00 \text{ kg/cm}^2$      $\phi = 21^\circ$

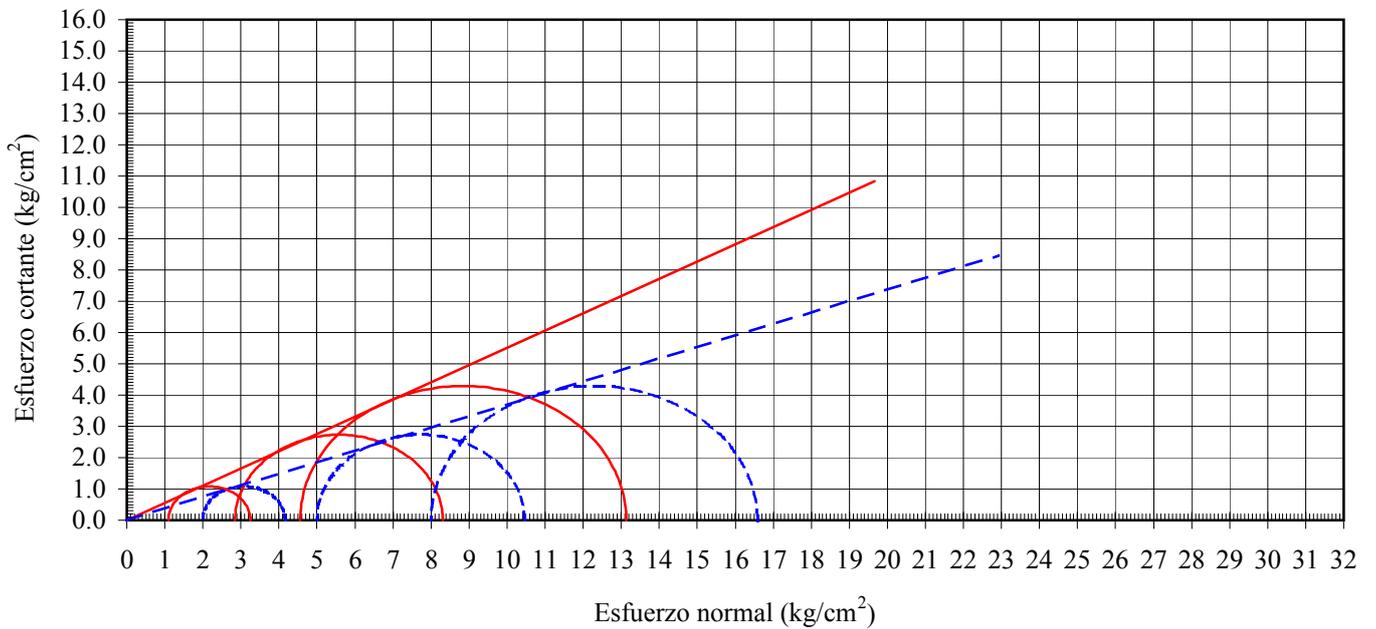
$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$      $\phi' = 30^\circ$

MANUEL A. OLCESE FRANZERO  
Ingeniero Civil CIP 12969  
Jefe del Laboratorio

**ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)**

Solicitante ROEL FERNANDO CASUSOL VARGAS		Expediente :
Proyecto : TESIS		
Muestra : SUELO GRANULAR	Profundidad:	Fecha : 11-Mar-2017

**ENVOLVENTE DE FALLA - ESFUERZO DESVIADOR MÁXIMO**



---  $\sigma_1 - \sigma_3$     —  $\sigma'_1 - \sigma'_3$

$c = 0.00 \text{ kg/cm}^2$      $\phi = 20^\circ$

$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$      $\phi' = 29^\circ$

MANUEL A. OLCESE FRANZERO  
Ingeniero Civil CIP 12969  
Jefe del Laboratorio



## **Anexo B**

### Calibración de parámetros

---

## Resultados obtenidos

Tesis: Análisis comparativo de la carga última para un suelo arenoso mediante el empleo de métodos analíticos y computacionales

Tesista: Roel Casusol

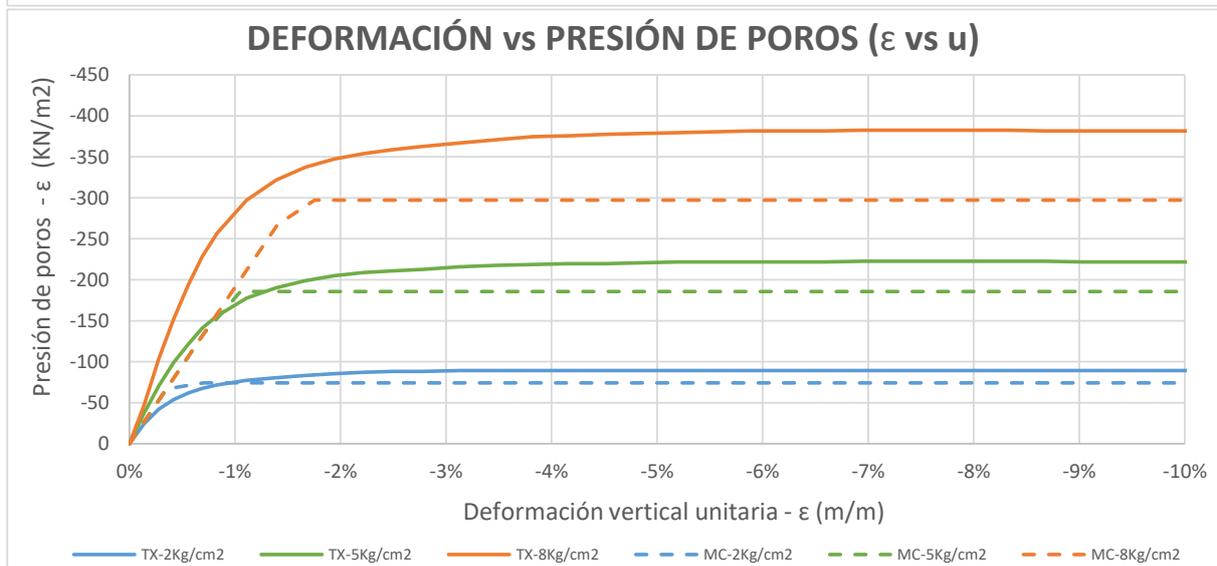
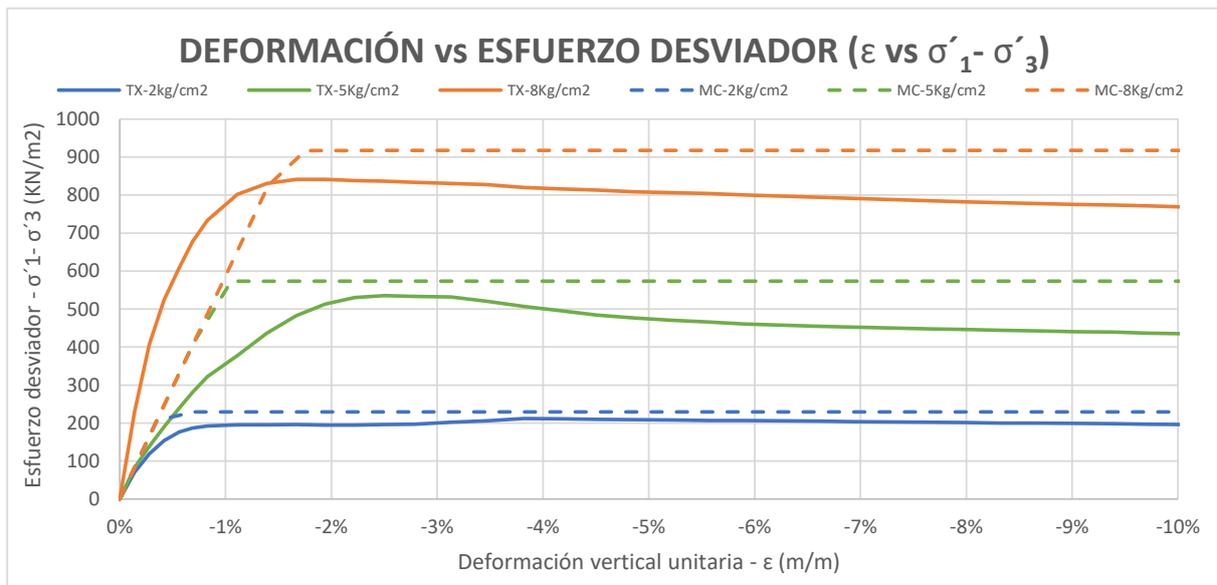
Asesor: Jorge Zegarra

### Resultados de la calibración:

#### Mohr-Coulomb

Suelo	SP
$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	15
$\phi$ (°)	32.5
c (KN/m <sup>2</sup> )	0
E	5.27E+04
$\nu$ (nu)	0.34
$\psi$ (psi)	0
e_init	1.26

### Match de triaxial CU para Modelo MC



## Resultados obtenidos

Tesis: Análisis comparativo de la carga última para un suelo arenoso mediante el empleo de métodos analíticos y computacionales

Tesista: Roel Casusol

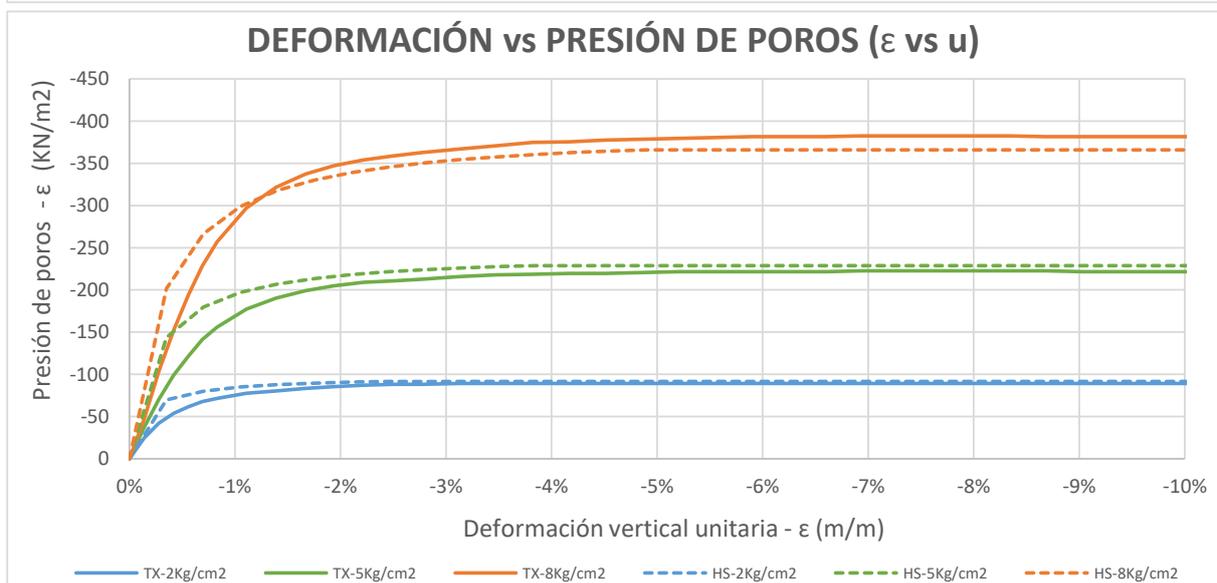
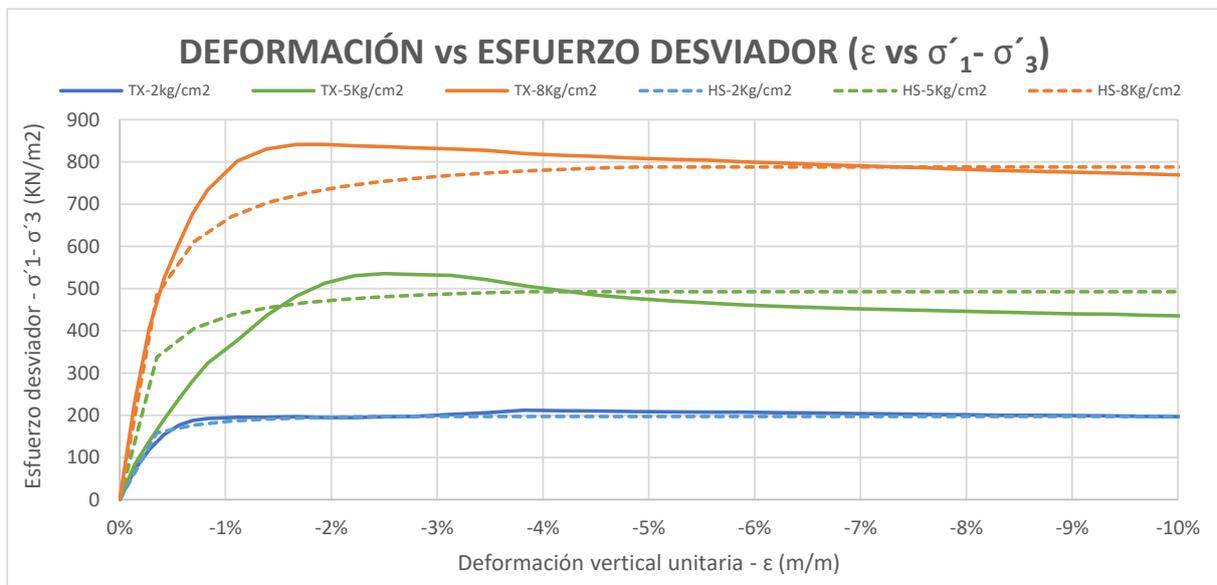
Asesor: Jorge Zegarra

### Resultados de la calibración:

#### Hardening Soil

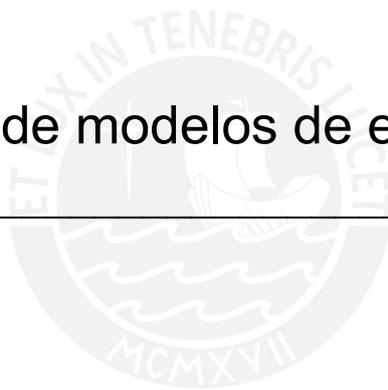
Suelo	SP
$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	15
$\phi$ (phi)	32.5
c	0
e	1.26
$E_{50}^{ref}$	3.88E+04
$E_{oed}^{ref}$	4.70E+04
$E_{ur}^{ref}$	1.27E+05
power (m)	0.4946
$\psi$ (psi)	-0.03574
v	0.2
$K_0$	0.5305
Rf	0.9

### Match de triaxial CU para Modelo HS



**Anexo C**  
Resultados de modelos de elementos finitos

---



## Comparación de resultados obtenidos

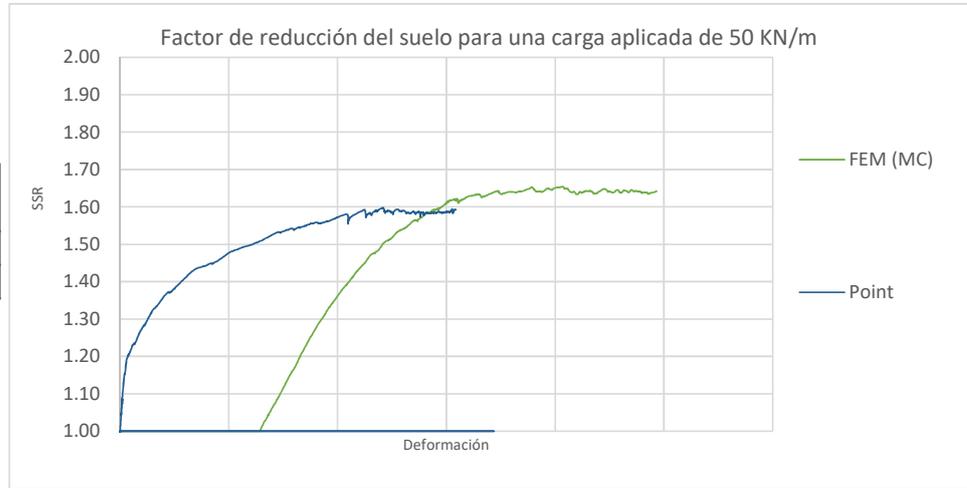
Tesis: Análisis comparativo de la carga última para un suelo arenoso mediante el empleo de métodos analíticos y computacionales  
 Autor: Roel Casusol Asesor: Jorge Zegarra

### Datos de problema geotécnico:

Base (m): 2 Prof. De cimentación (m): 0 Tipo de suelo (SUCS): SP  
 Peso unit. (KN/m<sup>3</sup>): 15 Ang. De fricción (°): 32.5 Cohesión (NK/m<sup>2</sup>): 0

### Determinación del factor SSR del suelo

Factor de reducción de resistencia del suelo (SSR):	
MC	1.64
HS	1.59



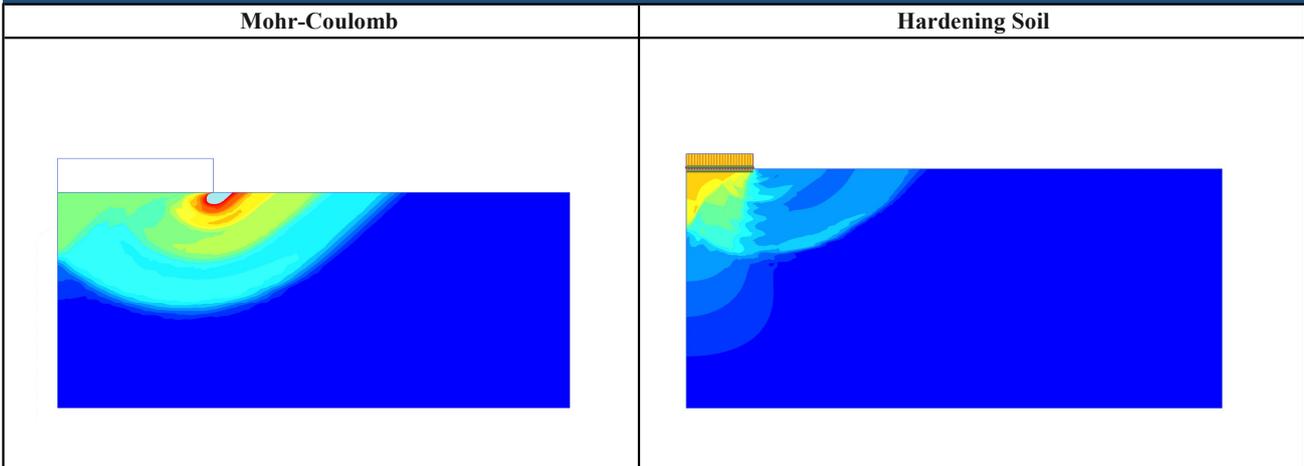
### Reducción de parámetros

	Parámetro inicial		Parámetro reducido	
	$\phi$ (°)	c (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	c (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Mohr-Coulomb</b>	32.5	0	21.2	0
<b>Hardening Soil</b>	32.5	0	21.8	0

### Determinación de factores de seguridad para la fundación

Método	Carga última con parámetros iniciales (KN)	Carga última con parámetros reducidos(KN)		Factor R (cociente entre MA y carga inicial)	
		HS	MC	HS	MC
Terzaghi	474	75.54	63.96	1.51	1.28
Vesic	484	103.00	94.95	2.06	1.90
Meyerhoff	356	58.40	52.82	1.17	1.06
Hansen	334	59.43	53.92	1.19	1.08
Chen	608	120.01	110.18	2.40	2.20

### Mecanismos de falla obtenidos en método numérico









## Comparación de resultados obtenidos

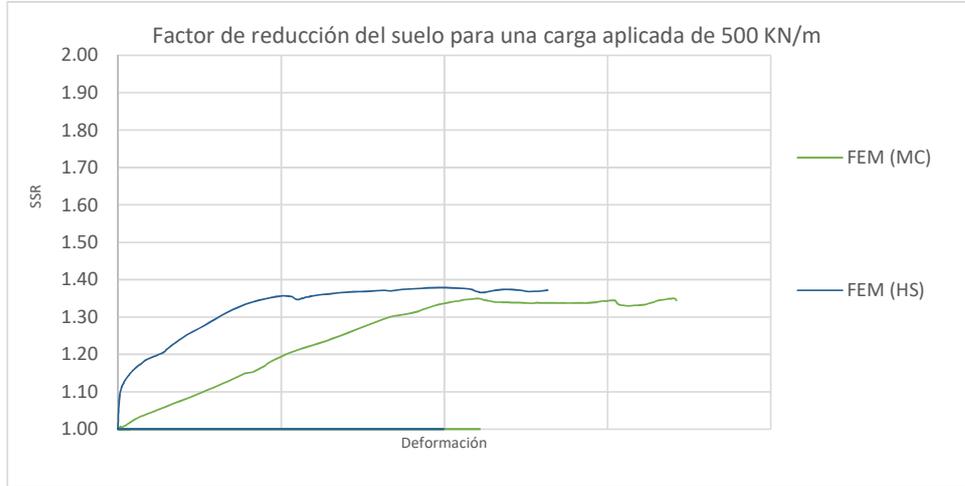
Tesis: Análisis comparativo de la carga última para un suelo arenoso mediante el empleo de métodos analíticos y computacionales  
 Autor: Roel Casusol Asesor: Jorge Zegarra

### Datos de problema geotécnico:

Base (m): 3 Prof. De cimentación (m): 1.5 Tipo de suelo (SUCS): SP  
 Peso unit. (KN/m<sup>3</sup>): 15 Ang. De fricción (°): 32.5 Cohesión (NK/m<sup>2</sup>): 0

### Determinación del factor SSR del suelo

Factor de reducción de resistencia del suelo (SSR):	
MC	1.34
HS	1.37



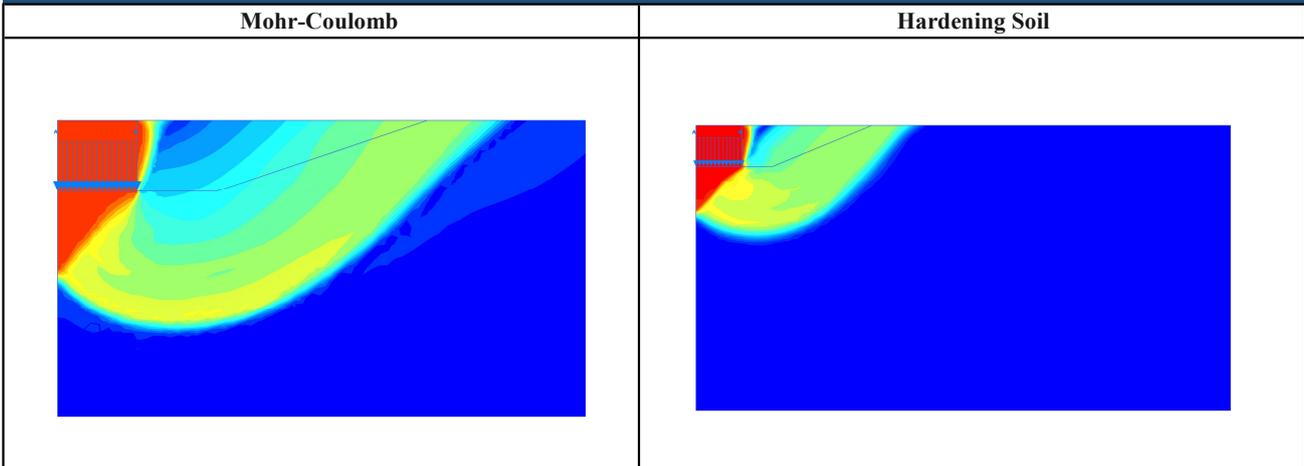
### Reducción de parámetros

	Parámetro inicial		Parámetro reducido	
	$\phi$ (°)	c (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	c (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Mohr-Coulomb</b>	32.5	0	25.4	0
<b>Hardening Soil</b>	32.5	0	24.9	0

### Determinación de factores de seguridad para la fundación

Método	Carga última con parámetros iniciales (KN)	Carga última con parámetros reducidos(KN)		Factor R (cociente entre MA y carga inicial)	
		HS	MC	HS	MC
Terzaghi	1386	465.93	480.33	0.93	0.96
Vesic	1273	473.97	501.42	0.95	1.00
Meyerhoff	1081	383.30	406.60	0.77	0.81
Hansen	1049	383.23	406.05	0.77	0.81
Chen	1460	519.60	551.07	1.04	1.10

### Mecanismos de falla obtenidos en método numérico







## Comparación de resultados obtenidos

Tesis: Análisis comparativo de la carga última para un suelo arenoso mediante el empleo de métodos analíticos y computacionales

Autor: Roel Casusol

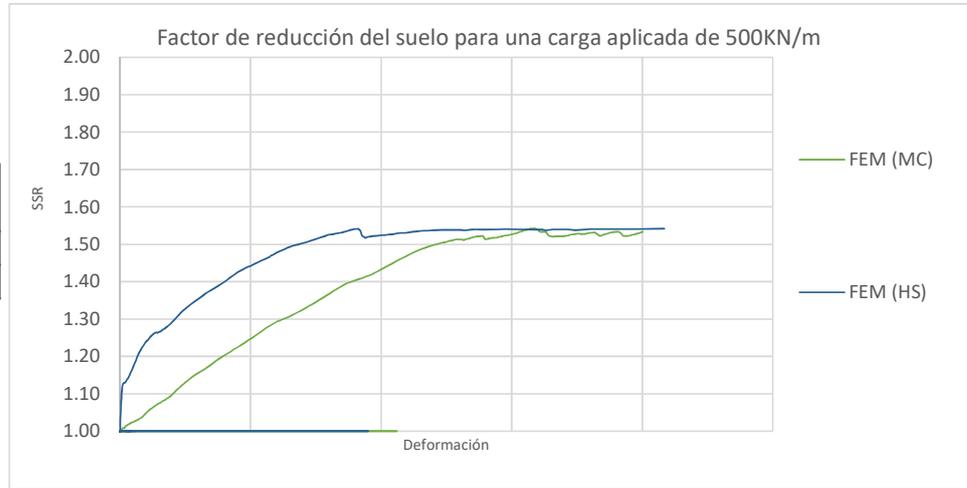
Asesor: Jorge Zagarra

### Datos de problema geotécnico:

Base (m): 4                      Prof. De cimentación (m): 2                      Tipo de suelo (SUCS): SP  
 Peso unit. (KN/m<sup>3</sup>): 15                      Ang. De fricción (°): 32.5                      Cohesión (NK/m<sup>2</sup>): 0

### Determinación del factor SSR del suelo

Factor de reducción de resistencia del suelo (SSR):	
MC	1.53
HS	1.54



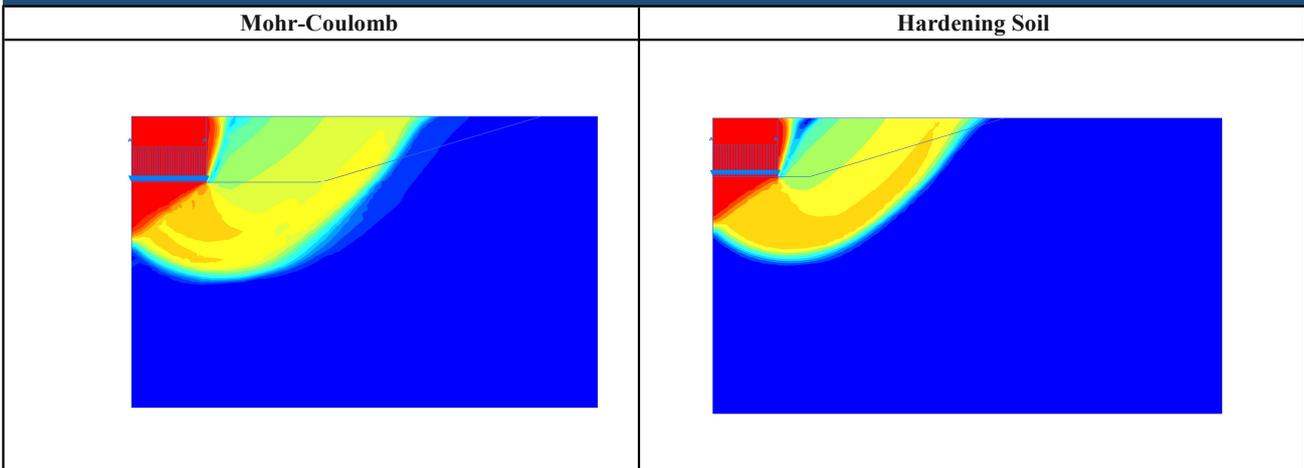
### Reducción de parámetros

	Parámetro inicial		Parámetro reducido	
	$\phi$ (°)	c (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	c (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Mohr-Coulomb</b>	32.5	0	22.6	0
<b>Hardening Soil</b>	32.5	0	22.4	0

### Determinación de factores de seguridad para la fundación

Método	Carga última con parámetros iniciales (KN)	Carga última con parámetros reducidos(KN)		Factor R (cociente entre MA y carga inicial)	
		HS	MC	HS	MC
Terzaghi	1848	437.22	467.89	0.87	0.94
Vesic	1697	468.21	474.95	0.94	0.95
Meyerhoff	1442	373.26	378.89	0.75	0.76
Hansen	1399	375.11	380.69	0.75	0.76
Chen	1946	506.60	514.21	1.01	1.03

### Mecanismos de falla obtenidos en método numérico





## Comparación de resultados obtenidos

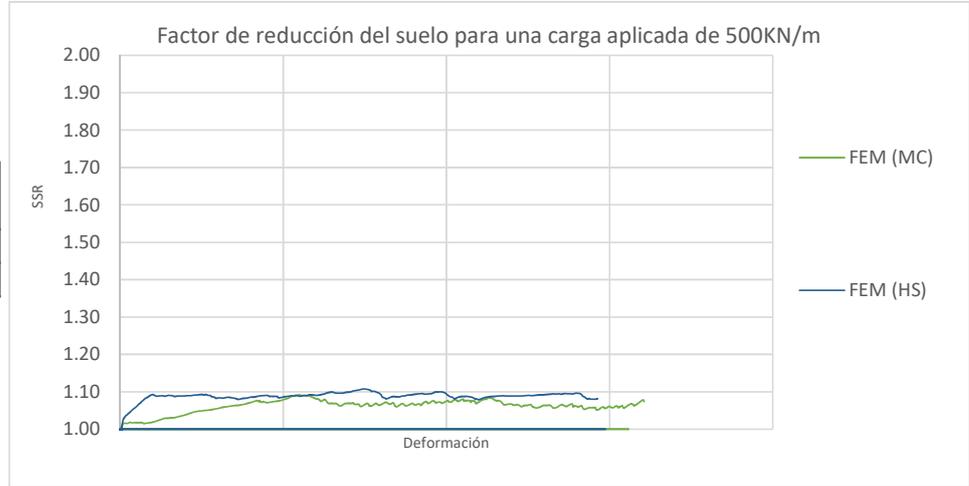
Tesis: Análisis comparativo de la carga última para un suelo arenoso mediante el empleo de métodos analíticos y computacionales  
 Autor: Roel Casusol Asesor: Jorge Zagarra

### Datos de problema geotécnico:

Base (m): 5 Prof. De cimentación (m): 0 Tipo de suelo (SUCS): SP  
 Peso unit. (KN/m<sup>3</sup>): 15 Ang. De fricción (°): 32.5 Cohesión (NK/m<sup>2</sup>): 0

### Determinación del factor SSR del suelo

Factor de reducción de resistencia del suelo (SSR):	
MC	1.07
HS	1.09



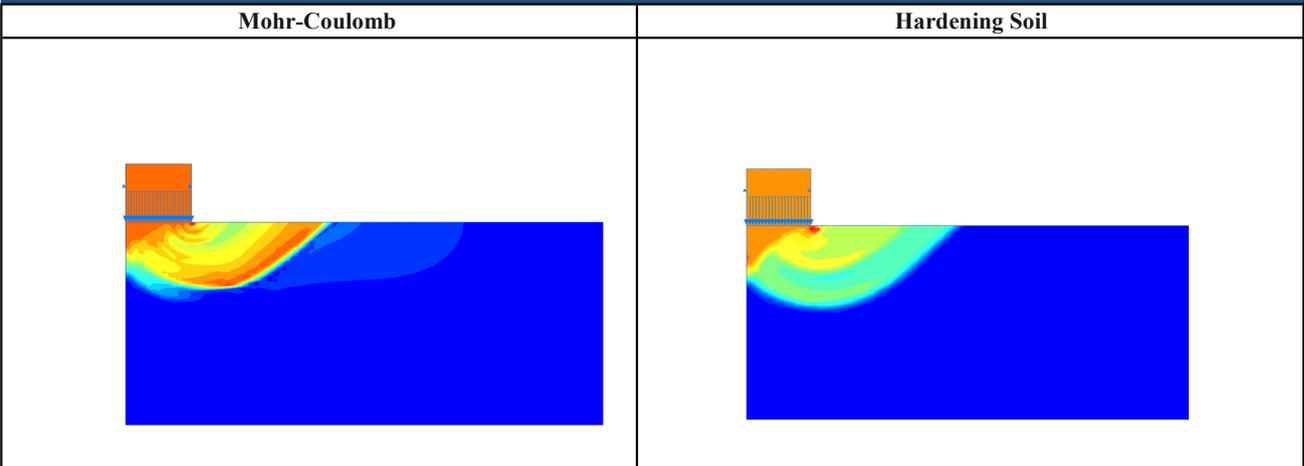
### Reducción de parámetros

	Parámetro inicial		Parámetro reducido	
	$\phi$ (°)	c (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	c (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Mohr-Coulomb</b>	32.5	0	30.7	0
<b>Hardening Soil</b>	32.5	0	30.3	0

### Determinación de factores de seguridad para la fundación

Método	Carga última con parámetros iniciales (KN)	Carga última con parámetros reducidos(KN)		Factor R (cociente entre MA y carga inicial)	
		HS	MC	HS	MC
Terzaghi	1185	709.72	840.32	1.42	1.68
Vesic	1209	869.53	918.77	1.74	1.84
Meyerhoff	890	612.07	651.75	1.22	1.30
Hansen	836	587.10	623.05	1.17	1.25
Chen	1520	1076.12	1140.07	2.15	2.28

### Mecanismos de falla obtenidos en método numérico



## Comparación de resultados obtenidos

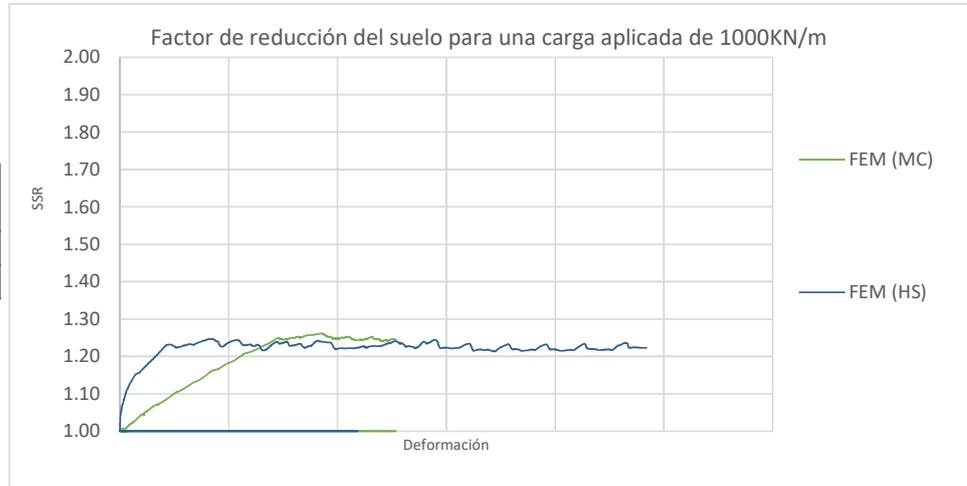
Tesis: Análisis comparativo de la carga última para un suelo arenoso mediante el empleo de métodos analíticos y computacionales  
 Autor: Roel Casusol Asesor: Jorge Zagarra

### Datos de problema geotécnico:

Base (m): 5 Prof. De cimentación (m): 2.5 Tipo de suelo (SUCS): SP  
 Peso unit. (KN/m<sup>3</sup>): 15 Ang. De fricción (°): 32.5 Cohesión (NK/m<sup>2</sup>): 0

### Determinación del factor SSR del suelo

Factor de reducción de resistencia del suelo (SSR):	
MC	1.25
HS	1.22



### Reducción de parámetros

	Parámetro inicial		Parámetro reducido	
	$\phi$ (°)	c (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	c (KN/m <sup>2</sup> )
Mohr-Coulomb	32.5	0	27.1	0
Hardening Soil	32.5	0	27.5	0

### Determinación de factores de seguridad para la fundación

Método	Carga última con parámetros iniciales (KN)	Carga última con parámetros reducidos(KN)		Factor R (cociente entre MA y carga inicial)	
		HS	MC	HS	MC
Terzaghi	2309	1133.46	1026.74	1.13	1.03
Vesic	2121	1096.09	1039.49	1.10	1.04
Meyerhoff	1802	900.62	851.90	0.90	0.85
Hansen	1748	893.56	846.40	0.89	0.85
Chen	2433	1219.38	1153.64	1.22	1.15

### Mecanismos de falla obtenidos en método numérico

