

Uso de Pilas de Agregado Compactado Geopier[®] para el Patio de Almacenamiento de una Planta de Cemento en Colombia

Use of Rammed Aggregate Piers Geopier[®] for the Storage Hall of a Cement Plant in Colombia

Ing. Manuel Gutiérrez Gajardo, Ph. D. *Ingeniero Líder – América Latina, Geopier Foundation Co., Mooresville, NC, USA.*

Ing. Alberto Sánchez Londoño, M. Sc. *Presidente, Equipos y Cimentaciones, Bogotá, Colombia*

Ing. Pedro Suárez González *Director Proyectos Geopier, Equipos y Cimentaciones, Bogotá, Colombia*

Ing. Mauricio Ochoa Zambrano, Ph. D. *Vice-Presidente de Ingeniería, Tolunay–Wong Engineers, Inc. Houston, TX, USA*

Resumen

Esta publicación presenta un sistema innovador de refuerzo de suelo patentado por Geopier Foundation Company y su aplicación para el apoyo de las cimentaciones del patio de almacenamiento de materias primas de una planta de cemento, como alternativa a otras técnicas convencionales de mejoramiento de suelo y pilotaje. Las condiciones de suelo encontradas dentro del patio de almacenamiento de unos 180 metros de longitud y 55 m de ancho encerrado por un edificio metálico presentaban una gran variabilidad en el tipo de suelo y consistencia/compactación, así como un alto potencial de licuación en las arenas sueltas saturadas que se encontraron en el área sur del proyecto. La información suministrada indicaba estrictos criterios de asentamiento totales y diferenciales para el apilador y el reclamador propuestos. Se incluyen en este artículo detalles relacionados con los aspectos constructivos, las metodologías de diseño, y resultados de pruebas de carga (compresión y tensión) realizadas en el sitio para verificar el comportamiento de los elementos Geopier[®].

Abstract

This article presents an innovative patented system of soil reinforcement Geopier[®] and its application for the support of the foundations of the raw material storage hall of a cement plant, as an alternative to other conventional soil improvement techniques and piling. The soil conditions encountered within the storage hall of about 180 m in length and 55 m wide enclosed by a steel building disclosed a significant variability in soil type and stiffness/compactness, as well as high liquefaction potential in the loose saturated sands encountered in the southern area of the project. The information provided indicated stringent total and differential settlement tolerances for the planned stacker and reclaimer. This article also includes details relevant to constructability aspects, design methodology, and results of field load tests (compression and tension) performed to verify the behavior of the Geopier[®] elements.

1 INTRODUCCIÓN

El proyecto denominado MC3 (Molino de Cemento No.3) consiste en la ampliación de la planta de cemento de Holcim localizada en las afueras del municipio de Nobsa, Boyacá, Colombia. Entre las estructuras más importantes del proyecto están un nuevo molino y su edificio cuya estructura es aporricada y circundante, un silo de almacenamiento de cemento de 14,000 toneladas métricas de capacidad, una trituradora, un edificio de tolvas de alimentación, un filtro de mangas del molino, torres de transferencia y soportes de las bandas transportadoras misceláneas, y un patio de almacenamiento de

materias primas (“storage hall”), objeto de este artículo.

El patio de almacenamiento de materias primas consta de una cubierta apoyada sobre una estructura metálica de 180 m de largo por 58 m de ancho y 22 m de altura en su punto central más alto, que cubre las pilas de materiales de materia prima (puzolana, escoria, y yeso) almacenadas. Además, consta de un *apilador* y un *reclamador* que son dos grandes máquinas usadas en la industria cementera. Tanto el apilador como el reclamador se mueven en rieles a lo largo del patio para el manejo de las pilas de materias primas. La Figura 1. muestra una sección transversal del patio de almacenamiento.

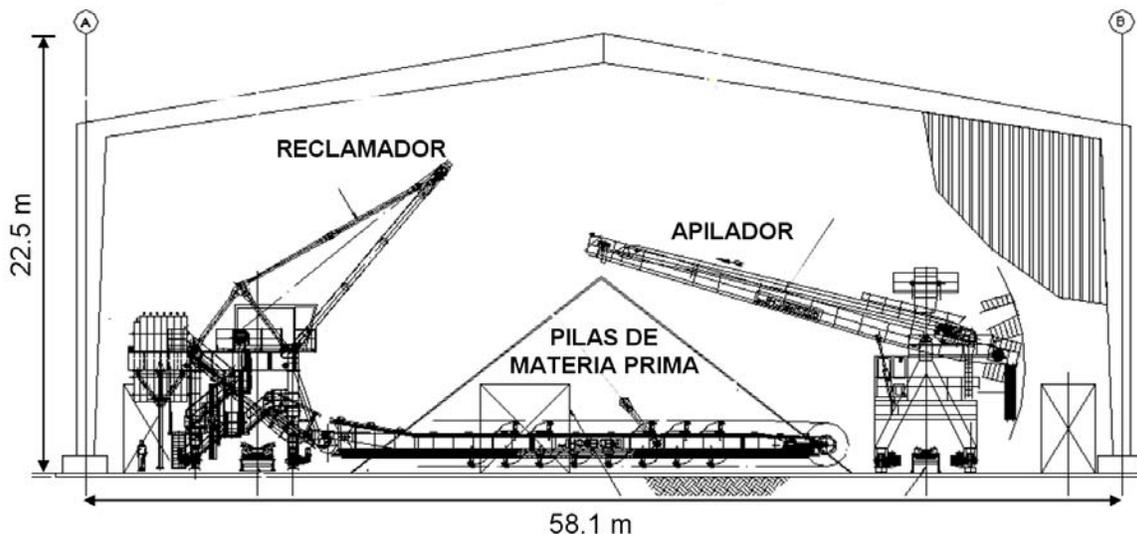


Figura 1. Sección transversal del edificio de almacenamiento de materias primas

En cuanto a las cargas aplicadas tenemos que para la *estructura de la cubierta* las cargas máximas por columna del edificio son de 800 kN (222 kN carga muerta) en compresión; 311 kN en tensión (temporal –viento y sismo); y 444 kN lateral. Las tolerancias de asentamiento total y diferencial son 3.8 cm y 2.5 cm, respectivamente, para un espaciamiento de 9.0 m entre columnas.

El *reclamador* está soportado en dos rieles espaciados unos 5.5 m. Las cargas muerta y viva actuando sobre el riel *interno* (6 ruedas – 3 delanteras y 3 traseras) son de unos 2,143 kN y unos 205 kN, respectivamente, con un espaciamiento de unos 9.7 m entre las ruedas delanteras y traseras. En casos de emergencia se hace descansar el brazo (boom) del reclamador sobre la pila de material con una carga muerta resultante de unos 294 kN que actúa sobre el riel interno. En el caso del riel *externo* (4 ruedas – 2 delanteras y 2 traseras), las cargas muerta y viva son de unos 880 kN y 98 kN, respectivamente, actuando sobre un espaciamiento de 3.2 m entre las ruedas delanteras y traseras. En casos de emergencia con el brazo descansando sobre la pila de material, la carga muerta resultante que actúa sobre el riel externo es de 1,879 kN.

El *apilador* también está soportado por dos rieles espaciados unos 5.0 m. Las cargas muerta y viva actuando separadamente sobre los rieles *interno y externo* (4 ruedas por riel – 2 delanteras y 2 traseras) son de unos 910 kN y unos 127 kN, respectivamente, con un espaciamiento de unos 28.5 m entre las ruedas delanteras y traseras. En caso de emergencia el brazo del apilador también se hace descansar sobre la pila de material.

Las tolerancias de asentamiento total y diferencial dadas por el fabricante son de 1.25 cm y 0.6 cm, respectivamente, tanto para el apilador como para el reclamador y aplican para el asentamiento entre los rieles y entre las ruedas delanteras y traseras. Como se indica después, estas tolerancias de asentamiento tan estrictas fueron las que llevaron a los diseñadores a estudiar diferentes opciones de mejoramiento de suelo e incluso hasta el posible uso de pilotes.

Además del apilador y el reclamador hay también pilas de materia prima, como se puede observar en la Figura 1. que de cierta manera ejercen una presión adicional sobre los suelos que soportan la cimentación del reclamador y apilador localizados en su cercanía. Los pesos unitarios en estado suelto de las pilas de puzolana, slag y yeso se estimaron en unos 11 kN/m³, 11 kN/m³, y 12.8 kN/m³, respectivamente. Basados en la alturas de los pilas de 10.9 m, 8.9 m y 10.5 m suministradas, se estimaron presiones aplicadas por las pilas en su punto central mas alto de unos 120 kN/m², 98 kN/m² y 135 kN/m², respectivamente.

Junto a lo anterior, van ir dos bandas/correas transportadoras debajo de la reclamadora y apiladora (una banda por equipo). Estas bandas transportadoras son livianas (unos 5 kN por 30 cm de longitud, donde cerca del 80% de la carga es la del material transportado). Estas bandas no son muy sensibles a asentamientos y se pueden re-nivelar fácilmente, si es necesario.

2 EMPLAZAMIENTO SISMICO

De acuerdo al código de diseño sismo resistente Colombiano NSR-98, el proyecto se encuentra en Zona 7 – amenaza sísmica alta, con factores de aceleración pico efectivo (A_a) y aceleración pico efectivo en el umbral de daño (A_d) de 0.3 y 0.04, respectivamente. Al preverse que el potencial de licuación se mitigaría con un mejoramiento de suelo, el perfil del suelo que resulta es el S3.

3 EMPLAZAMIENTO GEOLOGICO

El valle de Nobsa forma parte de la cuenca del altiplano Cundi-Boyacence, donde la sedimentación tuvo lugar en un mío-geosinclinal que alcanzó varios kilómetros de espesor. La zona plana del valle de Nobsa corresponde a cuencas de antiguos lagos cuya evolución ha sido bastante compleja (Reyes, 1984). Cabe hacer notar que la zona más norte del área del proyecto ha sido utilizada como patio de almacenamiento/acopio de materiales para la producción de cemento por varios años (y que ha precargado los suelos inferiores), mientras que la zona sur del proyecto tiene poco relleno o prácticamente no ha sido intervenida. Respecto a la geología superficial y de mayor interés para el proyecto, se observa que debajo de este relleno de materiales que al momento de la exploración de campo era típicamente de unos 1 a 5 m de espesor, se encuentran depósitos cuaternarios naturales consistentes en una combinación mixta compleja tanto de suelos aluviales, así como de sedimentos lacustres y fluviales. En el área del

proyecto, estos suelos cuaternarios se encontraron en los sondeos más profundos ejecutados hasta la profundidad de 28 m (cota 2456 m.s.n.m. aproximadamente).

4 TOPOGRAFIA EXISTENTE

La superficie del terreno al momento de la ejecución de los trabajos de campo mostraba una pendiente variable por la presencia de las pilas de material antrópico. La cota final de rasante del proyecto es 2,481 m.s.n.m, resultante de la remoción casi total de las pilas de materiales existentes.

5 EMPLAZAMIENTO GEOTECNICO

Estudios preliminares previos ejecutados por R. Madonado Ingenieros E.U. (2008) en la zona del proyectos fueron complementados mediante un estudio realizado por la compañía Tolunay-Wong Engineers, Inc. (TWEI) y por sondeos suplementarios hechos por el Ing. Javier Vargas R. (2009). El trabajo de campo de TWEI consistió en la ejecución de 12 sondeos geotécnicos y su muestreo respectivo, con profundidades que variaron entre 7 m a 28 m. Además se ejecutaron 4 calicatas de unos 2.5 m de profundidad espaciadas a lo largo del eje central del área del proyecto, y que se dejaron abiertas por varios días para la mejor determinación de los niveles freáticos. La localización aproximada de los sondeos y calicatas con respecto al área del proyecto se muestra en la Figura 2.

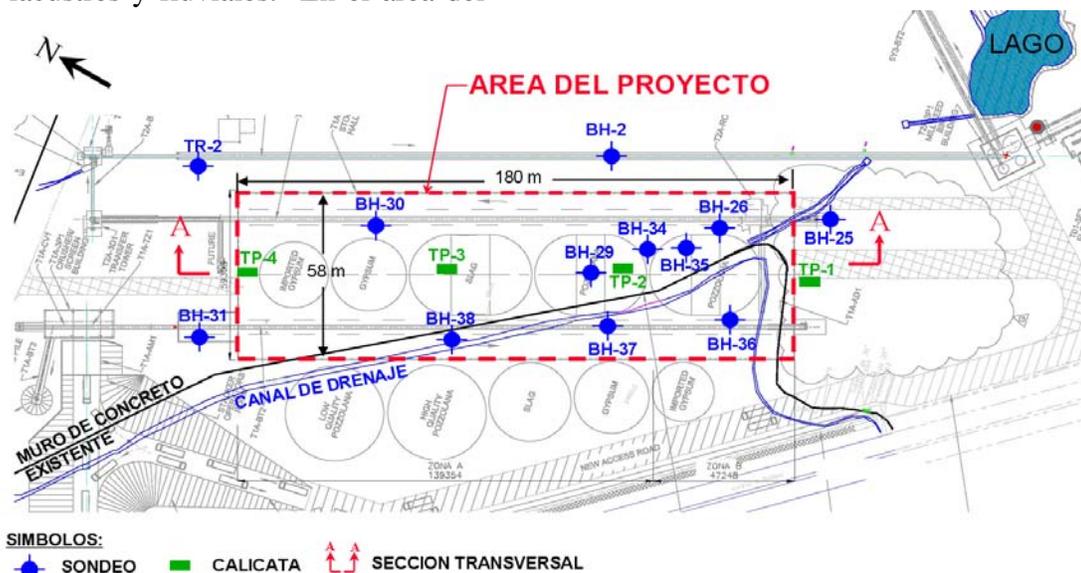


Figura 2. Localización de los sondeos y calicatas

En general se observó que el nivel freático estaba localizado a la cota 2,480 m.s.n.m., o sea entre unos 2.0 a 3.0 m por debajo de la superficie

del terreno existente. En la Figura 3. se muestra el corte estratigráfico A-A a lo largo del área del proyecto (ver alineamiento en la Figura 2.).

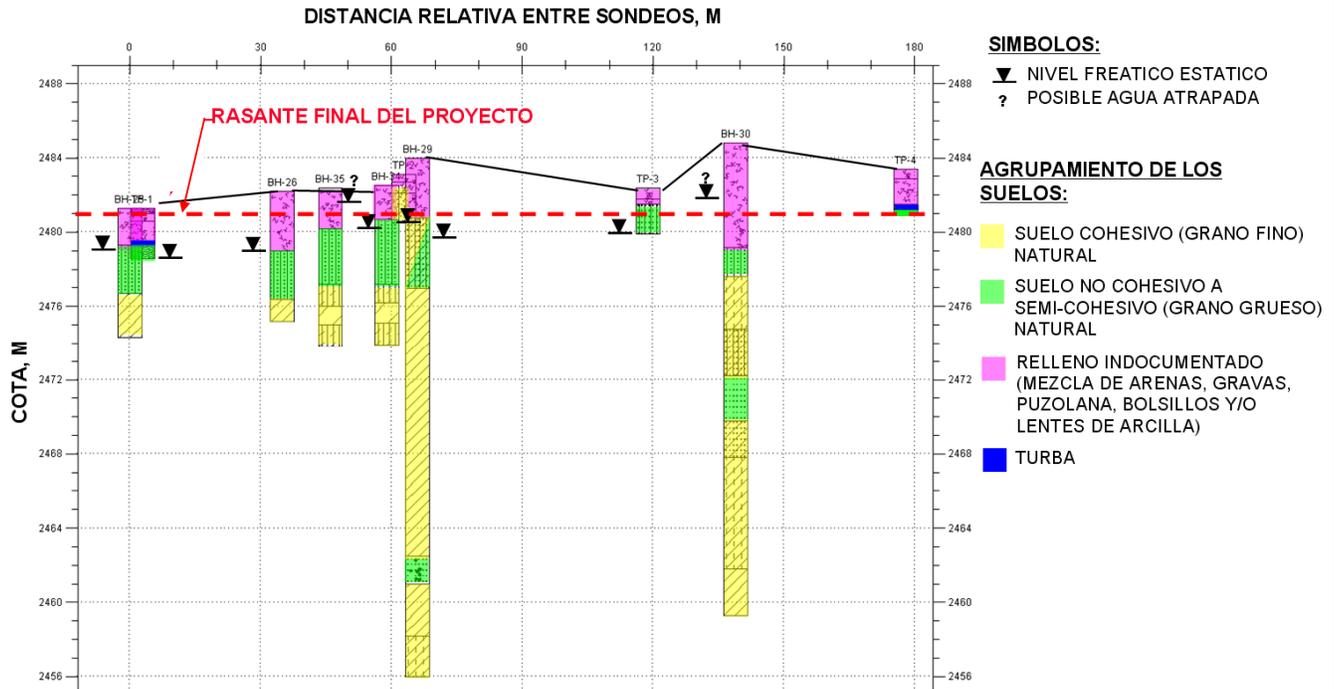


Figura 3. Corte Estratigráfico A-A

La estratigrafía interpretada basada en los sondeos y calicatas ejecutados, cambia significativamente a lo largo del alineamiento del proyecto, tanto en el tipo de suelo así como en su consistencia.

Para la caracterización geotécnica, el área del proyecto se dividió en dos zonas típicas, Zona A (área norte) y Zona B (área sur) con los lineamientos mostrados en la Figura 4.

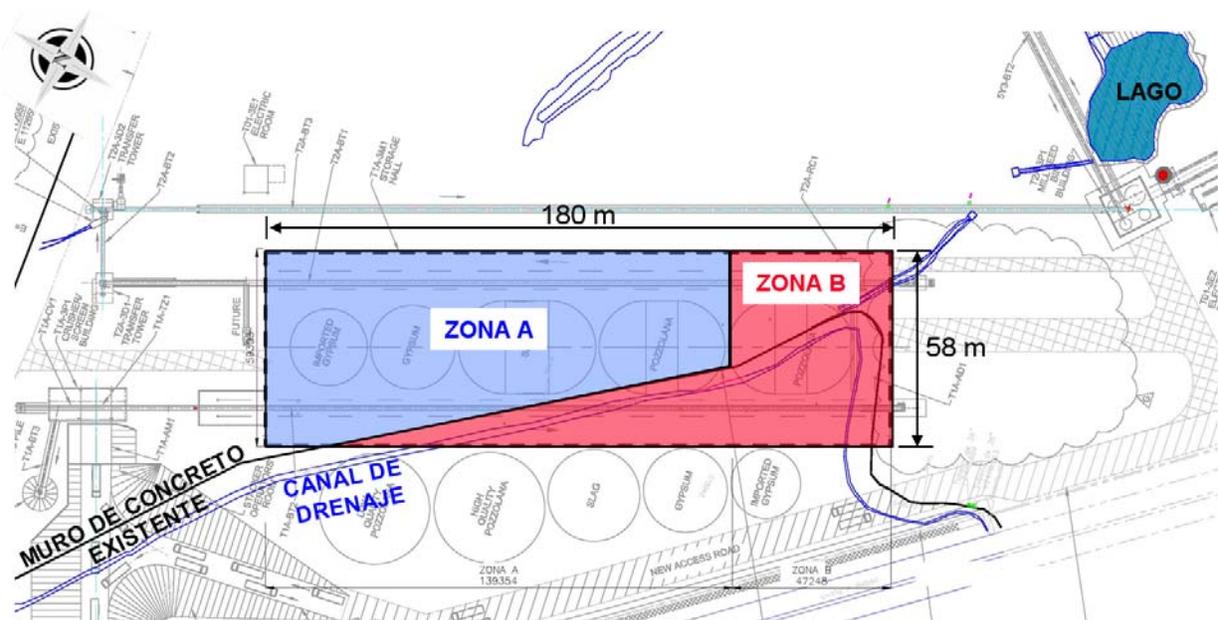


Figura 4. Zonas Geotécnicas A y B

En la *Zona A*, usada previamente como patio de acopio de materiales para la producción de cemento, se encontró debajo de la superficie existente, una capa de 1 a 4 m de espesor consistente en un *relleno antrópico heterogéneo tanto en composición como en consistencia*, puzolana, con bolsas o lentes de arcillas de media a alta plasticidad. Debajo de este relleno no documentado se encontró el suelo “*natural*” consistente en una capa suelta a medio densa areno-limosa de unos 2 a 3 m de espesor, con bolsillos y/o lentes arcillosos, seguido por suelos predominantemente arcillosos de mediana a alta plasticidad, de mas rigidez y de menos compresibilidad y que se extiende hasta la profundidad de los sondeos ejecutados.

Cabe destacar que el efecto positivo (incremento en las presiones de preconsolidación) causado por la presencia previa de las pilas de materiales de acopio (efecto por “*precarga*”), se evidenció en los ensayos de consolidación que se efectuaron en muestras inalteradas recuperadas con tubos de pared delgada (Shelby) de los suelos cohesivos en esta zona. Sin embargo, dicho efecto se desvanece rápidamente a medida que se mueve hacia el sur del área del proyecto donde no se apilaba material de acopio.

En la *Zona B* que no ha sido intervenida significativamente, con poco o ningún relleno antrópico se encontraron suelos “*naturales*” consistentes en una capa areno-limosa, predominantemente suelta a medio densa con bolsillos arcillosos esporádicos, de unos 3 a 4 m de espesor, seguido por suelos predominantemente arcillosos de mediana a alta plasticidad de más rigidez y menos compresibilidad, que se extienden hasta la profundidad de los sondeos ejecutados. Se debe anotar que los análisis de licuación realizados utilizando el método simplificado de Seed e Idriss basado en el número de golpes SPT, determinó que los suelos areno-limosos sueltos (con valores SPT “*N*” de 10 golpes ó menos en 30 cm) presentes debajo del nivel freático, eran potencialmente licuables bajo los niveles sísmicos del área.

6 SOLUCIONES DE CIMENTACION

Con el fin de dar apoyo a la estructura que soporta la cubierta, los diseñadores originalmente previeron el uso de pilotaje. Por otro lado las alternativas estudiadas para brindar apoyo a las placas del reclamador y apilador consistieron en sistemas de mejoramiento de

suelos tales como (1) la técnica convencional de excavación y relleno con material seleccionado compactado; (2) compactación dinámica; (3) pilas de agregado compactado Geopier®; y (4) columnas de grava tipo vibro-reemplazo (comúnmente conocidas como “*stone columns*”). Ciertas técnicas mostraron más ventajas o desventajas que otras. El método convencional de excavación y relleno, aunque simple de implementar, implicaría grandes costos por abatimiento (“*dewatering*”) y acarreo de material selecto y su control. La compactación dinámica podía generar impactos ambientales de preocupación en las propiedades vecinas a raíz de las vibraciones generadas por la caída del bloque de compactación, así como el costo de acarreo de material selecto de relleno y su control respectivo. Las Pilas de Agregado Compactado Geopier® y las columnas de grava son ambos métodos de mejoramiento de suelo. El proceso constructivo de Geopier® consiste de la compactación directa del agregado mediante la aplicación de una alta energía de compactación con una alta frecuencia, lo cual resulta en un elemento que posee una rigidez del orden de 4 a 7 veces superior a la de las columnas de grava vibradas lateralmente. Adicionalmente, los elementos Geopier® se podían ejecutar en seco, mientras que el método “*húmedo*” (“*wet method*”) propuesto para las columnas de grava requeriría grandes cantidades de agua y su respectivo manejo adecuado. Por último, el método de instalación del sistema Geopier® sólo requería de equipo convencional para su instalación como se explica más adelante es este artículo. Después de la evaluación técnico-económica de las diferentes propuestas incluyendo pilotaje, la técnica de mejoramiento de pilas de agregado compactado Geopier® fue seleccionada para el proyecto.

7 PROCESO CONSTRUCTIVO

Como se ilustra en la Figura 5., la construcción de pilas de grava compactada tipo Geopier®, consiste de una perforación cuyo diámetro puede variar desde 24” (0.61 m) hasta 36” (0.91 m), y profundidades típicamente desde los 3 m hasta 9 m, que corresponden a profundidades debajo de las zapatas de 2 a 8 m. Luego se deposita la primera capa de agregado en el fondo de la perforación, generalmente consiste de grava limpia y se apisona lo suficiente para formar un bulbo debajo de la parte inferior de las pilas, y por lo tanto se pre-esfuerzan los suelos hasta una

profundidad igual a, al menos, un diámetro debajo de la profundidad de perforación.

Las capas siguientes de agregado se colocan en el interior de la perforación con un espesor típicamente de 0.3 m. Cada capa de grava se compacta mediante el uso de apisonador biselado que aplica una alta energía de compactación.

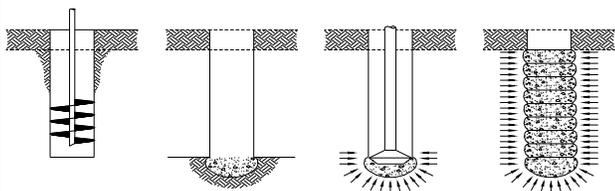


Figura 5. Procedimiento constructivo de las pilas de agregado compactado.

Durante el proceso de compactación de cada capa, el pisón biselado desplaza la grava no solo en sentido vertical, sino también lateralmente contra las paredes de la perforación. La acción de compactación aumenta los esfuerzos laterales en la masa del suelo alrededor de las pilas de grava, produciendo un aumento en la rigidez y resistencia al esfuerzo cortante del suelo adyacente. El instalar pilas de agregado compactado en suelos compresibles resulta en un significativo incremento de su resistencia y rigidez que les permite alcanzar una gran capacidad de carga, y proveer un mejor control de asentamiento de zapatas, losas de piso, y en general, cargas aplicadas por estructuras (Handy, 2001).

En la Zona B de este proyecto, donde se encontraron arenas sueltas potencialmente licuables, fue necesario el uso de camisas temporales para evitar el colapso de las paredes durante la perforación de los Geopier®.

8 METODOLOGÍA DE DISEÑO GEOPIER®

Las Pilas de Agregado Compactado Geopier® se diseñan para controlar asentamientos para satisfacer los criterios específicos del proyecto. Los asentamientos totales (s) bajo la cimentación se estiman sumando el asentamiento en la zona del suelo reforzado con Geopier® (zona superior, s_{uz}) y el asentamiento de la zona bajo el fondo de los elementos Geopier® (zona inferior, s_{lz}) (Figura 6.).

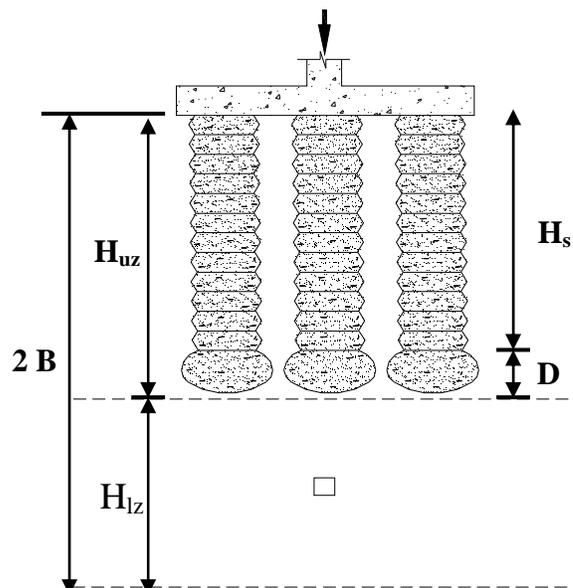


Figura 6. Modelo de Geopier® de 2 Capas

8.1 ZONA SUPERIOR

El procedimiento para calcular los asentamientos en la zona superior se basa en una analogía de resortes (Lawton y Fox 1994, Wissmann y Fox 2000) como se muestra en la Figura 7.

Los elementos Geopier® actúan como resortes rígidos, mientras que la matriz de suelo entre los Geopier® actúa como resortes blandos. Los esfuerzos aplicados a los suelos reforzados se distribuyen de acuerdo a la rigidez relativa entre el elemento Geopier® y el suelo (R_s) y la razón de área de reemplazo o área de cobertura de los Geopier® (R_a). Una fuerza Q aplica a una cimentación, la cual se puede expresar como el producto entre el esfuerzo de contacto promedio (q) y el área de la cimentación (A), se resiste mediante los elementos Geopier® (Q_g) y por la matriz de suelo (Q_m), ecuación 1.

$$Q = qA = Q_g + Q_m = q_g A_g + q_m A_m \quad (1)$$

Donde q_g es el esfuerzo aplicado en el tope de las Pilas de Agregado Compactado, A_g es el área de los elementos Geopier debajo de la cimentación, y A_m es el área de la matriz de suelo en contacto con el fondo de la cimentación.

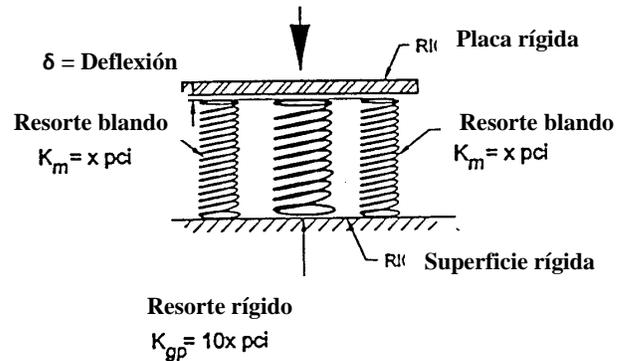
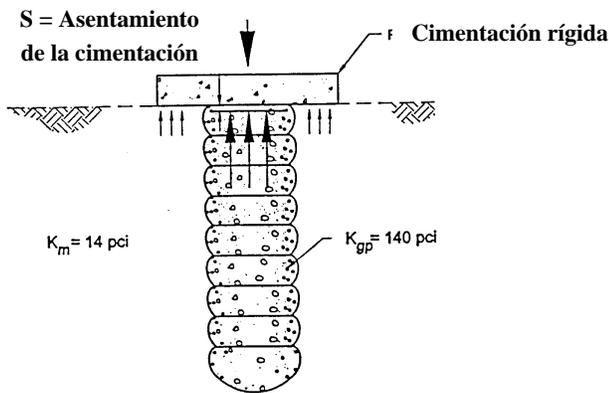


Figura 7. Analogía de Resortes de Diseño de Geopier®

El procedimiento incluye la hipótesis de que la cimentación es rígida en relación con el suelo de apoyo, de modo que el asentamiento del Geopier será igual al asentamiento de la matriz de suelo. El asentamiento de la cimentación (s) se puede expresar en términos de la rigidez del Geopier (k_g) y de la matriz de suelo (k_m), ecuación (2).

$$s = \frac{q_g}{k_g} = \frac{q_m}{k_m} \quad (2)$$

El esfuerzo aplicado en el tope de las Pilas de Agregado Compactado (q_g) está dado por la ecuación 3, depende del esfuerzo de contacto promedio de la cimentación (q), la relación de rigidez entre las pilas de agregado y la rigidez del suelo (R_s), y la relación entre el área seccional de las pilas de grava y el área de las zapatas (R_a):

$$q_g = q \frac{R_s}{R_a R_s - R_a + 1} \quad (3)$$

La relación de rigidez R_s , se define como la relación entre el módulo de rigidez de Pilas de Agregado Compactado (k_g) y el módulo de rigidez del suelo (k_m), ecuación 4.

$$R_s = \frac{k_g}{k_m} \quad (4)$$

El módulo de rigidez (k_g) se define como la razón del esfuerzo aplicado al tope del Geopier® y la deformación vertical resultante.

El asentamiento en la zona superior (δ_{uz}), es la razón entre el esfuerzo aplicado en el tope de la Pila de Agregado Compactado y el módulo de rigidez del Geopier®, ecuación 5.

$$s_{uz} = \frac{q_g}{k_g} \quad (5)$$

El asentamiento total de las cimentaciones apoyadas en elementos Geopier® se calcula como:

$$s = s_{uz} + s_{tz} \quad (6)$$

8.2 ZONA INFERIOR

Los asentamientos en la zona inferior bajo la zona reforzada con elementos Geopier® se calculan usando las teorías convencionales de elasticidad (Terzaghi y Peck, 1967), con valores de módulo de elasticidad interpretados de pruebas de laboratorio o pruebas *in-situ*, o bien, mediante ensayos de consolidación. El método supone que los esfuerzos inducidos en la zona inferior se pueden estimar usando soluciones para una cimentación apoyada en un medio elástico semi-infinito. Esta suposición se considera conservadora.

9 SOLUCIÓN DE DISEÑO USANDO GEOPIER®

Los parámetros de diseño para determinar la capacidad de carga de la Pila de Agregado Compactado y la masa de suelo, pueden ser estimados, conociendo el número de golpes de acuerdo a la prueba de penetración estándar (Fox y Cowell, 1998), la cual también se puede emplear para determinar el módulo de rigidez del suelo

Los parámetros de diseño de los elementos Geopier seleccionados para el apoyo de las losas estructurales en las que se cimentaran el *reclamador* y *apisonador*, y las zapatas de la *estructura de la cubierta* se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1. Parámetros de Diseño de Geopier®

Parámetro	Valor
Capacidad de celda de Geopier®	400 KN
Capacidad portante - suelo reforzado	240 KN/m ²
Rigidez del elemento Geopier®	57 MN/m ³
Rigidez de la matriz de suelo	3.8 MN/m ³

Como se describió anteriormente y basados en la cota de rasante del proyecto, las condiciones de suelo en la *Zona A* (Norte) consisten en suelos arcillosos no susceptibles a licuación, mientras que en la *Zona B* (Sur) se encontraron arenas limosas sueltas potencialmente licuables.

El espaciamiento y longitud de los Geopier® en la *Zona A* se determinaron a base de proveer control de asentamiento total a 1.2 cm y diferencial a 0.7 cm. El diseño en la *Zona A* consistió en 2 filas de elementos Geopier bajo los rieles del *Reclamador* y *Apisonador*, y una fila de Geopier® a un espaciamiento mayor bajo el centro de la losa estructural, como se detalla en la Tabla 2 y Figura 9.

Tabla 2. Diseño en *Zona A*

Estructura	Espaciamiento	Longitud Geopier®
<i>Reclamador</i>	Bajo rieles: 2.15 m	3.0 m
	Centro: 3 m	
<i>Apilador</i>	Bajo rieles: 2.6 m	2.5 m
	Centro: 3 m	

En la *Zona B* el diseño (Tabla 3.) estuvo controlado por mitigación de potencial de licuación.

Tabla 3. Diseño en *Zona B*

Estructura	Espaciamiento	Longitud Geopier®
<i>Reclamador</i>	1.65 m por 2.75 m	4.9 m
<i>Apilador</i>	1.82 m por 2.5 m	4.5 m

10 MITIGACIÓN DE LICUACIÓN

Debido a que los elementos Geopier® se construyen con piedra triturada de tamaño máximo de 5 a 10 cm, sin contenido de material fino, la compactación de este material no se ve afectada si se realiza por debajo del nivel freático.

Las Pilas de Agregado Compactado se instalan con suficiente energía para crear un material altamente densificado. El elemento Geopier® y el suelo alrededor presentaran un comportamiento dilatante, y no son susceptibles a licuación. Ante un evento sísmico, debido a que las Pilas de Agregado Compactado Geopier® son más rígidas que el suelo alrededor, los elementos Geopier® absorberán un porcentaje mayor de los esfuerzos de corte que ocurren dentro del depósito de suelo durante la carga sísmica. Los esfuerzos de corte inducidos en la masa de suelo y elementos Geopier® son proporcionales a la rigidez. La razón de rigidez de los elementos Geopier® a la rigidez del suelo es del orden de 15 en este proyecto. Por esta razón, se produce una reducción de los esfuerzos de corte aplicados a la matriz de suelo por el evento sísmico.

Se realizaron análisis de susceptibilidad a licuación utilizando el método simplificado de Seed e Idriss (1975) a base del número de golpes SPT, aceleración máxima de 0.3g, y magnitud de terremoto de 7.5. Se determinó que los suelos areno-limosos sueltos (con valores SPT "N" de 10 golpes ó menos en 30 cm) presentes debajo del nivel freático, eran potencialmente licuables hasta profundidades de 5.5 metros aproximadamente. La Figura 8 muestra los resultados de los análisis de potencial de licuación.

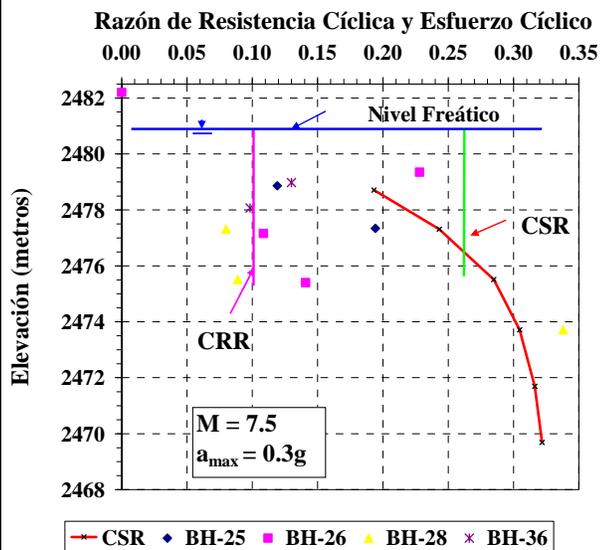


Figura 8. Resultados de Análisis de Potencial de Licuación.

La solución de diseño en la Zona B consistió en elementos Geopier® a un espaciamiento promedio máximo de 2.13 m centro a centro, y longitudes de 4.9 m en el Reclamador y 4.5 m en el Apilador. El diseño también consistió en filas adicionales de elementos Geopier® usando el mismo espaciamiento, a ambos lados de las losas estructurales del Reclamador y Apilador para confinamiento y mitigación de licuación adicional. También se consideró seis elementos Geopier® alrededor de cada zapata de columna de la estructura de cubierta del Patio de Almacenamiento de Materias Primas.

11 RESISTENCIA A CARGAS DE TENSIÓN

La estructura de cubierta del Patio de Almacenamiento de Materias Primas esta sometida a una carga en tensión máxima de 200 KN por columna. El diseño consideró cuatro elementos Geopier® trabajando en tensión por zapata con una capacidad admisible de 80 KN por elemento con un factor de seguridad de 2. Los elementos tienen una longitud mínima de 2.74 m para desarrollar esta capacidad por fricción.

Los elementos Geopier® en tensión se construyen realizando una perforación hasta la profundidad de diseño, depositando luego la primera capa de grava, y posteriormente bajando

un arnés de acero. Este arnés consiste en una placa de acero unida a cuatro barras de acero. El resto del elemento se construye compactando cada capa de agregado. Las barras de acero se conectan a la cimentación con conectores estructurales. Se realizó una prueba de tensión en campo para verificar el comportamiento del Geopier®.

12 RESISTENCIA A CARGA LATERAL

La estructura de cubierta del Patio de Almacenamiento de Materias Primas esta sometida a una carga lateral máxima de 490 KN por columna. A base de cuatro elementos Geopier® por zapata de columna, el coeficiente de resistencia de fricción compuesta usando elementos Geopier® es 0.52. La resistencia lateral por fricción en la base de la zapata es 623 KN, y la resistencia por empuje pasivo es de sólo 40 KN, para un total de 663 KN de resistencia lateral con un factor de seguridad de 2. La Figura 9. muestra un esquema de la resistencia a carga lateral en la base de una zapata apoyada en elementos Geopier®.

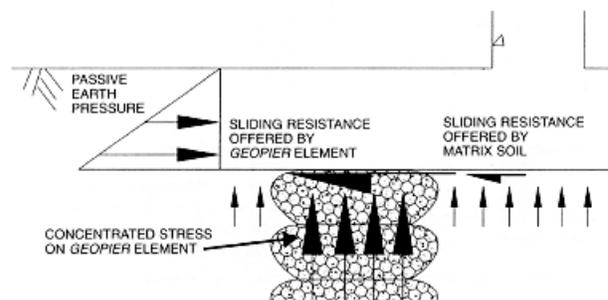


Figura 9. Resistencia Lateral en la base de una Zapata usando Elementos Geopier®.

La Figura 10. muestra un plano en planta con la distribución de los elementos Geopier® para este proyecto. En esta figura es posible apreciar la distribución de Pilas de Agregado Compactado bajo las losas estructurales del Reclamador y Apilador. El número total de elementos Geopier® fue 1682.

13 PRUEBA DE MÓDULO DE CARGA

Para verificar el valor de módulo de rigidez de un elemento Geopier® asumido en el diseño de 57 MN/m³ se realizó una prueba de módulo de carga (Figura 11.). El elemento Geopier de

prueba se construyó de manera similar a los elementos de producción.

Durante la construcción de la Pila de Agregado Compactado Geopier® de prueba se instala un testigo encima de la primera capa que forma el bulbo de fondo. Este testigo permite monitorear las deformaciones en la parte inferior del elemento Geopier®. En el tope de la pila se colocó una placa de acero.

Los desplazamientos verticales se midieron mediante tres micrómetros colocados sobre la cabeza de la pila, y dos micrómetros en el tope de los testigos para medir la deformación en el fondo del elemento. Cada micrómetro se fijó al sistema de referencia por medio de bases magnéticas, cuidando la verticalidad de vástago de medición (Figura 11.).



Figura 11. Ejecución de la prueba de módulo de carga en una Pila de Agregado Compactado.

Para la prueba de módulo se siguió de manera similar el método de carga estándar especificado en la norma ASTM D 1143, que establece que la carga debe incrementarse gradualmente entre diez y quince incrementos de 10 a 15% del esfuerzo de diseño calculado en el tope de las Pilas de Agregado Compactado. Las pruebas se realizaron hasta alcanzar un esfuerzo máximo en el tope del elemento de prueba hasta 150% del esfuerzo de diseño. Los incrementos de carga se aplicaron una vez que la velocidad de desplazamiento de la pila fuese menor de 0.25 mm/hr, y sin que la duración de cada incremento fuese mayor a dos horas. La carga se aplicó utilizando un gato hidráulico y una bomba manual. Cabe mencionar que el gato hidráulico y

la bomba se calibraron en conjunto, así como los micrómetros.

Se evaluaron las curvas esfuerzo-deformación en el tope y la punta del elemento Geopier®, como se muestra en la Figura 12.

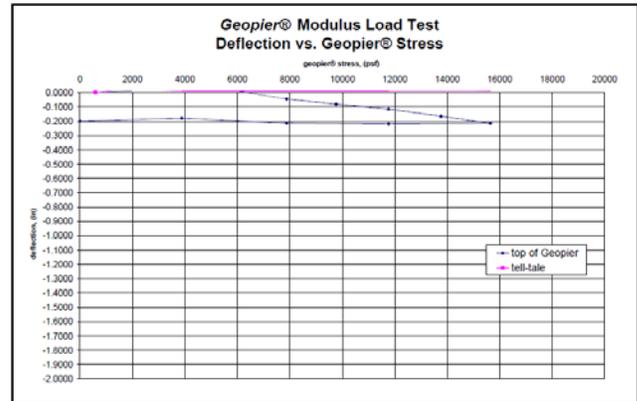


Figura 12. Resultados de Prueba de Módulo.

Se observó que las deformaciones para el 100% del esfuerzo de diseño son del orden de 3.0 mm (0.114 pulgadas). Por otro lado, los testigos instalados en la base de la pila indicaron deformaciones casi nulas. El módulo de rigidez del elemento Geopier® medido al 100% del esfuerzo de diseño (563 KN/m²) es 194 MN/m³, el cual excedió el valor de diseño de 57 MN/m³ y permitió verificar el diseño.

14 PRUEBA DE TENSION

Se realizó una prueba de tensión en un elemento Geopier® de 3.66 m de longitud cerca del sondeo BH-35. La prueba de tensión se realizó de acuerdo con la norma ASTM D 1194 (Figura 13.).

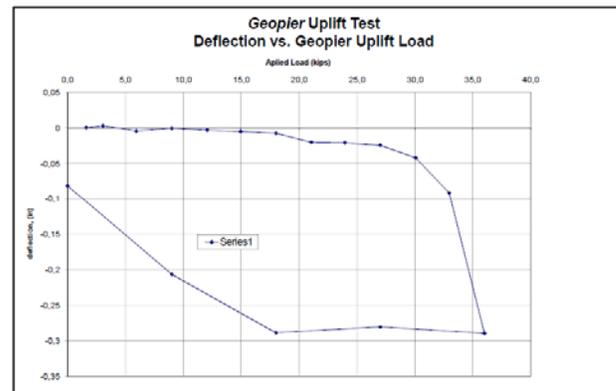


Figura 14. Resultados de Prueba de Tensión.

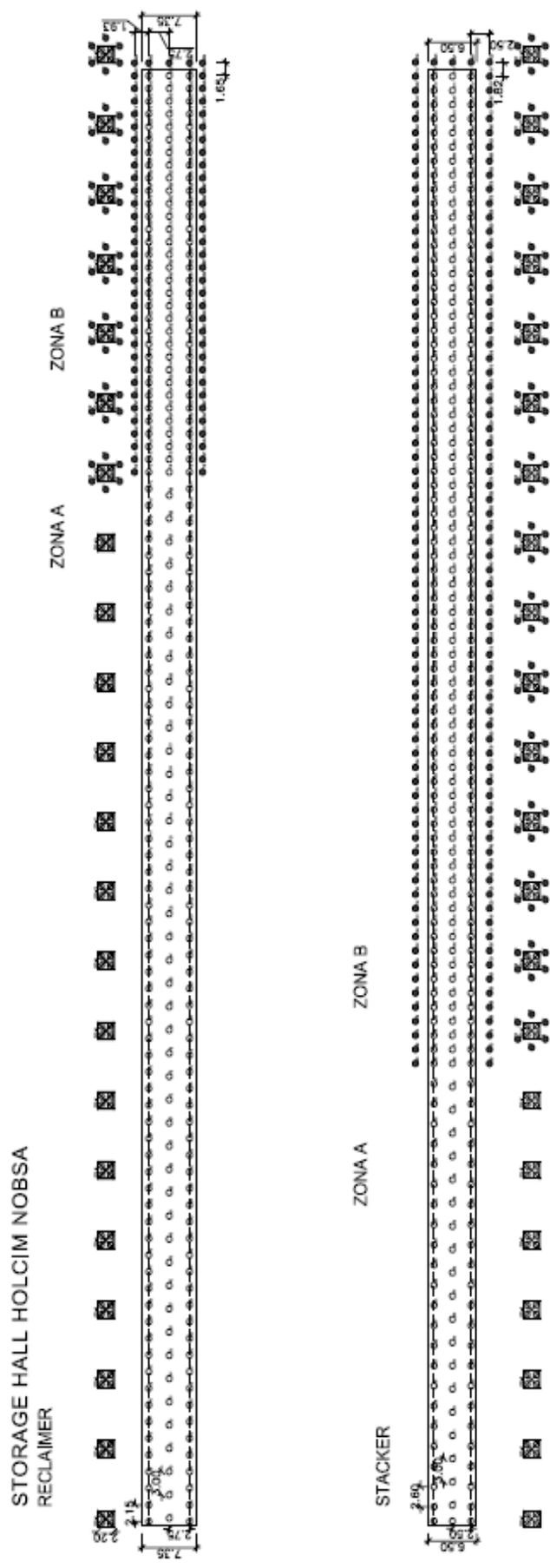


Figura 10. Distribución de Pilas de Agregado Compactado Geopier® para el Apoyo del *Reclamador* y *Apilador*.



Figura 13. Ejecución de la prueba de tensión en una Pila de Agregado Compactado.

El tiempo entre incrementos de carga fue de 15 minutos. Como muestra la Figura 14, al valor de la carga de tensión de diseño de 80 KN la deformación medida hacia arriba fue 0.2 mm.

15 CONCLUSIONES

Las losas estructurales del *Reclamador* y *Apilador* y las zapatas de la estructura de cubierta del *Patio de Almacenamiento de Materias Primas* de una planta de fabricación de cemento están apoyadas por el innovador Sistema de Cimentaciones Intermedias Geopier®.

Las cimentaciones del *Reclamador* y *Apilador* fueron diseñadas para satisfacer estrictos criterios de asentamiento total y diferencial. Las zapatas de las columnas de la estructura de cubierta del *Patio de Almacenamiento de Materias Primas* apoyadas en elementos Geopier® fueron diseñadas para resistir las cargas de tensión y lateral máximas, y para una capacidad de portante compuesta del suelo reforzado de 240 KN/m².

También se diseño para que los elementos Geopier® mitiguen el potencial de licuación de las arenas limosas sueltas en la *Zona B* del proyecto.

El procedimiento constructivo de las Pilas de Agregado Compactado Geopier® consistió en hacer una perforación típica de 0.76 m de

diámetro, colocar grava en capas de 0.3 m de espesor final, y compactar cada capa usando un martillo hidráulico de alta frecuencia y alta energía de compactación (Figura 15).



Figura 15. Instalación de Geopier® en el campo.

Los resultados de la prueba de módulo de carga y de tensión verificaron el diseño de las Pilas de Agregado Compactado Geopier®, cumpliendo satisfactoriamente con el comportamiento esperado.

Ante la presencia de suelos compresibles y/o susceptibles a licuación, la solución de refuerzo de estos suelos usando Pilas de Agregado Compactado resultó ser una alternativa económica con respecto a las soluciones tradicionales de pilas, pilotes, y excavación y reemplazo.

A la fecha existen más de 3000 proyectos en el mundo que se han apoyado usando el sistema de refuerzo de suelo Geopier®, que consisten en el apoyo de cimentaciones de edificios, losas de piso, terraplenes, muros de retención, tanques de almacenamiento, etc.

Las Figuras 16, 17 y 18. muestran el terreno con los elementos y la compactación superficial ya realizada, la instalación de la mezcla de limpieza y la instalación del refuerzo previo a la fundida final de la placa.

La Figura 19. muestra una foto más reciente de la construcción del *Patio de Almacenamiento de Materias Primas* de la Planta de Holcim.



Figura 16. Elementos instalación y compactación superficial realizada.



Figura 17. Instalación de mezcla de limpieza sobre los elementos.



Figura 18. Instalación de acero de refuerzo.



Figura 19. Construcción de *Patio de Almacenamiento de Materias Primas* soportado por Pilas de Agregado Compactado.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de esta publicación desean agradecer a *Holcim Colombia S.A.* y el equipo de trabajo del proyecto MC-3 por la colaboración brindada y confianza depositada durante la evaluación geotécnica realizada por *Tolunay-Wong Engineers, Inc. Equipos y Cimentaciones*, licenciataria del sistema *Geopier®* para el centro de Colombia agradece el apoyo y trabajo en equipo durante el proceso de ejecución. *Geopier Foundation Company* agradece que *Holcim Colombia S.A.* haya confiado en nuestro sistema de refuerzo de suelo para el apoyo de las cimentaciones de este importante proyecto.

REFERENCIAS

- Fox, N.S., y Cowell, M.J. (1998). "Geopier Foundation and Soil Reinforcement Manual," Geopier Foundation Company, Inc., Scottsdale, AZ.
- Handy, R.L. (2001). "Does Lateral Stress Really Influence Settlement?" ASCE Journal of Geotechnical and GeoEnvironmental Engineering. Vol. 127 No. 7, July.
- Lawton, E. C., y N. S. Fox (1994). "Settlement of structures supported on marginal or inadequate soils stiffened with short aggregate piers." Geotechnical Specialty Publication No. 40: Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, ASCE, 2, 962-974.
- Reyes, I. (1984). "Geología de la región de Duitama-Sogamoso-Paz del Río (Departamento de Boyacá)," Belencito, Biblioteca UPTC.
- Seed, H.B. e Idriss, I.M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 107, No. SM9, pp. 1249-1274.
- Terzaghi, K., y R.B. Peck (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, New York, New York.
- Wissmann, K.J. y N.S. Fox (2000). "Design and Analysis of Short Aggregate Piers Used to Reinforce Soils for Foundation Support." Proceedings, Geotechnical Colloquium. Technical University Darmstadt. Darmstadt, Germany. March, 2000.