

Evaluación de métodos para la estabilización estructural de la cimentación de la catedral
del Socorro – Santander

José Armando Granadillo Ramos y Sergio Alejandro Peña Garcés

Trabajo de Grado para Optar al Título de Ingeniero Civil

Director

Ricardo Alfredo Cruz Hernández

Ingeniero Civil. PhD

Profesor Escuela de Ingeniería Civil.

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Bucaramanga

2021

Agradecimientos

Los autores expresan sus agradecimientos primero a Dios por permitirnos estar hoy aquí, en segundo lugar, a familiares (Mamá, Papá, hermanos, Tíos, primos, etc.) que siempre nos brindaron su apoyo incondicional desde el inicio hasta el final de nuestra carrera universitaria.

Agradecemos también a nuestros amigos y compañeros de la carrera, que nos colaboraron en las situaciones difíciles del proceso para hoy convertirnos en excelentes personas primero que todo, segundo, por siempre brindarnos su apoyo en momentos donde lo necesitábamos, por aconsejarnos de la mejor manera en los diferentes ejercicios individuales y grupales que siempre recordaremos como una parte importante de nuestro desarrollo profesional.

Agradecemos de todo corazón a nuestros profesores de la Universidad Industrial de Santander por brindarnos todo el conocimiento y las herramientas en la diferentes materias y cursos en la carrera de ingeniería civil, de ante mano, agradecerles por la paciencia que tuvieron con nosotros en todo el proceso de aprendizaje para que finalmente hoy podamos decir con orgullo que somos ingenieros civiles de la UIS.

Agradecemos igualmente a los trabajadores de la universidad que colaboraron en gran parte para que lográramos finalizar con éxito nuestra carrera profesional, a la biblioteca virtual de la universidad por brindarnos gran parte de la información para que este proyecto de grado se realizara de forma honesta y sensata, finalmente agradecemos a los ingenieros, y a las diferentes instituciones públicas y privadas que han contribuido con los distintos materiales bibliográficos para la realización de este documento.

Tabla de Contenido

Introducción	9
1. Objetivos	12
1.1 Objetivo General.....	12
1.2 Objetivos Específicos.....	12
2. Cuerpo del Trabajo.....	13
2.1 Pilotes hincados a presión.....	13
2.1.1 Tipos de pilotes hincados.....	14
2.1.2 Cimentación de los pilotes	14
2.1.3 Control y manejo de pilotes	15
2.1.4 Condiciones iniciales y posteriores para el hincado del pilote	15
2.1.5 Control de Obra.....	16
2.2 Recalce de cimentaciones mediante inyecciones en el terreno.....	17
2.2.1 Clasificación según el tipo de inyección.....	17
2.2.2 Recalce mediante inyecciones de cemento armadas.....	19
2.2.3 Recalce mediante inyecciones de resinas expansivas de poliuretano	19
2.2.4 Inyecciones de hidrofracturación	22
2.2.5 Método Jet Grouting	25
2.2.5.1. Sistemas de Jet Grouting.....	25
2.2.5.2. Descripción del método Jet Grouting.....	27
2.3 Micropilotes	30
2.3.1 Tipos de micropilotes.....	31
2.3.1.1. Micropilote individual.	31

2.3.1.2. Micropilote en grupo.....	32
2.3.2 Metodología de inyección.....	32
2.3.3 Tipos de excavaciones	33
2.3.4 Cimentación de micropilotes	34
2.3.5 Control de obra.....	34
2.3.6 Control de ejecución	35
2.3.7 Planta de fabricación de lechada.....	36
2.4 Situación de la Basílica.....	36
2.4.1 Descripción del Subsuelo.....	39
2.4.2 Causa de los asentamientos.....	40
2.4.3 Daños estructurales	42
2.4.4 Sismicidad de la zona.....	42
2.5 Evaluación económica de los métodos de rehabilitación.....	45
2.6 Evaluación técnica de los métodos de rehabilitación.....	49
3. Conclusiones	51
Referencias Bibliográficas	52

Lista de Figuras

Figura 1 <i>Clasificación según el tipo de inyecciones</i>	18
Figura 2 <i>Esquema de realización de inyecciones de resina expansivas en obra</i>	21
Figura 3 <i>Fases de la inyección de hidrofracturación</i>	24
Figura 4 <i>Tipos de sistemas de Jet Grouting</i>	27
Figura 5 <i>Proceso constructivo típico de una columna de Jet Grouting</i>	28
Figura 6 <i>Planta de fabricación de lechada</i>	36
Figura 7 <i>Fisura lateral de la catedral del Socorro</i>	37
Figura 8 <i>Fisura interna de la catedral del Socorro</i>	38
Figura 9 <i>Perfil del terreno de la catedral</i>	39
Figura 10 <i>Existencia de un paleocanal</i>	40
Figura 11 <i>Tomografía geo-eléctrica y línea de refracción sísmica</i>	41
Figura 12 <i>Falla del Suárez</i>	43
Figura 13 <i>Espectro de diseño en la superficie de la zona de la catedral</i>	44
Figura 14 <i>Costos unitarios de pilotes prefabricados con mediciones estándar</i>	46
Figura 15 <i>Costos unitarios del descabezado de pilotes prefabricados con mediciones estándar</i>	46
Figura 16 <i>Costos unitarios de inyección de resinas expansivas, para consolidación del terreno situado debajo de la cimentación existente</i>	47
Figura 17 <i>Costo unitario de consolidación del terreno situado debajo de solera de concreto, con inyecciones de resinas expansivas</i>	47
Figura 18 <i>Costo unitario de los micropilotes con mediciones estándar</i>	48

Figura 19 *Costos unitarios de descabezado de Pilotes prefabricados con mediciones estándar* 48

Figura 20 *Evaluación de métodos para la rehabilitación de la cimentación de la catedral del Socorro – Santander* 50

Resumen

Título: Evaluación de métodos para la estabilización estructural de la cimentación de la catedral del socorro – Santander.*

Autor: Jose Armando Granadillo Ramos, Sergio Alejandro Peña Garcés.**

Palabras Clave: Estabilidad estructural, Cimentación, Edificaciones históricas, Riesgo, Rehabilitación estructural.

Descripción: La Basílica Catedral de Nuestra Señora del Socorro se localiza en Socorro - Santander, es una estructura de patrimonio nacional que presenta una complejidad arquitectónica y estructural única en todo el país. Actualmente cuenta con una problemática estructural relacionada con su cimentación por tratarse de cimientos antiguos, con falencias en la estabilidad, un nivel freático cercano a la superficie, materiales de construcción con muy poca resistencia y una composición del subsuelo muy inestable. Además de factores constructivos también interviene un factor geológico, afectado en mayor grado por la actividad sísmica, debido a la localización geográfica con un alto grado de sismicidad. A lo largo del tiempo estos factores se han manifestado en forma de grietas en diferentes puntos de la cimentación con aberturas considerables que ponen en riesgo su integridad estructural. En este trabajo se evaluaron alternativas de métodos de estabilización estructural para una posible solución de la problemática. Los métodos que se evaluaron fueron los pilotes hincados a presión, recalce mediante inyecciones de compactación, hidro-fracturación, método de Jet Grouting y micropilotes. La evaluación fue realizada bajo los criterios de disponibilidad de equipos, eficiencia, compatibilidad con el tipo de terreno, facilidad de construcción, sosiego público y prefactibilidad según costos unitarios. El resultado de la evaluación es que el método recomendado para la rehabilitación de la cimentación de la catedral es la técnica de inyecciones de resinas expansivas de poliuretano.

* Trabajo de grado

**Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Ricardo Alfredo Cruz Hernández. Ingeniero Civil. PhD.

Abstract

Title: Evaluation of methods for the structural stabilization of the foundation of the Socorro cathedral – Santander.*

Author(s): Jose Armando Granadillo Ramos, Sergio Alejandro Peña Garcés.**

Key Words: Structural stability, Foundations, Historic buildings, Risk, Structural rehabilitation.

Description: The Cathedral Basilica of Our Lady of Socorro, located in Socorro - Santander, is a national heritage structure that presents a unique architectural and structural complexity. At the moment, the cathedral has a structural problem related to its old foundations, with weaknesses in stability, a water table close to the surface, construction materials with very little resistance and a very unstable subsoil composition. In addition to constructive factors, a geological factor also intervenes, affected to a greater degree by seismic activity, due to the geographical location with a high degree of seismicity. Through the time, these factors have manifested themselves in the form of cracks in different points of the foundation with considerable fractures that put its structural integrity at risk. In this work, alternative structural stabilization methods were evaluated for a possible solution of the problem. Five methods were evaluated like pressure driven piles, underlined by compaction injections, hydro-fracturing, Jet Grouting method and micropiles. The evaluation was carried out under the criteria of equipment availability, efficiency, compatibility with the type of land, ease of construction, public tranquility and pre-feasibility according to unit costs. As result, the compaction injection technique with expansive polyurethane resins is the recommended method for the rehabilitation of the Cathedral foundation.

* Degree Work

** Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Ricardo Alfredo Cruz Hernández. Ingeniero Civil. PhD.

Introducción

La basílica menor nuestra señora del Socorro ubicada en el municipio del Socorro, Santander fue construida en el año 1873, esta es la edificación en piedra más grande de Colombia, la cual posee un estilo arquitectónico que ha sido objeto de mucho debate; si bien se considera que este puede enmarcarse en los estilos románico y renacentista, en razón a la presencia importante de columnas de estilo jónico, así como de arcos romanos. La nave central elevada y las dos torres frontales permiten de igual manera catalogar la construcción dentro de este estilo.

Esta basílica es la tercera más alta del país con 96 metros de altura y es de gran interés cultural en la región. En el año 1955, el geólogo Enrique Hubach realizó el primer estudio geotécnico y concluyó que encima de la roca sobre la que está erigida buena parte del casco urbano hay un manto arcilloso que ha estado permeado por las aguas subterráneas. En estudios más recientes a la estructura, como el realizado por Antonio José Díaz Ardila en el año 2017 para la Sociedad Colombiana de arquitectos seccional de Santander (Ardila, 2017) y en el estudio de patología estructural realizado por el Kuins Group al mando del ingeniero Raúl Quintanilla en el 2020 (Quintanilla, 2020), se determinó que la iglesia se está hundiendo desde que empezó a construirse y la razón es que es muy pesada y su construcción se hizo sobre un terreno arcilloso con un alto nivel freático; por ende la cimentación debe ser reforzada debido a las fallas que presenta actualmente la catedral, además existen columnas que no están estructuralmente unidas y presentan complejos asentamientos diferenciales.

Un claro ejemplo de una rehabilitación estructural de la cimentación de una catedral se puede observar en la historia de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México construida a finales del Siglo XIV, la cual sufrió problemas muy similares a la Catedral del Socorro. El origen del problema radica principalmente en la existencia de un suelo blando debajo de la catedral, lo

cual obligó más adelante a los constructores a rediseñar todo el proyecto. Esta catedral fue construida sobre antiguas construcciones conformadas por pequeñas pirámides lo cual ha generado el hundimiento de la catedral con asentamientos diferenciales debido a puntos de consolidación en distintas zonas de la cimentación. El método para combatir esta problemática fue la subexcavación, en otras palabras, la extracción de arcilla del subsuelo de cimentación, lo cual tenía por objetivo debilitar las zonas en las cuales la catedral no había tenido un hundimiento considerado como el de las demás zonas, para lograr un equilibrio entre todas las zonas desplazadas de la cimentación de la catedral. Este método fue aceptado en el año 1992 por organizaciones como la UNESCO la cual decidió llevar a cabo la misma estrategia para la estabilización de la Torre de Pisa en Italia. El día 13 de agosto de 1993 se llevaron a cabo los trabajos para extraer el suelo arcilloso de las entrañas de la catedral por debajo de la capa de relleno de 22 metros de profundidad. Para que esto fuera posible fueron construidos 32 pozos a los cuales les abrieron boquillas utilizando tubos de 10 centímetros de diámetro, extrayéndose 4850 metros cúbicos en 5 años, posibilitando el colapso del espacio libre de tierra y al repetir este procedimiento de forma precisa, se logró el hundimiento de las zonas tal como se diseñó, cumpliendo con la estabilización de todas las zonas de la cimentación de la catedral (Jiménez, 2013).

La evaluación que se realiza en este trabajo tiene por objeto evaluar, analizar y escoger las mejores técnicas disponibles para estabilizar cimentaciones, teniendo en cuenta las causas que generan estos problemas. Se busca encontrar la mejor técnica o método de intervención que se adapte a la problemática de la catedral del Socorro, es decir, este trabajo reúne las técnicas de refuerzo con sistemas no tradicionales como las inyecciones de resinas, los micropilotes de recalce y los pilotes hincados a presión, las cuales son técnicas que se utilizan cuando el terreno no satisface las necesidades de la cimentación y cuando la mejora del terreno mediante procesos de

compactación no es suficiente. Uno de los métodos a evaluar en este trabajo es el de los micropilotes de recalce, que se realiza de forma manual por pozos. Utiliza pilotes de diversas clases y con varias técnicas de ejecución según el tipo de terreno y la clase de obra a estabilizar. La finalidad del trabajo es elegir cuál de todas estas técnicas es la mejor en términos de costos y cual tecnología se adapta mejor a la problemática de la catedral del Socorro.

1. Objetivos

1.1 Objetivo General

- Evaluar métodos para la estabilización del sistema estructural de la cimentación de la catedral del Socorro, Santander.

1.2 Objetivos Específicos

- Analizar los estudios de consultoría estructural y vulnerabilidad sísmica que revelan la situación actual que sufre la estructura de la catedral.
- Clasificar la información detallada de cada uno de los métodos correspondientes para la estabilización de la cimentación de la estructura.
- Determinar por medio de parámetros específicos cada uno de los métodos más óptimos para la estabilización de la cimentación.

2. Cuerpo del Trabajo

2.1 Pilotes hincados a presión

Los pilotes hincados a presión se denominan pilotes de desplazamiento debido a que el sistema de ejecución no extrae terreno ya que el proceso de hincar el pilote desplaza el terreno lateralmente. Los pilotes prefabricados hincados son una buena alternativa para la cimentación de estructuras en terrenos blandos, funcionando como pilotes columna, es decir, transmitiendo la carga en punta a una capa lo suficientemente firme como para aguantar la sollicitación sin peligro de rotura del estrato (Hurtado, 2006).

El pilote se incorpora en el terreno mediante una fuerza estática vertical aplicada con gatos hidráulicos. En este caso se mide la capacidad portante del pilote directamente con el manómetro del gato, por lo que la hinca de cada pilote se comporta en realidad como un ensayo de carga correspondiente a un rechazo deseado. Es un procedimiento que no es útil cuando no se permiten vibraciones o no hay espacio para los martillos (ROA., 2007). Su uso es habitual en el recalce de cimentaciones, donde la propia estructura sirve de reacción a los gatos. Sin embargo, es un procedimiento que presenta bajos rendimientos y tiene un campo de actuación reducido a suelos suficientemente blandos. Las secciones empleadas con este sistema deben desplazar el terreno fácilmente, como sería el caso de tablestacas o pilotes de hormigón pretensado y sección tubular sin tapa. La hinca por presión provoca un menor asentamiento del terreno, siendo eficiente en suelos arcillosos, pero menos en terrenos cohesivos densos (Piqueras, 2020).

2.1.1 Tipos de pilotes hincados

Generalmente los pilotes hincados se clasifican según el comportamiento que ellos pueden generar a la hora de ser incorporados al suelo. Según el comportamiento que ellos adquieran después de ser hincados se pueden clasificar en dos (Milton Rodriguez, 2007). Uno de ellos es pilote de punta el cual funciona principalmente como una columna que, al soportar una carga sobre su extremo superior, desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo sobre un estrato resistente, permitiendo desarrollar una resistencia sobre la superficie del mismo y pilotes por fricción, que se conoce como aquellos que al estar soportando una carga sobre su cabeza dentro de un estrato profundo de suelo granular o coherente, desarrollan su resistencia por el rozamiento que se genera a lo largo de éste y el suelo que lo rodea. La rugosidad de la superficie del pilote puede ayudar en algo, con efectos importante (Guerrero, 2006).

2.1.2 Cimentación de los pilotes

Las especificaciones de diseño de cimentación profunda se encuentran en el capítulo H de la NSR-10 en el numeral H.8.4.2 (Sismica, 2010). Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasione daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, deberán diseñarse y construirse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión, tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis (Gaviria, 2019), además un factor a tener en cuenta es la realización de los estudios de suelos, se debe tener en cuenta los parámetros y especificaciones de la NSR-10 Título H-Estudios Geotécnicos, capítulo H-3 Caracterización geotécnica del suelo y determinación de sondeos que se basan en las especificaciones que establece en las categorías de la unidad de construcción según los niveles de construcción – Título H.3.1.1,

mínimo de sondeos de acuerdo con las categorías y áreas de construcción – Título H.3.2.3 (Sismica, 2010).

2.1.3 Control y manejo de pilotes

Los pilotes deberán ser transportados en vehículos de carga pesada, tractomulas con un planchón mínimo de 12 m y una capacidad de carga máxima de 50 toneladas incluido el peso propio. Después de haber transportado los pilotes, estos deberán ser izados por medio de cables metálicos apoyados en los puntos marcados en los pilotes. Además, se debe tener cuidado para no dañar la superficie de los pilotes durante el manejo y movilización. En general los pilotes deberán contar con Plan de Manejo de Tránsito (PMT) vigente demarque en las zonas de parqueo y zonas de descarga para realizar el izado de los pilotes (Preciado, 2020). Para el transporte de los pilotes se debe tener en cuenta el protocolo de movilidad establecido para tal fin.

2.1.4 Condiciones iniciales y posteriores para el hincado del pilote

Antes de realizar la maniobra de hincado se deberá hacer una revisión de nivel de la máquina piloteadora de hincado para evitar desvíos de los pilotes. Se deberá tener registro completo en una bitácora del proceso del hincado desde su inicio de izado hasta la terminación del hincado por cada uno de los pilotes (Ing Gilberto Rodriguez CH, 2007).

Cuando se hinca cierto tramo del pilote, se debe verificar la verticalidad de los tramos. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3% de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta y de 6% en casos de cargas pro-fricción (Rodriguez, 2001). La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá inferir respecto a la del proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye sobre ella de acuerdo con

la norma NSR-10 capítulo H.8.4.2.2. (Ing Gilberto Rodríguez CH, 2007). Además de medir la verticalidad, se debe verificar la deformación horizontal del suelo a una cierta profundidad, este sistema se utiliza en el centro del pilote mediante un tubo guía de plástico o en acero, este tubo lleva unas guías longitudinales que orientan una unidad sensor que miden la inclinación del elemento. Este contiene un cable de control que sube y baja el sensor que es el que transmite señales eléctricas a la superficie (Sharma, Abramson, Boyce, & Lee, 1996).

2.1.5 Control de Obra

En obra se debe comprobar que el pilote ha alcanzado la capacidad de carga que debe soportar (Arespachaga, 2006), se debe realizar una prueba estática de carga que se especifica en la norma (ASTM D 1143) (Materials, 2008). Se miden los asentamientos con dispositivos electrónicos y mecánicos, obteniéndose la curva carga-asiento, esto permite conocer el comportamiento real de los pilotes en el terreno (Tadeo, 2016), además se debe realizar una prueba dinámica como Analizador de Hincas de Pilotes (AHP) especificado en la norma ASTM D 4945. Consiste en hacer una prueba dinámica de carga que permite de una forma rápida y no destructiva de analizar tanto las condiciones del terreno como el desarrollo de la hincas, controlando la integridad del pilote y su capacidad de carga diferenciada en fuste y punta. Actualmente se encuentra recogido en numerosas normativas españolas (ROM-0.5-05, UNE - EN 12699, Código Técnico de la Edificación: Documento Básico SE-C-2006, Guía de Cimentaciones del Ministerio de Fomento, etc.), e internacionales (Arespachaga, 2006), cuando se generan las pruebas de carga tanto dinámica y estática se debe hacer una Prueba de Integridad de pilotes (PIP) indicada en la norma ASTM D 5882, que consiste en controlar específicamente la integridad de los pilotes. Está basado también en la teoría de la propagación de onda de choque a través de estos (Likins,

2000). De una forma sencilla, y con un equipo de mano, es posible chequear un gran número de pilotes en una sola jornada midiendo reducciones o incrementos de la sección del pilote, este ensayo también se encuentra recogido en la normativa citada en el punto anterior del AHP (Arespachaga, 2006).

2.2 Recalce de cimentaciones mediante inyecciones en el terreno

Este método de recalce es usado cuando no se requiere intervenir los elementos estructurales de la cimentación. Cuando, por ejemplo, el aumento de carga que va a solicitar la estructura es soportado por la cimentación, pero no por el terreno. En vez de modificar la cimentación para repartir la sollicitación y que el suelo reciba menos carga, se opta por mejorar el terreno. Se recurre a aumentar la resistencia y rigidez del terreno mediante la inyección de lechada de cemento u otros productos estabilizadores. Cuando se transmite carga al terreno solamente se ve afectado bajo el bulbo de presiones, esa zona de terreno es la que se deforma y varia su estado tensional. Inyectando estos compuestos se sustituye parte del terreno por un material más resistente que mejora el comportamiento del suelo (Carrasco & Bauzá Castello, 2016).

2.2.1 Clasificación según el tipo de inyección

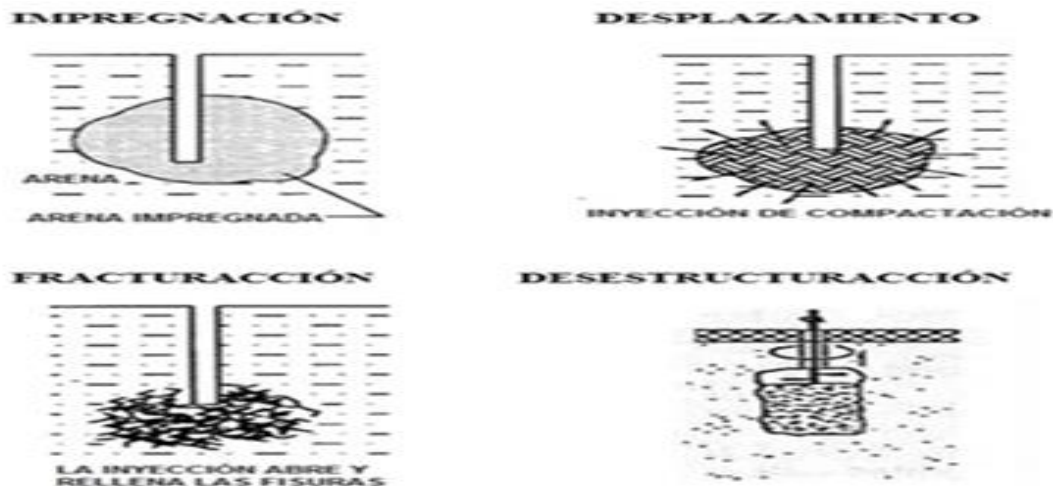
Las técnicas de inyección como se aprecia en la figura 1, principalmente se diferencian en la forma en la que la lechada es introducida al terreno y el proceso que esta realiza después de ser inyectada, entre las más comunes están:

- **Inyecciones de impregnación:** la lechada fluye por los huecos del suelo y baña el terreno alrededor.

- Inyecciones de desplazamiento: la lechada no fluye por los huecos del suelo y empuja las paredes del terreno compactándolo. Con estas inyecciones se consiguen levantamientos en la superficie.
- Inyecciones de fracturación: la lechada no fluye por los huecos del suelo y empuja las paredes del terreno, pero no lo compacta. El material inyectado se agrieta y rellena las fisuras.
- Inyecciones de desestructuración: la lechada se inyecta a alta presión dentro del terreno de tal forma que se va rompiendo el terreno conforme se inyecta el material. El suelo queda reforzado con columnas de suelo-cemento y el resultado final es parecido a si se hubieran perforado con pilotes.

Figura 1

Clasificación según el tipo de inyecciones



Nota. La figura representa los diferentes tipos de inyecciones que existen para tratar un terreno de baja resistencia. Tomado del artículo *Recalce de cimentaciones mediante inyecciones de resinas* (p. 9), por Rafael Sánchez Carrasco, 2016, Departamento de Estructuras de Edificaciones e Ingeniería del Terreno.

2.2.2 Recalce mediante inyecciones de cemento armadas

Esta técnica está basada en la perforación del terreno hasta la zona subyacente a la cimentación, que, tras la introducción de un abanico de tuberías de acero dotadas de válvulas antirretorno, realiza las inyecciones de lechada de cemento destinadas a mejorar las características del suelo. Esta mejora se produce tras la rotura hidráulica del terreno y el fraguado de la red de lechada inyectada. La dosificación y características de la lechada de cemento varían en función de la viscosidad, la resistencia y la velocidad de fraguado que se pretenda conseguir. Otros factores para tener en cuenta son la agresividad del terreno o presencia de cloruros y la presión de la inyección (Sánchez, Alba Rodriguez, Ramirez-de-Arellano , & Marrero, 2016).

El control del material se complementa con la nivelación milimétrica del edificio para así detectar durante el proceso posibles levantamientos en el edificio fruto de la presión de la inyección. Asimismo, los tubos de acero para la inyección colaboran en la resistencia del tratamiento, actuando como armaduras en el terreno tratado. Por último, como únicamente se actúa sobre el terreno, no es necesario confiar la funcionalidad de la solución entre la cimentación existente y el sistema de recalce (Sánchez, Alba Rodriguez, Ramirez-de-Arellano , & Marrero, 2016).

2.2.3 Recalce mediante inyecciones de resinas expansivas de poliuretano

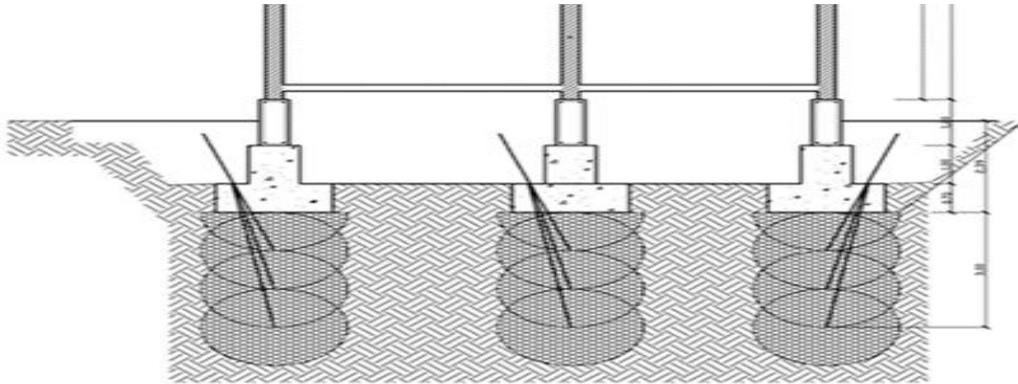
La inyección se realiza con un poliuretano compuesto por la mezcla de un isocianato y un polioliol en proporciones variables en función del tipo de poliuretano. Estos materiales al mezclarse generan una reacción exotérmica de polimerización que desprende CO₂, que queda ocluido en el interior de la masa generando células cerradas que se expanden hasta finalizar la reacción, la reacción no dura más allá de 6-10 minutos, alcanzándose en una hora resistencias próximas a la

total y en 24 horas la máxima posible (Dominijanni & Mannassero, 2016). El sistema consiste en realizar una serie de perforaciones de escaso diámetro (hasta 26 mm) bajo la longitud de la cimentación (a distancias entre 0,5 y 1,5 m) y colocar los conductos para realizar la inyección de la mezcla como se observa en la figura 2. La inyección en la obra se realiza a baja o muy baja presión y en distintos puntos bajo la cimentación con la finalidad de realizar columnas de terreno mejorado tras la expansión de la resina que aumenta su resistencia (Sánchez, Alba Rodriguez, Ramirez-de-Arellano , & Marrero, 2016).

La expansión volumétrica de estas resinas en un entorno sin presión supera en 30 veces su volumen inicial; existen datos en investigaciones realizadas sobre estos materiales en los que se establece que pueden alcanzar resistencias entre 0,20 y 10 MPa en su máxima expansión para densidades de 0,5 y 10 KN/m³ (Occhi & Apuani, 2014). Hay que indicar que en esta técnica no se puede controlar la presión que se genera en el terreno puesto que depende de la expansividad de la resina, por ello se hace necesario realizar nivelaciones de control milimétrico, que permitan ir observando la evolución de las inyecciones, su efectividad y poder realizar reinyecciones en los puntos necesarios. La rápida reacción de la resina impide que esta se disperse más allá de unos 2 metros desde el punto de inyección, lo que permite focalizar las acciones a puntos concretos y evitar pérdidas innecesarias de material. Tras la reacción de la resina y su aumento de volumen, queda un poliuretano totalmente inerte que no reacciona con ninguno de los materiales que se pueden encontrar bajo una cimentación (Sánchez, Alba Rodriguez, Ramirez-de-Arellano , & Marrero, 2016), aunque es difícil encontrar en estudios de la durabilidad de este material.

Figura 2

Esquema de realización de inyecciones de resina expansivas en obra



Nota. La figura representa el proceso de las inyecciones por medio de resinas expansivas para el recalce de cimentaciones superficiales. Tomado del artículo *Recalce en condiciones de emergencia: 40 viviendas cercanas al río Guadalquivir, España* (p. 7), por A. Ferreira Sánchez, 2016, Informes de la construcción.

Las inyecciones de compactación en el terreno tienen ventajas como:

- La colocación de maquinaria y el uso de la técnica es controlada y precisa.
- El grado de mejora con el tratamiento es previsible.
- El proceso de inyección de lechadas es secuencial a las operaciones en el sitio.
- Es posible la compactación de los suelos dentro de las cercanías del problema en lugar de la espera de llegar a un arreglo de bases adyacentes.
- Todas las tuberías de lechada pueden generalmente ser instaladas fuera de la estructura a tratar.
- La perturbación pública es mínima y las vibraciones no son perjudiciales a estructuras vecinas.

El método de las inyecciones de compactación debido a su proceso de aplicación el cual es lento, controlado y con la utilización de un tipo de mortero de baja movilidad (Piqueras, 2020), también posee una serie de limitaciones las cuales son:

- Estas inyecciones no son recomendables en suelos “no drenados”, es decir en un terreno que en el momento que se termine de inyectar la mezcla se puedan disipar todas las presiones de poros dentro de este, en este caso tampoco se recomienda en terrenos que poseen un alto nivel freático.
- Antes del proceso se debe especificar con anterioridad si la inyección se realiza con un confinamiento lateral, debido a que si se utiliza este confinamiento se debe tener especial cuidado con la presión a la cual se va a inyectar la mezcla cementante.
- En el proceso se debe tener mucho cuidado con los levantamientos, es importante estar todo el tiempo midiendo estos desplazamientos y el control de volumen inyectado en caso de que se esté trabajando en estructuras sensibles o estén muy cercanas a estructuras vecinas.

2.2.4 Inyecciones de hidrofracturación

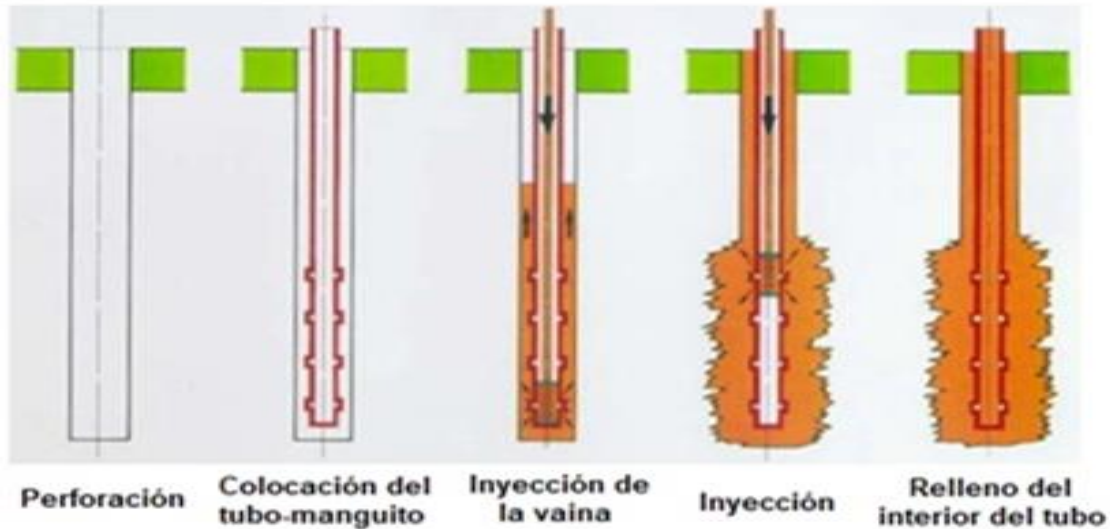
Las inyecciones de fracturación (también llamadas hidrofisuración, hidrojacking o claquage), son inyecciones de lechada de cemento a media/alta presión que rompen el terreno, produciendo su densificación, creando una red estructuradora. Se introduce un material de baja viscosidad que rompe el terreno para introducir luego una lechada de fraguado rápido para reestructurarlo (Chang & Huang, 2016). Las presiones empleadas son de varias decenas de bares para romper el suelo y luego del orden de 10 bares o inferiores para mantener el caudal de inyección.

El tipo de lechada o mortero a emplear, así como los aditivos y dosificaciones dependerán tanto del tipo de inyección que vayamos a realizar como del resultado que estemos buscando con la intervención (Labad, 2003).

Las inyecciones de fracturación se han concretado en dos tipos de inyección basadas en la fracturación hidráulica: las inyecciones de compensación (“compensation grouting”) y las inyecciones armadas. Las inyecciones de compensación controlan los movimientos que puedan generar las obras subterráneas sobre edificios en superficie. Las inyecciones armadas aumentan la resistencia al corte del terreno y disminuyen su deformabilidad, utilizándose en recalces de edificios, disminución de asientos de cimentaciones directas, estabilización de vaciados, etc. Estas inyecciones armadas emplean tubos-manguito que proporcionan un efecto de bulonado al terreno tratado (Piqueras, 2020).

Las fases características de este tipo de inyección como se aprecia en la figura 3 son las siguientes:

- Instalación del tubo manguito e inyección de la vaina: el tubo manguito se sitúa en la perforación, rellenando el espacio anular entre la pared del sondeo y el tubo manguito con una mezcla de bentonita-cemento.
 - Fracturación del suelo: para permitir la inyección de la suspensión se inserta en un obturador doble, que independiza cada uno de los manguitos durante su inyección.
 - Inyección múltiple: los manguitos se inyectan una o varias veces, según se requiera.
- El volumen de lechada, la presión máxima de inyección y, en el caso de una inyección repetitiva, la velocidad de inyección se mantiene de acuerdo con las instrucciones. Se pueden reutilizar los tubos manguitos.

Figura 3*Fases de la inyección de hidrofracturación*

Nota. La figura representa el proceso detallado por cinco fases de las inyecciones por medio de la técnica de hidrofracturación. Tomado del artículo *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención* (p. 10), por Víctor Yepes, 2020, Universidad Politécnica de Valencia.

Esta inyección por fracturación hidráulica, normalmente se realiza aplicando la tecnología conocida como “tubo-manguito”, aunque también se puede llevar a cabo mediante la inyección denominada de “punta perdida” en la que la tubería de revestimiento sirve como tubería de inyección introduciendo la lechada por el fondo de esta la cual se va retirando poco a poco hacia el exterior a medida que progresa la inyección. Normalmente, la aplicación de ambas tecnologías tiende a comprimir un terreno natural alterado por fenómenos de disolución, o descomprimido por una excavación subterránea o de otro tipo, o también un relleno artificial no compactado, siendo habitual que estas inyecciones se denominen inyecciones de compensación (Labad, 2003).

2.2.5 Método *Jet Grouting*

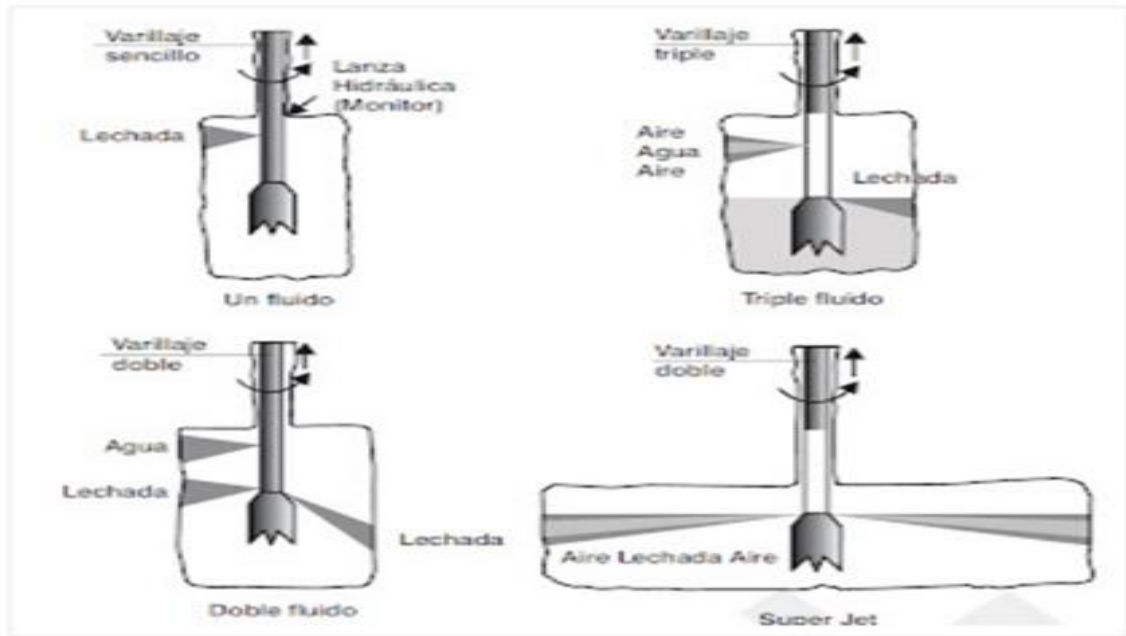
El Jet Grouting es una tecnología con lo cual se produce una mejora de las características mecánicas del terreno, mediante la inyección de uno, dos o tres fluidos a alta presión, rompiendo la estructura del suelo y conformando cuerpos de suelo-cemento (Burke, Cacoilo, & Chadwick, 2000). En esta técnica el fluido es bombeado a muy altas presiones, entre 450 a 550 bar, transformándose luego estas presiones en energía cinética a la salida de las toberas. Las altas velocidades de corte consiguen romper el suelo, desplazar parte de las partículas hacia fuera y mezclar el suelo restante con una lechada de cemento. El resultado final es un cuerpo sólido de suelo-cemento cuya resistencia y permeabilidad son diferentes y mejores a las del suelo original (AENOR, 2001).

2.2.5.1. Sistemas de Jet Grouting. Existen cuatro sistemas tradicionales de Jet Grouting cómo se observa en la figura 4, la selección del sistema más apropiado depende del suelo a tratar, la aplicación, y las propiedades del suelo a tratar para el fin deseado. Sin embargo, cualquier sistema puede ser utilizado en casi todas las aplicaciones si el diseño y la ejecución son congruentes con el sistema elegido (Fabrega, 2003). Estos sistemas son:

- **Monofluido:** la inyección de lechada de cemento es bombeada por el varillaje y sale por la tobera horizontal del monitor con una alta velocidad de aproximadamente 200 m/s. Esta energía causa la erosión, disgregación, mezcla y desplazamiento del suelo. Este sistema es el más antiguo y simplificado. Se pueden emplear varias toberas.
- **Doble fluido:** un varillaje interno de dos fases es empleado para separar la provisión de agua y lechada de cemento a dos toberas desplazadas verticalmente del suelo.

La disgregación del terreno se realiza con agua a alta presión por la tobera superior y la inyección de relleno de lechada por la tobera inferior.

- Triple fluido: la lechada, aire y agua son bombeadas a través de diferentes líneas al monitor inferior. Agua a alta velocidad envuelta en un chorro de aire forman el medio erosivo. La lechada sale a una velocidad menor por una tobera separada, debajo del jet de erosión. Esto separa el proceso de erosión del proceso de inyección.
- Super Jet: este sistema utiliza la base de un sistema de doble fluido (aire + lechada), pero con un monitor altamente sofisticado, especialmente, diseñado para gobernar y focalizar de una manera precisa la energía de la materia inyectada. La lechada es empleada para erosionar y mezclarse con el suelo. El aire envuelve el jet de lechada para incrementar la eficacia de la erosión. Valiéndose de una baja velocidad de rotación y ascenso, se alcanzan grandes diámetros de columnas de suelo tratado (Burke, Cacoilo, & Chadwick, 2000).

Figura 4*Tipos de sistemas de Jet Grouting*

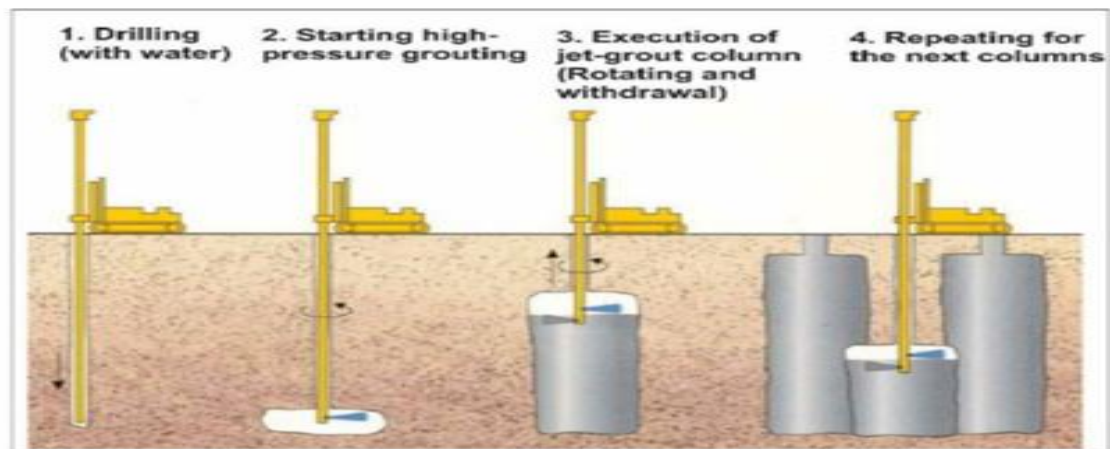
Nota. La figura representa los cuatro diferentes sistemas de Jet Grouting, los cuales se diferencian por los fluidos utilizados en cada proceso. Tomado del artículo *Mejora del terreno mediante Super Jet Grouting. Seminario de Geomecánica Computacional* (p. 3), por Juan Manuel Fernández, 2008, FIUBA.

2.2.5.2. Descripción del método Jet Grouting. El procedimiento de ejecución como se puede ver en la figura 5, comienza con la realización de una perforación en el terreno hasta la profundidad requerida, que permite que el útil de inyección acceda al lugar deseado del tratamiento. A continuación, se inicia la inyección para poder formar el cuerpo de suelo tratado, mediante el desplazamiento vertical del monitor (la cabeza de inyección) y aplicando simultáneamente rotación. El jet rompe el terreno que es desplazado parcialmente hacia el exterior por el espacio anular que queda disponible entre varillaje y perforación (Nikbakhtan & Osanloo,

2009). La holgura entre el monitor de perforación y las paredes es de vital importancia para el tratamiento pues si se obtura este camino el recinto perforado entrará en carga y podrá producirse una fracturación (Vincent, 2008). El proceso de la inyección de cemento se mezcla con el terreno y también parte es expulsada, todo el material expulsado a la superficie constituye el material de resurgencia. El monitor se extrae con una velocidad de ascenso y una velocidad de rotación por lo que las formas constructivas habituales son “columnas”, también se puede programar el equipo para realizar otras formas o porciones de la columna (restringiendo la rotación entre ciertos rangos) o como paneles (ascenso casi sin rotación). Se comprende que, ejerciendo una acción constante con el jet, la respuesta del terreno es variable según la resistencia que oponga al mismo, y por ello el tamaño y forma del cuerpo tratado obtenido mostrará oscilaciones en dimensiones, configuraciones etc., en función del tipo de suelo encontrado (Vincent, 2008).

Figura 5

Proceso constructivo típico de una columna de Jet Grouting



Nota. La figura representa el proceso constructivo en 4 etapas para la realización de las columnas de Jet Grouting. Tomado del artículo Mejora del terreno mediante Super Jet Grouting. Seminario de Geomecánica Computacional (p. 4), por Juan Manuel Fernández, 2008, FIUBA.

El proceso constructivo del método Jet Grouting como se observa en la figura 5 se divide en cuatro subprocesos (Pineda, 2011), los cuales son:

- Perforación en una pasada hasta la cota del fondo del tratamiento sin inyecciones de fluidos en este proceso.
- Inicio de la inyección rotando y extrayendo la varilla de perforación-inyección simultáneamente. Las velocidades de rotación y extracción son controladas por sensores y se predeterminan para lograr las columnas del diámetro deseado en cada tipo de terreno.
- Ejecutando columnas vecinas que se solapan (o no) con las anteriores.
- Detalle del método de Jet Grouting con doble fluido (o Jet tipo 2).

Para aumentar la resistencia se puede utilizar lechadas de menor relación agua/cemento. Asimismo, si el objetivo es disminuir la permeabilidad del suelo, se puede añadir bentonita a la lechada de inyección (Terratest).

El método de perforación se elige de acuerdo con las condiciones del terreno, los rasgos característicos del sitio de la obra, y las especificaciones de diseño con relación a la longitud e inclinación de inyección. Los diámetros más habituales del varillaje del tratamiento oscilan entre los 60 y los 114 mm, y los de los útiles de perforación entre 90 y 150 mm de diámetro (Flora, Modoni, Lirer, & Croce, 2013).

Las inyecciones mediante la técnica del Jet Grouting es el lado contrario a las inyecciones de compactación en cuanto a proceso se refiere, debido a que esta técnica se caracteriza por su alta velocidad de ejecución y en vez de desplazar el material el líquido cementante se mezcla con el material del subsuelo creando así un nuevo material mucho más resistente (Normalización, 2001).

El método de Jet Grouting proporciona y previene los siguientes aspectos:

- El colapso de suelos granulares gracias a la versatilidad del método que también puedes ser usado en terrenos con una alta permeabilidad.
- Controlan el movimiento de aguas subterráneas debido a que la técnica posee la cualidad de crear barreras que impide el tránsito del fluido a través de ellas.
- No genera daños a los servicios públicos siempre y cuando se realice un buen estudio geotécnico antes de la aplicación del método.
- Controla los asientos diferenciales ocasionadas por las construcciones de túneles u otras estructuras subterráneas.
- Controla los asientos diferenciales bajo cimientos adyacentes.
- Este método proporciona una mayor resistencia y rigidez en el terreno.
- Reduce las deformaciones a futuro que pueda sufrir el subsuelo.

2.3 Micropilotes

Los micropilotes son sistemas estructurales que se incorporan en cimentaciones profundas que tiene como objetivo producir una estabilidad, es una alternativa eficiente debido a que la maquinaria utilizada para su ejecución es de menor tamaño, permitiéndola entrar a edificaciones con poco espacio y terrenos reducidos (Martinez, 2015) , generalmente este sistema se incorpora para:

- Soportar elementos portantes trabajando a compresión.
- Trabajar como elementos a tracción en estabilización de taludes.
- Trabajar como estructuras de contención en tierras.

Estos elementos estructurales transmiten las cargas desde la estructura de la construcción hasta el terreno, lo cual transmite esfuerzos de compresión, de flexión y cortante e incluso a tracción (Gonzales, 2014), por medio de anclados a los refuerzos. Naturalmente el cimiento debe contar con un estado de conservación adecuado y con un canto y una resistencia suficientes como para soportar los nuevos esfuerzos que introduce el recalce (Ramos, 2001).

2.3.1 Tipos de micropilotes

Las clasificaciones actuales de micropilotes incluyen sistemas basados en dos criterios: 1) Filosofía del comportamiento (diseño) y 2) Método de inyección (construcción). La Filosofía del Comportamiento es dictada por el proyectista y por las acciones y esfuerzos a que se somete al micropilote o grupo de micropilotes, es decir el concepto empleado en el proyecto del micropilote (Novarece).

El Método de Inyección, define la capacidad adherente o friccional en el contacto lechada o mortero de cemento-terreno, el cual es generalmente y debe ser, el de mayor control constructivo sobre la capacidad portante del micropilote. La clasificación para la denominación del sistema se divide en dos partes: una numérica, con el cual se define el comportamiento del micropilote (diseño), y una alfabética, la cual describe el método de inyección (construcción) (Novarece).

2.3.1.1. Micropilote individual. El primer tipo es cuando el micropilote se carga directamente de forma axial o lateral, en donde el refuerzo de acero resiste la mayoría de la carga aplicada. Este tipo de micropilote se utiliza para transferir las cargas estructurales a estratos más profundos, competentes y estables, puede ser utilizado para restringir los movimientos en planos de falla de laderas o taludes.

La resistencia a las cargas se debe principalmente a la capacidad estructural de la armadura de acero y geotécnicamente a la zona de unión lechada/suelo. Cuando los micropilotes de este tipo son cargados axialmente para transferir la carga a un estrato o fundación más estable, se producen movimientos en la cabeza micropilote, en proporción a la longitud y el fuste de este. Para evitar esto pueden ser precargados para asegurar que la estructura que cubra se pueda apoyar sin más desplazamientos (Paul J. Sabatinia P.E., Burak Tanyu, P.E., P.E., & P.E, 2005).

2.3.1.2. Micropilote en grupo. Este tipo de diseño es donde el micropilote no es cargado de forma directa, sino que es un componente que refuerza el suelo, creando una masa compuesta de suelo reforzado, que resistirá las solicitaciones de un mejor modo, esto se conoce como red de micropilotes reticulados. Esta aplicación de micropilotes sirve para delimitar y fortalecer internamente el suelo compuesto, dando a la vez mayor estabilidad y apoyo. En esta idea, ellos delimitan en una zona reforzada del material compuesto confinado, que ofrece resistencia al mínimo movimiento. Los micropilotes están completamente unidos al terreno en toda su longitud y así en este caso al desempeño, el suelo sobre todo su perfil, debe tener un grado razonable de compatibilidad (Arabi, 2014).

2.3.2 Metodología de inyección

Tipo A: mortero o lechada de cemento puesto bajo el efecto de gravedad, la perforación está equipada con o sin refuerzo (D.A. Bruce).

Tipo B: inyección a través del encamisado, mientras este es retirado. La presión típica está en el rango de 0.3 - 1 MPa, se limita para evitar la hidro fracturación del suelo y el consumo

excesivo de lechada. El obturador se sitúa en la boca del micropilote (Paul J. Sabatinia P.E., Burak Tanyu, P.E., P.E., & P.E, 2005).

Tipo C: proceso de 2 fases, lechada de cemento primaria (Tipo A), posterior una inyección de lechada (15 a 25 minutos después, antes del

endurecimiento) a través de la entubación o de una tubería específica. La presión es del orden de 1 MPa. La inyección es global y unitaria, sistema francés (IGU). El obturador se sitúa en la boca del micropilote (D.A Bruce, 1999).

Tipo D: proceso de varias fases, lechada de cemento primaria colocada bajo la gravedad (Tipo A & C) o presurizado (Tipo B). Luego inyección de lechada con obturadores dentro del tubo, presión del orden de 2 - 8 MPa y generalmente produce hidro fracturación. La inyección es repetitiva y selectiva, sistema francés (IRS) (D.A. Bruce).

2.3.3 Tipos de excavaciones

Generalmente en obra se utilizan dos métodos de excavación los cuales son rotación y rotopercusión, el método de rotación consiste en provocar la rotura del terreno, o los materiales a perforar, resulta especialmente recomendable para atravesar cimentaciones antiguas por lo que genera menores vibraciones que la rotopercusión. En general se efectúa con la batería usual de sondeos, con barrenas helicoidales o tricono. (Bustamante, 1986). La rotopercusión consiste en provocar la trituración de los materiales a perforar, por fricción y percusión de manera conjunta. El proceso de perforación deberá efectuarse de forma que cualquier variación significativa de las características del terreno, respecto a lo previsto en el proyecto, sea detectada inmediatamente, debiendo reflejarse en el correspondiente parte de trabajo (Bustamante, 1986).

2.3.4 Cimentación de micropilotes

Para la realización de los estudios de suelos se debe tener en cuenta los parámetros y especificaciones de la NSR-10 Título H-Estudios Geotécnicos, capítulo H-3, donde se especifican la caracterización geotécnica del suelo y la construcción según los niveles de construcción – Título H.3.1.1, mínimo de sondeos de acuerdo con las categorías y áreas de construcción – Título H.3.2.3. (Sismica, 2010), además e debe tener en cuenta el numeral H.9.1.8 [NSR-10], donde especifica la profundidad necesaria para desarrollar carga; puede completarse con el aislamiento del fuste del pilote en zona activa. También puede considerarse el uso de micropilotes para reducir la fricción del fuste en la zona activa.

2.3.5 Control de obra

Para tener un óptimo comportamiento del micropilote se deben generar ciertas pruebas, esto se hace con el fin de establecer las condiciones reales del micropilote en el subsuelo, una de ellas es la prueba de carga es un método que permite determinar la carga máxima de un micropilote para determinar los asentamientos esperados y permisibles, según la normatividad vigente. Este ensayo, se realiza sobre micropilotes de producción, es decir durante y después de la ejecución de estos. Se estima llevar el ensayo de prueba entre 1,6 y 1,67 veces la carga de diseño (DL), la cual debe estar por debajo de la carga última de rotura UL para que el elemento quede funcional y aportando a la cimentación (SOLANO, 2017) .Una segunda prueba es la de carga a compresión, la cual está regida por la normativa ASTM específicamente en el numeral D1143 del 2013. Con esta prueba se determinará la capacidad de carga real admisible para el micropilote, aplicando una fuerza puntual hasta llegar a la carga de diseño. Se realiza una tercera prueba la cual es de carga a tracción. Está regida por la normativa ASTM específicamente en el numeral D3689 del 2013, el

micropilote es llevado a la carga de rotura de la interfaz suelo – bulbo o bien hasta alcanzar la capacidad de fluencia de la sección de acero del micropilote (Contreras, Villalobos, & Villalobos, 2017), por último, se tiene la prueba de lateral en la cabeza, la cual está regida por la normativa ASTM específicamente en el numeral D3966 del 2013. Las pruebas de carga lateral proporcionan la relación más confiable entre la carga lateral aplicada a una base profunda y el movimiento lateral resultante. Los resultados de las pruebas también pueden proporcionar información utilizada para evaluar la distribución de la resistencia lateral a lo largo del eje del micropilote y el comportamiento de carga-deflexión a largo plazo (Tadeo, 2016).

2.3.6 Control de ejecución

Primeramente, se establecen ciertas condiciones iniciales de perforación, las cuales son que la posición del eje de la boca de la perforación no deberá estar desplazado más de cincuenta milímetros (50 mm) respecto de su posición teórica, a comprobar incluso con cinta métrica. Esta verificación (comprobación del replanteo) se efectuará en todos y cada uno de los taladros (Bustamante, 1986). Además, se debe tener en cuenta la reducción posible del diámetro nominal del micropilote D , con el fin de proveer su posible reducción, esto es causado fundamentalmente por el desgaste de la perforación, lo cual se deben generar parámetros que deberán ser inferior o igual a dos milímetros ($\Delta D \leq 2 \text{ mm}$), a comprobar midiendo dichos útiles con calibre (Bustamante, 1986). Además de tener en cuenta el desgaste de la perforadora se debe tener un control en la longitud de perforación, el cual no debe diferir en más de veinte centímetros ($\Delta L \leq 20 \text{ cm}$) de la indicada en el proyecto, a comprobar midiendo, incluso con cinta métrica, la longitud total de los útiles de perforación empleados. Esta verificación se efectuará en al menos un veinte por ciento (20%) de los taladros, con un mínimo de tres (3) unidades por tajo (Bustamante, 1986),

y por último se verifica la inclinación, este se enfoca en el taladro, él no se deberá desviar más de dos grados sexagesimales ($\Delta i \leq 2^\circ$) respecto de la teórica, comprobándose con inclinómetro o escuadra con doble graduación en milímetros. Se efectuará en al menos un cinco por ciento (5%) de los taladros, con un mínimo de tres (3) unidades por tajo (Bustamante, 1986).

2.3.7 Planta de fabricación de lechada

Figura 6

Planta de fabricación de lechada

Equipo	Descripción
Depósito de agua	Necesario para aportar el agua necesaria para la dosificación de la lechada
Silo de cemento	El silo almacena el cemento necesario para la lechada, y debe estar en un sitio de buen acceso para poder ser recargado
Mezcladora	En la mezcladora se recibe el cemento anteriormente dosificado y el volumen de agua establecida para una determinada dosificación, y allí se produce la mezcla. Todas estas plantas disponen de al menos dos mezcladoras para poder así trabajar de forma continua sin tener que esperar entre amasado y amasado
Panel de control	Dispone de un ordenador que es el que controla tanto el agua que manda a la mezcladora, como el peso del cemento necesario. Desde este panel de control también se controla la bomba de inyección, por lo tanto, es desde donde se tiene la perfecta comunicación con los que están trabajando en el interior de la obra.
Bomba de inyección	Es la encargada de enviar la lechada con determinada presión al interior de los micropilotes. Siempre controlada a través del panel de control

Nota. La tabla contiene los distintos equipos para el proceso de fabricación de la lechada y una breve descripción de cada uno. Tomado del artículo *Ejecución de micropilotes en recalce de cimentaciones* (p. 10), por Raul Fernández, 2013, Universidad Politécnica de Cartagena.

2.4 Situación de la Basílica

Actualmente la catedral está catalogada como el edificio de piedra tallada más grande de Colombia, con una mezcla de piedra de Barichara (Colombia) y mármol de Carrara (Italia). Esta estructura el cual es el atractivo turístico y religioso de muchos santandereanos y colombianos, se

encuentra en el municipio del Socorro en el departamento de Santander, ubicada en frente del parque de la independencia entre las calles 14 y 15.

Lamentablemente, desde el punto de vista estructural trae consigo problemas que podrían comprometer gravemente la seguridad del monumento, de hecho, desde hace demasiados años presenta un patrón de fisuras complejo y notable: las fisuras cortan el cuerpo del edificio transversalmente, como se puede evidenciar en las siguientes ilustraciones:

Figura 7

Fisura lateral de la catedral del Socorro



Nota. La figura muestra una fisura que se encuentra en el costado oeste de la catedral del Socorro, esto dividido a la última actividad sísmica en el municipio del Socorro. Tomado de *Análisis geotécnico para la recuperación estructural de la basílica del Socorro* (p. 42), por Jaime Suarez Diaz, 2018, Geotecnología.

Figura 8*Fisura interna de la catedral del Socorro*

Nota. La figura muestra una fisura que se encuentra en el interior de la catedral del Socorro, esto dividido a la última actividad sísmica en el municipio del Socorro. Tomado de *Análisis geotécnico para la recuperación estructural de la basílica del Socorro* (p. 42), por Jaime Suarez Diaz, 2018, Geotecnología.

Todo lo anterior se refleja en un patrón de fisura, que se define como pre-colapso, debe ser adscrita al hundimiento fundacional, como causa principal, pero ciertamente corroborado por las continuas acciones sísmicas, por una probable falta de atención al mantenimiento físico del edificio monumental, por el peso propio, las lluvias y al desconocimiento del subsuelo.

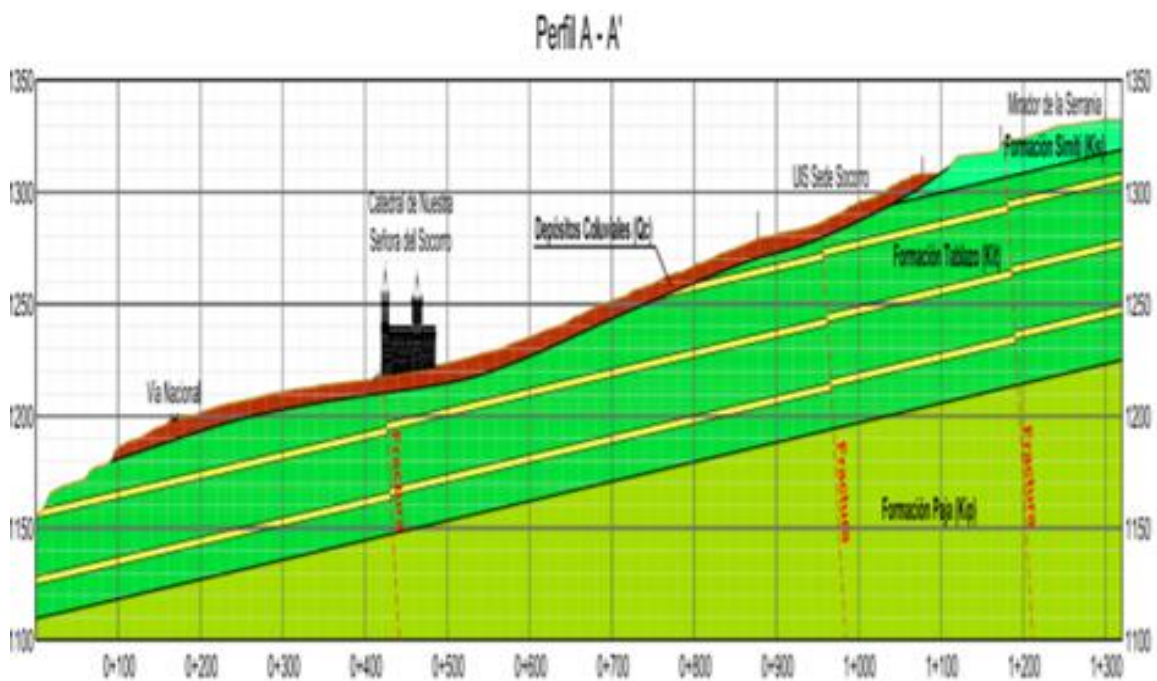
Ensayos de penetración estándar (SPT) realizados en la parte de las torres frontales de la catedral mostraron que los suelos más sueltos se encuentran en este sector de la fachada de la basílica, al igual que los cimientos de esta estructura se encuentran muy superficiales, estos cimientos se encuentran a una profundidad variable de 1.0 a 2.0 metros por debajo del nivel del piso de la catedral. Además, por sondeos realizados por el ministerio de obras públicas en el 1963 se encontró una caverna de 1.8 m de espesor sobre la carrera 13 detrás de la catedral.

2.4.1 Descripción del Subsuelo

El área de la estructura se encuentra sobre una roca de suelos coluviales arcillosos de espesor variables y de rocas lodosas (Paradiso & Gómez Arciniegas, 2018), con una secuencia estratigráfica como se aprecia en la figura 8, corresponde a una alternancia de caliza gris azulosa cristalina, en parte fosilífera y arcillolita gris oscura, generalmente calcárea y micácea. En la parte superior con delgadas intercalaciones de arenisca, estas características se enlazan con una formación tablazo (Díaz J. S., 2018), además el buzamiento de los mantos de roca varía de acuerdo con el sitio entre 5 y 12 grados hacia el occidente.

Figura 9

Perfil del terreno de la catedral



Nota. La figura muestra la estratigrafía de un perfil del subsuelo del casco urbano donde se encuentra situada la catedral en el municipio del Socorro. Tomado de *Análisis geotécnico para la recuperación estructural de la basílica del Socorro* (p. 42), por Jaime Suarez Diaz, 2018, Geotecnología.

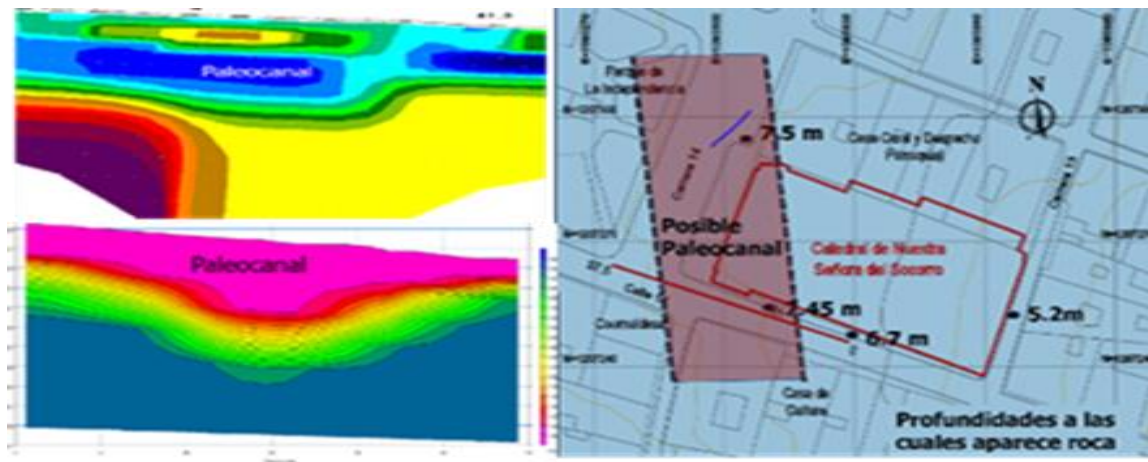
2.4.2 Causa de los asentamientos

La constancia y persistencia de los asentamientos de la estructura se han presentado desde el inicio de su construcción, debido a las propiedades del suelo y a la excedencia de la capacidad de carga que se generan por el material y sus dimensiones (Ing Gilberto Rodriguez CH, 2007).

La estructura cuenta con un nivel freático a 2.4 m a partir de la superficie y un aljibe a 0.9 m dentro de la estructura, generando un subsuelo saturado con poca resistencia, provocando asentamientos diferenciales, al punto de causar una inestabilidad estructural. Gracias a estudios de tomografía geo-eléctrica, ensayos de refracción sísmica, tomografía de ondas sísmicas MASW y ensayo de onda sísmica Remir, se encontró que parte de la estructura está construida sobre un canal de corriente (ver figura 9) que ha sido llenado o enterrado por sedimentos, llamándose a este fenómeno como un paleocanal (Diaz J. S., 2018).

Figura 10

Existencia de un paleocanal

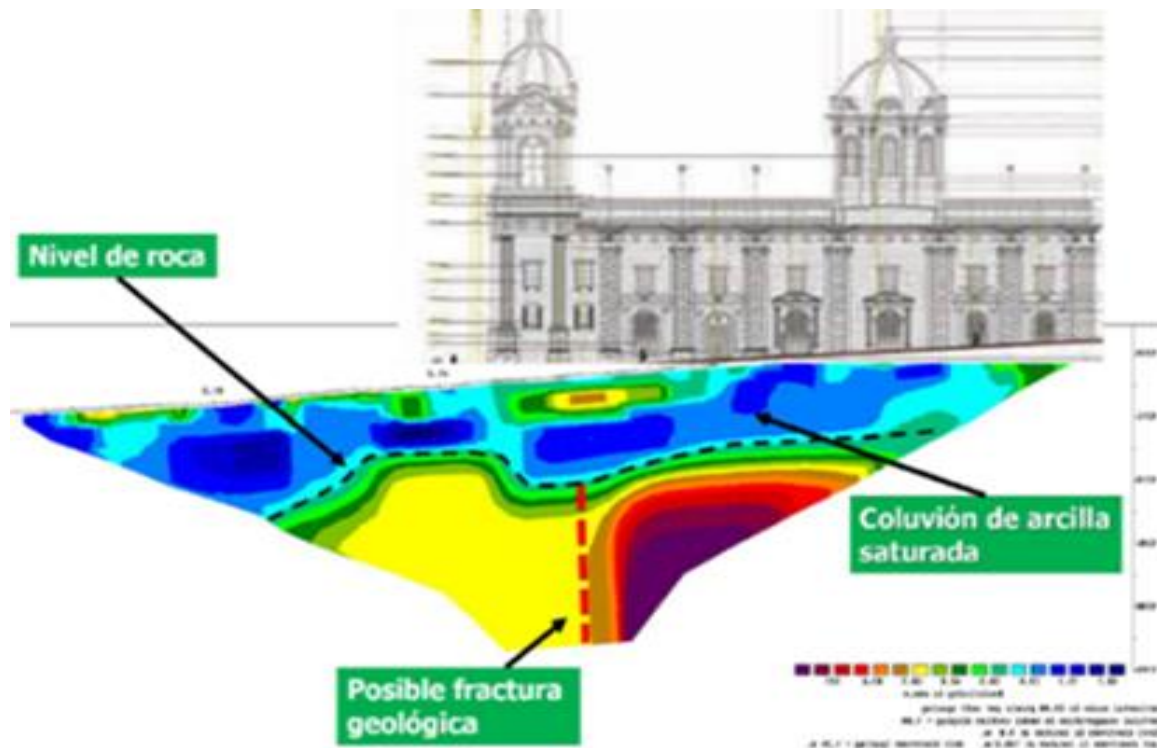


Nota. La figura muestra el fenómeno de un canal de corriente enterrado por sedimentos mejor llamado paleocanal, el cual se encuentra debajo en la zona de las torres norte de la catedral. Tomado de *Análisis geotécnico para la recuperación estructural de la basílica del Socorro* (p. 42), por Jaime Suarez Diaz, 2018, Geotecnología.

Además, en las excavaciones para la construcción del coliseo cubierto del municipio del Socorro, se evidenció la presencia de una falla o fractura geológica sur-norte en la formación Tablazo por debajo de los depósitos en el sector urbano de la ciudad del Socorro. En la zona de la fractura se evidenció una fosa de suelos coluviales. En la tomografía geo-eléctrica de la figura 10 se observa un cambio brusco de propiedades de los materiales del suelo a profundidad, en el sector de las torres de la basílica, el cual se podría relacionar con una falla o fractura geológica.

Figura 11

Tomografía geo-eléctrica y línea de refracción sísmica



Nota. La figura muestra una tomografía realizada al subsuelo de la catedral del Socorro, en ella se aprecia el nivel de roca y una posible fractura geológica por una discontinuidad en las propiedades de los materiales del subsuelo. Tomado de *Análisis geotécnico para la recuperación estructural de la basílica del Socorro* (p. 42), por Jaime Suarez Diaz, 2018, Geotecnología.

2.4.3 Daños estructurales

Con los asentamientos diferenciales presentados en las torres, se han encontrado diferentes rasgos en el deterioro de la estructura, en general se han presentado grietas en las ventanas con arcos, una de las causas de este problema es en manera que unieron los bloques de piedra, la cual es un mortero hecho de tierra que no tiene resistencia mecánica a esfuerzo, lo que conlleva a que las grietas se desplacen de manera rápida desde la parte inferior hasta la parte superior de la estructura.

Al analizar detalladamente los diferentes problemas que contiene la estructura se pudo clasificar en las principales causas:

- Asentamientos significativos en el sector de las torres con relación al cuerpo principal de las naves de la basílica.
- Inclinación de las torres (efecto torre de pisa).
- Desplazamiento horizontal de la parte frontal de la catedral e inicios de efectos de falla por capacidad de soporte.
- Agrietamiento de la estructura de la basílica ir tracción de la zona frontal sobre el cuerpo de naves de la basílica (Paradiso & Gómez Arciniegas, 2018).

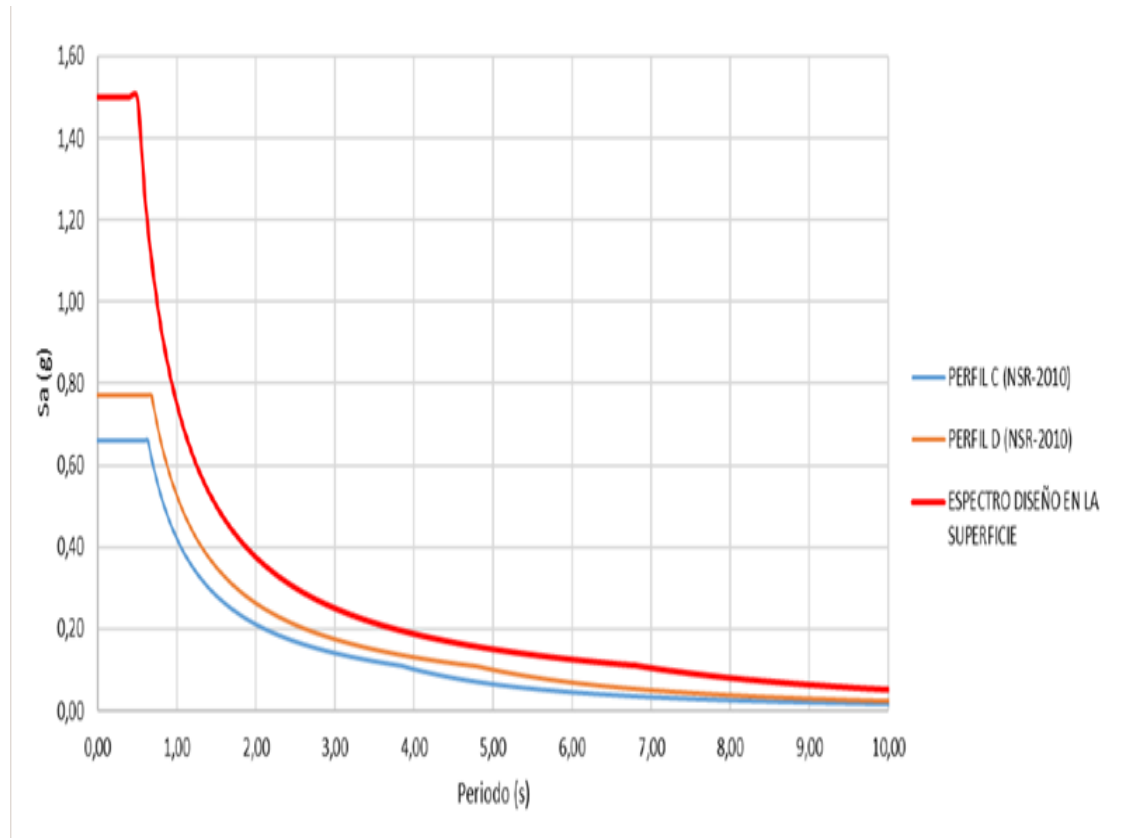
2.4.4 Sismicidad de la zona

El elemento tectónico más significativo en la región es la falla del Suarez (ver figura 11), esta falla es sísmicamente activa y se han generado sismos hasta de magnitud ML 5.0, el sismo histórico de mayor magnitud ocurrió el 31 de diciembre de 1868 con replicas el primero de enero de 1869, el cual destruyó totalmente el pueblo de San José de la Robada (Diaz I. J., 1975).

Figura 12*Falla del Suárez*

Nota. La figura muestra la falla del Suárez la cual es sísmicamente activa y se encuentra muy cerca del municipio del Socorro. *Tomado de Análisis geotécnico para la recuperación estructural de la basílica del Socorro* (p. 42), por Jaime Suarez Diaz, 2018, Geotecnología.

La zona del Socorro presenta un patrón estructural dominante N10-40E representado por las fallas de confines, y del Socorro y otras estructuras menores. Este mismo patrón lo presentan estructuras sinclinales y anticlinales ubicadas al occidente y oriente del área urbana. Como un patrón secundario se presentan fallas EW en los costados norte y sur del área urbana y la amplificación de la onda sísmica como se aprecia en el espectro de diseño de la figura 12 es significativa para periodos de menos de un segundo dando como resultado un perfil de suelo muy por encima del tipo D (Diaz I. J., 1975).

Figura 13*Espectro de diseño en la superficie de la zona de la catedral*

Nota. La figura muestra el espectro de diseño tomado en la superficie de la zona donde está situada la catedral, comparando con el espectro de un suelo perfil tipo C y D este está muy por encima de estos. Tomado de *Análisis geotécnico para la recuperación estructural de la basílica del Socorro* (p. 42), por Jaime Suarez Diaz, 2018, Geotecnología.

2.5 Evaluación económica de los métodos de rehabilitación

En la evaluación económica de los métodos se realizó una investigación de los precios unitarios de los diferentes procesos que se llevaran a cabo en cada uno de los métodos seleccionados, en este caso para esta evaluación se seleccionaron los métodos de pilotes hincados a presión, las inyecciones de resinas expansivas de poliuretano y los micropilotes de recalce, los cuales por sus procesos en obras son los menos costosos en comparación con los demás métodos evaluados en este artículo. A continuación, encontraremos los precios unitarios que muestra la página de cype ingenieros a nivel nacional, la cual es una buena referencia utilizados en proyectos de construcción para hacer comparativas previas de distintos procesos que se llevan en obra. Resaltamos que los precios unitarios no manejan cantidades de obras requeridas en la obra, este solo es un factor multiplicador para las cantidades finales que se obtengan luego de realizar el análisis de cantidades de la obra real lo cual nosotros no tomamos en cuenta para esta evaluación. Para este caso de estudio el método de los pilotes hincados a presión sumó un costo unitario total de \$112.188 sin considerar el transporte y los procesos de consolidación que se deben realizar antes y después del hincamiento, el método de las inyecciones de resinas expansivas sumó un costo unitario total de \$804.511 y la técnica de los micropilotes de recalce sumó un costo unitario de \$99.944 siendo así el más económico según estos valores unitarios. Los resultados finales de esta evaluación se tendrán en cuenta para dar la puntuación en el parámetro de evaluación de prefactibilidad en costos en la evaluación técnica considerando también los posibles precios por mantenimiento de los tratamientos.

Figura 14*Costos unitarios de pilotes prefabricados con mediciones estándar*

Pilote prefabricado de concreto armado				
Unidad	Materiales	Cantidad	Valor unitario	Valor parcial
m	Pilote prefabricado de concreto armado, con diametro equivalente a 22,5 de 12 m de longitud maxima.	1	\$ 102.058,76	\$ 102.058,76
		Subtotal materiales		\$ 102.058,76
Equipo				
Hora	Martinete hidraulico de 5 t, para hinca de pilotes prefabricados	0,05	\$ 133.884,74	\$ 6.694,24
		Subtotal equipo		\$ 6.694,24
Mano de obra				
Hora	Ayudante de obra negra	0,11	\$ 10.745,63	\$ 1.214,26
		Subtotal mano de obra		\$ 1.214,26
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	2	\$ 109.967,26	\$ 2.199,35
		Costos directos		\$ 112.166,61

Nota. La tabla contiene los costos unitarios de cada uno de los procesos que se llevan a cabo en el hinchamiento de los pilotes prefabricados, junto con los equipos y mano de obra que se utilizarían para el proceso. Tomado de la página web Cype ingenieros, S.A. (Herrera, 1983). Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción.

Figura 15*Costos unitarios del descabezado de pilotes prefabricados con mediciones estándar*

Descabezado micropilotes				
Unidad	Equipo	Cantidad	Valor unitario	Valor parcial
Hora	Compresor portátil eléctrico 9 m ³ /min de caudal.	0,17	\$ 23.576,94	\$ 3.960,93
Hora	Miniretroexcavadora sobre neumáticos, de 37,5 kW.	0,01	\$ 87.884,68	\$ 527,31
Hora	Martillo eléctrico.	0,34	\$ 5.384,62	\$ 2.636,31
		Subtotal equipo		\$ 7.124,55
Mano de obra				
Hora	Oficial 1ª obra negra.	0,48	\$ 10.101,54	\$ 4.798,23
Hora	Peón de obra blanca.	0,28	\$ 9.932,90	\$ 1.211,81
		Subtotal mano de obra		\$ 6.010,04
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	2	\$ 13.134,59	\$ 262,69
		Costos directos		\$ 13.397,28

Nota. La tabla contiene los costos unitarios de cada uno de los procesos que se llevan a cabo en el hinchamiento de los pilotes prefabricados, junto con los equipos y mano de obra que se utilizarían para el proceso. Tomado de la página web Cype ingenieros, S.A. (Herrera, 1983). Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción.

Figura 16

Costos unitarios de inyección de resinas expansivas, para consolidación del terreno situado debajo de la cimentación existente

Inyección de resinas expansivas, para consolidación del terreno situado debajo de la cimentación existente				
Unidad	Materiales	Cantidad	Valor unitario	Valor parcial
Ud	Inyección simple de resina expansiva, a base de poliuretano, en un nivel bajo el plano de cimentación, con un grado de complejidad alto.	1	\$ 621.710,00	\$ 621.710,00
Subtotal materiales				\$ 621.710,00
Mano de obra				
Hora	Oficial 1ª obra negra.	1,08	\$ 14.416,10	\$ 15.497,31
Hora	Ayudante de obra negra.	1,08	\$ 10.745,60	\$ 11.551,52
Subtotal mano de obra				\$ 27.048,83
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	2	\$ 648.758,83	\$ 12.975,18
Costos directos				\$ 661.734,01

Nota. La tabla contiene los costos unitarios de cada uno de los procesos que se llevan a cabo en el hinchamiento de los pilotes prefabricados, junto con los equipos y mano de obra que se utilizarían para el proceso. Tomado de la página web Cype ingenieros, S.A. (Herrera, 1983). Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción.

Figura 17

Costo unitario de consolidación del terreno situado debajo de solera de concreto, con inyecciones de resinas expansivas

Consolidación del terreno situado debajo de solera de concreto, con inyecciones de resinas expansivas				
Unidad	Materiales	Cantidad	Valor unitario	Valor parcial
Kg	Resina expansiva, para consolidación del terreno mediante inyección.	1,25	\$ 47.099,30	\$ 58.874,13
Subtotal materiales				\$ 58.874,13
Equipo				
Hora	Equipo completo para realización de inyecciones de resinas expansivas a presión, mediante el empleo de tubos-manguito.	0,268	\$ 192.308,00	\$ 51.538,54
Subtotal equipo				\$ 51.538,54
Mano de obra				
Hora	Oficial 1ª obra negra.	1,18	\$ 14.416,10	\$ 16.938,92
Hora	Ayudante de obra negra.	1,18	\$ 10.745,60	\$ 12.626,08
Subtotal mano de obra				\$ 29.565,00
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	2	\$ 139.977,67	\$ 2.799,55
Costos directos				\$ 142.777,22

Nota. La tabla contiene los costos unitarios de cada uno de los procesos que se llevan a cabo en el hinchamiento de los pilotes prefabricados, junto con los equipos y mano de obra que se utilizarían para el proceso. Tomado de la página web Cype ingenieros, S.A. (Herrera, 1983). Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción.

Figura 18*Costo unitario de los micropilotes con mediciones estándar*

Micropilotes				
Unidad	Materiales	Cantidad	Valor unitario	Valor parcial
m	Perfil tubular con rosca, para armar micropilotes de 60,3 mm de diámetro exterior y 5,5 mm de espesor, de acero ISO 11960 N-80, con límite elástico 562 N/mm ² y carga de rotura 690 N/mm ² .	1,02	\$ 18.651,31	\$ 19.024,34
kg	Cemento Portland CEM I 42,5 N, en sacos.	25	\$ 209,65	\$ 5.241,25
m ³	Agua	0,01	\$ 2.858,80	\$ 28,59
			Subtotal materiales	\$ 24.294,18
Equipo				
Hora	Equipo para inyecciones profundas, con bomba de baja presión y carro de perforación.	0,14	\$ 399.523,37	\$ 53.935,65
			Subtotal equipo	\$ 53.935,65
Mano de obra				
Hora	Oficial 1ª obra negra.	0,34	\$ 14.416,12	\$ 4.887,06
Hora	Ayudante de obra negra	0,34	\$ 10.745,63	\$ 3.642,77
Hora	Peón de obra blanca.	0,17	\$ 9.932,90	\$ 1.678,66
			Subtotal mano de obra	\$ 10.208,49
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	2	\$ 88.438,32	\$ 1.768,77
			Costos directos	\$ 90.207,09

Nota. La tabla contiene los costos unitarios de cada uno de los procesos que se llevan a cabo en el hinchamiento de los pilotes prefabricados, junto con los equipos y mano de obra que se utilizarían para el proceso. Tomado de la página web Cype ingenieros, S.A. (Herrera, 1983). Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción.

Figura 19*Costos unitarios de descabezado de Pilotes prefabricados con mediciones estándar*

Descabezado micropilotes				
Unidad	Equipo	Cantidad	Valor unitario	Valor parcial
Hora	Martillo eléctrico.	0,40	\$ 5.384,62	\$ 2.159,23
			Subtotal equipo	\$ 2.159,23
Mano de obra				
Hora	Oficial 1ª obra negra.	0,45	\$ 10.101,54	\$ 4.576,00
Hora	Peón de obra blanca.	0,28	\$ 9.932,90	\$ 2.811,01
			Subtotal mano de obra	\$ 7.387,01
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	2	\$ 9.546,24	\$ 190,92
			Costos directos	\$ 9.737,16

Nota. La tabla contiene los costos unitarios de cada uno de los procesos que se llevan a cabo en el hinchamiento de los pilotes prefabricados, junto con los equipos y mano de obra que se utilizarían para el proceso. Tomado de la página web Cype ingenieros, S.A. (Herrera, 1983). Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción.

2.6 Evaluación técnica de los métodos de rehabilitación

La evaluación de los métodos es bajo los criterios de: disponibilidad de equipos, eficiencia del método, compatibilidad con el tipo de suelo, facilidad de construcción, durabilidad del tratamiento, perturbación pública y costos unitarios. En el modelo de evaluación se manejan valores los cuales determinan un rango de calificación que al final determinarán una única calificación final. Los rangos de valores son los siguientes: (0-1.9) es una calificación muy baja; (2-2.9) es una calificación baja; (3-3.9) es una calificación media; [4-4.9] es una calificación buena y (5) es una calificación excelente. Los criterios de evaluación tienen porcentajes, los cuales se definieron con el objetivo de dar más y menos importancia a cada uno de los criterios, la calificación de cada método se multiplica por este porcentaje y después se realiza la suma de cada calificación para al final obtener un valor único y así mismo el rango en el que se encuentra ese valor. Con esta evaluación se determina que el método recomendado para la rehabilitación de la cimentación de la catedral es la técnica de inyecciones de resinas expansivas de poliuretano con el valor de 4.5 en disponibilidad de equipos, 4.5 en eficiencia, 3 en compatibilidad del terreno, 5 en facilidad de construcción, 4.5 en durabilidad del tratamiento, 5 sosiego público y 3 en prefactibilidad en costos, obteniendo un valor final de 4.1 el cual es un rango alto en la escala para la recomendación del método, esta evaluación fue realizada totalmente bajo nuestros conocimientos de estudiantes de ultimo nivel de pregrado de ingeniería civil. La siguiente tabla (ver tabla 2) muestra la puntuación que recibieron cada uno de los métodos de rehabilitación para cada uno de los parámetros de evaluación, estas puntuaciones están basadas en las ventajas y desventajas que fueron expresadas en la descripción de cada método en los títulos anteriores, frente a la situación actual de la catedral, obteniendo así el resultado final que es la suma total de todas las puntuaciones teniendo en cuenta los porcentajes de cada parámetro de evaluación.

Figura 20

*Evaluación de métodos para la rehabilitación de la cimentación de la catedral del Socorro
– Santander*

Evaluación de métodos para la rehabilitación de la cimentación de la catedral del Socorro - Santander								
Método	Criterios de evaluación							Total
	1.Disponibilidad de equipos	2.Eficiencia del método	3.Compatibilidad con el tipo de suelo	4.Facilidad de construcción	5.Durabilidad del tratamiento	6.Sostenibilidad pública	7. Prefactibilidad en costos	
	10%	20%	25%	20%	10%	5%	10%	
Pilotes hincados a presión	1,5	4	3,5	4	2	1,5	1,5	3,1
	Muy baja	Alta	Media	Alta	Baja	Muy baja	Muy baja	Medio
Inyecciones de cemento armado	4,5	3,5	2	5	3,5	5	4	3,7
	Alta	Media	Baja	Muy alta	Media	Muy alta	Alta	Medio
Inyecciones de resinas expansivas de poliuretano	4,5	4,5	3	5	4,5	5	3	4,1
	Alta	Alta	Media	Muy alta	Alta	Muy alta	Media	Alto
Inyecciones de fracturación	2,5	5	5	2,5	4,5	2,5	2,5	3,8
	Baja	Muy alta	Muy alta	Baja	Alta	Baja	Baja	Medio
Método Jet Grouting	1,5	5	5	2,5	5	1,5	1,5	3,6
	Muy baja	Muy alta	Muy alta	Baja	Muy alta	Muy baja	Muy baja	Medio
Micropilotes	5	4	3	4	2	4	4	3,7
	Muy alta	Alta	Media	Alta	Baja	Alta	Alta	Medio

Nota. La tabla muestra las puntuaciones otorgadas por parte de los estudiantes, basadas en las ventajas y desventajas que poseen cada uno de los métodos para enfrentar la problemática de la catedral del Socorro. Elaboración propia.

3. Conclusiones

El recalce mediante las inyecciones de cemento armado convencionales es la menos recomendable para la problemática de la catedral, es la técnica menos apropiada para terrenos arcillosos y para terrenos no drenados con un alto nivel freático, debido que la técnica realiza la inyección a una presión muy baja de la mezcla cementante para fluir entre las partículas de un terreno arcilloso, ocasionando que se disipen todas las presiones poros.

La incorporación de micropilotes es una solución muy eficaz para este tipo de cimentaciones, gracias a que su ejecución no es tan compleja, pero para generar una estabilidad estructural de esta magnitud es muy costoso, debido a que se necesitarían bastantes micropilotes para recuperar la cimentación, y su mantenimiento es muy constante, por ende, se descarta por prefactibilidad de costos.

El análisis de la evaluación económica sin considerar el transporte en la ejecución de los métodos da como resultado que el método más factible relativamente por costos es la técnica de los micropilotes debido a que sus costos unitarios son los de menos valor en comparación con los pilotes hincados a presión que queda en segundo lugar en tercer lugar como la técnica más costosa las inyecciones de resinas expansivas.

El método que recomienda la evaluación técnica según los criterios establecidos para la rehabilitación de la cimentación de la catedral del Socorro en Santander es la inyección de resinas expansivas de poliuretano, obteniendo una puntuación de 4.1 se ubica en el primer lugar superando a las inyecciones de fracturación en segundo lugar y la técnica de micropilotes en tercer lugar.

Referencias Bibliográficas

- AENOR. (2001). *Ejecución de Trabajos Geotécnicos Especiales. Inyecciones de Alta Presión. Jet Grouting*. Bruselas: Comité Europeo de Normalización, EN 12716.
- Arabi, A. E. (2014). *"Micropiles for Structural Support"*. Sudán: University of Khartoum. B.Sc, Post graduate student at Building and Road Research Institute.
- Ardila, A. J. (2017). La catedral del Socorro. *Artículo de la revista Bitácora de la Sociedad Colombiana de Arquitectos seccional Santander*(117).
- Arespachochaga, J. d. (2006). *Pilotes prefabricados y pretensados TERRA*. Madrid: AETES "Catalogo Terrates".
- Burke, G. K., Cacoilo, D., & Chadwick, K. (2000). *SuperJet Grouting: New Technology for In Situ Soil Improvement*. Washington: Transportation Research Board.
- Bustamante, M. (1986). *Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados*. Paris: Boletín de Información del Laboratorio de Carreteras, N° 174, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.
- Carrasco, R. S., & Bauzá Castello, J. D. (2016). *Recalce de cimentaciones mediante inyecciones de resinas*. Sevilla: Dep. de Estructuras de Edificaciones e Ingeniería del Terreno.
- Chang, M., & Huang, R.-C. (2016). *Observations of hydraulic fracturing in soils through field testing and numerical simulations*. Ottawa: Canadian Geotechnical Journal; 2016, Vol. 53 Issue 2, p343-359, 17p, 5 Diagrams, 5 Charts, 7 Graphs.
- Contreras, L. A., Villalobos, F., & Villalobos, S. (2017). *Análisis numérico de micropilotes en arena*. Concepción: Universidad Católica de la Santísima Concepción. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil.
- D.A Bruce, A. D. (1999). *Micropiles: The state of practice. Part II: Design of single micropiles and groups and networks of micropiles*. New York: Polytechnic University, Brooklyn, NY 11201, USA; LCO Geosystems Inc., PO Box 237, Venetia.
- D.A. Bruce, I. (s.f.). *High capacity grouted micropiles: the state of practice in the United States Micropieux injectés de haute capacité: les règles de l'art aux Etats Unis*. INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING.
- Diaz, I. J. (1975). *Erosion.com.co Excelencia en Tecnología Geotécnica*. (GEOTECNOLOGÍA S.A.S.) Recuperado el Septiembre de 2021, de <https://www.erosion.com.co/>
- Diaz, J. S. (2018). *Análisis geotécnico para la recuperación estructural de la basílica del Socorro*. Bogotá: Geotecnología. Excelencia en tecnología geotécnica.

- Dominijanni, A., & Mannassero, M. (2016). *Consolidación de terrenos con resinas expansivas*. Turín: Guía de proyecto. Redactado por el ámbito de proyecto de investigación URETEK - Politécnico de Turín.
- Fabrega, I. Z. (2003). *Super Jet Grouting - Nueva Tecnología para la mejora in situ del terreno*. Madrid: AETESS.
- Flora, A., Modoni, G., Lirer, S., & Croce, P. (2013). *The diameter of single, double and triple fluid Jet Grouting columns: prediction method and field trial results*. *Geotechnique* [0016-8505] FLORA, A Año:2013 vol.:63 iss:11 pág.:934 -945.
- Gaviria, J. F. (2019). *ESTADO DEL ARTE DEL PROCESO DE INSTALACION DE PILOTES POR PRESIÓN ESTÁTICA, ANALIZANDO LAS TÉCNICAS Y CARACTERÍSTICAS QUE PERMITAN ESTABLECER SU POTENCIAL DE USO COMO ALTERNATIVA DE CIMENTACION PROFUNDA EN COLOMBIA*. Bogota.
- Gonzales, H. A. (2014). *Análisis teórico de métodos y procesos en construcción de micropilotes inyectados para fundiciones*. Zipaquirá.
- Guerrero, M. Y. (2006). *Procesos constructivos de pilotaje en edificaciones de gran altura en la ciudad de Bogotá, proyecto torre Olaya Plaza*. Bogotá: Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil.
- Herrera, V. C. (1983). *Generador de precios en Colombia*. (CYPE Ingenieros, S.A., Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción) Recuperado el Septiembre de 2021, de <http://www.colombia.generadordeprecios.info/>
- Hurtado, P. J. (2006). *Seminario de cimentaciones de estructuras "Cimentaciones Profundas"*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Ing Gilberto Rodriguez CH, I. E. (2007). *REHABILITACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UNA ESTRUCTURA CON PILOTES HINCADOS A PRESIÓN*. Bogotá, D.C.
- Jiménez, P. A. (2013). *Catedral Metropolitana: Hundimiento y rescate*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Labad, F. M. (2003). *Inyecciones de fracturación y de compactación*. Madrid: Instituto Técnico de la Vialidad y del Asfalto.
- Likins, G. y. (2000). *Recent advance and proper use of PDI Low Strain Pile Integrity Testing*. Brooklyn: Sixth International Conference on the Application of Stress - Wave Theory to piles.
- Martinez, L. E. (2015). *Micropilotes roscados en el suelo del depósito lacustre de la ciudad de tunja*. Tunja.
- Materials, A. S. (2008). *ASTM D4945-17 "Standard test method for high-strain dynamic testing of deep foundations"*. West Conshohocken: 100 Barr Harbour Drive PO Box C700.

- Milton Rodriguez, E. M. (2007). *PILOTES PREFABRICADOS HINCADOS A PRESIÓN EN CIMENTACION PROFUNDA CON BASE EN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE*. Bogota D.C.
- Nikbakhtan, B., & Osanloo, M. (2009). *Effect of grout pressure and grout flow on soil physical and mechanical properties in Jet Grouting operations*. Teheran: Department of Mining Engineering, Azad University. Department of Mining and Metallurgical Engineering, Amirkabir University.
- Normalización, C. E. (2001). *Ejecución de Trabajos Geotécnicos Especiales. Inyecciones de Alta Presión. Jet Grouting*. Bruselas: AENOR.
- Novarece, J. C. (s.f.). *SOLUCIÓN CON MICROPILOTES PARA CIMENTACIONES, RECALCES, RETENCIÓN DE TIERRAS Y ESTABILIZACIÓN DE LADERAS*. SITE, S.A.
- Occhi, M., & Apuani, T. (2014). *Consolidación del terreno con resinas expansivas: evaluación de la eficiencia*. Madrid : GEOSEC Group, Parma - Italy, UNIVERSITA' Degli Studi Milano, Facoltà di Scienza della terra, GEOSEC España S.L .
- Paradiso, M., & Gómez Arciniegas, C. H. (2018). LA BASILICA MINORE DI NUESTRA SEÑORA DEL SOCCORO E IL SOU GRADO SICUREZZA STRURRURALE. 15, 28-47.
- Paul J. Sabatinia P.E., P., Burak Tanyu, P., P.E., T. A., P.E., P. G., & P.E, a. J. (2005). *Micropile Design and Construction*. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.
- Pineda, H. A. (2011). *Inyección de suelo por medio de la técnica Jet Grouting*. Guatemala.
- Piqueras, P. V. (2020). *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- Preciado, E. A. (2020). *Control Topográfico en la Actividad de Pilotaje para Obra Civil*. Bogota D.C: Universidad Distrital Fransico José de Caldas. Facultad de medio ambiente y recursos naturales. Tecnología en topografía.
- Quintanilla, R. (2020). *Estudios de patología estructural*. Bogotá: Kunis Group Ltda.
- Ramos, J. m. (2001). *Patología y técnicas de intervención en estructuras arquitectónicas*.
- ROA., A. E. (2007). *GUÍA PARA HINCADO A PRESIÓN DE PILOTES PREFABRICADOS DECONCRETO REFORZADO EN CIMENTACIÓN PROFUNDA, CON BASE EN REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE (NSR 10)*. Bogota D.c.
- Rodriguez, G. J. (2001). *Incremento de la resistencia de suelos limo arcillosos blandos debido a la hincada de pilotes a presión*. Bogotá: IX Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana.

- Sánchez, A. F., Alba Rodríguez, M. D., Ramírez-de-Arellano, A., & Marrero, M. (2016). *Recalce en condiciones de emergencia: 40 viviendas cercanas al río Gualdalquivir, España*. Informes de la Construcción.
- Sharma, S., Abramson, L. W., Boyce, G. M., & Lee, T. S. (1996). *Slope Stability and Stabilization Methods*. Lee W. Abramson.
- Sismica, A. C. (2010). *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE (NSR-10): Título H- Estudios geotecnicos*. Bogotá.
- SOLANO, C. M. (2017). *ANÁLISIS Y CORRELACIÓN ENTRE PRUEBAS DE CARGA SOBRE MICROPILOTES Y TRES METODOLOGÍAS USADAS PARA CALCULAR CAPACIDAD DE CARGA AXIAL A COMPRESIÓN*. Medellín .
- Tadeo, C. F. (11 de Octubre de 2016). *Ensayo y prueba de micropilotes "Consultoría especializada y suministro de equipos"*. (IGSFT S.A.S) Recuperado el Septiembre de 2021, de <https://fernandeztadeo.com/WordPress/>
- Terratest, P. (s.f.). Jet Grouting - Fundaciones profundas - Estructuras de contención - Barrera hidráulica - Socalzado de estructuras y recalce.
- Vincent, J. M. (2008). *Mejora del terreno mediante Super Jet Grouting*. Seminario de Geomecánica Computacional. Buenos Aires: FIUBA.