

Ingeniería y Tecnología

La labor investigadora e innovadora en México



Gerardo Quiroga
Luis Jonás González (Eds.)

Ingeniería y Tecnología
La labor investigadora e innovadora en México

Science Associated Editors, L. L. C es una editorial de acceso casi libre totalmente en línea, su labor se desarrolla acorde a la Iniciativa Budapest sobre Acceso Abierto (www.budapestopenaccessinitiative.org/read).

La propiedad intelectual de los artículos permanece en los autores de los mismos, así como la responsabilidad de sus opiniones.

De acuerdo a las recomendaciones BOAI10, todo el contenido de la revista, excepto donde se especifique algo diferente, se encuentra bajo los términos de la Licencia Creative Commons "Reconocimiento-No Comercial-Igualmente compartido 2.0" Creative Commons Reconocimiento-NoComercial-Compartir Igual 3.0 Unported (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/3.0/>).

2015 Science Associated Editors, L. L. C
7300 Yellowstone Road #10
Cheyenne, WY 82009
Estados Unidos de America
Teléfono: (956) 465-1575



Diseño de portada: XCC
Coordinación del proyecto: XG

ISBN-10: 1-944162-05-4
ISBN-13: 978-1-944162-05-4

Diciembre - 2015



Presentación

La investigación que desarrollamos en esta área es nuestro granito de arena con lo que buscamos mejorar un pequeño aspecto de nuestra vida. Somo conscientes que nuestra aportación es un pequeño paso que deberá ser seguido de muchos otros que deberemos mejorar.

Este libro de distribución libre es un esfuerzo de todos los autores por poner al alcance de cualquier interesado un resultado de la labor investigadora que realizamos con el fin de compartir e incentivar este trabajo que resulta sorprendentemente gratificante.

Agradecemos a los autores por su enorme esfuerzo al realizar sus trabajos de investigación y por el involucrado para la realización del presente libro.

Gerardo Quiroga Goode
Luis Jonás González
Editores

Índice de capítulos

1 Diseño de una Máquina Tribológica para Caracterizar Desgaste Adhesivo	3
Joel Aguilar, Cesar A. Reynoso, J. Nieves Carrillo, Eduardo Castañeda, Carlos A. López y Joab Ramírez	
2 Diseño y Simulación de una Máquina Cortadora para Tiras de Otatillo del Género <i>Rhipidocladum</i>	19
Oralio Hernández Alvarado, Luis Enrique Ramos Velasco, Cesar Chávez Olivares y Daniel González Spíndola	
3 Modelos para la simulación computacional del moldeo por inyección	51
Hector Yznaga , José Ortiz, Felipe Ávalos, María Téllez y Rafael Aguirre	
4 Consideraciones generales en el diseño de cimentaciones superficiales en suelos finos	83
Alejandro García Elías, Alejandro Córdova Ceballos, Armando Aguilar Meléndez, Carlos Alberto Antonio Romero, José Luis Sánchez Amador e Israel Hernández Romero	
5 Variación del comportamiento dinámico en estructuras de mampostería	101
Mario González Durán, Alejandro Mungaray Moctezuma, Ulises Mena Hernández, Michelle Hallack Alegría, Luis Rodríguez Valenzuela e Ismael Arzola Nuño	
6 Estimación del Balance Hidrológico en Humedales Construidos en Regiones Semiáridas. Caso de Estudio: Valle de las Palmas, México	119
Michelle Hallack Alegría, Jorge Ramirez Hernández, Marcelo Lomelí Banda, José Manuel Gutiérrez Moreno, Eugenio Molina Navarro y Juan Carlos Payan Ramos	
7 Tratamientos Empleados para Evitar la Corrosión	139
Carmen Salazar Hernández, Mercedes Salazar Hernández, Higinio Juárez Ríos, Raúl Carrera Cerritos, Marcelino Carrera Rodríguez y Enrique Elorza Rodriguez	
Indice de autores	163

Consideraciones Generales en el Diseño de Cimentaciones Superficiales en Suelos Finos

Alejandro García Elías^{a,1}, Alejandro Córdova Ceballos^a, Armando Aguilar Meléndez^a, Carlos Alberto Antonio Romero^a, José Luis Sánchez Amador^a

e Israel Hernández Romero^b

^aFacultad de Ingeniería Civil

^bFacultad de Ciencias Químicas

Universidad Veracruzana

Resumen. El propósito de este documento es proponer una metodología práctica para el diseño de cimentaciones superficiales en suelos finos, tomando como referencia a las más populares teorías para el cálculo de capacidad de carga (Terzaghi y Skempton), así como la evaluación de los asentamientos de las cimentaciones. También las variadas condiciones que proporcionan un suelo y las solicitudes. Y un ejemplo práctico en el cual se describe un procedimiento, desde la toma de muestras hasta llegar con la propuesta de la cimentación de una Nave Industrial.

Palabras claves. Cimentaciones superficiales, suelos finos, capacidad de carga, asentamientos.

1. Introducción

En la actualidad y en diferentes partes del mundo, se sigue teniendo noticias de nuevos proyectos de obra civil, construcciones que serán reparadas o demolidas para erigir edificios diferentes a los que en su momento ocupaban ese espacio. En donde las cimentaciones, generalmente son desplantadas sobre el suelo que cumple las condiciones de capacidad de carga y de asentamiento. A veces el suelo localizado en el lugar es firme y ocasionalmente se encuentran próximos a la superficie, pero en ocasiones no es así, entonces se hacen las evaluaciones respectivas para saber si es posible desplantar las cimentaciones en suelos blandos como las arcillas y limos principalmente.

En el caso de los suelos finos, el ingeniero deberá primero conocer los diferentes tipos que existen y las propiedades respectivas de cada uno, ya que, estos presentan comportamientos distintos ante diferentes condiciones de solicitudes, como debido a los fenómenos naturales a los que son expuestos. Los suelos de esta categoría se encuentran las arcillas y limos, así como a las turbas principalmente [1].

Una vez que se tiene identificado el suelo del lugar de construcción, se deberá buscar la cimentación más económica, segura y funcional, que garantice la estabilidad

¹ Alejandro García Elías, alejagarcia@uv.mx

de la estructura y su vida útil. Y en este sentido, en las evaluaciones para el diseño de la cimentación, se deberán tomar en cuenta las propiedades índice y mecánicas del suelo del lugar, así como el peso de la estructura. En un primer momento se debe valorar el uso de cimentaciones superficiales, iniciando con las zapatas aisladas, los cuales resultan más económicos y agotar todas las propuestas de geometría y de profundidad de desplante, antes de pasar a las zapatas corridas, combinación de aisladas-corridas o losas de cimentación. De resultar no satisfactoria una cimentación superficial, solo entonces se puede proceder a considerar una cimentación profunda.

En todo momento en el diseño de las cimentaciones se debe revisar los estados límites de falla y de servicio; es decir la capacidad de carga del suelo y los asentamientos probables de la cimentación [2].

2. Revisión de cimentación por estados límites de Falla

En el caso de la evaluación de capacidad de carga de un suelo, se tienen diferentes propuesta como: Prandtl, de Hill, Meyerhof, Terzaghi y Skempton, por mencionar algunas, sin embargo las más populares son las dos últimas. El método de Terzaghi es usado cuando se tienen suelos cohesivos-friccionantes; Para el caso de los suelos cohesivos las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDyCC) recomiendan utilizar el metodo de Skempton.

Es importante mencionar que Terzaghi (1943) fue el primero en estudiar y presentar una teoría para evaluar la capacidad de carga última en las cimentaciones superficiales. Dicha teoría establece que una cimentación es superficial si su profundidad D_f es menor o igual al ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores a Terzaghi han propuesto que una cimentación con D_f igual a 3 ó 4 veces el ancho de la cimentación, se define como cimentación superficial [3].

Terzaghi en su teoría aplicada a suelos cohesivos, no toma en cuenta la profundidad en el estrato de apoyo D para fijar el valor de N_c . Así, de acuerdo con Terzaghi, los dos cimientos mostrados en la figura 1 tendrían la misma capacidad, en lo referente a la influencia de la cohesión, es decir, al valor de N_c .

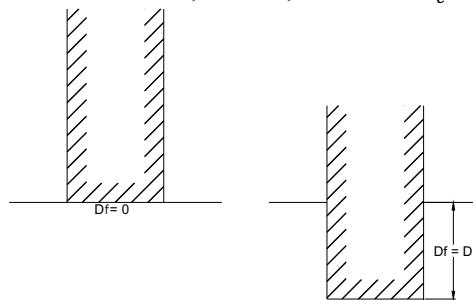


Figura 1. Cimientos a diferente profundidad, con igual N_c , según Terzaghi.

Desde luego, según Terzaghi, la capacidad de carga no sería la misma en los dos cimientos, a causa del diferente valor del término γD_f ; pero también puede considerarse en forma intuitiva que el valor N_c , que Terzaghi no diferencia, podrá ser distinto en ambos casos.

Definitivamente, si se piensa en términos de superficies de falla, el cimiento más profundo tendría una superficie de mayor desarrollo, en la cual la cohesión trabajará más, a lo que deberá corresponder un mayor valor de N_c . Skempton realizó investigaciones tratando de cuantificar estas ideas y encontró, en efecto, que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante; también encontró, de acuerdo con la intuición, que N_c crece al aumentar la profundidad de desplante del cimiento. Sin embargo, el crecimiento de N_c no es infinito, de manera que N_c permanecerá constante a partir cierta profundidad de desplante en adelante.

Luego entonces Skempton propone adoptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos, una expresión de forma totalmente análoga a la de Terzaghi, representada por la ecuación 1.

$$q_c = cN_c + \gamma_s D_f \quad (1)$$

La diferencia es que ahora N_c ya no vale siempre 5.7, sino que varía con la relación D/B , en donde D es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente, y B es el ancho del mismo elemento [4]. Y considerando las recomendaciones de las NTCDyCC, el valor de N_c se calculará mediante la ecuación 2.

$$N_c = 5.14(1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L) \quad (2)$$

Para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$; donde D_f , es la profundidad de desplante y L la longitud del cimiento; en el caso de que D_f/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente.

2.1. Variables a considerar en la revisión de capacidad de cargas de un suelo.

Antes que nada, se debe considerar que si en una cimentación se presenta una falla, esta puede ser de tipo local o general, por lo que la evaluación debe apartir con la comprobación de la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sum QF_c}{A} \leq Pv + \left[\gamma_m \frac{B}{2} + N_\gamma + \bar{Pv}(N_q - 1) + cN_c \right] F_R \quad (3)$$

Dónde:

$\sum QF_c$ Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus respectivos factores de carga, en toneladas.

A = Área de la zapata, en m^2 .

Pv = Presión vertical total actuante a la profundidad de desplante alrededor de la zapata, en t/m^2 ($\gamma_m D_f$).

\bar{Pv} = Presión vertical efectiva a la misma profundidad, en t/m^2 .

γ_m = Peso volumétrico del suelo, en t/m^3 .

B = Ancho de la zapata, en m.

N_q = Coeficiente de capacidad de carga = $e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$

N_γ = Coeficiente de capacidad de carga = $2(N_q + 1) \tan \phi$

N_c = Coeficiente de capacidad de carga = $\frac{(N_q - 1)}{\tan \phi}$, para suelos cohesivos-friccionantes, sin embargo si el suelo es puramente cohesivo se recomienda utilizar la ecuación (1).

c = Cohesión del suelo, en t/m^2 .

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo.

F_R = Factor de resistencia.

- Parámetros de resistencia. Esto se refiere al ángulo de fricción interna del suelo y a la cohesión, los cuales deberán de modificarse si presentan las siguientes condiciones: en suelos sueltos con C_r menor de 67 % cumplir la igualdad mostrada en la ecuación 4.

$$\phi^* = \tan^{-1}(k \tan \phi) \quad (4)$$

Dónde: ϕ es la inclinación de la envolvente de falla de los círculos de Mohr y el coeficiente k dependerá de las condiciones de compacidad, condiciones que a continuación se mencionan [2]:

$$k = 0.67 + C_r - 0.75C_r^2; \text{ si } 0 < C_r < 0.67 \quad (5)$$

$$K = 1; \text{ si } C_r > 0.67 \quad (6)$$

En tanto que en suelos blandos y cuando esté presente una resistencia a compresión simple menor a 5 t/m², deberá corregirse la cohesión mediante la ecuación 7 [5].

$$c^* = 0.67 c \quad (7)$$

- Forma de la cimentación. En este sentido, deben afectarse los coeficientes de capacidad de carga N_c , N_q y N_y por los factores de forma f_c , f_q y f_y [6], siempre y cuando no se cumpla la condición $B < \frac{L}{5}$.

Tabla 1. Factores de forma, según la geometría de la cimentación, Beer (1967).

Geometría de la cimentación	Factores de forma		
	f_c	f_q	f_y
Corrida	1	1	1
Rectangular	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi$	$1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$
Circular o cuadrada	$1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + \tan \phi$	0.6

- Posición del nivel freático. En este caso, se debe primero saber la profundidad de la zona de falla bajo el desplante de la cimentación, como se muestra en la Figura 2, misma que se puede calcular con la ecuación 8, sugerida por Deménegui, Puebla y Saginés [7].

$$h = \frac{B \cos \phi e^{[(\pi/4 + \phi/2) \tan \phi]}}{2 \cos(\pi/4 + \phi/2)} \quad (8)$$

Cuando el NAF se encuentre a una profundidad mayor que el valor h dado por la ecuación 8, se emplea $\gamma = \gamma_m$, donde γ_m es el peso volumétrico natural del suelo por arriba del NAF.

En tanto que, cuando el NAF esté localizado por arriba del nivel del desplante, se debe emplear $\gamma = \gamma'$, en el cual γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo. Finalmente cuando el NAF se localice en una posición entre $0 < z < h$ el peso volumétrico a considerar será el calculado con la ecuación 9 [5].

$$\gamma = \gamma' + (z/h)(\gamma_m - \gamma') \quad (9)$$

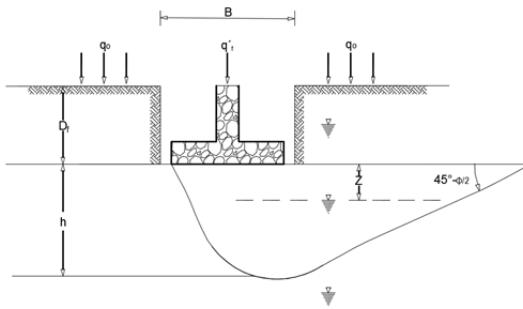


Figura 2. Condiciones de nivel freático, Whitlow 2011.

- Excentricidad de la carga. Generalmente en una estructura las cargas no son totalmente axiales, por lo que se tiene variación de distribución de esfuerzos en la base de la cimentación, en este caso el esfuerzo en cualquier punto es la suma de los esfuerzos debidos a las tres cantidades P , M_x y M_y , matemáticamente se expresa mediante la ecuación 10 [8]:

$$\sigma = \pm \frac{P}{A} + \frac{M_{xy}}{I_x} + \frac{M_{yz}}{I_y} \quad (10)$$

Sirva la presente imagen para explicar la aplicación de la formula:

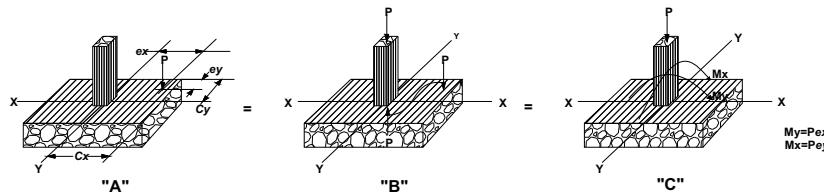


Figura 3. Momentos resultantes de una carga excéntrica , Fitzgerald 2009.

Sin embargo una manera práctica para calcular la sección de un cimiento cuando se tienen excentricidades de la carga, en el lado largo y corto es:

$$L' = L - 2e_x \quad (11)$$

$$B' = B - e_y \quad (12)$$

El cual, uno de los primeros en utilizar y recomendar dichas condiciones fue Meyerhof en el año de 1953 [9].

- Inclinación de la carga. Cuando la resultante de las cargas presentan una oblicua respecto a la vertical, los factores N_c , N_q y N_y deberán afectarse por los siguientes factores:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^0}{90^0}\right)^2 \quad (13)$$

$$i_y = \left(1 - \frac{\theta^0}{90^0}\right)^2 \quad (14)$$

Sirva la Figura 4 para ejemplificar los valores, [10]

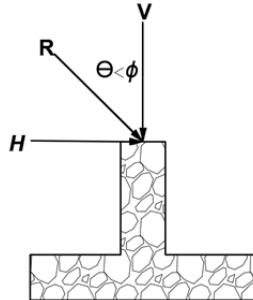


Figura 4. Inclinación de la carga , Bowles 1997.

- Inclinación del terreno. Los factores N_c , N_q y N_y , deberán modificarse cuando el suelo en el sitio sea homogéneo, un desplante de la zapata de poca profundidad y ademá el terreno tenga un cierto ángulo de inclinación (β^0) (Ver Figura 5), los coeficientes de reducción son los que se muestran en la tabla 2 y 3 [11].

Tabla 2. Coeficientes de reducción por inclinación del terreno para N_c y N_q , CFE 1994.

Angulo de fricción interna (ϕ^0)	Inclinación del terreno (β^0)			
	10	20	30	40
10	0.45	0	0	0
20	0.80	0.40	0	0
30	0.85	0.70	0.35	0
40	0.90	0.80	0.60	0.30

Tabla 3. Coeficientes de reducción por inclinación del terreno para N_y , CFE 1994.

Angulo de fricción interna (ϕ^0)	Inclinación del terreno (β^0)			
	10	20	30	40
10	0.58	0	0	0
20	0.85	0.59	0	0
30	0.89	0.79	0.58	0
40	0.91	0.82	0.70	0.54

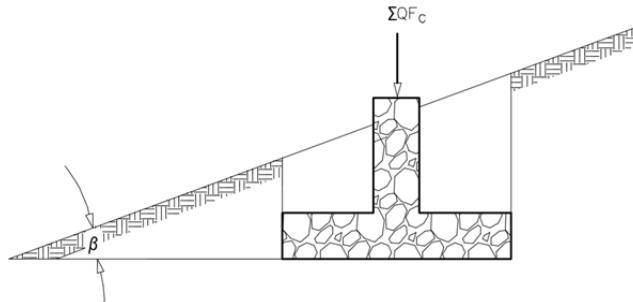


Figura 5. Inclinación del terreno, CFE 1994

- Suelos estratificados. Cuando las cimentaciones se encuentran desplantadas sobre un estrato uniforme y este esté apoyado en un segundo estrato blando (Ver Figura 6), se debe considerar para la evaluación el siguiente criterio:
 - o Si $h/B > 3.5$, se podrá ignorar la presencia de material blando, sin dejar de hacer las evaluaciones por asentamiento.
 - o Si $3.5 > h/B > 1.5$, se verificará la capacidad de carga en el estrato blando, considerando el ancho del cimiento $h + B$.
 - o Si $h/B < 1.5$, se evaluará la capacidad del estrato blando considerando el valor del ancho de la zapata de lo que resulte de la ecuación 15 [2]:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{h}{B} \right)^2 \right] \quad (15)$$

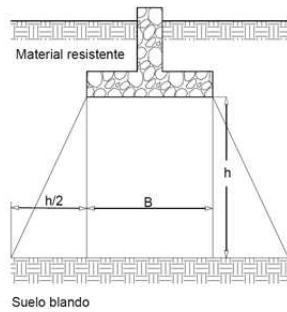


Figura 6. Profundidad de estrato de suelos blandos, CFE 1994

2.2. Cálculos de asentamientos

Debe tenerse presente que los suelos son susceptibles de cambiar antes, durante y después de la construcción. La mayoría de los daños en las edificaciones, vinculados a los asentamientos de la cimentación, se presentan cuando surgen condiciones de suelo no previstas; principalmente, por investigaciones inapropiadas del suelo y por no haberse identificado el comportamiento del mismo [12].

En la actualidad la Teoría de la Elasticidad se sigue utilizando, ya que permite resolver muchos problemas de deformación bajo muy diversas condiciones del medio elástico, desde luego, siempre que se hagan respecto a esa hipótesis de comportamiento. Desafortunadamente, la naturaleza de los suelos se aleja de tal hipótesis, y salvo muy contados casos aún son discutibles las soluciones presentadas sin embargo, resultan útiles estos resultados pues dan una idea de la magnitud de los desplazamientos, y con ello es posible buscar soluciones más apropiadas [4].

Para la valoración de la deformación en los suelos, una buena práctica es considerar la teoría de Consolidación Unidimensional de Terzaghi, toda vez que también las normas técnicas complementarias la considera para el cálculo de los asentamientos diferidos. Por lo se puede emplear la ecuación 16 para calcular asentamientos.

$$\Delta H = \sum_0^H [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z; \quad (16)$$

ΔH = Asentamiento en metros, del estrato compresible.

e_0 = Relación de vacíos inicial.

Δe = Variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical ΔP , inducido a la profundidad Z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensional, realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad.

Δz = Espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes [2].

La fórmula puede representarse de otra forma muy común, considerando:

$$a_v = \Delta e / \Delta P \text{ y } m_v = a_v / (1 + e) \quad (17)$$

Lo que resulta entonces:

$$\Delta H = a_v / (1 + e) \times \Delta P \times H = m_v \times \Delta P \times H \quad (18)$$

La ecuación 18 es la que debe considerarse en posteriores cálculos para asentamientos, debido a la simplicidad del mismo, y porque los valores de m_v son tomados directamente de la prueba de consolidación.

2.3. Ejemplo de aplicación

Para el presente trabajo se realizó un estudio geotécnico con el objetivo de generar la información requerida, para diseñar la cimentación de la estructura de una nave industrial.

En función de los datos generales del proyecto, que permiten cuantificar la carga que debe transmitir la cimentación para la nave industrial, se identificó que una solución probable para la cimentación era mediante zapatas aisladas. Por otra parte, la magnitud de las cargas y la experiencia en el estudio de los suelos de la zona, fueron considerados para proponer el tipo de estudios geotécnicos que convendría realizar [3].

Para hacer una propuesta de la cimentación es necesario estimar la capacidad de carga del suelo, y los asentamientos que podrían presentarse, una vez construida la nave industrial.

- Región de estudio. El 13 de noviembre de 1951 por decreto se creó el municipio de Poza Rica, ubicado en la región del Totonacapan al oriente de la República Mexicana, siendo, por su desarrollo industrial, uno de los principales municipios de la zona norte del estado de Veracruz. Dicho municipio se ubica en la margen derecha del río Cazones a una altitud de 54

metros sobre el nivel del mar. La ciudad de Poza Rica, abarca la mayor parte de la superficie del Municipio de Poza Rica. Se localiza a 35 kilómetros de la costa; a los $20^{\circ} 29' 28''$ de latitud norte y a los $97^{\circ} 25' 55''$ de longitud oeste del meridiano de Greenwich [4].

Como parte del estudio geotécnico se extrajeron muestras inalteradas en el terreno previsto para construir la nave industrial. Dicho terreno se localiza en la calle Ejército Mexicano s/n, en la colonia “Las Cruces”, en Poza Rica, Ver. (Ver figuras 7 y 8).



Figura 7. Ciudad de Poza Rica de Hidalgo, Ver

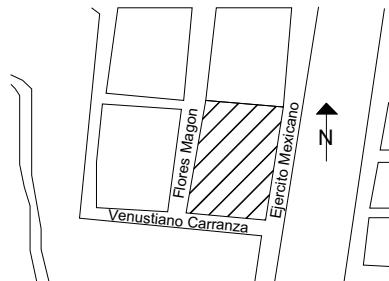


Figura 8. Croquis de la ubicación del terreno del que se extrajeron las muestras inalteradas del suelo

- Descripción geológica. Dentro de los límites del distrito petrolero de Poza Rica, afloran rocas que varían en edad del cretácico superior al mioceno inferior. Las rocas que afloran en la ciudad de Poza Rica corresponden a las formaciones Escolín y Coatzintla de la edad del Mioceno Inferior. La formación Escolín, litológicamente está constituida por arcillas y lutitas en la base, sobre las que descansan las areniscas y areniscas conglomeráticas; en la cima se encuentra un conglomerado. La formación Coatzintla está constituida por lutitas de color gris, gris plomo y gris claro, con escasas arenas de grano fino a medio, y algunos conglomerados variando su espesor de 100 a 480 metros. También se tienen suelos que representan depósitos o material no consolidado, constituido por arcillas, limos, arenas y gravas, que forman un relleno en las partes bajas. Su espesor es variable dependiendo de las áreas de depósito y el grado de madurez de los mismos [13].

- Extracción de muestras. El muestreo consiste en obtener una porción del material en el que se pretende edificar, o bien del material que ya forma parte de la subestructura. Para realizar la obtención de las muestras se tomó en cuenta la normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), en el libro Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales (MMP). Particularmente, se empleó la norma denominada M.MMP.1.01/03, referente a muestreo de materiales para terracerías como parte del tema de suelos y materiales para terracerías. En las figuras 9 y 10, es posible observar las muestras obtenidas para el presente estudio.



Figura 9. Extracción de la muestra no. 1.



Figura 10. Preparación de la muestra no. 2.

- Pruebas de laboratorio. Las tres muestras inalteradas extraídas en la zona de estudio, se transportaron al laboratorio de Mecánica de Suelos, ubicado en la Avenida Venustiano Carranza s/n, Col. Revolución, Poza Rica de Hidalgo, Veracruz, para su respectivo análisis.
 - Propiedades índice. Son las que nos permiten conocer al suelo de forma cualitativa, para lo cual en este estudio se realizaron las pruebas de: contenido de humedad, peso volumétrico, límites de consistencia o límites de Atterberg y densidad de sólidos. En todo momento se siguió lo descrito en el libro MMP de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (STC). Al respecto en la figura 11 es posible observar parte del equipo de laboratorio, empleado durante la realización de las pruebas. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 4.



Contenido de humedad.

Peso volumétrico.

Limites de Atterberg.

Densidad de sólidos.

Figura 11. Equipo empleado para obtener las propiedades índice a los suelos.

- o Propiedades mecánicas. Estas están relacionadas directamente con el comportamiento de los suelos bajo condiciones de carga. Particularmente, en el área de geotecnia es importante saber el esfuerzo cortante, el ángulo de fricción interna, la deformación y permeabilidad de los suelos, para ser considerados en el diseño de cualquier estructura sobre el suelo. Para ello se tuvo que ensayar pruebas triaxiales rápidas siguiendo el procedimiento de la norma ASTM D 2850-03a (Reapproved 2007). Mientras que para la prueba de consolidación unidimensional se consideró lo descrito en la norma ASTM D4546-03. En las figuras 7 y 8 es posible observar los principales equipos empleados para realizar dichas pruebas. Los resultados obtenidos se muestran también en la tabla no.4.

**Figura 12.** Marco triaxial.



Figura 13. Banco de consolidación unidimensional.

Tabla 4. Resultados de las pruebas de laboratorio

Propiedades índice		Propiedades mecánicas	
Humedad natural	21.674 %	Cohesión	1.95 ton/m ²
Peso volumétrico	2.215 gr/cm ³	Ángulo de fricción interna	0°
Límite líquido	41.98 %	mv = Coeficiente de compresibilidad volumétrica	0.00447 m ² /ton
Límite plástico	33.33 %	k = Permeabilidad	1.50x10 ⁻⁸ cm/s
Índice plástico	8.56 %		
Suelo	OL		
Densidad de sólidos	2.424		

3. Diseño de la cimentación

Una vez concluidos los estudios del suelo, se realizó el diseño de la cimentación para la nave industrial que cubre un área de 25 x 16 m. Dicha nave tiene columnas a cada 5 m en el sentido largo. Las cargas de la estructura fueron determinadas con el apoyo del software Staad ProV8i [14], mediante el cual se obtuvieron las reacciones indicadas en la figura 9.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la mayor carga concentrada en toda la estructura es de 9.87 ton. Por ello, la carga (P) considerada en el presente estudio para el diseño de la cimentación fue igual a 10 ton.

Después de realizar repetidas iteraciones para determinar la cimentación más adecuada para la estructura, se llegó a la propuesta cuyos datos principales se indican en la tabla 5 y la figura 15.

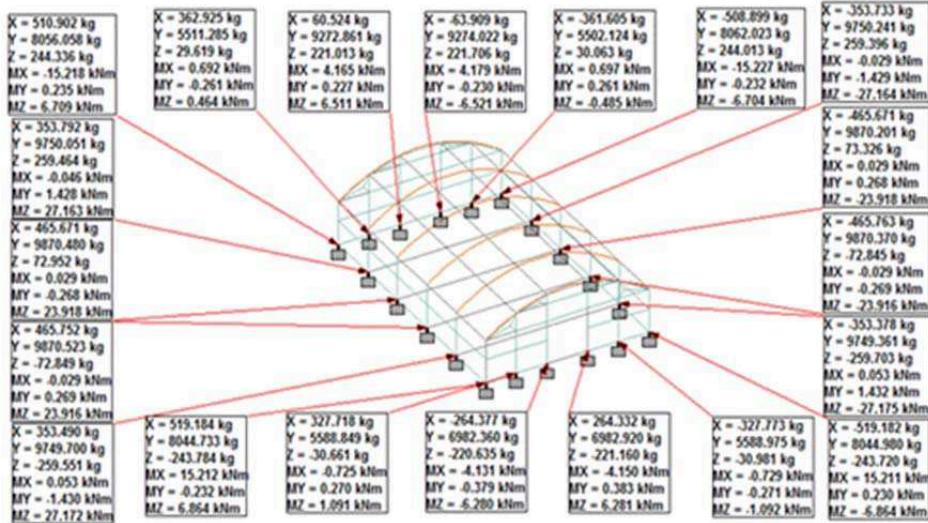


Figura 14. Fuerzas y momentos actuantes en las zapatas.

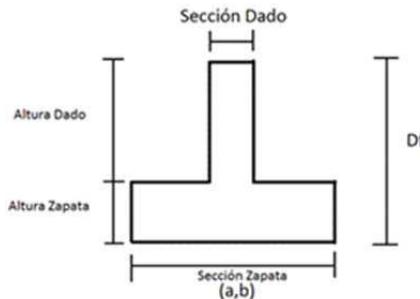


Figura 15. Zapata aislada

Tabla 5. Sección de zapata aislada

Sección de dado	0.30 m
Altura de dado	0.70 m
Sección zapata (a,b)	1.50 m
Altura zapata	0.30 m
Profundidad de desplante (D_f)	1.0 m

- Esfuerzo transmitido al suelo. El esfuerzo de trabajo se calculará con la ecuación 19, debido a que las excentricidades se considerarán despreciables por ser muy pequeñas.

$$\sigma_{\text{trabajo}} = W_{\text{total}} / (a \times b) \quad (19)$$

Sabiendo que:

$$P = 10 \text{ ton}$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 2.215 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{dado}} &= (0.30m \times 0.30m \times 0.70m)(2.4 \text{ ton/m}^3) = 0.1512 \text{ ton} \\
 W_{\text{zapata}} &= (1.5m \times 1.5m \times 0.3m)(2.4 \text{ ton/m}^3) = 1.620 \text{ ton} \\
 W_{\text{suelo}} &= ((1.5m \times 1.5m) - (0.30m \times 0.30m))(0.70m)(2.215 \text{ ton/m}^3) \\
 &= 3.349 \text{ ton} \\
 W_{\text{total}} &= P + W_{\text{dado}} + W_{\text{zapata}} + W_{\text{suelo}} = 10 + 0.1512 + 1.620 + 3.349 \\
 &= 15.120 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Al sustituir los valores en la ecuación 6, para conocer el esfuerzo que se está transmitiendo al suelo se obtiene lo siguiente:

$$\sigma_{\text{trabajo}} = 15.120 \text{ ton}/(1.5m \times 1.5m) = 6.720 \text{ ton/m}^2$$

- Capacidad de carga del suelo. A partir de las propiedades del suelo en estudio, se procede a calcular la capacidad de carga utilizando la ecuación 1 de Skempton, considerando desde luego un factor de resistencia, por lo que la expresión queda como se indica en la ecuación 20.

$$q_c = cN_cF_r + \gamma_s D_f \quad (20)$$

Dónde:

q_c = Capacidad de carga del suelo en ton/m^2 .

c = Cohesión del suelo en ton/m^2 .

N_c = Factor de capacidad de carga.

F_r = Factor de resistencia = 0.35.

γ_s = Peso volumétrico del suelo ton/m^3 .

D_f = Profundidad de desplante del cimiento en metros.

Considerando la ecuación 2 para el cálculo de N_c , se tiene que:

$$N_c = 5.14(1 + (0.25((1.5)/(1.5))) + (0.25((1.5/1.5)))) = 7.28$$

Obtenido lo anterior se evalúa la capacidad de carga del suelo, utilizando la ecuación 7, lo que permite obtener lo indicado enseguida:

$$q_c = (1.95)(7.28)(0.35) + (2.215)(1) = 7.18 \text{ ton/m}^2$$

En esta etapa es necesario comparar el esfuerzo de trabajo con la capacidad de carga del suelo, y revisar cuál de las dos condiciones siguientes se presenta: Si $\sigma_{\text{trabajo}} > q_c$ entonces el suelo falla por capacidad de carga; mientras que si $\sigma_{\text{trabajo}} < q_c$, entonces el suelo pasa por capacidad de carga. Para este estudio el suelo pasa por capacidad de carga, ya que $7.18 \text{ ton/m}^2 > 6.72 \text{ ton/m}^2$

- Revisión por asentamiento. Para el caso del presente trabajo se tomó en cuenta la ecuación 18, y los resultados de la prueba de consolidación unidimensional.

$$\Delta H = m_v \times \Delta P \times H \quad (18)$$

dónde:

ΔH = Asentamiento de la cimentación en metros.

m_v = Coeficiente de compresibilidad volumétrica = $0.00447 \text{ m}^2/\text{ton}$.

ΔP = Esfuerzo promedio en ton/m^2 .

H = Espesor del estrato compresible (m).

En el caso del esfuerzo promedio éste se calculó con la expresión sugerida por Braja M. Das (ecuación 21).

$$\Delta P = (\sigma_i + (4\sigma_m) + \sigma_f)/6 \quad (21)$$

ΔP = Esfuerzo promedio en ton/m^2 .

σ_i = Esfuerzo inicial en ton/m^2 .

σ_m = Esfuerzo medio en ton/m^2 .

σ_f = Esfuerzo final en ton/m^2 .

Conociendo el valor de $\sigma_i = 6.72 \text{ ton/m}^2$, se calcula los valores de σ_m y σ_f , con la ayuda del nomograma de Boussinesq, resultando los valores de $\sigma_m = 1.243 \text{ ton/m}^2$ y $\sigma_f = 0.672 \text{ ton/m}^2$, con un estrato compresible de 2.60 m. Con los valores anteriores se está en condiciones de evaluar el esfuerzo promedio, resultando:

$$\Delta P = (6.72 + (4 \times 1.243) + 0.672)/6 = 2.06 \text{ ton/m}^2$$

Finalmente el asentamiento que se tendrá es de:

$$\Delta H = 0.00447 \text{ m}^2/\text{ton} \times 2.06 \text{ ton/m}^2 \times 2.6 \text{ m} = 0.023 \text{ m} \approx 2.39 \text{ cm.}$$

De acuerdo las NTCDyCC, en su apartado de límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación. El asentamiento permisible para las cimentaciones aisladas es de 5 cm. Por lo que se determina que el asentamiento obtenido en la cimentación propuesta es aceptable.

- Revisión por asentamiento diferencial. Los asentamientos diferenciales son los desplazamientos relativos de las diferentes partes de una estructura, a causa de un asentamiento irregular de la misma, provocados por un desequilibrio de esfuerzos en el suelo.

En este proyecto se diseñó una cimentación tipo, considerando una carga de 10 ton, ya que como se muestra en la figura 14, la carga mayor que se presenta en la estructura es ligeramente menor a esas. Además, las cargas en el resto de los apoyos tienen valores muy cercanos a las 10 ton, pero siempre de un valor inferior. Por lo tanto, es de esperar que en todos los apoyos se tenga un asentamiento muy similar, por lo que de manera simplificada podría decirse que el asentamiento diferencial esperado, es cercano a cero. Por lo tanto, la cimentación propuesta no generará problemas de asentamientos diferenciales en la nave industrial.

4. Conclusiones

Ordinariamente cuando una persona emprende ciertas acciones buscando lograr el objetivo o el fin último, se enfrenta a un sinnúmero de obstáculos o a procesos que debe resolver para lograr lo deseado, cuando no se tiene una guía, la tarea se vuelve más difícil, pero cuando se conoce y se cuenta con todo lo necesario para resolver la problemática esta se facilita. En el campo de ingeniería no es la excepción, porque muchas veces se deben realizar diseños y análisis de diferentes proyectos, que en cada etapa obligan seguir ciertos procedimientos para finalmente contar con un proyecto o diseño integral. Por lo que en el documento descrito con anterioridad, se han considerado las variables más utilizadas en el diseño de una cimentación superficial, así mismo en el ejemplo de aplicación se ha mostrado todo lo necesario para una propuesta.

Resultando y de acuerdo con los análisis de laboratorio realizados a las muestras de suelo obtenidas, se determinó que el tipo de suelo que se presenta en el terreno del proyecto, es un suelo OL “limo de baja compresibilidad”.

La propuesta es una cimentación a base de zapatas aisladas, porque de acuerdo con la teoría de Skempton, el suelo estudiado tiene una capacidad de carga suficiente, para soportar los esfuerzos que la cimentación transmite al suelo en todos los apoyos. Adicionalmente, es posible afirmar que con las dimensiones de la zapatas propuestas no se presentarán asentamientos excesivos, o que estén fuera de lo permitido por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

Finalmente, después de haber realizado todos los cálculos necesarios para establecer cuál es una cimentación apropiada, podemos concluir que: la subestructura propuesta a base de zapatas aisladas esla más indicada para este proyecto, en función de las propiedades y de la respuesta que el suelo tendrá, durante y después de la ejecución de la obra.

Reconocimientos

Se agradece el apoyo de los integrantes y colaboradores del CA Estructuras UV-CA-215, y de los estudiantes de la Facultad de Ingeniería Civil que apoyaron la realización del presente proyecto. Al mismo tiempo, se agradece el valioso apoyo de la Facultad de Ingeniería Civil, de la Universidad Veracruzana en Poza Rica.

Referencias

- [1] Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Metodos de Muestreo y Puebla de Materiales, Parte 1 Suelos y materiales para terracerías, 02 Calsificaciónde fragmentos de rocas y suelos, Distrito Federal, Mexico, 2003.
- [2] Gasetta Oficial de Distrito Federal, Normas Técnicas Complementaria para el Diseño y Construcción de Cimentaciones, Corporación Mexicana de Impresión S. A. de C. V., Distrito Federal, México, 2004.
- [3] Braja M. Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Editorial Thomson, Distrito Federal, Mexico. 2001.
- [4] Juarez Badillo Eulalio-Rico Rodriguez Alfonso, Macanica de suelos, tomo II, Editorial Limusa, Distrito Federal, México, 2003.
- [5] Terzaghi Karl, Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, USA, 1943.
- [6] Whitlow Roy, Basic Soil Mechanics, Prentice Hall, Edinburgh, England, 2001.
- [7] Deménegui Colina Agustín, Puebla Cadena Margarita, Snaginés García Héctor, Apuntes de cimentación Capacidad de carga, 1998.
- [8] Fitzgerald. Robert, Mecanica de materiales, Alfaomega. Distrito Federal, Mexico, 2009.
- [9] Meyerhof George Geoffrey, The bearing capacity of Fundations under eccentric and inclined loads, Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Suiza, 1953,
- [10] Bowles Joshep E., Foundation analysis and design, The McGraw-Hill Companies, Singapore. 1997.
- [11] Comisión Federal de Electricidad, Manual de diseño de obras civiles Geotecnia, CFE Instituto de investigaciones eléctricas, México, 1994.
- [12] Manuel Delgado Vargas, Ingenieria de cimentaciones, Editorial Alfaomega, Bogota, Colombia, 1999.
- [13] Asociación Mexicana de Geólogos Petroleros, XX Congreso Geológico Internacional Geología entre México, D.F. y Huachinango, Pue. Campos Petroleros de Poza Rica, Ver. y Nueva Faja de Oro, Ver., Asociación Mexicana de Geólogos Petroleros, México, 1956.
- [14] Bentley Staad ProV8i. 3D Structural Analysis & Design Engineering Software, USA, 2013.