

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Estudio preliminar sobre la caracterización de morteros para la inyección de minas

Preliminary study of mortar characterization for mines injection

Ricardo Ortiz Hermsillo, José María Chávez Aguirre.
Posgrado de la Facultad de Estudios Superiores - Acatlán, UNAM. Naucalpan,
Estado de México, México.



RESUMEN

En este trabajo se presenta un estudio preliminar correspondiente al proyecto de investigación PAPIIT No. IN108809 Estudio reológico, hidráulico y mecánico de morteros para la inyección de cavidades en el subsuelo de la zona norponiente de la Ciudad de México. Se presenta el marco de referencia teórico que se usa para analizar la presión de inyección necesaria para establecer el estado de esfuerzos inicial del suelo que se tenía antes de la excavación de una mina (cavidad). Se explican las características reológicas de los morteros de inyección y al final se presenta un caso práctico.

ABSTRACT

This work shows a preliminary study corresponding to the research project PAPIIT No. IN108809 Rheologic, hydraulic and mechanic study of mortars for cavities injection in the north-west subsoil zone of Mexico City. It shows the theoretical standard reference used to analyze the injection pressure necessary to establish the initial soil state stress that have has before the mine excavation (cavity). It explains the mortar injection rheological characteristics and at the end it shows a case history.

1 INTRODUCCIÓN

En este trabajo se estudia la importancia del mortero de inyección en el relleno de minas subterráneas (cavidades) y la presión que se debe generar para establecer el estado de esfuerzos inicial que tenía el suelo antes de la excavación de la mina.

El marco de referencia teórico que se utiliza para estudiar la inyección de minas es la teoría de expansión de cavidades, con ésta se pretenden analizar los cambios en el estado de esfuerzos del suelo y entender cómo éstos influyen para resistir las cargas generadas por estructuras superficiales. Otros aspectos importantes que se presentan en este trabajo son el tipo de inyección para el relleno de cavidades, las soluciones analíticas para determinar la presión de inyección máxima para las condiciones de esfuerzo dadas y el desplazamiento generado en el interior de la masa de suelo.

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Teoría de expansión de cavidades

La teoría de expansión de cavidades se aplica a varios problemas geotécnicos como en pilotes hincados, en túneles, en anclajes en suelos y en los métodos de exploración de suelos como el presiómetro y el cono eléctrico. Últimamente esta teoría se ha utilizado para estudiar el comportamiento de pilas de grava compactada (Lee *et al.*, 2004).

La teoría de expansión de cavidades se enfoca al desarrollo de soluciones analíticas y a la aplicación de éstas a problemas geotécnicos. Los métodos analíticos se desarrollan con base en diferentes criterios de falla. Algunos investigadores presentan soluciones con base en el criterio de Mohr (Vesic, 1972; Carter *et al.*, 1986), y otros más en función del criterio de Tresca (Yu, 2000) y

en la teoría del estado crítico (Cao *et al.*, 2001; Randolph *et al.*, 1979).

El modelo geométrico que se puede usar para estudiar la inyección de minas es el de un cilindro y es una herramienta útil para identificar las características que afectan su comportamiento. La inyección de una cavidad se modela como la expansión de un cilindro con la que se deducen los cambios de esfuerzo a su alrededor. Estos cambios de esfuerzo se utilizan para estimar la presión de inyección.

Por otro lado, todos los efectos cuantificables de un cambio en el estado de esfuerzos, tales como compresión, distorsión o cambio de la resistencia al esfuerzo cortante se deben exclusivamente a cambios en los esfuerzos efectivos (Reséndiz, 1965).

3 MORTEROS UTILIZADOS EN LA INYECCIÓN DE SUELOS

La colocación del mortero dentro de la perforación se realiza por inyección a presión o simplemente por gravedad. La lechada de cemento se clasifica como una suspensión en donde pequeñas partículas sólidas (cemento, bentonita o cal) se distribuyen en un medio de dispersión líquido (agua). La lechada de cemento debe tener una relación agua-cemento baja ($a/c=0.5$) y debe alcanzar una resistencia de 25MPa a los 28 días. Santoyo *et al.* (2002) recomiendan que para la inyección de arcillas blandas se utilice una lechada elaborada con cemento, cal y arena pómez o cemento, bentonita y arena pómez. La arena pómez facilita la estabilidad de las lechadas debido a su baja densidad. Con estas mezclas se obtiene un fluido que se inyecta a presión baja y constante. Las lechadas que contienen cal alcanzan su máxima resistencia a los seis meses mientras que las de

bentonita la alcanzan a los 28 días (Santoyo y Ovando, 2002; Romana, 2003).

En la *tabla 1* se muestran los principales tipos de lechadas de inyección. Los productos químicos en estado líquido se usan principalmente en inyección de presas, en anclajes y en excavaciones.

Tabla 1. Principales tipos de lechadas de inyección.

		Estado			
		Suspensiones		Líquidos	
		Inestable	Estable	Productos químicos	
Tipo de lechada	Cemento	Cemento y bentonita	Silicato de sodio		Resinas orgánicas
			Gel denso	Gel diluido	
Rango de uso	Fisuras	Arena y gravas (permeabilidad, m/s)			
		< 5E-04	< 1E-4	< 1E-5	< 1E-6

Las variables más significativas de una inyección son: el volumen requerido (en este caso para garantizar el relleno total de la mina), la viscosidad del mortero, la presión de inyección y el tiempo de fraguado. Estas variables influyen en el diseño de la inyección y se explican más adelante.

3.1 Propiedades reológicas básicas

Las principales propiedades reológicas de una lechada son la estabilidad, el tiempo de fraguado y la viscosidad.

Estabilidad

Una lechada se considera estable si sus partículas permanecen en suspensión el tiempo suficiente para realizar la inyección. Se considera inestable si la sedimentación ocurre inmediatamente después de que la lechada se deja de agitar en la mezcladora. Comúnmente este proceso de sedimentación, que es la separación de las partículas sólidas de la parte líquida, se conoce como *sangrado*.

La estabilidad de una lechada se mide con la siguiente prueba de laboratorio. En una probeta graduada se coloca un volumen de lechada y se agita hasta mezclar la solución. A continuación la probeta se coloca en posición vertical y se mide el tiempo en que la solución tarda en sedimentarse. Después de ocurrida la sedimentación se mide la columna de agua y la magnitud se expresa en porcentaje. Este valor se conoce como *porcentaje de sangrado*. El porcentaje de sangrado admisible es del 10%.

Las lechadas que contienen únicamente cemento tienen un alto porcentaje de sangrado y se clasifican como mezclas inestables. Este tipo de lechadas se utilizan en la inyección de fisuras, ver *tabla 1*. Se recomienda añadir a la mezcla un contenido máximo de 6% de bentonita en peso con el fin de mejorar la estabilidad de las lechadas. Las mezclas con bentonita se usan en la inyección de suelos blandos.

Tiempo de fraguado

Es el tiempo que tarda la lechada en endurecer. Este parámetro permite determinar los periodos de tiempo en los cuales se deben efectuar las etapas de inyección. Dependiendo de los aditivos que se añadan, las lechadas a base de cemento tardan entre 4 y 24h en fraguar; en cambio, las lechadas a base de productos químicos fraguan en minutos.

Viscosidad dinámica

Es una medida cuantitativa de la resistencia de un fluido a moverse. En otras palabras, la viscosidad dinámica determina la velocidad de deformación del fluido cuando se le aplica un esfuerzo cortante dado.

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} \quad [1]$$

donde τ , es el esfuerzo cortante; μ , es una constante de proporcionalidad conocida como viscosidad dinámica y du/dy , es el gradiente de la velocidad. El gradiente de velocidad representa la velocidad en la que una lámina de fluido se mueve en forma paralela a otra, ver *figura 1*.

En la ecuación (1) μ tiene unidades de esfuerzo-tiempo. En el sistema internacional de unidades es Pascal-segundo, Pa-s.

Los fluidos que obedecen la relación lineal de la ecuación (1) se denominan newtonianos, por Sir Isaac Newton que propuso por primera vez esta ley en 1687, y se aplica a flujos laminares. Los fluidos comunes como el agua, el aceite y el aire presentan una relación lineal entre el esfuerzo aplicado y la velocidad de deformación resultante.

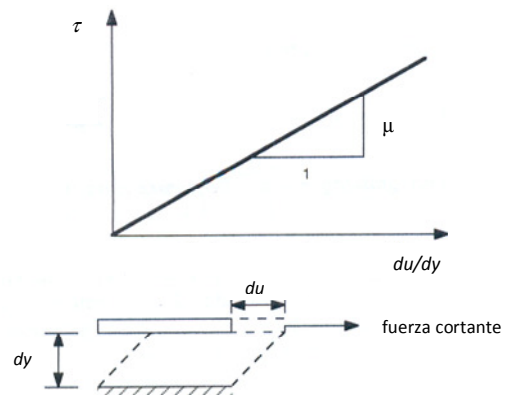


Figura 1. Diagrama y modelo de un fluido newtoniano.

Es importante entender el comportamiento de un fluido newtoniano ya que estos conceptos se aplican a un flujo radial dentro de una cavidad cilíndrica. Este modelo se utiliza para estudiar el comportamiento de la inyección de lechada dentro de la mina.

Para determinar la viscosidad dinámica de la lechada se debe medir el tiempo que tarda ésta en fluir a través de un cono estandarizado. El cono que principalmente se utiliza es el *Cono Marsh*. Este cono se usa comúnmente

para medir la viscosidad dinámica de mezclas de bentonita que se utilizan en la estabilización de excavaciones. El tiempo que usualmente se mide es para un volumen de 1.5L. La viscosidad dinámica óptima que se recomienda para la inyección de micro pilotes se encuentra entre 60 y 80s. Se deben evitar las lechadas con viscosidades dinámicas superiores a los 120s debido a que son difíciles de bombear (Santoyo y Ovando, 2002).

3.2 Métodos de inyección

Los métodos de inyección se diseñan para obtener un suelo más resistente, más denso y menos permeable. Además, con el tipo de inyección se determina la resistencia unitaria.

Los métodos de inyección se clasifican de acuerdo al número de etapas que se ejecutan (Romana, 2003).

Inyección global.

Se realiza en una sola etapa y por lo regular la lechada de inyección se coloca por gravedad.

Inyección única repetitiva.

Tiene la característica de que se realiza una re-inyección a presión en una zona en particular previamente inyectada.

Inyección repetitiva y selectiva o de desplazamiento.

Es muy parecida a la anterior, la diferencia es que en ésta se usa un tubo de manguitos con doble obturador que permite repetir la operación varias veces. Puede ser *controlada*, como en la inyección por compactación o *no-controlada* en donde las altas presiones inducen fracturamiento hidráulico.

Inyección por compactación.

Este tipo de inyección es análoga a la anterior, sin embargo tiene la característica de que se utiliza una lechada densa (25mm de revenimiento) y una presión entre 4 y 6MPa con el que se forma un bulbo sólido que desplaza y consolida el suelo a su alrededor. Se utiliza principalmente en suelos arcillosos blandos.

Una de las características de este método es que al consolidar el suelo se provoca un cambio en el estado de esfuerzos en la zona perimetral inyectada.

Inyección por fracturamiento hidráulico.

La magnitud de la presión de inyección está en función de las propiedades y del estado de esfuerzos inicial del suelo. Se debe tener precaución con la magnitud de la presión de inyección ya que si ésta sobrepasa la presión límite del suelo se provocará un fracturamiento hidráulico. Sin embargo, se ha observado que el fracturamiento hidráulico inducido por un mortero fluido genera una serie de láminas en el suelo que ayudan a reducir su compresibilidad y permeabilidad, lo que se traduce en un mejor comportamiento ante las cargas superficiales.

Las láminas de mortero que se generan por fracturamiento hidráulico en las arcillas de la ciudad de

México son predominantemente radiales al eje de la inyección, inclinadas y ocasionalmente producen lentes horizontales en los estratos permeables (Santoyo y Ovando, 2002).

El concepto de fracturamiento hidráulico inició en el campo de la ingeniería petrolera y posteriormente se adaptó a trabajos de ingeniería civil. Existen diversas teorías que tienen por objeto predecir las condiciones en que se producirá la ruptura. Los criterios más comunes son los siguientes: teoría de Rankine, teoría de Saint Venant y teoría de Griffith (Arias, 1989).

Teoría de Griffith (1920). La teoría original de Griffith se adaptó para interpretar el mecanismo de fracturamiento de una masa de suelo plástico. La hipótesis básica es que el material tiene un cierto número de micro fisuras en cuyos vértices existe una elevada concentración de esfuerzos que conduce al desarrollo de una grieta. Las micro fisuras tienen la forma de una elipse muy plana cuyo eje mayor es normal a la dirección del esfuerzo de tensión. La falla se presenta cuando el esfuerzo local alcanza un valor crítico en la fisura más grande. Este criterio es aplicable sólo cuando la grieta ya existe, de lo contrario el material se considera continuo y por ello no ocurre la concentración de esfuerzos necesaria para que ocurra la fisuración.

Con base en la teoría de Griffith, Auvinet propone que la condición para que se propague una grieta es que se cumpla en la punta de ésta la siguiente desigualdad (Arias, 1989).

$$p_e > \sigma_3 + T_0 \quad [2]$$

donde p_e , es la presión de inyección; σ_3 , es el esfuerzo principal menor; T_0 , es la resistencia a la tensión del material.

La orientación y propagación de las fracturas son perpendiculares a la dirección del esfuerzo principal efectivo menor existente en el terreno y dependen de la distribución de los esfuerzos en la zona próxima al punto de inyección. Podría también ocurrir que la dirección del fisuramiento cambie en suelos estratificados o que incluso no se desarrolle y que sólo se genere un campo semiesférico. Otra peculiaridad de la inyección es que en estratos permeables se ha observado que se desarrollan láminas horizontales de mortero. Por lo tanto, para diseñar la inyección de suelos cohesivos se requiere conocer el estado de esfuerzos efectivos dentro del suelo, la resistencia al esfuerzo cortante y la presión de poro a la profundidad de interés (Santoyo y Ovando, 2002).

3.3 Presión de inyección

La presión de inyección en un suelo blando se determina como.

$$p_e = K_0 \gamma_s z + c_u \quad [3]$$

donde p_e , es la presión de inyección; K_0 , es el coeficiente de presión de tierras en reposo; γ_s , es el peso

volumétrico del suelo; z , es la profundidad correspondiente al punto de inyección y c_u , es la resistencia no drenada del suelo (Santoyo y Ovando, 2002).

El coeficiente de presión de tierras en reposo se determina con las expresiones siguientes:

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}; K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad [4]$$

donde ν , es la relación de Poisson y ϕ , es el ángulo de fricción interna.

Se observa que la ecuación (3) es independiente del tamaño de la cavidad, de la permeabilidad del suelo y del tipo de lechada. Sin embargo estos factores influyen en forma importante en la presión de inyección. Ortiz (2009) explica la influencia de estos factores en la presión de inyección y propone una serie de ecuaciones en donde se toman en cuenta para la inyección de micro pilotes.

La presión se aplica con aire comprimido o por medio de una bomba. Según Romana (2003) el rango de presión oscila entre los 0.3 y 1.0MPa, rango en donde se evita el fracturamiento hidráulico. Como se comenta anteriormente esta presión depende de varios factores y no debe usarse como regla general para cualquier tipo de suelo. Cuando la lechada se coloca a presión, ésta se adapta completamente a las paredes de la cavidad y rellena todas las irregularidades. Es común que durante el transcurso de la inyección se observen movimientos en el suelo; es decir, levantamientos o hundimientos en la superficie del terreno. Estos movimientos corresponden a un reacomodo de la estructura del suelo destruida por la presión de inyección. En inyecciones superficiales o cerca de un tablestacado, además de los levantamientos, también se observan brotes de lechada en la superficie (Cambefort, 1961). La inyección a presión en las capas superficiales sólo se debe especificar cuando éstas están formadas por materiales en estado suelto, en caso contrario la presión será demasiado alta y la lechada brotará en la superficie. Estos brotes de lechada deben evitarse ya que disminuye la presión de inyección. En estos casos se recomienda que la lechada se coloque por gravedad.

Cuando la lechada se coloca por gravedad la magnitud de la presión de inyección depende de la profundidad de la cavidad y del peso específico de la lechada. La inyección por gravedad resulta un buen método para evitar los brotes de lechada.

Cuando se realiza una inyección a presión la cuantificación del volumen real de la lechada se debe considerar mayor al teórico debido a la expansión de la cavidad. Romana (2003) propone que el volumen real se calcule entre un 40 y 80% superior al teórico.

3.4 Presión de inyección a partir de pruebas de campo

Se han realizado diferentes esfuerzos para determinar la presión máxima de inyección a partir de pruebas de campo. En México se han utilizado los resultados del

como eléctrico (CPT) para determinar la presión máxima de inyección (Santoyo y Ovando, 2002).

$$p_e = 0.18q_c + u \approx \frac{q_c}{5} + u \quad [5]$$

donde q_c , es la resistencia de punta medida con el cono eléctrico y u , es la presión de poro medida en campo.

Otro método de campo que se utiliza para determinar la presión de inyección es la prueba del presiómetro (PMT).

La prueba del presiómetro fue desarrollada originalmente por Menard (1956) y se utiliza para medir la resistencia y deformabilidad de un suelo (Rangel, 1975). La prueba se realiza en un agujero previamente perforado, el cual debe tener un diámetro de entre 1.03 y 1.2 veces el diámetro de la sonda. La sonda más usada tiene un diámetro de 58mm, una longitud de 420mm y un volumen inicial (V_0) de 535cm³ y consiste esencialmente de tres celdas que se expanden radialmente por medio de un líquido o de un gas. Las celdas superior e inferior, comúnmente llamadas celdas de guarda, confinan la celda intermedia que es la celda de medición (Das, 2006).

Para efectuar una prueba, primero se inserta la sonda en el barreno y se mide el volumen inicial de la celda de medición. Posteriormente se aplica una presión por incrementos y se mide el volumen de la celda en cada incremento. Así se continúa hasta que el suelo falla o hasta que se alcanza la presión límite del dispositivo. Se considera que el suelo falla cuando el volumen total de la cavidad expandida es aproximadamente dos veces el volumen de la cavidad original. Después de terminada la prueba, la sonda se desinfla y se desplaza para realizar la prueba a otra profundidad.

Los resultados de la prueba se expresan en forma gráfica: volumen–presión, ver figura 2.

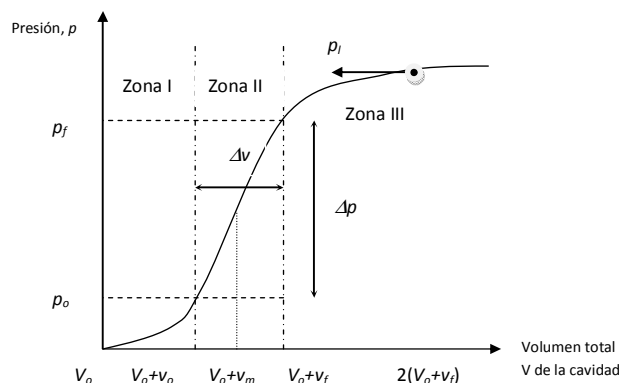


Figura 2. Gráfica de presión – volumen total generada en una prueba de presiómetro (Das, 2006).

La zona I representa la porción de recarga durante la cual el suelo es empujado a su estado inicial. La presión p_o representa el esfuerzo total horizontal en el sitio y v_o el volumen adicional a V_0 para llegar a este esfuerzo. La zona II representa una zona pseudoelástica en donde la relación volumen–presión es lineal. La presión p_l representa la presión de fluencia y v_f el volumen adicional

a V_0 para alcanzar esta presión, y v_m es el promedio aritmético de los volúmenes adicionales v_0 y v_f . La zona III es la zona plástica. La presión p_l representa la presión límite. La presión límite se obtiene generalmente por extrapolación y no por medición directa (Das, 2006).

Con la presión límite que se obtiene en la prueba del presiómetro se determina la presión de inyección de la siguiente manera.

a) Donde la inyección es única repetitiva, la presión de inyección se define con base en la siguiente desigualdad (Romana, 2003).

$$0.5p_l < p_e \leq p_l \quad [6]$$

donde p_l es la presión límite del suelo obtenida en la prueba del presiómetro y p_e , es la presión de inyección.

b) Para inyecciones repetitivas y selectivas la presión de inyección debe exceder la presión límite.

$$p_e \geq p_l \quad [7]$$

Es común que para este tipo de inyecciones se alcancen presiones de entre 2 y 3MPa.

Además de las ecuaciones anteriores también existen métodos analíticos para determinar la presión de inyección. Ortiz (2009) propone algunas ecuaciones para determinar la presión de inyección en micro pilotes con base en la teoría de expansión de cavidades.

3.5 Control en los métodos de inyección

El control en los métodos de inyección depende en gran medida en el desarrollo de un mezclado y bombeo eficiente. En la *figura 3* se muestra un esquema del equipo que se utiliza actualmente para lograr un control eficiente en los trabajos de inyección. En esta figura se observa que la computadora controla la presión de inyección y el volumen de lechada que se coloca dentro del suelo.

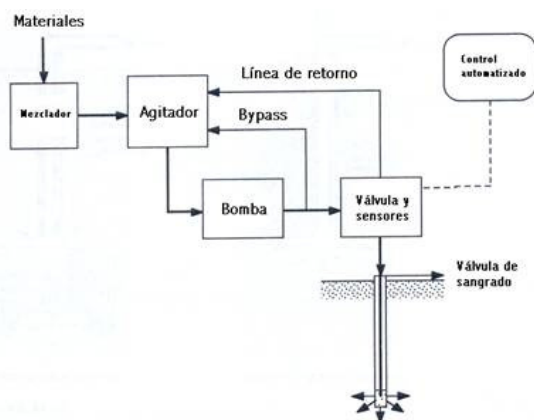


Figura 3. Esquema del equipo utilizado para la inyección de lechadas.

Sin embargo, el control se registra al nivel de terreno natural (NTN) por lo que se desconoce la presión de inyección y su distribución dentro de la cavidad. El

registro de inyección en el interior de la perforación es importante porque se debe asegurar el relleno total de la cavidad para garantizar la seguridad y comportamiento de las estructuras que se ubican en la superficie.

Para garantizar un adecuado proceso de inyección se recomiendan los siguientes controles.

- Monitoreo del volumen de inyección en función de la presión aplicada.
- Medición del levantamiento del terreno natural o de la estructura.
- Monitoreo de niveles piezométricos.
- Perforación de puntos de inspección.
- Obtención de muestras de suelo para ser examinadas en pruebas de laboratorio.
- Ejecución de pruebas de presiómetro y/o de cono.
- Realización de pruebas de permeabilidad en campo.

3.6 Capacidad de carga en suelos

La estimación de la capacidad de carga en suelos es un problema fundamental en la ingeniería geotécnica y ésta está en función del tamaño de la superficie de contacto de la cimentación con el suelo y de las propiedades mecánicas de este último. Por otro lado, las propiedades mecánicas pueden modificarse para incrementar la capacidad de carga mediante un método de mejoramiento, como es la inyección de suelos.

La estimación de la capacidad de carga se basa principalmente en dos tipos de análisis:

1. Análisis en esfuerzos totales. El principal factor que se toma en cuenta en este análisis es la resistencia cortante no drenada (c_u).
2. Análisis en esfuerzos efectivos. En estas ecuaciones sí se consideran los cambios de esfuerzo que ocurren en el suelo, pero uno de los mayores obstáculos es la dificultad para conocer estos cambios. El método que se utiliza para determinar el nuevo estado de esfuerzos se basa en la teoría de expansión de cavidades descrita al inicio de este trabajo.

Por lo tanto, también es importante conocer cómo se verá modificada la capacidad de carga del suelo debido a la inyección de morteros para el relleno de cavidades.

3.7 Cambios en el estado de esfuerzos inicial y de presión de poro debido a una inyección

La inyección de la lechada en una arcilla blanda modifica el estado de esfuerzos del suelo circundante al punto de inyección (Ortiz, 2009). Por otro lado, el método de inyección por compactación provoca un incremento en la presión de poro que posteriormente se disipa. Este incremento de presión de poro se ve inducido por el aumento en los esfuerzos radiales que genera la inyección dentro del suelo. Más aún, al disiparse el exceso de presión de poro los esfuerzos efectivos

umentan y la capacidad de carga del suelo se incrementa (Randolph *et al.*, 1979). Este proceso de consolidación puede durar meses y depende, entre otros factores, del coeficiente de consolidación horizontal del suelo (Teh *et al.*, 1991).

Se considera que el volumen de suelo desplazado es igual al volumen de fluido inyectado (Randolph *et al.*, 1979).

4 CASO PRÁCTICO

4.1 Zona de estudio: Municipio de Atizapán de Zaragoza, Estado de México.

Se localiza al Este del Estado de México, ver *figura 4*, fijándose sus coordenadas extremas al Norte 19°37', al Sur 19°30' de latitud Norte, al este 99°12', al Oeste 99°22' de longitud Oeste.

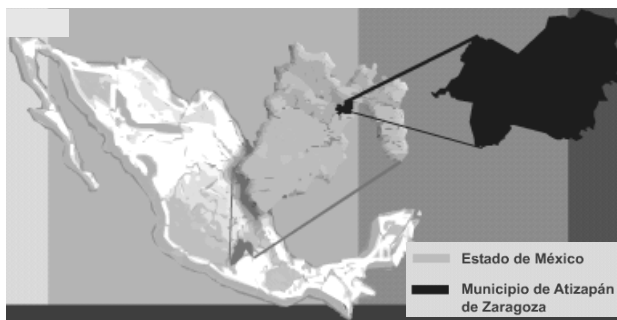


Figura 4. Ubicación del Municipio de Atizapán de Zaragoza, Estado de México.

Tiene una extensión territorial de 94.83 kilómetros cuadrados, que representan el 0.4% de la superficie total del Estado de México.

Colinda al norte con los municipios de Nicolás Romero y Cuautitlán Izcalli; al sur con Naucalpan y Tlalnepantla; al oeste con Isidro Fabela y Jilotzingo y al este con Tlalnepantla.

Los ríos más importantes son el Tlalnepantla, el San Javier y el Moritas al norte; al sur se encuentra la Presa Madín. También corren los arroyos La Bolsa, La Herradura, El Sifón, Los Cajones, El Tejocote y El Xhinté.

El municipio se localiza en la subprovincia de lagos y volcanes del Anáhuac. Sus principales elevaciones son los cerros de la Biznaga, Atlaco, La Condesa y el Cerro Grande.

El clima es de tipo templado subhúmedo, con una temperatura promedio de 12° alcanzado en el periodo de invierno y una máxima de 18° alcanzada en verano, con lluvias en esta estación con una precipitación de 800mm.

La actividad económica se divide en cuatro principales sectores: agropecuario (1%), sector industrial (24%), sector de servicios (56%) y sector de comercio (9%).

Este municipio está expuesto a los fenómenos de tipo geológico (minas, sismicidad, agrietamiento de suelos, colapsos, inestabilidad de suelos), hidrometeorológicos (inundaciones pluviales, granizadas, heladas), químico-tecnológicos (incendios de todo tipo, explosiones, fugas y

derrames de sustancias peligrosas) y sanitario-ecológicos (residuos sólidos). Las áreas verdes y los baldíos ocupan una superficie relativamente pequeña.

4.2 Zonificación geotécnica del sitio

Recientemente, Vera Noguez *et al.* (2007), presentaron en un simposio de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica un mapa de Zonificación Geotécnica del Estado de México, ver *figura 5*, en el cual se describen tres principales tipos de terrenos.

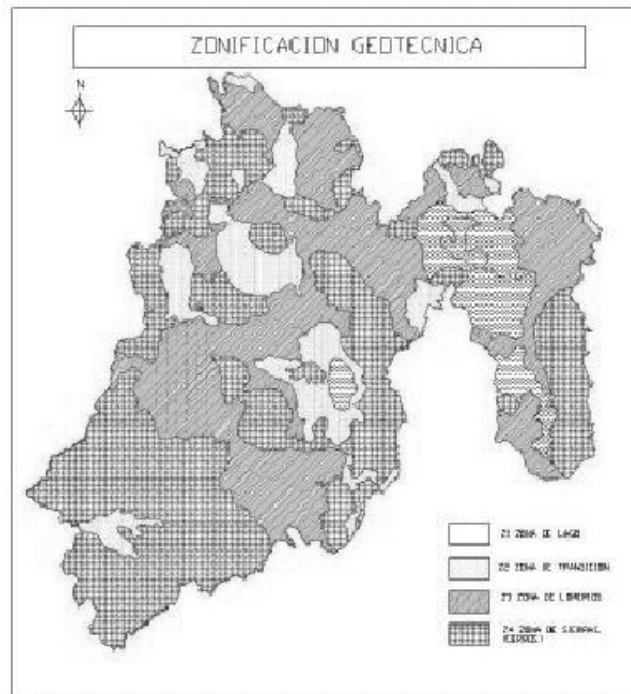


Figura 5. Mapa de Zonificación Geotécnica del Estado de México (Vera Noguez *et al.*, 2007).

Terreno tipo I. De sierras, cerros, conformado por anticlinales (sic) de origen volcánico, sedimentarios y metamórficos.

Terreno tipo II. Planicie a Lomeríos, los depósitos profundos se encuentran a veinte metros de profundidad, o menos, y está constituido predominantemente por estratos arenosos y limos arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados.

Terreno tipo III. Lago, integrado por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente

compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales, el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

De acuerdo con Pérez-Ortiz Cancino (2004), los abanicos aluviales de la Sierra de Las Cruces están

compuestos por la acumulación de materiales piroclásticos que se depositaron a los pies de los distintos aparatos volcánicos durante la vida explosiva de éstos, entre 5 y 10 millones de años antes del presente. Las lomas se formaron principalmente en el Plioceno Inferior (figura 6).

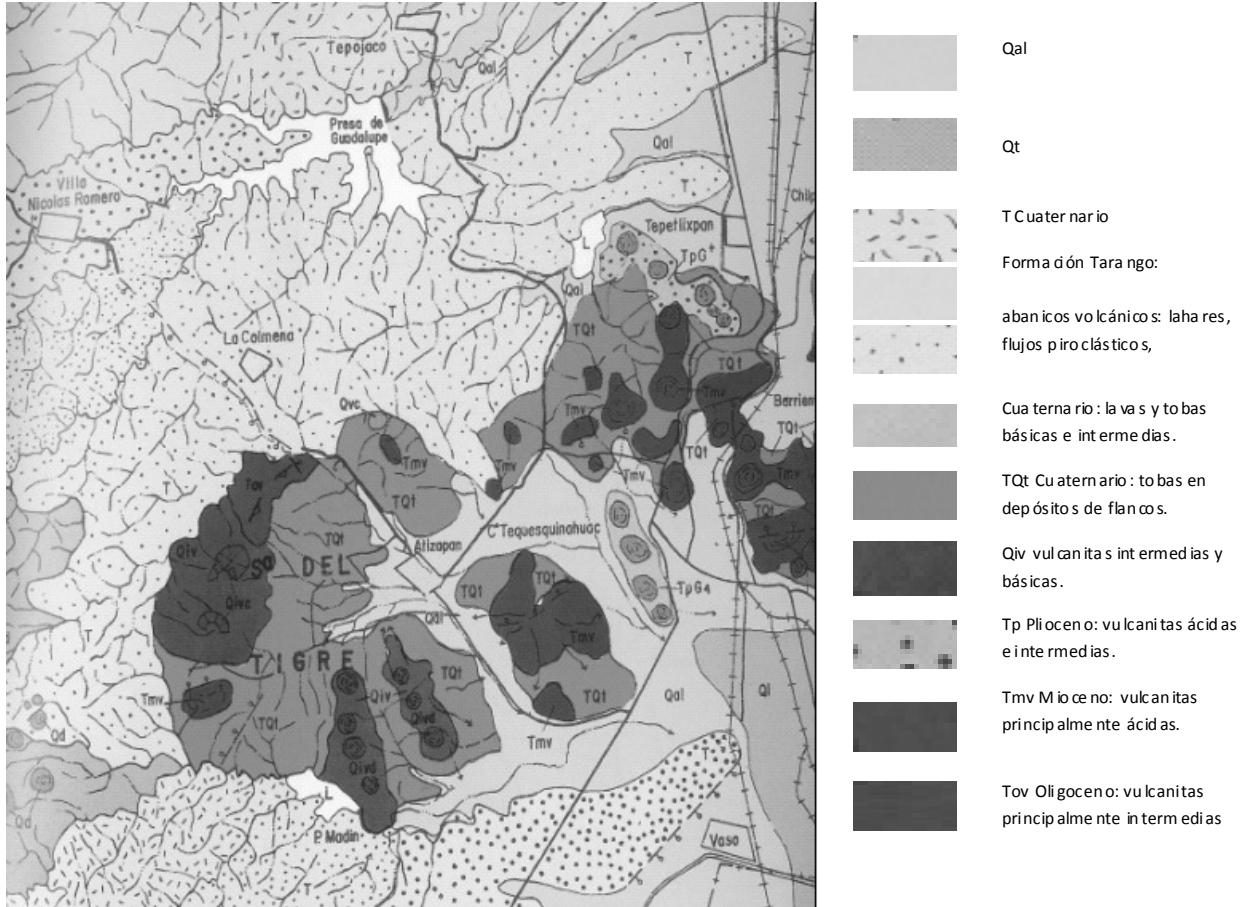


Figura 6. Geología superficial del Municipio de Atizapán y alrededores (Mooser *et al.*, 1996)

La Formación Tarango representa un conjunto estratificado a veces regular, a veces irregular y hasta lenticular, ligeramente inclinado a cuatro grados, compuesto de los seis elementos litológicos siguientes:

- Tobas resultado de horizontes de cenizas volcánicas de muy distintas granulometrías.
- Capas de erupciones pumfíticas.
- Lahares
- Ignimbritas.
- Depósitos fluviales.
- Suelo vegetal.

Todos estos elementos son producto de erupciones por lo general violentas, emitidas por las chimeneas de grandes volcanes andesíticos estratificados.

Las avalanchas ardientes o lahares impulsados y lubricados por gases calientes se originan en erupciones paroxísmicas de extraordinaria violencia. Se generan y descienden con velocidad de decenas de kilómetros por hora, cuando se desintegra un tapón volcánico caliente,

irrumpiendo en ocasiones hasta la parte superior de la cámara magmática del volcán. A raíz de tales erupciones se han creado los depósitos uniformes, estratiformes y de separación columnar de piedra cantera que se encuentran en el Santuario de Los Remedios, en el municipio de Naucalpan.

Las nubes ardientes que descendieron en la Sierra de Las Cruces formaron depósitos de tobas columnares al norte de Cuajimalpa. En algunas zonas no fueron lo suficientemente calientes como para producir ignimbritas, sólo produjeron tobas del tipo sillar.

La Formación Tarango se compone de la superposición de varios abanicos volcánicos, que alcanza espesores de 300 a 400 metros. Por lo general cada abanico corresponde a la vida activa de un volcán.

Los depósitos de la Formación Tarango se generaron en el Plioceno y hacia fines de éste se formaron, en las barrancas de las lomas, gruesos depósitos fluviales

correlacionables con la Formación Clástica Aluvial del relleno de la Cuenca de México.

Las formaciones de la zona de lomas del Valle de México son de origen fluvial y volcánico, se encuentran dispuestas según una secuencia ordenada de acuerdo a su edad.

En la superficie se encuentran los suelos orgánicos Totolsingo, que en general son de espesor reducido de 1 a 2 metros, enseguida se presentan los suelos Becerra y Tacubaya, estratificados y con vetas de caliche en la parte superior; subyacen boleos y gravas de forma redondeada a subredondeada, embebidos en una matriz arenosa, comúnmente denominada Serie Clástica Fluvial y Aluvial del Pleistoceno, por último aparecen las tobas y depósitos piroclásticos de la Formación Tarango, intercalados con capas de pómez producto de erupciones violentas, con distintos grados de intemperismo y zeolitización.

Las lluvias, frecuentes e intensas en el Cuaternario, erosionaron en forma notable los suelos superiores (Tacubaya y Becerra) y la serie Clástica Fluvial y Aluvial, llegando incluso a su total eliminación en amplias áreas.

La estratigrafía identificada y clasificada por Pérez-Ortiz Cancino (2004) según los depósitos granulares susceptibles de explotación minera, tiene una gran utilidad, toda vez que las cavidades o laboreos mineros están restringidos a tales depósitos, además de que las fuentes de materiales con propiedades puzolánicas también se ubican dentro de estos horizontes, mismos que se pueden diferenciar y agrupar de la siguiente manera:

- Horizonte Granular Superior; el correspondiente a las gravas y boleos de la serie Clástica Fluvial, que en áreas reducidas de algunos coronamientos de los lomeríos se detectan con espesores de 3 a 5 metros.
- Horizonte Granular Intermedio: corresponde a los mantos pumíticos de pequeño espesor, en general no mayor de 1 a 2 metros, que en número de hasta 3 se intercalan con notable continuidad en las tobas. En este horizonte se encuentran los principales bancos de tobas, materiales con características puzolánicas, sobre todo si han sido zeolitizados. Estos horizontes son el resultado de las erupciones violentas del Plioceno.
- Horizonte Granular Inferior: corresponde a las gravas y arenas andesíticas, rojizas y azules, dispuestas en depósitos de gran espesor y continuidad, que comúnmente afloran en el fondo de las barrancas. Estos horizontes son el resultado de los grandes lahares del Plioceno.

4.3 Problemática: Zonas minadas

Este problema es común al Distrito Federal y al Estado de México; lo constituye la inestabilidad real o potencial de terrenos que se encontraban en las afueras de la ciudad y que actualmente han sido alcanzados por la mancha urbana; se encuentran localizados principalmente en

los lomeríos del poniente del área metropolitana. El problema se originó con el crecimiento de la ciudad, primero con la obtención de materiales para construcción tipo arena, grava, "tepetate", los cuales eran explotados de manera subterránea. Así se formaron túneles, galerías y salones en un enjambre subterráneo. Con el crecimiento de la ciudad estas áreas inestables han sido ocupadas tanto por fraccionamientos residenciales como por asentamientos humanos irregulares, para los cuales los peligros potenciales pasaron inadvertidos (figura 7). Las consecuencias: colapso de techos de minas causando daños materiales y pérdidas de vidas. En la reglamentación de 1968 se prohibió la explotación de materiales pétreos por medio de excavaciones subterráneas (Morales y Monroy, 1984).



Figura 7. Cavidades en la Colonia Lomas de Guadalupe en el Municipio de Atizapán de Zaragoza, Estado de México.

La zona de lomas del poniente del Valle de México es conocida por estar afectada por cavidades subterráneas de origen artificial, resultado de explotaciones mineras realizadas sin control en el pasado. Dicho problema afecta a un gran número de predios donde se encuentran asentamientos humanos que están en situación de riesgo (figura 8).

Para reducir los efectos de dicha situación, a lo largo de los años se han empleado distintos procedimientos tales como instalación de revestimientos, concreto lanzado, colocación de costales rellenos de arena e inyección de lechadas a base de cemento Portland, ver figura 9.



Figura 8. Entrada de una mina bajo el estacionamiento de un fraccionamiento residencial en el Municipio de Atizapán de Zaragoza, Edo. Méx.



Figura 9. Relleno de una cavidad con costales de arena en la colonia Lomas Lindas en el Municipio de Atizapán de Zaragoza, Edo. Méx.

4.4 Inyección de minas en el Municipio de Atizapán de Zaragoza, Estado de México.

A partir del desarrollo del Sistema de Protección Civil en los tres niveles de gobierno de nuestro país, algunas autoridades han asumido la situación como una responsabilidad gubernamental, toda vez que la existencia de minas en el subsuelo genera problemas que afectan al desarrollo social y económico de las comunidades, sin mencionar el riesgo para las vidas, para el patrimonio y para el entorno de cientos de familias

Por estas razones, en 1998 el Ayuntamiento de Atizapán de Zaragoza implementó el Programa Nacional de Riesgos en Zonas Minadas, con la finalidad de cambiar la situación en que vive un gran número de ciudadanos del municipio.

4.5 Mortero a base de hidróxido de calcio y perlita

Si se emplearan los métodos tradicionales, esta empresa representaría una inversión imposible de absorber para el presupuesto municipal. Por tal motivo, ha sido necesario

desarrollar nuevos materiales y un procedimiento que emplee suelos del lugar así como un subproducto de la producción de acetileno, rico en hidróxido de calcio.

La Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, en el Simposio denominado Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de México, en 1976, recomendaba estudiar las propiedades puzolánicas de los suelos naturales con miras a emplearlos económicamente en el relleno de cavidades.

Las puzolanas se definen como materiales silicosos o sílico-aluminosos que no poseen propiedades cementantes por sí mismos, pero sus constituyentes en presencia de agua e hidróxido de calcio (cal), a temperaturas ordinarias, se pueden mezclar en forma estable como compuestos insolubles con propiedades cementantes.

La cal se puede obtener como un subproducto de la producción de acetileno. La generación de acetileno en la Zona Metropolitana del Valle de México a partir del carburo de calcio se realiza mediante su reacción con agua en un reactor de tipo húmedo en por lo menos tres plantas ubicadas al norte de la ciudad. Como resultado se obtiene gas de acetileno y una pasta con alto contenido de agua e hidróxido de calcio denominada Cal de Carburo. Este producto no es aprovechado en muchos casos, provocando grandes problemas a las empresas para su disposición final.

Las puzolanas naturales son materiales de origen piroclástico resultado de erupciones volcánicas explosivas, donde los fragmentos son transportados por aire para ser depositados en la superficie del suelo o del agua. Una vez depositados como materiales incoherentes pueden ser sometidos a procesos diagenéticos que los llevan a transformarse en una roca compacta identificada como toba.

El empleo de las puzolanas naturales como material de construcción se remonta 27 siglos en la historia, se sabe que en el siglo VII A.C. en la isla griega de Santorín, se usó tierra volcánica para hacer impermeables y más resistentes al agua las argamasas de hidróxido de calcio destinadas para revestimiento de cisternas.

La reducción en el uso de la cal como cementante es reciente, sustituida por el cemento Portland fue lentamente olvidada por los constructores y casi desapareció de los procesos de edificación y por consiguiente de los reglamentos de construcción.

4.5.1 Características físicas

En su tesis de especialidad en geotecnia, Pérez-Ortiz Cancino (2004) desarrolla la siguiente hipótesis: "Al mezclarse el hidróxido de calcio de la cal de carburo con algunas de las fases presentes en las tobas provenientes de la Sierra de Las Cruces, precipitan silicatos y aluminatos de calcio hidratados, carbonatos y sulfatos de calcio así como cristales de hidróxido de calcio, que generan las propiedades necesarias para ser empleados

en la reducción de riesgos por subsidencia y colapso en las zonas minadas del poniente del Valle de México”.

Sin embargo, por razones prácticas y económicas, las puzolanas están siendo substituidas por la perlita, a la cual, aunque en Geología se le identifica como un vidrio volcánico natural, en la industria se le clasifica como mineral e incluso como roca (Dicalite de México, 2008). De acuerdo a su definición, la perlita sin expandir es una roca vítrea de origen volcánico que se extrae de una mina a cielo abierto.

El proceso de fabricación del mineral perlita consiste en trituración primaria, secado y clasificación por cribas, obteniéndose 8 grados diferentes, cada uno con aplicaciones diversas. Sus usos principales son: escoriador en la industria de la fundición, pulido de metales, agente abrasivo de limpieza y la industria textil.

4.5.2 Características químicas

La composición química del mortero se muestra en la tabla 2.

Tabla 2. Composición química.

Sílice	SiO ₂	75.30%
Alúmina	Al ₂ O ₃	13.92%
Fierro	Fe ₂ O ₃	0.51%
Sodio	Na ₂ O	4.98%
Potasio	K ₂ O	4.58%
Calcio	CaO	0.62%
Otros óxidos	-----	0.09%

En esta industria a la perlita expandida se le denomina: carlita; que es una marca registrada del mineral industrializado de roca perlita; esta última, ya molida, se transporta a la planta de expansión, donde se le calienta hasta 1,100°C, el agua retenida se transforma en vapor que actúa como expandente y convierte al mineral en una partícula granular amorfa, constituida por micro celdas cerradas con un aumento de las partículas de hasta 20 veces su volumen original.

La carlita se utiliza como agregado para mortero o para recubrimiento de muros con propiedades de aislamiento térmico, acústico y contra incendio; como agregado para concreto estructural ligero, para cementación de pozos, tabiques refractarios, plafones y filtros.

La explotación de la perlita como mineral se lleva a cabo en un yacimiento localizado en Oriental, Puebla, con reservas probadas para más de 50 años y reservas estimadas para 300.

Actualmente, la Dirección de Protección Civil del Municipio de Atizapán de Zaragoza utiliza la mezcla de hidróxido de calcio con el desecho del mineral de perlita expandida (carlita) para rehabilitar las minas que fueron excavadas con fines de extracción de materiales para

construcción y que se encuentran prácticamente en toda la extensión del municipio.

El proceso productor del residuo de perlita se lleva a cabo en la empresa Dicalite de México, que fabrica filtro-ayuda industrial, utilizando para esto mineral de perlita que es expandido en hornos a una temperatura de entre 760 a 1 000 °C, teniendo como combustible gas natural. El material alimentado se deja caer sobre la flama del quemador a contracorriente y conforme se expande es succionado por la presión negativa del mismo horno. Por medio de ciclones se realiza una segunda operación en la cual el producto ligero pasa a un ciclón y el producto pesado se desecha al contener material que no expandió adecuadamente. Este residuo no es corrosivo, reactivo, explosivo, tóxico o flamable (Novamann, 2006).

A partir de 1998 ha sido rellenado el diez por ciento de las zonas minadas por medio de la inyección de este cementante (figura 10), reduciendo los costos en comparación con otros métodos y con una eficiencia mayor, debido a que el hidróxido de calcio y la perlita se obtienen en forma gratuita como subproducto o desecho de industrias de la zona.



Figura 10. Relleno de la mina Capulín-Montesol. En el Municipio de Atizapán de Zaragoza, Edo. Méx.

4.5.3 Pruebas de compresión simple

En el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Estudios Superiores de Acatlán (FES-Acatlán UNAM) se realizaron pruebas de compresión simple a la mezcla ya consolidada. De este ensaye se obtuvo una resistencia al esfuerzo cortante de 25kg/cm², en promedio. Ver figuras 11-13.

La resistencia a la compresión simple de la mezcla usada para la inyección de minas iguala o supera a la del propio suelo en que fueron excavadas.

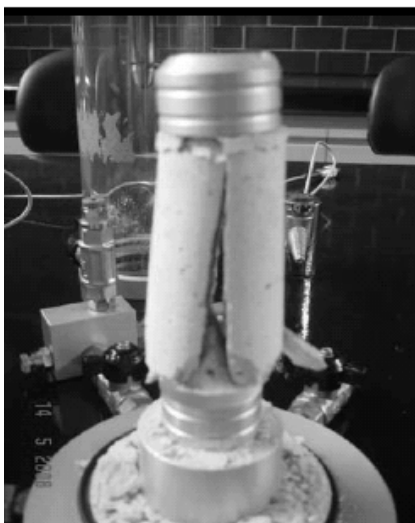


Figura 11. Material inyectado en las cavidades de Atizapán después de la falla en la prueba de Compresión Simple.

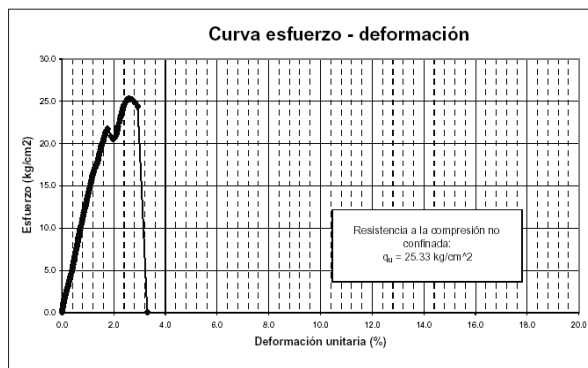


Figura 12. Gráfica esfuerzo-deformación de la mezcla inyectada en las cavidades de Atizapán.

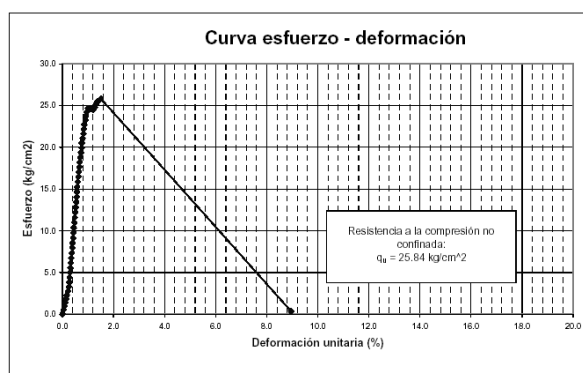


Figura 13. Gráfica esfuerzo-deformación de la mezcla inyectada en las cavidades de Atizapán.

5 CONCLUSIONES

Debido a la importancia que guarda el proceso de inyección, en este trabajo se recomiendan los siguientes

controles para garantizar un adecuado proceso de inyección.

- Monitoreo del volumen de inyección en función de la presión aplicada.
- Medición del levantamiento del terreno natural o de la estructura.
- Monitoreo de niveles piezométricos.
- Perforación de puntos de inspección.
- Obtención de muestras de suelo para ser examinadas en pruebas de laboratorio.
- Ejecución de pruebas de presiómetro y/o cono.
- Realización de pruebas de permeabilidad en campo.

Con el fin de tener un modelo que represente las condiciones anteriores se llevó a cabo una investigación bibliográfica de los modelos analíticos existentes que estudian el efecto de la presión de expansión debido a una inyección. Estos modelos se basan en la Teoría de Expansión de Cavidades. Esta teoría se usa en esta investigación para determinar el nuevo estado de esfuerzos y de presión de poro que se presenta alrededor de una cavidad inyectada. Por otro lado, de esta investigación se encontró que no existen soluciones para la expansión de cavidades en suelos parcialmente saturados. De modo que el problema de expansión de cavidades en un medio no saturado se resuelve con un método de integración numérica.

Por otro lado, debido al incremento poblacional y a la construcción de gran número de obras civiles, los estudios de Geotecnia en una superficie como la Cuenca de México son cada vez más importantes y necesarios, sobre todo a partir de los sismos de 1985. Sin embargo, en lo que respecta a los límites con el Estado de México, la importancia y frecuencia de estos estudios disminuyen notablemente, limitándose a análisis puntuales de mecánica de suelos para la preparación de algunas edificaciones.

En el norponiente del Valle de México se cuenta con algunos estudios de este tipo, pero no existe un análisis detallado de las características de las zonas rocosas ni levantamientos geológicos o geofísicos.

Dada la escasa información geológica-geotécnica a detalle disponible en esta zona, es necesario realizar levantamientos geológicos y definir o cartografiar estructuras que podrían representar un riesgo para la población, como son las minas.

El Municipio de Atizapán de Zaragoza es una zona en donde se presentan fracturamientos y hundimientos de las edificaciones debido a las minas excavadas hace varias décadas con el objeto de extraer materiales para la construcción.

Actualmente en Atizapán existen 64 minas, algunas de las cuales tienen varios kilómetros de extensión. Los trabajos realizados por la Dirección de Protección Civil y Bomberos (DPCB-Atizapán) de Atizapán para la rehabilitación de las zonas minadas han sido prioritarios durante la pasada administración. El DPCB- Atizapán ha

utilizado para el relleno de esas cavidades una técnica innovadora que consiste en inyectar una mezcla de hidróxido de calcio (cal) con desecho de la industrialización de perlita. Al consolidar, el material derivado de la mezcla ha resultado ser de una gran resistencia, igual o superior a la del suelo sobre el que se excavaron las minas. Con este procedimiento se han rehabilitado aproximadamente el 10% de las cavidades detectadas en el municipio.

En pruebas de compresión simple realizadas a varias muestras de la mezcla ya consolidada se obtuvo, en promedio, una resistencia a la compresión simple de 25 kg/cm². Dicho valor iguala o supera a la del propio suelo en que fueron excavadas.

REFERENCIAS

- Aguayo J. E.; Marín, S. 1989. *Evolución Geológica de la Cuenca de México*. Simposio sobre Tópicos Geológicos de la Cuenca del Valle de México. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México.
- Arias A. 1989. *Agrietamiento del subsuelo en el Valle de México*, Tesis de Maestría. División de Estudios de Posgrado de la UNAM, México.
- Bouchelaghem F.; Vulliet L.; Leroy D.; Laloui L.; Descocudres F. 2001. *Real Scale Miscible Grout Injection, and Performance of Advection-Dispersion-Filtration Model*, International J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 25(12): 1149-1173.
- Bouchelaghem F. 2002. *Two Large Scale Injection Experiments, and Assessment of the Advection-Dispersion-Filtration Model*, Géotechnique, vol. 52(9): 667-682.
- Carter J. P.; Booker J. R.; Yeung S. R. 1986. *Cavity expansion in cohesive – frictional soils*, Géotechnique, vol. 36(3): 349-358.
- Gao L. F.; Teh C. I.; Chang M. F. 2001. *Undrained cavity expansion in modified Cam clay I: Theoretical analysis*, Géotechnique, vol. 51(4): 323-334.
- Cambefort H. 1961. *Algunos aspectos de la inyección en los suelos*, Revista de Ingeniería, abril, Facultad de Ingeniería-UNAM, México.
- Collins I. F.; Stimpson J. R. 1994. *Similarity solutions for drained and undrained cavity expansions in soils*, Géotechnique, vol. 44(1): 21-34.
- Collins I.F.; Yu H. S. 1996. *Undrained cavity expansions of cavities in critical state soils*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 20(7): 489-516.
- Das B. 2006. *Principios de ingeniería de cimentaciones*, Thompson, México.
- Dicalite de México, S.A. de C.V. 2008. Folleto publicitario. Tlalnepantla, Edo. de Méx. México.
- Fox W.; Mc. Donald A. 1995. *Introducción a la mecánica de fluidos*, Mc. Graw Hill – Interamericana de México.
- González de Vallejo L. 2002. *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall. Madrid.
- Guevara O.; Quaas W.; Fernández V. 2006. *Lineamientos generales para la elaboración de Atlas de Riesgos*. Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligros y Riesgos. Serie: Atlas Nacional de Riesgos. CENAPRED, México, D. F.
- Hausmann M. 1990, *Engineering principles of ground modification*, McGraw Hill. New York
- Krizek R.; Peres T. 1985. *Chemical grouting in soil permeated by water*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 7, 898-915.
- Ladanyi B. 1963. *Expansion of a cavity in a saturated clay medium*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 90, 127-161.
- Lamb M. 1932. *Hydrodynamics*, McGraw Hill. New York.
- Lee F.; Juneja A.; Tan T. 2004. *Stress and pore pressure changes due to sand compaction pile installation in soft clay*, Géotechnique, vol. 54(1): 1-16.
- Melgoza C. 1978. *Descripción, evolución y origen de los agrietamientos*, Simposio El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México.
- Milne L. 1938. *Theoretical hydrodynamics*, Macmillan, London.
- Mooser F.; Montiel A.; Zúñiga A. 1996. *Nuevo mapa geológico de las cuencas de México, Toluca y Puebla. Estratigrafía, tectónica regional y aspectos geotérmicos*. Comisión Federal de Electricidad. México.
- Mooser F. 1990. *Estratigrafía y estructura del Valle de México*. Reunión El subsuelo de la Cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a 5 años del sismo. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México.
- Morales y Monroy R. 1984. *Problemática del uso del suelo en el Valle de México*. Foro sobre Reordenación Urbana del D. F. Colegio de Ingenieros Civiles de México. Asociación Mexicana de Ingeniería Urbana. México.
- Novamann. 2006. *Identificación del residuo - Desecho de mineral de perlita*. Estudio de caracterización de la peligrosidad de los residuos en base a las pruebas. Informe interno. México.
- Ortiz R. 2009. *Efecto de la presión de inyección en el comportamiento axial de micropilotes instalados en suelos blandos*, Tesis de Doctorado. División de Estudios de Posgrado de la UNAM, México.
- Palmer A. 1972. *Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test*, Géotechnique, vol. 22(3): 451-457.
- Pérez-Ortiz Cancino L. 2004. *Tratamiento de Zonas Minadas del Poniente del Valle de México*. Tesis de Especialización en Geotecnia de la Facultad de Estudios Superiores Acatlán. UNAM. México.
- Quaas W. 2006. *Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligros y Riesgos*, Serie: Atlas Nacional de Riesgos. CENAPRED, México.
- Randolph M.; Carter J. 1979. *Driven piles in clay – the effects of installation and subsequent consolidation*, Géotechnique, vol. 29(4): 361-393.
- Rangel L. 1975. *Determinación de las características esfuerzo-deformación de los suelos y rocas con el presiómetro de Menard*. Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Reséndiz D. 1965. *Un estudio sobre el mecanismo de resistencia de suelos arcillosos*, Tesis de Doctorado. División de Estudios Superiores de la UNAM, México.
- Romana R. M. 2003. *Micropilotes – Uso en Recalces*, II Curso sobre Recalces, Inclusiones, Inyecciones y Jet-Grouting”, Organizado por STMR en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de Valencia, España.

- Santoyo E.; Ovando E. 2002. *Inyecciones por fracturamiento hidráulico*, Manual de construcción geotécnica - tomo II, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 1976., *Simposio sobre Cimentaciones en Zonas Minadas en la Ciudad de México*. México.
- Teh C.; Houlsby G. 1991. *An analytical study of the cone penetration test in clay*, Géotechnique, vol. 41(1): 17-34.
- Vázquez E.; Jaimes R. 1989. *Geología de la Cuenca de México*. Simposio sobre Tópicos Geológicos de la Cuenca del Valle de México. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México.
- Vega L. 1998. *Efectos de la inyección en la compresibilidad de las arcillas del valle de México*, Tesis de Licenciatura. Facultad de Estudios Profesionales Acatlán, UNAM, México.
- Vera R.; Miranda S.; Ramírez de Alba, H. 2007. *Propuesta del título de Seguridad Estructural para el Reglamento General de Construcciones del Estado de México y Municipios*. XVI Congreso de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. Ixtapa, Guerrero.
- Vesic A. 1972. *Expansion of cavities in infinite soil mass*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98, 265-290.
- White F. 2004. *Mecánica de Fluidos*, Mc. Graw Hill. España.
- Yu Hai-Sui. 2000. *Cavity expansion methods in geomechanics*, Dordrecht, Boston; Kluwer Academic Publishers.
- Yu H. S.; Houlsby G. 1991. *Finite cavity expansion in dilatant soil: Loading analysis*, Géotechnique, vol. 41: 173-183.