

RESISTENCIA A TENSIÓN DE ELEMENTOS GEOPIER

Este boletín técnico analiza el comportamiento de elementos Geopier cuando son sujetos a cargas de tensión. Las cargas de tensión a menudo se aplican a las cimentaciones cuando las estructuras están sujetas a cargas de viento o cargas sísmicas. Se instalan anclajes de acero en la parte inferior de las pilas Geopier para resistir cargas a tensión. Los anclajes consisten de barras de acero de alta resistencia conectadas a una placa de acero instalada en el fondo de las pilas y conectadas mediante tuercas. Los anclajes se extienden desde la placa inferior hasta conectarse con las cimentaciones superficiales. Este boletín técnico describe las solicitaciones de cargas de tensión, construcción de los elementos de anclaje Geopier, resistencia de tensión de elementos individuales y comportamiento de grupos de elementos, así como la respuesta del elemento Geopier a la relación carga-deformación.

1. TRASFONDO: SOLICITACIÓN DE CARGAS A TENSION DE ESTRUCTURAS

Los edificios están sujetos a cargas laterales aplicadas durante tormentas y fenómenos sísmicos. Las cargas aplicadas forman un momento de vuelco que debe ser resistido por la resistencia de compresión y tensión en la fundación del edificio (Figura 1). Si la fuerza de tensión de la fundación aplicada es mayor que la fuerza estática hacia abajo, el cimiento puede levantarse del suelo y conducir a una inestabilidad estructural. Los elementos de tensión Geopier están diseñados para resistir estas cargas de tensión. resistance of the anchors and because loading directions reverse over short time periods thereby minimizing the possibility of sustained uplift.

El factor de seguridad apropiado utilizado en el diseño de elementos de tensión depende de una

variedad de factores que incluyen: 1) el que no se realice una prueba de carga en el sitio, 2) la razón de carga anticipada aplicada a la estructura y, 3) la dirección de la carga. La prueba de tensión del elemento Geopier se realiza generalmente en lugares que presentan las condiciones más débiles del suelo, y se usa un factor de seguridad de 2.0, el cual generalmente se considera apropiado para la resistencia de cargas de tensión. Si los elementos son usados para resistir cargas sísmicas, se pueden utilizar bajos factores de seguridad, porque la resistencia dinámica de los anclajes es mayor que la resistencia estática (prueba) de las anclas y las direcciones de carga se invierten durante períodos de corto plazo, reduciendo la posibilidad de una carga a tensión sostenida

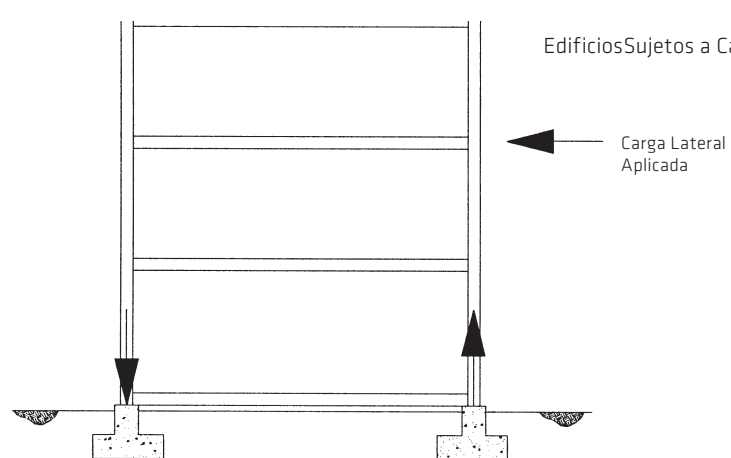


Figura 1.
Edificios Sujetos a Cargas Laterales

2. CONSTRUCCIÓN

La Figura 2 muestra un elemento de tensión Geopier construido, con la respuesta del esfuerzo del suelo matriz. Los fustes del elemento Geopier se excavan a la profundidad requerida y el bulbo inferior es construido con piedra de granulometría bien-graduada. Un arnés de tensión se baja al hueco excavado a la parte superior del bulbo inferior densificado. El anclaje consiste de una placa de acero redonda o rectangular con tirantes conectados en el borde externo de la placa.

Se incorporan conjuntos típicos de dos o cuatro varillas de tensión. Después de instalar las varillas roscadas que conectan a la cimentación, el resto del elemento Geopier se construye mediante apisonado de agregado en capas finas con un pisón biselado patentado. Las varillas de tensión deben ser espaciadas suficientemente aparte para que el pisón pueda acomodarse entre las barras a medida que se construye el fuste. Las barras de tensión están conectadas a las zapatas mediante ganchos estándar y otras conexiones estructurales.

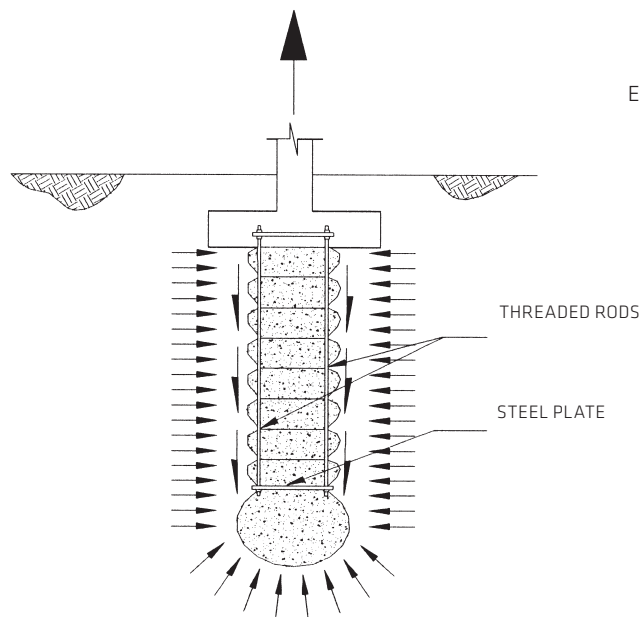


Figura 2
Elemento Geopier a Tensión

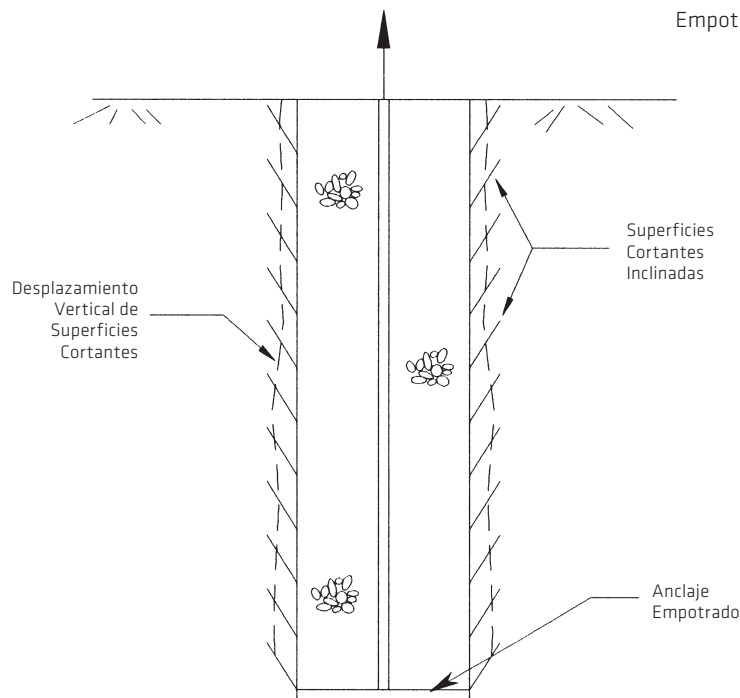
3. TRASFONDO

Se ha invertido un esfuerzo significativo en investigación de la orientación de las superficies de falla que se desarrollan durante las tensiones de anclajes convencionales empotrados en suelos (Charlie et al, 1985; Kulhawy et al, 1979; Meyerhof & Adams, 1968; Vesic, 1975; Ghaly et al, 1991). Las observaciones de campo de anclajes empotrados indican que la superficie de falla corresponde a 1) un cilindro con un perímetro definido por la huella del anclaje empotrado, ó 2) una superficie que, en la superficie de terreno es más larga que el perímetro del anclaje. Kulhawy (1985) sugiere que a medida que se aplican fuerzas a tensión, se desarrollan esfuerzos cortantes a lo largo de planos cortantes inclinados (Figura 3) que satisfacen el criterio de falla Mohr-Coulomb. Con movimiento adicional, se desarrollan superficies cortantes de desplazamiento vertical, resultando en un desplazamiento hacia arriba continuo.

Este patrón de esfuerzo se propagará bien cercano a la interface, esencialmente definiendo el perímetro del anclaje a tensión.

Cuando se instalan anclajes pequeños en razón de diámetro a largo en suelos relativamente de alta resistencia, las superficies cortantes inclinadas pueden proyectarse hacia la superficie. Este mecanismo de falla resulta en una superficie de falla cónica. La superficie de falla es entonces representada por una superficie cilíndrica a profundidad, haciendo una transición a una superficie cónica que se proyecta a ciertas distancias del perímetro del elemento. A pesar de que Kulhawy ha desarrollado soluciones para la superficie cónica de falla, las soluciones para un cilindro continuo proveen aproximadamente la misma resistencia a tensión..

Figura 3.
Esfuerzos Cortantes en Anclajes
Empotrados (Kulhawy, 1985)



4. RESISTENCIA A TENSIÓN DE ELEMENTOS INDIVIDUALES

Las observaciones en elementos Geopier que han sido completamente sacados del terreno durante los esfuerzos de investigación de Geopier en elementos a tensión indican que la superficie de falla crítica es cilíndrica y ocurre en el perímetro del elemento instalado (Figura 2). Frecuentemente en la superficie del terreno se observan grietas radiales y circunferenciales antes de la completa falla a tensión. Estos patrones de grietas son consistentes con las superficies de falla cónicas invertidas cercanas a la superficie descritas en la literatura para anclajes empotrados sujetos a tensión (Kulhawy, 1985). La metodología usada para calcular la resistencia a tensión de un elemento Geopier individual es presentada en la Figura 4. Cuando los elementos Geopier son sujetos a cargas extremas en tensión, se forma una superficie de falla cilíndrica alrededor de los elementos. La

resistencia última a tensión (Q_{ult}) se calcula como la suma del peso de los elementos Geopier (W) y la resistencia en fricción. La resistencia última en fricción es calculada como el producto de la resistencia unitaria (f_s) y el área del cilindro fallado en cortante (A_s):

$$Q_{ult} = W + f_s A_s = W + f_s \pi d H_s \quad \text{Eq. 1.}$$

donde W es el peso boyante del elemento Geopier, d es el diámetro efectivo del elemento Geopier, y H_s es el largo del fuste del elemento (Figura 4). El diámetro efectivo del elemento Geopier es generalmente mayor que el diámetro barrenado como resultado del apisonado del agregado del Geopier.

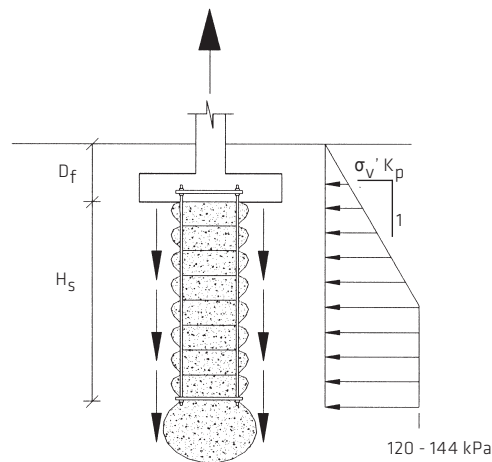


Figura 4.
Resistencia a Tensión Individual del Elemento Geopier

4.1 SUELOS GRANULARES

Para elementos Geopier instalados en suelos granulares, la razón de drenaje es típicamente más rápida que el incremento neto a tensión durante ciclos acumulativos de carga. La resistencia de carga a tensión de elementos Geopier es, por tanto, calculada usando procedimientos de análisis geotécnicos drenados. La fricción unitaria (f_s) es

calculada como la suma del intercepto en cohesión drenada (c) y el producto de la presión lateral en el suelo rodeando los elementos Geopier (σ_h') y la tangente del ángulo de fricción interna del suelo matriz (ϕ'_m):

$$f_s = c + \sigma_h' \tan(\phi'_m) \quad \text{Eq. 2.}$$

El intercepto en cohesión drenado (c) es comúnmente considerado cero para arenas limpias y gravas.

La acción del apisonado en el proceso de construcción del Geopier aumenta las presiones laterales en el suelo matriz rodeando los elementos Geopier. El aumento en las presiones laterales depende del tipo de suelo, drenaje, razón de sobre-consolidación, y el confinamiento ofrecido por los elementos Geopier adyacentes. La presión lateral pos-construcción es típicamente calculada como el producto de los esfuerzos geo-estáticos en los suelos matriz (σ_v') y el coeficiente de presión pasiva de suelo Rankine (K_p):

$$\sigma_h' = \sigma_v' K_p, \quad \text{Eq. 3.}$$

donde:

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi'_m / 2). \quad \text{Eq. 4.}$$

La presión lateral de suelo se limita a un valor variando entre 120 kPa a 144 kPa, como se muestra en la Figura 4, para considerar la máxima energía que es típicamente aplicada por el martillo Geopier a los suelos de la periferia (Handy, 2001).

4.2 SUELOS COHESIVOS

La razón de carga a tensión puede o no ser más rápida que la razón de drenaje cuando se instalan elementos Geopier en suelos cohesivos. Por tanto, la fricción unitaria (f_s) es calculada como la menor de 1) la resistencia al cortante no-drenada (s_u) del suelo matriz y 2) la fricción unitaria drenada del suelo matriz usando la Ecuación 2, arriba. La capacidad última a tensión (Q_{ult}) viene entonces dada por el menor de:

$$Q_{ult} = (c + \sigma_h' \tan (\phi'_m)) \pi d H_s + W, \quad \text{Eq. 5.}$$

y

$$Q_{ult} = s_u \pi d H_s + W \quad \text{Eq. 6.}$$

4.3 DISEÑO DE VARILLAS A TENSION

En el arnés del anclaje se usan varillas de acero con rosca de alta resistencia, como las producidas por Dywidag o Williams. La carga a tensión permisible de cada varilla (Q_{rod}) es calculada como el producto del esfuerzo permisible en tensión del acero (F_{all}) y el área de sección transversal (A_{rod}):

$$Q_{rod} = F_{all} \cdot A_{rod} = F_{all} \cdot \pi \cdot d_{rod}^2 / 4 \quad \text{Eq. 7.}$$

donde d_{rod} es el diámetro de la varilla a tensión.

Muchos códigos sugieren que el esfuerzo permisible a tensión no exceda el 60% del límite plástico del acero:

$$F_{all} = 0.60 F_y \quad \text{Eq. 8.}$$

El diseño de las varillas a tensión debe considerar la corrosión. Las varillas pueden ser galvanizadas, cubiertas por epoxy, o diseñadas con suficiente acero en exceso para considerar la pérdida por corrosión a lo largo de la vida útil de la estructura.

Los métodos de diseño descritos arriba y los valores de los parámetros de diseño deberán ser verificados con una prueba de carga a tensión si los elementos son usados para resistir cargas a tensión significativas.

5. EFECTOS DE GRUPO

La capacidad de carga a tensión de grupos de elementos Geopier espaciados cercanos es calculada como el menor de: 1) la capacidad a tensión de un elemento sencillo multiplicado por el número total de elementos, y 2) la capacidad a tensión de un bloque de suelo sujeto a tensión (Figura 5). Para elementos Geopier instalados en suelos granulares, el volumen del bloque es definido por la huella de la cimentación que la sobreyace y paredes laterales con inclinación (β) como se muestra en la Figura 5a. El ángulo de inclinación de las paredes laterales del bloque β depende del ángulo de fricción interna del suelo matriz y de la presión lateral de suelo inducida por la construcción del elemento Geopier. Valores en el rango de 15 a 20 grados son comúnmente usados para β en los cálculos de diseño. La resistencia a tensión es calculada como el peso boyante del suelo contenido en el bloque.

$$Q_{\text{block}} = W_{\text{block}} \quad \text{Eq. 9.}$$

Para elementos Geopier instalados en suelos cohesivos, el volumen del bloque es definido por un área mayor a la huella de la cimentación y paredes laterales verticales como se muestra en la Figura 5b. La resistencia a tensión es calculada sumando el peso total del suelo dentro del bloque y la resistencia cortante no-drenada a lo largo del borde del bloque:

$$Q_{\text{block}} = W_{\text{block}} + s_u (2B' + 2L') H_s, \quad \text{Eq. 10.}$$

donde B' y L' son las dimensiones de la huella del bloque de suelo.

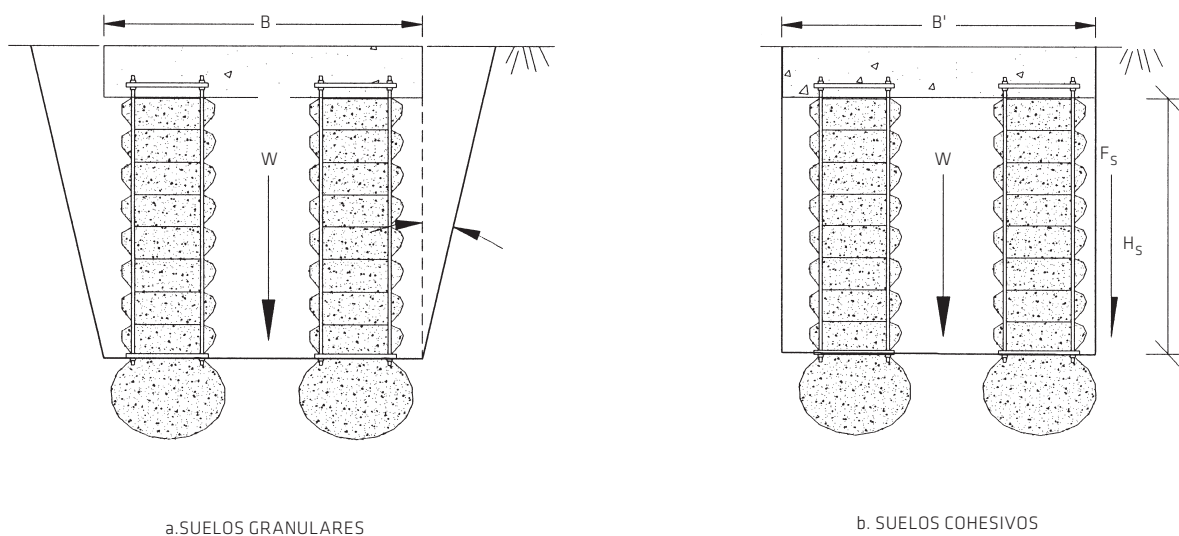


Figura 5.
Capacidad a Tensión de Elementos
Geopier Cercanamente-Espaciados

6. PRUEBAS DE CARGA A TENSIÓN

Las pruebas de carga a tensión son comúnmente realizadas en elementos Geopier. Las pruebas son típicamente localizadas en un área del sitio donde se identifican las características más pobres de suelo. La Figura 6 muestra un ensamblaje típico de la prueba de carga a tensión. Las varillas a tensión son conectadas a un elemento transversal arriba de la viga de reacción. Durante la prueba se utiliza un gato hidráulico reaccionando contra el elemento

transversal y la viga de reacción, halando entonces las varillas a tensión y aplicando las cargas a tensión al elemento Geopier. La prueba de carga es realizada generalmente de acuerdo a la norma ASTM D-1144, y de uno a cuatro días luego de instalada la pila de prueba para permitir la disipación de las presiones de poro en exceso del suelo matriz. Las pruebas de carga a tensión son utilizadas para verificar la capacidad de diseño a tensión.

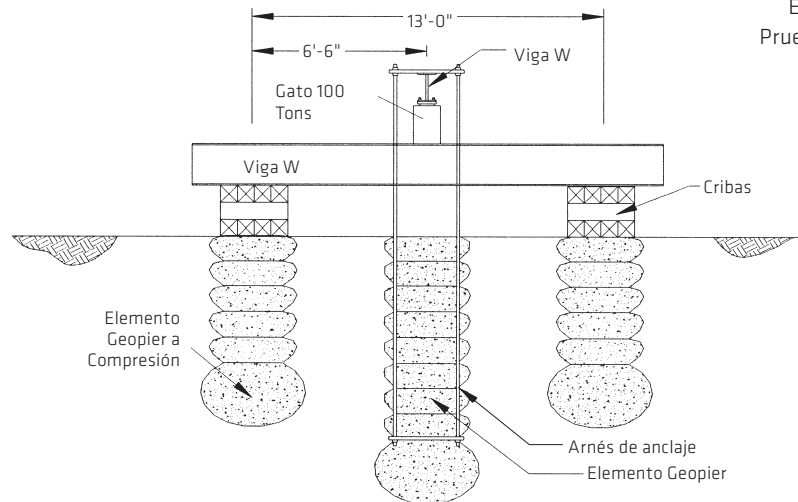


Figura 6
Ensamblaje Típico de la
Prueba de Carga a Tensión

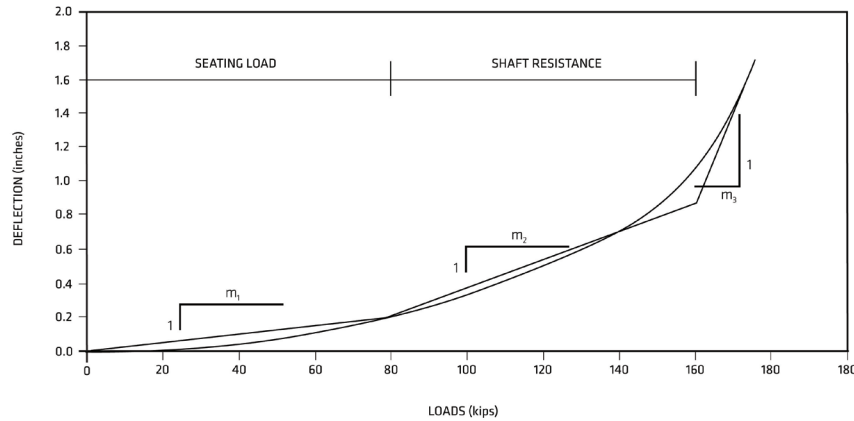
7. RESPUESTA DEL ELEMENTO A LA RELACIÓN CARGA-DEFORMACIÓN

7.1 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBAS DE CARGA A TENSIÓN

La Figura 7 ilustra un gráfico característico de resultados de pruebas a tensión. Estos resultados típicamente consisten de tres segmentos de líneas rectas. El primer segmento corresponde al acomodo del plato de tensión y rearreglo de las partículas del agregado en la parte de abajo del elemento Geopier. La pendiente de esta línea, designada como m_1 , es generalmente pequeña. El segundo segmento representa una deflexión hacia arriba de la placa de

fondo causada por abultamiento de la porción del fondo de la pila y movimiento a lo largo de los lados cilíndricos del elemento. Este segmento tiende a una pendiente m_2 , hasta que ocurre una falla por cortante. El tercer segmento es vertical o casi-vertical, y representa condiciones a las que ocurren deformaciones excesivas con ninguna o mínima aplicación de cargas. La capacidad última a tensión es interpretada como ocurriendo en la intersección del segundo y tercer segmento de líneas.

Figura 7.
Resultados de Prueba de Carga a Tensión



7.2 DEFLEXIONES TÍPICAS

El control de la deflexión a tensión es importante para mantener el desempeño estructural. La Tabla 1 presenta un resumen de deflexiones medidas para elementos de diámetro de 76 cm durante pruebas de carga a tensión realizadas en grava, arena y depósitos de limos/arcillas. Los valores de deflexión incluyen la elongación elástica de las varillas de

tensión. La Tabla 1 puede ser usada como una ayuda para predecir las deformaciones para varios niveles de cargas aplicadas a tensión.

En general, las deformaciones a tensión aumentan con la reducción del tamaño de granos del suelo matriz.

Tabla 1.
Resumen de Deformaciones de
Prueba de Carga a Tensión

Tipo de Suelo	CARGA EN ACOMODO (VALORES PROMEDIO) (kN)	DEFORMACIÓN EN ACOMODO (VALORES PROMEDIO) (MM/kN)	DEFORMACIÓN EN FRICCIÓN DEL FUSTE (VALORES PROMEDIO) (MM/kN)
GRAVA	180-400 [290]	0.028 - 0.034 [0.031]	0.023 - 0.051 [0.037]
Arena	130-245 [185]	0.023 - 0.051 [0.037]	0.023 - 0.040 [0.032]
Limo y Arcilla	90-263 [175]	0.023 - 0.051 [0.037]	0.051 - 0.188 [0.12]

Las deflexiones de los elementos a tensión pueden ser mayores a aquellas presentadas en la Tabla 1 arriba si las placas de acero son instaladas en arcillas blandas o limos que exhiben tendencia a abultarse hacia afuera durante la aplicación de las cargas a tensión (Figura 8). Los métodos usados para estimar el potencial de abultamiento se proveen en el Boletín Técnico No.2: Capacidad Portante, de Geopier Foundation Company. La capacidad última a tensión puede ser estimada por el producto

del esfuerzo radial limitante ($\sigma'_{r,lim}$), el coeficiente de presión pasiva de tierra Rankine del agregado del elemento Geopier, y el área transversal del elemento:

$$Q_{ult} = \sigma'_{r,lim} \tan^2(45 + \phi'_g/2) \pi d^2/4. \quad \text{Eq. 11.}$$

El esfuerzo radial limitante es calculado como:

$$\sigma'_{r,lim} = 2 \sigma'_v + 5.2 s_u. \quad \text{Eq. 12.}$$

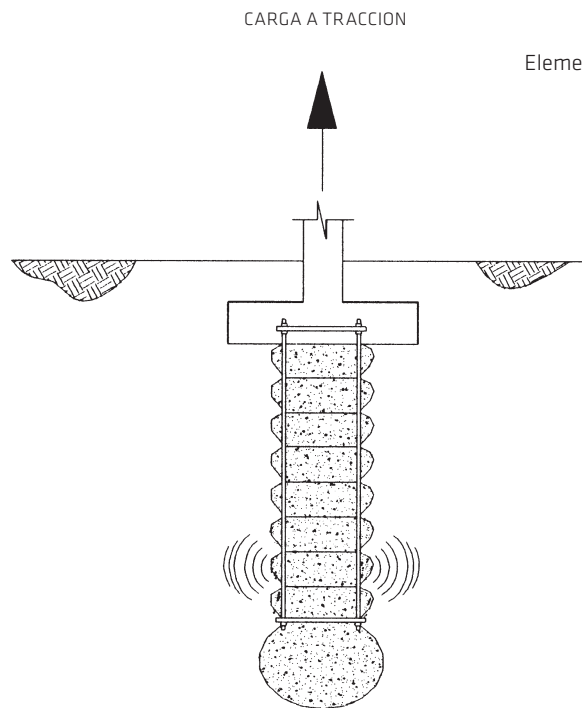


Figura 8.
Elemento en abultamiento hacia afuera

8. RESUMEN

Los elementos a tensión Geopier resisten las cargas a tensión aplicadas por medio de la resistencia desarrollada entre el perímetro de los elementos y el suelo matriz que los rodea. Los elementos son particularmente eficientes por el aumento en los esfuerzos laterales en el suelo matriz que ocurre durante la instalación.

Los elementos son usados para proveer estabilidad a zapatas superficiales que son sujetas a cargas a tensión.

AUTORES

Kord J. Wissmann, Ph.D., P.E.

Brendan T. FitzPatrick, P.E.

REFERENCIAS

Caskey, J.M. (2001). "Uplift Capacity of Rammed Aggregate Pier Soil Reinforcing Elements." MS thesis in preparation. University of Memphis.

Charlie, W.A., Turner, J.P., and Kulhawy, F.H. (1985). "Review of Repeated Axial Load Tests on Deep Foundations", Drilled Piers and Caissons II. Ed. By C.N. Baker, ASCE, New York, May 1985, pp. 129-150.

Ghaly, A., Hanna, A., Hanna, M. (1991). "Uplift Behavior of Screw Anchors in Sand. I: Dry Sand." Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 5, May 1991, pp. 773-93.

Handy, R L. (2001). Personal communication. March 1, 2001. Hsu, C. L. (2000). "Uplift Capacity of Geopier Foundations." MS thesis. University of Utah.

Kulhawy, F.H. (1985). "Uplift behavior of shallow soil anchors – an overview." Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, Special Publication. Clemence (editor), American Society of Civil Engineers, 1-25.

Kulhawy, F.H., Kozera, D.W., and Withiam, J.L. (1979). "Uplift Testing of Model Drilled Shafts in Sand." Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 105, GT1, Jan 1979, pp. 31-47.

Lawton, E. C. (2000). "Performance of Geopier Foundations During Simulated Seismic Tests at South Temple Bridge on Interstate 15, Salt Lake City, Utah." Final Report, No. UUCVEEN 00-03, University of Utah, Salt Lake City, Utah.

Lawton E. C. and N. S. Fox. (1994). "Settlement of structures supported on marginal or inadequate soils stiffened with short aggregate piers." Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, A.T. Yeung and G.Y. Fello (Editors), American Society of Civil Engineers, 2, 962-74.

Lawton, E.C., Fox, N. S., and R. L. Handy. (1994). "Control of settlement and uplift of structures using short aggregate piers." In-situ Deep Soil Improvement, K.M. Rollins (Editor), American Society of Civil Engineers, 121-132.

Meyerhof, G.G. and Adams, J.I. (1968). "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations." Canadian Geotechnical Journal. Vol. 5, No. 4, Nov 1968, pp. 225-244.

NAVFAC. (1982). Foundations and Earth Structures – Design Manual 7.2. Department of the Navy.

7.2-205 – 207. Vesic, A.S. (1975). "Bearing Capacity of Shallow Foundations." Chap. 3 in Foundation Engineering Handbook, Ed. By H. Winterkorn and H.Y. Fang, Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1975, pp. 121-147.

RECONOCIMIENTOS

Los datos de pruebas aquí resumidos han sido suministrados por Geopier, GFC West, Inc., GFC Northwest, Inc., Geopier Foundation Company of Northern California, Peterson Contractors, Inc., GeoStructures, Inc., GeoConstructors, Inc., y la Universidad de Utah. Los autores desean agradecer al Profesor Richard Handy, Profesor David White, Profesor Evert Lawton, Sr. John Martin, Sr. Michael Cowell, y al Sr. Tom Farrell por su revisión y comentarios.

REFUERZO Y MEJORAMIENTO DE SUELOS CON LOS SISTEMAS GEOPIER®

Trabaje con ingenieros alrededor del mundo para resolver sus retos de refuerzo y mejoramiento de suelos. Para más información, llame al [800-371-7470](tel:800-371-7470), correo electrónico info@geopier.com, o visite geopier.com.

130 Harbour Place Drive, Suite 280, Davidson, NC 28036
800.371.7470 | info@geopier.com | marketing@geopier.com
www.geopier.com

GEOPIER®

©2022 Geopier. La tecnología Geopier® y las marcas de fábrica están protegidas bajo patentes de los EUA y marcas de fábrica listadas en www.geopier.com/patents y otras aplicaciones de marca y patentes pendientes. Existen otras patentes extranjeras, aplicaciones de patentes, marcas registradas y marcas de fábrica.

GEOPIER_TB_3_11.22