

**UNIVERSIDAD DE VALPARAISO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**Evaluación de los métodos de capacidad de soporte
de las fundaciones superficiales bajo condiciones
sísmicas**

por

Laura Teresa Alejandra Iaconi Araya

**Trabajo de Título para optar al
Título de Ingeniero Civil**

Prof. Guía Néstor René Espinoza Guillén

2021

El presente trabajo de título está dedicado a mis padres quienes siempre me apoyaron. A mi padre Bruno Yaconi que le brillaban sus ojos al decir que su hija iba a ser Ingeniera Civil, dedicándose a el campo de la construcción donde él como arquitecto de corazón dedico toda su vida, siempre me dijo... “elige tu carrera con vocación acuérdate que es lo que te vas a dedicar toda la vida y la que guiará” “¡Hija, no te rindas!”. A mi madre Laura Araya quien ha estado en todos los momentos buenos, malos, de duda y de celebración, acompañándome, creyendo en mí y dándome ese consejo necesario para seguir adelante.

También se lo dedico a todas esas personas de la familia que hoy no están quienes siempre me dieron ese impulso a seguir y con orgullo me veían como Ingeniera, las cuales llevo en el corazón y a las personan de la familia que siempre han estado y siguen a mi lado.

Agradezco a todos los profesores que he conocido en este camino, quienes me pusieron a prueba y me llevaron a sacar mi potencial. En especial agradezco a mi profesor guía Néstor René Espinoza quien me ha mostrado el mundo de la geomecánica, a través de sus clases, enseñanzas y vivencias, guiándome en este mundo tan grande que tiene la Ingeniería.

Agradezco al fin poder llegar a este momento, que muchas veces lo vi muy lejano, agradezco a todas esas personas que conocí en el camino y me ayudaron a ver que había tomado la mejor decisión al estudiar esta carrera, encontrando mi vocación en ella.

Con todo mi afecto Laura laconi Araya.

Índice

Ítem	pág.
Lista de Figuras.....	6
Lista de Tablas.....	8
Lista de Gráficos	9
CAPITULO 1. Introducción.....	10
1.1. Antecedentes generales.....	10
1.2. Planteamiento del problema.....	12
1.3. Objetivos de la investigación.....	13
1.3.1. Objetivo general.....	13
1.3.2. Objetivos específicos	13
1.4. Alcance del trabajo.....	14
1.5. Metodología de Trabajo	15
CAPITULO 2. Marco Teórico.....	17
2.1. Modelos teóricos para el cálculo de capacidad de soporte bajo condiciones estáticas:	17
2.1.1. Boussinesq (1883).....	17
2.1.2. Teoría de la capacidad de soporte de Terzaghi (1943)	23
2.1.3. Teoría generalizada de Meyerhof (1963).....	25
2.2. Modelos teóricos para el cálculo de capacidad de soporte en cimentaciones superficiales corrida bajo condiciones sísmicas	27
2.2.1. Teoría de la capacidad de soporte de Richards (1993)	27
2.2.2. Teoría de la capacidad de soporte de M. Budhu y A. Al-Karni (1993)	32
2.3. Práctica chilena para el cálculo de la capacidad de soporte de fundaciones superficiales.....	37
2.4. El método de los elementos finitos (FEM).....	38
CAPITULO 3. Creación y consideraciones de los modelos físicos matemáticos.	41
3.1. Obtención de los parámetros del suelo a través SPT	41
3.1.1. Metodología de análisis para los resultados del ensayo SPT	41
3.1.2. Corrección de los resultados de campo de SPT	42
3.1.3. Estimación de los parámetros mecánicos de las arenas	43
3.1.4. Interpretación de SPT.	47
3.2. Consideración pseudo estática	47
3.3. Consideración y comentarios para el cálculo de capacidad de soporte.....	48
3.3.1. Terzaghi.....	48
3.3.2. Richards.....	48
3.3.3. Bowles- Meyerhof	48

3.3.4.	Elementos finitos (FEM).....	49
3.4.	Modelos físicos matemáticos	52
CAPITULO 4.	Presentación y comentarios de resultados	54
4.1.	Capacidad de soporte	54
4.1.1.	Caso estático	54
4.1.2.	Caso pseudoestático	56
4.2.	Factor de comparación con Terzaghi	58
4.2.1.	Caso estático	59
4.2.2.	Caso pseudoestático.	60
4.3.	Asentamiento	61
4.4.	Desplazamiento horizontal	63
4.5.	Esfuerzos de corte y desviadores	65
4.5.1.	Esfuerzo de corte en el contacto suelo estructura	65
4.5.2.	Diagrama de distribución de esfuerzos desviadores.	66
4.6.	Comentario de los resultados.....	71
CAPITULO 5.	Conclusiones y recomendaciones	73
5.1.	Conclusiones.....	73
5.2.	Recomendaciones.....	74
CAPITULO 6.	Anexos.....	75
CAPITULO 7.	Bibliografía.....	82

Lista de Figuras

Figura 1.1- Modelo general para análisis de superficie bajo falla estática. Terzaghi	10
Figura 1.2- a). Modelo general para análisis de superficie bajo una falla estática y sísmica. Budhu y Al-Karni b) Mecanismo de falla simplificado Richards.....	11
Figura 1.3- a) Zapata bajo condiciones estáticas.....	15
Figura 2.1 - Esfuerzos de corte suelo, Boussinesq.....	17
Figura 2.2 - Variación de esfuerzos con la profundidad. Boussinesq.....	18
Figura 2.3 - Variación de esfuerzos con la distancia. Boussinesq	19
Figura 2.4- Diagrama de isóbaras para carga puntual, a escala. Boussinesq	19
Figura 2.5 -Incremento en la presión bajo de un área circular flexible cargada uniformemente	20
Figura 2.6 - Método 2:1 para determinar el incremento del esfuerzo debajo de una cimentación. ..	22
Figura 2.7 - Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación continua(corrida). Terzaghi.....	23
Figura 2.8- Consideración de la teoría de Richards.....	27
Figura 2.9 - Esfuerzos que se generan en las cuñas.....	28
Figura 2.10 - Superficie supuesta de falla para el caso estático.....	28
Figura 2.11 - Superficie supuesta de falla para el análisis sísmico	28
Figura 2.12- Tensiones en el suelo debido a un sismo.....	32
Figura 2.13- Círculos de Mohr para aceleraciones verticales y horizontales.....	33
Figura 2.14- Variación del coeficiente de presión del suelo K con K_h y K_v	34
Figura 2.15- Superficie de falla estática por Vesic (1973) y Superficies de falla sísmica supuesta por Budhu y Al-Karni	35
Figura 2.16: Comportamiento elastoplástico	¡Error! Marcador no definido.
Figura 3.1 Mustrador SPT Fuente: [1].....	41
Figura 3.2 Dimensiones en metro del modelo a analizar.....	50
Figura 3.3. Condiciones de borde y malla de elementos finitos del modelo a analizar.....	51
Figura 4.1-En arena Tipo1, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =1.5[m] sin sismo.	66
Figura 4.2- En arena Tipo1, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =1.5[m] con sismo.	67
Figura 4.3- En arena Tipo1, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =6[m] sin sismo. .	67
Figura 4.4 En arena Tipo1, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =6[m] con sismo. .	68
Figura 4.5- En arena Tipo1, acercamiento de la distribución de esfuerzos bajo las cimentaciones,	68
Figura 4.6- En arena tipo2, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =1.5 [m] sin sismo.	69
Figura 4.7 - En arena tipo2, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =1.5[m] con sismo.	70

Figura 4.8- En arena tipo2, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =6 [m] sin sismo...70

Figura 4.9 - En arena tipo2, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =6 [m] con sismo.71

Lista de Tablas

Tabla 2.1- Factores de forma, profundidad e inclinación.....	26
Tabla 2.2 – Factores de capacidad de carga para la teoría de Richards.	29
Tabla 2.3. Variación de αAE con $kh *$ y el ángulo de fricción del suelo ϕ'	31
Tabla- 3.1.Factores de corrección aproximados según Skempton para el valor medido en terreno N.	42
Tabla 3.2 clasificación de arenas según el índice de penetración (N_{60})	42
Tabla 3.3. Densidad relativa en arenas en función del valor de SPT modificado.....	44
Tabla 3.4.Ángulo de fricción interno ϕ'	45
Tabla 3.5. Valores orientativos de $NSPT$, módulo de elasticidad de suelos	45
Tabla 3.6. Valores ponderados de SPT y valores mecánicos considerados.....	47
Tabla 4.1. Falla por corte según tipo de suelo	58
Tabla 4.2- Porcentaje de asentamientos.....	62
Tabla 3.1. Variación del valor de influencia I (parte 1)	75
Tabla 3.2. Variación del valor de influencia I (parte 2)	76
Tabla 3.3. Factor de carga de Terzaghi. De Kumbhojkar (1993).	77
Tabla 3.4. Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof	78
Tabla 3.5 Ecuaciones para el cálculo del módulo de deformación a través del SPT y CPT	79

Lista de Gráficos

Gráfico 2.1- Variación N_q y N_γ con $\tan\theta$	30
Gráfico 2.2- Aceleración crítica $kh * para kv = 0$	30
Gráfico 4.1- Arena tipo 1 caso estático. Variación de la capacidad de carga ultima.	54
Gráfico 4.2- Arena tipo 2 caso estático. Variación de la capacidad de carga ultima.	55
Gráfico 4.3- Arena tipo 1 caso pseudoestático. Variación de la capacidad de carga última.	56
Gráfico 4.4- Arena tipo 2 caso pseudoestático. Variación de la capacidad ultima.	57
Gráfico 4.5- Arena tipo 1 caso estático. Factor de comparación con Terzaghi.	59
Gráfico 4.6- Arena tipo 2 caso estático. Factor de comparación con Terzaghi.	59
Gráfico 4.7- Arena tipo 1 caso pseudoestático. Coeficiente de comparación con Terzaghi.	60
Gráfico 4.8- Arena tipo 2 caso pseudoestático. Coeficiente de comparación con Terzaghi.	60
Gráfico 4.10- Arena tipo 1. Asentamiento	62
Gráfico 4.9- Arena tipo 2. Asentamiento	62
Gráfico 4.11- Arena tipo 1. Desplazamiento horizontal.	63
Gráfico 4.12- Arena tipo 2. Desplazamiento horizontal.	63
Gráfico 4.13- Arena tipo 1. Esfuerzo de corte.	65
Gráfico 4.14- Arena tipo 2. Esfuerzo de corte.	65

CAPITULO 1.

Introducción

1.1. Antecedentes generales

En la ingeniería civil, las fundaciones superficiales son un elemento estructural importante dado que, es el medio más simple para la transferencia de la carga de una estructura al suelo de forma segura. Por ese motivo la capacidad de soporte bajo condiciones estáticas ha sido ampliamente analizada, sin embargo, en el caso sísmico no ha ocurrido lo mismo.

Los sismos son suceso natural de enorme potencial destructor, por lo que existe la necesidad de lograr un mejor y más amplio conocimiento de la conducta de los suelos sometidos a las sollicitaciones sísmicas y las estructuras cimentadas en ellos.

En la literatura los métodos de análisis existentes solo consideran un sistema de cimentación bajo una carga vertical "P" y una sobre carga "q" en el nivel de cimentación. El efecto sísmico se considera a menudo de manera pseudo estática tanto en el suelo como en la estructura mediante la inclusión de fuerzas de inercia. La magnitud de estas fuerzas está relacionada con las aceleraciones horizontales y verticales que actúan sobre el sistema suelo-estructura.

Para formular el equilibrio de fuerzas y obtener factores de capacidad portante, estos métodos en el caso estático consideran un cierto mecanismo de falla compuesto por tres zonas: una zona activa elástica (I), una zona de transición (II) y una zona pasiva (III), (Figura 1.1). Sin embargo, en caso no estático las aceleraciones de un evento sísmico producen un mecanismo de falla no simétrico, que es menos profundo según lo planteado por Budhu y AL-Karni. (Figura 1.2 a)). Mientras que Richards plantea un mecanismo de falla de Coulomb simplificado como se muestra en la(Figura 1.2b), siendo estas las curvas más recurrentes que representan una estimación de capacidad de soporte de fundaciones bajo condiciones sísmicas en la literatura especializada, en libros y publicaciones técnicas.

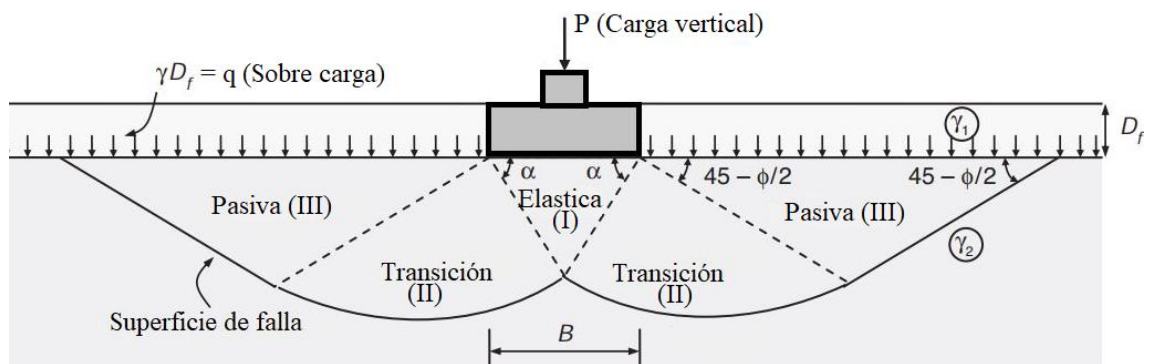


Figura 1.1- Modelo general para análisis de superficie bajo falla estática. Terzaghi
Fuente: Adaptada de [1]

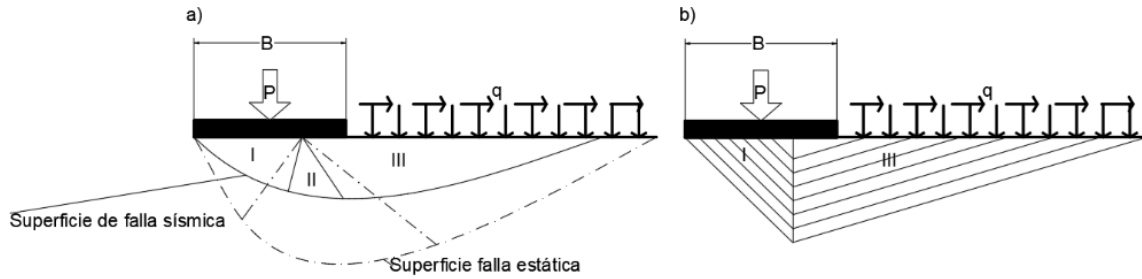


Figura 1.2- a). Modelo general para análisis de superficie bajo una falla estática y sísmica. Budhu y Al-Karni b) Mecanismo de falla simplificado Richards.

Fuente: Elaboración propia.

El suelo es un material en el cual las propiedades físicas y mecánicas varían de un lugar a otro como su composición y forma exigiendo así que la construcción se adapte a las propiedades que se puedan obtener según ensayos en terreno como lo es a través de SPT, pudiendo estimarse así su capacidad admisible, la capacidad máxima soportada y con ello lograr diseñar una cimentación adecuada con un buen margen de seguridad.

En Chile se observa un incremento en la construcción de edificios y viviendas en la zona costera donde predominan las arenas, lo que hace poner énfasis a este tipo de suelo ya que es el que se puede ver más afectado ante un sismo por el fenómeno de la licuación.

1.2. Planteamiento del problema.

Las cimentaciones bajo condiciones sísmicas sobre arena no se han desarrollado por diversas razones, entre otras, por la enorme variabilidad de las arenas y sus estructuras internas, por la falta de elementos de laboratorio que puedan simular adecuadamente el desarrollo de un sismo, y la dificultad de representar un sismo real de manera física matemática, para poder analizar la incidencia que este tiene sobre las cimentaciones y suelo cercano. Existiendo así un vacío en esta área de la ingeniería civil que hoy gracias a la tecnología puede desaparecer.

Por dichos motivos en Chile no existe normativa específica de cimentaciones, por lo que a través de la práctica se recurre a simplificaciones tales como incrementar el valor de capacidad de soporte en un cierto porcentaje (entre 30 y 50%) para cubrir los efectos temporales de dichas sollicitaciones utilizando como base los valores de capacidad de soporte para condiciones estáticas. Si bien se ha tenido resultados satisfactorios durante sismos pasados, el aumento de construcción sobre arena y la existencia de nuevos modelos analíticos para el cálculo de la capacidad de soporte de fundaciones superficiales, muestra la necesidad de establecer medidas de confiabilidad asociada a su uso y evaluar posibles mejoras a los procedimientos de diseño utilizados.

En consecuencia, actualmente no se dispone de un procedimiento claro para el diseño de sistemas de fundación a lo que se suma que muchas veces el análisis se realiza utilizando diferentes métodos y/o valores de entrada, por ejemplo, en el caso de las arenas el índice de penetración del ensayo SPT y la ecuación Wolf que entrega valores de ángulos de fricción interna.

Considerando las problemáticas anteriormente comentadas es que se genera la necesidad de desarrollar una herramienta que ocupe, respalde y mejore métodos existentes, dando así margen de seguridad a los diseños de fundaciones superficiales bajo condiciones sísmicas.

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general

Profundizar el estudio de los métodos clásicos para el cálculo de la capacidad de soporte de fundaciones superficiales bajo condiciones estáticas y sísmicas, comparando estos planteamientos con los resultados obtenidos a través de la modelación numérica. Interpretar los ensayos de SPT en arenas para obtener los parámetros necesarios para el diseño de fundaciones superficiales.

Analizar la distribución de esfuerzos debajo de una fundación superficial y diseñar diagramas que permitan estimar la capacidad de soporte de fundaciones continuas superficiales bajo solicitaciones sísmicas de una forma sencilla y aproximada. Pudiéndose dejar a la disponibilidad de los ingenieros una herramienta que respalde el diseño de cimentaciones superficiales bajo sismo con un margen de seguridad aceptable.

1.3.2. Objetivos específicos

- Investigar en un campo de la ingeniería de fundaciones que ha quedado sin grandes avances en los últimos 20 años (Últimos metodologías planteadas Richards, M. Budhu y A. Al-Karni en 1993)
- Intentar desarrollar una herramienta de diseño de fundaciones superficiales bajo condiciones sísmicas.
- Revisar los análisis utilizando el programa RS2 versión 2019 cuya licencia es propiedad de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Valparaíso
- Comparar los resultados de un análisis numérico con los valores obtenidos utilizando las propuestas de Richards, Budhu y Al-Karni.
- Desarrollar diagramas de interacción suelo estructura para fundaciones superficiales continuas apoyadas en arenas.
- Proponer una metodología de estudio para fundaciones rectangulares y circulares.
- Aportar al desarrollo de la ingeniería de fundaciones chilena.
- Establecer las diferencias de la distribución de esfuerzos debajo de una fundación continua superficial en el caso estático y en el sísmico.
- Proponer una metodología de interpretación de los ensayos SPT para una zapata continua superficial apoyada en arenas y bajo solicitaciones sísmicas.

1.4. Alcance del trabajo

El análisis considerado dentro de los márgenes de este trabajo comprende entre otros, los siguientes puntos fundamentales:

- Estudio de una fundación continua superficial, considerando que la profundidad de esta no es mayor a dos veces su ancho.
- Análisis del comportamiento de una zapata continua, que por su simplicidad se puede generalizar, posteriormente, para una zapata circular, cuadrada, etc.
- Análisis e interpretación de los ensayos de SPT en arenas con el objetivo de estimar los valores de algunos parámetros del suelo que se puedan utilizar en los diseños y análisis de este trabajo
- Asumir como suelo de fundación un suelo granular representado por arenas que corresponden al tipo de suelo que ofrece más riesgos en los sismos chilenos, por el fenómeno de licuación, especialmente si están sueltos y saturados.
- Realizar todos los análisis para un estado de deformaciones plano que corresponden al centro de una zapata continua y que permite comparar resultados de forma sencilla con los valores de los métodos analíticos clásicos
- Se considerará una carga centrada para todos los análisis estáticos y de una componente horizontal para los sísmicos (fuerza resultante inclinada y centrada)
- Análisis comparativos mediante el método de los elementos finitos y el programa RS2 de Rocscience

1.5. Metodología de Trabajo

En la metodología del trabajo se consideran los siguientes pasos:

1. Recopilación de información, revisión de bibliografía disponible para desarrollar un estado de arte de las fundaciones superficiales bajo condiciones sísmicas.
2. Presentar un estado del arte resumido en base a dos teorías clásicas de la capacidad de soporte para condiciones estáticas y sísmicas.
3. Diseñar el modelo físico matemático para el análisis numérico de una zapata continua superficial apoyada en arena bajo solicitaciones estáticas y sísmicas.
4. Tomar como punto de partida la mecánica de suelos clásica, de lo cual se seleccionarán las propiedades físicas y mecánicas de una arena (para condiciones estáticas y sísmicas) recurriendo a la interpretación de los índices de penetración de los ensayos de SPT (penetración normal con cuchara de Terzaghi).
5. Utilizar el modelo elaborado, analizar casos con dos tipos de arena y cuatros anchos diferentes, para poder desarrollar una interpretación de los resultados más generalizada. (como se presenta en la Figura 1.3).
6. Los resultados obtenidos a través de los métodos físicos-matemáticos y de elementos finitos se presentarán en la forma más adecuada de tal modo que se puedan comparar con los diagramas de falla de las teorías clásicas estáticas y sísmicas.
7. Diseñar curvas de interacción en función de los parámetros del suelo de fundación utilizados en el trabajo que permitan lograr diseños preliminares de sistemas de fundación.
8. En caso de que los resultados divergen y/o lleven a la falla del suelo, investigar las falencias de la información o de los métodos utilizados en los análisis.
9. Plantear conclusiones y proponer recomendaciones sobre el uso de los resultados de la investigación realizada.

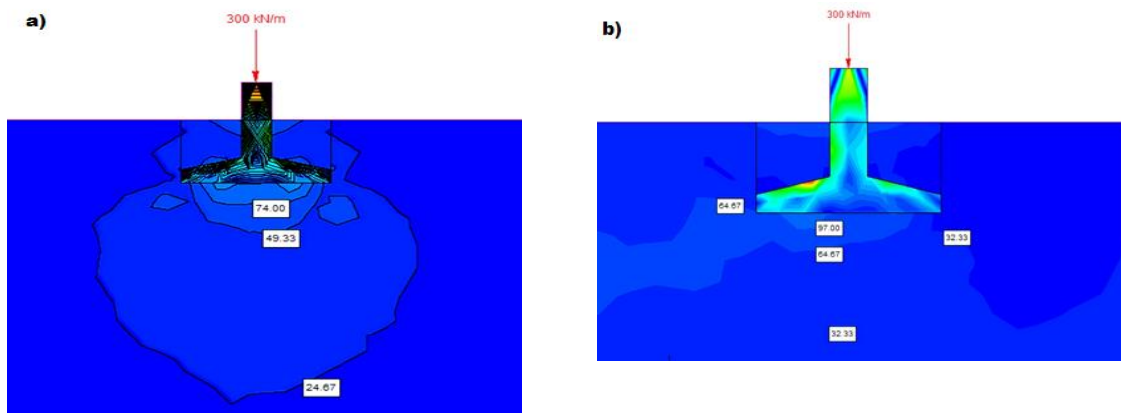


Figura 1.3- a) Zapata bajo condiciones estáticas.

b) Zapata bajo condiciones sísmica.

Fuente: Elaboración propia.

La Figura 1.3 a) Corresponde a una zapata con carga vertical, donde se forma un bulbo de presiones adecuado a la carga y simétrico con respecto al eje de la zapata continua. Se puede apreciar en la zapata también una distribución de esfuerzo desviadores simétrico.

En la Figura 1.3 b) la distribución de esfuerzos desviadores bajo la zapata totalmente asimétrica con concentraciones de esfuerzo en el lado izquierdo dado que la onda sísmica tiene una dirección derecha a izquierda con un coeficiente de aceleración instantánea de 0.3g.

CAPITULO 2.

Marco Teórico

2.1. Modelos teóricos para el cálculo de capacidad de soporte bajo condiciones estáticas:

En el caso de cimentaciones corridas bajo condiciones de cargas estáticas se tienen muchas soluciones propuestas por diferentes investigadores, entre otros, Boussinesq (soluciones elásticas), Prandtl (primera solución plástica para un suelo sin peso), Terzaghi (primera solución general), Meyerhof y Hansen. De todas estas se recurrirá como referencia para este trabajo a los trabajos de Boussinesq, Terzaghi y Meyerhof, por representar entre las tres la herramienta más utilizada para los objetivos perseguidos por esta investigación.

2.1.1. Boussinesq (1883)

Este investigador, utilizando la teoría de la elasticidad lineal, creó las relaciones matemáticas más antiguas para la determinación de los esfuerzos normales y cortantes en cualquier punto dentro de medios homogéneos, elásticos, isotrópicos y semi – infinitos (como lo es el suelo) debido a una carga puntual concentrada y ubicada en la superficie, como se presenta en la siguiente figura:

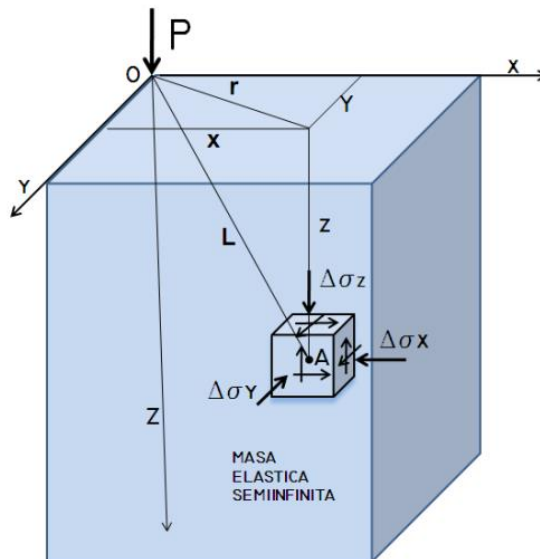


Figura 2.1 - Esfuerzos de corte suelo, Boussinesq.
Fuente: Adaptado de [2]

Dado al incremento del esfuerzo vertical en el punto O, ocasionado por una carga puntual de magnitud P. Los esfuerzos normales valen:

$$\Delta \sigma_x = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3x^2z}{L^5} - (1 - 2\mu) \left[\frac{x^2 - y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2z}{L^3r^2} \right] \right\} \quad \text{Ec.1}$$

$$\Delta \sigma_y = \frac{P}{2\pi} \left\{ \frac{3y^2z}{L^5} - (1 - 2\mu) \left[\frac{y^2 - x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2z}{L^3r^2} \right] \right\} \quad \text{Ec.2}$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad \text{Ec.3}$$

De las ecuaciones 1,2 y 3 se deduce:

$$\Delta \sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{r^2}{z^2} + 1\right)^{\frac{5}{2}}} = \Delta \sigma \quad \text{Ec.4}$$

Donde:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

Con el valor de $\Delta \sigma_z$ se puede calcular:

- a) La variación de esfuerzos con la profundidad de bajo de la carga para $r = 0$ y para diferentes profundidades (valores de z)

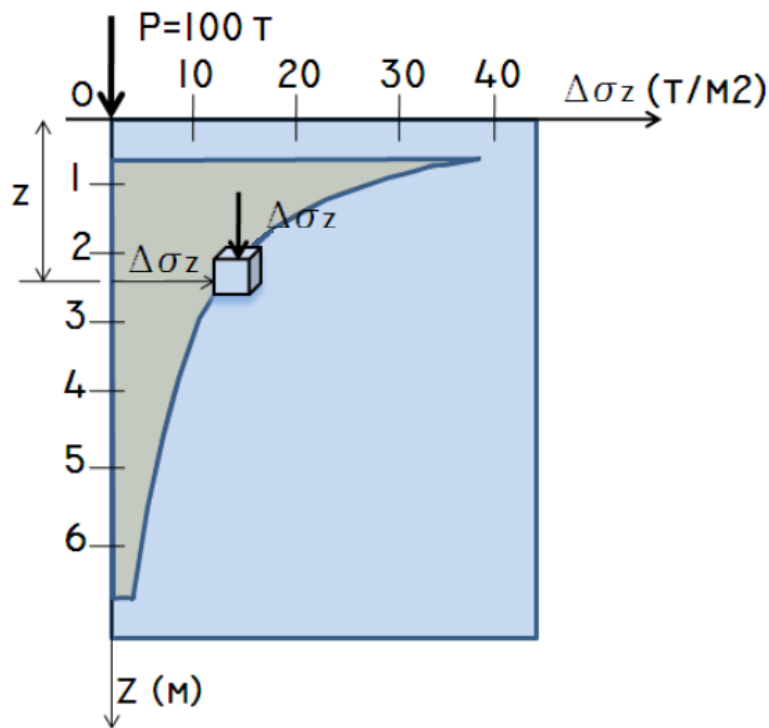


Figura 2.2 - Variación de esfuerzos con la profundidad. Boussinesq
Fuente: Extraída de [2].

- b) La variación de esfuerzos con la distancia a la carga manteniendo z igual constante, es decir para diversos valores de r .

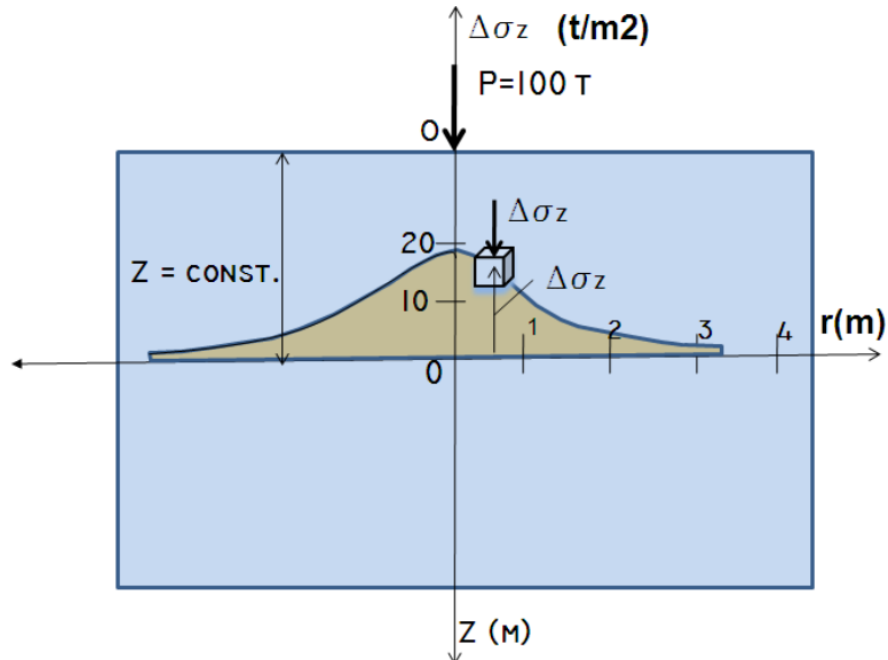


Figura 2.3 - Variación de esfuerzos con la distancia. Boussinesq
Fuente: Extraída de [2].

Analizando las dos ilustraciones anteriores se puede ver de forma clara que el comportamiento de los esfuerzos tanto en vertical como en horizontal no es lineal. En el primer caso se observa que la curva tiende a ser asíntota al eje vertical (debajo de la carga) y en el segundo caso se observa una tendencia a la simetría a ambos lados de la carga.

- c) El diagrama de isobaras (líneas de igual incremento de presión), el cual representa el lugar geométrico donde los esfuerzos son iguales. De las ecuaciones de esfuerzos cortantes en dirección z se despeja r en función de z .

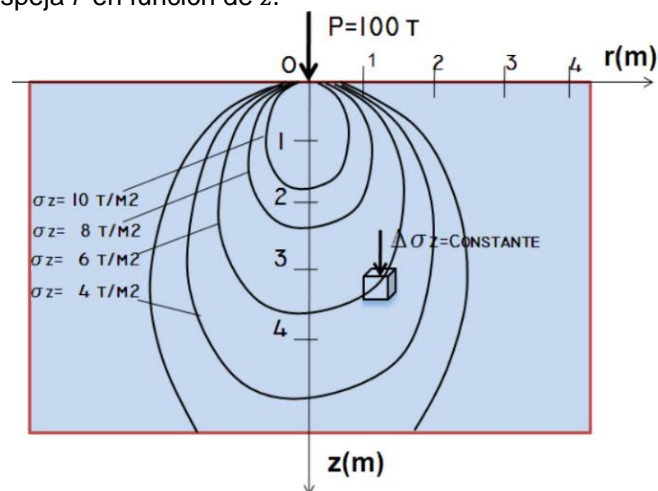


Figura 2.4- Diagrama de isóbaras para carga puntual, a escala. Boussinesq
Fuente: Extraída de [2]

2.1.1.1. Esfuerzo debajo de un área circularmente cargada:

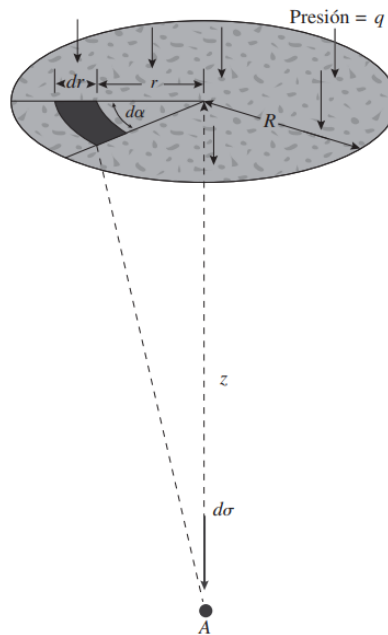


Figura 2.5 -Incremento en la presión bajo de un área circular flexible cargada uniformemente
Fuente: Extraída de [3]

La ecuación de Boussinesq también se puede utilizar para determinar esfuerzo vertical abajo del centro de un área flexible circularmente cargada, como se muestra en la Figura 2.5. Sea el radio del área cargada $B/2$ y q la carga uniformemente distribuida por área unitaria. Para determinar el incremento del esfuerzo en un punto A, ubicado a una profundidad z abajo del centro del área circular, considere un área elemental en el círculo. La carga sobre esta área elemental se puede tomar como una carga puntual y expresarse como $qrd\theta dr$. El incremento del esfuerzo en A ocasionado por esta carga se puede determinar la siguiente ecuación:

$$d\sigma = \frac{3qrd\theta dr}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \quad \text{Ec.5}$$

El incremento total en el esfuerzo ocasionado por toda el área cargada, se integra la anterior ecuación quedando:

$$\Delta\sigma = \int d\sigma = \int_{\theta=0}^{\theta=2\pi} \int_{r=0}^{r=B/2} \frac{3qrd\theta dr}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} = q \left(1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{B}{2z}\right)^2\right)^{3/2}}\right) \quad \text{Ec.6}$$

2.1.1.2. Esfuerzo debajo de un área rectangular:

En este caso se debe considerar un área elemental $dA = dx dy$ flexible cargada. La integración de la ecuación de Boussinesq permite evaluar el esfuerzo vertical en cualquier punto A debajo del área flexible rectangular cargada.

Entonces, si la carga por área unitaria es de q_o , la carga total sobre el área elemental es:

$$dP = q_o dx dy \quad \text{Ec.7}$$

Esta carga elemental dP , se puede tratar como una carga puntual y el aumento en el esfuerzo vertical en el punto O causado por dP se puede evaluar con la ecuación de Boussinesq (**Ec.4**) teniendo en cuenta que $r = \sqrt{x^2 + y^2}$

$$dP = \frac{3 q_o (dx dy) z^3}{3\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} \quad \text{Ec.8}$$

$$\Delta \sigma = \int_{y=0}^L \int_{x=0}^B \frac{3 q_o (dx dy) z^3}{3\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = q_o I \quad \text{Ec.9}$$

Donde I es un factor de influencia tabulado. (ver Anexo 1).

El factor de influencia se calcula de la siguiente manera:

$$I = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2m'n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}{m'^2 + n'^2 + m'^2 n'^2 + 1} \left(\frac{m'^2 + n'^2 + 2}{m'^2 + n'^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2m'n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}{m'^2 + n'^2 - m'^2 n'^2 + 1} \right) \right] \quad \text{Ec.10}$$

Donde: $m' = \frac{B}{z}$ y $n' = \frac{L}{z}$

2.1.1.3. Método 2:1 o Trapezoidal

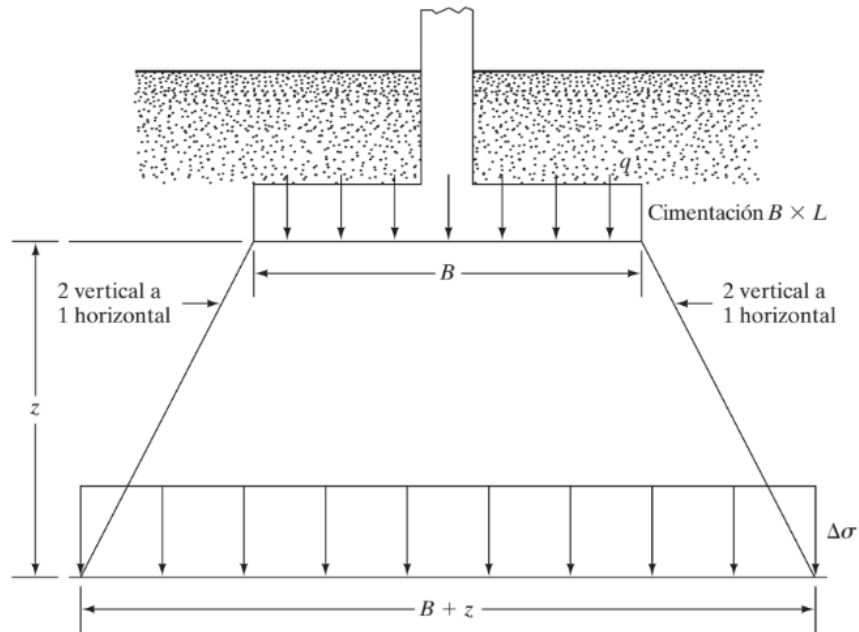


Figura 2.6 - Método 2:1 para determinar el incremento del esfuerzo debajo de una cimentación.
Fuente: Extraída de [4].

En la práctica, los ingenieros utilizan el *método 2:1* o trapezoidal el cual es un procedimiento aproximado para la determinación el incremento del esfuerzo ocasionado por la construcción de la cimentación y permite obtener valores muy cercanos a los de Boussinesq.

Este método supone que el esfuerzo de la cimentación se difunde a lo largo de líneas con una pendiente vertical a la horizontal 2:1. (Ver Figura 2.6)

Quedando el incremento del esfuerzo a una profundidad z igual a:

$$\Delta\sigma = \frac{q \cdot B \cdot L}{(B + z)(L + z)} \quad \text{Ec.11}$$

Donde:

q = Carga uniforme distribuida en el area de la Zapata

B y L = ancho y largo del area de la zapata respectivamente

z = profundidad de medición de incremento del esfuerzo.

Este método simplificado creado por la experiencia ingenieril permite estimar los incrementos de esfuerzos debajo de áreas cuadradas, circulares y rectangulares, representando una ayuda muy útil ya que se puede introducir, por ejemplo, en una planilla Excel.

2.1.2. Teoría de la capacidad de soporte de Terzaghi (1943)

Terzaghi en 1943, sobre la base de los trabajos de Prandtl, presenta una teoría avanzada para evaluar la capacidad última de carga en cimentaciones superficiales, considerando que estas cimentaciones se encuentran a una profundidad desde la superficie del suelo (D_f) que es menor o igual a su ancho (B) (Ver Figura 2.7)

En la teoría se sugiere que en fundaciones superficiales continuas o de franjas (Cimentación con una razón de ancho por largo cercano a cero ($B/L \approx 0$)), la superficie de falla en el suelo desarrollada por la carga última presenta una geometría similar a la que se muestra en la Figura 2.7.

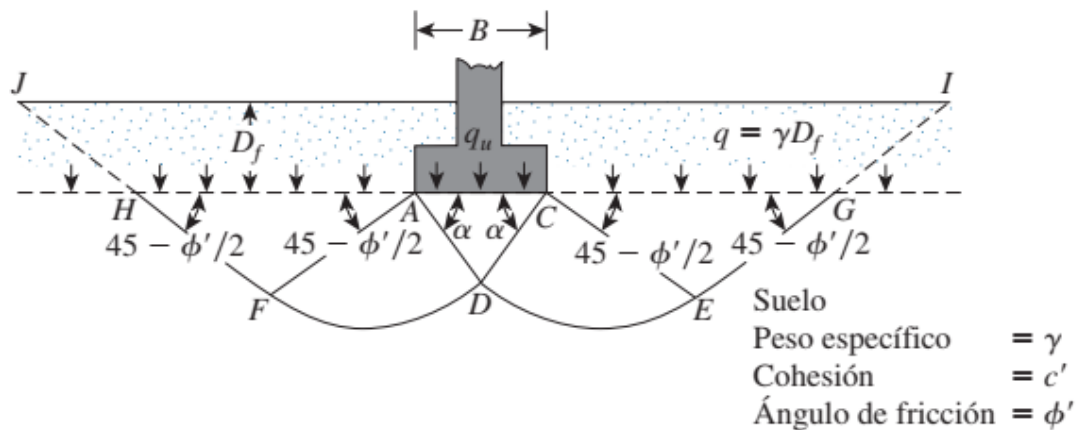


Figura 2.7 - Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación continua (corrida). Terzaghi.
Fuente: Extraída de [4]

La zona de falla bajo la cimentación presentada en la teoría se separa en tres partes (consulte Figura 2.7):

- I. Zona triangular ACD Inmediatamente bajo la cimentación. llamada zona activa
- II. Las zonas radiales de corte ADF y CDE . Con curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica. Las cuales reciben el nombre de zonas de transición
- III. Dos zonas triangulares pasivas de Rankine FHA y CEG .

Los ángulos CAD y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo ϕ' .

El efecto del suelo por encima del sello de fundación se representa por una sobrecarga equivalente (efecto de confinamiento):

$$q = \gamma \cdot D_f \quad (\gamma = \text{peso unitario del suelo}) \quad \text{Ec.12}$$

Para el material por encima del sello de fundación, la teoría de Terzaghi desprecia la resistencia cortante del suelo a lo largo de la superficie de falla ideal GI y HJ .

Aplicando las condiciones de equilibrio y la teoría del medio continuo, Terzaghi propone la siguiente expresión para la capacidad de carga última para una cimentación continua de la siguiente forma:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad \text{Ec.13}$$

Donde:

c' = Cohesión del suelo.

γ = Peso específico del suelo.

$$q = \gamma D_f$$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones solo del ángulo de fricción del suelo ϕ' .

Los factores de capacidad de carga se definen mediante las siguientes ecuaciones:

$$N_c = \cot\phi' \left[\frac{e^{2(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2})\tan\phi'}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)} - 1 \right] = \cot\phi' (N_q - 1) \quad \text{Ec.14}$$

$$N_q = \frac{e^{2(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2})\tan\phi'}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)} \quad \text{Ec.15}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi'} - 1 \right) \tan\phi' \quad \text{Ec.16}$$

Donde $K_{p\gamma}$ = coeficiente de presión pasiva.

Las variaciones de los factores de capacidad tabulados en Anexo 2.

2.1.2.1. Comentarios sobre la teoría de la capacidad de soporte de Terzaghi.

Investigadores posteriores a Terzaghi (Vesic, Hasen...) sugieren que las cimentaciones con una profundidad de fundación, D_f igual a tres o cuatro veces el ancho de la cimentación se pueden considerar como cimentaciones superficiales.

Las ecuaciones de capacidad de soporte de Terzaghi han sido modificadas a través del tiempo por diferentes investigadores (Meyerhof, Hasen, Barata y otros) para tomar en cuenta la forma de la cimentación (B/L), la profundidad de empotramiento (D_f), la inclinación de carga y la influencia de la topografía (Zapatillas en o sobre taludes).

Actualmente, muchos ingenieros siguen usando la ecuación de Terzaghi ya que proporciona buenos resultados considerando la incertidumbre de las condiciones del suelo en varios emplazamientos y porque sus resultados están casi siempre en el lado de la seguridad.

2.1.3. Teoría generalizada de Meyerhof (1963)

Meyerhof (1963), al darse cuenta de que las ecuaciones de Terzaghi (presentadas anteriormente), no considera caso de cimentaciones rectangulares ($0 > B/L > 1$), no toma en cuenta la resistencia al cortante en el suelo que cubre el sello de fundación y que la carga sobre la cimentación puede estar inclinada (o puede tener una componente horizontal), sugiere la siguiente ecuación general para la capacidad de carga:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \quad \text{Ec.17}$$

Donde:

c' = cohesión.

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.

γ = peso específico del suelo.

B = ancho de la cimentación (igual al diámetro en una cimentación circular).

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = Factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = Factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = Factores de inclinación de la carga .

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga.

La ecuación original se dedujo solo para el caso de deformación unitaria plana (para centro de las cimentaciones continuas). Los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga son empíricos basados en casos experimentales o en mediciones de terreno.

Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)e^{\pi \tan \phi'} \quad \text{Ec.18}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad \text{Ec.19}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad \text{Ec.20}$$

Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof tabulados, Anexo 3.

A continuación, en la Tabla 2.1 se presenta la formulación de los factores de forma, profundidad e inclinación de uso común. Los cuales corresponden a factores de investigaciones posteriores a la de Meyerhof, que fueron adoptadas por él ya que mejoraban la aproximación de su teoría y permitían alcanzar resultados más satisfactorios.

Tabla 2.1- Factores de forma, profundidad e inclinación.

Factor	Relación	Referencia
Forma	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$	DeBeer (1970)
Profundidad	<p>si; $\frac{D_f}{B} \leq 1$</p> <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>si; $\frac{D_f}{B} > 1$</p> <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)$ <p>β = inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical</p>	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

Fuente: Extraída [4]

2.2. Modelos teóricos para el cálculo de capacidad de soporte en cimentaciones superficiales corrida bajo condiciones sísmicas

La revisión de varios textos de mecánica de suelo publicados en los últimos 10 años y de publicaciones especializadas en revistas (*papers*) muestra que el comportamiento de zapatas superficiales ha sido poco analizado considerando la influencia de cargas de origen sísmico.

En ese sentido se han encontrado solamente dos aportes que pueden ser considerados de valor para el presente trabajo de investigación. Dichos aportes son los trabajos de Richards [5] y Budhu Al-Karni [6].

2.2.1. Teoría de la capacidad de soporte de Richards (1993)

Richards (1993) desarrolló una teoría para el cálculo de capacidad de carga última en cimentaciones superficiales bajo condiciones sísmicas, la cual no está respaldada por mediciones de campo.

Esta teoría considera un mecanismo donde la forma de la superficie falla para la carga última considera la masa de suelo debajo de la cimentación de ancho B , como dos bloques rígidos en forma de cuñas, (cuñas de Coulomb), eliminando la zona de transición (II) planteada por autores anteriormente mencionados (Terzaghi, Meyerhof, Hansen) considerando así que la transferencia de esfuerzo de corte se concentra a lo largo del segmento AC como se puede ver en la siguiente Figura 2.8:

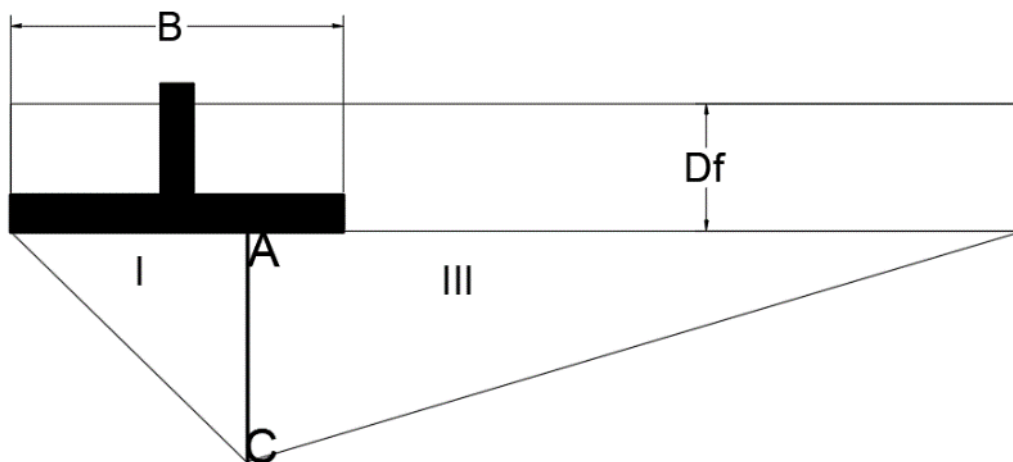


Figura 2.8- Consideración de la teoría de Richards.
Fuente: Elaboración propia.

En la línea AC se generan un empuje lateral activo F_A de la región I contra la cuña pasiva de resistencia F_p de la región III, como se muestra en el análisis de equilibrio de cuerpo libre de la Figura 2.9.

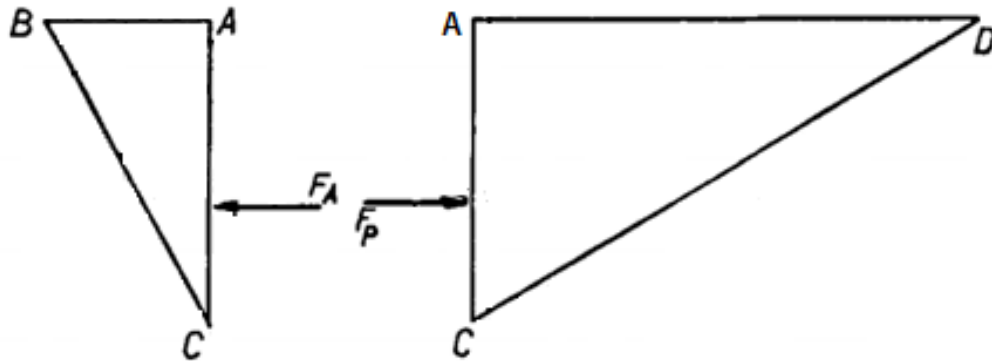


Figura 2.9 - Esfuerzos que se generan en las cuñas.
Fuente: Adaptada de [5]

Richards asume que el desarrollo de la superficie de falla es simétrico lo que lleva una como la que representa en las Figura 2.10 y Figura 2.11 para los casos estáticos y sísmicos respectivamente.

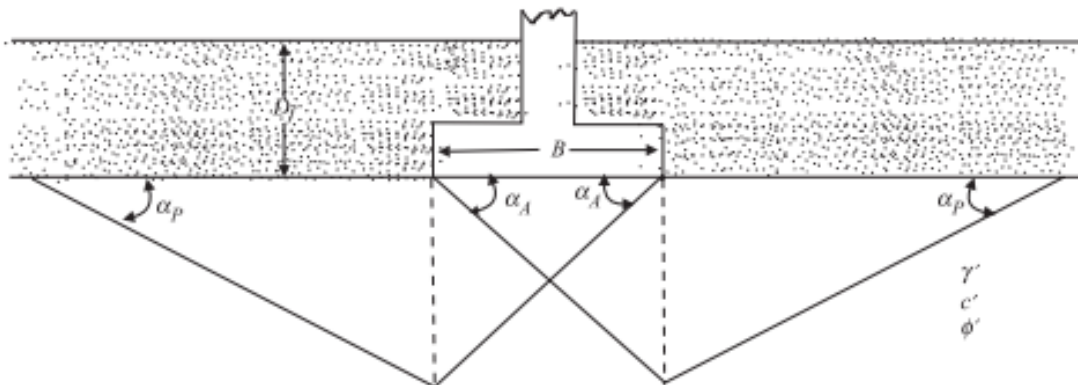


Figura 2.10 - Superficie supuesta de falla para el caso estático.
(Considerar $\alpha_A = 45^\circ + \phi'/2$ y $\rho = 45^\circ - \phi'/2$)
Fuente: Extraída de [7]

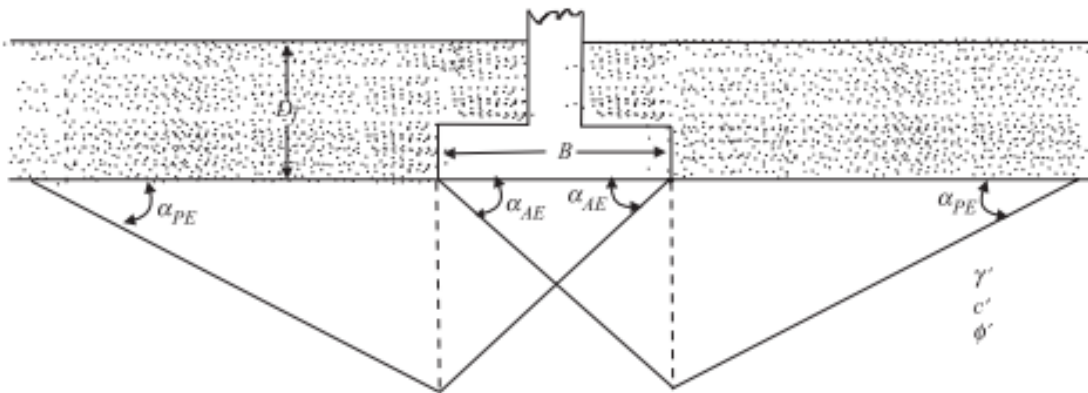


Figura 2.11 - Superficie supuesta de falla para el análisis sísmico
Fuente: [7]

De acuerdo con esta teoría, la capacidad última para fundaciones corridas en suelos granulares (sin cohesión) son:

Para condición estática

$$q_u = qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad \text{Ec.21}$$

Para condición sísmica

$$q_{uE} = qN_{qE} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma E} \quad \text{Ec.22}$$

Donde:

$N_q, N_\gamma, N_{qE}, N_{\gamma E}$ = son factores de capacidad de carga determinados por Richards.

$$q = \gamma D_f$$

Notar que: N_q y $N_\gamma = f(\phi')$ y N_{qE} y $N_{\gamma E} = f(\phi', \tan \theta)$

Donde

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad \text{Ec.23}$$

k_h = Coeficiente horizontal de aceleración debido a un sismo

k_v = Coeficiente vertical de aceleración debido a un sismo

Usando la superficie de falla propuesta por Richard, Elms y Budhu (1993), la literatura proporciona los valores para los factores de capacidad de carga que se muestran en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 – Factores de capacidad de carga para la teoría de Richards.

ϕ (deg)	N_q	N_γ
0	1.0	0
10	2.4	1.4
20	5.9	6.4
30	16.5	23.8
40	59.0	112.0

Fuente: Adaptado de [7]

La variación $\frac{N_{\gamma E}}{N_\gamma}$ y $\frac{N_{qE}}{N_q}$ con el ángulo $\tan \theta$ y el ángulo ϕ' del suelo basado en el análisis de Richards, se presenta en el Gráfico 2.1.

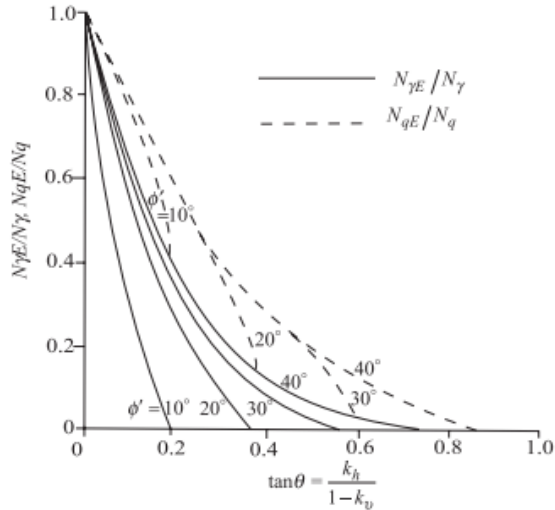


Gráfico 2.1- Variación N_q y N_γ con $\tan \theta$.
Fuente :Adaptado de [7]

En condiciones estáticas, la falla por capacidad de carga puede provocar un movimiento repentino de la base y un desplazamiento de los suelos hacia los lados. Sin embargo, la capacidad de carga en un sismo ocurre cuando la razón que define $\tan \theta = \frac{k_h}{1-k_v}$ alcanza el valor crítico donde $\frac{k_h}{1-k_v} = \frac{k_h^*}{1-k_v}$, si el coeficiente vertical de aceleración debido al sismo es nulo (igual a 0) entonces se considera que el valor crítico es igual al coeficiente horizontal del sismo.

En el gráfico se puede observar la variación del valor de k_h^* con el factor de seguridad (FS) aplicado a la capacidad de carga estática última con ϕ' y $\frac{D_f}{B}$ (para $\phi' = 30^\circ$ y 40°).

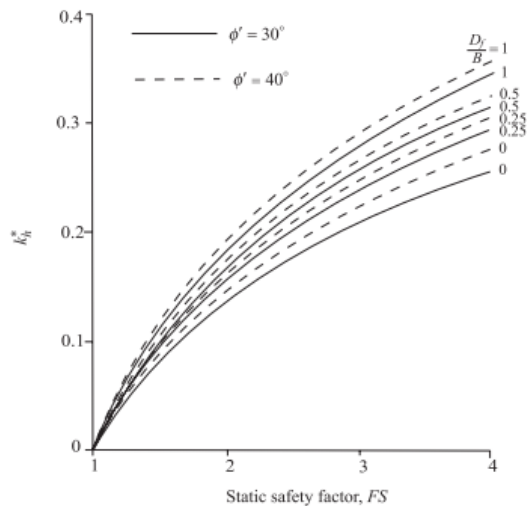


Gráfico 2.2- Aceleración crítica k_h^* para $k_v = 0$
Fuente: Adaptado de [7]

El asentamiento de la cimentación debido a un sismo se expresa de la forma:

$$S_{Eq}[m] = 0.174 \frac{V^2}{Ag} \left(\frac{k_h^*}{A} \right)^{-4} \tan \alpha_{AE} \quad \text{Ec.24}$$

Donde:

$$V = \text{velocidad máxima del sismo de diseño} \left[\frac{m}{s} \right]$$

$A = \text{coeficiente de aceleración del sismo de diseño}$

$$g = \text{aceleración de gravedad} \left(9.81 \left[\frac{m}{s^2} \right] \right)$$

Tabla 2.3. Variación de α_{AE} con k_h^* y el ángulo de fricción del suelo ϕ'

k_h^*	$\tan \alpha_{AE}$				
	$\phi' = 20^\circ$	$\phi' = 25^\circ$	$\phi' = 30^\circ$	$\phi' = 35^\circ$	$\phi' = 40^\circ$
0.05	1.10	1.24	1.39	1.57	1.75
0.10	0.97	1.13	1.26	1.44	1.63
0.15	0.82	1.00	1.15	1.32	1.48
0.20	0.71	0.87	1.02	1.18	1.35
0.25	0.56	0.74	0.92	1.06	1.23
0.30		0.61	0.77	0.94	1.10
0.35		0.47	0.66	0.84	0.98
0.40		0.32	0.55	0.73	0.88
0.45			0.42	0.63	0.79
0.50			0.27	0.50	0.68
0.55				0.44	0.60
0.60				0.32	0.50

Fuente: Adaptado de [7]

El valor de k_h^* se puede obtener del Gráfico 2.2 y α_{AE} de la Tabla 2.3. Variación de α_{AE} con k_h^* y el ángulo de fricción del suelo ϕ' estos valores se pueden utilizar para diseñar una fundación la cual se encuentre afectada por asentamientos sísmicos.

2.2.2. Teoría de la capacidad de soporte de M. Budhu y A. Al-Karni (1993)

Considere un elemento de suelo a una profundidad z que este sujeto, en condiciones de campo libre, donde K_h y K_v son los coeficientes de aceleración en horizontales y verticales de un sismo. Como se observa en la siguiente Figura 2.12

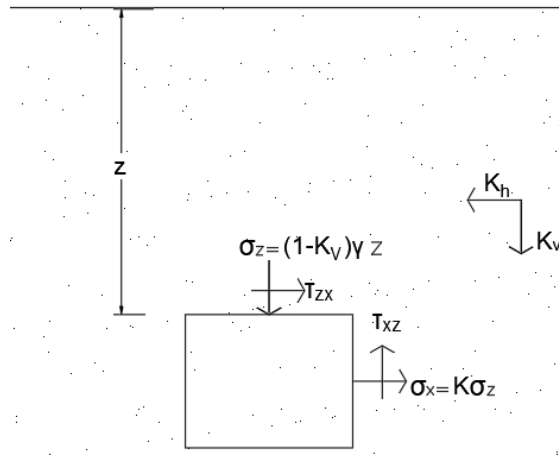


Figura 2.12- Tensiones en el suelo debido a un sismo.
Fuente: Elaboración propia

Los coeficientes de aceleración horizontal y vertical del sismo resultan a través de las siguientes consideraciones de equilibrio en tensiones:

$$\sigma_x = K(1 - K_v)\gamma z \quad \text{Ec.25}$$

$$\sigma_z = (1 - K_v)\gamma z \quad \text{Ec.26}$$

$$\tau_{xz} = -K_h\gamma z \quad \text{Ec.27}$$

Donde σ_x y σ_z son los esfuerzos normales, τ_{xz} es el esfuerzo cortante, K es el coeficiente de presión lateral del suelo y γ el peso unitario del suelo.

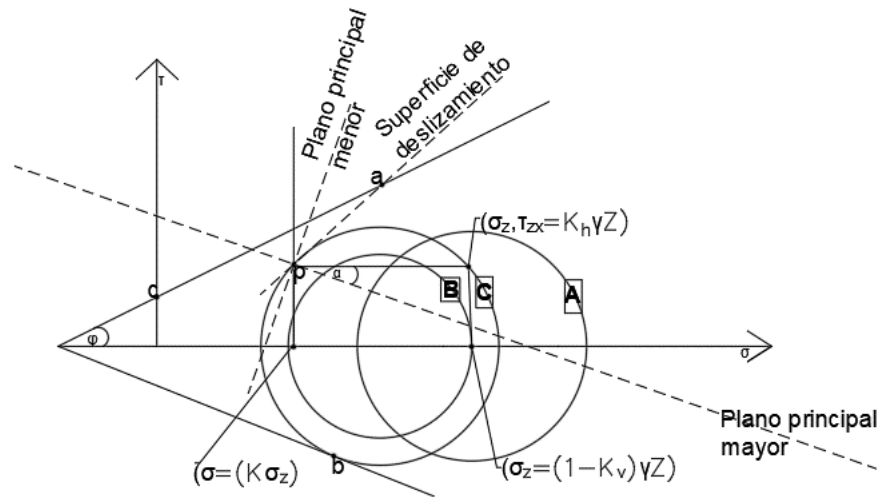


Figura 2.13- Círculos de Mohr para aceleraciones verticales y horizontales.

Fuente: Adaptado de [6]

El estado de tensión inicial del suelo, para un caso bidimensional está representado por el círculo de Mohr A en la Figura 2.13. Una aceleración vertical $K_v g$, donde g es la aceleración de gravedad, hará que el círculo inicial se mueva en dirección de la aceleración vertical. Para la dirección que se muestra en la figura 1, el círculo A de Mohr se encogería y se movería hacia la izquierda (círculo B) si se supone una aceleración horizontal $K_h g$ nueva. Inducirá un esfuerzo cortante que hará que los ejes principales de esfuerzos giren y el círculo B se expanda. Si esta aceleración es lo suficiente grande, el círculo de Mohr tocara la línea de falla $\tau = c + \sigma \tan \phi$ en el punto b, donde τ es la resistencia al corte, c es la cohesión, σ es el esfuerzo normal y ϕ es el ángulo interno de fricción. Los planos de deslizamiento se orientan luego en un plano horizontal y vertical respectivamente donde está la inclinación del plano horizontal y vertical respectivamente donde α es la inclinación del plano horizontal mayor.

Para el caso activo:

$$\tan(\alpha_A) = \frac{2 \tan(\theta)}{1 - K_{AE} \sqrt{(1 - K_{AE})^2 + 4 \tan^2 \theta}} \quad \text{Ec.28}$$

Y para el caso pasivo:

$$\tan(\alpha_P) = \frac{2 \tan(\theta)}{K_{PE} - 1 + \sqrt{(K_{PE} - 1)^2 + 4 \tan^2 \theta}} \quad \text{Ec.29}$$

Donde K_{AE} y K_{PE} son los coeficientes de presión activa y pasiva del suelo respectivamente y

$$\tan(\theta) = \frac{K_h}{1 - K_v} \quad \text{Ec.30}$$

El coeficiente lateral sísmico en B se puede calcular a partir de la Figura 2.13 como:

$$K = \frac{\text{sen}^2\phi + 1}{\cos^2\phi} + \frac{2D}{1 - K_v} \tan\phi$$

Ec.31

$$\pm \sqrt{\left[\left(\frac{2D}{1 - K_v} \tan\phi + \frac{\text{sen}^2\phi + 1}{\cos^2\phi} \right)^2 + \left(\frac{2D}{1 - K_v} \right)^2 + \frac{4D}{1 - K_v} \tan\phi - \frac{4 \tan^2\phi}{\cos^2\phi} - 1 \right]}$$

Si el signo antes la raíz cuadrada es positiva da el valor de K_{PE} , el signo negativo el valor K_{AE} y

$$D = \frac{c}{\gamma z}. \text{ Para el suelo cohesivo } \phi = 0 \text{ y } K = 1 \pm \sqrt{\left(\frac{2D}{1 - K_v} \right)^2 - 4 \tan^2\theta}$$

Esta es una expresión general del coeficiente de presión lateral del suelo para un suelo cohesivo tanto para condiciones estáticas como sísmicas. Para el caso estático donde $\tan\theta$ es igual a cero. K se reduce a $1 \pm 2D$. La variación de K_{AE} y K_{PE} con los coeficientes de aceleración y D como se muestra en la figura la resistencia pasiva del suelo disminuye con un aumento de las presiones activas a medida que aumenta la aceleración. Un aumento en D aumenta la proporcionalmente la aceleración crítica.

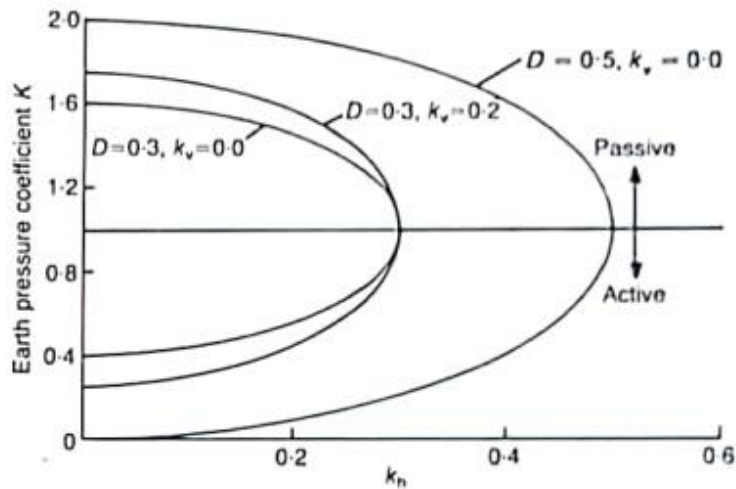


Figura 2.14- Variación del coeficiente de presión del suelo K con K_h y K_v .
Ángulos de fricción igual a 0
Fuente: Extraído de [6]

La falla estática modificada por Vesic (1973) como se puede observar en Figura 2.15, es una superficie simétrica que comprende tres zonas: una zona I activa inclinada, una zona II de transiciones radiales y una zona III pasiva.

Las aceleraciones de un evento sísmico producen una superficie de falla no simétrica que se supone que comprende zonas similares a las del caso estático, pero estas zonas son ahora mucho más superficiales y se han deformado creando nuevos ángulos, dejando de ser simétricas ya que dependen de la dirección de las ondas sísmicas. Los ángulos subtendidos por los límites de estas zonas con respecto al plano horizontal se dan como se muestra en la Figura 2.15.

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \alpha_A \quad \text{Ec.32}$$

$$\alpha_2 = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \alpha_A \quad \text{Ec.33}$$

$$\alpha_3 = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} + \alpha_p \quad \text{Ec.34}$$

$$\alpha_4 = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} - \alpha_p \quad \text{Ec.35}$$

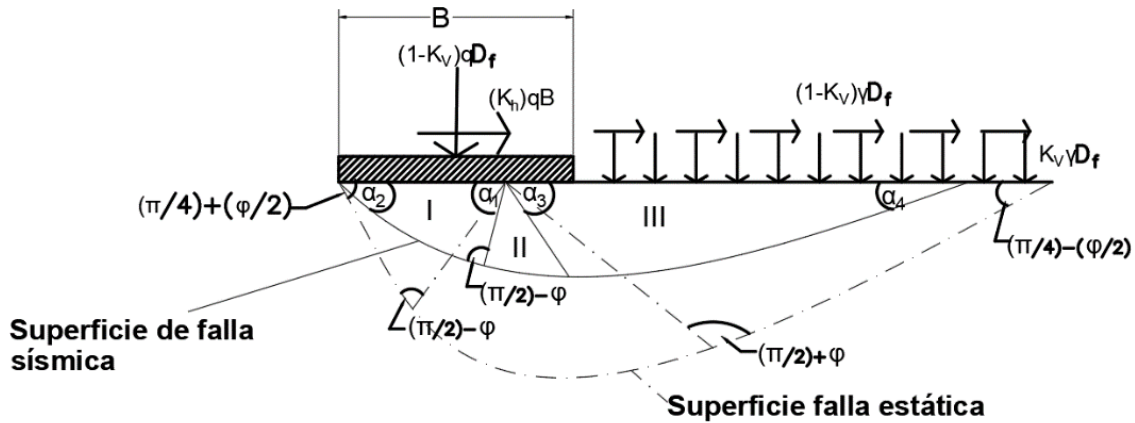


Figura 2.15- Superficie de falla estática por Vesic (1973) y Superficies de falla sísmica supuesta por Budhu y Al-Karni
Fuente: Adaptado de [6]

Budhu y Al-Karni modifican la fórmula de capacidad de soporte estática de Meyerhof para convertirla en una ecuación general, en donde se incluyen los efectos sísmicos.

$$q_{sismico} = CN_c S_c d_c e_c + D_f N_q S_q d_q e_q + \frac{1}{2} B \gamma H_\gamma S_\gamma d_\gamma e_\gamma \quad \text{Ec.36}$$

Donde:

S_c, S_q, S_γ Factores adimensionales para considerar el efecto de la resistencia al corte local del terreno situado sobre la base.

$d_c d_q d_\gamma$ Factores adimensionales para considerar el efecto de la forma de la cimentación.

$e_q e_c e_\gamma$ Factores adimensionales para considerar el efecto de la inclinación de la carga.

Los factores de capacidad de carga obtenidos por Budhu y Al-Karni son:

$$N_{cE}, N_{qE}, N_{\gamma E}$$

Siendo:

$$N_{qE} = (1 + k_v) N_q - e^{-\beta q} \quad \text{Ec.37}$$

$$\beta_q = 5.3 \frac{(k_h)^{1.2}}{1 - 2k_v}$$

$$N_{\gamma E} = \left(1 + \frac{2}{3}k_v\right)N_{\gamma}e^{-\beta\gamma} \quad \text{Ec.38}$$

$$\beta_{\gamma} = 9 \frac{(k_h)^{1.1}}{1 - k_v}$$

$$N_{cE} = N_c e^{-\beta c} \quad \text{Ec.39}$$

$$\beta_c = 4.3 \frac{(k_h)^{1+H_e}}{c}$$

$$H_e = \frac{\gamma_{tot}(0.5B)}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) e^{\frac{\pi}{2}\tan\phi} + Df}$$

(k_h, k_v = coeficientes de aceleración horizontal y vertical del sismo).

Cabe destacar que para los factores N_{γ}, N_c, N_q no se señala cuales son los utilizados, generando error al cálculo ya que dentro de la bibliografía existen diversos autores que plantean diferentes valores de estos factores.

2.3. Práctica chilena para el cálculo de la capacidad de soporte de fundaciones superficiales.

Actualmente, en Chile, no existe una normativa específica para la determinación de la capacidad de soporte de cimentaciones superficiales solicitadas por un sismo, pero en el Manual de Carreteras (2012) del Ministerio de Obras Públicas (MOP) se establece que para fundaciones de puentes y obras afines se debe respetar las indicaciones de la sección 4 de la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (2002).

Dicho manual establece también que la capacidad última de cimentaciones superficiales puede calcularse utilizando métodos teóricos (ecuaciones generales de capacidad de soporte), semi-empíricos (basados en ensayos SPT o CPT) o por medio de ensayo de placa de carga (según norma ASTM D 1994-87) para tener un valor de referencia que sirva para comparar con los esfuerzos de contacto inducidos por un sismo.

Las solicitaciones, a nivel de contacto fundación suelo, se pueden obtener de forma pseudo- estática o bien a través de un análisis de respuesta sísmica utilizando el espectro de un sismo.

Para la verificación del diseño, se puede utilizar el método de tensiones admisibles (ASD) o el método basado en factores de carga y resistencia (LRFD), donde los factores de seguridad están en el orden de 3.0 para carga estática y de 2.0 para la combinación de carga estáticas más sísmica. Quedando a criterio del diseñador el método de análisis a utilizar (ASD o LRFD).

Cabe destacar que, para edificios tradicionales, estructuras e instalaciones industriales, no existen métodos y disposiciones claras para estimar las tensiones de contacto últimas y admisibles en el suelo de fundación para el caso sísmico. Es por lo que, en la práctica chilena para el diseño de fundaciones superficiales sometidas a cargas sísmicas se acepta un incremento de un 33% en las tensiones de contacto admisibles del suelo obtenidas para el caso estático utilizando cualquiera de las teorías tradicionales: Terzaghi, Meyerhof o Vesic [17].

Si bien se ha tenido resultados satisfactorios en el comportamiento de las fundaciones superficiales durante sismos pasados, la existencia de nuevos modelos analíticos para el cálculo de los esfuerzos debajo de las fundaciones superficiales lleva a la necesidad de establecer la confiabilidad de los métodos tradicionales, que muchas veces no consideran un diseño pseudo estático o teorías que añaden los sismos, como lo es la teoría de Richards, para verificar la estabilidad de las fundaciones.

2.4. El método de los elementos finitos (FEM)

Este método también es conocido por sus siglas en inglés: Finite Element Method

Es un método de cálculo para resolver las tareas de la ingeniería de suelos y fundaciones moderna debe ser tan eficiente que permita una consideración realista de los diferentes tipos de comportamiento esfuerzos-deformación de los distintos tipos de suelo.

Además, el método debe hacer posible considerar cualquier geometría estructural, diferentes etapas de construcción o estados de carga, diferentes materiales y, al mismo tiempo, considerar medidas de seguridad adecuadas. Por último, pero no menos importante, es una formulación flexible de las condiciones de borde y una simulación adecuada de los estados de esfuerzos inducidos son de particular importancia para el uso continuo de un método de cálculo.

En general, no se puede desarrollar una solución analítica que satisfaga todas las exigencias anteriores, muy comunes en los problemas de la ingeniería de suelo y fundaciones. Por este motivo, se han desarrollado métodos de cálculo y análisis numérico, que permiten alcanzar una solución adecuada con una aproximación razonable. Entre otros, el método de los elementos finitos ha demostrado poseer una capacidad particularmente poderosa en ese contexto y, por lo tanto, también se utilizará para analizar y resolver el problema planteado en el presente trabajo de título.

La idea fundamental del método de los elementos finitos se basa en dividir la sección del continuo seleccionada para el análisis en cuerpos geométricos individuales de tamaño finito, los llamados elementos finitos. Estos elementos están vinculados entre sí por un número finito de puntos, los nodos.

Lo fundamental del método de los elementos finitos es la determinación de los desplazamientos de los puntos nodales que son desconocidos. Sobre dicha base, los desplazamientos de los puntos interiores de un elemento pueden calcularse con una precisión muy buena utilizando funciones de interpolación a partir de los desplazamientos de los puntos nodales del elemento. Recurriendo a la ayuda de las leyes constitutivas proporcionadas por la mecánica del medio continuo, se pueden determinar considerando los desplazamientos de los puntos interiores de los elementos las distorsiones y los esfuerzos en los puntos elegidos.

A continuación, y a modo informativo, se explican las ecuaciones básicas más importantes del método de los elementos finitos.

La forma en que se presentan las ecuaciones no corresponde a la clásica de Zienkiewicz sino más bien a la descripción detallada de Wittke, en la cual los desplazamientos nodales desconocidos de una malla de elementos finitos se agrupan en un vector $\{\delta\}$, que resulta de la solución del siguiente sistema lineal de ecuaciones.

$$[K] \cdot \{\delta\} = \{F\} \qquad \text{Ec.40}$$

El vector $\{F\}$ se denomina vector de cargas del sistema y se ensambla combinando los vectores de carga de los elementos, que están compuestos por las fuerzas individuales que actúan sobre los nodos, así como las fuerzas de masa y las cargas de área que actúan sobre cada elemento. Las fuerzas de masa $\{p\}$ y las cargas de área $\{q\}$ se calculan de acuerdo con la siguiente ecuación que a través de una integración numérica sobre el volumen del elemento o sobre su superficie permite obtener las fuerzas nodales equivalentes:

$$\{F^e\} = \int_{V^e} [N]^T \cdot \{p\} \cdot dV + \int_{S^e} [N]^T \cdot \{q\} dS + \{F^*\} \quad \text{Ec.41}$$

Donde:

$[N]$ matriz de las funciones de forma dependientes sólo de la geometría del elemento

$\{p\} = \{p_x, p_y, p_z\}^T$ vector de las fuerzas de masa por unidad de volumen, por ejemplo: peso propio

$\{q\} = \{q_x, q_y, q_z\}^T$ vector de las fuerzas de superficie por unidad de superficie

$\{F^*\} = \{F_{x1}, F_{y1}, F_{z1}, \dots, F_{xm}, F_{ym}, F_{zm}\}^T$ vector de las fuerzas nodales de los elementos

m número de nodos de la malla

V^e volumen del elemento

S^e superficie del elemento

La matriz de rigidez total $[K]$ en la ecuación primera ecuación se obtiene ensamblando las matrices de rigidez de los elementos individuales $[K^e]$, cuyos componentes se calculan mediante integración numérica sobre el volumen V^e del elemento e de la siguiente manera:

$$[K^e] = \int_{V^e} [B^e]^T \cdot [D^e] \cdot [B^e] \cdot dV \quad \text{Ec.42}$$

Las matrices $[B^e]$ y $[B^e]^T$ en la anterior ecuación dependen de las coordenadas de los nodos del elemento \mathbf{y} así como de las funciones de interpolación seleccionadas y se denominan **matriz derivada** y **matriz derivada transpuesta**. La matriz $[D^e]$ describe el comportamiento elástico esfuerzo-deformación del elemento \mathbf{e} .

Los desplazamientos desconocidos de los nodos $\{\delta\}$ pueden, por tanto, ser determinados después de la incorporación de las condiciones de borde resolviendo el sistema lineal de ecuaciones de la primera ecuación.

En el marco de este trabajo serán necesarios varios análisis del comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos para lo cual se eligió el programa RS2 de la empresa Rocscience que está instalado en el centro de cómputo de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Valparaíso que está disponible para uso académico y de investigación de los alumnos.

La ventaja de este programa es que permite modelar los problemas planteados por las teorías de la capacidad de soporte tradicionales bajo las mismas condiciones de los investigadores que las plantearon, es decir, bajo un sistema de deformaciones plano y considerando una ley constitutiva elasto-plástica. Además, este programa permite considerar diferentes materiales (suelos y de las zapatas) y en forma secuencial estados de carga incluyendo procesos de excavación y relleno que son típicos de los problemas de análisis del comportamiento de sistemas de fundación.

El programa RS2 presenta una interfase de modelación donde se puede introducir el problema en forma gráfica y a escala eliminando, de esta manera, los posibles errores humanos que se presentan,

normalmente, en la introducción de las coordenadas de los puntos nodales. Por otro lado, al elegir una ley constitutiva adecuada sólo se deben introducir las propiedades físicas y mecánicas de los materiales, datos con los cuales el programa genera las matrices de rigidez y de interpolación necesarias para todo el trabajo. Los vectores de cargas y esfuerzos se generan también de manera automática lo que facilita el trabajo del ingeniero notablemente permitiendo incrementar o reducir las cargas de acuerdo con las necesidades del problema o a los estados de carga requeridos por el análisis programado. En forma paralela se puede incluir un nivel freático en régimen permanente o en régimen no permanente (generado por lluvias, por ejemplo) lo que facilita los análisis más complejos que se pueden considerar.

Cabe destacar que dentro de la mecánica de suelo se acepta que los suelos se comportan de acuerdo con la ley de resistencia de Mohr-Coulomb, cuyo comportamiento es elastoplástico.

El poder considerar diferentes estados de carga permite modelar de forma adecuada las etapas de construcción de una fundación, lo cual no es posible con las teorías clásicas de capacidad de soporte y se considera automáticamente la resistencia al corte de los suelos por encima de la cota de fundación lo cual da resultados más representativos en los análisis realizados y, posiblemente, lleven a diferencias en los valores de la capacidad de soporte de los suelos.

Finalmente se debe decir que otra bondad del sistema RS2 es que se pueden considerar diferentes espesores de estratos y al mismo tiempo su manto o buzamiento lo cual es imposible con los métodos tradicionales.

En el presente estudio se analizará el caso general de una zapata continua comparando los resultados con aquellos obtenidos con las teorías de Terzaghi y Meyerhof que corresponden a las más utilizadas en la práctica chilena para el caso estático y las de Richards y de Budhu & Al-Kani para el caso sísmico considerando un suelo granular con pocos o ningún fino, es decir, un suelo predominantemente friccionante.

CAPITULO 3.

Creación y consideraciones de los modelos físicos matemáticos.

3.1. Obtención de los parámetros del suelo a través SPT

Se considera la prueba de penetración estándar (SPT) dado que es la metodología más utilizada para obtener los parámetros de suelos granulares.

3.1.1. Metodología de análisis para los resultados del ensayo SPT

La prueba de penetración estándar (SPT) consiste en introducir un muestreador de paredes gruesas en el sector de suelo a evaluar.

Esta prueba consta con diversos parámetros los cuales son:

- Muestreador con un diámetro interior de 3.81 [cm] y exterior de 5.08[cm] (Ver Figura 3.1).
- Martillo impulsor: el muestreador se clava en la arena con un martillo de 63.5[kg], el cual cae de 0.76[m] de altura.
- Distancia de inducción: el muestreador se introduce a una profundidad total de 45[cm], con el número de golpes registrados para intervalos de 15[cm].
- Valor N: El valor de N medido (Números de golpe por pie (30.48[cm]) se define como la resistencia a la penetración del suelo que es igual a la suma del número de golpes necesarios para inducir el muestreador SPT en el intervalo de profundidad de 15 a 45[cm] dado que son las lecturas más representativas de la resistencia a la penetración in situ del suelo granular, ya que los primeros 15 [cm] se ve perturbado por el proceso de inicio de perforación del suelo.

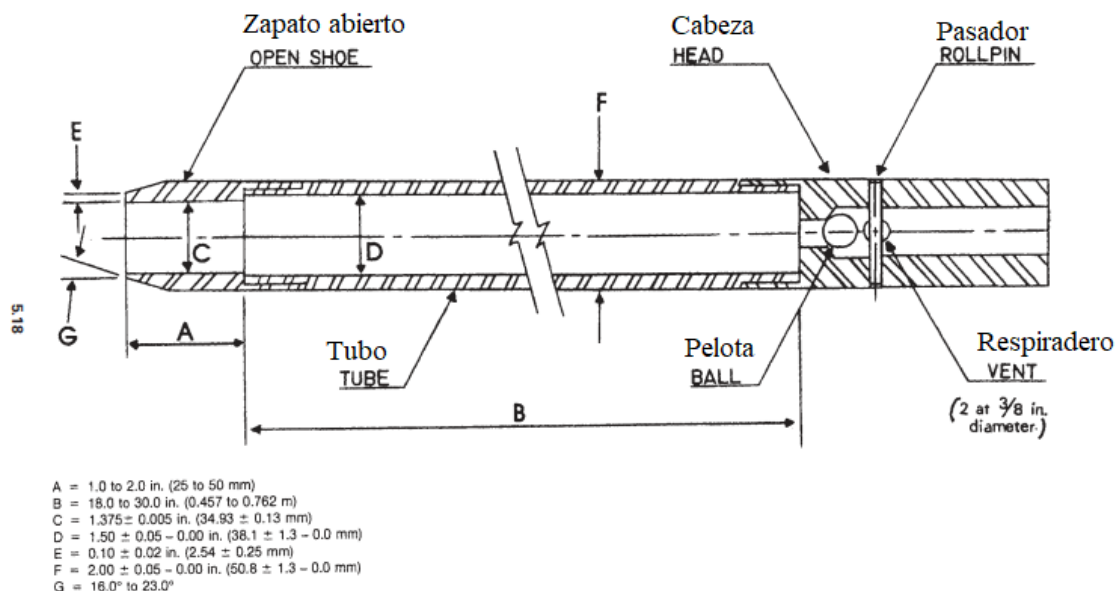


Figura 3.1 Muestreador SPT Fuente: [1]

3.1.2. Corrección de los resultados de campo de SPT

Hay diversos elementos que pueden influir en el valor de índice de penetración como por ejemplo por variación en la prueba o presión de sobrecarga. Por los que se aplica factores de correcciones a los resultados para completar los procedimientos de la prueba, como se muestra a continuación:

Tabla- 3.1. Factores de corrección aproximados según Skempton para el valor medido en terreno N .

Factor de Corrección	Consideración	Valor del factor de corrección
C_r	Longitud de las barras de perforación debajo del cabezal	
	>10m	1.00*
	6-10m	0.95*
	4-6m	0.85*
C_s	3-4m	0.70*
	Cuchara estándar (USA)	1.00*
	Cucharas sin sacar muestras internas	1.20
C_d	Diámetro de perforación [mm]	
	60-115	1.00
	150	1.05*
	200	1.15

*Nota: Factores de corrección considerados en el SPT utilizado para el modelo

Fuente:[14]

$$N_{60} = C_r \cdot C_s \cdot C_d \cdot N \quad \text{Ec.43}$$

Donde:

N_{60} :Índice de penetración .

En el caso de arenas limosas (SM) bajo el nivel freático Terzaghi y Peck plantean corregir el valor obtenido, si $N > 15$ por la siguiente relación:

$$N_{60} = 15 + \frac{1}{2}(N_T - 15) \quad \text{Ec.44}$$

La arena se puede clasificar según el índice de penetración (N_{60}) como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 3.2 clasificación de arenas según el índice de penetración (N_{60})

Arena	Índice de penetración, N_{60}
Muy suelta	0-4
Suelta	4-10
Medianamente Densa	10-30
Densa	30-50
Extremadamente Densa	>50

Fuente:[8]

3.1.3. Estimación de los parámetros mecánicos de las arenas

En suelos granulares como arenas, el valor N_{60} se ve afectado por la presión efectiva de confinamiento al nivel de ensayo de penetración, es por lo que el valor obtenido a partir de los resultados de la exploración de campo bajo diferentes presiones de confinamiento debe ser “corregido” (modificado) para que se equivale a un valor estándar, siendo así:

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad \text{Ec.45}$$

Donde:

N_{60} : Índice de penetración obtenido de los resultados de campo.

C_N : Factor de corrección para arenas, comúnmente utilizado la relación de Liao & Whitman (1986)

$$C_N = \left[\frac{1}{\left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)} \right]^{0.5} \quad \text{Ec.46}$$

Donde:

σ'_{v0} : Esfuerzo efectivo = σ'

p_a : Presión atmosférica [$\approx 100 \text{Kpa} = 100 \text{KN/m}^2$]

Esfuerzo efectivo:

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma - u & \text{Ec.47} \\ \sigma &= \text{Esfuerzo total} = h_1 \cdot \gamma_d + h_2 \cdot \gamma_{sat} \\ u &= \text{Presión del agua intericial} = h_2 \cdot \gamma_w \end{aligned}$$

Donde:

h_1 : profundidad sobre nivel freático según corresponda

h_2 : profundidad bajo nivel freático según corresponda

Considerándose:

Tipo de suelo	Peso unitario seco γ_d [KN/m^3]	Relación de vacíos e	Peso unitario saturado γ_{sat} [KN/m^3]
Arena suelta	14.5	0.8	18.94
Arena densa	18	0.45	21.10
Arena limosa	19	0.4	21.86

Fuente: Adaptado de [4]

$$\begin{aligned} \gamma_{sat} &= \gamma_d + \gamma_w \cdot \frac{e}{1 + e} & \text{Ec.48} \\ \gamma_w &= 10 \left[\frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \right] \end{aligned}$$

- **Correlación entre Densidad relativa y el índice de penetración estándar:**

Meyerhof (1957) para el cálculo de densidad relativa en arenas desarrolló la siguiente ecuación:

$$D_r = \left[\frac{N_{60}}{17 + 24 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)} \right]^{0.5} \quad \text{Ec.49}$$

Donde:

N_{60} = Índice de penetración obtenido de los resultados de campo.

σ'_{v0} = esfuerzo efectivo de confinamiento

p_a = presión atmosférica [$\approx 100Kpa = 100KN/m^2$]

Según densidad relativa y numero SPT modificado ($(N_1)_{60}$) se puede clasificar la arena como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 3.3. Densidad relativa en arenas en función del valor de SPT modificado

	Descripción	Muy Suelta	Suelta	Med. Densa	Densa	Muy Densa
	Dr (%)	0 a 15	15 a 30	30 a 60	60 a 80	80 a 100
Valores de “(N₁)₆₀”	Arena fina	1 – 2	3 – 6	7 – 15	16 – 30	> 30
	Arena media	2 – 3	4 – 7	8 – 20	21 – 40	> 40
	Arena gruesa	3 – 6	5 - 9	10 - 25	26 - 45	> 45

Fuente: [8]

- **Correlación entre el ángulo de fricción y el índice de penetración estándar:**

El ángulo de fricción máximo (ϕ') se puede estimar con la correlación de Peck, Hanson y Thornburn (1947) donde gráficamente se relaciona el índice de penetración estándar y el ángulo de fricción. Luego Wolff en 1989 la transforma en la siguiente ecuación matemática:

$$\phi' = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054(N_{60})^2 \quad \text{Ec.50}$$

En la bibliografía consultada, se encuentre la siguiente tabla (Tabla 3.4) la cual valida los valores obtenidos al utilizar **Ec.50**

Tabla 3.4. Angulo de fricción interno ϕ'

Tipo de suelo	ϕ' (grados)
<i>Arena: granos redondeados</i>	
Suelta	27 - 30
Media	30 - 35
Densa	35 - 38
<i>Arena: granos angulares</i>	
Suelta	30 - 35
Media	35 - 40
Densa	40 - 45
<i>Grava con algo de arena</i>	34 - 48
Arcillas consolidadas	20 - 30
Limos	26 - 35

Fuente:[9]

- **Correlación entre el módulo de deformación y el índice de penetración corregido (N_{55}).**

Arenas normalmente consolidadas:

$$E_s = 500(N_{55} + 15) \quad \text{Ec.51}$$

Donde: $N_{55} = N_{60} \cdot \frac{60}{55}$

Nota: La ecuación **Ec.51** se obtiene de la tabla que se encuentra en el Anexo 4.

Según Tabla 3.5 se verifican los valores obtenidos.

Tabla 3.5. Valores orientativos de N_{SPT} , módulo de elasticidad de suelos

Tipo de suelo	N° golpes ensayo SPT	Módulo de elasticidad, E (MN/m ²)
Suelos muy flojos o blandos	<10	<8
Suelos flojos o blandos	10-25	8-40
Suelos medios	25-50	40-100
Suelos compactos o duros	50- Rechazo	100-500
Rocas blandas	Rechazo	500-8000
Rocas duras	Rechazo	8000-15000
Rocas muy duras	Rechazo	>15000

Fuente : [10]

- **Correlación entre balasto y el índice de penetración estándar:**

En 1977 Burland planteo la siguiente ecuación para el coeficiente de balasto de una zapata cuadrada:

$$K_{cuadrada} = \frac{(N_{60})^{2.16}}{0.5 \cdot N_{60}^{1.01} \cdot \ln(B) + 0.7 \cdot N_{60}^{1.15}} \left[\frac{MN}{m^3} \right] \quad \text{Ec.52}$$

Coeficiente de balasto en suelos granulares para zapatas continuas:

$$k_{continua} = \frac{K_{cuadrada}}{1.5} \quad \text{Ec.53}$$

- **Correlación de la Velocidad de onda de corte, Modulo de corte y Modulo de deformación con el índice de penetración estándar.**

Velocidad de onda de corte (Japan Road Association 2002):

$$V_s = 80 \cdot (N_{60})^{0.33} \left[\frac{m}{s} \right] \quad \text{Ec.54}$$

Módulo de corte:

$$E_i = \rho \cdot V_s^2 \text{ [Mpa]} \quad \text{Ec.55}$$

$$\text{Donde: } \gamma_h = 18 \frac{kN}{m^3} \rightarrow \rho = 1.85 \left[\frac{kN \cdot s^2}{m^4} \right]$$

Módulo de deformación:

$$G_i = 1.85 \cdot ((80 \cdot N_{60})^{0.33})^2 = 11.8 \cdot (N_{60}^{0.66}) \text{ [Mpa]} \quad \text{Ec.56}$$

- **Correlación entre capacidad de soporte y el índice de penetración estándar**

Ecuación de Meyerhof para estimar la capacidad de soporte admisible (q_{adm}) de una zapata de ancho B considerando un asentamiento elástico máximo de 25[cm]

$$q_{adm} [kpa] = \frac{N_{60}}{0.05} \left(\frac{Se [mm]}{25} \right) \text{ para } B \leq 1.22 [m] \quad \text{Ec.57}$$

$$q_{adm} [kpa] = \frac{N_{60}}{0.08} \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2 F_d \left(\frac{Se [mm]}{25} \right) \text{ para } B > 1.22 [m] \quad \text{Ec.58}$$

Donde:

N_{60} = Índice de penetración corregido.

B = Ancho de la fundación [m]

Se = Asentamiento [mm] (se considera el máximo asentamiento 25[mm])

F_d = Factor de empotramiento = $1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 1.33$

3.1.4. Interpretación de SPT.

Para el desarrollo de la presente investigación se considera un ensayo SPT facilitado por JLS Ingeniería LTDA, el cual se adjunta en Anexo 5. Con los valores entregados se realiza una planilla Excel (Anexo 6) donde se utilizan las correlaciones presentadas anteriormente, obteniendo valores ponderados (ver Tabla 3.6) los cuales son ingresados al modelo, pudiendo así trabajar con casos lo más cercano a la realidad.

Tabla 3.6. Valores ponderados de SPT y valores mecánicos considerados.

	Numero de Poisson	N60	Peso unitario [kN/m ³]	$(N_1)_{60}$	ϕ'	Es [KPa]	Kv (Mpa/m)	Vs [m/seg]	Ei [Mpa]
Arena muy suelta	0.275	0	14.5	0	27	7500	0	0	0
Arena medianamente densa	0.275	18	18	17	32	17424	30	207	80
Arena muy densa	0.275	53	19	36	41	36000	270	296	161

Fuente: Elaboración propia

Para el número de Poisson se utiliza 0.275 ya que es un valor que se utiliza en el campo y un ponderado por Leoni en [8].

Para el análisis en la presente investigación se utilizarán los valores anteriores obtenidos como referentes, siendo así: **Arena tipo 1: Arena medianamente densa. Arena tipo 2: Arena muy densa.**

3.2. Consideración pseudo estática

Para la representación de las aceleraciones causada por un sismo, en el caso de análisis a través de elementos finitos, se utiliza un coeficiente de aceleración de 0.3 g, correspondiente la aceleración efectiva del suelo en zona sísmica II, según la zonificación presente en la normativa vigente en Chile. Al considerar Richards se utiliza el mismo coeficiente de aceleración, obteniendo así los valores de los coeficientes adimensionales planteados por él. En el caso de análisis a través de Terzaghi y Bowles-Meyerhof los efectos de las fuerzas sísmicas se representan a través de un incremento del 33% en las tensiones admisible del suelo obtenidas en el caso estático, este valor en la práctica se deduce, dado que normalmente se asume un factor de seguridad de 3 para cargas normales permanentes y de 2 para cargas eventuales cuando se consideran los incrementos de esfuerzos generados por las sollicitaciones a nivel de fundación, la división de 2 entre 3 da 0.67 y la diferencia con la unidad es 0.33, de ahí sale el incremento en los esfuerzos en un 33%, también se utiliza en códigos internacionales [18] el cual se considera adecuado para el caso de suelos granulares densos, arcillas rígidas a muy rígidas y rocas duras[1].

3.3. Consideración y comentarios para el cálculo de capacidad de soporte

3.3.1. Terzaghi

Terzaghi en 1942 presenta la primera fórmula, para calcular capacidad de carga última de una cimentación corrida. La expresión contiene factores adimensionales los cuales son planteados por Terzaghi y posteriormente reciben diversas variaciones por otros autores, estos valores se pueden encontrar en diversas bibliografías (ver Anexo 2), los cuales son directamente dependiente del ángulo de fricción del suelo. Siendo así los valores de carga ultimas obtenido a través de esta modelación un referente de comparación para la presente investigación.

3.3.2. Richards

Richard en 1993 plantea uno de los últimos modelos teóricos encontrado en la bibliografía, para el cálculo de capacidad de soporte en cimentaciones superficiales corridas bajo condiciones sísmicas, el cual contine factores adimensionales tabulados y graficados como se señala en el marco teórico (sección 2.2.1). Estos valores son sensibles al coeficiente de aceleración horizontal del sismo que se considere (para efectos prácticos en la presente investigación se utiliza coeficiente de 0.3 ya que es el utilizado en Chile), cabe destacar que estos factores hacen que el valor resultante sea menor que en el caso estático, efecto que no ocurre en los otros métodos. Este método también depende ángulo de fricción del suelo.

Dado que es el último modelo teórico encontrado y su planteamiento difiere de lo observado a simple vista en terreno se utiliza este método para calculo y luego comparación de análisis.

Cabe destacar que M. Budhu y A. Al-Karni (1993), también presentan la capacidad de soporte para condiciones sísmicas, pero sus factores adimensionales sísmicos, dependen de los factores estáticos los cuales no fueron formulados, ni presentados directamente por ellos, pudiéndose encontrar diferentes valores en diferentes bibliografías, lo que conlleva a errores, por lo que se decide no utilizar en esta investigación.

3.3.3. Bowles- Meyerhof

Bowles en su libro titulado “Diseño y Análisis de Fundaciones”([11]), plantea un método empírico de Meyerhof, por el cual se calcula la carga ultima admisible por medio del valor del índice de penetración obtenido por SPT (Ver **Ec.57** y **Ec.58**), cabe destacar que este método no contiene factores adimensionales.

El planteamiento de este método se basa en el comportamiento del bulbo de presiones que se genera bajo la cimentación, dado los esfuerzos que se transmiten al suelo. Donde se considera que, al aumentar el ancho de la cimentación, el bulbo aumenta, generando así un aumento de asentamiento y una disminución de presión en el centro de la cimentación. Fijando, así como máximo desplazamiento vertical 25[mm], para asegurar un buen funcionamiento del diseño.

Al ser un método empírico, en el cual solo se necesita un valor obtenido directamente del ensayo SPT, ensayo comúnmente utilizado en Chile. Y que a través de este método se obtiene la carga admisible del suelo, genera interés de análisis para verificar el factor de seguridad que este considera. Por lo que se utiliza en esta investigación.

3.3.4. Elementos finitos (FEM)

A través de los elementos finitos y su bidimensionalidad se puede obtener desplazamiento, distorsiones y esfuerzos en el punto de análisis.

Dado que el suelo que se encuentra en el centro de la cimentación es un punto de análisis de gran importancia, donde se busca analizar el comportamiento de las cimentaciones corridas bajo condiciones estáticas y sísmicas lo más parecida a la realidad se utiliza este método.

Para la modelación a través de los elementos finitos (FEM) se hacen las siguientes elecciones:

3.3.4.1. Elección de las dimensiones de la sección de cálculo

La proporción de las dimensiones fueron extraídas de los apuntes (no publicados) de clases de profesor Rene Espinoza de la Universidad Católica de Bolivia. Donde se considera una profundidad menor al ancho de la fundación, los bordes de suelo con un ancho 10 veces el de la fundación y una profundidad de más de 9 veces la profundidad de la fundación para que se pueda obtener con claridad la forma de la superficie de falla.

Se consideran cuatro anchos (B) diferentes, siendo de 1.5, 3, 4.5 y 6 [m].

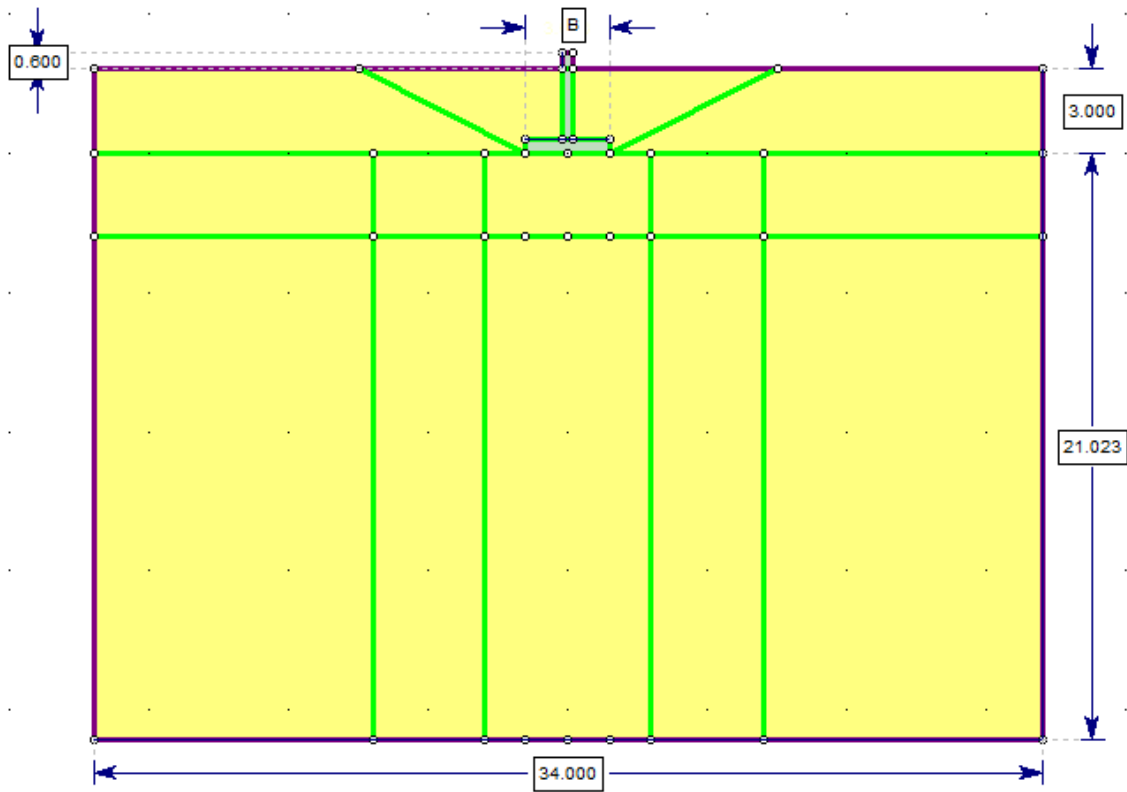


Figura 3.2 Dimensiones en metro del modelo a analizar.
Fuente: elaboración propia.

3.3.4.2. Elección de las condiciones de borde y elementos finitos.

La malla ha sido diseñada para tener más información en las zonas debajo de la zapata y a los lados de esta en lo referente a esfuerzos y deformaciones dentro de la masa de suelo.

Las dimensiones de la sección de cálculo permiten eliminar la interacción de los bordes de la sección con la respuesta del suelo debajo de la zapata.

Las condiciones de borde de la sección de cálculo se eligieron de acuerdo con los siguientes aspectos:

1. La base de la sección de cálculo está restringida de movimientos tanto verticales como horizontales, ya que está ubicada a una profundidad tal que no existe una interacción con la zapata despreciable.
2. Las caras laterales de la sección tienen restricción de movimiento solo en sentido horizontal debido a que el suelo sufrió desplazamientos verticales antes de apoyar la zapata por su peso propio (deformaciones primarias ocurridas durante la historia geológica del material).

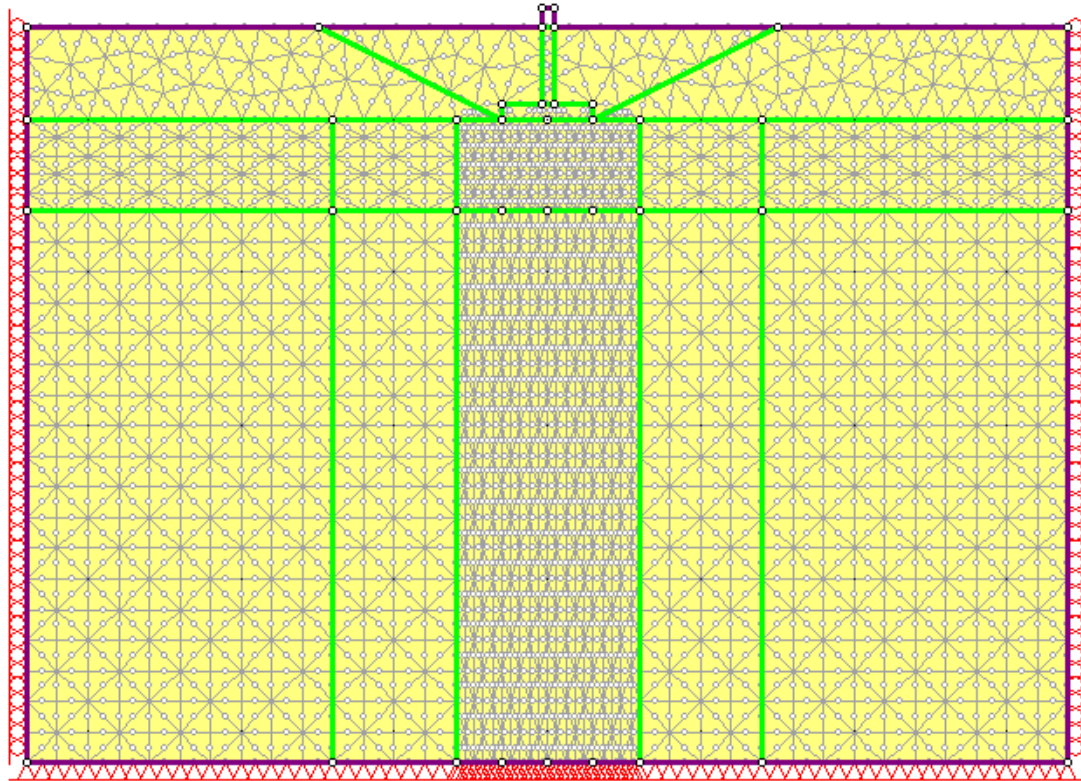


Figura 3.3. Condiciones de borde y malla de elementos finitos del modelo a analizar.
Fuente: Elaboración propia

En los modelos se consideraron diferentes etapas las cuales consisten en:

Etapa 1: *Esfuerzos primarios*, se presenta el tipo de arena a analizar con sus respectivas propiedades (Ver Tabla 3.6) y los bordes anteriormente señalados.

Etapa 2: *Excavación*, se excava el suelo en el sector correspondiente a la fundación y sobre esta.

Etapa 3: *Construcción de zapata*, en las dimensiones correspondientes a la fundación se agrega el material de concreto con las propiedades correspondientes (Peso unitario: $24 [KN/m^3]$, Radio de Poisson: 0.18 y Modulo de Young: $2.1 \cdot 10^7 [kpa]$).

Etapa 4: *Relleno*, se agrega suelo sobre la fundación.

Etapa 5: *Carga*, se agrega una primera carga distribuida en su fundación, simulando así la carga inicial transmitida por la fundación al suelo.

Etapa 6: *Carga 2*, se aumenta la carga distribuida sobre la cimentación, 2 veces la anterior.

Etapa 7: *Carga 3*, se aumenta la carga distribuida sobre la cimentación, 3 veces a la carga de la etapa 5.

Etapa 8: *Carga 4*, se aumenta la carga distribuida sobre la cimentación, 4 veces la carga de la etapa 5.

Etapa 9: *Carga 5*, se aumenta la carga distribuida sobre la cimentación, 5 veces la carga de a etapa 5.

Etapa 10: *Sismo*, se agrega un coeficiente sísmico horizontal al modelo de valor igual a 0.3 el cual se utiliza para representar una zona sísmica en Chile. Y una carga lineal horizontal en la esquina superior izquierda del pie de la cimentación la cual representa la fuerza de inercia que genera el sismo correspondiente 30% de la carga distribuida sobre la cimentación.

En los modelos se considera una carga distribuida sobre la cimentación que corresponde a el valor obtenido de capacidad ultima de Terzaghi. Esto permite analizar el comportamiento del suelo bidimensionalmente a diferencia de Terzaghi dado que es un método unidimensional.

Considerandos así una malla (Mesh) de elementos finitos simétrica y más pequeña bajo la cimentación para obtener valores lo más cercanos a la realidad posible.

3.3.4.3. Elección de las propiedades del suelo.

En el modelo se ingresa los valores del ángulo de fricción, peso unitario, radio de Poisson, Modulo de Young y el ángulo de fricción residual. Valores obtenidos a través de la interpretación del ensayo SPT correspondiente a arena **Arena tipo 1: Arena medianamente densa. Arena tipo 2: Arena muy densa.** (Ver Tabla 3.6)

3.4. Modelos físicos matemáticos

Los valores obtenidos a través de los modelos teóricos y empíricos se compararán con los valores obtenidos a través de la modelación numérica, considerándose que:

Se realizan modelos físicos matemáticos con los parámetros de suelo obtenidos a través de las correlaciones existentes, utilizando los valores extraídos del ensayo de SPT adquirido, los cuales consisten en dos tipos de arena: Arena medianamente densa (Tipo1) y Arena muy densa (Tipo2), (Ver Tabla 3.6). Se consideran cimentaciones de diferentes anchos (1.5, 3 ,4.5 y 6 [m]) a una profundidad de 3[m] y se realiza el análisis en el centro inferior de estas (punto central del contacto suelo-cimentación).

Con la formulación de Terzaghi se calcula la carga ultima estática para cada modelo. Se considera un incremento del 33% para el cálculo de carga última sísmica y para obtener la carga admisible de cada diseño se aplica un factor de seguridad igual a 3 a la carga última estática, luego a esta se le incrementa un 33% para obtener la carga admisible sísmica.

Utilizando el método de Richards se calcula la carga última para el caso estático y sísmico según la formulación planteada por él, se calculan las cargas admisibles aplicando un factor de seguridad igual a 3.

Para la modelación con Bowles-Meyerhof se utiliza el índice de penetración correspondiente a cada tipo de arena y el ancho a considerar según caso, obteniendo así el valor de carga admisible estática, está se incrementa un 33% para obtener la carga admisible sísmica. La carga última se logra al fracciona la carga admisible calculada con un factor de seguridad de 3.

A través de la modelación en elementos finitos se obtiene las cargas admisibles estáticas y sísmica según corresponda y se le aplica un factor de seguridad de 3 para el cálculo de carga última, también se obtiene los valores de asentamiento, desplazamiento horizontal y esfuerzos de corte.

CAPITULO 4.

Presentación y comentarios de resultados

4.1. Capacidad de soporte

4.1.1. Caso estático

Según los métodos seleccionados (Terzaghi, Richards, Bowles-Meyerhof y Elementos Finitos) se calcula la capacidad de carga última para cimentaciones de ancho variables desde 1.5[m] a 6[m] y una profundidad constante (3[m]) obteniendo los siguientes gráficos:

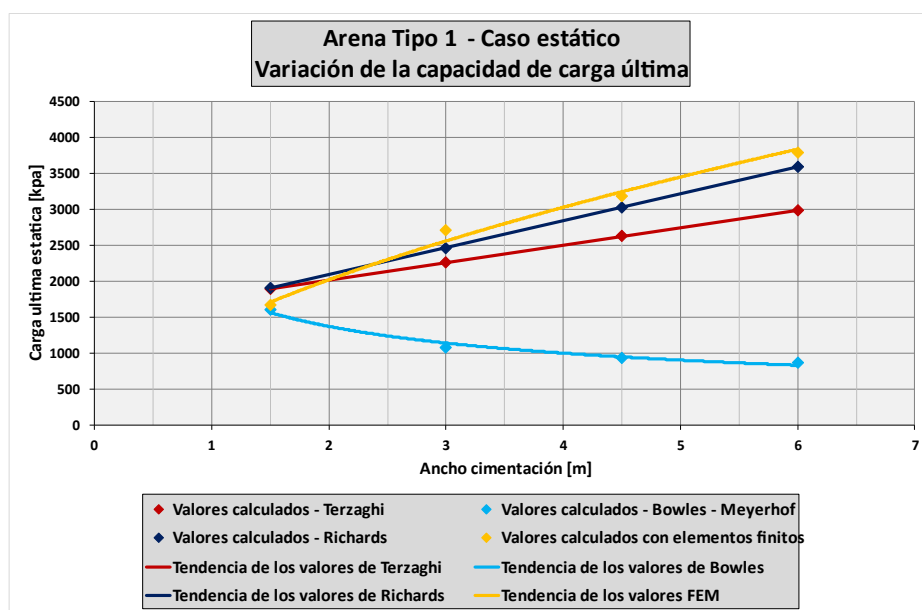


Gráfico 4.1-Arena tipo 1 caso estático. Variación de la capacidad de carga última.

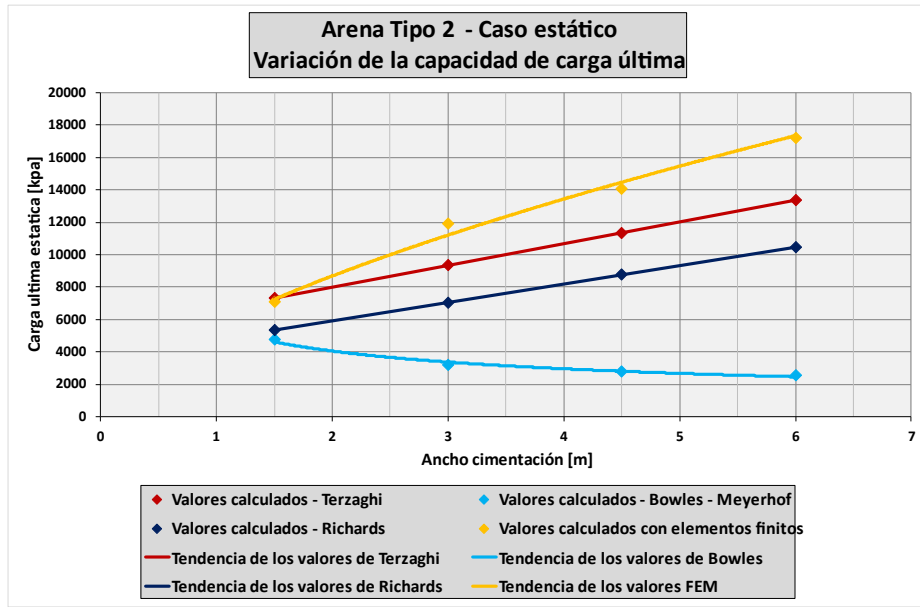


Gráfico 4.2- Arena tipo 2 caso estático. Variación de la capacidad de carga última.

En los valores obtenidos por medio de Terzaghi hay comportamiento lineal, donde, a medida que aumenta el ancho de la cimentación aumenta la capacidad de carga; cabe destacar que esto también se produce si se varía la profundidad de cimentación (variación de la presión de confinamiento).

En los valores obtenidos a través del método de Richards se observa un comportamiento similar al de los valores de Terzaghi, es decir, al aumenta el ancho de la cimentación aumenta la capacidad de carga última, pero varía según el tipo de arena. En el caso de arenas medianamente densas con anchos inferiores a 2 [m], el método de Richards obtiene valores muy similares a Terzaghi y para anchos superiores obtiene valores mayores. En cambio, en arenas muy densas disminuye el valor de las cargas últimas generándose una curva casi paralela y por debajo de la curva de Terzaghi.

Al usar el método de Bowles-Meyerhof se obtiene un comportamiento de la capacidad de soporte no lineal, donde se observa que la carga última disminuye a medida que aumenta el ancho de la cimentación, lo cual es lo esperado ya que este método considera un asentamiento máximo admisible de 25 [mm] y que el bulbo de presiones crece con el ancho, disminuyendo la presión de contacto.

El método de los elementos finitos (FEM) en el caso de una arena medianamente densa para anchos mayores a 3 [m], los valores de capacidad de soporte son mayores a todos los otros métodos y en el caso de la arena densa la capacidad de soporte es mayor para todos los anchos. Este comportamiento del método puede tener su origen en que el procedimiento de análisis ha considerado una distribución bidimensional tanto de esfuerzo como de deformaciones lo que no se considera en ninguno de los tres métodos antes mencionados.

En los métodos de Terzaghi, Richards y los elementos finitos se observa un comportamiento similar donde la capacidad de soporte se incrementa al crecer el ancho de las cimentaciones, confirmando la dependencia de esta propiedad del suelo de cimentación para todos los anchos. Las diferencias entre los valores de Richards y Terzaghi se deben a la geometría de la superficie de falla. Y la diferencia entre estos métodos y el método de los elementos finitos se debe a que tanto Terzaghi como Richards considera que el suelo dentro de la zona de falla se comporta como un cuerpo rígido lo que no considera el método numérico que trata al suelo de fundación como un material deformable. Otro aspecto que puede influir en el comportamiento de la capacidad de soporte en el caso de los

elementos finitos es que en el análisis se considera la resistencia al corte y la deformabilidad de las arenas por encima de la cota de fundación, lo que no hace los métodos de Terzaghi y Richards.

4.1.2. Caso pseudoestático

Según los métodos seleccionados se estima la capacidad de carga última bajo condiciones sísmicas para cimentaciones de ancho variables desde 1.5[m] a 6[m] y profundidad constante 3 [m], bajo las siguientes hipótesis:

1. Los sismos se pueden modelar al considerar un coeficiente pseudo estático en el caso de los elementos finitos.
2. En el caso de los métodos de Terzaghi y Bowles-Meyerhof se seguirá por el procedimiento tradicional asumiendo que la capacidad de soporte se puede incrementar en un 33% para soportar cargas eventuales (sismos no son permanentes).
3. En el método de Bowles-Meyerhof se asume que el asentamiento admisible máximo de 25[mm], y un incremento de la capacidad de soporte de 33% ya que se trabaja sobre arenas densas.

Con los valores obtenidos con las consideraciones anteriores se trazaron gráficos análogos a los del caso estático usando una única diferencia con el método de los elementos finitos en el cual se recurre a un método pseudo estático de análisis, es decir utilizando un coeficiente de aceleración de 0.3g.

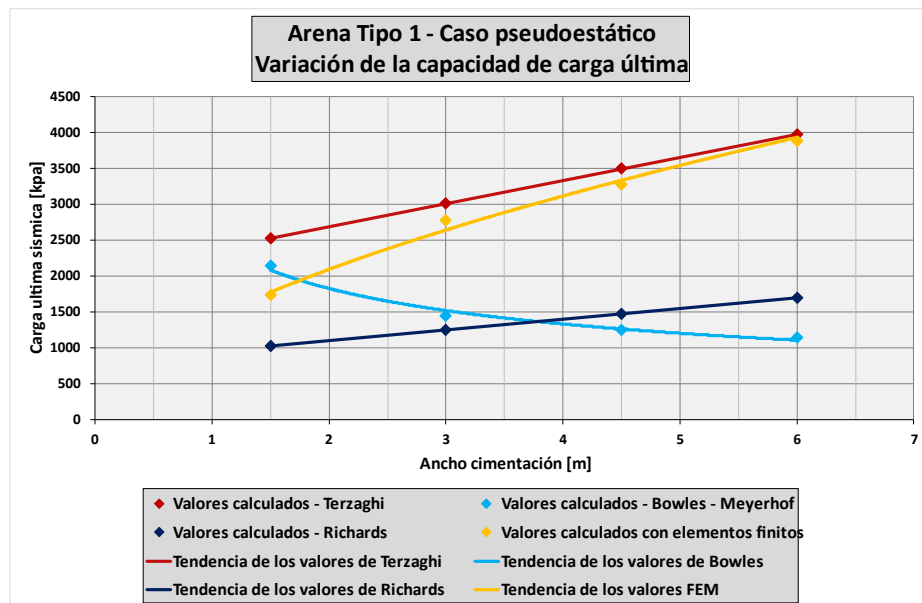


Gráfico 4.3- Arena tipo 1 caso pseudoestático. Variación de la capacidad de carga última.

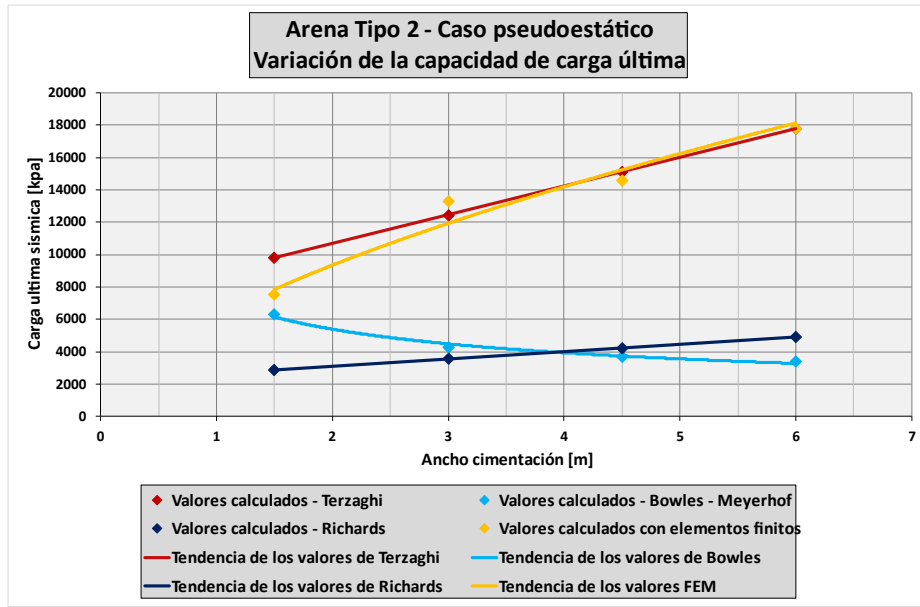


Gráfico 4.4- Arena tipo 2 caso pseudoestático. Variación de la capacidad última.

En los Gráfico 4.3 y Gráfico 4.4 se puede observar el siguiente comportamiento de la capacidad de soporte del suelo bajo condiciones pseudoestático de cimentación donde:

Terzaghi mantiene su comportamiento lineal, ya que los valores de estos dos casos (arena tipo 1 y tipo 2) se han obtenido incrementando los valores del caso estático en un 33% siguiendo un método conservador tradicional, es decir el método no varía.

El método de Richards entrega valores de carga ultima que se ven disminuidos por la consideración del sismo, ya que, contiene un coeficiente sísmico que genera a una disminución proporcional de la carga ultima estática, este valor depende del coeficiente de aceleración sísmica considerado. Esto plantea un diseño de cimentaciones con dimensiones mucho mayores que en el caso estático lo cual se traduce en mayores costos para el proyecto, quedando diseñado como si las cargas sísmicas fueran permanentes.

Comparando Terzaghi con Richard se observa que las curvas siguen una tendencia casi paralela pero que en el caso pseudoestático los valores de Richards son muy inferiores a los de Terzaghi a pesar de que las cargas sísmicas son eventuales.

Para los valores propuesto por Bowles-Meyerhof también se incrementaron los valores del caso estático en un 33%, lo que genera un desplazamiento de la curva manteniendo una tendencia igual a la del caso estático. Sin embargo, en la utilización de este caso se debería realizar una verificación de asentamientos si es que las cargas aplicadas al suelo son muy altas o el área de contacto de la cimentación es muy grande ya que los asentamientos son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas y del bulbo de presiones.

En el caso del análisis con el método de los elementos finitos (FEM) la curva de variación de capacidad de soporte ultima queda levemente por debajo de la curva de Terzaghi para la arena tipo 1 (medianamente densa) y casi coincide con la curva de Terzaghi en el caso de la arena tipo 2 (arena densa). Este comportamiento está directamente relacionado con las fallas por corte local común en suelos granulares sueltos a medianamente densos, donde el suelo de los lados de la cimentación tiende a levantarse y la presión vertical debajo de la cimentación es fuerte. Y por corte generalizado

común en los suelos granulares densos a muy densos la cual presenta una superficie de deslizamiento continuo dentro del terreno.

Tabla 4.1. Falla por corte según tipo de suelo

Corte generalizado	Suelo denso a muy denso
Corte local	Suelo suelto a medianamente denso
Corte por punzonamiento	Suelo suelto

Fuente: [4]

4.2. Factor de comparación con Terzaghi

Para esta comparación se utilizaron los valores determinados con la teoría de Terzaghi como valores de referencias, dado que es la primera formulación para calcular capacidad de carga última de una cimentación corrida y la más utilizada. Obteniendo así un patrón de comparación, considerando que tanto Richards como Bowles - Meyerhof partieron en el desarrollo de sus métodos de la teoría propuesta por Terzaghi hace casi un siglo. Entonces el factor de comparación que se grafica está directamente relacionado con los valores de Terzaghi para el caso estático (valores originales) y con estos valores incrementados en un 33% en el caso sísmico.

Para poder comparar la metodología planteada por Terzaghi, se considera un factor de comparación el cual consiste en:

$$\text{Factor de comparación} = \frac{Q_{\text{Terzaghi}}}{Q_i}$$

Siendo: Q_{Terzaghi} = valor de carga calculada a través del método de Terzaghi.

Q_i = Valor de carga calculada a través del método i correspondiente

i = Método de Richards, Bowles-Meyerhof o Elementos finitos.

Se presentan los resultados a través de los siguientes gráficos:

4.2.1. Caso estático

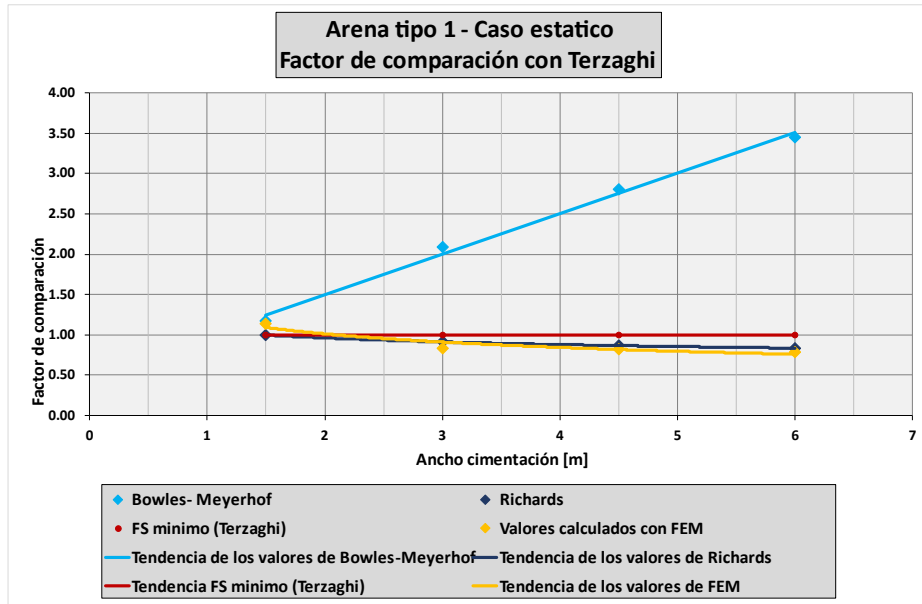


Gráfico 4.5- Arena tipo 1 caso estático. Factor de comparación con Terzaghi.

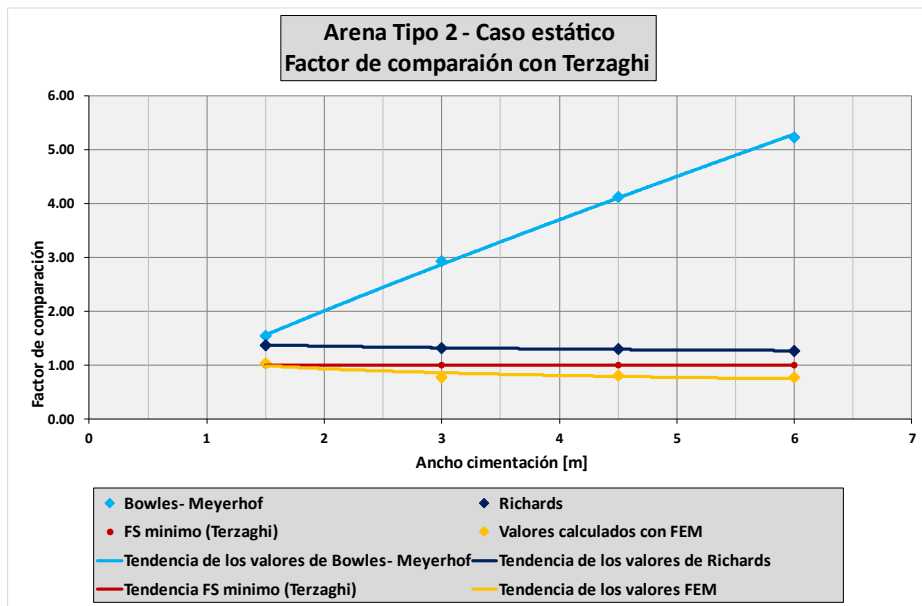


Gráfico 4.6- Arena tipo 2 caso estático. Factor de comparación con Terzaghi.

4.2.2. Caso pseudoestático.

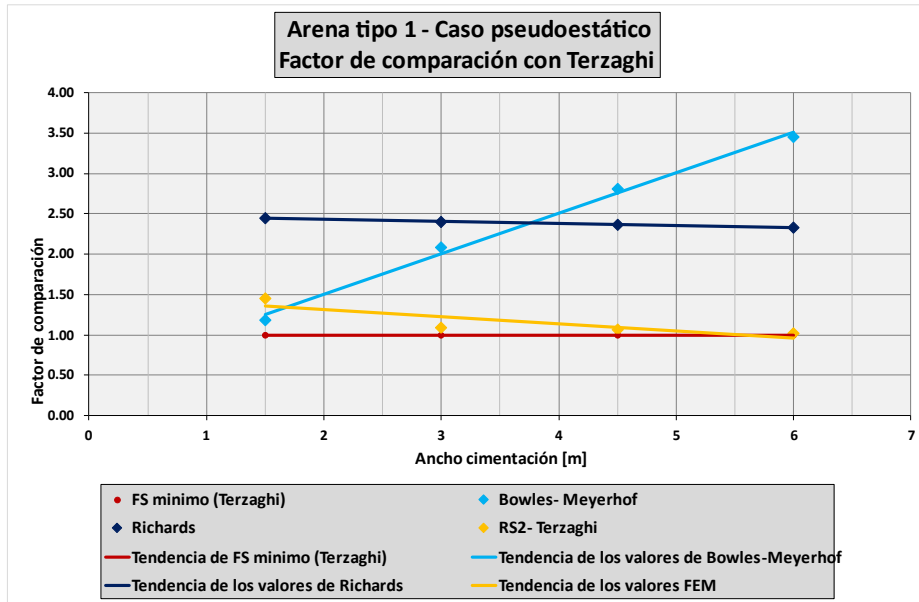


Gráfico 4.7- Arena tipo 1 caso pseudoestático. Coeficiente de comparación con Terzaghi.

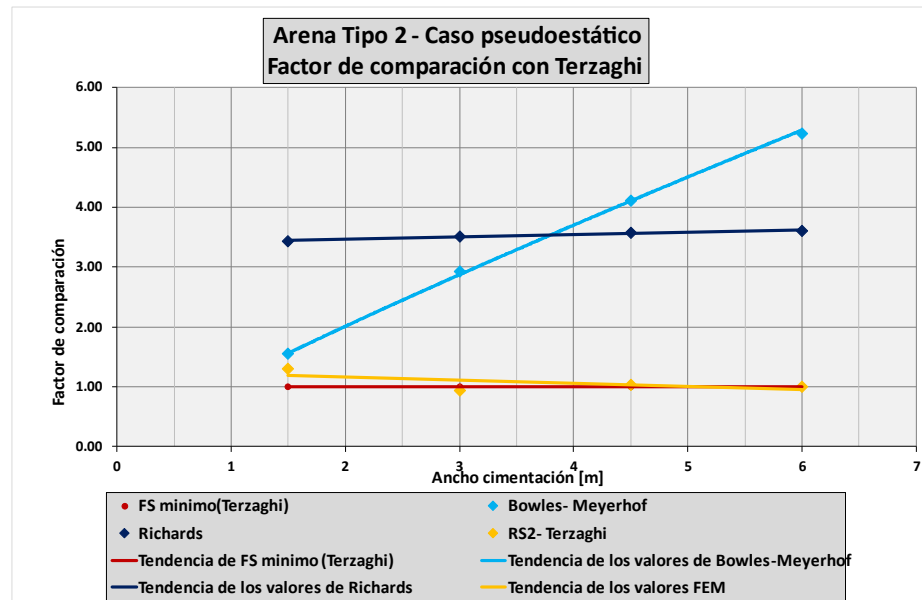


Gráfico 4.8- Arena tipo 2 caso pseudoestático. Coeficiente de comparación con Terzaghi.

Examinando las curvas correspondientes al caso de una carga estática se observa que para la arena tipo 1 (medianamente densa) y para la arena tipo 2 (muy densa), al considerar el método de Richards y el método de los Elementos Finitos se produce una concentración de valores cercano a la unidad siendo lo esperado, ya que tanto Terzaghi como estos dos métodos

consideran un criterio de falla solo desde el enfoque de la resistencia al corte. El método de Elementos Finitos se diferencia al considerar una interacción entre esfuerzos y deformaciones, no así en los métodos de Terzaghi y Richards.

El método de Bowles-Meyerhof muestra en el caso estático factor de comparación que van incrementándose notablemente con el ancho de las cimentaciones, comportamiento que se explica por el hecho de que este método limita la presión de contacto en función de la geometría de la cimentación para mantener un asentamiento constante de aproximadamente 25[mm]. La experiencia muestra que este método ha dado resultados relativamente buenos en casos estáticos y para caso sísmico existe muy poca información (por no decir no existe) en la literatura especializada.

En los dos casos pseudoestático analizados tanto para la arena tipo 1 como para la arena tipo 2 se observa una dispersión mayor entre los métodos. Manteniéndose un comportamiento comparable entre Terzaghi y el método de los elementos finitos y no así con el método de Richards, en el cual las diferencias se originan en la forma como el método determina los coeficientes de capacidad de soporte y en la forma de la superficie de falla adoptada.

4.3. Asentamiento

Para el análisis del comportamiento de las cimentaciones en función de la deformabilidad de las dos arenas consideradas se utilizan solamente los valores obtenidos en los análisis realizados mediante el método de los Elementos Finitos ya que Terzaghi y Richards no proporcionan una metodología que permita hacer la comparación entre los dos métodos o con otros métodos similares. El método de Bowles - Meyerhof si bien considera la deformabilidad, lo hace fijando un asentamiento máximo.

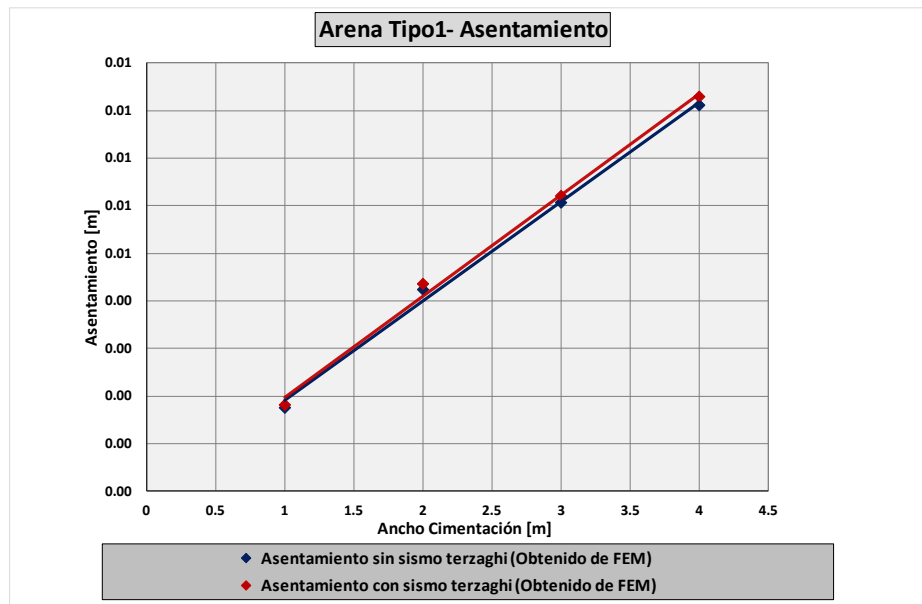


Gráfico 4.10- Arena tipo 1. Asentamiento

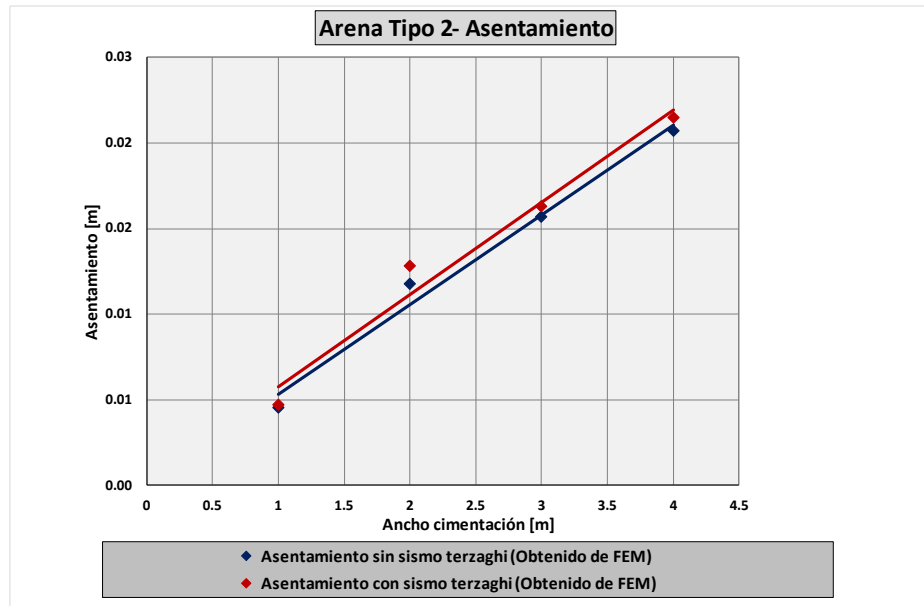


Gráfico 4.9- Arena tipo 2. Asentamiento

El Gráfico 4.9. permite comparar los asentamientos desarrollados para los dos tipos de arenas y las mismas dimensiones de la cimentación, manteniendo la profundidad de fundación constante como en todos los casos anteriores. Las curvas que se observan en rojo (sísmico) y azul (estático) para la arena tipo 1 (arena medianamente densa) muestran una diferencia casi despreciable (inferior a 0.1%) y los valores de los asentamientos oscilan entre 0.12% y 0.15% valores que son menores al 2% lo que indica que estos asentamientos están dentro del campo elástico, en otras palabras, estas cimentaciones estarían trabajando dentro de lo que en la mecánica de suelo se denomina deformaciones pequeñas.

Al considerar arena tipo 2 (arena muy densa) los asentamientos del caso sísmico se alejan un poco (crecen) de los asentamientos del caso estático, de todos modos, toman límites aceptables ya que toman valores menores al 0.5%. Como se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 4.2- Porcentaje de asentamientos.

Porcentajes de asentamiento respecto al ancho de la cimentación		Anchos [m]			
		1.5	3	4.5	6
Arena tipo 1	Con sismo	0.12%	0.15%	0.14%	0.14%
	sin sismo	0.12%	0.14%	0.13%	0.14%
Arena tipo 2	Con sismo	0.31%	0.43%	0.36%	0.36%
	sin sismo	0.30%	0.39%	0.35%	0.35%

Fuente: Elaboración propia.

4.4. Desplazamiento horizontal

Para poder estimar la magnitud de un probable deslizamiento de la zapata sobre el plano ficticio del sello de fundación se recurrió nuevamente al análisis con los elementos finitos que permite estimar estas deformaciones considerando la deformabilidad de los suelos por encima de la cuota de fundación y la fricción que se desarrolla entre la zapata con el suelo de apoyo.

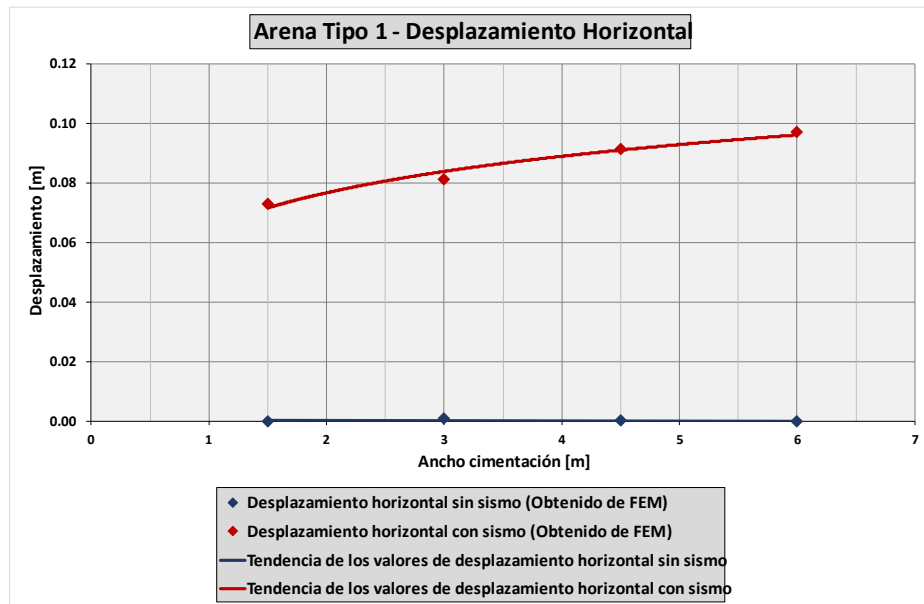


Gráfico 4.11- Arena tipo 1. Desplazamiento horizontal.

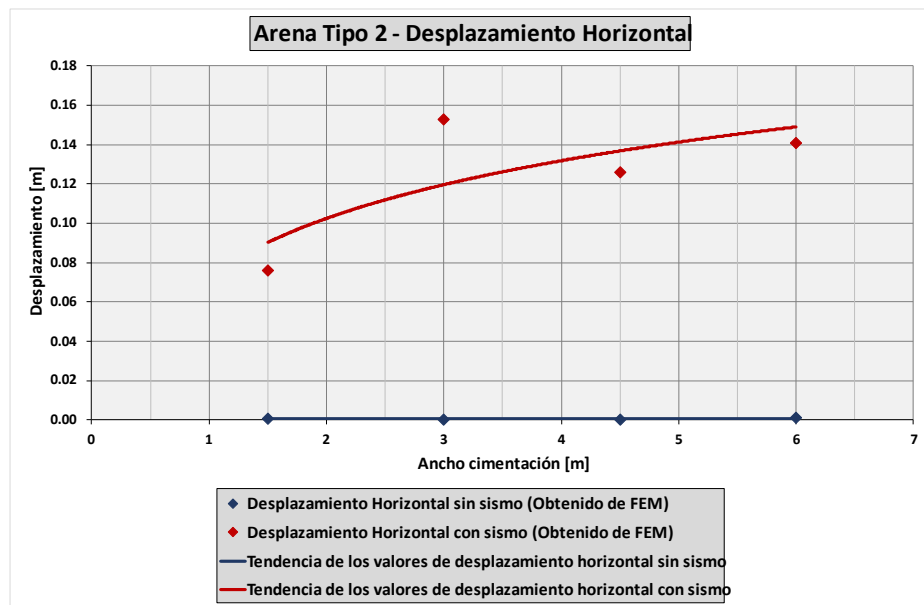


Gráfico 4.12- Arena tipo 2. Desplazamiento horizontal.

Las curvas rojo (con sismo) y azul (sin sismo) del Gráfico 4.11 y Grafico 4.12 muestra un comportamiento similar tanto para la arena tipo 1, como para la arena tipo 2, debido a que en ambos casos la arena por encima de la cota de cimentación es la misma, es decir se trata del mismo suelo suelto con una resistencia al corte baja y una deformabilidad alta.

El desplazamiento que se observa para la situación sísmica puede deberse a la fuerza horizontal aplicada en la cabeza de la fundación para simular la transmisión de esfuerzos de corte desde la superestructura a la cimentación.

La fuerza inercial inducida por el sismo se genera automáticamente en el procedimiento de cálculo.

Las magnitudes de los desplazamientos estáticos y sísmicos horizontales varían entre 0 y 0.04% es decir el suelo no alcanza ni siquiera un estado de empuje activo y menos aún un estado de empuje pasivo. En otras palabras, las fuerzas horizontales no logran desarrollar esfuerzos que pudieran ser comparados con el empuje pasivo del material.

4.5. Esfuerzos de corte y desviadores

4.5.1. Esfuerzo de corte en el contacto suelo estructura

Para poder apreciar la magnitud de los esfuerzos de cortes desarrollaos debajo de la fundación (en el suelo de fundación) se recurre a los valores obtenidos a través de la utilización del método de Elementos Finitos, generando los siguientes gráficos:

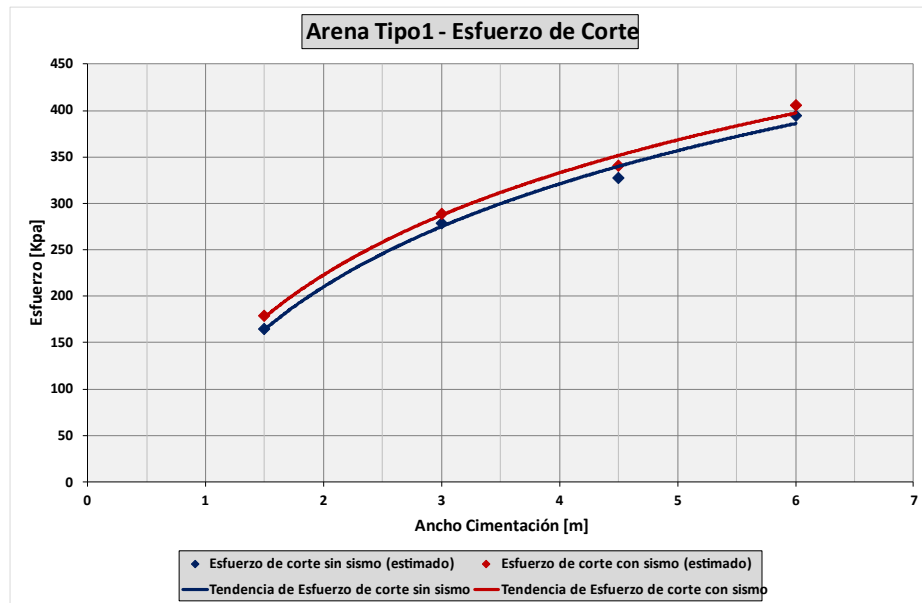


Gráfico 4.13- Arena tipo 1. Esfuerzo de corte.

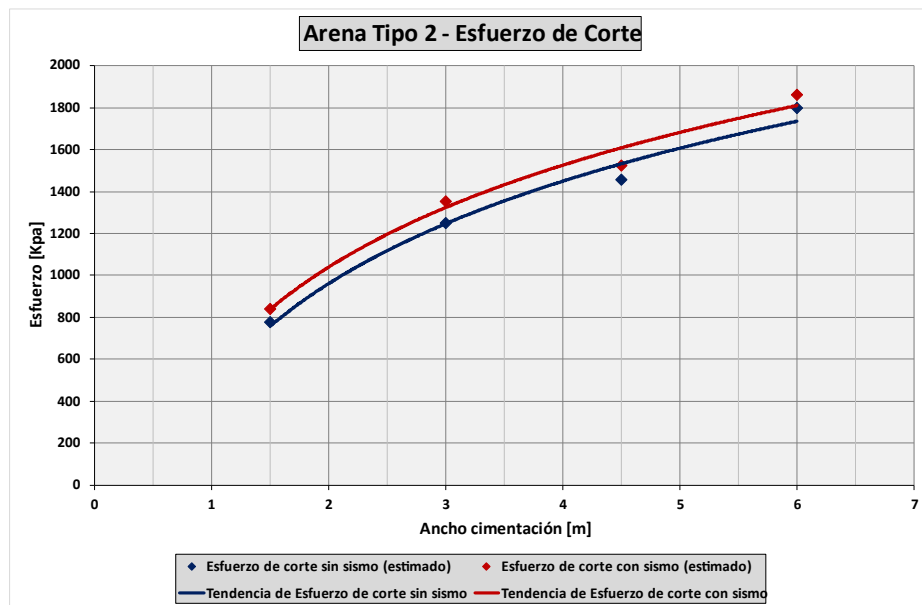


Gráfico 4.14- Arena tipo 2. Esfuerzo de corte.

Los esfuerzos de corte desarrollado en el contacto suelo estructura para el caso sísmico y para el caso estático presentan factores de seguridad respecto a una falla por corte superiores a 4, es decir el suelo es capaz de absorber completamente los esfuerzos de corte generados tanto por las cargas estáticas como por las cargas sísmica, por lo que, la cimentación se mantiene en su sitio en cualquiera de las dos condiciones (no existe falla por deslizamiento).

Cabe destacar que en ninguno de los casos y para ninguna de las arenas existe un riesgo de falla por corte.

Comparando las curvas de los dos gráficos anteriores (Gráfico 4.14 y Gráfico 4.13) se puede decir que las magnitudes para el esfuerzo de corte que pudiera generar un deslizamiento presentan una diferencia muy pequeña entre los casos estáticos y sísmicos, en otras palabras, el efecto sísmico simulado con un coeficiente de aceleración que no tiene una influencia marcada sobre estos esfuerzos.

4.5.2. Diagrama de distribución de esfuerzos desviadores.

Para el análisis de distribución de esfuerzos bajo de las cimentaciones superficiales seleccionadas, se consideran las figuras de esfuerzos diferenciales generados por la modelación en Elementos Finitos, siendo este el modelo cercano a la realidad.

En las siguientes figuras, se puede observar la distribución de esfuerzos, para unas cimentaciones de ancho 1.5[m] y 6[m], ambas sobre arena tipo 1, tanto en condiciones estáticas como sísmicas.

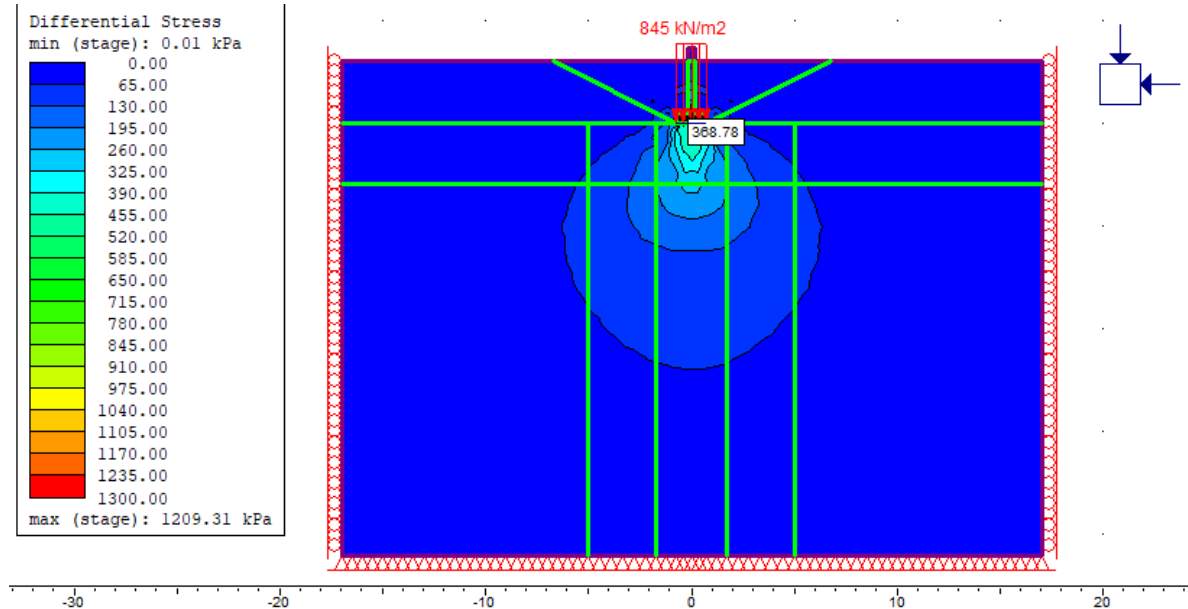


Figura 4.1-En arena Tipo1, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =1.5[m] sin sismo.

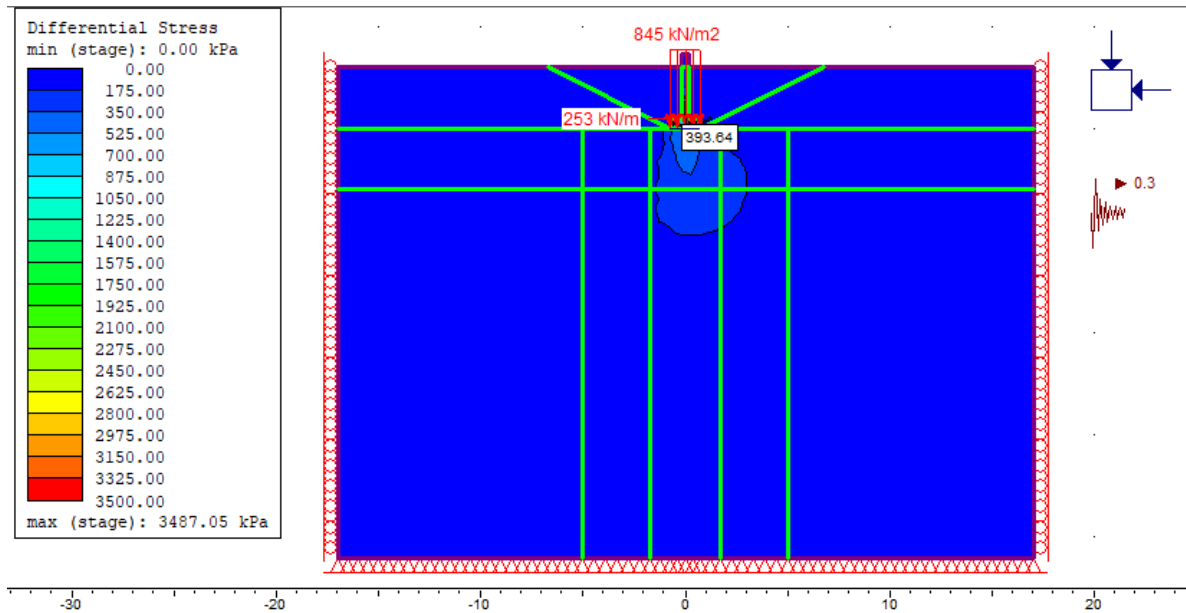


Figura 4.2- En arena Tipo1, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =1.5[m] con sismo.

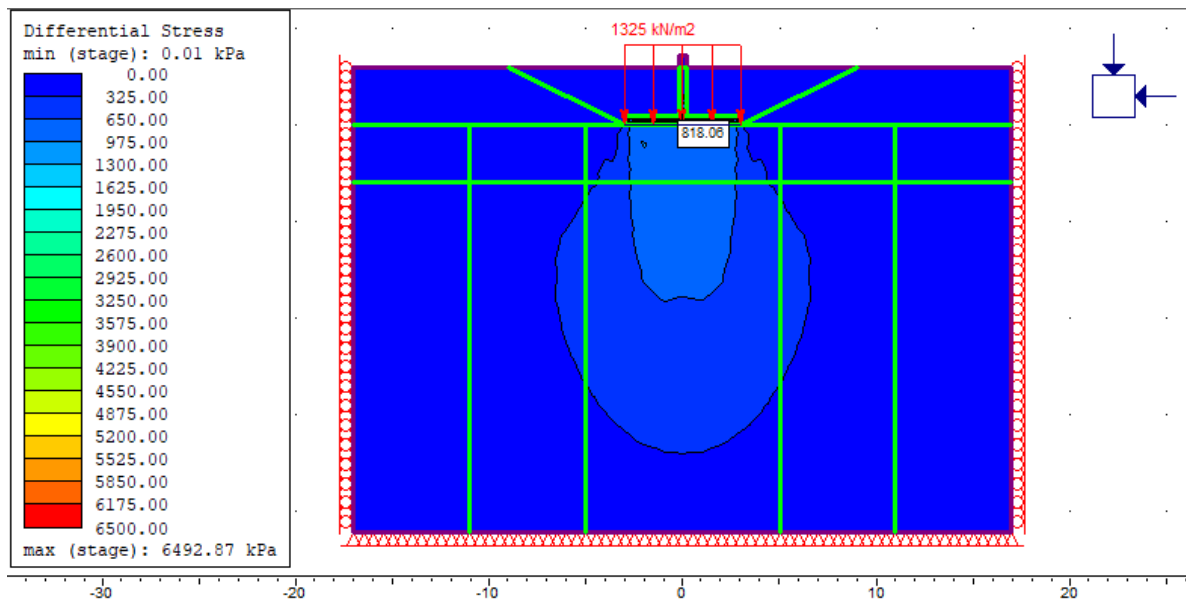


Figura 4.3- En arena Tipo1, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =6[m] sin sismo.

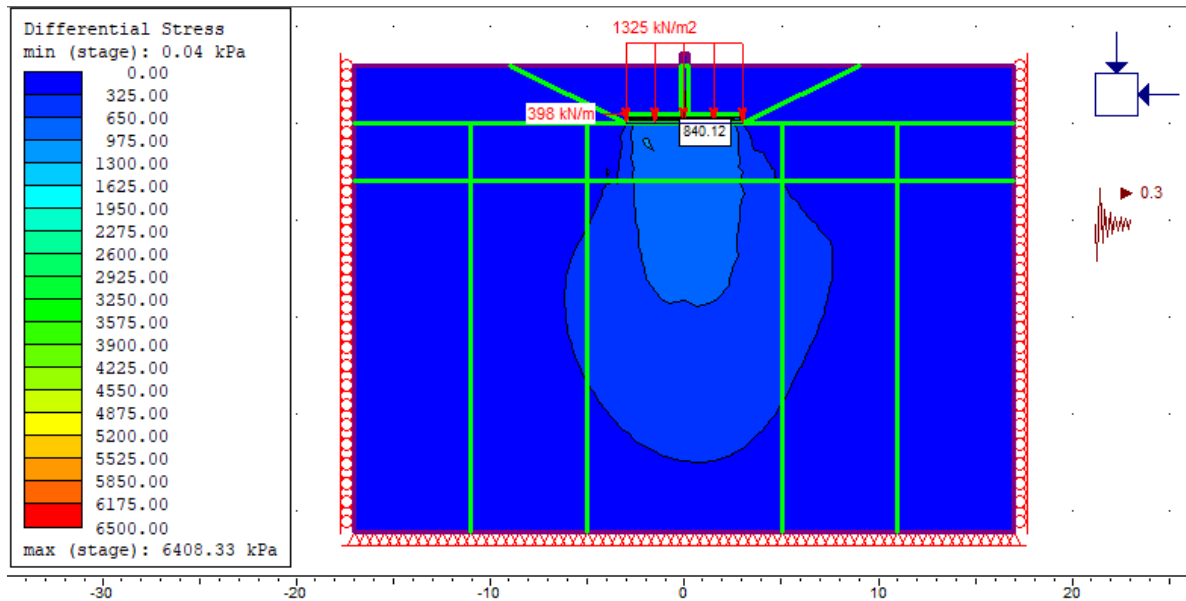


Figura 4.4 En arena Tipo1, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =6[m] con sismo.

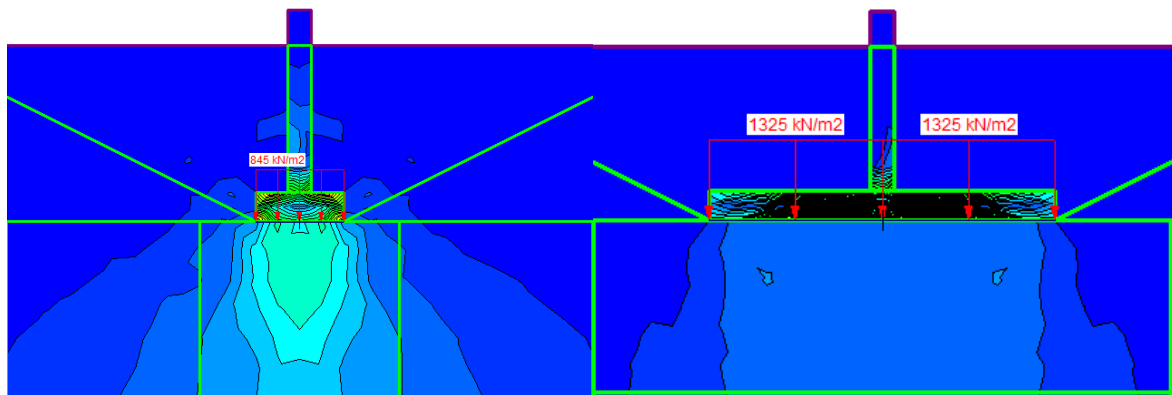


Figura 4.5- En arena Tipo1, acercamiento de la distribución de esfuerzos bajo las cimentaciones, (en el lado izquierdo para cimentaciones de ancho de 1[m] y en el lado derecho para cimentaciones de 6[m] de ancho).

De la Figura 4.1, Figura 4.3 (casos estáticos) se observa que el bulbo de presiones generado tiene una similitud muy marcada con el bulbo que proporciona la teoría de Boussinesq.

Figura 4.2 y Figura 4.4 (caso sísmico) la distribución de esfuerzos en la masa de suelo presenta un bulbo de presiones deformado en dirección a la fuerza inercial del sismo y no se puede apreciar un comportamiento simétrico como se observa en los casos estáticos. Este último comportamiento discrepa de la superficie de falla propuesta por Richards que presenta una simetría total.

En la Figura 4.5 se puede ver más detallado el comportamiento de la distribución de los esfuerzos bajo la cimentación, se puede apreciar que en el caso de la zapata más ancha la distribución de esfuerzos es más uniforme que en el caso que en la zapata más angosta. En la figura de la izquierda se puede observar que los esfuerzos desviadores en el caso de la zapata más pequeña

comprometen incluso al suelo por encima de la cota de fundación, lo que muestra que la hipótesis de Terzaghi (también adoptada por Richards) de que el suelo por encima de la cota de fundación no sufría esfuerzos de corte está muy lejos de ser cierto para zapatas angostas donde la rigidez de la cimentación juega también un papel muy importante pues induce concentraciones de esfuerzos en los bordes de la zapata .Este comportamiento no se observa en la zapata más ancha lo que indica que la deformabilidad de la zapata más ancha genera otro tipo de distribución de esfuerzo debajo de la cimentación.

Al considerar la arena tipo 2 (muy densa) se obtiene las siguientes figuras:

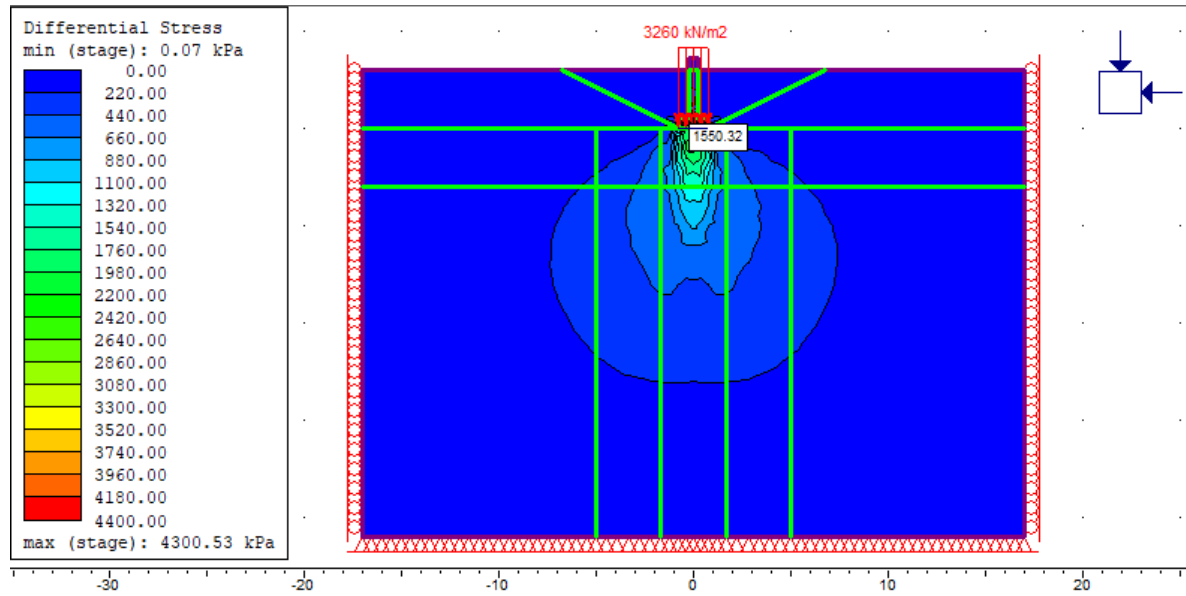


Figura 4.6- En arena tipo2, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =1.5 [m] sin sismo.

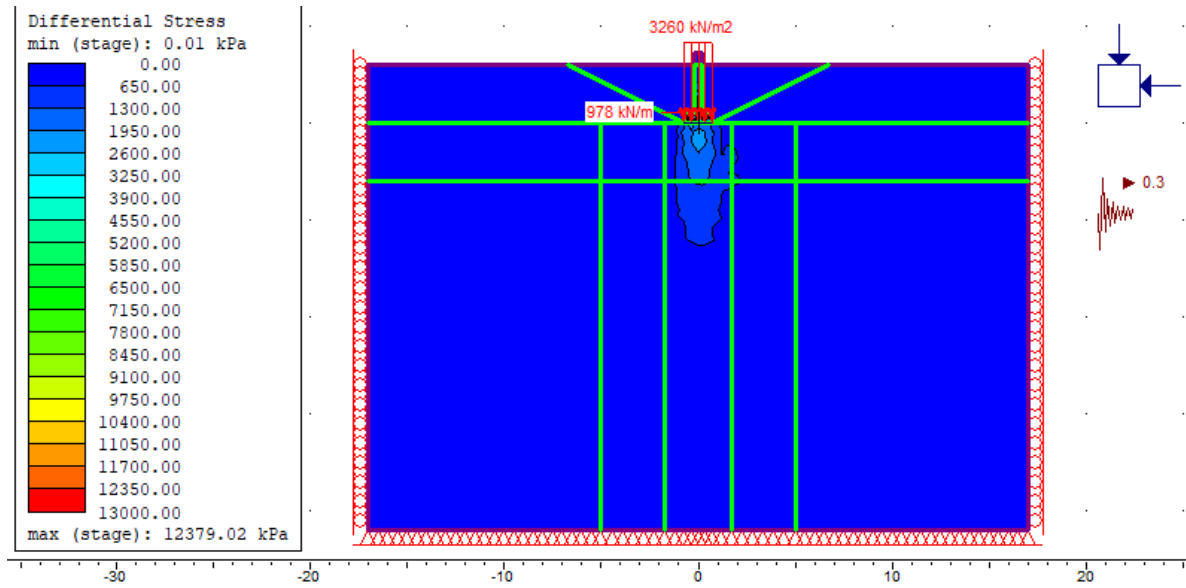


Figura 4.7 - En arena tipo2, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =1.5[m] con sismo.

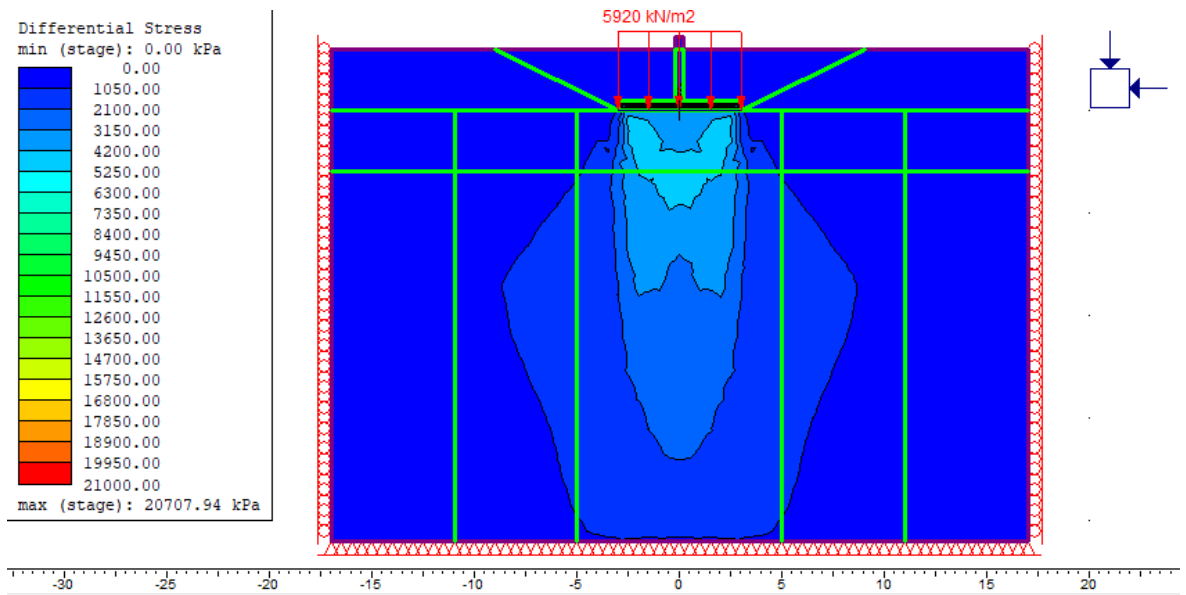


Figura 4.8- En arena tipo2, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =6 [m] sin sismo.

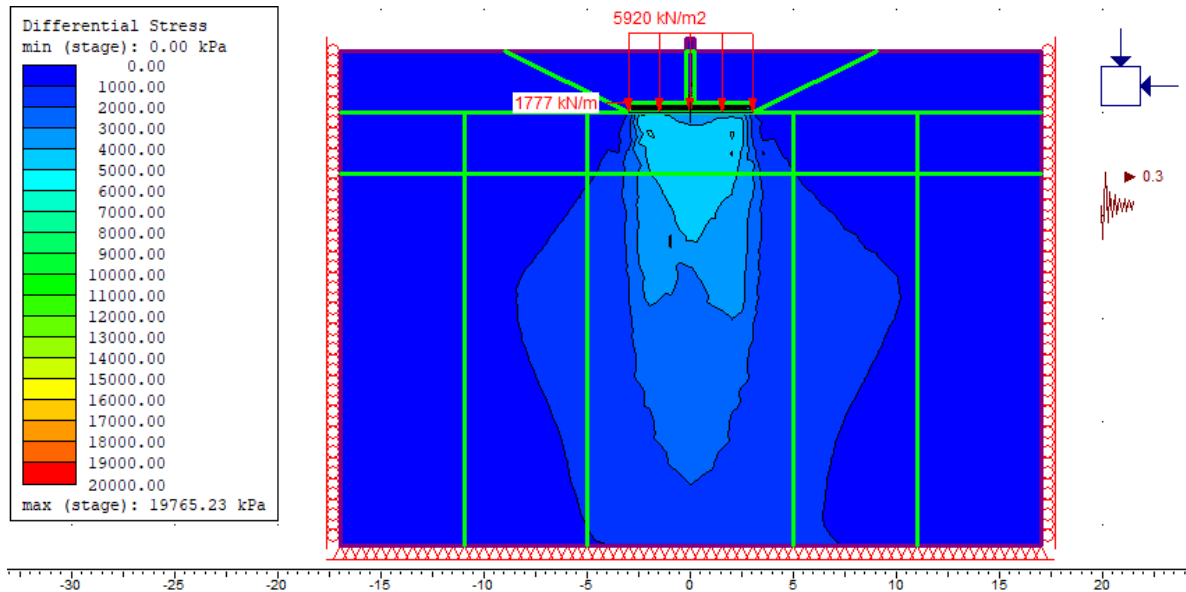


Figura 4.9 - En arena tipo2, distribución de esfuerzos en cimentación de ancho =6 [m] con sismo.

En la Figura 4.6, Figura 4.7, Figura 4.8y Figura 4.9 se observa que el bulbo de presiones al considerar arenas muy densas tiende a tener una mayor profundidad que al considerar arenas medianamente densas, pudiéndose deber a en el caso sísmico la arena suelta la onda sísmica se amplifica y tiene una amortiguación débil, en cambio en arenas densas la onda sísmica es más rápida y la amortiguación es alta

La distribución de esfuerzo es proporcional al ancho de la cimentación, lo cual comprueba la base de la modelación por Bowles-Meyerhof, donde a medida que aumenta el ancho de la cimentación, el bulbo de presiones aumenta.

4.6. Comentario de los resultados

El método de Terzaghi que fue la primera teoría que se desarrolló para estimar la capacidad portante de una cimentación superficial corrida, permite determinar valores para una condición estática que se corroboran o verifican mediante un análisis numérico adecuado.

En cambio, el método de Richards, teóricamente diseñado para considerar una condición sísmica no presenta una adecuada correspondencia con resultados obtenidos mediante el mismo método numérico, el mismo modelo y tipo de suelo que en el caso de Terzaghi.

Paralelamente y considerando que en Chile se utiliza mucho el ensayo de SPT para evaluar los suelos de fundación tanto de puentes como de edificios, se recurrió al método empírico propuesto por Meyerhof y modificado por Bowles como alternativa para el análisis de la capacidad de soporte de fundaciones superficiales, cuyos resultados dieron valores admisibles que muestran una lógica en su comportamiento en función del ancho de la cimentación.

La comparación entre los resultados de los tres métodos teóricos, empíricos y los resultados de los análisis realizados con el método de los elementos finitos permiten expresar lo siguiente:

1. La comparación entre el método de Richards y el método de Terzaghi muestran que los valores de la capacidad de soporte para el caso sin sismo son comparables con ligeras desviaciones en el método de Richards.
2. La comparación entre el método de Richards y el método de Terzaghi muestran que los valores de la capacidad de soporte para el caso con sismo ya no son comparables ya que los valores de Richards dan capacidades de soporte inferiores a las de Terzaghi mostrando diferencias importantes.
3. Los valores proporcionados por el método de Meyerhof modificado por Bowles corresponden a valores, según los autores, admisibles por lo que para compararlos con los valores de Terzaghi y de Richards se les multiplico por un factor de seguridad igual a 3 mostrando una marcada diferencia con los valores de Terzaghi, diferencia que se puede atribuir a que los autores limitaron los asentamientos a 25 [mm], sin explicar cómo se determinó la correlación entre el N y la capacidad de soporte.
4. Para el análisis de la capacidad de soporte considerando la acción de un sismo tanto en el caso de Terzaghi como en el caso de Bowles- Meyerhof se obtuvo incrementando la capacidad de soporte estática en un 33%, cuyos valores no son comparable con los valores de Richards.
5. Las diferencias anteriores tienen su origen en la diferencia entre las superficies de falla y los mecanismos correspondientes que existen entre Terzaghi y Richards (no se incluye a Bowles-Meyerhof porque estos investigadores adoptaron la misma superficie que Terzaghi)
6. Los resultados obtenidos con el método de los elementos finitos para las deformaciones verticales y horizontales del suelo en el contacto con la zapata indican que el suelo de fundación en condiciones estáticas se encuentra en el campo elástico si se consideran la teoría de Terzaghi como fuente de información para la determinación de las cargas máximas que podría sufrir el suelo (capacidad de soporte última).
7. Las deformaciones mencionadas en el numeral 6 no superan el 2% lo que indican que en una curva carga-deformación obtenida en laboratorio, las deformaciones de los casos analizados se encuentran en el tercio inferior de la rama de carga y que con esta curva se puede estimar con una buena aproximación el valor del módulo de deformación secante del suelo.
8. Los valores proporcionados por el método de Bowles-Meyerhof para la capacidad de soporte admisible se pueden considerar como valores muy conservadores ya que se encuentran por debajo de los valores de Terzaghi afectados por un factor de seguridad de 3, es decir, los valores de Bowles-Meyerhof tienen un factor de seguridad superior a 3 cuyo valor se desconoce pero que cubre toda la incertidumbre asociada al ensayo de SPT.
9. Entonces se puede decir que las fundaciones superficiales no sufren modificaciones importantes en la distribución de esfuerzo debajo del contacto suelo - zapata aun para un coeficiente de aceleración tan alto como 0.3 y que por lo tanto el diseño que están practicando los ingenieros chilenos está dentro del marco de la seguridad y se pueden considerar como conservadores.
10. En el caso de recurrir a los ensayos de SPT corregidos adecuadamente y utilizar el método Bowles -Meyerhof tener presente que este método limitado los asentamientos probables a aproximadamente 25[mm]
11. Por medio de la modelación de elementos finitos se puede obtener, valores relevantes para el diseño de las fundaciones como lo son los asentamientos, desplazamiento horizontal, fuerzas admisibles y de corte a diferencia de los métodos teóricos que solo se puede obtener la capacidad de soporte directamente. Y métodos empíricos que están limitados los asentamientos.

CAPITULO 5.

Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones

A través del presente trabajo se profundizó en el estudio de los métodos clásicos para la capacidad de soporte de fundaciones superficiales bajo condiciones estáticas y sísmicas, generándose así un marco teórico detallado. Se comparo los valores obtenidos con las metodologías teóricas y empírica con los valores obtenidos a través de la modelación numérica. Se interpreto un ensayo SPT en arenas obteniendo los parámetros necesarios para el diseño de las fundaciones superficiales de estudio.

Se analizó la distribución de esfuerzos debajo de una fundación superficial, pero no se logró desarrollar una herramienta que respalde el diseño de cimentaciones superficiales bajo sismo debido al no funcionamiento laboratorios por la pandemia, sin poder contar con más datos de suelos (ángulo de fricción, peso unitario, numero SPT, densidad relativa, permeabilidad y módulo de elasticidad), que permitan realizar un análisis para diversas arenas pudiéndose así determinar cómo estas varían bajo condiciones sísmica. Sin embargo, los valores obtenidos en los casos estáticos a través de la metodología planteada por Terzaghi y al considerar un aumento 33% para el caso sísmico, son cifras representativas de la realidad.

Poniéndose a la disponibilidad de los ingenieros el presente trabajo de título, como una herramienta que respalda y analiza los métodos considerados en el diseño de cimentaciones bajo condiciones sísmicas.

Dentro del presente trabajo se logró:

- Investigar en un campo de la ingeniería de fundaciones que ha quedado sin grandes avances en los últimos 20 años, estudiándose las metodologías planteadas por Boussinesq, Terzaghi, Meyerhof, Richards, M. Budhu y A. Al-Karni.
- Revisar y realizar modelos numéricos (utilizando el programa RS2), con diferentes tipos de arenas y dimensiones de cimentaciones superficiales.
- Comparar los resultados de un análisis numérico con los valores obtenidos utilizando las propuestas de Richards, en el caso pseudoestático.
- Proponer la consideración de una metodología para el cálculo de esfuerzo bajo una superficie rectangular y circularmente cargada.
- Aportar al desarrollo de la ingeniería de fundaciones chilena, considerándose valores propuestos por la normativa vigente y con ellos se generó un análisis detallado de los métodos utilizados para el diseño de cimentaciones en el país.
- Establecer las diferencias de la distribución de esfuerzos debajo de una fundación continua superficial en condiciones estática y sísmicas a través de gráficos como se presenta en el análisis de resultados.
- Proponer una metodología de interpretación de los ensayos SPT para una zapata continua superficial apoyada en arenas y bajo sollicitaciones sísmicas.

5.2. Recomendaciones

Los resultados alcanzados en la investigación y las conclusiones llevan a proponer las siguientes recomendaciones que podrían ser sujeto de otros trabajos de investigación:

1. Ampliar los procedimientos de interpretación del ensayo de SPT a los resultados obtenidos en suelos finos (arcillas y limos).
2. Determinar la magnitud de la influencia de las partículas de grava sobre los ensayos de SPT, especialmente sobre el número de golpes que en general los sondeos simplifican con la letra R (suelo impenetrable o rechazo).
3. Hacer un estudio de correlación entre la resistencia al corte no drenado de los suelos chileno y el número de golpe de SPT.
4. Investigar que influencia tiene la saturación parcial de las arenas sobre los resultados del SPT
5. Desarrollar una teoría de la capacidad de soporte para el caso sísmico utilizando procesos tridimensionales de distribución de esfuerzos debajo de las zapatas cuadradas, circulares y rectangulares.
6. Modelar cimentaciones superficiales con suelo estratificado y analizar el bulbo de presiones generado.

CAPITULO 6.

Anexos

Anexo 1

: I , factor de influencia tabulado

$m = \frac{B}{z}; n = \frac{L}{z}$; Donde $B =$ Ancho, $L =$ largo de la cimentacion,

$z =$ profundidad bajo la cimentacion del punto a evaluar

Tabla 6.1. Variación del valor de influencia I (parte 1)

m	n											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
0.1	0.00470	0.00917	0.01323	0.01678	0.01978	0.02223	0.02420	0.02576	0.02698	0.02794	0.02926	0.03007
0.2	0.00917	0.01790	0.02585	0.03280	0.03866	0.04348	0.04735	0.05042	0.05283	0.05471	0.05733	0.05894
0.3	0.01323	0.02585	0.03735	0.04742	0.05593	0.06294	0.06858	0.07308	0.07661	0.07938	0.08323	0.08561
0.4	0.01678	0.03280	0.04742	0.06024	0.07111	0.08009	0.08734	0.09314	0.09770	0.10129	0.10631	0.10941
0.5	0.01978	0.03866	0.05593	0.07111	0.08403	0.09473	0.10340	0.11035	0.11584	0.12018	0.12626	0.13003
0.6	0.02223	0.04348	0.06294	0.08009	0.09473	0.10688	0.11679	0.12474	0.13105	0.13605	0.14309	0.14749
0.7	0.02420	0.04735	0.06858	0.08734	0.10340	0.11679	0.12772	0.13653	0.14356	0.14914	0.15703	0.16199
0.8	0.02576	0.05042	0.07308	0.09314	0.11035	0.12474	0.13653	0.14607	0.15371	0.15978	0.16843	0.17389
0.9	0.02698	0.05283	0.07661	0.09770	0.11584	0.13105	0.14356	0.15371	0.16185	0.16835	0.17766	0.18357
1.0	0.02794	0.05471	0.07938	0.10129	0.12018	0.13605	0.14914	0.15978	0.16835	0.17522	0.18508	0.19139
1.2	0.02926	0.05733	0.08323	0.10631	0.12626	0.14309	0.15703	0.16843	0.17766	0.18508	0.19584	0.20278
1.4	0.03007	0.05894	0.08561	0.10941	0.13003	0.14749	0.16199	0.17389	0.18357	0.19139	0.20278	0.21020
1.6	0.03058	0.05994	0.08709	0.11135	0.13241	0.15028	0.16515	0.17739	0.18737	0.19546	0.20731	0.21510
1.8	0.03090	0.06058	0.08804	0.11260	0.13395	0.15207	0.16720	0.17967	0.18986	0.19814	0.21032	0.21836
2.0	0.03111	0.06100	0.08867	0.11342	0.13496	0.15326	0.16856	0.18119	0.19152	0.19994	0.21235	0.22058
2.5	0.03138	0.06155	0.08948	0.11450	0.13628	0.15483	0.17036	0.18321	0.19375	0.20236	0.21512	0.22364
3.0	0.03150	0.06178	0.08982	0.11495	0.13684	0.15550	0.17113	0.18407	0.19470	0.20341	0.21633	0.22499
4.0	0.03158	0.06194	0.09007	0.11527	0.13724	0.15598	0.17168	0.18469	0.19540	0.20417	0.21722	0.22600
5.0	0.03160	0.06199	0.09014	0.11537	0.13737	0.15612	0.17185	0.18488	0.19561	0.20440	0.21749	0.22632
6.0	0.03161	0.06201	0.09017	0.11541	0.13741	0.15617	0.17191	0.18496	0.19569	0.20449	0.21760	0.22644
8.0	0.03162	0.06202	0.09018	0.11543	0.13744	0.15621	0.17195	0.18500	0.19574	0.20455	0.21767	0.22652
10.0	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622	0.17196	0.18502	0.19576	0.20457	0.21769	0.22654
∞	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15623	0.17197	0.18502	0.19577	0.20458	0.21770	0.22656

Fuente: Extraído de [4]

Tabla 6.2. Variación del valor de influencia I (parte 2)

<i>m</i>	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	∞
0.1	0.03058	0.03090	0.03111	0.03138	0.03150	0.03158	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	0.03162
0.2	0.05994	0.06058	0.06100	0.06155	0.06178	0.06194	0.06199	0.06201	0.06202	0.06202	0.06202
0.3	0.08709	0.08804	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007	0.09014	0.09017	0.09018	0.09019	0.09019
0.4	0.11135	0.11260	0.11342	0.11450	0.11495	0.11527	0.11537	0.11541	0.11543	0.11544	0.11544
0.5	0.13241	0.13395	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724	0.13737	0.13741	0.13744	0.13745	0.13745
0.6	0.15028	0.15207	0.15326	0.15483	0.15550	0.15598	0.15612	0.15617	0.15621	0.15622	0.15623
0.7	0.16515	0.16720	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168	0.17185	0.17191	0.17195	0.17196	0.17197
0.8	0.17739	0.17967	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469	0.18488	0.18496	0.18500	0.18502	0.18502
0.9	0.18737	0.18986	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540	0.19561	0.19569	0.19574	0.19576	0.19577
1.0	0.19546	0.19814	0.19994	0.20236	0.20341	0.20417	0.20440	0.20449	0.20455	0.20457	0.20458
1.2	0.20731	0.21032	0.21235	0.21512	0.21633	0.21722	0.21749	0.21760	0.21767	0.21769	0.21770
1.4	0.21510	0.21836	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600	0.22632	0.22644	0.22652	0.22654	0.22656
1.6	0.22025	0.22372	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200	0.23236	0.23249	0.23258	0.23261	0.23263
1.8	0.22372	0.22736	0.22986	0.23334	0.23495	0.23617	0.23656	0.23671	0.23681	0.23684	0.23686
2.0	0.22610	0.22986	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912	0.23954	0.23970	0.23981	0.23985	0.23987
2.5	0.22940	0.23334	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344	0.24392	0.24412	0.24425	0.24429	0.24432
3.0	0.23088	0.23495	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554	0.24608	0.24630	0.24646	0.24650	0.24654
4.0	0.23200	0.23617	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729	0.24791	0.24817	0.24836	0.24842	0.24846
5.0	0.23236	0.23656	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791	0.24857	0.24885	0.24907	0.24914	0.24919
6.0	0.23249	0.23671	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817	0.24885	0.24916	0.24939	0.24946	0.24952
8.0	0.23258	0.23681	0.23981	0.24425	0.24646	0.24836	0.24907	0.24939	0.24964	0.24973	0.24980
10.0	0.23261	0.23684	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842	0.24914	0.24946	0.24973	0.24981	0.24989
∞	0.23263	0.23686	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846	0.24919	0.24952	0.24980	0.24989	0.25000

*Según Newmark, 1935.

Fuente: Extraído de [4]

Tabla 6.3. Factor de carga de Terzaghi. De Kumbhojkar (1993).

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

^aDe Kumbhojkar (1993).

Fuente: Extraído [4]

Tabla 6.4. Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente: Extraído [4]

Tabla 6.5 Ecuaciones para el cálculo del módulo de deformación a través del SPT y CPT

TABLE 5-6

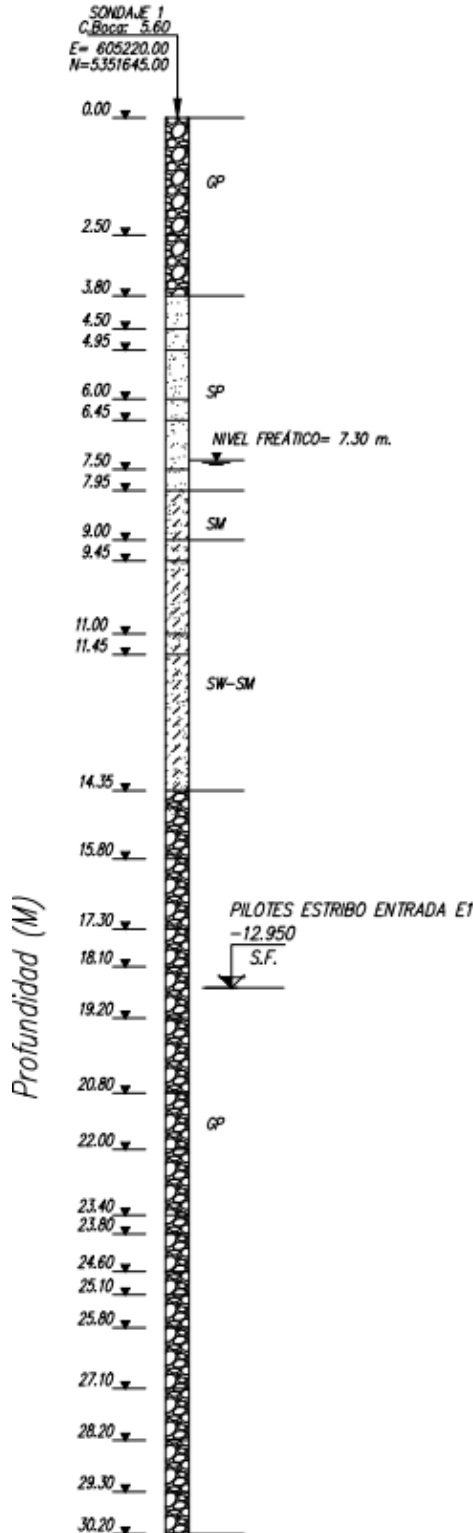
Equations for stress-strain modulus E_s by several test methods

E_s in kPa for SPT and units of q_c for CPT; divide kPa by 50 to obtain ksf. The N values should be estimated as N_{55} and not N_{70} . Refer also to Tables 2-7 and 2-8.

Soil	SPT	CPT
Sand (normally consolidated)	$E_s = 500(N + 15)$	$E_s = (2 \text{ to } 4)q_u$
	$= 7000\sqrt{N}$	$= 8000\sqrt{q_c}$
	$= 6000N$	— — —
	— — —	$E_s = 1.2(3D_r^2 + 2)q_c$
	$\ddagger E_s = (15\,000 \text{ to } 22\,000) \cdot \ln N$	$*E_s = (1 + D_r^2)q_c$
Sand (saturated)	$E_s = 250(N + 15)$	$E_s = Fq_c$
		$e = 1.0 \quad F = 3.5$
		$e = 0.6 \quad F = 7.0$
Sands, all (norm. consol.)	$\forall E_s = (2600 \text{ to } 2900)N$	
Sand (overconsolidated)	$\dagger E_s = 40\,000 + 1050N$	$E_s = (6 \text{ to } 30)q_c$
	$E_{s(\text{OCR})} \approx E_{s,nc} \sqrt{\text{OCR}}$	
Gravelly sand	$E_s = 1200(N + 6)$	
	$= 600(N + 6) \quad N \leq 15$	
	$= 600(N + 6) + 2000 \quad N > 15$	
Clayey sand	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = (3 \text{ to } 6)q_c$
Silts, sandy silt, or clayey silt	$E_s = 300(N + 6)$	$E_s = (1 \text{ to } 2)q_c$
	If $q_c < 2500$ kPa use	$\S E'_s = 2.5q_c$
	$2500 < q_c < 5000$ use	$E'_s = 4q_c + 5000$
	where	
	$E'_s = \text{constrained modulus} = \frac{E_s(1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} = \frac{1}{m_v}$	
Soft clay or clayey silt		$E_s = (3 \text{ to } 8)q_c$

Fuente: Extraído de [11]

Anexo 5 : Ensayo SPT



Cotas (m)		CLASIF. USCS ESTIMADA	NUMERO DE SPT				Descripción
			N1	N2	N3	NT	
0.00	2.50	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro con pinzas blancas, partículas subredondeadas, tamaño max. 1 1/2" Recuperación 10%
2.50	3.80	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, partículas subredondeadas, tamaño max. 1 1/2", recuperación 30%
3.80	4.50	SP					Arena media y fina. Color gris oscuro, barní sin muestra. tamaño Max. 3/4"
4.50	4.95	SP	8	9	7	16	Arena gruesa, bien graduada, se observa grava aislada, color gris oscuro no plástica, consistencia suelta. tamaño Max. 3/4"
4.95	6.00	SP					Arena gruesa, bien graduada, se observa grava aislada, color gris oscuro no plástica, consistencia suelta. tamaño Max. 3/4", recuperación 30%.
6.00	6.45	SP	9	12	12	24	Arena gruesa, bien graduada, se observa grava aislada, color gris oscuro no plástica, consistencia suelta.
6.45	7.50	SP					Arena gruesa, bien graduada, se observa grava aislada, color gris oscuro no plástica, consistencia suelta. tamaño Max. 3/4", recuperación 25%.
7.50	7.95	SP	7	10	12	22	Arena gruesa, bien graduada color gris clara, se observa grava aislada, no plástica, compactada suelta. tamaño Max. 3/4"
7.95	9.00	SM					Arena media a gruesa, no plástica, color gris oscuro, compactada media. tamaño Max. 3/4", barní sin muestra, se observa en rebalce.
9.00	9.45	SW-SM	9	14	15	29	Arena media, bien graduada color gris oscuro no plástica, compactada media. Recuperación 25%
9.45	11.00	SW-SM					Arena media, bien graduada color gris oscuro no plástica, compactada media. Recuperación 25%.
11.00	11.45	SW-SM	33	90			Arena media, bien graduada color gris oscuro no plástica, compactada densa. N=30 cm.
11.45	13.00	SW-SM					Arena media, bien graduada color gris oscuro no plástica, consistencia media.
13.00	13.25	SW-SM					Arena media, bien graduada color gris oscuro no plástica, compactada densa. N=30 cm.
13.25	14.35	SW-SM					Arena media, bien graduada color gris oscuro no plástica, compactada densa. Recuperación 25%.
14.35	15.80	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro con pinzas blancas, partículas subredondeadas y subredondeadas, tamaño max. 1 1/2", recuperación 40%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
15.80	17.30	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, manchas blancas, partículas subredondeadas, tamaño max. 1", recuperación 30%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
17.30	18.10	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, con pinzas blancas, partículas subredondeadas y subredondeadas, tamaño max. 1 1/2", recuperación 40%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
18.10	19.20	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, partículas subredondeadas y subangulares, tamaño max. 1", recuperación 40%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
19.20	20.80	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, partículas subredondeadas y subangulares, tamaño max. 1 1/2", recuperación 30%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
20.80	22.00	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, con pinzas blancas, partículas subredondeadas y subangulares, tamaño max. 1 1/2", recuperación 30%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
22.00	23.40	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, con pinzas blancas, partículas subredondeadas y subangulares, tamaño max. 1 1/2", recuperación 30%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
23.40	23.80	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, manchas blancas, partículas subredondeadas, tamaño max. 1 1/2", recuperación 60%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
23.80	24.60	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, manchas blancas, partículas subredondeadas y subangulares, tamaño max. 1", recuperación 60%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
24.60	25.10	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, con pinzas blancas, partículas subredondeadas y subangulares, tamaño max. 1", recuperación 30%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
25.10	25.80	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, partículas subredondeadas y subangulares, tamaño max. 1", recuperación 30%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
25.80	27.10	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, con pinzas blancas, partículas subredondeadas y subangulares, tamaño max. 1 1/2", recuperación 30%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
27.10	28.20	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, con pinzas blancas, partículas subredondeadas y subangulares, tamaño max. 1 1/2", recuperación 40%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
28.20	29.30	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, con pinzas blancas, partículas subredondeadas. tamaño max. 1 1/2", recuperación 30%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.
29.30	30.20	GP					Grava, mal graduada, color gris oscuro, manchas blancas, partículas subredondeadas. tamaño max. 1 1/2", recuperación 50%. Se observa arena media color gris oscuro en el rebalce.

Anexo 6: SPT con correlaciones.

Cota boca: 5.6 Nivel freático: 7.3m		Sondaje															
		E: 605220		Numero de SPT			Clasif. USCS Estimada	N60	Clasificación	Esfuerzo efectivo (KN/m2)	kpa(=KN/m2) B	Valor del factor de correccion	3.4 m				
Cotas (m)	E: 605220	N1	N2	N3	NT	N55								Dr(%)	Es [MPa]	kv(Mpa/m)	Velocidad de onda de corte
		0.00	2.50						0	Muy suelta	36	0	0				
2.50	3.80	8	9	7	16	12	Medianamente Densa	68	15	60	31	13	14	11	182	61	178
3.80	4.50	8	9	7	16	14	Medianamente Densa	81	15	60	31	15	15	16	191	67	207
4.50	4.95	8	9	7	16	14	Medianamente Densa	89	15	60	31	15	15	16	191	67	207
4.95	6.00	8	9	7	16	14	Medianamente Densa	108	13	60	31	15	15	16	191	67	207
6.00	6.45	9	12	12	24	24	Medianamente Densa	116	22	70	34	26	21	50	228	96	355
6.45	7.50	9	12	12	24	24	Medianamente Densa	134	21	70	34	26	21	50	228	96	355
7.50	7.95	7	10	12	22	22	Medianamente Densa	139	19	70	33	24	20	41	222	91	326
7.95	9.00	7	10	12	22	19	Medianamente Densa	150	15	60	32	20	18	28	210	81	274
9.00	9.45	9	14	15	29	22	Medianamente Densa	155	18	60	33	24	20	41	222	91	326
9.45	11.00	9	14	15	29	22	Medianamente Densa	172	17	60	33	24	20	41	222	91	326
11.00	11.45	33	90	90	90	53	Muy Densa	188	38	90	41	57	36	270	296	161	777
11.45	13.00	33	90	90	90	53	Muy Densa	206	37	90	41	57	36	270	296	161	777
13.00	13.25	33	90	90	90	53	Muy Densa	209	36	90	41	57	36	270	296	161	777
13.25	14.35	33	90	90	90	53	Muy Densa	222	35	90	41	57	36	270	296	161	777

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO 7.

Bibliografía

- [1] R. W. Day, *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook.*, Second. 2012.
- [2] I. W. R. Serquen., *Ingeniería Geotécnica, Suelos y Cimentaciones.* 2018.
- [3] Braja M. Das, *Fundamentals of Geotechnical Engineering*, Third. 2005.
- [4] Braja M. Das, *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones.* 2011.
- [5] Richards., *Seismic bearing capacity and settlements of foundations*, vol. 120, n.º 9. 1994.
- [6] M. Budhu y A. Al-Karni, «Seismic bearing capacity of soils», *Geotechnique*, vol. 43, n.º 1, pp. 181-187, 1993.
- [7] Braja M. Das y G.V.Ramana, *Principale of Soil Dynamics*, Second. .
- [8] P. I. A. J. Leoni, «Parámetros del suelo».
- [9] B. M. Das, *Geotechnical Properties of Soil.* 2002.
- [10] Ingemecanica, Ed., *Tutoriales ingemecanica.* 2021.
- [11] J. E. Bowles, *Foundation Analysis and Design International Fifth Edition.* 1997.
- [12] J. I. L. I. Estructural, «Valores SPT para direccion de vialidad».
- [13] Dr. Ing. Juan Carlos Rojas, *Apuntes y presentaciones parámetros de diseño SPT, 2019-2021*
- [14] Profesor Rene Espinoza, *Apuntes (no publicados) de clases de la Universidad Católica de Bolivia.*
- [15] Manual Rocscience (RS2).
- [16] Prof. Ing. Augusto José Leoni. *Ensayo SPT.*
- [17] Ministerio de Obras Públicas (MOP), *Manual de carreteras*, 2012.
- [18] Internacional Building Code,2012

