

## CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS DE GRAVA COMPACTADA

---

En este boletín técnico se discute la capacidad de carga de Pilas de Grava Compactada para apoyo de cimentaciones superficiales. El comportamiento tanto de pilas de grava compactada individuales como el de un grupo, se considera complejo debido a los cambios en el estado de esfuerzos de la matriz de suelo que se generan con la acción del apisonado durante las instalaciones, y a los complicados mecanismos de transferencia de carga que se producen entre la zapata cargada, los elementos de refuerzo relativamente rígidos y la matriz de suelo de rigidez relativamente blanda. Debido a estas complejas interacciones, se han utilizado aproximaciones y enfoques simplificados en los análisis que se presentan en esta sección. Las cargas últimas se calculan utilizando las teorías de equilibrio límite de la mecánica de suelos clásica, en conjunto con las geometrías de falla idealizadas necesarias para alcanzar una solución. Las soluciones que aquí se presentan descuidan conservadoramente la influencia del confinamiento proporcionado por las zapatas cargadas así como por elementos adyacentes.

---

### 1. MODOS DE FALLA DE CAPACIDAD DE CARGA EN EQUILIBRIO LÍMITE

---

La capacidad de carga admisible para zapatas apoyadas en pilas de grava compactada es casi siempre controlada por los análisis de asentamientos. Sin embargo, es posible que tenga que aplicarse carga suficiente para que se alcance el límite elástico de la zona subyacente a la pila de grava compactada. La magnitud de la carga asociada a la resistencia al corte del suelo se define como la capacidad de carga en equilibrio límite de una zapata. Se asume que típicamente las superficies de corte clásicas, se extienden a lo largo de superficies circulares y superficies log-espaciales por debajo de las zapatas no apoyadas en pilas de grava compactada (Figura 1). El potencial de corte dentro de una matriz de suelo reforzada con pilas

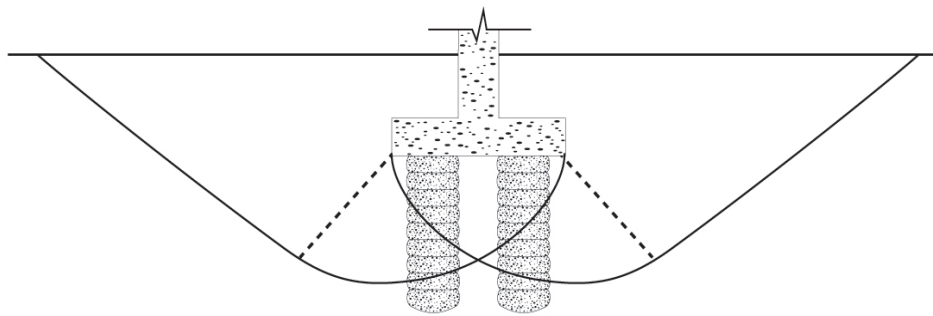
de grava compactada es más difícil de determinar, debido a las complejas interacciones entre las pilas y la matriz de suelo con relativamente baja capacidad de carga. Los potenciales modos de falla en equilibrio límite para las zapatas apoyadas en pilas de grava compactada consisten en:

1. Falla por abultamiento de elementos individuales;
2. Falla por corte bajo las puntas inferiores de las pilas de grava compactada;
3. Falla por corte en la matriz de suelo reforzada con pilas de grava compactada;
4. Falla por debajo de la parte inferior de la matriz de suelo reforzada con pilas de grava compactada.

A continuación se presentan aproximaciones de diseño utilizadas para estimar la capacidad de carga asociada a cada uno de los modos de falla descritos anteriormente. Las ecuaciones desarrolladas se pueden utilizar para estimar la capacidad de carga de zapatas apoyadas sobre pilas de grava compactada para cada caso. Para proporcionar una guía de diseño generalizada, se presentan tablas de cargas admisibles de zapatas para las condiciones

típicas de diseño para cada potencial modo de falla. Las condiciones típicas de diseño se presentan en la Tabla 1. Los resultados de los análisis presentados en este documento para condiciones típicas de diseño, indican que la falla por corte debajo de las partes inferiores de elementos individuales (Figura 2B) y dentro de la matriz del suelo reforzada con pilas de grava compactada, (Figura 2C) con frecuencia controlan la capacidad de carga de diseño.

Figura 1.  
Capacidad de carga en estado límite de equilibrio de zapatas convencionales



## 2. FALLA POR ABULTAMIENTO DE ELEMENTOS INDIVIDUALES

El potencial de falla por abultamiento de cada uno de los elementos granulares columnares en arcillas saturadas, es descrito por Mitchell (1981) y se muestra en la Figura 2a. Si se aplica suficiente presión a las partes superiores de las pilas, la resistencia al corte podría estar actuando completamente dentro de los elementos y a lo largo de las superficies que se extienden a través de la matriz del suelo circundante. El desarrollo de superficies de corte dentro de los elementos provoca que se presente abultamiento. La presión lateral de tierra de la matriz de suelo alrededor de los elementos puede resistir dicho abultamiento. Debido a que las presiones laterales de tierra son más bajas cerca de la superficie del suelo, donde los esfuerzos generados por la sobrecarga son bajos, la mayor cantidad de abultamiento se produce en las partes superiores de los elementos.

Hughes y Withers (1974), utilizaron la teoría de la

cavidad de expansión para formular una expresión de cálculo de capacidad de carga de elementos granulares columnares sujetos a deformaciones por abultamiento. Para pilas de grava compactada instaladas en suelos cohesivos, la carga última que puede aplicarse a la parte superior del elemento ( $q_{ult, g}$ ) puede ser estimada por el producto del límite del esfuerzo radial y el coeficiente de empujes de tierras pasivo de Rankine del agregado de la pila de grava compactada:

$$q_{ult, g} = \sigma_{r, lim} \tan^2 (45 + \phi_g / 2), \quad \text{Ec. 1.}$$

donde  $\phi_g$  es el ángulo de fricción interna del agregado de la pila.

El límite del esfuerzo radial se puede estimar utilizando la siguiente expresión:

$$\sigma_{r, lim} = \sigma_{r, o} + c \{1 + \ln [E / (2 c (1 + \mu))]\}, \quad \text{Ec. 2.}$$

donde  $\sigma_{r,0}$  es el esfuerzo radial total después de la instalación de la pila de grava y antes de la aplicación de carga de zapata,  $c$  es la resistencia al corte no drenada de la matriz de suelo (cohesión),  $E$  es el módulo de elasticidad en condiciones no drenadas de la matriz del suelo y  $\mu$  es la relación de Poisson de dicha matriz. El esfuerzo radial total después de la instalación de una pila de grava compactada es la suma del esfuerzo efectivo radial y la presión de poro. Los resultados de las pruebas de carga en la parte superior de los elementos y los resultados de mediciones “in-situ” tomadas con el “presiómetro Menard” y con la “cuchilla escalonada (Stepped Blade)” después de la instalación de los elementos, indican que la presión efectiva horizontal en la matriz de suelo después de dicha instalación, puede estimarse como el producto del esfuerzo vertical efectivo y el coeficiente de empujes de tierras pasivo de Rankine ( $k_{p,s}$ ) de la matriz de suelo. Suponiendo un ángulo de fricción interna de 20 grados para una arcilla saturada y despreciando la influencia de la presión de poro, el esfuerzo radial total después de la instalación del elemento es aproximadamente dos veces el esfuerzo vertical efectivo de la sobrecarga. Como la relación del módulo de elasticidad ( $E$ ) y la resistencia al esfuerzo cortante no drenada ( $c$ ) de la arcilla puede ser estimada de manera conservadora aproximadamente de 200, y como la relación de Poisson ( $\mu$ ) para condiciones no drenadas es de 0.5, la Ecuación 2 se puede simplificar como:

$$\sigma_{r,lim} = 2\sigma_v' + 5.2 c. \quad \text{Ec. 3.}$$

La combinación de la Ecuación 1 y la Ecuación 3, e incorporando un ángulo de fricción de la pila igual a 50 grados, valor que se fundamenta en los resultados de las pruebas de corte directo realizadas a escala real en pilas de grava compactada, la capacidad de carga de uno de estos elementos puede estimarse como:

$$q_{ult,g} = 15.1 \sigma_v' + 39.3 c. \quad \text{Ec. 4.}$$

El esfuerzo vertical efectivo debe ser estimado como el esfuerzo promedio de la sobrecarga a la profundidad donde corresponda el abultamiento dentro de la matriz de suelo. La parte de la pila

de grava que es más probable que falle por abultamiento se extiende desde la parte inferior de la zapata a una profundidad igual al producto  $[d \tan(45+\phi_g/2)]$  por debajo de la parte inferior de la zapata, donde  $d$  es el diámetro Geopier. Para un elemento de 30 pulgadas de diámetro instalado 2.0 pies por debajo del nivel adyacente, la profundidad a la mitad de la zona crítica de abultamiento es de 5.4 pies. Combinando esta profundidad con los valores de diseño típicos presentados en la Tabla 1, la Ecuación 4 puede simplificarse aún más como:

$$q_{ult,g} = 6,580 \text{ psf} + 39.3 c. \quad \text{Ec. 5.}$$

La Tabla 2 presenta los valores calculados de la carga admisible en la parte superior de una pila de grava compactada así como de cargas admisibles en zapatas. La relación entre el esfuerzo en la parte superior del elemento y el esfuerzo promedio de carga en una zapata se describen en la Tabla 1.

Las fórmulas presentadas anteriormente se consideran conservadoras porque no incluyen los esfuerzos verticales de confinamiento proporcionados por la carga que trasmite la zapata y debido a la aplicación de las condiciones de empuje de tierras de Rankine, mismas que no tienen en cuenta los esfuerzos normales y cortantes adicionales asociados con la construcción de los elementos. Los esfuerzos normales y cortantes adicionales que resultan de la instalación de los elementos rotan a los esfuerzos principales, permitiendo así esfuerzos horizontales superiores a los calculados utilizando la expresión de Rankine.

### 3. FALLA POR CORTE BAJO LAS PUNTAS INFERIORES DE LAS PILAS DE GRAVA COMPACTIADA

El potencial de falla por corte debajo de las puntas inferiores de elementos individuales se representa en la Figura 2b. Despreciando el peso del material de la pila, la carga total aplicada a las partes superiores de los elementos ( $Q_{top,g}$ ) es resistida tanto por la fricción en el fuste ( $Q_{shaft}$ ) y la punta ( $Q_{tip,g}$ ):

$$Q_{top,g} = Q_{shaft} + Q_{tip,g}, \quad \text{Ec. 6.}$$

que puede ser re-escrita en términos de esfuerzo como:

$$q_{ult,g} A_g = f_s A_{shaft} + q_{tip,g} A_g, \quad \text{Ec. 7.}$$

donde  $q_{ult,g}$  es el esfuerzo máximo aplicado en la punta superior del elemento,  $A_g$  es el área de la sección transversal del elemento,  $f_s$  es la fricción unitaria promedio a lo largo del fuste del elemento,  $A_{shaft}$  es el área del fuste del elemento, y  $q_{tip,g}$  es el esfuerzo resistido en la punta inferior del elemento. Reordenando la Ecuación 7, el esfuerzo último en la parte superior del elemento puede expresarse como:

$$q_{ult,g} = \frac{f_s A_{shaft}}{A_g} + q_{tip,g} = \frac{4f_s d_{shaft} H_{shaft}}{d^2} + q_{tip,g}, \quad \text{Ec. 8.}$$

donde  $d_{shaft}$  es el diámetro del fuste del elemento,  $d$  es el diámetro nominal del elemento, y  $H_{shaft}$  es la longitud del fuste. Los parámetros  $d_{shaft}$  y  $d$  se describen por separado debido a que el radio efectivo del fuste se estima de aproximadamente 3 pulgadas mayor que el radio nominal del fuste, como resultado de la compactación del agregado lateralmente durante la densificación con el compactador biselado Geopier.

La capacidad de carga de la punta inferior del elemento se puede estimar con la Ecuación clásica de Terzaghi y Buisman:

$$q_{tip,g} = q_{ult} = c N_c + 0.5 d_{shaft} \gamma N_\gamma + \sigma_v' N_q, \quad \text{Ec. 9.}$$

donde  $N_c$ ,  $N_\gamma$ , and  $N_q$  son factores de capacidad de carga adimensionales,  $\gamma$  es el peso volumétrico de la matriz de suelo,  $\sigma_v'$  es el esfuerzo por sobrecarga a la elevación de la punta del elemento.

#### CONDICIONES NO DRENADAS

Para condiciones no drenadas, la fricción unitaria promedio a lo largo del fuste del elemento ( $f_s$ ) es el promedio de la resistencia no drenada ( $c$ ) de la matriz del suelo en las proximidades al fuste. La expresión de la capacidad de carga de la punta (Ecuación 9) en los suelos arcillosos puede simplificarse a (Meyerhof 1976):

$$q_{tip} = c N_c. \quad \text{Ec. 10.}$$

La experiencia con pilotes hincados y colados indican que  $N_c$  en una arcilla sin drenaje es de aproximadamente 9. La Ecuación 8 se convierte en:

$$q_{ult,g} = 4c \frac{d_{shaft} H_{shaft}}{d^2} + 9c. \quad \text{Ec. 11.}$$

La consecuencia del excesivo esfuerzo normal en las puntas de los elementos es el asentamiento, no el volteo de la zapata. Esto es debido a que los esfuerzos en la zapata serán transferidos a los materiales de la matriz del suelo dado que existe un asentamiento en el fuste mayor al previsto. Aunque normalmente no se consideran factores de seguridad en el cálculo de asentamientos, se considera un factor de seguridad de 1.5 para ser prudentes con este modo potencial de deflexión en el elemento. La Tabla 3 muestra los valores calculados de la carga permisible en la punta superior y la carga permisible de zapatas para los valores de diseño típicos descritos en la Tabla 1. Para proporcionar un diseño seguro, un factor de seguridad de 1.5 se aplica en los cálculos.

Las fórmulas presentadas anteriormente se consideran conservadoras porque no incluyen los efectos de la resistencia obtenida en la matriz de suelo como resultado de la instalación de las pilas de grava compactada, ya que representan tan sólo tres pulgadas de expansión radial durante la instalación. Estos supuestos se consideran particularmente conservadores para elementos cortos instalados en condiciones de suelo muy blando. Además, las fórmulas indicadas anteriormente son aplicables sólo a suelos donde la razón de disipación de exceso

de presión de poro es más lenta que la velocidad de carga. Por estas razones, se recomienda que el diseño de elementos individuales instalados en arcillas muy blandas se respalde en los resultados de una prueba de carga Geopier.

### CONDICIONES DRENADAS

Para condiciones de drenaje, la fricción unitaria promedio a lo largo del fuste ( $f_s$ ) es el producto del promedio de la presión horizontal efectiva ( $\sigma'_h$ ) y la tangente del ángulo de fricción interna de la matriz del suelo [ $\tan(\phi_s)$ ]. El promedio de presión horizontal efectiva, puede ser conservadoramente estimada como el producto del esfuerzo vertical efectivo que actúa en el punto medio de la longitud del fuste ( $\sigma'_{vavg}$ ) y el coeficiente de empuje de tierras pasivo de Rankine ( $k_{p,s}$ ) de la matriz de suelo. La fricción unitaria media, por lo tanto, se puede expresar como:

$$f_s = \sigma'_{vavg} \tan(\phi_s) k_{p,s} = (d_f + H_{shaft}/2) \gamma' \tan(\phi_s) \tan^2(45 + \phi_s/2), \text{ Ec. 12.}$$

donde  $d_f$  es la profundidad de la parte inferior de la zapata por debajo del nivel adyacente,  $H_{shaft}$  es la longitud del fuste del elemento por debajo de la parte inferior de la zapata,  $\gamma'$  es el peso volumétrico sumergido de la matriz de suelo, y  $\phi_s$  es el ángulo de fricción interna de dicha matriz de suelo. La capacidad de carga de la punta del elemento puede estimarse con la Ecuación 9, donde el primer término se omite porque  $c$  se toma como cero, y donde el

segundo término es despreciable para elementos poco profundos. El factor de capacidad de carga  $N_q$  de 10, 20, 30, 40, and 90, respectivamente (Meyerhof 1976).

Como se señaló anteriormente, debido a que la consecuencia de un esfuerzo normal excesivo en las puntas inferiores de los elementos es el asentamiento y no el volteo de la zapata, se considera prudente el empleo de un factor de seguridad de 1.5 para la realización de los cálculos. La Tabla 4 presenta los valores calculados de presión admisible en la punta superior de los elementos y cargas admisibles para zapatas considerando los valores de diseño típicos descritos en la Tabla 1. Debido a que pueden presentarse asentamientos excesivos y con la finalidad de proporcionar un diseño seguro, un factor de seguridad de 1.5 se aplica en los cálculos.

Las fórmulas presentadas anteriormente se consideran conservadoras porque no incluyen los esfuerzos verticales de confinamiento proporcionados por la carga que trasmite la zapata, y representan solamente tres pulgadas de expansión radial durante la instalación de las pilas. Estos supuestos se consideran particularmente conservadores para elementos cortos instalados en suelos blandos o sueltos. Por estas razones, se recomienda que el diseño de elementos individuales instalados en materiales blandos o sueltos se respalde en los resultados de una prueba de carga Geopier.

---

## 4. FALLA POR CORTE EN UNA MATRIZ DE SUELO REFORZADA CON PILAS DE GRAVA COMPACTADA

---

El potencial de falla por corte dentro una matriz del suelo reforzada con pilas de grava compactada se representa en la Figura 2c. Para este modo de falla, se supone que los planos de falla pasan a través de los elementos y de la matriz de suelo y luego hacia arriba a través del suelo circundante. La resistencia al esfuerzo cortante de los materiales a lo largo del plano de falla supuesto, depende de la resistencia

friccional al corte dentro de la matriz del suelo ( $t_s$ ) y de la resistencia friccional al corte proporcionada por las pilas de grava compactada ( $t_g$ ). Mitchell (1981) resume los enfoques formulados por Priebe (1978) y Aboshi et. al. (1979), que utilizan parámetros de resistencia al esfuerzo cortante compuestos para proporcionar soluciones para esta condición. Una vez que se desarrollan los parámetros de resistencia

al corte compuestos, la capacidad de carga de la matriz compuesta de suelo se puede estimar utilizando la Ecuación convencional de capacidad de carga de Terzaghi-Buisman (Ecuación 9). Priebe (1978) recomienda que el ángulo de fricción compuesto del suelo reforzado ( $\phi_{comp}$ ) y la cohesión compuesta ( $c_{comp}$ ) se calculen con las expresiones:

$$\phi_{comp} = \tan^{-1} [R_a n \tan(\phi_g) + (1-R_a n) \tan(\phi_s)] \quad \text{Ec. 13.}$$

and

$$c_{comp} = (1-R_a n) c, \quad \text{Ec. 14.}$$

donde  $R_a$  es la relación entre el área de cobertura de las pilas de grava compactada y el área bruta de la matriz del suelo en la zona de corte,  $n$  es la relación entre el esfuerzo aplicado a las pilas de grava y el esfuerzo aplicado a la matriz de suelo,  $\phi_g$  es el ángulo de fricción de las pilas de grava,  $\phi_s$  es el ángulo de fricción de la matriz de suelo, y  $c$  es la cohesión de la matriz de suelo. Aboshi et. al. (1979) proporciona una solución similar pero recomienda que la resistencia al corte de un elemento columnar sea modificada por el coseno del ángulo del plano de corte con respecto a la horizontal. Esto es para considerar las diferencias entre el esfuerzo vertical que actúa sobre los planos verticales dentro de un elemento columnar y el esfuerzo normal que actúa sobre el plano de corte.

Los enfoques de Priebe y Aboshi se pueden implementar mediante el uso de las Ecuaciones 13 y 14 anteriormente definidas, siempre que se consideren los efectos de la geometría del elemento y el plano de falla, así como los efectos de la reducción de esfuerzos con la profundidad en dichos elementos. Para tomar en cuenta los planos de corte que se extienden más allá de la base de una cimentación de concreto somera, se recomienda que  $R_a$  se calcule mediante una modificación de la relación del área de cobertura "pila de grava/zapata" (típicamente alrededor de 0.33) por un factor de reducción de 0.4. Este factor de reducción da como resultado un valor efectivo de  $R_a$  de aproximadamente 0.13 para condiciones típicas de diseño.

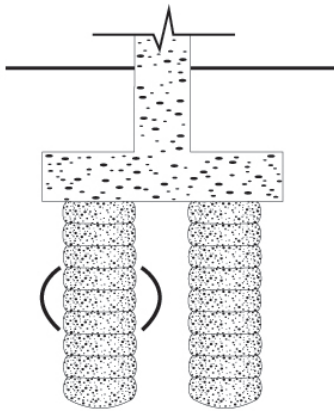
El valor de la relación de esfuerzos ( $n$ ) debe ser seleccionado para reflejar la distribución de

esfuerzos en la ubicación del plano de corte. En las puntas superiores de los elementos, el factor de concentración de esfuerzos es normalmente de 12. Los esfuerzos verticales en los elementos disminuyen con la profundidad y las cargas se transfieren a la matriz de suelo circundante. Aboshi et al. (1979) recomienda que las reducciones de esfuerzos normales con la profundidad dentro de los elementos granulares columnares, se estimen con el uso de soluciones elásticas. Por ello, se recomienda que el factor de concentración de esfuerzos se calcule mediante la reducción de dicha concentración de esfuerzos en la parte inferior de la zapata, por medio de un factor que represente una razón de 2:1 (vertical-horizontal) de la carga que se extiende por debajo de la misma.

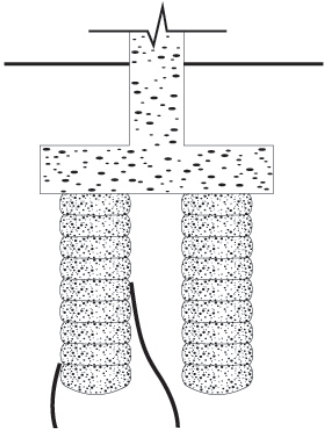
La resistencia al corte del suelo compuesto cambia con la profundidad porque depende de los efectos de la disipación de la carga y de la orientación del plano de falla. Pueden obtenerse resultados conservadores, al considerar una resistencia al corte compuesta a una profundidad de tres cuartas partes el ancho de la zapata, por debajo de la base de la misma y en un plano inclinado de falla a 45 grados respecto a la horizontal. La implementación de estas condiciones da como resultado un factor de concentración de esfuerzos de la matriz de suelo igual a 2.8, tomando en cuenta tanto la profundidad como las consideraciones de la orientación del plano de corte.

La Tabla 5 presenta los valores calculados de capacidad de carga admisible para zapatas considerando los parámetros típicos de diseño que se describen en la Tabla 1, así como un factor de concentración de esfuerzos de la matriz de suelo igual a 2.8. Cabe señalar que, incluso con los valores de los parámetros seleccionados de manera conservadora, los resultados de los análisis presentados en la Tabla 5, indican que este mecanismo de falla potencial sólo controla el diseño de zapatas construidas en una matriz de suelo competente y proporcionan capacidades de carga admisibles que generalmente exceden los valores de diseño. Por estas razones, el refinamiento adicional en los análisis pareciera no estar justificado.

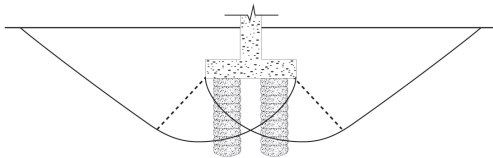
Figura 2.  
Modos potenciales de falla



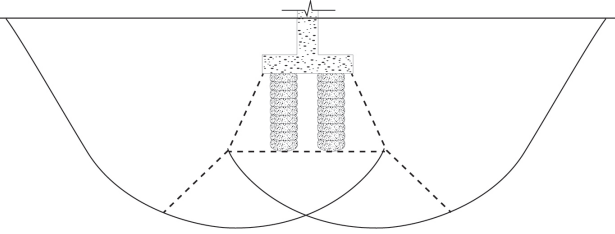
A. Falla por abultamiento de elementos individuales



B. Falla por corte bajo las puntas inferiores de las pilas de grava compactada



C. Falla por corte en la matriz de suelo reforzada con pilas de grava compactada



D. Falla por debajo de la parte inferior de la matriz de suelo reforzada con pilas de grava compactada

---

## 5. FALLA POR DEBAJO DE LA PARTE INFERIOR DE LA MATRIZ DE SUELO REFORZADA CON PILAS DE GRAVA COMPACTADA

---

El potencial de falla por corte debajo de la parte inferior de una matriz de suelo reforzada con pilas de grava compactada se representa en la Figura 2d. Se puede lograr una solución conservadora para este problema, mediante la comparación de los esfuerzos inducidos en la parte inferior de la capa de suelo mejorada, contra la carga admisible calculada con la Ecuación 9, definida anteriormente (NAVFAC 1983). El esfuerzo inducido en la parte inferior de la capa de suelo mejorada ( $q_{\text{bottom}}$ ) puede ser estimado suponiendo que la disipación de la carga aumenta a una razón de 2:1 (vertical-horizontal) por debajo de la base de la zapata:

$$q_{\text{bottom}} = q \{BL/[(B + H)(L + H)]\}, \quad \text{Ec. 15.}$$

donde  $q$  es la capacidad de carga última de la zapata,  $B$  es el ancho de la zapata,  $L$  es la longitud de la zapata, y  $H$  es el espesor de la capa de suelo mejorada con las pilas de grava compactada. La capacidad de carga última de la zapata puede ser estimada mediante el cálculo de la capacidad de carga última en la parte inferior de la matriz de suelo reforzada multiplicando por la inversa de la relación que se muestra entre paréntesis en la Ecuación 15.

Las Tablas 6 y 7 presentan los valores calculados de carga admisible en zapatas para los parámetros típicos de diseño que se describen en la Tabla 1.

---

## 6. CONTROL DE LA CAPACIDAD DE CARGA

---

En las Tablas 2 a la 7 se presenta una comparación de las capacidades de carga admisibles para zapatas típicas, mismas que muestran que la capacidad de carga en estado límite de equilibrio en suelos pobres, suele ser controlada por el potencial de falla por corte debajo de las puntas inferiores de elementos individuales. La capacidad de carga en estado límite de equilibrio en suelos competentes, suele ser controlada por el potencial de falla por corte dentro de una matriz de suelo reforzada con pilas de grava compactada. El control de la capacidad de carga en estado límite de equilibrio, para las condiciones típicas descritas en la Tabla 1 y para los cuatro modos potenciales de falla, se muestra en las Figuras 3 y 4 para condiciones no drenadas y drenadas, respectivamente. La gráfica no drenada (Figura 3) se debe utilizar sólo en situaciones en las que la relación de aplicación de la carga es más rápida que la relación de carga inducida en la zapata y la disipación de presión de poro en la matriz de

suelo. Los resultados de las gráficas se consideran conservadores, especialmente para elementos relativamente cortos instalados en suelos blandos o sueltos. Por esta razón, se recomienda que la capacidad de carga en pilas de grava compactada en condiciones de suelo blando o suelto, sea estimada respaldándose en los resultados de una prueba de carga Geopier.



Figura 3.  
Capacidad de carga admisible de zapatas para condiciones típicas de diseño y corte en condiciones no drenadas

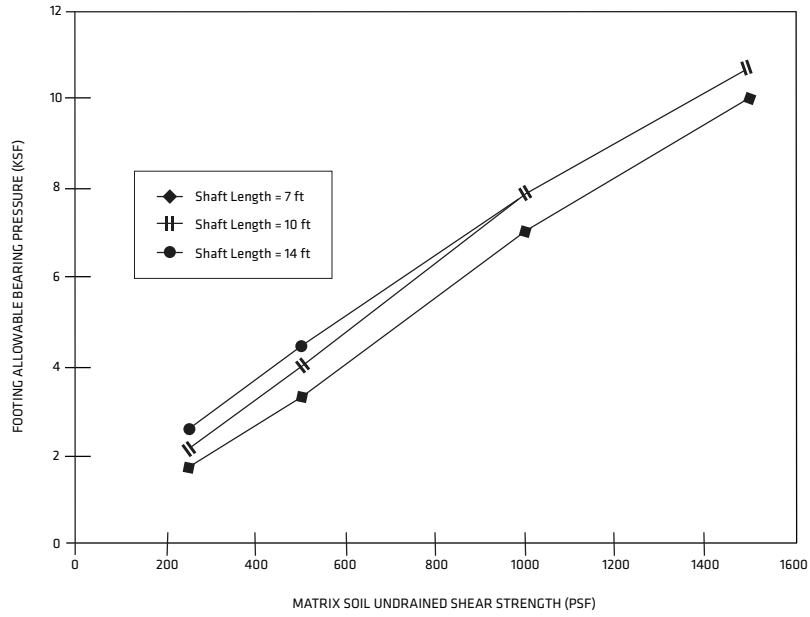


Figura 4.  
Capacidad de carga admisible de zapatas para condiciones típicas de diseño y corte en condiciones drenadas

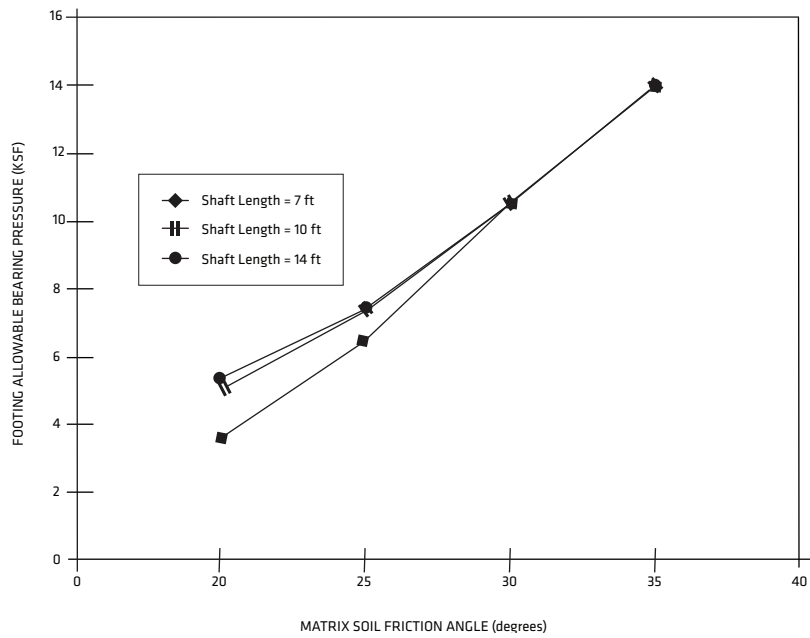


Tabla 1.  
Condiciones típicas de diseño de pilas de grava compactada

<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALOR</b>
Peso volumétrico total de la matriz de suelo, $\gamma_t$	18.8 kN/m <sup>3</sup>
Profundidad al nivel freático desde la superficie del terreno	0.61 m
Profundidad a la base de la zapata, $d_f$	0.61 m
Diámetro nominal de la pila de grava compactada, $d$	0.76 m
Diámetro del fuste después de la compactación del agregado, $d_{shaft}$	0.91 m
Longitud de fuste efectiva de la pila de grava	Longitud de perforación + 0.61 m
Relación de área de reemplazo de las pilas de grava, $(R_a)$	0.33
Relación entre las pilas de grava y el módulo de rigidez de la matriz de suelo $(R_s)^2$	12
Relación entre el esfuerzo en la punta superior de la pila de grava y el esfuerzo promedio en la zapata <sup>3</sup>	2.59
Ángulo de fricción interna de la pila de grava, $\phi_g$	50 grados <sup>4</sup>
Factor de seguridad	2.0 <sup>5</sup>

**Notas:**

<sup>1</sup> Se considera en el análisis una adición de 0.61 m pies a la longitud de perforación de la pila, con la finalidad de incorporar los efectos de la creación de un bulbo en el fondo durante la construcción, así como los efectos de pretensado en los suelos en la zona del bulbo durante la instalación por compactación.

<sup>2</sup> Basado en los resultados típicos de una prueba de carga (o prueba de módulo) Geopier.

<sup>3</sup> Relación entre el esfuerzo en la punta superior de la pila de grava y el esfuerzo promedio en la zapata =  $R_g / (R_s R_a - R_a + 1)$ .

<sup>4</sup> Basado en los resultados de una prueba de corte directo a escala real Geopier.

<sup>5</sup> Aplicable para la instalación de elementos en sitios de proyecto donde se incluya una prueba de carga Geopier. Un factor de seguridad de 1.5 es aplicable para fallas por corte bajo las puntas inferiores de elementos individuales, porque este modo de falla da como resultado un asentamiento adicional en la zapata más que una falla global por volteo.

Tabla 2.  
Capacidad de carga basada en abultamiento  
de pilas de grava individuales

<b>RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA DE LA MATRIZ DE SUELO, C (KPA)</b>	<b>ESFUERZO ÚLTIMO EN LA PUNTA SUPERIOR DEL ELEMENTO (KPA)</b>	<b>ESFUERZO PERMISIBLE EN LA PUNTA SUPERIOR DEL ELEMENTO (KPA)</b>	<b>CARGA PERMISIBLE EN LA ZAPATA (KPA)</b>
12	785	393	153
24	1254	627	244
36	1724	861	330
48	2193	1096	426
72	3136	1567	603

Tabla 3.  
Capacidad de carga basada en falla por corte en condiciones no  
drenadas bajo las puntas inferiores de pilas de grava individuales

<b>RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA DE LA MATRIZ DE SUELO, C (KPA)</b>	<b>LONGITUD NOMINAL DE FUSTE DEL ELEMENTO (KPA)</b>	<b>ESFUERZO ÚLTIMO EN LA PUNTA SUPERIOR DEL ELEMENTO (KPA)</b>	<b>ESFUERZO PERMISIBLE EN LA PUNTA SUPERIOR DEL ELEMENTO (KPA)</b>	<b>CARGA PERMISIBLE EN LA ZAPATA (KPA)</b>
12	2.1, 3.0, 4.3	292, 383, 474	211, 254, 316	81, 101, 124
24	2.1, 3.0, 4.3	584, 766, 953	421, 512, 632	163, 196, 244
48	2.1, 3.0, 4.3	1168, 1532, 1901	838, 1025, 1269	326, 393, 488
72	2.1, 3.0, 4.3	1748, 2303, 2854	1259, 1532, 1901	484, 594, 733

Tabla 4.  
Capacidad de carga basada en falla por corte en condiciones drenadas bajo las puntas inferiores de pilas de grava individuales

ÁNGULO DE FRICCIÓN DE LA MATRIZ DE SUELO (GRADOS)	LONGITUD NOMINAL DE FUSTE DEL ELEMENTO (M)	ESFUERZO ÚLTIMO EN LA PUNTA SUPERIOR DEL ELEMENTO (KPA)	ESFUERZO PERMISIBLE EN LA PUNTA SUPERIOR DEL ELEMENTO (KPA)	CARGA PERMISIBLE EN LA ZAPATA (KPA)
20 (arcilla)	2.1, 3.0, 4.3	594, 924, 1321	445,618, 881	172, 239, 340
25 (arcilla)	2.1, 3.0, 4.3	1067, 1070, 2298	800, 1092, 1532	311, 421, 589
27 (limo)	2.1, 3.0, 4.3	1475, 2212, 3069	1101, 1475, 2044	426, 570, 790
30 (limo arenoso, arena limosa)	2.1, 3.0, 4.3	1939, 2902, 4012	1446, 1456, 2672	560, 747, 1034
35 (arena)	2.1, 3.0, 4.3	3912, 5698, 7660	2892, 3787, 5123	2116, 1460, 1973

Tabla 5.  
Capacidad de carga basada en la falla dentro de una matriz de suelo reforzada con pilas de grava compactada

ÁNGULO DE FRICCIÓN DE LA MATRIZ DE SUELO $\phi_s$ (GRADOS)	COHESIÓN DE LA MATRIZ DE SUELO, C (KPA)	ANCHO DE ZAPATA (M)	CARGA PERMISIBLE EN LA ZAPATA (KPA)
0 (arcilla)	12, 24, 48	0.9	148, 220, 369
	12, 24, 48	3.0	196, 268, 417
20 (arcilla)	0	3, 6, 10	254, 335, 450
25 (arcilla)	0	0.9, 1.8, 3.0	354, 479, 0.646
27 (limo)	0	0.9, 1.8, 3.0	407, 555, 752
30 (limo arenoso, arena limosa)	0	0.9, 1.8, 3.0	512, 699, 953
35 (arena)	0	0.9, 1.8, 3.0	666, 929, 1274

Tabla 6.  
Capacidad de carga basada en falla de grupo en condiciones no drenadas bajo la matriz de suelo

<b>COHESIÓN DE LA MATRIZ DE SUELO C (KPA)</b>	<b>ANCHO DE ZAPATA (M)</b>	<b>LONGITUD DEL FUSTE DE LA PILA DE GRAVA (M)</b>	<b>CARGA PERMISIBLE EN LA ZAPATA (KPA)</b>
12	1.8	2.1, 3.0, 4.3	192, 278, 412
	3.0	2.1, 3.0, 4.3	110, 148, 206
24	1.8	2.1, 3.0, 4.3	383, 555, 828
	3.0	2.1, 3.0, 4.3	220, 297, 417
48	1.8	2.1, 3.0, 4.3	766, 1106, 1657
	3.0	2.1, 3.0, 4.3	445, 594, 833

Tabla 7.  
Capacidad de carga basada en falla de grupo en condiciones drenadas bajo la matriz de suelo

<b>ÁNGULO DE FRICCIÓN DE LA MATRIZ DE SUELO, <math>\Phi_s</math> (°)</b>	<b>ANCHO DE ZAPATA (M)</b>	<b>LONGITUD DEL FUSTE DE LA PILA DE GRAVA (M)</b>	<b>CARGA PERMISIBLE EN LA ZAPATA (KPA)</b>
20 (arcilla)	1.8	2.1, 3.0, 4.3	306, 440, 656
	3.0	2.1, 3.0, 4.3	206, 273, 383
25 (arcilla)	1.8	2.1, 3.0, 4.3	560, 804, 1206
	3.0	2.1, 3.0, 4.3	393, 527, 733
25 (limo)	1.8	2.1, 3.0, 4.3	718, 1039, 1551
	3.0	2.1, 3.0, 4.3	512, 685, 953
30 (arena limosa, arena limosa)	1.8	2.1, 3.0, 4.3	1053, 1513, 2260
	3.0	2.1, 3.0, 4.3	757, 1015, 1417

## REFERENCIAS

Aboshi H., E. Ichimoto, K. Harada, M. Emoki, 1979, "The Compozer: A Method to Improve Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns," Colloque Inter. Sur le Reinforcement des Sols, ENPC-LCPC, 211-216, Paris.

Bowles, J.E., 1988, Foundation Analysis and Design, 4th Edition, McGraw-Hill, Inc., New York.

Hansen, J.B., 1970, "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," Danish Geotechnical Institute Bulletin, No. 28, Copenhagen, 28 pp.

Hughes, J.M.O. and N.J. Withers, 1974, "Reinforcing Soft Cohesive Soil with Stone Columns," Ground Engineering, May, 42-49.

Meyerhof, G.G., 1976, "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 102, GT3, March, pp. 195-228.

Mitchell, J.K., 1981, "Soil Improvement: State-of-the-Art Report," Session 12, Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Sweden, June 15-19.

Naval Facilities Design Command (NAVFAC), 1983, Design Manual DM 7.2.

Priebe, H., 1978, "Abschaetzung des Scherwiderstandes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes," Die Bautechnik, (55), 8, 281-284.

## RECONOCIMIENTOS

Este Boletín Técnico ha sido preparado por el Dr. Kord Wissmann, P.E., Presidente de Geopier Foundation Company, Inc. El autor quisiera reconocer al Distinguido Profesor Emeritus Richard L. Handy de Iowa State University y al Profesor George M. Filz de Virginia Tech por haber participado en la revisión de este boletín técnico y por haber provisto sus valiosas sugerencias al mismo.

## SIMBOLOS UTILIZADOS

$A_g$	=	Área transversal del elemento Geopier
$A_{shaft}$	=	Área superficial total del elemento Geopier
$B$	=	Ancho del cimiento
$c$	=	Resistencia al corte no drenada del suelo matriz
$c_{comp}$	=	Cohesión compuesta
$d$	=	Diámetro nominal del elemento Geopier
$d_f$	=	Profundidad del fondo de la cimentación debajo el nivel de terreno existente
$d_{shaft}$	=	Diámetro del elemento Geopier
$E$	=	Modulo elástico no drenado del suelo matriz
$f_s$	=	Fricción unitaria promedio a lo largo del elemento Geopier
$\gamma$	=	Peso unitario del suelo matriz
$H$	=	Espesor del estrato de suelo reforzado por Geopier
$H_{shaft}$	=	Longitud de fuste del elemento Geopier debajo del fondo de la cimentación
$K_{p,t}$	=	Coefficiente Rankine de presión lateral pasiva del suelo matriz
$L$	=	Largo del cimiento
$n$	=	Factor de concentración de esfuerzos
$N_c$	=	Factores adimensionales para capacidad portante del suelo
$N_\gamma$	=	Factores adimensionales para capacidad portante del suelo
$N_q$	=	Factores adimensionales para capacidad portante del suelo
$\phi_{comp}$	=	Angulo de fricción compuesto del suelo reforzado
$\phi_g$	=	Angulo de fricción interna del elemento Geopier
$\phi_s$	=	Angulo de fricción interna del suelo matriz
$q$	=	Capacidad portante del suelo
$q_{bottom}$	=	Esfuerzo en el borde inferior del estrato reforzado por elementos Geopier
$q_{tip,g}$	=	Esfuerzo en la punta del elemento Geopier
$q_{ult,g}$	=	Esfuerzo último en el tope del elemento Geopier
$Q_{top,g}$	=	Carga total aplicado al tope del elemento Geopier
$Q_{shaft}$	=	Carga total debido a fricción lateral
$Q_{tip,g}$	=	Carga total en la punta del elemento Geopier
$R_a$	=	Relación entre el área de cobertura de las pilas de grava compactada y el área bruta de la matriz del suelo
$\sigma_{r,lim}$	=	Limite del esfuerzo radial
$\sigma_{ro,o}$	=	Esfuerzo radial total después de la instalación de la pila de grava y antes de la aplicación de carga de zapata
$\sigma_v'$	=	Esfuerzo vertical efectivo
$\sigma_{v' avg}$	=	Esfuerzo vertical efectivo en el punto medio de la longitud del fuste
$\mu$	=	Relación de Poisson del suelo matriz

## 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](mailto:info@geopier.com), o visite [geopier.com](http://geopier.com).

130 Harbour Place Drive, Suite 280, Davidson, NC 28036  
800.371.7470 | [info@geopier.com](mailto:info@geopier.com) | [marketing@geopier.com](mailto:marketing@geopier.com)  
[www.geopier.com](http://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](http://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\_2\_11.22