



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ANÁLISIS POR DESEMPEÑO DE EXCAVACIONES  
EN SUELOS TOBÁCEOS”.**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**INGENIERO CIVIL.**

P R E S E N T A:

**DAMIÁN VITAL VILLASEÑOR**

DIRECTOR DE TESIS:

**DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA**

Fecha: Septiembre 2014





## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b>	i
<b>OBJETIVO</b>	iii
<b>ALCANCES</b>	iii
<b>1 INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>2 ANTECEDENTES</b>	5
2.1 Tipos de estructuras de retención	6
2.2 Diseño de excavaciones	11
2.2.1 <i>Teorías clásicas</i>	11
2.2.2 <i>Modelos numéricos</i>	18
2.3 Instrumentación de excavaciones	24
2.4 Construcción de excavaciones	27
2.5 Mecanismos de falla	29
2.6 Casos historia de fallas en excavaciones	34
2.7 Estado límite	35
2.7.1 <i>Estado límite de falla</i>	36
2.7.1 <i>Estado límite de servicio</i>	37
2.8 Aplicación de la teoría de confiabilidad en geotecnia	38
<b>3 MARCO METODOLÓGICO</b>	41
3.1 Determinación de las propiedades del suelo	41
3.2 Análisis estadístico de las propiedades del suelo	41
3.3 Generación de modelos de diferencias finitas	44
3.4 Función de desempeño	45
3.5 Método de estimación de dos variables	47
3.6 Distribución normal	50
3.7 Probabilidad de falla	51
3.8 Índice de confiabilidad	52
3.9 Análisis paramétrico	53
<b>4 CASO ESTUDIO: “EXCAVACIÓN EN LA ZONA PONIENTE DEL D.F.”</b>	55
4.1 Generalidades del proyecto	55

## ÍNDICE

4.1.1	<i>Ubicación del proyecto</i>	56
4.1.2	<i>Campaña de exploración</i>	59
4.1.3	<i>Condiciones del subsuelo en la zona del proyecto</i>	60
4.1.4	<i>Estratigrafía del sitio SM-1</i>	62
4.1.5	<i>Descripción de los sistemas de contención adoptados</i>	63
4.2	<b>Análisis de las propiedades mecánicas de los geomateriales</b>	66
4.2.1	<i>Determinación de las propiedades mecánicas del suelo</i>	66
4.2.2	<i>Análisis estadístico de las propiedades mecánicas del suelo</i>	68
4.2.3	<i>Determinación de la ecuación de correlación</i>	69
4.3	<b>Generación de modelos numéricos de la excavación en estudio</b>	74
4.3.1	<i>Modelado numérico del sistema de contención estudiado</i>	74
4.3.2	<i>Resultados de los modelos geotécnicos</i>	76
4.4	<b>Análisis por desempeño</b>	92
4.4.1	<i>Función de desempeño</i>	92
4.4.2	<i>Aplicación del método de estimación de dos variables</i>	92
4.4.3	<i>Distribución normal</i>	93
4.4.4	<i>Probabilidad de falla</i>	94
4.4.5	<i>Índice de confiabilidad</i>	95
<b>5</b>	<b>ANÁLISIS PARAMÉTRICO</b>	97
5.1	Análisis de resultados	98
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	107
	<b>REFERENCIAS</b>	109



## RESUMEN

El análisis de excavaciones realizadas en ciudades densamente pobladas, como la ciudad de México, requiere de la utilización de herramientas que modelen adecuadamente tanto el comportamiento de los geo-materiales que constituyen el suelo, como las diferentes geometrías y procesos constructivos, para determinar de forma precisa los asentamientos y deformaciones en la excavación que puedan generar desplazamientos en estructuras colindantes. En esta tesis se realiza un análisis por desempeño de una excavación realizada en la zona poniente del Distrito Federal, el cual utiliza una nueva metodología para revisar los estados límites de falla y de servicio de forma simultánea. Inicialmente se realizó una correlación lineal múltiple entre los parámetros de resistencia del suelo: cohesión ( $c$ ), ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), y el módulo de elasticidad ( $E_{50}$ ), con esta correlación se encontró una ecuación para determinar el valor de  $E_{50}$  en función de  $c$  y  $\phi$ . Posteriormente se utilizó el método de estimación de dos variables, BPEM, junto con modelos tridimensionales de diferencias finitas para calcular factores de seguridad, deformaciones, probabilidades de falla e índices de confiabilidad de las zonas críticas de la excavación. El caso estudio corresponde a una excavación de 8.5 m de profundidad, con sistema de contención a base de pilas y concreto lanzado. Los modelos de diferencias finitas fueron desarrollados con el software FLAC<sup>3d</sup>.

En el análisis de los desplazamientos en excavaciones es muy importante identificar tanto factores de seguridad, en las diferentes partes de la excavación, como los asentamientos asociados. En esta tesis se realiza una variación paramétrica tanto de las propiedades mecánicas del suelo como de la geometría de una excavación típica en suelos tobáceos del poniente de la Ciudad de México. Los parámetros de resistencia que se varían para este trabajo son cohesión ( $c$ ), ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) y módulo de elasticidad ( $E_{50}$ ). Se varían las profundidades de la excavación,  $H$ , (5, 10, 15, 20 y 30 m). Se realiza un análisis por desempeño de cada caso modelado. Una vez generada la base de datos de las variables más relevantes que rigen el comportamiento de excavaciones en suelos tobáceos ante carga sostenida, se plantea un modelo analítico de diseño para ser usado en la práctica.





## **OBJETIVO**

Plantear una nueva metodología para analizar el estado límite de falla y de servicio en excavaciones, tomando en cuenta la incertidumbre inherente en la caracterización de suelos de grano fino cementado.

## **ALCANCES**

Se llevó a cabo una investigación bibliográfica sobre el tema de excavaciones para conocer los antecedentes en el diseño y construcción de sistemas de retención, las ventajas y limitaciones de los métodos de análisis de excavaciones usados comúnmente, y el comportamiento observado de casos historia, con el fin de poner en contexto el tema estudiado.

Se propone una nueva metodología para el análisis de excavaciones, tomando en cuenta la incertidumbre inherente en la determinación tanto de las propiedades mecánicas como elásticas del suelo, haciendo énfasis en la revisión del estado límite de falla y de servicio de la excavación estudiada. Se presenta un enfoque basado en la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad de los sistemas de retención de excavaciones.

Se realiza un análisis paramétrico para identificar los parámetros mecánicos, elásticos y geométricos que rigen el comportamiento de las excavaciones en suelos duros.





## 1. INTRODUCCIÓN

El ser humano ha construido caminos, puentes, presas, murallas, canales, entre otras estructuras, desde mucho antes de que hubiera una disciplina formal de ingeniería geotécnica. Incluso se construyeron estructuras de grandeza impresionante, basándose solo en la experiencia que se tenía en ese entonces, el conocimiento analítico que se tenía del comportamiento del suelo era muy limitado. En los inicios del siglo 20 un grupo de ingenieros e investigadores, encabezados por Karl Terzaghi, cambiaron todo esto, aplicando métodos analíticos al estudio de materiales geológicos. Ellos desarrollaron métodos de análisis teóricos, procedimientos de pruebas de laboratorio y técnicas de mediciones de campo que fueron la base del desarrollo de la mecánica de suelos.

Antes del desarrollo de la mecánica de suelos, la mayoría de los problemas de ingeniería se resolvían de forma intuitiva, lo que representaba grandes riesgos tanto de seguridad como de economía, sin embargo hoy en día el desarrollo de la tecnología nos permite realizar análisis del comportamiento del suelo cada vez más precisos, tal es el caso del método por desempeño, analizado en esta tesis, el cual es una nueva metodología para la revisión de los estados límite de falla y de servicio que toma en cuenta la incertidumbre en la determinación de la propiedades mecánicas del suelo.

La aplicación de métodos probabilistas en la ingeniería geotécnica se ha incrementado considerablemente en los últimos años y cada vez son más los ingenieros interesados en el desarrollo de nuevas metodologías y sus aplicaciones prácticas.

## 1. INTRODUCCIÓN

Los ingenieros geotecnistas se enfrentan a materiales en los que la determinación de sus propiedades carece de precisión, lo que representa incertidumbre en la deducción de su comportamiento. El ingeniero geotecnista tendrá que aceptar que las incertidumbres siempre estarán presentes en el desarrollo de su trabajo, más que en cualquier otro campo de la ingeniería, por ejemplo, las incertidumbres en la ingeniería estructural son deductivas: empezando por condiciones bien definidas, además de que se usan modelos para deducir el comportamiento de un universo razonablemente definido. Sin embargo, las incertidumbres en la ingeniería geotécnica son inductivas: empezando por observaciones limitadas, juicios, conocimientos de geología y análisis estadísticos para inferir el comportamiento de un universo escasamente conocido (Baecher y Christian 2003).

Recientemente existe una nueva tendencia por tratar de manejar la incertidumbre de una forma más formal, en particular con la aplicación de la teoría de confiabilidad a la ingeniería geotécnica. En la cual las incertidumbres en la información geotécnica son tomadas en cuenta.

La mayoría de los problemas de ingeniería civil se pueden valorar en términos de una demanda,  $D$ , y una resistencia,  $R$ . La demanda representa la carga aplicada al sistema, mientras que la resistencia representa la capacidad del sistema. Los enfoques de diseño tradicionales son deterministas, es decir, que no toman en cuenta las incertidumbres en la determinación de la demanda y la resistencia. Los factores de seguridad utilizados en enfoques deterministas convencionales son basados en la experiencia lo cual es lógico, sin embargo esos mismos factores de seguridad suelen utilizarse como parámetro en obras con características muy diferentes lo que representa un amplio rango de incertidumbre. Esto no es lógico.

El adecuado diseño de los elementos que conforman las obras civiles requiere la revisión de la seguridad del sistema. En caso de omitir esta revisión se pueden presentar daños catastróficos. El análisis por desempeño permite hacer una valoración de la seguridad del sistema asignando una probabilidad de ocurrencia de eventos desfavorables. Este método, basado en la teoría de confiabilidad, se ocupa principalmente de determinar la probabilidad de falla del sistema analizado tomando en cuenta la incertidumbre asociada a la determinación de los parámetros de resistencia del suelo.

La confiabilidad de un sistema se determina a partir de la probabilidad de que un sistema cumpla satisfactoriamente con la función para la que fue diseñado, durante determinado período y en condiciones específicas de operación. Así un evento que interrumpa ese funcionamiento se denomina falla. La teoría de confiabilidad no se ocupa de las causas de fallas en los sistemas, sino de la frecuencia con que ocurren, por lo tanto no es una teoría determinista sino una teoría de probabilidades.

A pesar de su enorme potencial, la teoría de confiabilidad no ha sido muy utilizada en la práctica de la ingeniería geotécnica. Hay dos razones principales por las que sucede esto. La primera, la teoría de confiabilidad incluye términos y conceptos con los cuales el ingeniero geotecnista no está muy familiarizado. La segunda, comúnmente se cree que el uso de la teoría de confiabilidad requiere más datos, tiempo y esfuerzo del que se tiene disponible. El objetivo de implementar el análisis por desempeño no es olvidarse totalmente de los análisis deterministas utilizados por años, de hecho, muchos aspectos del actual criterio de análisis se utilizan también en el análisis por desempeño.

Existen muchas aplicaciones de la teoría de confiabilidad en la ingeniería geotécnica, una de ellas es el análisis por desempeño en excavaciones. Casi todas las obras civiles requieren la realización y diseño de excavaciones, para ello, es necesario estudiar las condiciones de la excavación ya que esta puede causar asentamientos, movimientos laterales y pérdidas en la capacidad de carga en estructuras colindantes. El diseño de excavaciones debe considerar los estados límites de falla y de servicio. La revisión del estado límite de falla consiste en la comparación de la resistencia del sistema con las acciones de diseño, para evitar el colapso de taludes o de las paredes de la excavación. La evaluación del estado límite de falla suele hacerse mediante la determinación de factores de seguridad. La revisión del estado límite de servicio consistirá en la evaluación de los desplazamientos verticales y horizontales por descarga en el área de la excavación y sus alrededores.

Conociendo la importancia que tiene la estabilidad de las excavaciones en cualquier obra de infraestructura, es importante que se realicen estudios detallados de los componentes del sistema, tanto de las propiedades del suelo como de las propiedades de los materiales que constituyen el sistema de retención. El análisis por desempeño representa una alternativa novedosa para considerar la incertidumbre que se tiene en la determinación de los

## 1. INTRODUCCIÓN

parámetros mecánicos del suelo, lo que lo hace más representativo con respecto a un análisis determinista. Aunque indudablemente el criterio actual de diseño se ha utilizado por muchos años con buenos resultados, no se debe negar que es posible mejorar los criterios de diseño actuales incluyendo una metodología de análisis por desempeño.

El caso estudio analizado en esta tesis es un excavación realizada en la construcción de un paso a desnivel ubicado en la zona poniente del Distrito Federal. Tradicionalmente, el subsuelo del Valle de México se divide en tres zonas: zona de lomas, zona de transición y zona de lago. Las dificultades extraordinarias que encuentra el ingeniero en la zona lacustre debido a la alta compresibilidad de las arcillas y a su respuesta sísmica, han hecho que la atención se concentre principalmente en esta zona y que, por lo tanto, no se presentará la misma atención a los problemas geotécnicos existentes en la zona de lomas, en particular en la zona poniente del Valle de México.

En los últimos años se ha presentado un desarrollo urbanístico acelerado en la zona de lomas, donde los espectros de respuesta sísmica a tomar en cuenta son más benignos. Sin embargo es importante tomar conciencia de que esta zona presenta irregularidades en la topografía, heterogeneidad del subsuelo, variabilidad de la cimentación de los materiales de origen volcánico y rellenos recientes de materiales sueltos granulares y de desechos sólidos. Esta situación de incertidumbre obliga a aplicar en esta zona factores de seguridad mayores que en la zona del lago. Los geotecnistas aplican un enfoque conservador cuando diseñan obras en la zona de lomas, debido a que los métodos de diseño tradicionales resultan frecuentemente inadecuados, los geotecnistas se enfrentan también a problemas en el muestreo.

Ante este escenario, en esta tesis se propone una metodología para analizar obras construidas en materiales típicos de la zona de lomas, tomando en cuenta en forma racional las incertidumbres inherentes de las formaciones tobáceas del poniente de la ciudad de México

## 2. ANTECEDENTES

En el diseño de excavaciones es muy importante conocer los factores que rigen el comportamiento de los materiales para poder estimar los desplazamientos y las posibles fallas de la excavación, las cuales pueden significar pérdidas económicas o en el peor de los casos pérdidas humanas. En ciudades densamente pobladas como en la ciudad de México, el diseño de excavaciones se hace aún más delicado ya que los desplazamientos y deformaciones provocados por la excavación pueden dañar estructuras colindantes. El reto más grande en el diseño de excavaciones es soportar las cargas laterales del suelo evitando deformaciones excesivas.

A lo largo de la historia la ingeniería ha tratado de encontrar modelos tanto analíticos como experimentales que simulen tanto el comportamiento del suelo durante las excavaciones como después de estas. Con el avance de la tecnología surgieron métodos de análisis y procedimientos constructivos más avanzados con los cuales se puede realizar un diseño más racional de las excavaciones.

El diseño de excavaciones es fundamentalmente un problema de interacción suelo estructura, sin embargo, hasta hace poco, la complejidad del problema y las limitaciones de métodos analíticos representaban un riesgo en el diseño de excavaciones. Golberg *et al* (1976) publicaron un resumen del diseño tradicional de diseño y procedimientos constructivos de elementos de retención de excavaciones, con muchos ejemplos de diseño y técnicas de construcción.

A pesar de que los conceptos básicos de diseño y las consideraciones prácticas no han cambiado significativamente en los últimos 25 años, ha habido muchos avances en los análisis y en los métodos de construcción que hacen posibles nuevos enfoques en el diseño y construcción de excavaciones. Los nuevos enfoques incluyen el diseño de excavaciones controlando las deformaciones en lugar de solo diseñar el sistema de retención considerando el factor de seguridad de la excavación. Estos también permiten enfoques innovadores que conducen a una asignación más racional del riesgo, y a un mejor diseño y proceso de construcción.

Las excavaciones tienen dos importantes efectos. El primero es que al quitar el material excavado se produce una disminución en el esfuerzo vertical del suelo debajo de la excavación, lo que se traduce en expansiones en el fondo de la excavación y desplazamientos horizontales en las paredes de la excavación. El segundo es que el cambio en el estado de esfuerzos produce una pérdida en la resistencia del suelo cercano a la excavación.

La predicción del desempeño de una excavación incluye tanto el análisis de la estabilidad como el de las deformaciones. La estabilidad de la excavación puede ser evaluada usando simplemente un análisis de equilibrio límite. Sin embargo las deformaciones son más difíciles de estimar, usualmente se determinan a partir de análisis de elemento finito.

### 2.1 Tipos de estructuras de retención

Existen muchos tipos de estructuras de retención para excavaciones, se pueden clasificar de forma general como muros y soportes. Los principales tipos de muros son muros de concreto, tablestacas, pilas tangentes, pilas secantes. Los principales tipos de soporte son anclas y troqueles.

Una excavación sin estructura de retención pone en peligro a los trabajadores y al equipo de construcción. La prevención de daños en la excavación y en las zonas vecinas es responsabilidad de los ingenieros que diseñan y construyen la excavación. La selección del tipo de estructura de retención depende del suelo del sitio, el nivel freático, las condiciones ambientales, periodo de construcción, dinero y maquinaria.

Una clasificación básica de los muros de retención incluye a los muros de gravedad, las tablestacas, las pilas, muros en cantiléver y los muros anclados.

**Muros de gravedad.-** La estabilidad de los muros de gravedad depende de la acción de su peso propio. La masa del muro debe ser suficiente para evitar el deslizamiento y las fuerzas de volteo provocadas por el suelo retenido. Estos sistemas pueden usar roca, concreto o otros materiales pesados para asegurar la estabilidad del muro. La altura de los muros de gravedad es muy limitada, especialmente si esta cimentada sobre suelos arcillosos. Sin embargo, a pesar de sus limitaciones son el tipo de muro de retención más común. Los muros de gravedad incluyen muros gaviones, bloques modulares, y muros de concreto.

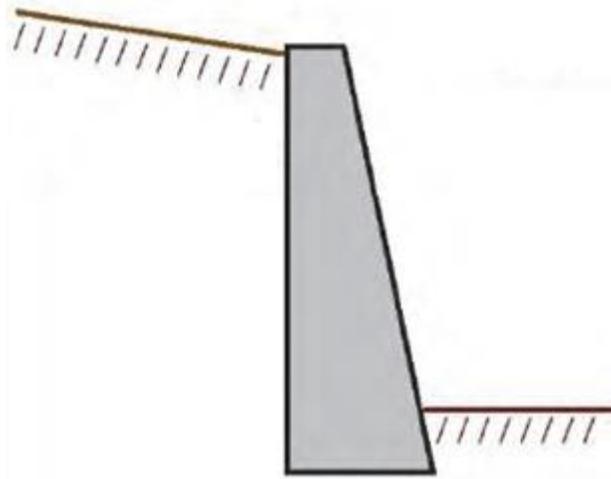


Figura 2.1 Muro de gravedad

**Tablestacas.-** Se consideran como tales a los elementos estructurales esbeltos que se hincan en el terreno por medio de golpes o por vibración para formar pantallas resistentes o de impermeabilización, que sirven como contención del suelo para la ejecución de los trabajos de construcción. Los tipos de tablestacas más habituales son las tablestacas de acero y las de concreto armado. Las tablestacas de acero se hincan más fácilmente debido a que su sección es más pequeña comparadas con las tablestacas de concreto, originando menores vibraciones en el terreno.

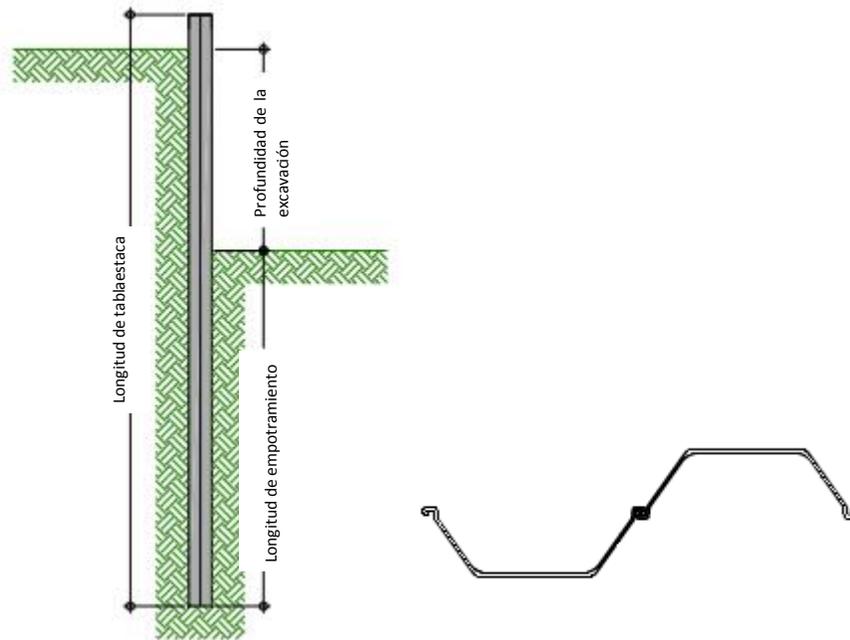


Figura 2.2 Sistema de retención a base de tablestaca

**Pilas.-** Los muros de retención se forman por la construcción de pilas de concreto reforzado. Las pilas se extienden significativamente debajo del nivel máximo de excavación para contrarrestar las fuerzas horizontales provocadas por el suelo retenido. Típicamente la longitud empotrada de la pila es de dos tercios la profundidad de la excavación. Las pilas de retención se clasifican en pilas secantes y pilas tangentes. La diferencia entre estas, es que las pilas tangentes se construyen sin dejar espacio entre ellas a diferencia de las pilas secantes las cuales se construyen dejando un espacio entre pila y pila. Las principales ventajas del uso de pilas como sistema de retención es que el sistema de retención tiene más rigidez en comparación con otras estructuras de retención, se pueden construir en suelos duros y que su construcción es sencilla.

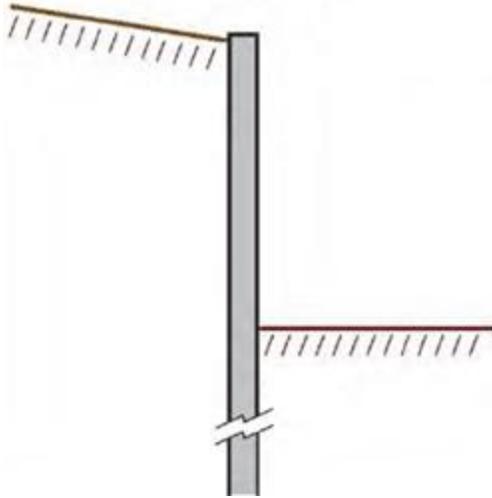
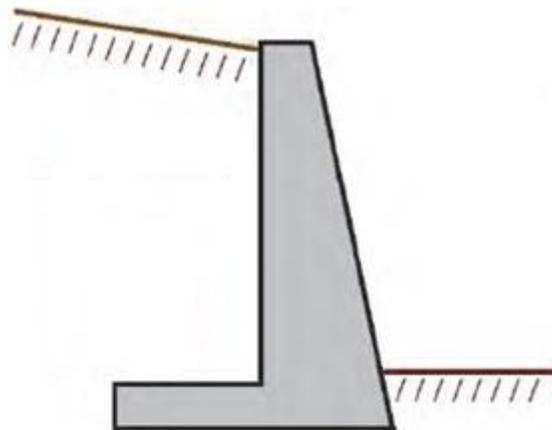


Figura 2.3 Sistema de retención a base de pilas

**Muros en cantiléver.-** Estos muros son de concreto reforzado y la forma más usual que se utiliza es la llamada “T”. Los muros de retención en cantiléver tienen una gran masa efectiva debido al suelo colocado sobre la sección horizontal del muro. La sección horizontal del muro se extiende hacia dentro del suelo retenido. Típicamente estos muros se construyen con concreto reforzado. Los muros en cantiléver son relativamente caros debido al trabajo requerido para su construcción. Además de que su espesor -requerido para soportar las cargas horizontales del suelo- se incrementa en relación con la altura del muro, por lo tanto, no es muy factible para alturas mayores de 6 metros.



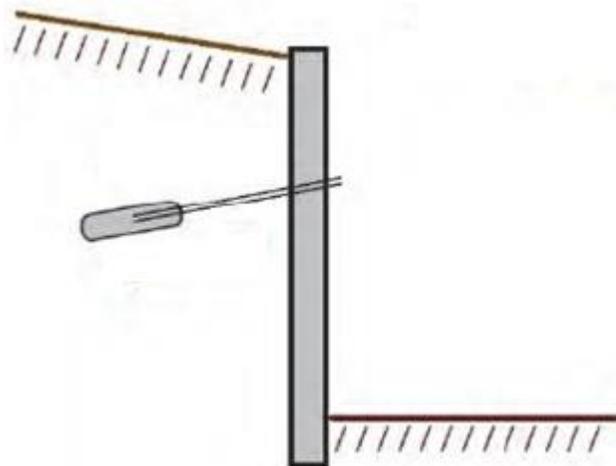
2.4 Muros en cantiléver

Muros anclados.- Estos muros de retención usan cables instalados horizontalmente dentro de la masa de suelo para oponerse a las fuerzas horizontales del suelo retenido. El anclaje es colocado detrás del elemento de retención y conectado a él por barras, varillas o cables, o son directamente ligados al elemento de retención.

El concepto básico de los estructuras ancladas es un reforzamiento del terreno con la inclusión de barras de acero con un recubrimiento de cemento, espaciadas de forma simétrica en la pared de la excavación, y colocadas de arriba hacia abajo, superficialmente se realiza un reforzamiento de concreto lanzado generando continuidad superficial y apoyo a los refuerzos

Las estructuras ancladas se diseñan con anclajes pasivos con la capacidad de resistir la fuerza de presión creada por el suelo, el reforzamiento actúa a través de la interacción anclaje-cemento generando una resistencia a la tensión cuando se producen desplazamientos, incrementando la estabilidad contra el deslizamiento.

Las estructuras ancladas tienen la ventaja que dejan libre la zona de excavación, ya que se evita el uso de troqueles o puntales para soportar las presiones horizontales del suelo, lo que optimiza la construcción de la obra. Sin embargo también tiene desventajas tales como que se requiere que los constructores tengan experiencia o que la instalación de los anclajes tiene la posibilidad de cruzarse con redes de servicios públicos o afectar estructuras colindantes



2.5 Muros anclados

## 2.2 Diseño de excavaciones

El reporte del estado del arte publicado por Peck (1969) fue el primer análisis de excavaciones en suelos, y es un punto de referencia para entender los factores que rigen el comportamiento de estructuras de retención. Los temas discutidos en este reporte incluyen movimientos laterales, asentamientos del suelo cercanos a la excavación, fallas de fondo, métodos para reducir los asentamientos cercanos a la excavación y diagramas de presión del suelo para el diseño de excavaciones. Peck encontró que hay dos factores que influyen en el desempeño de las excavaciones que analizó. Una es la importancia del tipo de suelo y sus propiedades. La segunda es la importancia de la profundidad en las excavaciones.

Terzaghi (1943) presentó un método para el análisis de la estabilidad de la base de excavaciones. Aunque este método no llegó a ser plenamente usado. Hoy en día se sabe que la estabilidad de la base es el factor de diseño más importante de una excavación sobre todo en suelos blandos. Las deformaciones asociadas a la excavación son dependientes de la estabilidad de la base.

Hasta 1948, la estimación de las presiones verticales y el diseño de los sistemas de retención se basaban en la teoría de Rankine, la cual estudia la distribución de los esfuerzos que se producen en la masa del suelo cuando se produce una disminución o un aumento de la presión horizontal; considera esos dos casos extremos a los que llama estado activo y pasivo respectivamente.

### 2.2.1 Teorías clásicas

#### Ley de resistencia del esfuerzo contante

Los parámetros cohesión ( $c$ ) y ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) son fundamentales en la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Entre las teorías de falla destaca la ley de Mohr-Coulomb la cual se utiliza en la ingeniería geotécnica para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos y rocas. La determinación de resistencia al esfuerzo cortante del suelo constituye un punto fundamental de la mecánica de suelos.

Una determinación correcta de este concepto es la base del éxito de la estabilidad de obras civiles. La ley de resistencia al esfuerzo cortante propuesta por Coulomb (1776) es:

$$s = \sigma \tan \phi \quad 2.1$$

La constante de proporcionalidad entre  $s$  y  $\sigma$ ,  $\tan \phi$ , fue definida por Coulomb en términos de un ángulo de fricción interna y definió como una constante del material, sin embargo, existen materiales que no obedecen esta ecuación como por ejemplo la arcilla, que presenta una resistencia al corte aun cuando el esfuerzo exterior sea nulo, es más Coulomb observó que en arcillas francas, la resistencia parecía ser independiente de cualquier presión exterior actuante sobre ellas, y por lo tanto en esos materiales parecía existir solo cohesión que se define como la cualidad por la cual las partículas del terreno se mantienen unidas en virtud de fuerzas internas, por lo tanto la ley de resistencia para este tipo de suelo es:

$$s = c \quad 2.2$$

En general, según Coulomb, los suelos presentan características mixtas, es decir presentan cohesión y fricción interna a la vez por lo que se les puede asignar una ley de resistencia que sea una combinación de las ecuaciones 2.1 y 2.2, esta ecuación conocida generalmente como la ley de Coulomb puede escribirse:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad 2.3$$

Según la ecuación 2.3, los parámetros mecánicos que determinan la resistencia del material son la cohesión y el ángulo de fricción interna, es importante considerar que estos parámetros pueden variar con el tiempo. Tanto  $c$  como  $\phi$  se obtienen a partir de pruebas de laboratorio realizadas a muestras obtenidas del lugar del proyecto mediante exploraciones geotécnicas.

### Teoría de Rankine

La teoría de Rankine se caracteriza por los dos estados límite de equilibrio plástico, el estado natural del suelo se representa por un prisma a cierta profundidad sometido a una presión vertical la cual es el producto de su peso específico por la profundidad a la que se encuentra el prisma,  $\sigma_v = \gamma h$ , Esta presión vertical está asociada a una presión horizontal,  $\sigma_h$ . La relación entre la presión vertical y horizontal es un coeficiente  $K$  que en el estado de reposo se le denomina  $K_0$ .

El empuje en estado de reposo se refiere al estado en que los desplazamientos del elemento de retención son igual a cero, para su cálculo se utiliza la ecuación 2.4:

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma_m K_0 H^2 \quad 2.4$$

$$K_0 = \frac{\sigma_H}{\sigma_v} \quad 2.5$$

donde

$K_0$  coeficiente de presión de tierras en reposo

$\sigma_H$  esfuerzo horizontal

$\sigma_v$  esfuerzo vertical

$\gamma_m$  peso volumétrico del suelo

Suponiendo que se inserta un elemento de retención en una masa semi-infinita de suelo como se muestra en la Figura 2.6 a. Si el elemento de retención se mueve hacia la izquierda a presión constante, se producirá una reducción de la presión horizontal, (Figura 2.6 b). A medida que el elemento de retención se desplaza, la masa de suelo entra en equilibrio plástico, llegando al límite de falla, en ese momento la relación entre la presión vertical y la presión horizontal se indica con el coeficiente de presión de tierras activo,  $k_a$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad 2.6$$

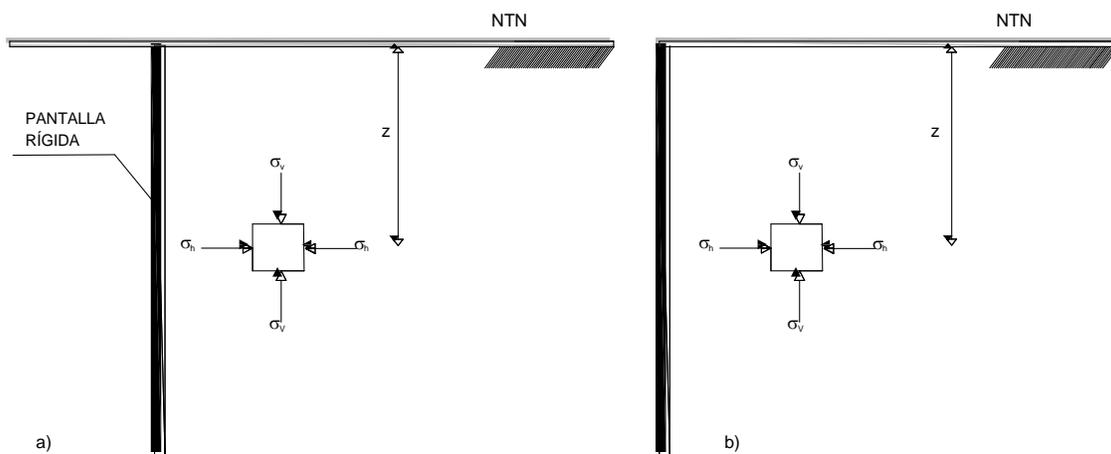


Figura 2.6 Empuje activo sobre el muro de retención.

Si el elemento de retención se mueve hacia la derecha, la presión vertical permanecería constante y la presión horizontal aumentaría hasta llegar a la línea de falla, en este caso la presión horizontal será mayor que la presión vertical, la relación entre ambas presiones está dada entonces por el coeficiente de presión de tierras pasivo,  $k_p$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad 2.7$$

Para suelos cohesivos friccionantes cuya ley de resistencia es  $s = c + \sigma \tan \phi$ , la presión horizontal activa,  $\sigma_{ha}$ , se obtiene con la ecuación 2.8.

$$\sigma_{ha} = (\gamma_m H) k_a - 2c\sqrt{k_a} \quad 2.8$$

Y la presiones horizontales pasivas,  $\sigma_{hp}$  esta dada por la ecuación 2.9.

$$\sigma_{hp} = (\gamma_m H) k_p + 2c\sqrt{k_p} \quad 2.9$$

Por lo tanto, el empuje horizontal sobre el elemento de retención será la integración de las áreas de los diagramas de presión, de forma analítica se obtienen a partir de las ecuaciones 2.10 y 2.11.

Empuje activo,  $E_a$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_m H^2 - 2c\sqrt{k_a} H \quad 2.10$$

Empuje pasivo,  $E_p$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_m H^2 + 2c\sqrt{k_p} H \quad 2.11$$

donde

$\gamma_m$  peso volumétrico del suelo

$H$  espesor del estrato

$c$  cohesión

En la Figura se muestra mediante círculos de Mohr el esfuerzo cortante necesario para que se desarrolle tanto el empuje activo como el pasivo. Se llega al plano de falla solo si el sistema de retención permite desplazamientos horizontales.

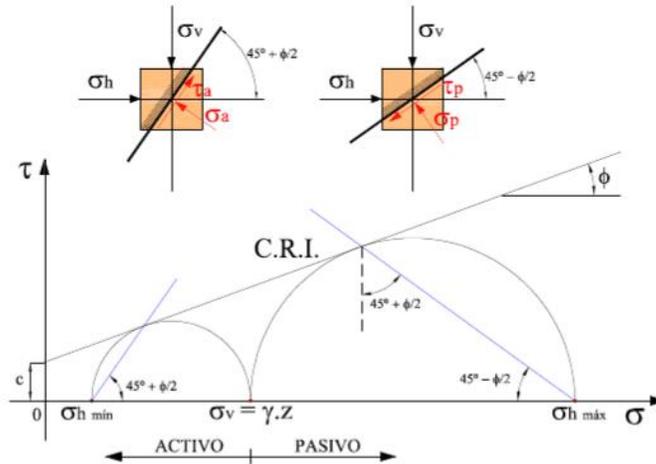


Figura 2.7 Estado activo y pasivo

La publicación de Terzaghi y Peck (1948) acerca de los diagramas de presión horizontal, y el reconocimiento de que la presión horizontal es generalmente más grande que la estimada con la teoría de Rankine, (Figura 2.8) es uno de los desarrollos más importantes en el diseño de excavaciones. Los diagramas de presión aparente para suelos blandos de Terzaghi y Peck fueron modificados posteriormente por Terzaghi, Peck y Mesri (1996), basados en las recomendaciones hechas por Henkel (1972) y que permanecen como las bases para la estimación de presiones laterales para el diseño de excavaciones.

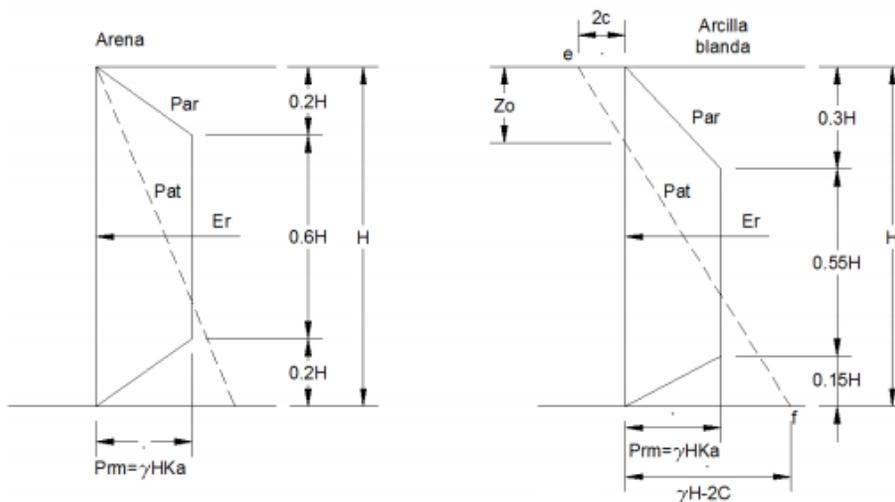
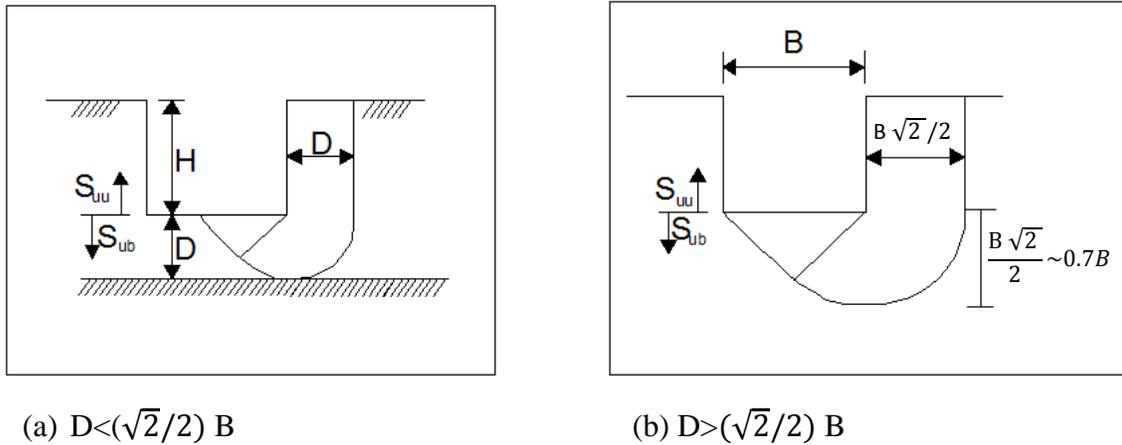


Figura 2.8 Diagramas envolventes de presión para el diseño de elementos de retención de excavaciones

Bjerrum y Eide (1956) presentaron mejoras del análisis de estabilidad en la base propuesto por Terzaghi, e incluyeron los factores de capacidad de carga,  $N_c$ , para el análisis de la estabilidad de la base en suelos blandos. Las mejoras incluyen la consideración de los valores de  $N_c$  de los efectos de las dimensiones de la excavación y la geometría en términos de la relación longitud-ancho ( $L/B$ ), y profundidad-ancho ( $H/B$ ) la Figura 2.9 muestra los dos métodos.



Factor de seguridad contra falla de fondo		
Caso	(a)	(b)
Terzaghi (1943)	$F_s = \frac{1}{H} x \frac{N_c S_{ub}}{\gamma - S_{uu}/D}$	$F_s = \frac{1}{H} x \frac{N_c S_{ub}}{\gamma - 2S_{uu}/\sqrt{2} B}$
Bjerrum and Eide (1956)	$F_s = \frac{1}{H} x \frac{N_c S_{ub}}{\gamma}$	

Figura 2.9 Análisis de falla de fondo en arcillas

Lambe (1970) presentó un documento enfocado al diseño y análisis de excavaciones y sus sistemas de retención. Lambe revisó los factores que influyen en el movimiento del suelo debido a las excavaciones. Él incluyó tres casos historia de excavaciones realizadas para la construcción del metro de Boston, y realizó el análisis de los tres casos, después comparó las predicciones con mediciones. Lambé concluyó que el diseño y análisis de excavaciones estaba lejos de ser satisfactorio, ya que las cargas y los movimientos del suelo no podían predecirse con exactitud. Lambé también sugirió el uso del método del elemento finito que

junto con las experiencias compartidas a través de casos historia publicados eran los dos caminos más promisorios para entender mejor el comportamiento de las excavaciones.

En 1981 O'Rourke estudió los desplazamientos causados por excavaciones y actividades de construcción relacionadas. Él destacó la importancia de las actividades de preparación del sitio para prevenir los desplazamientos del suelo. Él identificó la reubicación y protección de las instalaciones de servicios públicos, la construcción de muros de retención y el abatimiento del nivel freático como algunas de las actividades que podrían causar desplazamientos en los suelos. O'Rourke también estudió la relación entre las deformaciones de los muros de retención y la relación entre los desplazamientos horizontales y verticales de la superficie, analizando los datos registrados en siete casos estudios. El concluyó en su estudio que la relación de los desplazamientos verticales y horizontales de la superficie del suelo es de 1.6 para deformaciones de muros en cantiléver.

Aunque la literatura incluye muchos artículos acerca del diseño de excavaciones mediante análisis numéricos, fue hasta la publicación de Clough *et al* (1989) de su método para estimar deformaciones asociadas a excavaciones, que existió una metodología simple y practica para diseñar excavaciones. La contribución más importante de este artículo es el establecimiento de una relación numérica entre la máxima deformación normalizada del muro ( $\delta_h/H$ ), la rigidez del sistema y el factor de seguridad de falla de fondo. La rigidez se define como  $S=EI/\gamma_w h^4$ , donde  $E$  es el módulo de elasticidad del muro,  $I$  es el momento de inercia por unidad de longitud del muro;  $h$  es el espaciamiento promedio de los puntales y  $\gamma_w$  es el peso específico del agua. La Figura 2.10 muestra la gráfica desarrollada por Clough *et al* (1989) para estimar las deformaciones laterales de la excavación.

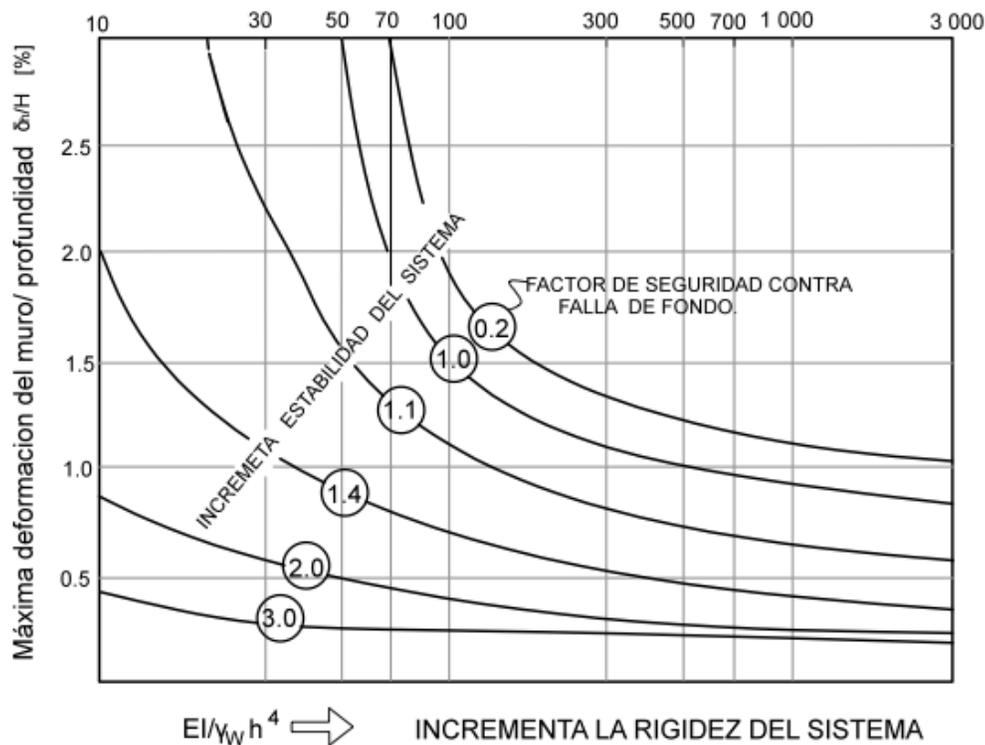


Figura 2.10 Estimación de movimientos laterales y asentamientos (Clough et al, 1989)

### 2.2.2 Modelos numéricos

Las excavaciones son un problema complejo de interacción suelo estructura, sin embargo pueden ser estudiadas con el método de elemento finito el cual es una herramienta muy efectiva para simular a detalle estructuras y procedimientos constructivos. De igual forma es capaz de modelar el comportamiento de los geo-materiales de forma precisa.

Se han reportado varios casos historia de excavaciones en todo el mundo, pero el detalle de los análisis de elemento finito rara vez se incluye en las publicaciones. Muchos investigadores han desarrollado análisis simplificados en 2D o 3D, y mostrado útiles resultados. Sin embargo algunas características importantes no son incluidas en los análisis, por ejemplo, geometrías irregulares, el detalle de las estructuras de retención, procedimientos constructivos, efectos térmicos y componentes de la estructura de concreto. Además, la mayoría de los análisis de excavaciones modeladas con el método de elemento finito usan modelos constitutivos simples para describir el comportamiento del suelo. El elástico-lineal, hiperbólico y Cam-Clay son los tres modelos constitutivos más comunes

para simular el comportamiento del suelo. Desafortunadamente, el comportamiento de la mayoría de los suelos es mucho más complejo y no-lineal. En muchos casos, el uso de estos modelos tiende a exagerar las deformaciones y la zona de influencia (Puller, 1996).

Jen (1998) desarrolló un análisis paramétrico usando el método de elemento finito y el modelo constitutivo MIT-E3, para estimar los desplazamientos de la estructura de retención. Jen varió la profundidad del muro de retención de 20 hasta 50 m y el ancho de la excavación de 30 a 60 m. Los resultados del análisis se muestran en la Figura 2.11

Bolton *et al* (2010) propusieron un nuevo enfoque para el diseño de excavaciones, el diseño de resistencia móvil (MSD por sus siglas en inglés), el MSD especifica mecanismos de deformación adaptados a cada etapa de construcción, con el asentamiento incremental se incrementa la energía potencial, la cual es igual al trabajo realizado para deformar el suelo y el sistema de retención. Aplicando el método MSD y usando el caso estudio usado por Jen (1998), obtuvieron los resultados mostrados en la Figura 2.12.

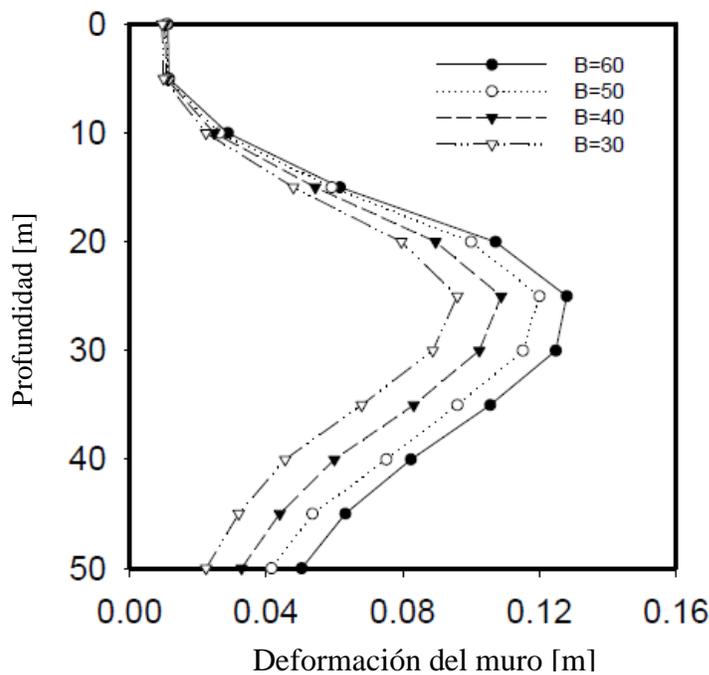


Figura 2.11 Deformaciones en el muro para varios anchos de excavación (Jen, 1998)

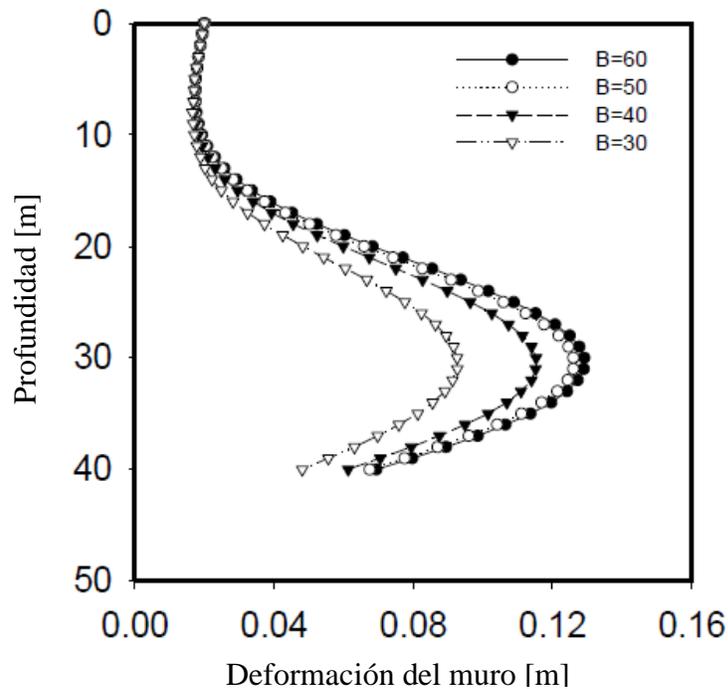


Figura 2.12 Deformaciones del muro para varios anchos de excavación (Bolton, 2010)

Como se puede observar el método MSD no coincide exactamente con los resultados de Jen obtenidos usando un método de elemento finito. Sin embargo las discrepancias entre los resultados son menores al 30%.

Dong *et al*, (2014) estudiaron la excavación del centro comercial Normith Square en Shangai, el cual es un proyecto de excavación compleja. La construcción empezó en 2005 y tuvo varias características distintivas: 1) se ubica cerca de infraestructura importante, 2) tiene geometría irregular, 3) tiene grandes claros en losas, 4) su procedimiento constructivo fue complejo, 5) se presentaron afectaciones por la excavación. Por lo tanto, es un caso historia ideal para investigar estas características a través del análisis avanzado de elemento finito.

El modelo geotécnico utilizado para investigar el comportamiento de la excavación se realizó en el software ABAQUS. El sistema de retención de la excavación tiene dos niveles de losas, soportadas por vigas horizontales y pilas. Hay un talud en la parte superior de la losa cerca de la estación principal. El muro tiene 0.8 m de espesor y 28 m de profundidad. Los panales del muro son de entre 4 y 6 m de ancho. Las pilas de un diámetro de 0.7 m

tienen un armado de acero, tienen una longitud de 54 m. Después de la última etapa de excavación, se coloca una losa de concreto de 1 m. de espesor.

La zona más peligrosa del muro de retención es llamada I-6. Los resultados de esta zona se muestran en la Figura 2.13. Los resultados de los análisis realizados con el método de elemento finito fueron comparados con los obtenidos de la instrumentación. La deformación máxima del muro I-6 obtenida con el modelo numérico coincide con las deformaciones obtenidas de la instrumentación, aunque estas difieren en la altura a la cual se presentan.

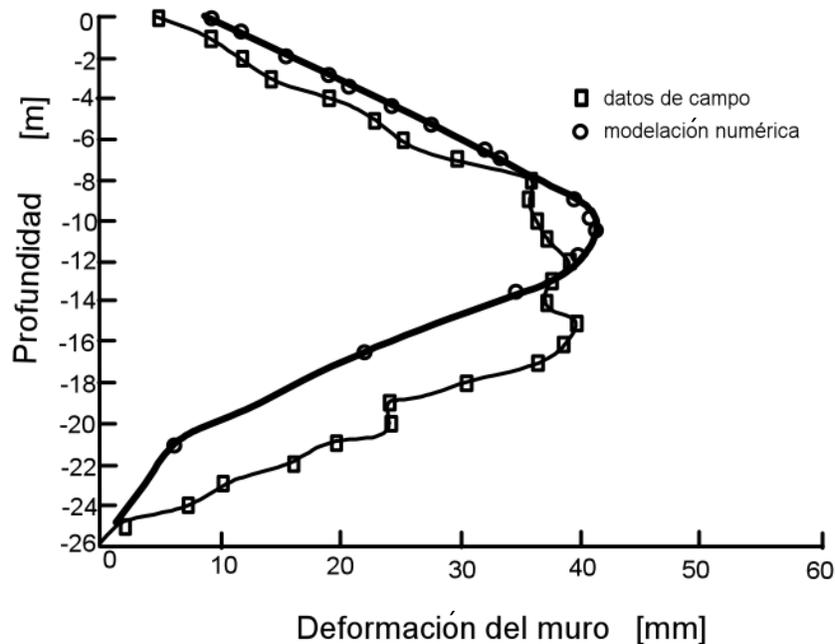


Figura 2.13 Deformaciones en el muro de retención

La Figura 2.14 muestra los asentamientos del terreno cercano a la excavación hasta una distancia de 300 metros. Se puede observar que los resultados numéricos obtenidos indicaron mayores asentamientos que los datos de la instrumentación. Esto podría deberse a que el comportamiento del suelo es más difícil de predecirse mediante análisis numéricos ya que dependen de varios factores y consideraciones.

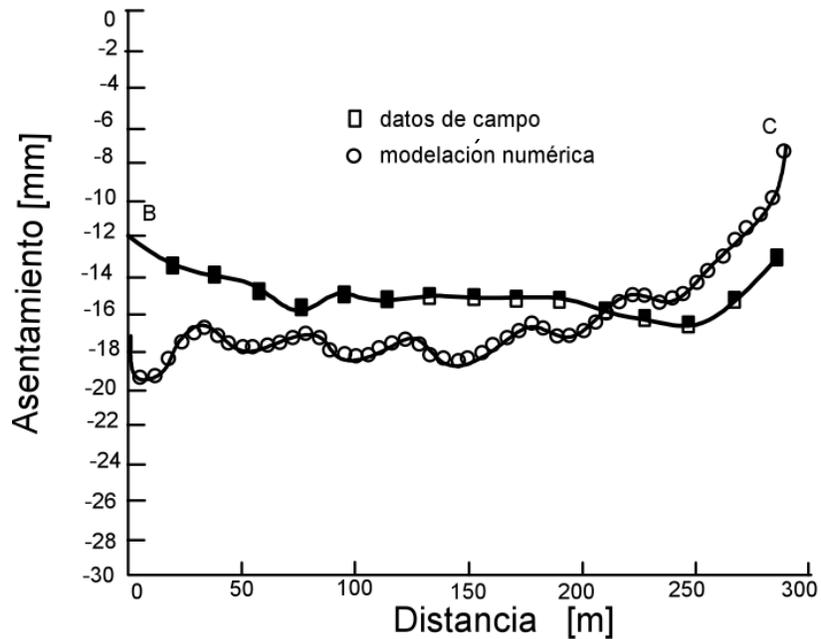


Figura 2.14 Asentamientos asociados a la excavación

Como se puede observar en las Figuras existen discrepancias entre los resultados numéricos y los obtenidos con la instrumentación, esto puede ser causado por la complejidad de la construcción y la incertidumbre de las propiedades del suelo. El análisis numérico no considera estos factores. Además de los artículos ya mencionados en la Tabla 2.1 se mencionan a algunos otros autores que han desarrollado estudios analíticos que han dado aportes importantes en el entendimiento del comportamiento de las excavaciones

Tabla 2.1 Análisis de excavaciones usando modelos numéricos

Autor	Objetivo del estudio	Conclusiones
Clough y Tsui (1974)	Comparar los desplazamientos de los muros apuntalados y los de los muros anclados realizando un análisis paramétrico usando el método de elemento finito.	No se presentaron diferencias significativas en los desplazamientos de ambos sistemas de retención.

Continuación Tabla 2.1 Análisis de excavaciones usando modelos numéricos

Autor	Objetivo del estudio	Conclusiones
Clough y Hansen (1981)	Examinar el efecto de a anisotropía en el desempeño de muros de retención con un análisis de equilibrio limite y análisis de elemento finito para estimar las deformaciones.	Los factores de seguridad obtenidos sin tomar en cuenta la anisotropía pueden ser 50% más grandes.
Mana y Clough (1981)	Estudiar el comportamiento de excavaciones en arcillas usando estudios paramétricos de elementos finitos para desarrollar un método simplificado para predecir desplazamientos.	La magnitud de los movimientos esta correlacionada con factores de seguridad de falla de fondo.
Wong, Wong y Broms (1987)	Estudiar tres métodos para estabilizar excavaciones en suelos blandos usando análisis de elemento finito. Los métodos estudiados son jet grouting, colocación de pilotes para soportar los muros, y excavación bajo el agua	Se encontró que los tres métodos son técnicas muy efectivas para mejorar la estabilidad de la excavación.
Goh, A.T.C.	Desarrollar un estudio paramétrico usando el método de elemento finito para identificar los efectos que tiene las propiedades del muro, la profundidad del suelo competente, el ancho de la excavación y el empotramiento del muro en la estabilidad del sistema de retención	Los resultados del estudio paramétrico mostro que el espesor del estrato de arcilla debajo de la excavación , la longitud de empotramiento del muro y la rigidez del muro son factores importantes que afectan las estabilidad del fondo de la excavación.
Smith y Ho (1992)	Desarrollar un análisis de elemento finito de cuatro escenarios de una excavación usando el modelo elástico-lineal. Los escenarios difieren en la secuencia y tiempo de colocación de los puntales. Comparar los resultados con los de Peck (1969)	Encontraron que el efecto del aumento de rigidez no depende de la técnica de construcción. Conocer la técnica de construcción es tan importante como la caracterización del suelo cuando se analiza una excavación.

Continuación Tabla 2.1 Análisis de excavaciones usando modelos numéricos

Autor	Objetivo del estudio	Conclusiones
Goh (1994)	Investigar la estabilidad de la base de las excavaciones usando el método de elemento finito.	El método de Terzaghi para estimar el factor de seguridad es conservador cuando el espesor del estrato duro es menor que el ancho de la excavación. El incremento de la rigidez del muro aumenta ligeramente el factor de seguridad de falla de fondo.
Lee, Young y Chee (1998)	Estudiar el comportamiento de la excavación del edificio de Inmigración de Singapur con un análisis de elemento finito 2D y 3D.	El análisis 3D coincide con el comportamiento observado. La geometría de la excavación y el procedimiento constructivo debe ser modelada con precisión para obtener predicciones razonables usando análisis de elemento finito.

### 2.3 Instrumentación en excavaciones

A pesar de que el objetivo principal del diseño de sistemas de retención de excavaciones es controlar las deformaciones del suelo, no era posible obtener mediciones precisas y completas de las deformaciones inducidas por la excavación hasta la introducción de los inclinómetros por Shannon y Wilson (1958). Las mediciones de los inclinómetros llegaron a extenderse muy rápido y proporcionaron información muy importante que permitió un mejor entendimiento del comportamiento de excavaciones. Las mediciones del inclinómetro mostraron que la zona donde se presentaban mayores deformaciones era en el suelo debajo de la base de la excavación, lo que llevo a la conclusión de que los análisis estructurales tradicionales para estimar deformaciones del sistema de retención eran valores limitados, porque no eran representativos de los movimientos.

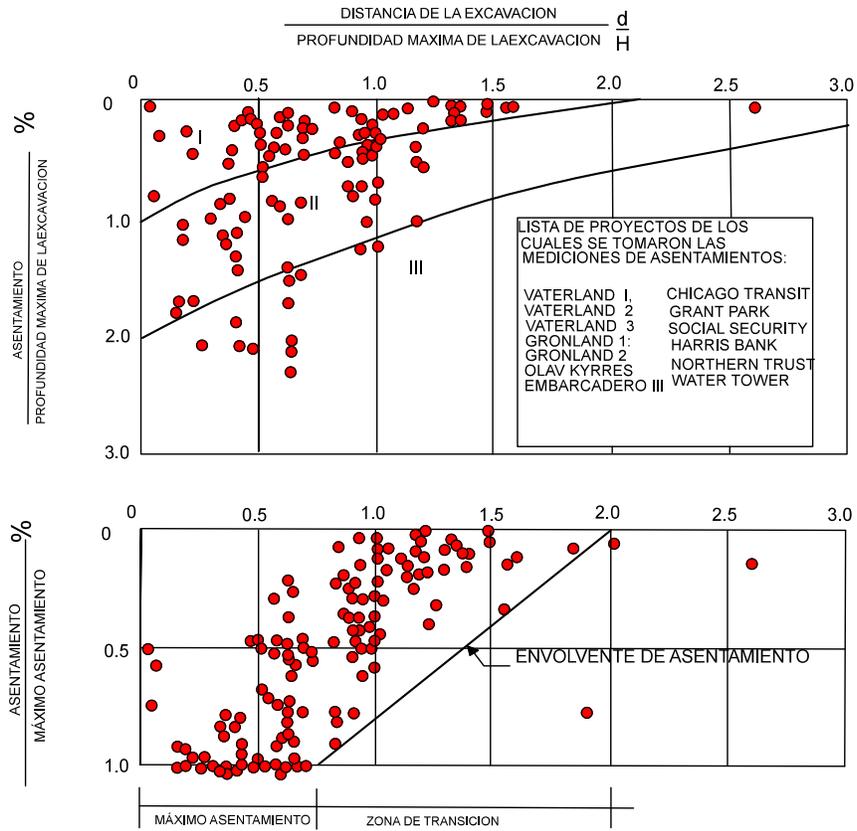
En el estudio realizado por Peck (1969) se basó en mediciones de inclinómetros para comparar el volumen de suelo involucrado en las deformaciones laterales con el volumen de suelo de los asentamientos de la superficie, y documentó la relación entre ambas. Peck

también estudió los resultados de las mediciones de varios casos historias que muestra como el asentamiento  $\delta_v$ , normalizado con respecto a la profundidad de la excavación ( $\delta_v/H$ ), varía según la distancia a la excavación, el tipo de suelo y la estabilidad de la base. Las deformaciones más grandes se presentaron en los suelos blandos, particularmente en aquellos con números grandes de estabilidad ( $N=\gamma H/S_u$ ); donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo,  $H$  es la profundidad de la excavación y  $S_u$  es la resistencia al esfuerzo cortante no drenada del suelo), y con significantes profundidades de arcilla debajo de la base de la excavación. Aunque Peck (1969) no presentó gráficas para estimar deformaciones laterales, sus observaciones de que el volumen del suelo representado por las deformaciones laterales era aproximadamente igual al volumen de suelo representado por los asentamientos en superficie, pueden ser utilizadas para hacer estimaciones aproximadas de las deformaciones laterales.

En 1976 Goldberg escribió un reporte de tres volúmenes acerca de recomendaciones, consideraciones y técnicas constructivas de los sistemas de retención de excavaciones. El reporte es una fuente confiable del estado de la práctica de excavaciones de 1976. Los autores analizaron información de mediciones de 63 casos historia como base para estimar los desplazamientos máximos horizontales y los asentamientos máximos del suelo. Los autores correlacionaron la magnitud de las deformaciones y los asentamientos con el tipo de suelo y la profundidad de la excavación.

Clough y O'Rourke, (1990) estudiaron los desplazamientos debido a excavaciones examinando información de casos historia y estudios previos, presentando un resumen de los métodos para estimar las deformaciones asociadas a la excavación. Revisaron a detalle el método propuesto por Clough *et al.*, (1989), y también presentaron actualizaciones de las envolventes de los asentamientos normalizados presentados por Peck (1969). Las Figuras 2.15 y 2.16 resumen los datos de asentamientos en excavaciones. Se debe reconocer que las envolventes recomendadas por Clough y O'Rourke no proveen de información para estimar perfiles de asentamiento para casos específicos; ellos simplemente indican que en la mayoría de los casos, los asentamientos estarían dentro del área limitada por la envolvente, y por lo tanto esa envolvente no debería usarse para estimar el perfil de asentamientos asociados a la excavación.

2. ANTECEDENTES



De Clough y O'Rourke 1990

Figura 2.15 Asentamientos medidos asociados a excavaciones y envolvente normalizada para arcillas

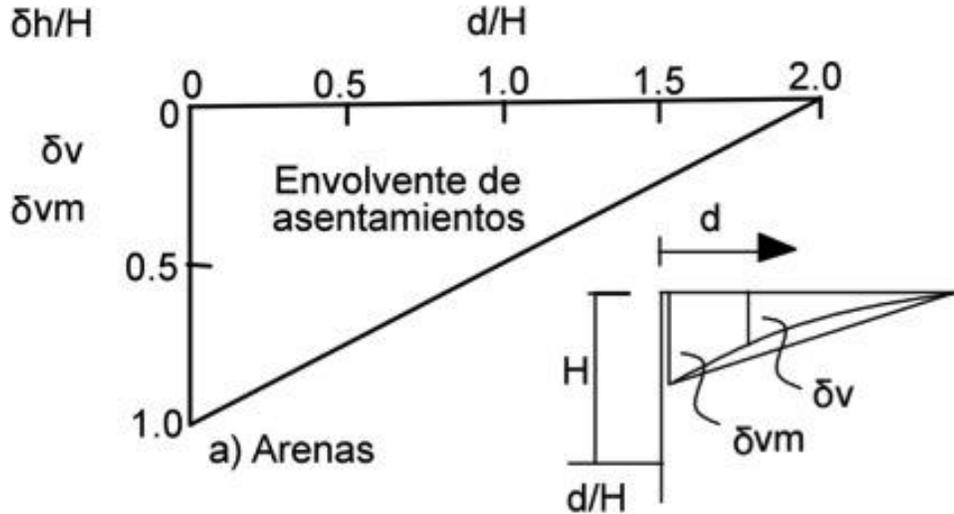


Figura 2.16 Envolverte normalizada de asentamientos asociados a excavaciones en arena

La medición en campo es muy importante debido a dos razones. La primera es que proporciona una visión del comportamiento a través de la experiencia ganada durante el diseño y construcción de excavaciones reales. Los resultados obtenidos de la instrumentación no dependen de suposiciones, aproximaciones, modelos constitutivos o estudios analíticos. Se puede aprender mucho acerca del comportamiento de excavaciones cuando se hacen observaciones cuidadosas de las actividades de construcción, las condiciones del sitio, y otros factores, junto con mediciones cuidadosas del comportamiento del suelo. La segunda razón por la cual es importante realizar mediciones es que se conoce el impacto que tienen en las excavaciones ciertos factores que no pueden ser bien modeladas con estudios analíticos. Por ejemplo, los análisis de elemento finito no modelan a detalle los elementos estructurales del sistema de retención, la instalación de los anclajes, la técnica de construcción, etc. Otros factores como la calidad en la ejecución del trabajo son difíciles de modelar analíticamente.

La instrumentación más utilizada para monitorear el comportamiento de excavaciones incluye inclinómetros, extensómetros, piezómetros, strain gauges y heave gauges colocados en diferentes sitios durante la excavación. Existen muchos estudios en los cuales se utilizan las mediciones en excavaciones para calibrar los modelos numéricos empleados para simular el comportamiento del suelo. Algunos de estos estudios fueron mencionados en el subcapítulo anterior.

## 2.4 Construcción de excavaciones

Hasta 1960 los métodos de construcción de excavaciones se limitaban a pilas de acero y tablestacas para construir el muro de retención y a puntales o bermas como soporte lateral. La extracción del agua del suelo era un elemento esencial en la mayoría de los proyectos, porque resultaba poco práctico avanzar el muro de retención hasta crear una pantalla impermeable contra el flujo. Sin embargo, los inevitables asentamientos son resultado de la compresión debido a la extracción de agua y han sido la fuente de problemas para muchos proyectos.

La introducción del muro Milán en Europa en 1975, en combinación con el desarrollo de maquinaria de construcción más sofisticadas, fue el mayor desarrollo de los métodos de construcción de soportes de excavaciones. El mejoramiento de la rigidez y resistencia del

muro y la capacidad de extender el muro a grandes profundidades fueron los avances más importantes en el mejoramiento del control de deformaciones y estabilidad del fondo de la excavación, reduciendo la filtración, y la necesidad de bombeo de agua. Los muros Milán fueron introducidos en Estados Unidos en 1962, y llegó a ser popular muy rápido debido a su gran flexibilidad en el diseño del sistema de retención. Un gran número de casos históricos han sido publicados en los últimos años referentes a muros Milán: La Institución de Ingenieros Civiles (UK) organizó una conferencia especial sobre muros Milán y anclajes en 1974, la cual unió experiencias de todo el mundo, y fue un paso importante en la expansión del uso del muro Milán como retención de excavaciones.

Mientras que el muro Milán tuvo gran éxito en Europa y en Estados Unidos, en Japón, la investigación se enfocó en el desarrollo de técnicas para el mejoramiento del suelo, incluyendo el método de mezcla suelo-cemento y el jet grouting (Welsh 1992). El método suelo cemento fue introducido en Estados Unidos a mediados de los 80's (Jasperse y Ryan, 1987), y empezó a competir fuertemente con el muro Milán como sistemas de retención de excavaciones. La primera aplicación importante de la mezcla suelo-cemento en los Estados Unidos fue para una excavación de 45 metros de profundidad para un gran almacenamiento subterráneo en una planta de tratamiento de agua (Kutsoftas, 1999). Desde entonces ha habido un constante crecimiento en las aplicaciones de la mezcla suelo-cemento como soporte de excavaciones. Algunos de los últimos avances incluyen el método Cutter Soil Mixing (CSM) (Kvinland *et al.*, 2010) y el método Trench Remixing Deep (TRD) (Garbin *et al.*, 2010). Se insertan pilas de acero en la mezcla suelo-cemento, mientras todavía esta blanda, dando la resistencia necesaria y la rigidez para el muro de retención.

La industria de la construcción ha visto un gran crecimiento de las aplicaciones de técnicas de soporte lateral de excavaciones, tales como los anclajes o el soil nail. Las ventajas de estos métodos incluyen la velocidad de construcción, la economía, y la eliminación de los soportes internos, lo que deja a la zona de excavación libre para el uso de los constructores. Sin embargo, los anclajes y otros tipos de técnicas similares tiene limitaciones de aplicación según el tipo de suelo, por ejemplo, en suelos blandos resulta muy difícil utilizar este tipo de elementos debido a las grandes cargas laterales que deben soportar, lo que resultaría en un sistema de anclaje muy costoso.

El Jet Grouting (Welsh, 1992) es una innovación introducida en Estados Unidos en los inicios de los 90's, y tiene mucho potencial como técnica de mejoramiento del suelo para retener excavaciones. El Jet Grouting ha sido usado en muchos proyectos para mejorar la estabilidad de las excavaciones, los cuales se describen en Whittle y Davies (2006), Tan y Li (2011), Adams y Robinson (1996), y Wong y Poh (2000). El Jet Grouting (Welsh 1992) es un método que involucra una combinación de lechada de cemento con el suelo del sitio, esta técnica también es usada para corregir los hundimientos mediante la inyección de la mezcla suelo cemento. A pesar de ser una técnica que busca reducir los desplazamientos en las excavaciones, este puede causar deformaciones laterales importantes y asentamientos subsecuentes por consolidación. Sin embargo, cuando se aplica correctamente, el método ofrece un gran potencial para mejorar la estabilidad de la base y controla las deformaciones inducidas por la excavación. La experiencia ha mostrado que con la debida atención a los detalles, usando las herramientas apropiadas y con una secuencia constructiva adecuada, los desplazamientos del suelo se pueden minimizar. Los casos revisados en esta investigación muestran que la aplicación más prometedora de esta técnica es la pre-instalación del jet-grouting debajo de la base de la excavación.

## 2.5 Mecanismos de falla

En la estabilidad de una excavación se analizan las fallas en las paredes y en el fondo de la excavación. Existen tres tipos de falla que se pueden generar en el fondo de la excavación, (1) por capacidad de carga, (2) por expansión, (3) por subpresión y dos tipos más, las cuales se generan en las paredes de la excavación, por volteo y por deslizamiento.

**Falla por capacidad de carga.**-Esta se presenta como un levantamiento brusco del fondo provocado por el desplazamiento lateral del material simultáneamente con el asentamiento repentino de la superficie del terreno cercano a la excavación, lo que podría ocasionar la falla de las paredes de la excavación.

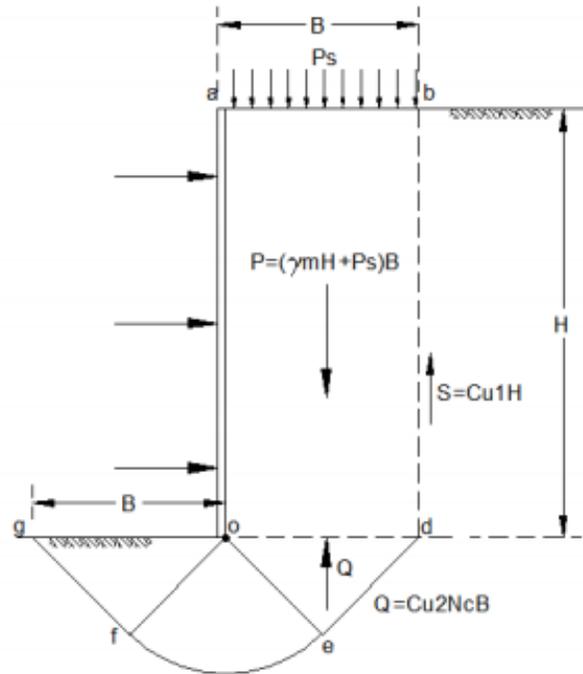


Figura 2.17 Falla por capacidad de carga (Terzaghi, 1943)

Para analizar la condición crítica en la que ocurre este tipo de falla, Terzaghi propuso un mecanismo de falla de fondo de excavaciones en arcillas que considera que la porción adyacente de suelo que desciende en el momento que se produce la falla de fondo en la excavación tiene como base un porcentaje del ancho  $B$ . El mecanismo de falla está formado por un prisma de suelo  $abdo$  de ancho  $B$  y longitud  $L$ , cuyo peso descansa sobre un mecanismo de capacidad de carga,  $defg$ . La base del prisma tiende a deslizarse hacia el interior de la excavación, bajo la acción del peso del prisma  $P$ , desarrollando una reacción vertical sobre el plano  $do$  igual a la capacidad de carga  $Q$  del suelo. Por lo tanto, el plano se desplaza hacia arriba, mientras el plano  $do$  se desplaza hacia abajo. El prisma  $P$  desciende desarrollando una fuerza cortante vertical  $S$  sobre el plano  $bd$ , la cual junto con la fuerza  $Q$ , se opone al movimiento del prisma  $P$ .

El factor de seguridad contra la falla de fondo se expresa en función de los momentos respecto al eje que pasan por el punto  $o$ . Para el cálculo del factor de seguridad de este mecanismo de falla se propuso la ecuación 2.12.

$$FS_b = \frac{M_r}{M_a} = \frac{M_Q M_S}{M_P} = \frac{0.5QB+SB}{0.5PB} = \frac{Q+2S}{P} \quad 2.12$$

donde

Q  $q_u B$ , la capacidad de carga por el ancho B

S  $c H$ , fuerza cortante en el plano bd

P peso del prisma P

Expresando la ecuación 2.13 en términos de esfuerzo

$$FS_b = \frac{5.14 \left(1 + 0.389 \frac{H}{B}\right) c_u}{\gamma H + p_s} \quad 2.13$$

**Falla por expansión.-** Esta falla se puede presentar en cualquier tipo de suelo, en suelos que corresponden a arcillas blandas, altamente compresibles y expansibles, el fenómeno se advierte a simple vista. Este tipo de falla tiene dos componentes, la expansión inmediata y la expansión diferida. La expansión inmediata ocurre simultáneamente con la disminución de la presión total vertical al retirar el volumen excavado. La expansión diferida se desarrolla gradualmente en el tiempo. Estas componentes sumadas dan como resultado la expansión total (ecuación 2.14).

$$\delta = \delta_e + \delta_p \quad 2.14$$

donde

$\delta$  expansión total

$\delta_e$  expansión inmediata

$\delta_p$  expansión diferida

**Falla por subpresión.-** Esta falla es causada por la presión hidrostática, la cual produce un levantamiento del fondo de excavación. Para evitar esta falla es necesario el abatimiento del nivel freático controlando la diferencia de presiones. Es importante analizar la presión hidráulica en el caso de la presencia de estratos permeables cercanos al fondo de la excavación.

En la revisión de la excavación por falla por subpresión se debe cumplir que la presión total en la superficie de contacto con el estrato siguiente de la capa donde se encuentra el fondo

de la excavación, sea mayor a la presión del agua. El factor de seguridad usado para la evaluación de esta falla es de 1.5.

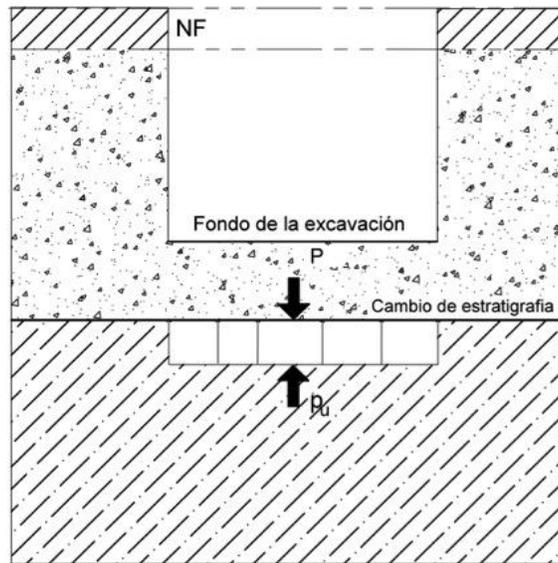


Figura 2.18 Falla por subpresión

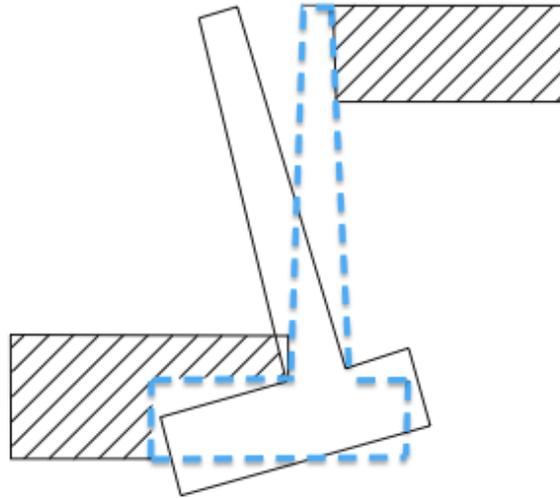
**Falla por volteo.** Este tipo de falla ocurre debido al excesivo momento causado por las presiones activas de suelo comparado con el momento resistente. El factor de seguridad ante volteo se obtiene aplicando la ecuación 2.15

$$FS = \frac{M_{Res}}{M_{Act}} \quad 2.15$$

donde

$M_{Res}$  Momento resistente

$M_{Act}$  Momento actuante



2.19 Falla por volteo

**Falla por desplazamiento.** Esta falla se produce cuando la fuerza de desplazamiento es mayor que la fuerza de fricción entre el muro y el suelo. La componente horizontal del empuje activo de tierra  $E_A$ , debe ser resistida por la componente horizontal del empuje pasivo,  $E_P$ , para evitar la falla. La falla por desplazamiento será evaluada con la ecuación 2.16.

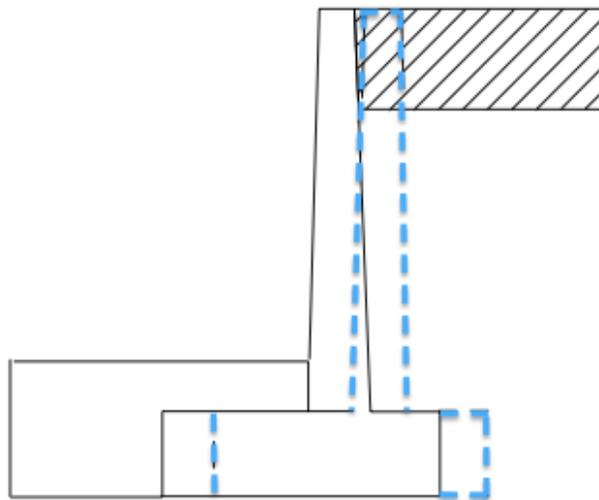


Figura 2.20 Falla por desplazamiento

$$FS = \frac{E_{Pasivo}}{E_{Activo}} \quad 2.16$$

## 2.6 Casos historia de fallas en excavaciones

En los últimos diez años ha habido varios colapsos catastróficos, estos se mencionan a continuación:

- El muro Milán de la excavación de la estación del metro Nicoll Highway en Singapur en marzo del 2004 (Figura 2.21)
- El muro de la excavación para la construcción de la estación del metro Xianghu en noviembre del 2008.
- La excavación para la construcción de la estación del metro Severinstrasse, la cual estaba sostenida por un muro anclado, provocó el desplome del edificio del Archivo Histórico en la ciudad de Colonia en marzo del 2009
- La excavación apuntalada para la construcción de la estación en Xi'an en agosto del 2009.

Los intentos por encontrar las causas de estos colapsos fueron obstaculizados por procesos políticos y legales. Con excepción del colapso de la excavación en la estación del metro Nicoll Highway, en donde el gobierno de Singapur permitió que ingenieros expertos realizaran una revisión, encontrando serios problemas en el diseño. De estas hubo dos que resultaron cruciales:

- Una mala caracterización de la arcilla blanda de Singapur, lo que llevó a una sobre-estimación de su resistencia no drenada por un factor de aproximadamente 2, y llevó a una sub-estimación de los momentos de flexión de la pared, aunque por un margen mucho más pequeño.
- Un mal diseño de las conexiones de acero entre puntales y los largueros, las cuales fallaron por pandeo a la mitad de su capacidad prevista.

No existen revisiones formales de los otros colapsos mencionados, solo se puede asumir que una combinación de las siguientes causas fueron la consecuencia de los colapsos.

- La caracterización del suelo (espesor de los estratos, su resistencia, etc.) fue menos favorable que la considerada en el diseño.
- El nivel de aguas freáticas fue menos favorable que el asumido en el diseño.
- Las cargas que se aplican sobre la superficie de retención son mayores que aquellas permitidas.
- El procedimiento constructivo en relación con la colocación y la pre-carga de los soportes no cumplió con que el supuesto en el diseño.
- La resistencia de uno o más componentes estructurales del muro, los soportes ó los anclajes fue inferior que la considerada en el diseño.
- El modelo constitutivo asignado a los materiales difiere del comportamiento real del material de tal manera que las deformaciones excesivas no pudieron predecirse.



Figura 2.21 Colapso del muro de retención de la estación Nicoll Highway en Singapur en marzo del 2004.

## 2.7 Estado límite

El estado límite es un criterio de análisis relacionado con la condición límite de resistencia a partir de la cual se determina si una estructura es apta para su propósito. El diseño por

estado límite requiere la comprobación de que la estructura propuesta resistirá los posibles estados límite de falla y de servicio. El objetivo del diseño por estado límite es demostrar que la estructura tiene la seguridad necesaria para evitar el colapso (estado límite de falla) y que las deformaciones previstas pueden ser tolerables y no interfieren con el servicio para el cual la estructura fue diseñada (estado límite de servicio).

### *2.7.1 Estado límite de falla*

El estado límite de falla ocurre cuando existe un colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de retención de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías (RCDF, 2004). Según el Reglamento de Construcciones del D.F. (2004), la verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de  $1.5 \text{ t/m}^2$ .

En caso de existir elementos de retención tales como muros de gravedad o muros de concreto reforzado empotrados en la base, los estados límite de falla a considerar serán la rotura estructural, el volteo, la falla por capacidad de carga, deslizamiento horizontal bajo el efecto del empuje del suelo y en su caso, la inestabilidad general del talud en el que se encuentre desplantado el muro.

En la revisión del muro al volteo los momentos motores serán afectados por un factor de carga de 1.4 y los momentos resistentes por un factor de resistencia de 0.7, en la revisión de la estabilidad al deslizamiento y de la estabilidad general del talud, los momentos o fuerzas motores se afectaran por un factor de 1.4 y las resistentes de un factor de resistencia de 0.9.

Para empujes de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semi-empírico de Terzaghi siempre y cuando se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de existir una sobrecarga uniformemente

repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente del material de relleno. Para considerar aceptable el diseño de elementos de retención de excavaciones se considera un factor de seguridad límite de 1.0.

### 2.7.2 Estado límite de servicio

El estado límite de servicio se presenta cuando existen movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Cuando el suelo donde se encuentra la cimentación del muro sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo con la siguiente ecuación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[ \frac{\Delta e}{1+e_0} \right] \Delta z \quad 2.16$$

donde

$\Delta H$	asentamiento de un estrato de espesor H
$e_0$	relación de vacíos inicial
$\Delta e$	variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical $\Delta p$ inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad.
$\Delta z$	espesor de los estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes

Los asentamientos superficiales asociados a la excavación dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de retención. Para la determinación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones en las áreas vecinas, deberá recurrirse a una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente

el procedimiento constructivo. Estos movimientos deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales en caso necesario.

La revisión del estado límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación (RCDF).

Concepto	Límite
En la zona I:	
Valor medio en el área ocupada por la construcción	
Asentamiento: Construcciones aisladas	5 cm
Construcciones colindantes	2.5 cm
En la zona II y III:	
Valor medio en el área ocupada por la construcción	
Asentamiento: Construcciones aisladas	30 cm
Construcciones colindantes	15 cm
Emersión : Construcciones aisladas	30 cm
Construcciones colindantes	15 cm

## 2.8 Aplicación de la teoría de confiabilidad en geotecnia

Los antecedentes de los métodos que toman en cuenta la confiabilidad y el riesgo en ingeniería civil se deben en gran parte al campo de las estructura y a su pioneros como Freudenthal *et al.*, (1951), Freudenthal y Gumbel (1956), quien publicó una serie de documentos en donde por primera vez aparecieron conceptos de la teoría de riesgo y confiabilidad. Entre estos estaban los conceptos de la descripción estadística de las propiedades de los materiales, la representación espacial de las condiciones de falla, y los índices de confiabilidad. El trabajo de Freudenthal fue seguido por un grupo de investigadores de ingeniería estructural. Al inicio de los 70's el campo emergente de la confiabilidad estructural se extendió a la investigación en la ingeniería geotécnica.

Harr (1987) publicó un libro sobre el diseño en ingeniería civil basado en la teoría de la confiabilidad. La publicación de este libro tuvo como objetivo proporcionar, a los ingenieros de la práctica y a los estudiantes de ingeniería, conceptos y técnicas para evaluar la confiabilidad de los sistemas de ingeniería. Así como, dar a conocer la importancia y el potencial de la teoría de confiabilidad en la ingeniería práctica.

Baecher y Christian (2003) presentaron un libro sobre la teoría de confiabilidad y sus aplicaciones en la ingeniería geotécnica con el fin de brindarle a la profesión una descripción de los métodos probabilísticos haciendo énfasis en el potencial de desarrollo de sus aplicaciones en la ingeniería geotécnica. Este libro incluye conceptos y aplicaciones de de confiabilidad, incertidumbre, probabilidad, estadística y riesgo, en un contexto geotécnico.

Existen varios ejemplos de diseño de excavaciones basados en la teoría de la confiabilidad tales como Goh *et al.*, (2008) y Wu (2010), en ambos trabajos se presentan ayudas de diseño para relacionar la probabilidad de falla con el factor de seguridad. Usando el caso estudio de Wu, Luo *et al.*, (2012) presentaron un enfoque simplificado del análisis de excavaciones considerando la variabilidad espacial de las propiedades del suelo. El enfoque que proponen es fácil de usar y tiene mucho potencial como una herramienta para el diseño de excavaciones basado en la teoría de confiabilidad. El método propuesto consiste en la determinación de la variación de las propiedades del suelo en base a la exploración geotécnica y a la pruebas de laboratorio. Posteriormente se realiza un análisis de la estabilidad de la excavación aplicando un método de confiabilidad tradicional para calcular la probabilidad de falla. Para considerar la variación espacial en el análisis, la varianza de las propiedades del suelo se reduce afectándolo con un factor de reducción, el cual está en función de la longitud característica, la cual comúnmente es considerada como la longitud de la superficie de falla.

2. ANTECEDENTES



### **3. MARCO METODOLÓGICO**

Debido a lo poco conveniente de las teorías clásicas, antes únicas para el diseño de elementos de retención, en esta tesis se propone una nueva metodología para el análisis de estructuras de retención de excavaciones, basado en el análisis por desempeño, el cual es un método novedoso para evaluar el estado límite de falla y de servicio de excavaciones simultáneamente. El objetivo del método es tomar en cuenta las incertidumbres de las propiedades de los materiales que constituyen el suelo, realizando un análisis estadístico de las propiedades medidas en campo y en laboratorio.

#### **3.1 Determinación de las propiedades del suelo**

Como ya se mencionó anteriormente los parámetros que rigen el comportamiento del suelo, según la ley de resistencia al esfuerzo cortante son, la cohesión y el ángulo de fricción interna. Estos parámetros se obtienen a partir de pruebas de compresión triaxial realizadas a muestras inalteradas tomadas del sitio del proyecto. El módulo de elasticidad y la relación de Poisson son parámetros elásticos del suelo, los cuales junto con los parámetros de resistencia, rigen el comportamiento del suelo. Estos parámetros pueden determinarse a partir de correlaciones empíricas de la prueba de penetración estándar o mediante pruebas de laboratorio.

#### **3.2 Análisis estadístico de las propiedades del suelo**

Una vez obtenidos los parámetros mecánicos y elásticos del suelo, se analizan los resultados para encontrar una ecuación de correlación entre los parámetros mecánicos de resistencia y los parámetros elásticos del suelo obtenidos.

Se realizó una regresión múltiple para desarrollar una relación lineal entre las dos variables,  $c$  y  $\phi$ . La regresión lineal modela la relación entre una variable dependiente  $Y$ , las variables independientes  $X_i$  y un término independiente  $\varepsilon$ . El modelo puede ser expresado según la ecuación 3.1.

$$y = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + \dots + b_px_p + \varepsilon \quad 3.1$$

donde

$y$  variable de respuesta

$x$  variable aleatorias

$b_i$  parámetro que miden la influencia que las variables aleatorias tienen sobre la variable de respuesta.

$\varepsilon$  término de error, el cual refleja la incapacidad inherente de predecir “ $y$ ” perfectamente

El modelo lineal general en notación matricial puede ser expresado como:

$$y = xb + \varepsilon \quad 3.2$$

El vector  $b$  puede ser expresado como:

$$b = K^{-1}r(y) \quad 3.3$$

$K$  es la matriz de correlación y se expresa como:

$$K = \begin{bmatrix} 1 & \rho \\ \rho & 1 \end{bmatrix} \quad 3.4$$

$$K^{-1} = \frac{1}{|K|} \begin{bmatrix} 1 & -\rho \\ -\rho & 1 \end{bmatrix} \quad 3.5$$

Donde  $|K| = 1 - \rho^2$ , es el determinante de  $K$

El vector  $r(y)$  contiene en sus filas los coeficientes de correlación entre las variables aleatorias y la variable “ $y$ ”. El vector  $r(y)$  contendrá los valores del coeficiente de correlación  $y$ .

$$r(y) = \begin{bmatrix} \rho_{x_1y} \\ \rho_{x_2y} \end{bmatrix} \quad 3.6$$

Existen variables que de alguna manera están relacionadas entre sí, por lo tanto es posible que una de las variables pueda relacionarse matemáticamente en función de otras variables independientes. Para realizar la regresión lineal múltiple se requiere obtener el coeficiente de correlación el cual se calculó con la ecuación 3.7:

$$\rho_{xy} = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{\sqrt{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \sqrt{n \sum y_i^2 - (\sum y_i)^2}} \quad 3.7$$

donde:

y E; módulo de Young

x<sub>1</sub> c; cohesión

x<sub>2</sub> φ; ángulo de fricción interna

El coeficiente de correlación  $\rho_{x_1 x_2}$  es una medida de la magnitud de la relación entre las variables independientes este puede tomar cualquier valor entre -1 y 1, el valor de -1 indica que la correlación es inversamente proporcional, el valor de 1 representa una correlación exacta, mientras que el valor de 0 significa que no existe relación entre las variables analizadas. La ecuación de la correlación lineal múltiple en términos del valor promedio y la desviación estándar de las variables aleatorias es la siguiente (Harr, 1984).

$$\frac{d_1 - \mu(d_1)}{\sigma(d_1)} = b_1 \left( \frac{d_2 - \mu(d_2)}{\sigma(d_2)} \right) + b_2 \left( \frac{d_3 - \mu(d_3)}{\sigma(d_3)} \right) \quad 3.8$$

donde:

d<sub>1</sub> E, módulo de elasticidad

d<sub>2</sub> c, cohesión

d<sub>3</sub> φ, Ángulo de fricción interna

μ(x) valor promedio

σ(x) desviación estándar

Una vez obtenida la ecuación de correlación, se encuentra una combinación de los valores extremos de las propiedades mecánicas, c y φ, y el valor de E<sub>50</sub> asociado. Los valores de c y φ se consideran como variables aleatorias. La combinación de parámetros es calculada a partir del valor promedio y la desviación estándar de las variables aleatorias. La Tabla 3.1 muestra la forma en que se obtienen la combinación de parámetros.

Tabla 3.1 Combinación de parámetros mecánicos

Combinación	( $c$ , $\phi$ )
(+,+)	( $\mu [c] + \sigma[c]$ ), ( $\mu [\phi] + \sigma[\phi]$ )
(+,-)	( $\mu [c] + \sigma[c]$ ), ( $\mu [\phi] - \sigma[\phi]$ )
(-,+)	( $\mu [c] - \sigma[c]$ ), ( $\mu [\phi] + \sigma[\phi]$ )
(-,-)	( $\mu [c] - \sigma[c]$ ), ( $\mu [\phi] - \sigma[\phi]$ )

Sustituyendo los valores de los parámetros de resistencia  $c$  y  $\phi$  en la ecuación de correlación se obtienen los valores de  $E_{50}$  asociados. La intención de realizar esta combinación de parámetros, es tomar en cuenta la incertidumbre que se tiene en la determinación de las propiedades mecánicas y elásticas del suelo, considerando las cuatro combinaciones extremas. Esta combinación de parámetros alimentará los modelos geotécnicos tridimensionales generados en el software FLAC<sup>3D</sup>, basado en el método de diferencias finitas. Teniendo así, cuatro modelos geotécnicos, que nos ayudarán a obtener los desplazamientos y la distribución espacial de los factores de seguridad.

### 3.3 Generación de modelos tridimensionales

Para resolver un problema de ingeniería se pueden utilizar métodos analíticos o numéricos, los primeros se aplican cuando se cuenta con una ecuación explícita que involucra variables que intervienen en el problema, sin embargo no todos los problemas de ingeniería se pueden resolver de esta manera, para estos casos un método numérico puede resolver el problema. Los métodos numéricos consisten en la discretización del medio para obtener resultados particulares y sumando estos se obtiene la solución general, entre los métodos numéricos se encuentra el método de diferencias finitas, este método se encuentra implementado en el software FLAC<sup>3D</sup>, que se utiliza en esta tesis para el análisis de la variación espacial de los factores de seguridad y las deformaciones.

El sistema de contención de la excavación se analizó numéricamente utilizando un enfoque Lagrangiano del método de diferencias finitas explícitas. El análisis se enfoca en el movimiento y utiliza una perspectiva basada en objetos, lo que da la capacidad de analizar problemas sujetos a grandes deformaciones. Esto se logra al corregir la posición de los nodos de la discretización del medio, y con base en ello aplicar correcciones a los esfuerzos por efecto de los gradientes de desplazamiento y rotación.

FLAC<sup>3D</sup> es un software tridimensional de diferencias finitas que simula el comportamiento de estructuras tridimensionales construidas de suelo, roca y otros materiales que presentan flujo plástico cuando se alcanzan sus límites de resistencia. Los materiales son representados por elementos poliédricos dentro de una cuadrícula de tres dimensiones que es ajustada a la forma del objeto modelado. Cada elemento se comporta de acuerdo a una ley de esfuerzos lineales o no lineales en respuesta a fuerzas aplicadas o restricciones de frontera establecidas por el usuario. El material puede ceder y fluir, y la cuadrícula se puede deformar y mover con el material que está representado.

El cálculo Lagrangiano proyectado y la técnica de zonificación discretizada-mezclada usada en FLAC<sup>3D</sup> aseguran que el comportamiento del suelo durante el proceso de excavación sea modelado con mucha precisión. En física, un lagrangiano es una función escalar a partir de la cual se puede obtener la evolución temporal, las leyes de conservación y otras propiedades importantes de un sistema dinámico. En física moderna el lagrangiano se considera el operador más fundamental que describe un sistema físico.

Los parámetros mecánicos y elásticos que alimentan los modelos numéricos de la excavación son los determinados en la Tabla 3.1.

### 3.4 Función de desempeño

Para llevar a cabo el método por desempeño de la excavación es necesario identificar una función de desempeño. En este trabajo la función de desempeño es la función del factor de seguridad, la cual evalúa el estado límite de falla de la excavación en estudio. El factor de seguridad se define como:

$$FS = \frac{F_R}{F_A} \quad 3.9$$

donde

$F_R$  Fuerzas resistentes

$F_A$ ... Fuerzas actuantes

En la ingeniería civil la evaluación del riesgo de falla se hace en base al análisis de los factores de seguridad. Se considera que el diseño es aceptable si el valor del factor de

seguridad que se obtiene en el diseño es mayor a otros obtenidos anteriormente mediante experiencias previas.

Las fuerzas actuantes son función de la demanda, la cual se obtiene a partir de factores inciertos, como cargas accidentales, cargas vehiculares, gastos, cargas permanentes, entre otros, de igual forma las fuerzas resistentes, que son función de la capacidad de los parámetros del material, de la calidad en las pruebas de laboratorio y de muestreo, del procedimiento constructivo, por mencionar algunos. Además de que ambas funciones son obtenidas a partir de ecuaciones empíricas desarrolladas hace décadas por lo tanto ninguna de las funciones se puede determinar con precisión. Por esto resulta prácticamente imposible esperar que los diseños realizados con estas fórmulas empíricas tengan una confiabilidad del 100%

La capacidad y la demanda pueden ser combinadas en una misma función, de forma esquemática se pueden representar las funciones de demanda y capacidad como distribuciones de probabilidad (Figura 3.1).

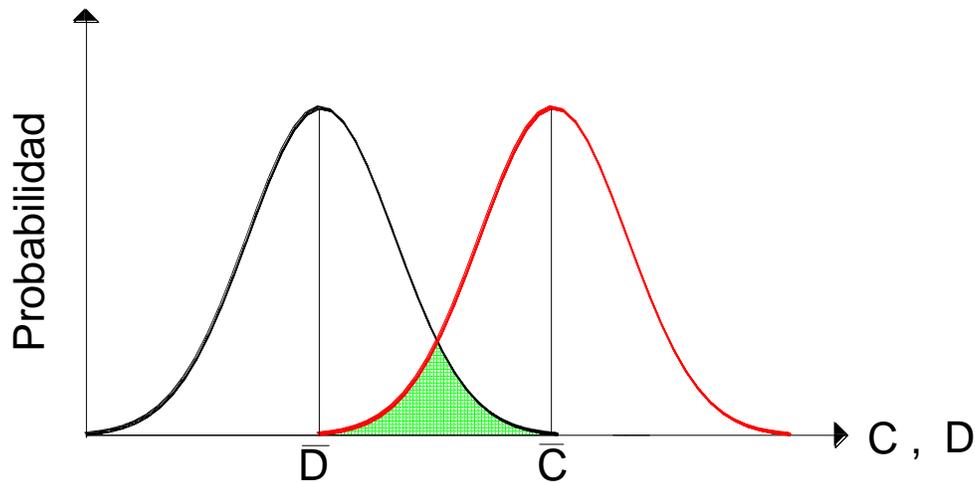


Figura 3.1 Modelo de la función demanda-capacidad

### 3.5 Método de estimación de dos variables

Después de la obtención de los factores de seguridad de cada uno de los modelos geotécnicos, se calcula el valor promedio y la desviación estándar de la función de desempeño, aplicando el método de estimación de dos variables aleatorias, esto implica la asociación de la función de desempeño con las funciones de densidad de probabilidad de las variables aleatorias.

Este método fue desarrollado por Rosenblueth (1975) y luego extendido por el mismo, (1981). Este método permite estimar puntos de una función de desempeño basada en momentos de una variable aleatoria.

Para dos variables aleatorias, Rosenblueth consideró la distribución de probabilidad análoga a la carga vertical distribuida que actúa en una viga rígida (Figura 3.2).

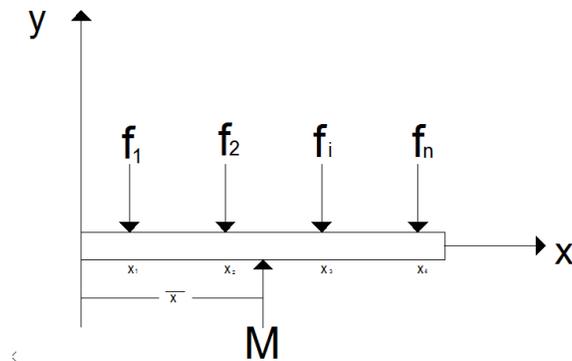


Figura 3.2 Sistema de fuerzas verticales en una viga

Si tenemos una viga cargada por  $f_i$ , la fuerza equilibrante es igual a la suma de todas las fuerzas ( $f$ ) y su punto de aplicación es:

$$\bar{x} = \frac{\sum_i^n x_i f_i}{\sum_i^n f_i} \quad 3.10$$

Si decimos que  $f_i$  son todas las probabilidades de que se presenten ciertos resultados por lo tanto la suma de dichas probabilidades es 1, el valor esperado al punto de aplicación es:

$$\bar{x} = \sum_i^N x_i f_i \quad 3.11$$

Rosenblueth sugiere aplicar esta información pero con la viga soportada en dos reacciones  $x_+$  y  $x_-$ . estas reacciones son dos puntos estimados de la distribución  $f(x)$  con concentraciones de probabilidad  $p_+$  y  $p_-$  respectivamente como se muestra en la Figura 3.3.

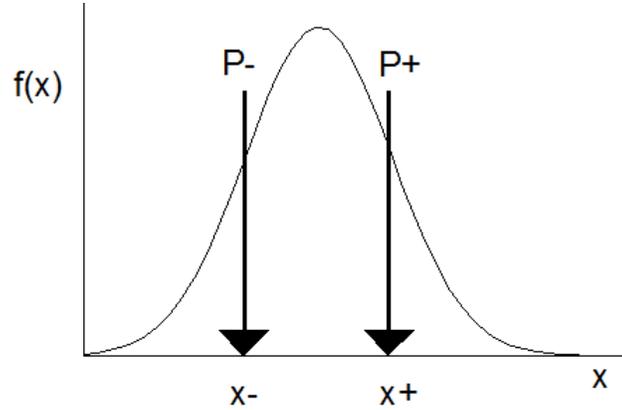


Figura 3.3 Modelo del método del punto estimado.

Los puntos estimados interpretados en la simbología probabilística común, especifican cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas.

$$p_+ + p_- = 1 \quad 3.12$$

$$p_+x_+ + p_-x_- = E[f(x)] = \bar{x} \quad 3.13$$

$$p_+(x_+ - \bar{x})^2 + p_-(x_- - \bar{x})^2 = \sigma [f(x)]^2 = \sigma^2 [x] \quad 3.14$$

$$p_+(x_+ - \bar{x})^3 + p_-(x_- - \bar{x})^3 = \beta(1) \sigma^3 [x] \quad 3.15$$

Las ecuaciones 3.12-3.15 resultan en las cuatro expresiones siguientes:

$$p_- = 1 - p_+ \quad 3.16$$

$$x_+ = \bar{x} + \sigma [x] \sqrt{\frac{p_-}{p_+}} \quad 3.17$$

$$x_- = \bar{x} - \sigma [x] \sqrt{\frac{p_+}{p_-}} \quad 3.18$$

$$p_+ = \frac{1}{2} \left( 1 \pm \sqrt{1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta(1)}{2}\right)^2}} \right) \quad 3.19$$

$\beta (I)$  es el coeficiente de asimetría, si  $f(x)$  es simétrica entonces  $\beta (I) = 0$  y las ecuaciones 3.16-3.19 se reducen a las siguientes:

$$p_+ = p_- = \frac{1}{2} \quad 3.20$$

$$x_+ = \bar{x} + \sigma [x] \quad 3.21$$

$$x_- = \bar{x} - \sigma [x] \quad 3.22$$

Las estimaciones puntuales y sus puntos de aplicación sirven para transferir información de la distribución de la variable. La información de la variable es transferida a través de la relación entre  $x$  y  $f(x)$  para proporcionar los dos valores de  $f(x)_+$  y  $f(x)_-$ . Las dos funciones ponderadas  $p_-$  y  $p_+$  escalan estas estimaciones.

$$\mu [y^M] = p_- y_-^M + p_+ y_+^M \quad 3.23$$

Para dos variables aleatorias, Rosenblueth consideró la distribución de probabilidad análoga a la carga vertical distribuida actuando sobre una losa, suportada en cuatro puntos  $p_{++}, p_{+-}, p_{-+}, p_{--}$ . Conociendo los puntos estimados y sus probabilidades, el valor esperado puede ser calculado evaluando la función para cada posible combinación, multiplicando cada resultado por el producto de su concentración de probabilidad asociada y sumando los términos resultantes. Para dos variables resulta una combinación de 4 términos, el valor esperado de la función  $f(x_1, x_2)$  es:

$$\mu [y^M] = p_{++} y_{++}^M + p_{+-} y_{+-}^M + p_{-+} y_{-+}^M + p_{--} y_{--}^M \quad 3.24$$

donde:

$$y_{\pm\pm} = y(x_1 \pm \sigma [x_1], x_2 \pm \sigma [x_2]) \quad 3.25$$

$$p_{++} = p_{--} = \frac{1+\rho}{4} \quad 3.26$$

$$p_{+-} = p_{-+} = \frac{1-\rho}{4} \quad 3.27$$

$\rho$  es el coeficiente de correlación entre  $x_1$  y  $x_2$ ,

Para obtener la desviación estándar el exponente de la función es tomado como 2 y los cuadrados de los resultados obtenidos son sumados para obtener  $E [Y^2]$ . La varianza puede ser obtenida con la siguiente ecuación.

$$VAR [Y] = \mu[Y^2] - (\mu[Y])^2 \quad 3.28$$

La desviación estándar es la raíz cuadrada de la varianza.

$$\sigma (y) = \sqrt{VAR [Y]} \quad 3.29$$

### 3.6 Distribución normal.

Una vez calculado el promedio ponderado y la desviación estándar de la función de desempeño, se obtiene la distribución normal de la función con el fin de obtener la probabilidad de falla del sistema.

La distribución normal es una de las distribuciones de probabilidad de variable continua que con más se aproximada a fenómenos reales.

Una distribución normal de media  $\mu (x)$  y desviación estándar  $\sigma (x)$  se obtiene con la ecuación 3.30

$$N (\mu [x], \sigma [x] ) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma [x]} e^{\left[ \frac{-(x-E[x])^2}{2\sigma [x]^2} \right]} \quad 3.30$$

La grafica de su función de densidad tiene forma acampanada como se muestra en la Figura 3.4, la gráfica de la distribución normal es conocida como la campana de Gauss y ésta es una gráfica simétrica, cuya área delimitada por la función y el eje de las abscisas es igual a la unidad.

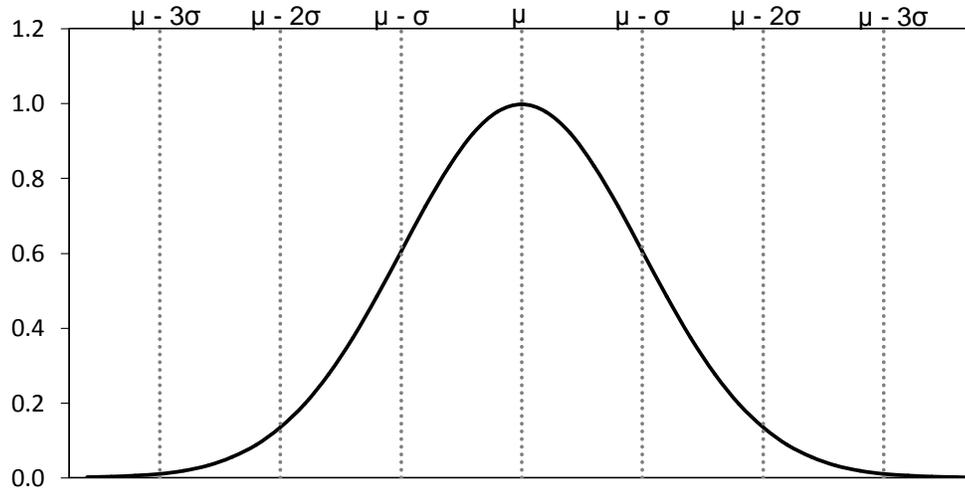


Figura 3.4 Gráfica típica de la distribución normal

### 3.7 Probabilidad de falla

La estimación de la probabilidad de falla del sistema requiere del cálculo de la distribución de probabilidad de la función de desempeño. En la Figura 2.16, el área entre las dos curvas representa la probabilidad de falla, que es:

$$S = C - D \leq 0, \tag{3.31}$$

donde

S es el margen de seguridad

Por lo tanto, la probabilidad de falla es:

$$p(f) = P[(C-D) \leq 0] = P[S \leq 0] \tag{3.32}$$

En este trabajo se analizarán los factores de seguridad para cada una de las 4 combinaciones de parámetros del suelo. El factor de seguridad debe ser mayor o igual a 1 para considerar que el diseño es confiable. Por lo tanto, el área debajo de la curva de distribución normal entre los valores de factor de seguridad 0 y 1 representará la probabilidad de falla del sistema de retención. Es decir:

$$P(f) = P[FS < 1] \tag{3.33}$$

### 3.8 Índice de confiabilidad

Se calcula el índice de confiabilidad,  $\beta$ , a partir del valor esperado y la desviación estándar de la función de desempeño. El índice de confiabilidad es una medida de la distancia entre el valor esperado del factor de seguridad y el valor límite el cual es 1. ya que un valor menor a este, significaría que las fuerzas actuantes son mayores a las fuerzas resistentes lo que representaría la falla del sistema, por lo tanto, el índice de confiabilidad ( $\beta$ ) está definido como el número de unidades de desviación estándar entre el valor promedio del margen de seguridad  $S$ , Esto es:

$$\beta = \frac{S}{\sigma[S]} \quad 3.34$$

donde

$S$       margen de seguridad de la función de desempeño

$\sigma[S]$     desviación estándar de la función de desempeño

Para calcular el índice de confiabilidad se requiere:

- Un modelo determinista.
- Los valores promedios y la desviación estándar de los parámetros llamados variables aleatorias
- La definición del estado límite.
- Un método para estimar el valor esperado y la desviación estándar del estado limite definido.

El análisis por desempeño consiste en encontrar la confiabilidad ( $R$ ) o la probabilidad de falla  $p$  ( $f$ ) de una estructura o sistema. El sistema es considerado confiable a menos que falle, por lo tanto la confiabilidad y la probabilidad de falla suman la unidad, esto es:

$$R + p(f) = 1 \quad 3.35$$

### 3.9 Análisis paramétrico

Se realiza una variación paramétrica de las dimensiones de la excavación en donde se varía la profundidad de excavación. Las profundidades analizadas son 5m, 10 m, 15 m, 20m y 30 m. Se realiza un análisis por desempeño para cada caso propuesto y se analiza la variación de los factores de seguridad, los índices de confiabilidad, la probabilidad de falla y las deformaciones asociadas conforme la excavación incrementa su profundidad. Esta variación se hace con el objetivo de identificar las variables que rigen el comportamiento del suelo en las excavaciones.



## **4. CASO ESTUDIO:**

### **EXCAVACIÓN EN LA ZONA PONIENTE DEL DISTRITO FEDERAL**

#### **4.1 Generalidades del Proyecto**

En los últimos años, el Distrito Federal se ha expandido hacia los municipios del Estado de México debido al crecimiento acelerado de su población, es por eso que la ciudad de México necesita vías de transporte más eficientes que permitan la movilidad de personas en el menor tiempo posible. Ante este escenario el gobierno del Distrito realizó la construcción de proyectos de infraestructura vial en la ciudad, en los que destacan el Distribuidor Vial San Antonio, el Viaducto Bicentenario y las Autopistas Urbanas Norte y Sur.

En esta tesis se analiza una excavación típica realizada en la zona poniente del Distrito Federal, la cual corresponde a la construcción de una vialidad predominantemente elevada que corre del Toreo de Cuatro Caminos hasta Av. San Antonio, a lo largo del periférico Norte, tiene una longitud aproximada de 9.5 km y por fines constructivos se dividió en cuatro tramos. El tramo 0 liga Periférico con el Viaducto Bicentenario Estado de México, el tramo 1 comprende de Av. Cuatro Caminos a Av. Palmas, el tramo 2 va de Av. Palmas a Av. Alencastre, y el tramo 3 comprende de Av. Alencastre a Av. San Antonio.

La excavación analizada se realizó debido a la necesidad de construir un deprimido como parte de los trabajos realizados de la vialidad. El sitio de análisis es el SM-1, se eligió este sitio porque es el sistema de contención más crítico, desde el punto de vista geotécnico, propuesto para el deprimido del tramo II. El sistema de contención analizado es a base de pilas con concreto lanzado en el espacio entre pilas. Se construyó una losa en volado apoyada en las pilas, para mantener constante la circulación sobre periférico durante los trabajos de construcción del deprimido, el flujo constante de vehículos más el peso propio

de la estructura generan un momento en la cabeza de las pilas, en este sitio no se construyeron taludes ni tabletas que brinden una mayor resistencia al sistema de contención. Por lo tanto se espera que en este sitio se presenten los menores factores de seguridad y las mayores deformaciones asociadas.

#### 4.1.1 Ubicación del proyecto

La excavación que se analiza en esta tesis se realizó en el Tramo II, el cual se ubica desde Av. Palmas hasta Av. Alencastre, tiene una longitud de 1.6 km, debido a las condiciones viales del sitio se construyó un deprimido que va del cadenamiento 5+478.44 al 6+717.79.

En la Figura 4.1 se muestra la ubicación del tramo II, el cual se ubica en la zona 1, también conocida zona de lomas, según la zonificación geotécnica del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004). La Figura 4.2 muestra una vista en planta del Tramo II de la vialidad.

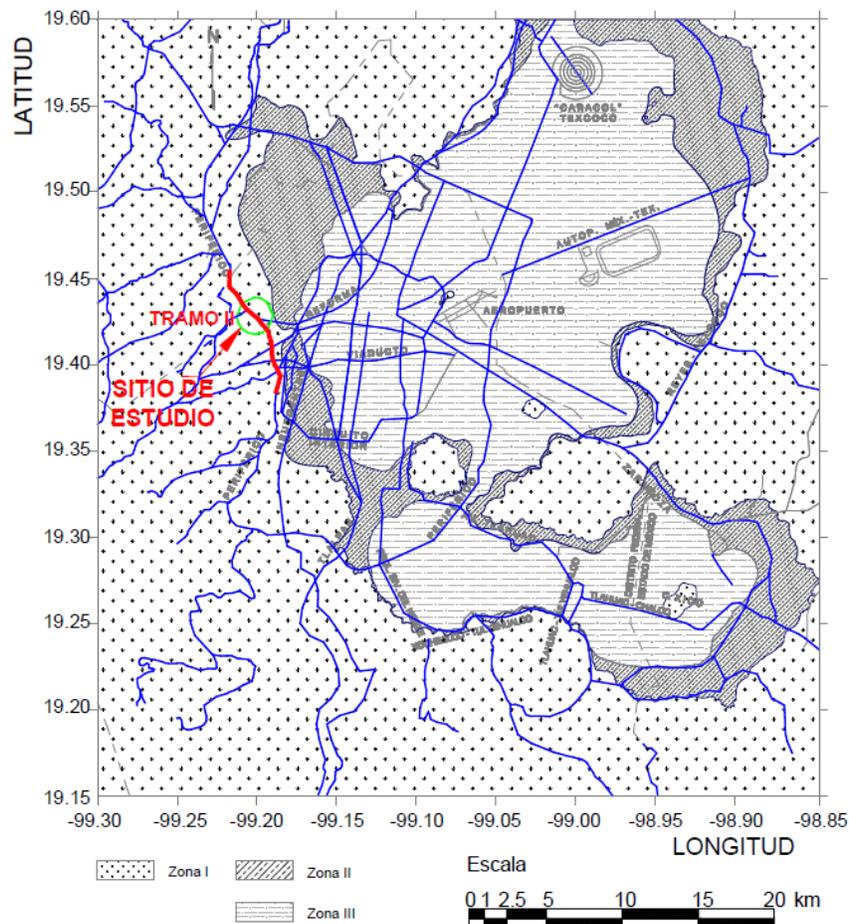


Figura 4.1 Ubicación del proyecto

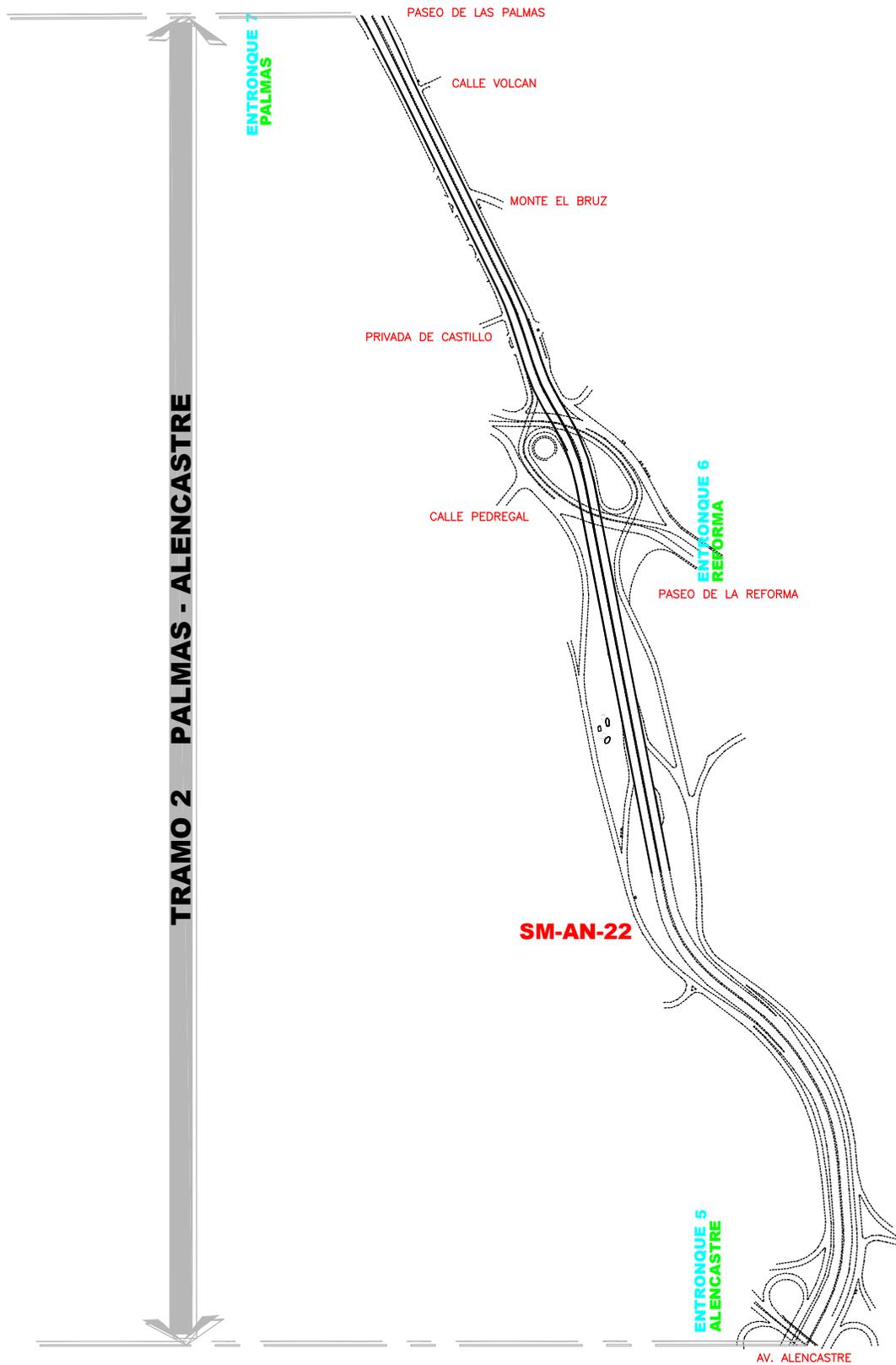


Figura 4.2 Tramo II de la vialidad estudiada

Las Figuras 4.3 y 4.4 son fotografías tomadas durante la construcción del deprimido. En donde se observa el sistema de contención a base de pilas y talud. Así mismo, se puede notar la complejidad de los trabajos ya que el flujo vehicular fue constante durante los trabajos de construcción.



Figura 4.3 Sistema de contención a base de pila y talud



Figura 4.4 Vista de los trabajos realizados en el tramo II Palmas-Alencastre

#### 4.1.2. Campaña de exploración

Con la finalidad de caracterizar las condiciones geotécnicas del suelo, a lo largo del sitio del proyecto se realizaron 60 sondeos mixtos, SM, y 100 ensayos de laboratorio de muestras seleccionadas. Del total de 60 sondeos mixtos, 3 se realizaron en el tramo 0, 16 en el tramo 1, 19 en el tramo 2 y 22 en el tramo 3. La Figura 4.5 muestra la ubicación de los sondeos mixtos en el tramo 2.

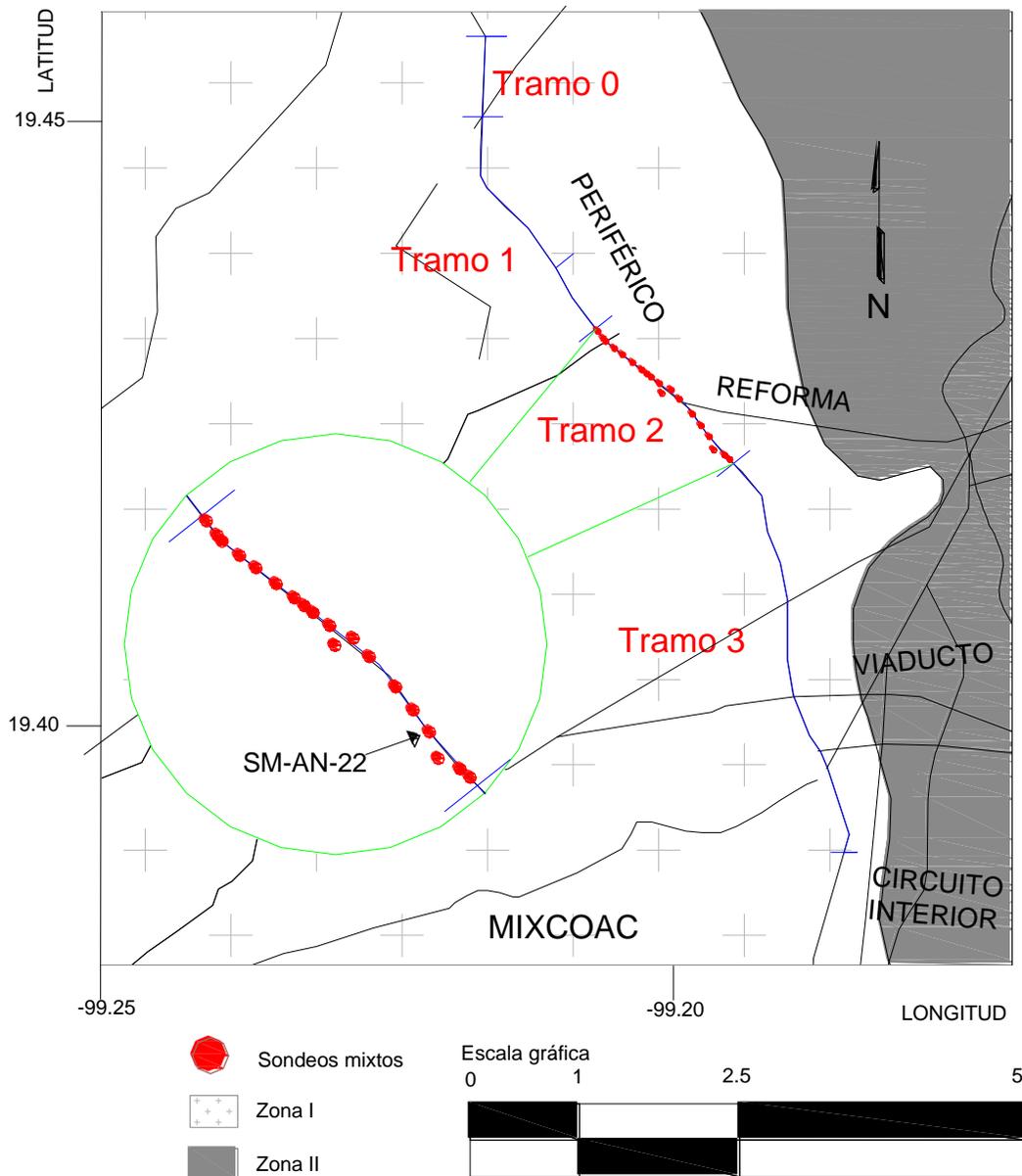


Figura 4.5 Ubicación de los sondeos mixtos realizados en el tramo II

### 4.1.3 *Condiciones del subsuelo en la zona del proyecto*

Una gran parte de la Ciudad de México se encuentra construida sobre el fondo del ex-lago de Texcoco y a este hecho se deben los problemas geotécnicos que se presentan en la ciudad de México. Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del Valle de México han permitido zonificar la ciudad de México en tres grandes áreas, atendiendo a un punto de vista estratigráfico: lomas, transición y lago. La primera de las áreas mencionadas corresponde a la zona llamada de las lomas por ubicarse en parte en la sierra de las Cruces y está constituida por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de grava en ciertas zonas y con tobas pumíticas bien cementadas en otras; en algunas partes los derrames basálticos invade la zona del Pedregal. La zona de Lomas presenta buenas condiciones para cimentación de estructuras; la capacidad de carga es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse mucho, sin embargo se pueden encontrar cavernas provocadas por la explotación de minas de arena y grava, muchas de estas cavernas pueden estar rellenas de material arenoso suelto, lo cual, no significa que dejen de ser peligrosas, y si las hace difícil de localizar. Una cimentación asentada en una zona falsa presenta asentamientos diferenciales fuertes entre los elementos de la estructura. Así mismo en la zona del pedregal, donde se presentan derrames basálticos, en el contacto entre diferentes derrames pueden aparecer aglomeraciones de material suelto y fragmentado que son la causa de fallas bajo columnas pesadas. Otro inconveniente que puede presentar la zona de lomas es la presencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme; estas formaciones son susceptibles de producir asentamientos diferenciales bruscos y erráticos y exigen estudios importantes para elegir el tipo de cimentación más conveniente o el método más eficaz de compactación artificial.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), describe a la zona 1, también llamada zona de lomas como una zona formada por rocas o suelos generalmente finos que fueron depositados fuera de ambiente lacustre, pero en los que puede 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 rellenos no controlados.



#### 4.1.4 Estratigrafía del sitio SM-1

La Figura 4.7 muestra el perfil estratigráfico del suelo encontrado en el sitio SM-1 (información proporcionada por grupo Riobóo). En la Figura se pueden leer el número de golpes de la prueba SPT para el hincar el muestreador y la descripción de los materiales encontrados, los cuales son: relleno, arena limosa, arena pumítica, limo arenoso y arena. También en la Figura se indica la profundidad a la que se obtuvieron las muestras inalteradas del tubo Shelby.

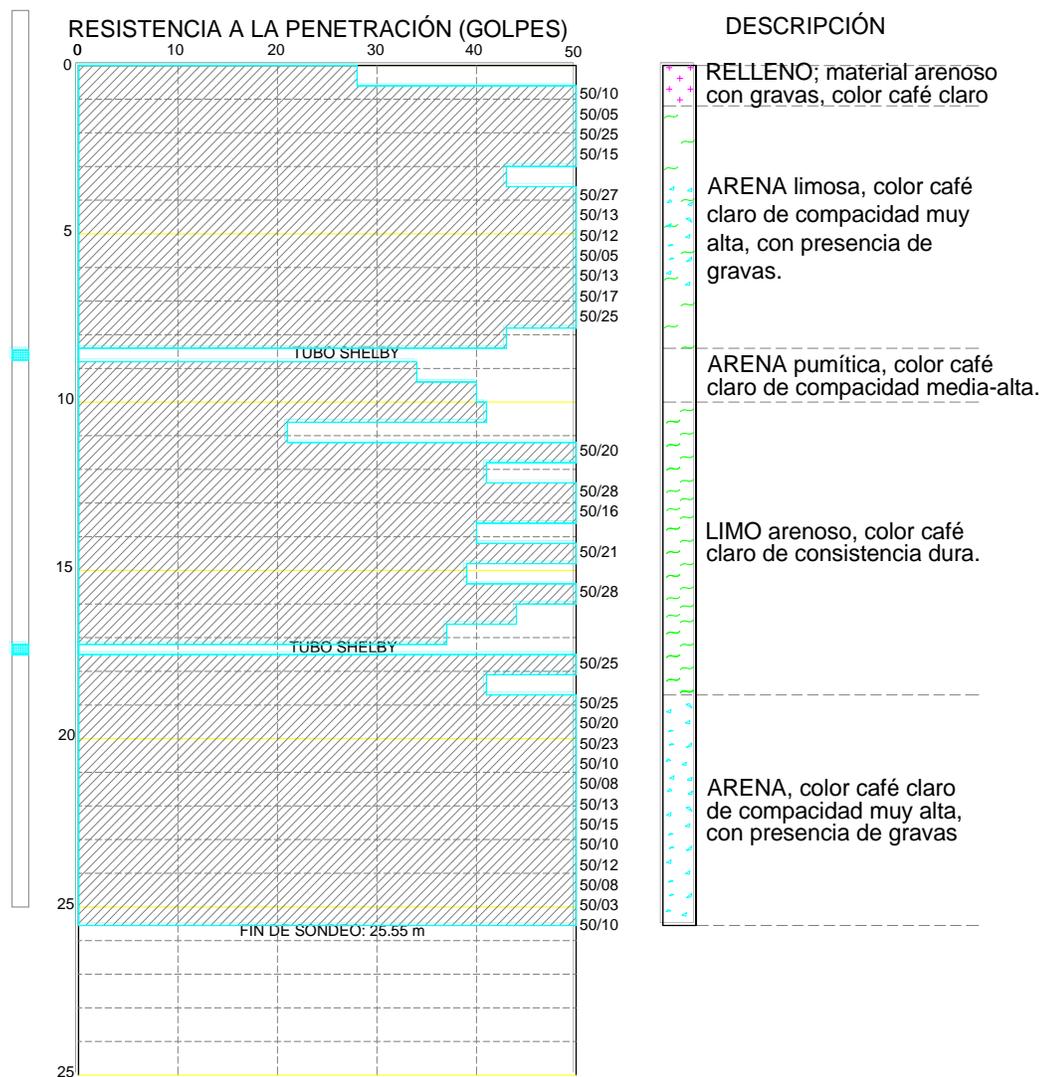


Figura 4.7 Perfil Estratigráfico. Sitio SM-1

#### 4.1.5 Descripción de los sistemas de retención adoptados

La solución de contención planteada para el proyecto del deprimido ubicado en el Tramo II, se basa en muros y pilas. Los muros de retención de concreto colado *in situ*, se usan cuando la altura de contención,  $H$ , no excede de 2.5 m. Cuando  $H$  sea menor a 60 cm, se resolverá con una guarnición. Las pilas de retención se utilizarán cuando  $H$  sea mayor a 2.5 m. En la Tabla 4.1 se indica la separación y diámetro de las pilas en función de  $H$ .

Tabla 4.1 Características de las pilas de retención

Condición	Altura (m)	Diámetro(m)	Separación(m)	Empotre
1	$2.5 < H < 4.00$	0.90	2.4	0.75H
2	$4.00 < H < 6.50$	0.80	1.5	0.55H
3	$H > 6.5$	1.00	1.5	0.55H
Pila con talud	3	0.90	2.4	0.75H
Pila con losa en volado	8.5	1.00	1.5	0.60H

De los tipos de sistemas de retención adoptados a lo largo del proyecto se eligió el que se considera más crítico ante carga lateral debido a los empujes del terreno, el cual es el sitio SM-1, referido al sistema de retención a base de pilas con losa en volado.

Se consideró que las condiciones más críticas se presentan en el momento de la construcción, por lo que los elementos de retención se analizaron como pilas aisladas sometidas a empujes horizontales para evaluar los niveles de deformación al que estará sometida la pila de retención por efecto del empuje vertical.

#### Sistema de retención a base de pilas con losa en volado SM-1

Se propuso esta solución para mantener constante el flujo en Periférico. El diámetro de las pilas es de 1.0 m la separación entre ellas es de 1.5 m, su altura llega hasta 8.5 m, su resistencia a la compresión  $f'c$  es de  $250 \text{ kg/cm}^2$ , (Figura 4.8 a). La Figura 4.8 b muestra las solicitaciones actuantes en la cabeza de la pila que son consideradas en el análisis.

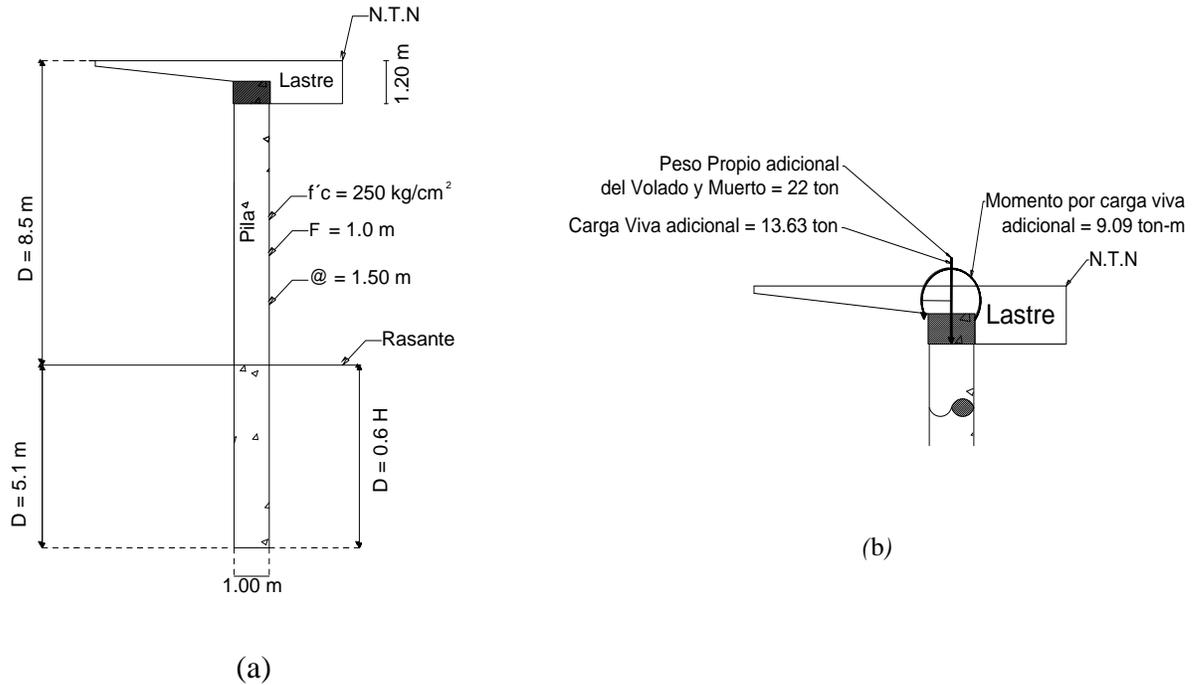


Figura 4.8 Sistema de contención a base de pilas

Las Figuras 4.9 y 4.10 son fotografías del Sitio SM-1 durante su construcción, en ellas se puede observar que la longitud de la losa en volado es variable, llegando a una longitud máxima de 2 m con un espesor de 0.15 m, en las imágenes también se puede observar el flujo vehicular constante durante los trabajos.



Figura 4.9 Sistema de retención a base de pilas con losa en volado



Figura 4.10 Sitio SM-1. Sitio más crítico

Geometría de la excavación en el sitio SM-1

La excavación analizada en este trabajo, que corresponde al sistema de contención a base de pilas con losa en volado (SM-1), es de aproximadamente 26 metros de ancho con un nivel máximo de excavación variable que llega hasta 8.5 m y una longitud aproximada de 60 metros. Las pilas de contención tienen una profundidad de desplante de hasta 13.6 m, con un empotramiento de 5.1 m, el diámetro de cada pila es de 1 m y están separadas entre sí a cada 1.5 m de eje a eje de pila, como se puede ver en la Figura 4.11.

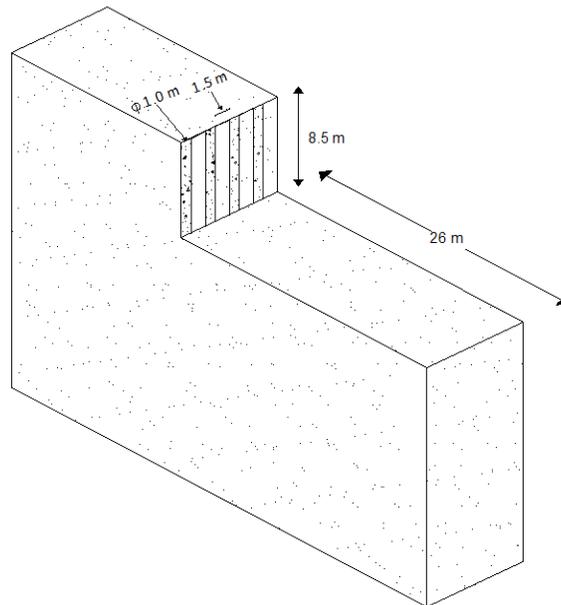


Figura 4.11 Geometría de la excavación en análisis.

## 4.2 Análisis de los parámetros mecánicos del suelo

En este capítulo se analizan los parámetros del suelo, cohesión ( $c$ ) y el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), obtenidos mediante sondeos mixtos y pruebas de laboratorio, y se encuentra una ecuación que relaciona los parámetros  $c$  y  $\phi$  con el módulo de elasticidad ( $E$ ), mediante una correlación lineal múltiple. Esta ecuación nos permite encontrar el módulo de elasticidad para la combinación de los valores extremos (máximos y mínimos) de los parámetros  $c$  y  $\phi$ , es decir se obtendrán datos para los cuatro casos más críticos que podemos encontrar según las pruebas realizadas a las muestras de suelo. Esta combinación será utilizada en el capítulo 3, para la concepción de modelos geotécnicos usando el software Flac<sup>3D</sup>.

Según la ecuación 4.3, los parámetros mecánicos que determinan la resistencia del material son la cohesión y el ángulo de fricción interna, es importante considerar que estos parámetros pueden variar con el tiempo. Tanto  $c$  como  $\phi$  se obtienen a partir de pruebas de laboratorio realizadas a muestras obtenidas del lugar del proyecto mediante exploraciones geotécnicas.

### 4.2.1 Determinación de las propiedades mecánicas del suelo

Para la obtención de las propiedades mecánicas del suelo de la zona en estudio, se realizaron pruebas triaxiales de tipo UU (no consolidadas, no drenadas), las muestras se obtuvieron usando sondeos mixtos con recuperación de muestras inalteradas, en los cuales se usó el tubo de pared delgada también conocido tubo Shelby y sondeos de penetración estándar SPT. Los sondeos realizados para la obtención de muestras se realizaron a profundidades de hasta 35 metros. Para la determinación de las propiedades mecánicas del suelo se realizaron 60 sondeos mixtos, SM; y aproximadamente 100 ensayos de laboratorio.

El objetivo del análisis estadístico es obtener una combinación de parámetros para obtener  $E$  (módulo de Young) para los 4 casos más extremos, es decir, el valor de  $E$  para  $c$  y  $\phi$  máximos (+,+), el valor de  $E$  para  $c$  máximo y  $\phi$  mínimo (+,-), el valor de  $E$  para  $c$  mínimo y  $\phi$  máximo (-,+) y el valor de  $E$  para  $c$  y  $\phi$  mínimos (-,-). Para lograr fue necesario realizar una correlación lineal múltiple entre los parámetros  $c$  y  $\phi$ , para obtener el módulo de Young ( $E$ ).

Con las pruebas de compresión triaxial del tipo UU se obtienen los parámetros  $c$  (cohesión) y  $\phi$  (ángulo de fricción interna) los resultados de los parámetros de resistencia obtenidos en laboratorio se muestra en la Tabla 4.2

Tabla 4.2 Parámetros mecánicos y elásticos del suelo.

Prueba	E [KN/m <sup>2</sup> ]	c [KN/m <sup>2</sup> ]	$\phi$ (°)
1	85,248.9	171.68	19
2	67,787.1	117.72	19
3	50,129.1	120.66	31
4	58,467.6	63.77	47
5	41,300.1	88.29	18
6	40,221.0	83.39	31
7	32,373.0	51.99	29
8	40,221.0	96.14	36
9	46,891.8	124.59	34
10	28,056.6	15.70	32
11	55,034.1	70.63	37
12	28,645.2	50.03	28
13	38,425.8	78.48	25
14	40,868.5	98.10	33
15	31,686.3	58.86	30
16	39,406.8	19.62	36
17	33,785.6	49.05	26
18	30,411.0	90.25	15
19	23,730.4	19.62	32
20	38,151.1	147.15	8
21	33226.5	58.86	32
22	34335.0	22.56	30
23	21974.4	29.43	9
24	28694.2	15.70	30
25	24525.0	70.63	12

### 4.2.2 Análisis estadístico de las propiedades del suelo

Se realizó un análisis estadístico de las propiedades obtenidas (Tabla 4.2), con el fin de obtener los datos necesarios para el cálculo del coeficiente de correlación entre las variables aleatorias ( $c$  y  $\phi$ ) y la variable de respuesta ( $E$ ). La Tabla 4.3 contiene los resultados del análisis.

Tabla 4.3 Datos necesarios para la correlación.

M	y E (KN/m <sup>2</sup> )	x <sub>1</sub> c (KN/m <sup>2</sup> )	x <sub>2</sub> $\phi$ (°)	y <sup>2</sup>	x <sub>1</sub> <sup>2</sup>	x <sub>2</sub> <sup>2</sup>	yx <sub>1</sub>	yx <sub>2</sub>	x <sub>1</sub> x <sub>2</sub>
1	85248.9	171.7	19	7267374951	29472.31	361	14635104.9	1619729.1	3261.8
2	67787.1	117.7	19	4595090926	13858.00	361	7979897.4	1287954.9	2236.7
3	50129.1	120.7	31	2512926667	14559.56	961	6048727.6	1554002.1	3740.5
4	58467.6	63.8	47	3418460250	4065.98	2209	3728186.5	2747977.2	2997.0
5	41300.1	88.3	18	1705698260	7795.12	324	3646385.8	743401.8	1589.2
6	40221	83.4	31	1617728841	6953.06	961	3353828.1	1246851.0	2584.9
7	32373	52.0	29	1048011129	2703.27	841	1683169.4	938817.0	1507.80
8	40221	96.1	36	1617728841	9242.52	1296	3866766.5	1447956.0	3461.0
9	46891.8	124.6	34	2198840907	15521.92	1156	5842108.7	1594321.2	4236.0
10	28056.6	15.7	32	787172803.6	246.36	1024	440376.4	897811.2	502.3
11	55034.1	70.6	37	3028752163	4988.88	1369	3887168.5	2036261.7	2613.4
12	28645.2	50.0	28	820547483	2503.10	784	1433148.0	802065.6	1400.9
13	38425.8	78.5	25	1476539800	6159.11	625	3015654.4	960644.2	1962.0
14	40868.5	98.1	33	1670231023	9623.61	1089	4009195.9	1348659.2	3237.3
15	31686.3	58.9	30	1004021608	3464.50	900	1865055.6	950589.0	1765.8
16	39406.8	19.6	36	1552893522	384.94	1296	773160.8	1418643.7	706.3
17	33785.6	49.0	26	1141469470	2405.90	676	1657185.6	878426.6	1275.3
18	30411.0	90.2	15	924828921	8145.42	225	2744653.5	456165.0	1353.8
19	23730.4	19.6	32	563131409.6	384.94	1024	465590.2	759372.5	627.8
20	38151.1	147.1	8	1455505668	21653.12	64	5613932.9	305208.7	1177.2
21	33226.5	58.9	32	1103998309	3464.50	1024	1955710.0	1063247.0	1883.5
22	34335.0	22.6	30	1178892225	509.09	900	774700.6	1030050.0	676.9
23	21974.4	29.4	9	482874255.4	866.12	81	646706.6	197769.6	264.9
24	28694.2	15.7	30	823359983.1	246.36	900	450384.9	860827.5	470.9
25	24525.0	70.6	12	601475625	4988.88	144	1732249.8	294300.0	847.6
$\Sigma$	993596.0	1812.9	679	44597555040	174206.6	20595	82249049	27441051.9	46380.7
<b>M</b>	39743.8	72.5	27.16						

#### 4.2.3 Determinación de la ecuación de correlación

Sustituyendo los datos de la Tabla 4.3 en la ecuación 3.7 se obtiene el valor del coeficiente de correlación entre  $c$  y  $\phi$ .

$$\rho_{x_1 x_2} = \rho_{c \phi} = -0.3$$

El coeficiente de correlación entre  $c$  y  $\phi$  tiene un valor negativo esto quiere decir que tienen una relación inversamente proporcional, es decir, que conforme el valor de una de las variables aumenta su magnitud le corresponde un valor de la otra variable de menor magnitud. La Figura 4.12 es una representación gráfica del coeficiente de correlación obtenido.

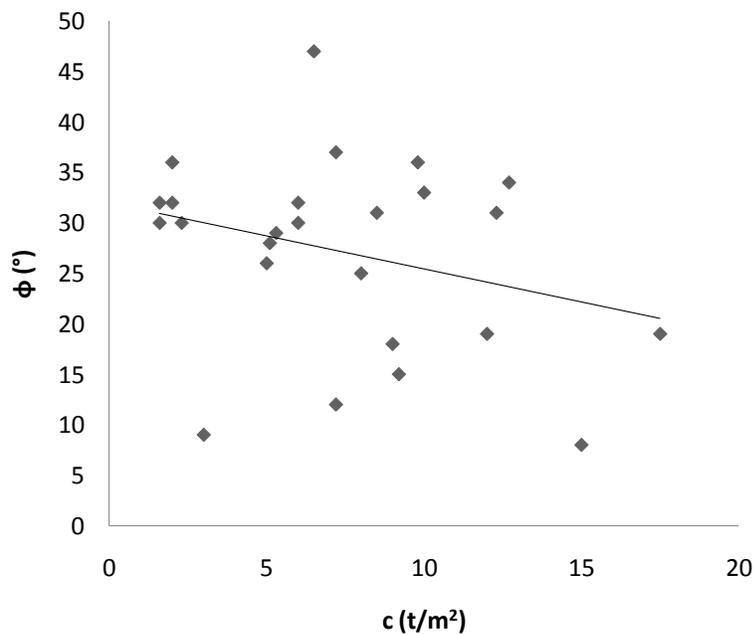


Figura 4.12 Representación gráfica del coeficiente de correlación.

Con el coeficiente de correlación obtenemos la siguiente matriz de correlación y su inversa.

$$K = \begin{bmatrix} 1 & -0.3 \\ -0.3 & 1 \end{bmatrix}$$

$$K^{-1} = \begin{bmatrix} 1.10 & 0.33 \\ 0.33 & 1.1 \end{bmatrix}$$

Con la ecuación 3.7 se calcula el coeficiente de correlación de los parámetros  $y-x_1$  y  $y-x_2$ .

$$\rho_{yx1} = \rho_{E, c} = 0.69$$

$$\rho_{yx2} = \rho_{E, \phi} = 0.14$$

El vector  $r$  ( $y$ ) contendrá los valores del coeficiente de correlación  $\rho_{x1}$  y  $\rho_{x2}$ .

$$r(y) = \begin{bmatrix} 0.69 \\ 0.14 \end{bmatrix}$$

Aplicando la ecuación 3.3

$$b = \begin{bmatrix} 1.10 & 0.33 \\ 0.33 & 1.1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.69 \\ 0.14 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.8 \\ 0.38 \end{bmatrix}$$

Sustituyendo las variables aleatorias en la ecuación 3.8 se tiene:

$$\frac{E - \mu(E)}{\sigma(E)} = b_1 \left( \frac{c - \mu(c)}{\sigma(c)} \right) + b_2 \left( \frac{\phi - \mu(\phi)}{\sigma(\phi)} \right) \quad 4.1$$

La ecuación 4.1 se puede expresar en términos de  $c$  y  $\phi$  como se muestra en la ecuación 4.2

$$E = \frac{\sigma(E)b_1}{\sigma(c)} c + \frac{\sigma(E)b_2}{\sigma(\phi)} \phi - \frac{b_1\sigma(E)\mu(c)}{\sigma(c)} - \frac{b_2\sigma(E)\mu(\phi)}{\sigma(\phi)} + \mu(E) \quad 4.2$$

Los valores de  $\mu(x)$  valor promedio,  $\sigma(x)$  desviación estándar y varianza  $\sigma^2(x)$ , son calculados a partir de los 25 datos obtenidos en las pruebas de compresión triaxial realizadas en laboratorio que se muestran en la Tabla 4.2. La tabla 4.4 muestra los resultados obtenidos.

Tabla 4.4 Medidas de dispersión

Medidas de dispersión	E (KN/m <sup>2</sup> )	c [KN/m <sup>2</sup> ]	$\phi$ [°]
$\sigma^2$	212,842,975.5	1,781.00	89.72
$\sigma$	14,589.14	42.20	9.47
$\mu$	39,743.84	72.52	27.16

Sustituyendo los valores de la Tabla 4.4 en la ecuación 4.2, obtenemos la ecuación de la correlación lineal múltiple:

$$E = 277.30 c + 579.25 \phi + 3902.75 \quad 4.3$$

La ecuación 4.3 es una aproximación del módulo de elasticidad en función de los parámetros  $c$  y  $\phi$  del suelo en estudio en  $\text{KN/m}^2$ .

Se calcula el porcentaje de error entre los resultados de las pruebas de compresión triaxial realizadas en laboratorio y los obtenidos al aplicar la ecuación de correlación 4.3. Los resultados se muestran en la Tabla 4.5, donde “ $y$ ” es el módulo de elasticidad obtenido en las pruebas de laboratorio y “ $Y$ ” es el módulo de elasticidad obtenido con la ecuación de correlación 4.3.

Tabla 4.5. Porcentaje de error entre E medido y calculado.

M	Y E ( $\text{KN/m}^2$ )	$x_1$ c ( $\text{KN/m}^2$ )	$x_2$ $\phi$ ( $^\circ$ )	Y E ( $\text{KN/m}^2$ )	Error e %
1	85,248.9	171.68	19	62514.32	26.67
2	67,787.1	117.72	19	47552.48	29.85
3	50,129.1	120.66	31	55319.56	10.35
4	58,467.6	63.77	47	48809.59	16.52
5	41,300.1	88.29	18	38812.23	6.02
6	40,221.0	83.39	31	44982.28	11.84
7	32,373.0	51.99	29	35118.72	8.48
8	40,221.0	96.14	36	51414.96	27.83
9	46,891.8	124.59	34	58145.43	24.00
10	28,056.6	15.70	32	26791.23	4.51
11	55,034.1	70.63	37	44921.34	18.38
12	28,645.2	50.03	28	33995.40	18.68
13	38,425.8	78.48	25	40146.63	4.48
14	40,868.5	98.10	33	50221.28	22.89
15	31,686.3	58.86	30	37602.20	18.67
16	39,406.8	19.62	36	30196.35	23.37
17	33,785.6	49.05	26	32564.87	3.61

Continuación Tabla 4.5. Porcentaje de error entre E medido y calculado.

M	Y	x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>	Y	Error
	E (KN/m <sup>2</sup> )	c (KN/m <sup>2</sup> )	φ (°)	E (KN/m <sup>2</sup> )	e %
18	30,411.0	90.25	15	37618.55	23.70
19	23,730.4	19.62	32	27879.36	17.48
20	38,151.1	147.15	8	49341.75	29.33
21	33226.5	58.86	32	38760.70	16.66
22	34335.0	22.56	30	27536.96	19.80
23	21974.4	29.43	9	17276.99	21.38
24	28694.2	15.70	30	25632.73	10.67
25	24525.0	70.63	12	30440.14	24.12

Como se puede observar en la tabla 4.5 todos los porcentajes de error son menores al 30% por lo tanto se puede decir que la ecuación de correlación encontrada cumple con el objetivo de modelar la correlación entre los parámetros de resistencia del suelo  $c$ ,  $\phi$  y  $E$ . Continuando con el análisis estadístico de las propiedades, se calcula el valor máximo y mínimo de cada parámetro a partir de su valor promedio y la desviación estándar calculada. Los resultados obtenidos son mostrados en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6 Valores extremos de cada parámetro

Parámetro	$\mu [x]$	$\sigma [x]$	$\mu [x]+\sigma[x]$	$\mu [x]-\sigma[x]$
c [T/m <sup>2</sup> ]	72.52	42.20	114.72	30.31
φ [°]	27.16	9.47	36.63	17.69

Tabla 4.7 Combinación de parámetros.

Combinación	c [KN/m <sup>2</sup> ]	φ [°]	E [KN/m <sup>2</sup> ]	
(+,+)	( $\mu [c] + \sigma[c]$ ), ( $\mu [\phi] + \sigma[\phi]$ )	114.72	36.63	56,933.31
(+,-)	( $\mu [c] + \sigma[c]$ ), ( $\mu [\phi] - \sigma[\phi]$ )	114.72	17.69	45,959.75
(-,+)	( $\mu [c] - \sigma[c]$ ), ( $\mu [\phi] + \sigma[\phi]$ )	30.31	36.63	33,527.93
(-,-)	( $\mu [c] - \sigma[c]$ ), ( $\mu [\phi] - \sigma[\phi]$ )	30.31	17.69	22,554.38

El valor del módulo de elasticidad ( $E$ ) se obtiene al sustituir los parámetros  $c$  y  $\phi$  en la ecuación de correlación 4.3

La Figura 4.13 muestra la superficie que representa el plano de la ecuación de correlación 4.3 delimitada por los cuatro puntos extremos de los parámetros del suelo calculados en la Tabla 4.7 Esta superficie es una aproximación estadística a los datos medidos en el laboratorio

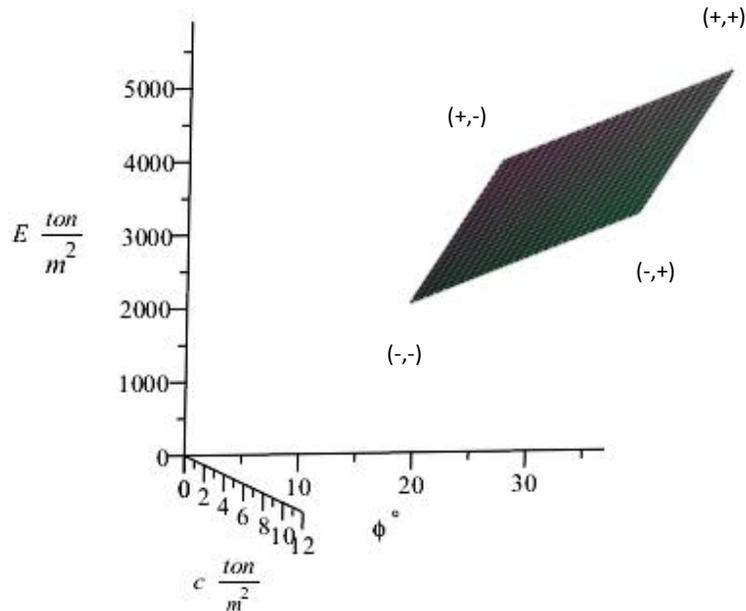


Figura 4.13 Superficie que representa a la ecuación 4.10

Este análisis estadístico nos permite determinar los valores de  $E$  en función de los parámetros mecánicos  $c$  y  $\phi$  deseados. En este trabajo se requiere conocer las cuatro combinaciones críticas de estos parámetros, aunque se contaba con 25 pruebas de laboratorio del sitio, en los resultados no se presentaron los valores que coincidieran con los valores requeridos en la combinación, es por eso que se realiza un análisis estadístico para encontrar una ecuación que correlacione dichos parámetros y así obtener los 4 puntos deseados.

La combinación de parámetros de la Tabla 4.7 fue la que se utilizó para desarrollar los modelos de diferencias finitas tridimensionales de la excavación en estudio y del sistema de contención, con ayuda del software FLAC<sup>3D</sup>. Con la modelación numérica se obtendrán factores de seguridad y deformaciones del sistema de retención analizado, lo que permite hacer, en los siguientes capítulos, un análisis por desempeño y paramétrico de la excavación en estudio.

### 4.3 Generación de modelos tridimensionales de diferencias finitas

#### *4.3.1 Modelo numérico del sistema de contención estudiado*

El modelado numérico del sistema de contención se realizó con el software FLAC<sup>3D</sup>. En este análisis, el comportamiento de los geomateriales se simuló con una ley esfuerzo-deformación elasto-plástica con un criterio de falla Mohr-Coulomb, el cual se consideró adecuado pensando en el bajo nivel de las deformaciones esperadas debido a la resistencia de los suelos encontrados.

Las pilas son los elementos principales de contención en este análisis, y se modelaron con elementos polihédricos (sólidos) asumiendo un comportamiento elástico-lineal considerando las características mencionadas.

En la simulación se incluyeron las etapas constructivas de acuerdo al procedimiento establecido por el contratista. En el análisis inicialmente se determinó el estado de esfuerzos geo-estáticos, para que posteriormente, se simularan dos etapas de excavación en la mayoría de los casos, en porciones iguales, considerando que las pilas ya están colocadas antes de iniciar la excavación. Bajo estas condiciones, después de la primera etapa de excavación, se ejecutó la segunda etapa de excavación, resolviéndose el equilibrio del sistema una vez más, y finalmente se colocó el concreto lanzado entre las pilas en la zona faltante. En el análisis se incluyó una sobrecarga de  $1.5\text{t/m}^2$  establecida por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal como la sobrecarga mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales.

#### *Propiedades de resistencia*

Las propiedades de resistencia de los materiales se propusieron usando la combinación de parámetros extremos propuestos en el subcapítulo 4.2. Estos parámetros de resistencia se presentan en la Tabla 4.6.

### Propiedades de deformabilidad

El módulo de elasticidad de los materiales,  $E$ , se obtuvo sustituyendo los valores de la combinación de parámetros extremos del suelo en la ecuación 4.3. Los resultados se muestran en la Tabla 4.7. Los valores de la relación de Poisson,  $\nu$ , se revisaron y ajustaron para que fueran congruentes con el tipo de suelo de la zona en estudio.

En la Figura 4.14 se muestra la geometría del modelo, el suelo en color azul, las pilas en color verde y el concreto lanzado en color rojo. El suelo se modeló homogéneo. Se modelaron solo 3 pilas para que se pudieran comparar los resultados obtenidos en la zona con pilas con los obtenidos en la zona sin pilas.

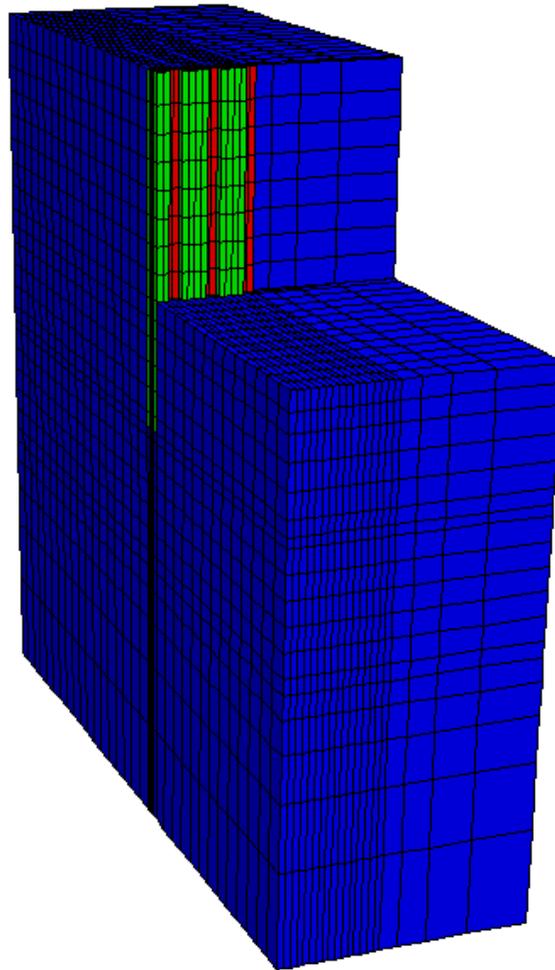


Figura 4.14 Modelo tridimensional de diferencias finitas del sistema de contención analizado

### 4.3.2 Resultados de los análisis

#### Resultados del análisis de la primer combinación de parámetros $c$ y $\phi$ (+,+)

En la Figura 4.15 se muestran los desplazamientos verticales que se presentan para la primera combinación de parámetros (+,+), que corresponde a:  $c= 11.69 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi= 36.63^\circ$  y  $E=5803.60 \text{ t/m}^2$ . En esta Figura se observan expansiones máximas de hasta 2.6 cm al centro del fondo de la excavación. En la Figura 4.16 se muestran los desplazamientos horizontales en las paredes de la excavación, en esta Figura se muestra la diferencia de desplazamientos entre la zona con pilas y la zona sin pilas, en la zona con pilas se presentan desplazamientos de hasta 0.3 centímetros y en la zona modelada sin pilas se presentan deformaciones del orden de 0.5 cm, a pesar de que, con esta combinación de parámetros, los desplazamientos son muy pequeños, se puede observar que los máximos desplazamientos de las paredes de la excavación se presentan en la base de las mismas.

De igual forma el factor de seguridad menor se presenta en la misma zona donde se presentan las deformaciones mayores como se observa en la Figura 4.17. El valor mínimo de factor de seguridad es de 2.45, sin embargo es un punto muy concentrado, se considera el valor de 2.5 como un factor de seguridad representativo de la zona crítica de la excavación.

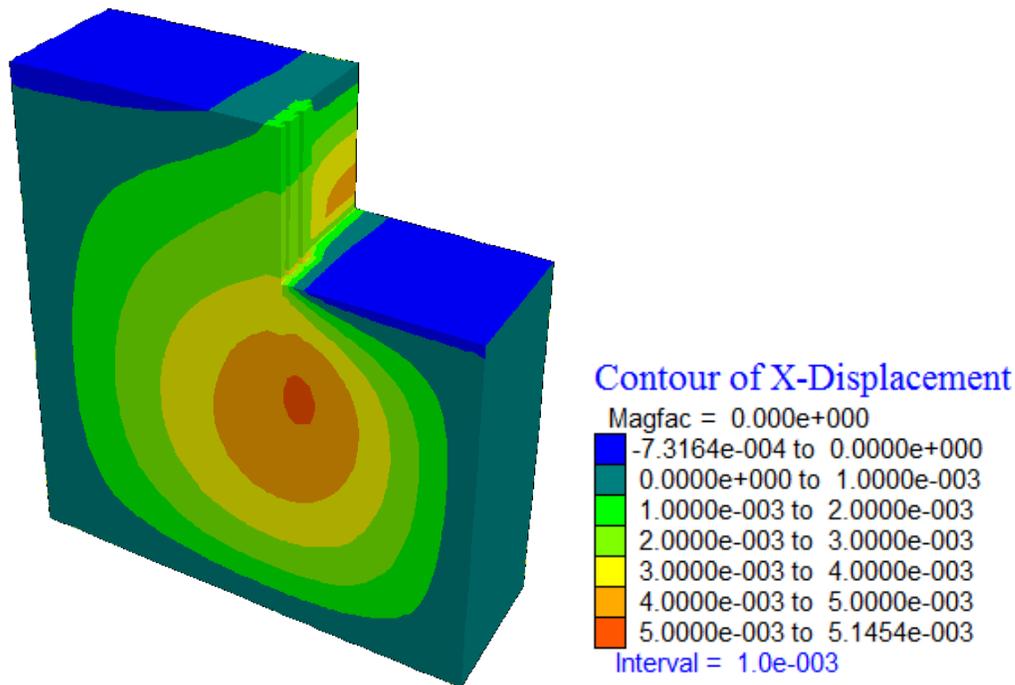


Figura 4.16 Contornos de desplazamientos horizontales (+,+)

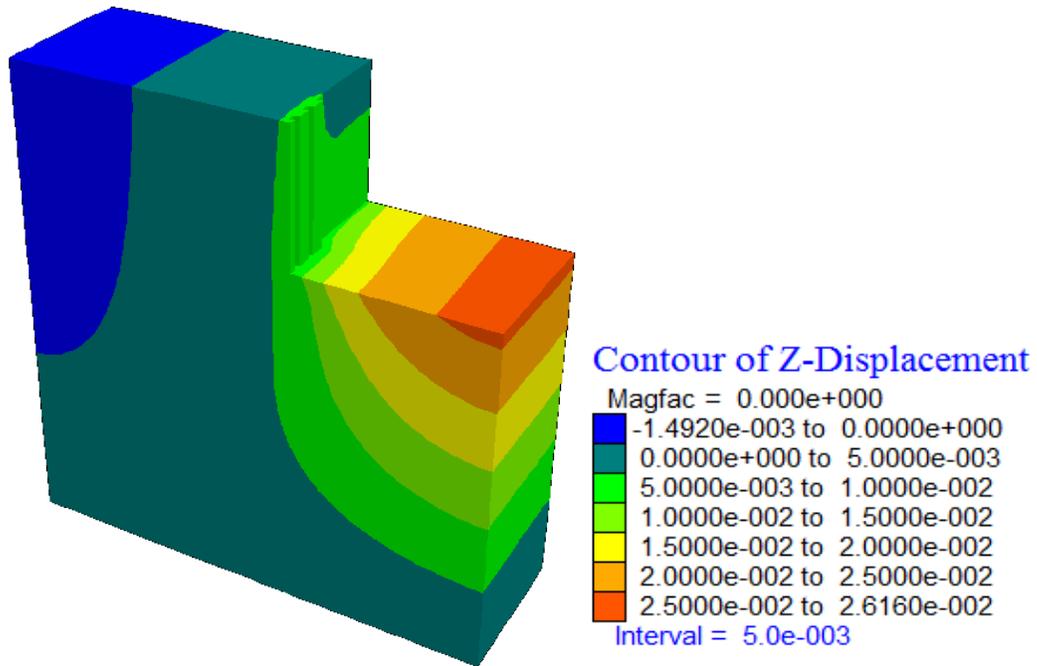


Figura 4.15 Contornos de desplazamientos verticales (+,+)

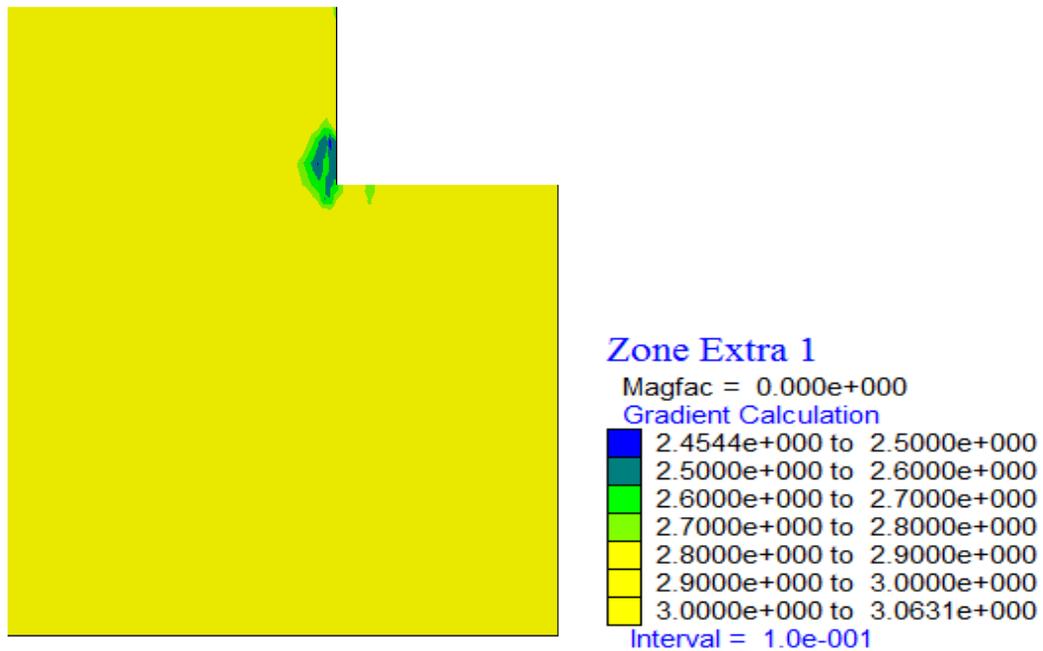


Figura 4.17 Factores de seguridad (+ +)

En la Figura 4.18 se muestran los desplazamientos horizontales de la zona modelada con pilas y la zona sin pilas. En esta Figura se observa la importancia del sistema de retención para reducir los desplazamientos de las paredes de la excavación. El desplazamiento máximo en dirección  $x$  es de 0.48 cm y se presenta en la base de las pilas. Las deformaciones en el eje central de las pilas y en la zona entre-pilas -recubierta con concreto lanzado- son iguales. La línea punteada a los 8.5 metros representa el Nivel Máximo de Excavación (NME), la línea discontinua trazada a 13.6 m representa el nivel de desplante de las pilas (ND). También es importante señalar que los mayores desplazamientos se presentan en la base de las pilas, lo que significa una rotación en su base hacia adentro de la excavación, lo que indica que el empotramiento de las pilas resulta insuficiente para restringir los desplazamientos, sin embargo debido a la competencia de los materiales estos desplazamientos son despreciables. La parte de la gráfica que se encuentra por debajo de la línea que discontinua corresponde al suelo natural.

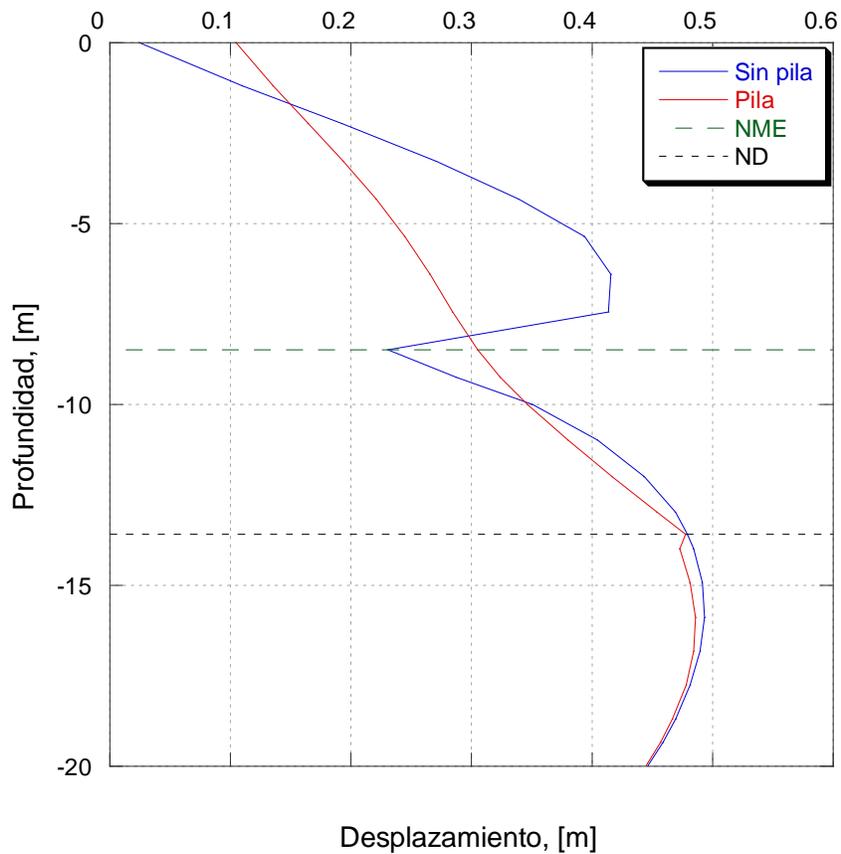


Figura 4.18 Desplazamientos Horizontales

Resultados del análisis de la segunda combinación de parámetros  $c$  y  $\phi$  (+,-)

En la Figura 4.19 se muestran los desplazamientos verticales que se presentan para la segunda combinación de parámetros (+,-), que corresponde a,  $c = 11.69 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 17.69^\circ$  y  $E = 4684.99 \text{ t/m}^2$ , en esta Figura se observan expansiones máximas de hasta 3.2 cm al centro del fondo de la excavación.

En la Figura 4.20 se muestran los desplazamientos horizontales asociados a la excavación. En la zona modelada con pilas se presentan desplazamientos de 0.3 centímetros y en la zona modelada sin pilas se presentan expansiones del orden de 0.6 cm. A pesar de que, con esta combinación de parámetros, los desplazamientos son muy pequeños, se puede observar que los desplazamientos son mayores que los obtenidos para la combinación (+,+), de igual forma que en la combinación anterior los desplazamientos horizontales mayores en las paredes de la excavación se presentan en la base de las mismas. En la Figura 4.21 se presentan los contornos del factor de seguridad, en donde se puede observar un factor de seguridad de 2.0 en la zona crítica de la pared de la excavación. En la parte superior de la pared de la excavación se presenta un factor de seguridad mínimo de 1.8, sin embargo, este factor de seguridad representa una falla local que no pone en riesgo la estabilidad de la excavación.

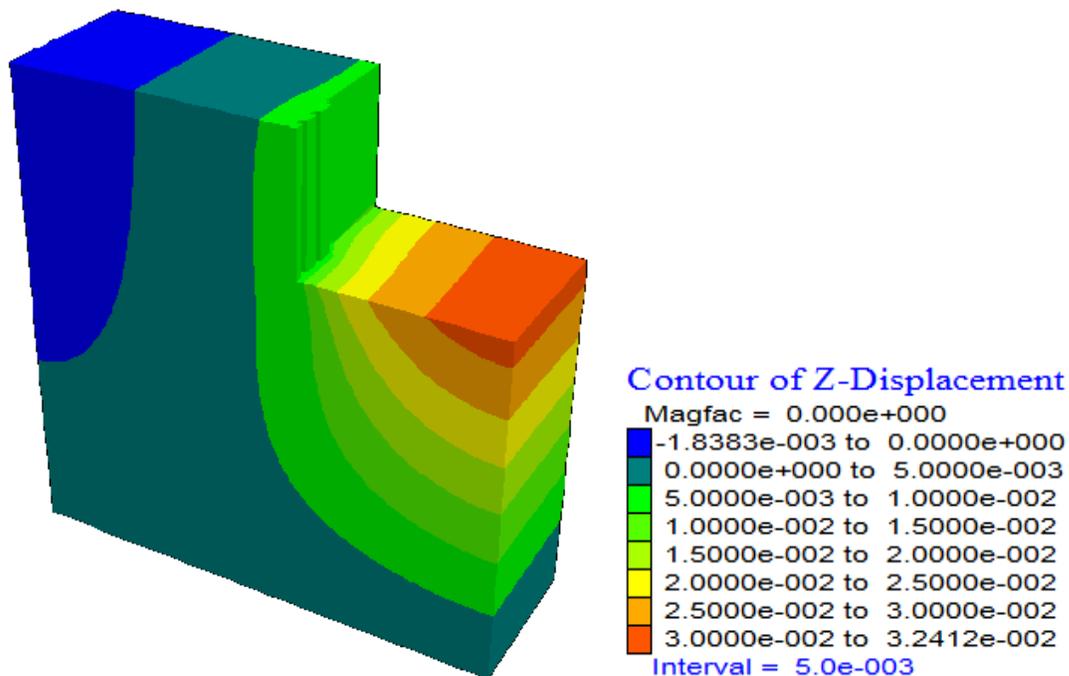


Figura 4.19 Contornos de desplazamientos horizontales (+,-)

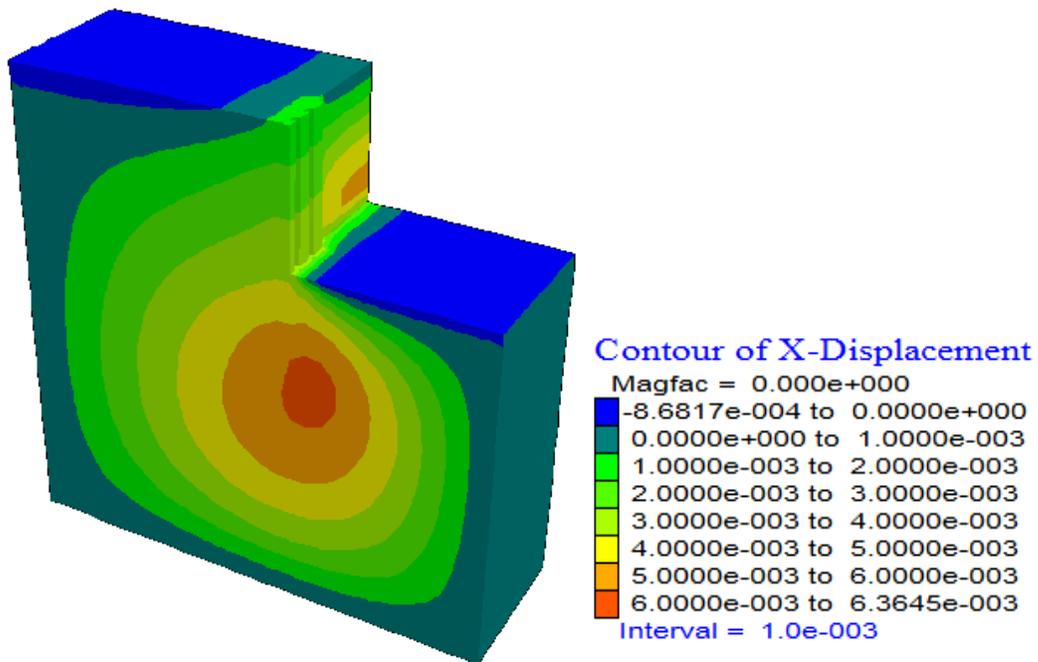


Figura 4.20 Contornos de desplazamientos verticales (+,-)

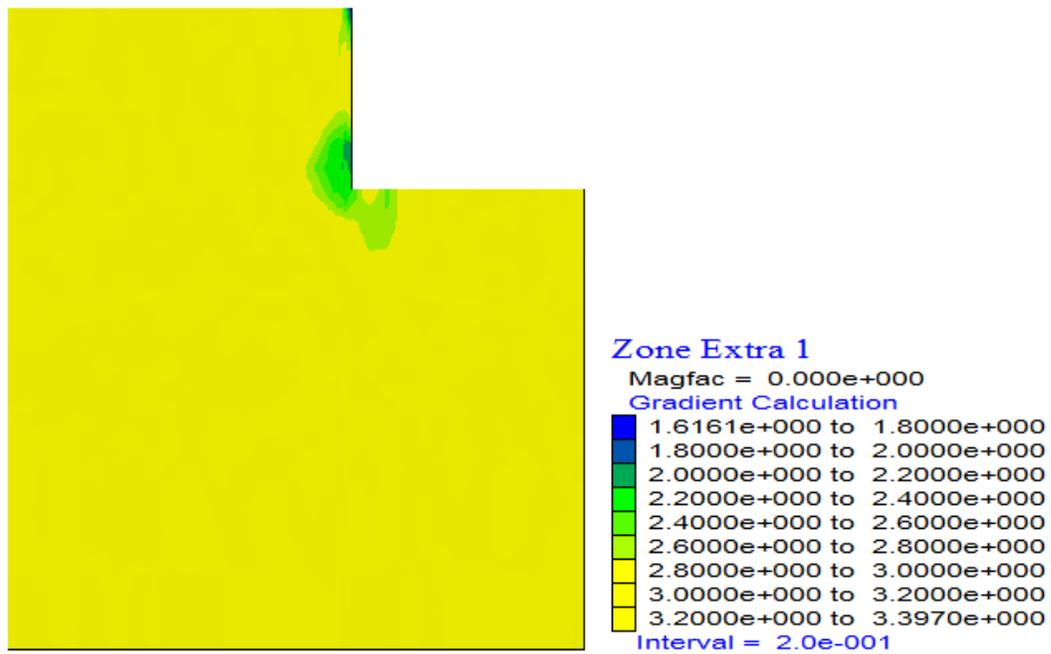


Figura 4.21 Factores de seguridad (+ -)

En la Figura 4.22 se muestran los desplazamientos en el eje  $x$ , calculados en la zona modelada con pilas y en la zona modelada sin pilas, en la Figura se puede observar un desplazamiento máximo en dirección  $x$  de 0.6 cm en el nivel de desplante de las pilas. De igual forma que los resultados obtenidos en el análisis de la combinación de parámetros anterior, tanto la zona con pilas como la zona entre pilas presentan las mismas deformaciones, mientras que la zona modelada sin pilas presenta deformaciones mayores. También es importante señalar que los mayores desplazamientos se presentan en la base de las pilas lo que significa una rotación en su base hacia adentro de la excavación, sin embargo debido a la competencia de los materiales estos desplazamientos son despreciables.

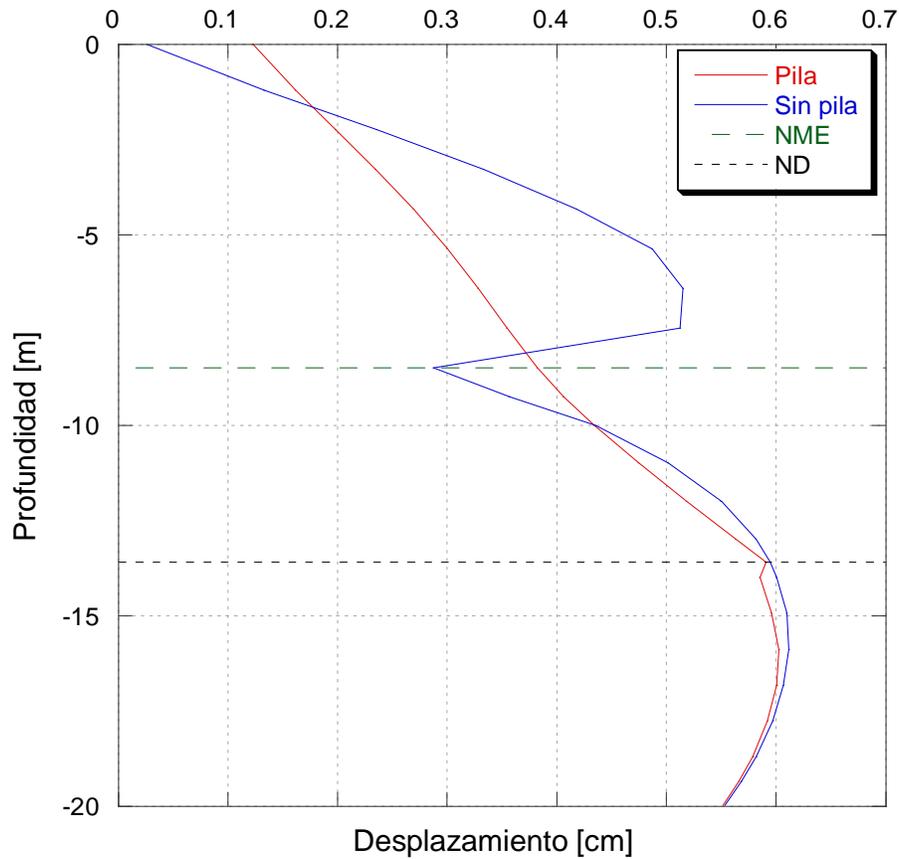


Figura 4.22 Desplazamientos horizontales

Resultados del análisis de la tercer combinación de parámetros  $c$  y  $\phi$  (-,+).

En la Figura 4.23 se muestran los desplazamientos verticales que se presentan para la tercer combinación de parámetros (-,+), que corresponde a:  $c= 3.09 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi= 36.63^\circ$  y  $E= 3417.73 \text{ t/m}^2$ , en esta Figura se observan expansiones máximas de hasta 4.4 cm al centro del fondo de la excavación. En la Figura 4.24 se muestran los desplazamientos horizontales en las paredes de la excavación y en el estrato debajo de la zona excavada, en la zona con pilas se presentan desplazamientos de hasta 0.5 centímetros en la base de las paredes de la excavación, mientras que tanto en el desplante de las pilas como en la zona modelada sin pilas se presentan expansiones del orden de 0.87 cm, se puede observar que los máximos desplazamientos de las paredes de la excavación se presentan en la base de las mismas. Se observa que esta combinación de carga presenta resultados más desfavorables en comparación que los dos analizados anteriormente. Debido a las propiedades del suelo los desplazamientos no son considerables. En la Figura 4.25 se muestran los contornos de factor de seguridad en donde se puede observar que el factor de seguridad mínimo se presenta, de igual forma que en los análisis anteriores, en la base de la pared de la excavación, y tiene un valor de 1.9. En esta Figura se puede observar que se presentan factores de seguridad menores en el fondo de la excavación en comparación con los resultados de las combinaciones anteriores y que el área de los contornos que representan los factores de seguridad menores creció considerablemente.

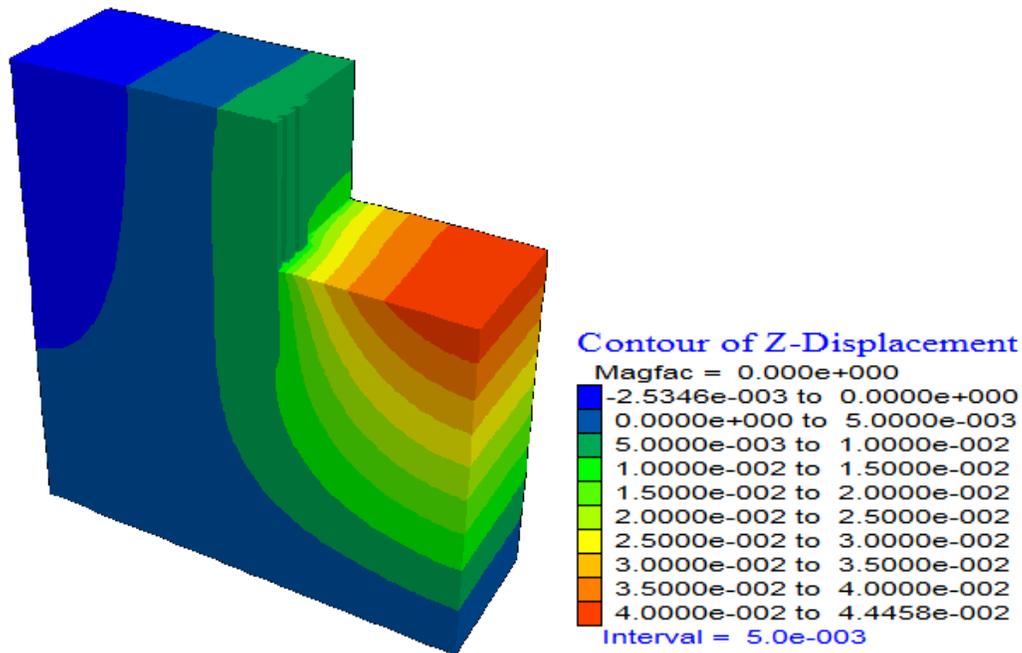


Figura 4.23 Desplazamientos verticales (-,+)

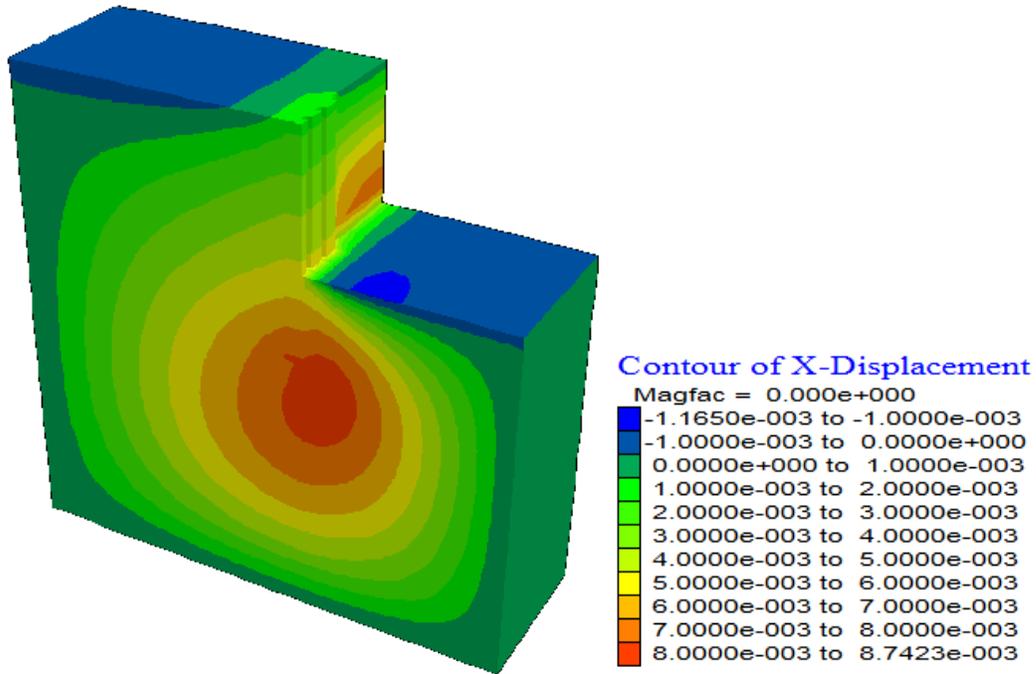


Figura 4.24 Desplazamientos horizontales (-,+)

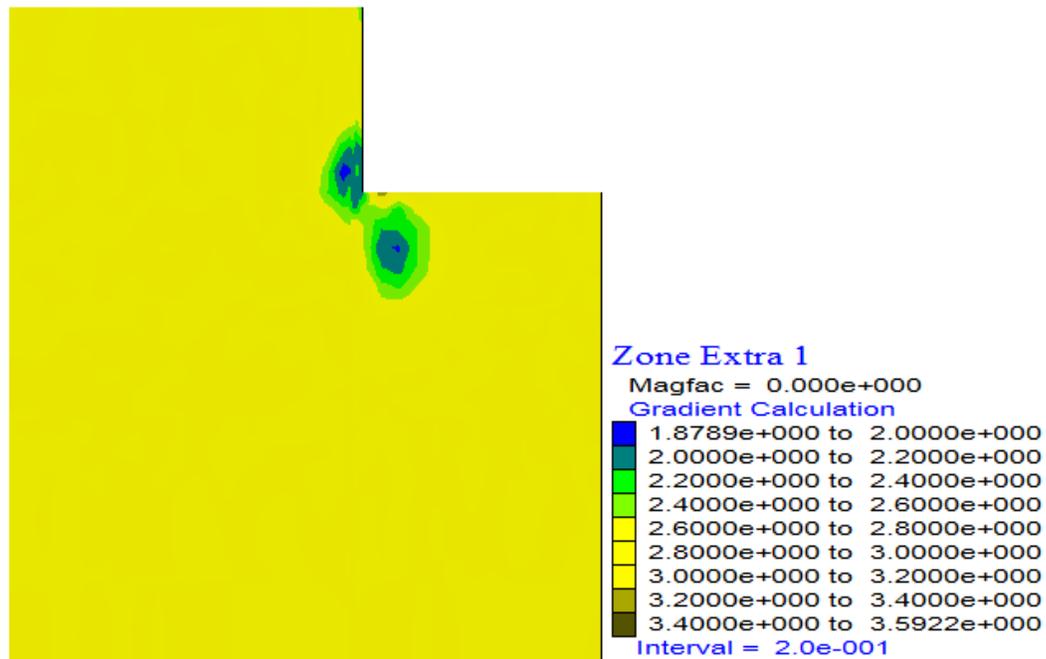


Figura 4.25 Factores de seguridad (-,+)

En la Figura 4.26 se muestran los desplazamientos en el eje  $x$ . En esta Figura se puede observar un desplazamiento máximo en dirección  $x$  de 0.84 cm en el nivel de desplante de la pila. De igual forma que los resultados obtenidos en el análisis de la combinación es de parámetros anteriores, tanto la zona con pilas como la zona entre pilas presentan las mismas deformaciones, mientras que la zona modelada sin pilas presenta deformaciones mayores. También es importante señalar que los mayores desplazamientos se presentan en la base de las pilas lo que significa una rotación en su base hacia adentro de la excavación, estos desplazamientos son muy pequeños y no representan peligro en la excavación.

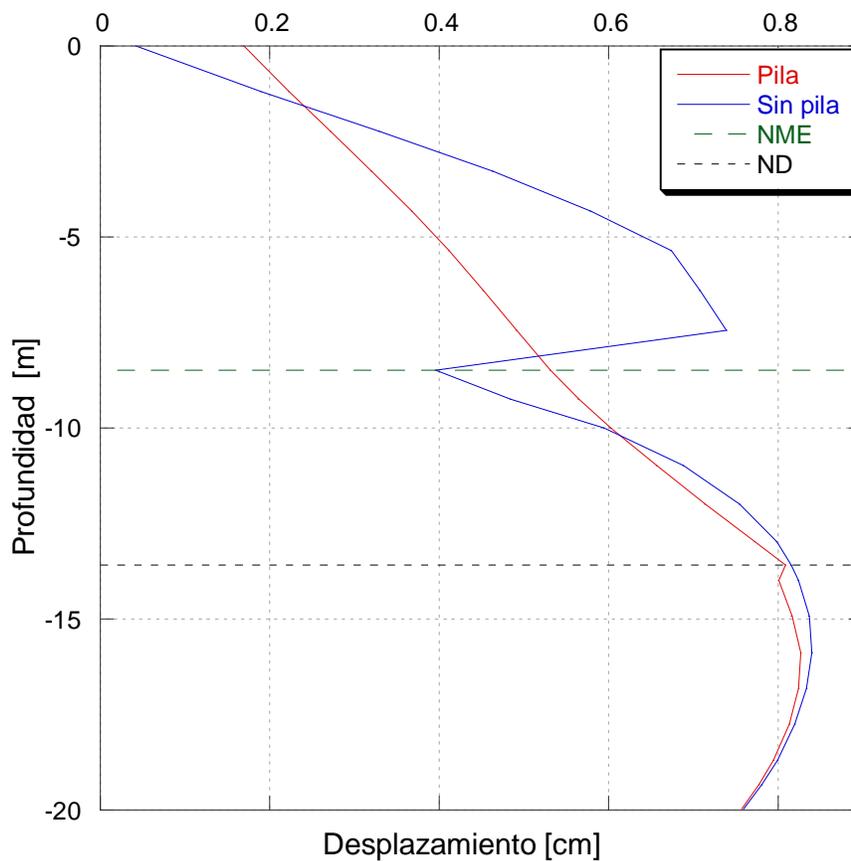


Figura 4.26 Desplazamientos horizontales (-,+)

Resultados del análisis de la cuarta combinación de parámetros  $c$  y  $\phi$  (-,-).

En la Figura 4.27 se muestran los desplazamientos verticales que se presentan para la cuarta combinación de parámetros (-,-), que corresponde a:  $c= 3.09 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi= 17.69^\circ$  y  $E=2299.12 \text{ t/m}^2$ . En esta Figura se observan expansiones máximas de hasta 6.6 cm al centro del fondo de la excavación. En la Figura 4.28 se muestran los desplazamientos horizontales asociados a la excavación. En la zona con pilas se presentan desplazamientos de hasta 1 centímetro en la base de las paredes de la excavación y en la zona de desplante de la pila se presentan desplazamientos hasta de 1.5 cm, mismo valor para la zona modelada sin pilas. De igual forma que los análisis de las combinaciones de parámetros anteriores, se puede observar que los máximos desplazamientos de las paredes de la excavación se presentan en la base de las mismas, lo que conlleva a la rotación de la base de la pila hacia el interior de la excavación. En esta Figura se puede resaltar la importancia de las pilas y el concreto lanzado para disminuir los desplazamientos horizontales ya que la diferencia de desplazamientos entre la zona con pilas y la que no las tiene es del orden de 1 cm. En la Figura 4.29 se muestran los factores de seguridad para la combinación de parámetros analizada, en la que se puede observar que los factores de seguridad son menores en comparación con los análisis anteriores, además de que el área de los contornos de factores de seguridad, con valores menores, es mayor creciendo hacia la zona de desplante de la pila. Se considera un factor de seguridad representativo en la zona crítica de la excavación de 1.5

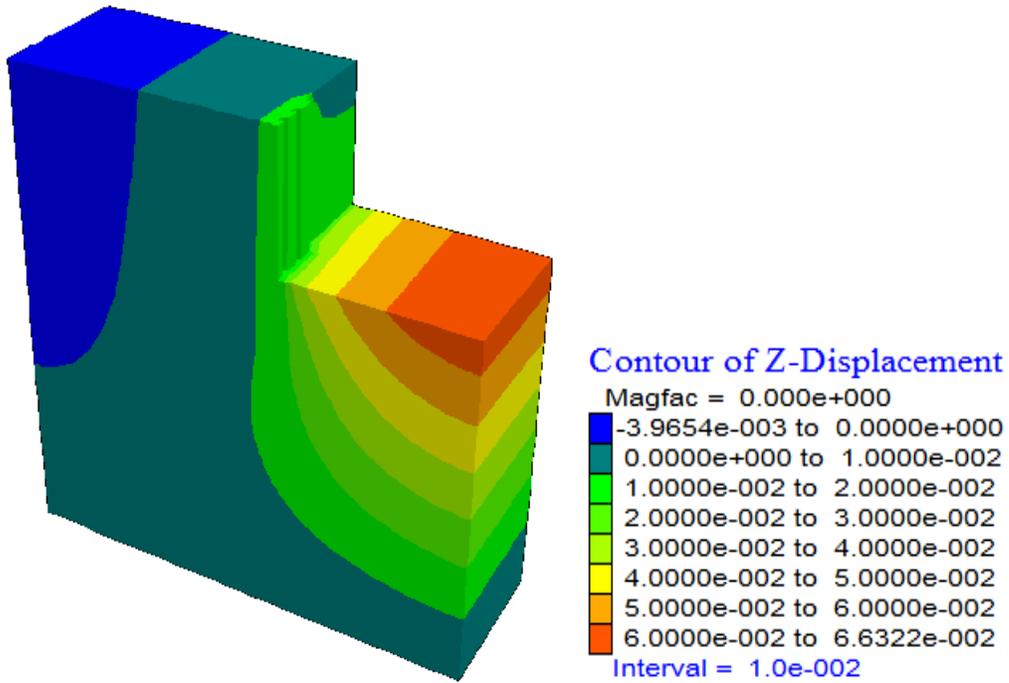


Figura 4.27 Contornos de desplazamientos verticales (-,-)

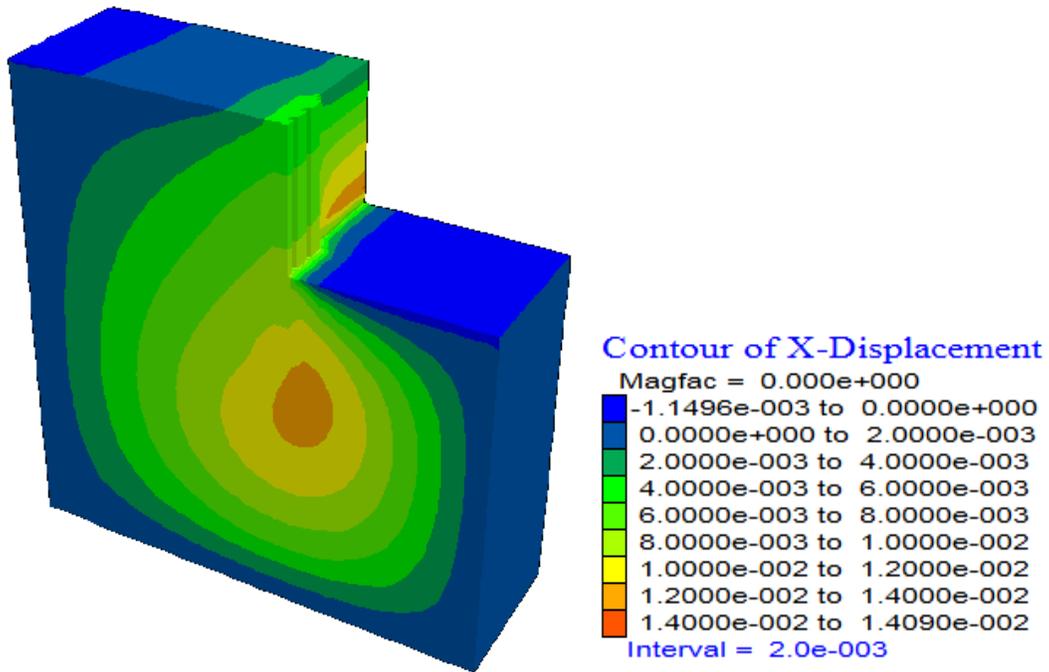


Figura 4.28 Contornos de desplazamientos horizontales (-,-)

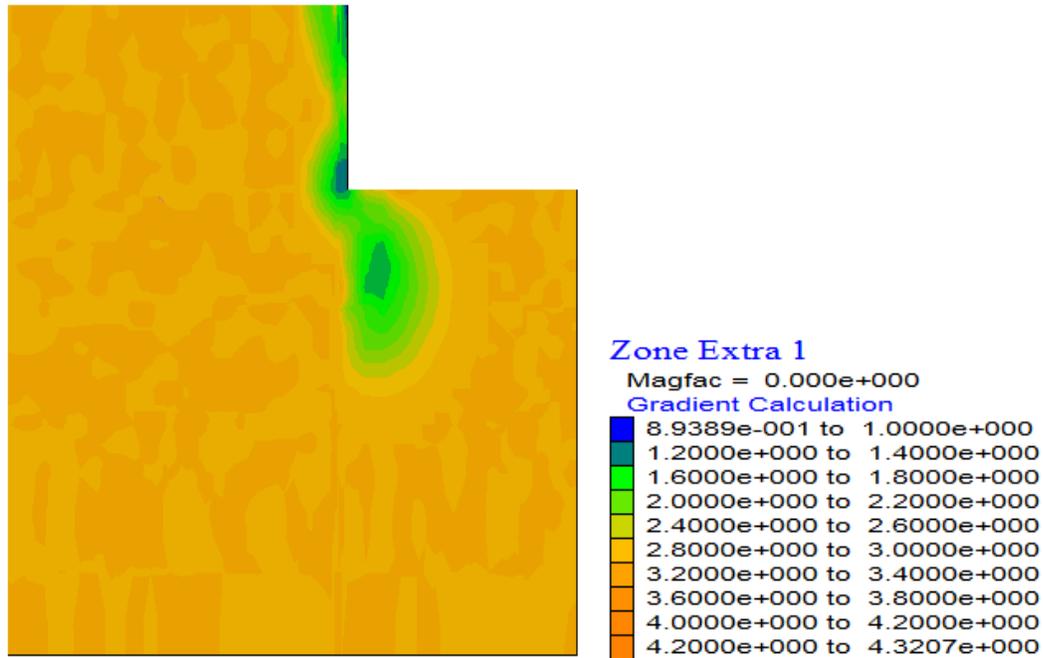


Figura4.29 Factores de seguridad (- -)

En la Figura 4.30 se muestran los desplazamientos en el eje  $x$ , calculados en el eje de la pila central, en la zona entre pilas, que corresponde a la zona cubierta con concreto lanzado, y en la zona modelada sin pilas, en la Figura se puede observar un desplazamiento máximo en dirección  $x$  de 1.25 cm a una profundidad de 16 m. De igual forma que los resultados obtenidos en los análisis de la combinación es de parámetros anteriores, tanto la zona con pilas como la zona entre pilas presentan las mismas deformaciones, mientras que la zona modelada sin pilas presenta deformaciones mayores. También es importante señalar que los mayores desplazamientos se presentan en la base de las pilas lo que significa una rotación en su base hacia adentro de la excavación, estos desplazamientos son muy pequeños y no representan peligro en la excavación. Sin embargo, es importante destacar que esta combinación de parámetros mecánicos del suelo es la que presenta mayores deformaciones tanto horizontales como verticales y el menor factor de seguridad.

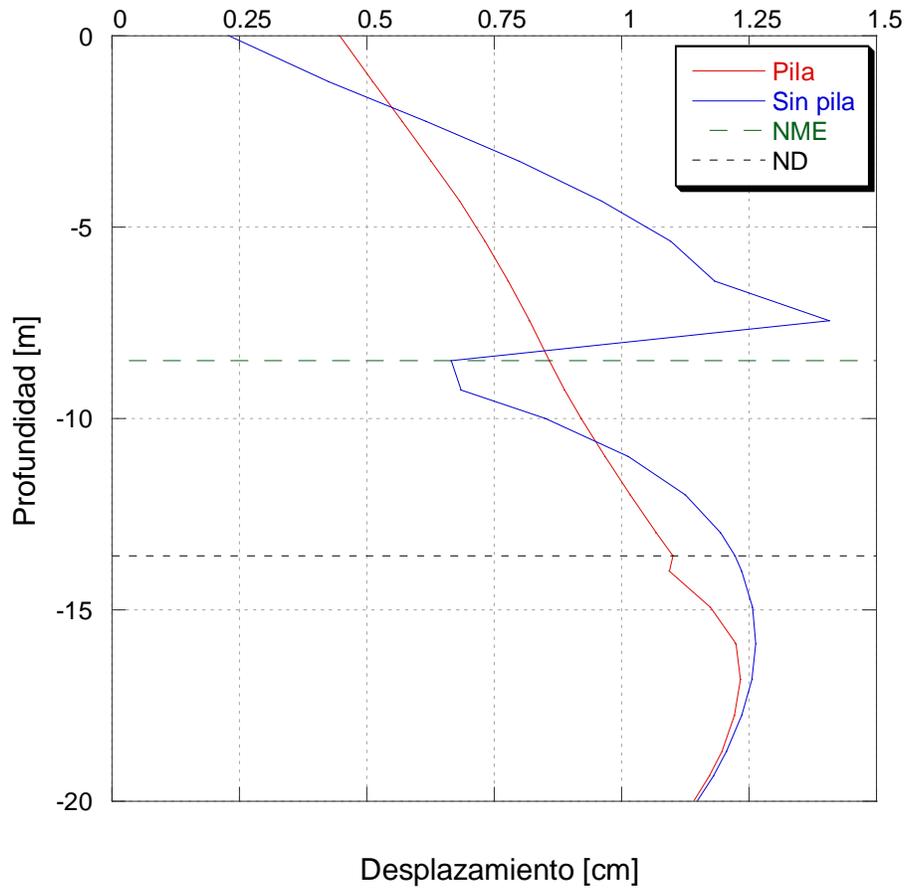


Figura 4.30 Desplazamientos horizontales

La Tabla 4.8 muestra los resultados obtenidos en cada combinación de los parámetros del suelo  $c$  y  $\phi$ .

Tabla 4.8 Resumen de resultados

Combinación	Fs	Desp. Z máx.(cm)	Desp. X máx.(cm)
(+,+)	2.5	2.61	0.5
(+,-)	2.0	3.34	0.61
(-,+)	1.9	4.44	0.82
(-,-)	1.2	6.63	1.25

Como se observa en la Tabla 4.8 los desplazamientos menores se presentan en la combinación (+ +) por lo tanto le corresponde un factor de seguridad mayor, mientras que para la combinación (- -) se presentaron los mayores desplazamientos y por lo tanto le corresponde el menor factor de seguridad. Lo anterior resulta lógico ya que entre mayor sean los valores de cohesión y del ángulo de fricción interna se espera que el suelo sea más resistente.

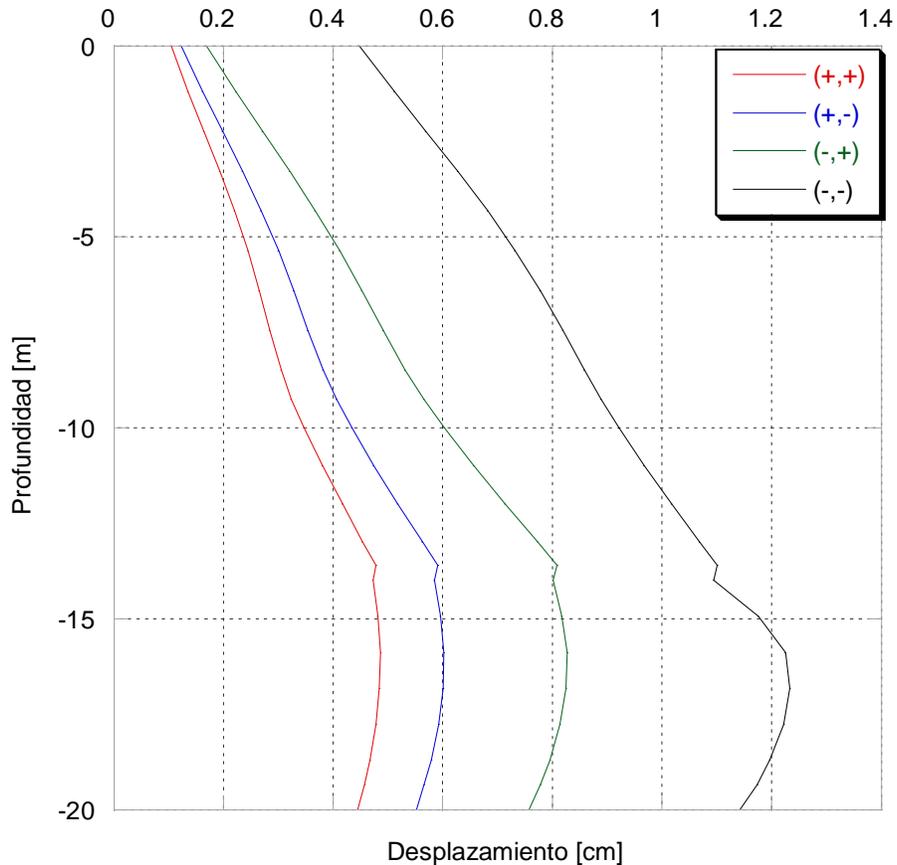


Figura 4.31 Desplazamientos horizontales

La Figura 4.31 presenta los resultados de los desplazamientos horizontales de las cuatro combinaciones de parámetros analizadas. Se observa que los desplazamientos máximos se presentan cerca del desplante de las pilas, este movimiento de las pilas es un problema muy serio ya que cierra el área de excavación y en caso de ser de magnitud considerable estos podrían obligar a cambiar todo el diseño del proyecto.

El patrón de deformaciones de los cuatro modelos numéricos analizados se muestra en la Figura 4.32. En esta Figura se pueden observar que se presenta una expansión del suelo en la cercanía de la excavación. A partir de los 7 m se exhiben hundimientos que no rebasan los 2 mm.

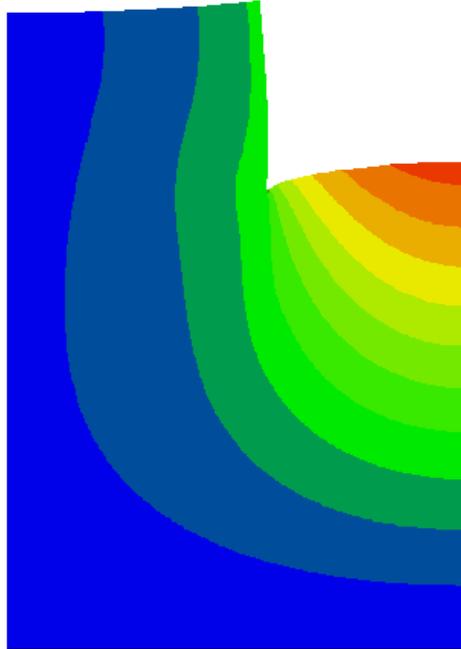


Figura 4.32 Deformaciones de la excavación analizada

#### Condiciones puntuales de resistencia y deformabilidad

Considerando la estratigrafía del suelo en el sitio en estudio se encontraron 5 estratos con las propiedades mostradas en la Tabla 4.9. Sustituyendo las propiedades mecánicas en la ecuación 4.3 se obtienen los  $E$  para cada estrato. Los desplazamientos horizontales del sistema de retención considerando la estratigrafía se muestran en la Figura 4.32.

Adicionalmente al análisis del sistema de retención usando elemento finito se determinó la respuesta de los sistemas suelo-pila ante carga lateral usando el programa Lpile (Resse *et al.*, 2004), el cual permite modelar diversas condiciones de frontera. Para ello los sistemas se representaron mediante un modelo no lineal, basado en el concepto de curvas p-y, en donde las solicitaciones estructurales son generalmente asumidas como en un caso bidimensional, es decir, no existe torsión ni momentos fuera del plano.

Así, bajo estas consideraciones, se determinaron las resistencias últimas del suelo y las curvas p-y para cada sistema de contención analizado, con base en la estratigrafía y las propiedades mecánicas de los suelos encontrados en cada sitio.

Las deformaciones máximas son del orden de 16.01 cm. Esta estimación es muy conservadora, si se recuerda que el modelo de Lpile no permite tomar en cuenta el efecto del procedimiento constructivo en el comportamiento del sistema suelo-pila, por lo cual se desarrolló adicionalmente un modelo en FLAC<sup>3D</sup> del sistema de retención, en el cual se considera la influencia de la excavación en la respuesta del sistema, y reducir el grado de conservadurismo de los análisis convencionales. Los desplazamientos horizontales obtenidos con Lpile se comparan con los obtenidos en FLAC<sup>3D</sup>. Los se muestran en la Figura 4.32

Estratos	De m	A m	Espesor m	c KN/m <sup>2</sup>	$\phi$ °	E KN/m <sup>2</sup>
A	0.00	1.20	1.20	0	28	20121.70
B	1.20	8.40	7.20	22.563	35	24814.23
C	8.40	10.00	1.60	15.696	30	21723.88
D	10.00	18.70	8.70	15.696	30	21723.88
E	18.70	25.55	6.85	19.62	40	27627.28

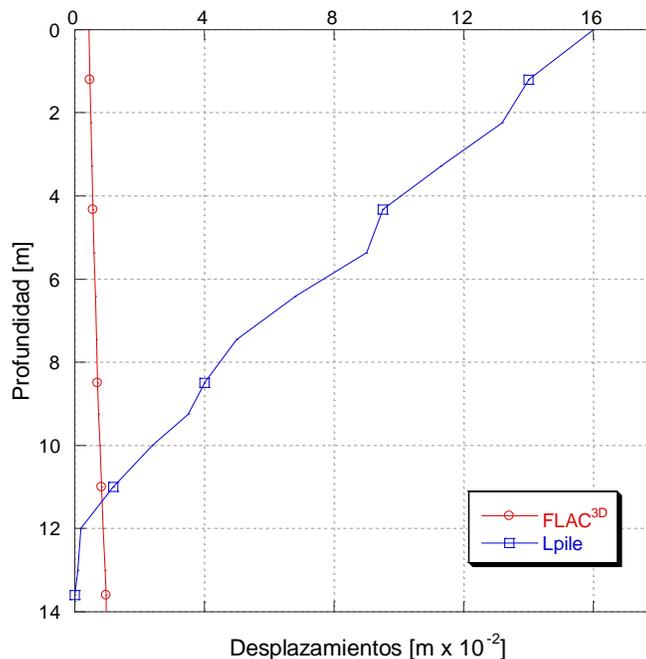


Figura 4.33 Comparación entre los resultados obtenidos con L-pile y con FLAC<sup>3D</sup>

## 4.4 Análisis por desempeño

### 4.4.1 Función de desempeño

Como se mencionó en el capítulo 3 la función de desempeño es el factor de seguridad, el cual es una relación entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes. La probabilidad de falla es el área bajo la curva de la distribución de probabilidad calculada a partir del promedio de la función de desempeño y de su desviación estándar. En este análisis se usan los valores del factor de seguridad obtenidos en el capítulo anterior y aplicando el método del punto estimado se calculará la probabilidad de falla para la excavación en análisis. Por lo tanto la probabilidad de falla será el área bajo la curva entre los valores de factor de seguridad entre 0.0 y 1.0, entonces lo que se está calculando es la probabilidad de que el factor de seguridad este entre 0.0 y 1.0 lo que representaría que la demanda es mayor que la capacidad que significa la falla del sistema.

### 4.4.2 Aplicación del método de estimación de dos variables

Para calcular el promedio y la desviación estándar de los factores de seguridad se utiliza el método de estimación de dos variables propuesto por Rosenblueth. El método requiere el cálculo del coeficiente de correlación entre  $c$  y  $\phi$ , el cual fue calculado en el subcapítulo 4.2:

$$\rho = -0.3$$

Las concentraciones de probabilidad para cada punto estimado, según las ecuaciones 3.26 y 3.27 son:

$$p_{++} = p_{--} = 0.175$$

$$p_{+-} = p_{-+} = 0.325$$

Los puntos estimados de la función  $f(x)$  son los factores de seguridad obtenidos en el capítulo 2 para cada combinación de parámetros. La Tabla 4.9 contiene los factores de seguridad para las 4 combinaciones de parámetros.

Tabla 4.9 Factores de seguridad para las 4 combinaciones de parámetros c y  $\phi$ .

Combinación	Fs
(+,+)	2.5
(+,-)	2.0
(-,+)	1.9
(-,-)	1.2

Usando las ecuaciones 3.24, 3.28 y 3.29 se calcula el promedio, la varianza y la desviación estándar respectivamente:

$$\mu [x] = 0.175 (2.5 + 1.2) + 0.325 (2.0 + 1.9) = 1.915$$

$$\mu [x^2] = 0.175 (6.25 + 1.44) + 0.325 (4.0 + 3.61) = 3.82$$

$$V [x] = \mu [x^2] - \mu [x]^2 = 3.82 - 3.67 = 0.152$$

$$\sigma [x] = 0.389$$

Con base en los resultados obtenidos se puede decir que es más probable que se presente una combinación de parámetros (+,-) o (-,+) ya que se concentración de probabilidad es mayor que para las combinaciones (+,+) y (-,-), esto se debe a que el índice de correlación entre los parámetros tiene un valor negativo lo que significa que los parámetros son inversamente proporcionales.

#### 4.4.3 Distribución Normal

Una vez calculados los valores  $\mu [x]$  y  $\sigma [x]$  se obtiene la distribución normal aplicando la ecuación 3.30. La distribución normal obtenida se muestra en la Figura 4.34.

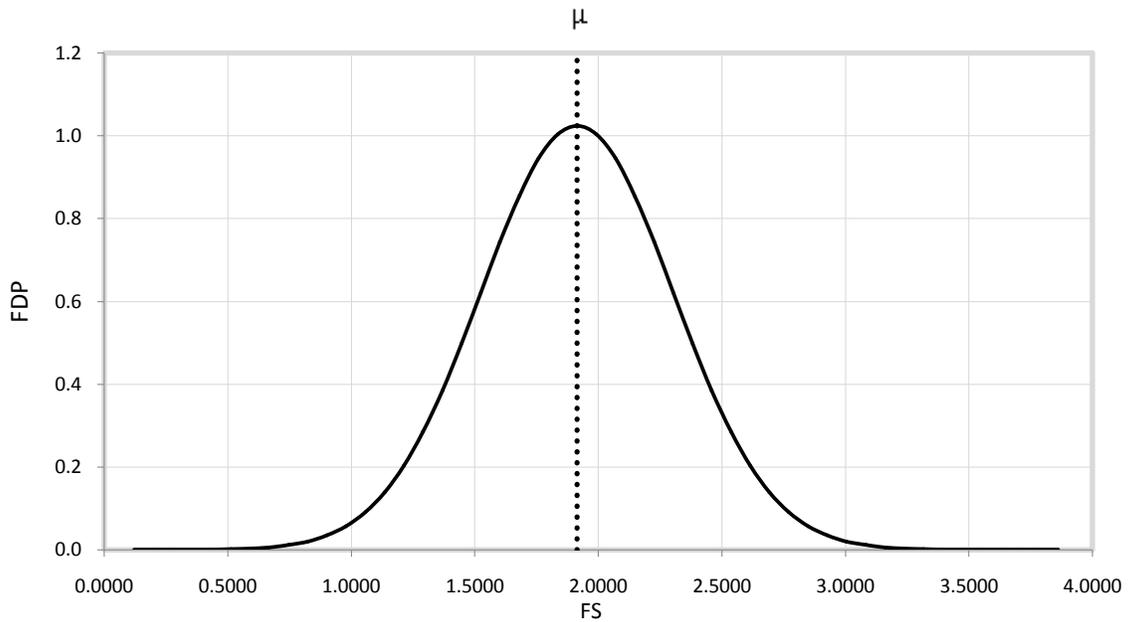


Figura 4.34 Distribución normal de los factores de seguridad

#### 4.4.4 Probabilidad de falla

La Figura 4.35 muestra el área bajo la curva entre los valores de factor de seguridad 0 y 1, dicha área se calculó con el método que se describe a continuación:

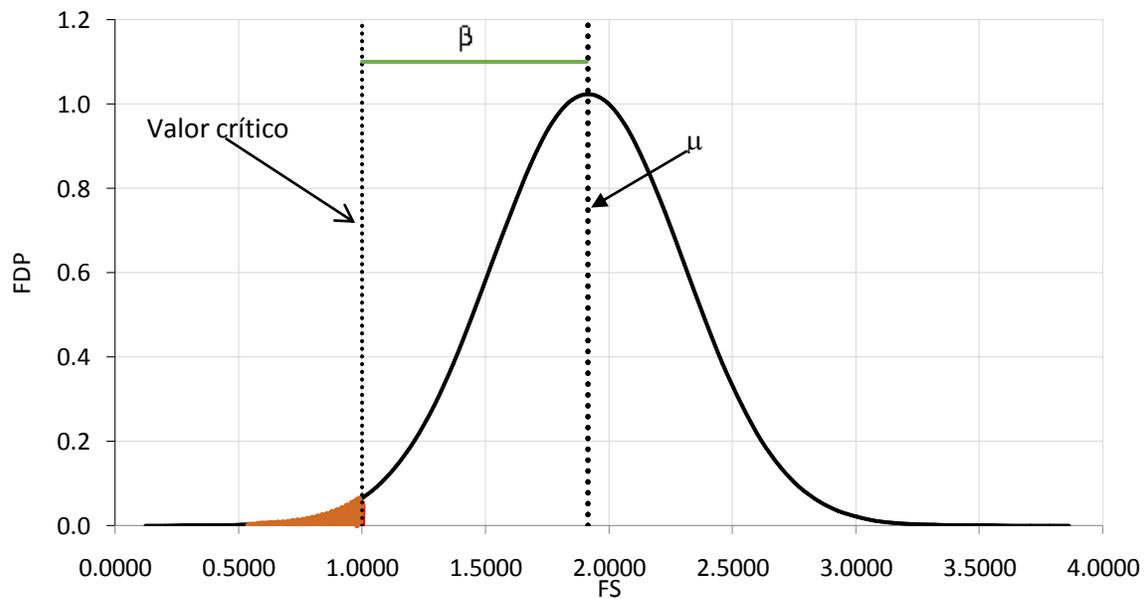


Figura 4.35 Área que representa la probabilidad de falla

Se traza una serie de rectángulos bajo la curva, cubriendo el área que deseas encontrar. El ancho de cada rectángulo es constante y su altura se determina por la función  $f(x)$ , es decir, su altura será el punto donde la parte superior del rectángulo coincida con la curva de la función de probabilidad; la suma de las áreas de todos los rectángulos resulta una aproximación al área bajo la curva que se desea calcular. Entre menor sea el ancho de los rectángulos, más precisa será la aproximación debido a que la parte superior de los rectángulos no coincide con la curva exactamente.

Calculando la probabilidad de falla con el procedimiento descrito anteriormente se obtiene un resultado de 0.942 % que representa la probabilidad de que se presente un desempeño insatisfactorio, por lo tanto aplicando la ecuación 3.34 la confiabilidad del sistema es:

$$R = 1 - 0.000942 = 0.99906$$

$$R = 99.906 \%$$

#### 4.4.4 Índice de confiabilidad

El índice de confiabilidad calculado por la ecuación 2.40 para el caso en análisis es de 3.2, en la ecuación 2.40,  $\beta$  se calcula a partir de la relación  $S$  entre  $\sigma(x)$ , donde  $S$  representa el margen de seguridad, para el caso analizado, el margen de seguridad representa la diferencia entre, el promedio de los factores de seguridad obtenidos en el capítulo 2 y el valor de 1 ya que el mínimo valor para que el factor de seguridad se considere aceptable es 1, es decir:

$$\beta = \frac{1.915 - 1}{0.389} = 2.35$$

Los valores del índice de confiabilidad mostrados en la tabla 4.10 son usados generalmente como referencia para evaluar el desempeño del sistema. Aunque es muy general nos da una idea cualitativa del nivel de desempeño esperado.

Tabla 4.10 Relación entre el índice de confiabilidad y el desempeño del sistema. (US Army; 1997)

Nivel de Desempeño Esperado	Índice de Confiabilidad $\beta$	Probabilidad de Desempeño Insatisfactorio
Alto	5.0	0.00003%
Bueno	4.0	0.003%
Superior al promedio	3.0	0.1%
Promedio	2.5	0.6%
Bajo	2.0	2.3%
Insatisfactorio	1.5	7%
Peligroso	1.0	16%

Según la Tabla 4.10 el nivel de desempeño esperado para la excavación en análisis se encuentra entre bajo y promedio, se calculó un valor  $\beta$  de 2.35 y una probabilidad de falla de 0.942 %, que para la etapa de construcción es aceptable, ya que el proyecto incluye la construcción de una losa de fondo que mejorará la estabilidad del sistema para condiciones a largo plazo, aumentando su confiabilidad.

## 5. ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LA EXCAVACIÓN EN ESTUDIO

En el capítulo anterior se obtuvo la probabilidad de falla para una excavación con profundidad constante de 8.5 m. En este capítulo se hace un análisis del sistema de excavación variando el parámetro de la profundidad  $H$ . En el capítulo 1 se realizó una combinación de parámetros mecánicos del suelo,  $c$  y  $\phi$ , y así se obtuvieron, las ya mencionadas, 4 combinaciones de parámetros. En este análisis se utilizaron dichas combinaciones para generar modelos de diferencias finitas con el fin de encontrar las tendencias de los factores de seguridad e índices de confiabilidad al variar la profundidad de la excavación en análisis. Esto nos permite revisar otras excavaciones, realizadas en la zona de lomas con la misma configuración tipo de pilas a utilizar, de una forma más eficiente.

Las profundidades que se analizan en este capítulo son 5, 10, 15, 20 y 30 m, se considera constante el ancho (B) de la excavación, el cual es de 13 m.

Los modelos geotécnicos se realizaron con la herramienta del software FLAC<sup>3D</sup>, la cual fue descrita en el capítulo 3. La modelación numérica nos permite obtener resultados relativamente rápidos del comportamiento de la excavación variando sus parámetros mecánicos, elásticos y geométricos.

En este capítulo se presentan los resultados de los factores de seguridad y las deformaciones tanto horizontales como verticales de cada combinación de parámetros y profundidad, en total se analizaron 20 casos. La Tabla 5.1 muestra los casos analizados.

Tabla 5.1 Casos analizados

Caso	$H$ (m)	Propiedades	$c$ [ $t/m^2$ ]	$\phi$ [ $^\circ$ ]	$E$
1	5	(+,+)	11.69	36.63	5803.60
2		(+,-)	11.69	17.69	4684.99
3		(-,+)	3.09	36.63	3417.73
4		(-,-)	3.09	17.69	2299.12
5	10	(+,+)	11.69	36.63	5803.60
6		(+,-)	11.69	17.69	4684.99
7		(-,+)	3.09	36.63	3417.73
8		(-,-)	3.09	17.69	2299.12
9	15	(+,+)	11.69	36.63	5803.60
10		(+,-)	11.69	17.69	4684.99
11		(-,+)	3.09	36.63	3417.73
12		(-,-)	3.09	17.69	2299.12
13	20	(+,+)	11.69	36.63	5803.60
14		(+,-)	11.69	17.69	4684.99
15		(-,+)	3.09	36.63	3417.73
16		(-,-)	3.09	17.69	2299.12
17	30	(+,+)	11.69	36.63	5803.60
18		(+,-)	11.69	17.69	4684.99
19		(-,+)	3.09	36.63	3417.73
20		(-,-)	3.09	17.69	2299.12

### 5.1 Análisis de resultados

La Tabla 5.2 muestra los factores de seguridad y los desplazamientos máximos horizontales de las pilas de retención de cada caso analizado.

Tabla 5.2 Resumen de resultados

Caso	Combinación	FS	Desp hor. [cm]	Desp. ver [cm]
1	(+, +)	3.0	0.28	1.7
2	(+, -)	2.5	0.34	2.2
3	(-, +)	2.2	0.47	3.0
4	(-, -)	1.70	0.70	4.5
5	(+, +)	2.2	0.58	3.11
6	(+, -)	1.8	0.72	3.9
7	(-, +)	1.7	0.96	5.3
8	(-, -)	1.25	1.43	7.9

Continuación 5.2 Resumen de resultados

Caso	Combinación	FS	Desp. hor. [cm]	Desp. ver. [cm]
9	(+, +)	1.35	0.98	7.35
10	(+, -)	1.3	1.21	9.1
11	(-, +)	1.3	1.53	12.7
12	(-, -)	1.25	3.34	19.7
13	(+, +)	1.3	1.60	9.23
14	(+, -)	1.2	2.04	11.0
15	(-, +)	1.2	2.78	16.0
16	(-, -)	1.15	4.97	24.0
17	(+, +)	1.6	3.9	26.0
18	(+, -)	1.45	5.4	33.0
19	(-, +)	1.0	15.0	45.0
20	(-, -)	0.7	15.9	48.0

La Figura 5.1 muestra la variación del factor de seguridad conforme varía la profundidad de la excavación. Los resultados mostrados son los resultados de los modelos tridimensionales para cada combinación de parámetros mecánicos del suelo.

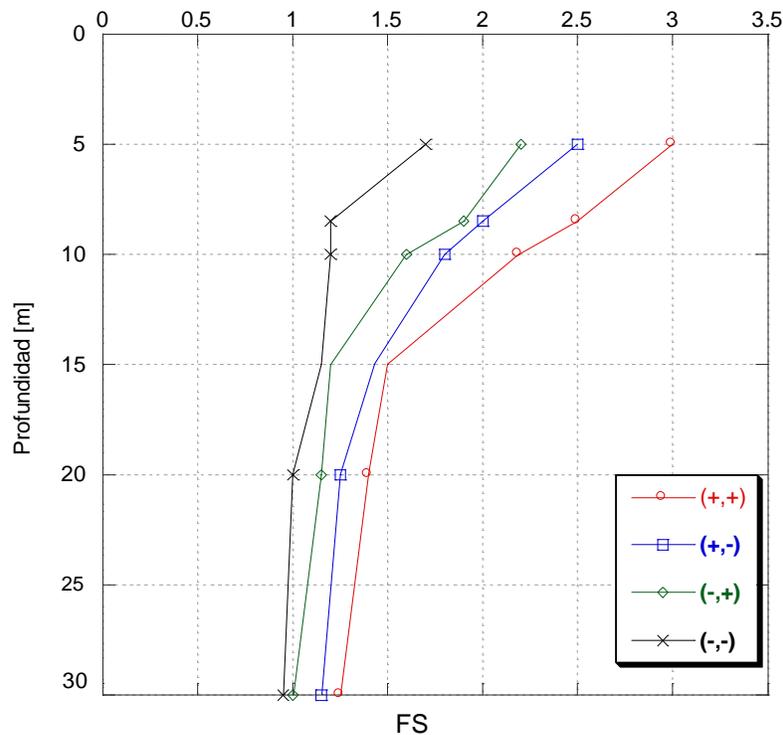


Figura 5.1 Factor de seguridad según la profundidad de excavación y de las propiedades del suelo

Realizando un análisis por desempeño de cada caso analizado se obtienen los resultados mostrados en la Tabla 5.3. La distribución normal de cada profundidad analizada se muestra en la Figura 5.2.

Tabla 5.3 Resultados del análisis por desempeño

D (m)	M	$\sigma$ [x]	Probabilidad de falla	B
5	2.37	0.42	0.051	3.28
8.5	2.05	0.33	0.094	2.35
10	1.83	0.32	1.83	2.09
15	1.57	0.27	1.91	2.07
20	1.42	0.24	4.1	1.74
30	1.20	0.32	19.2	0.87

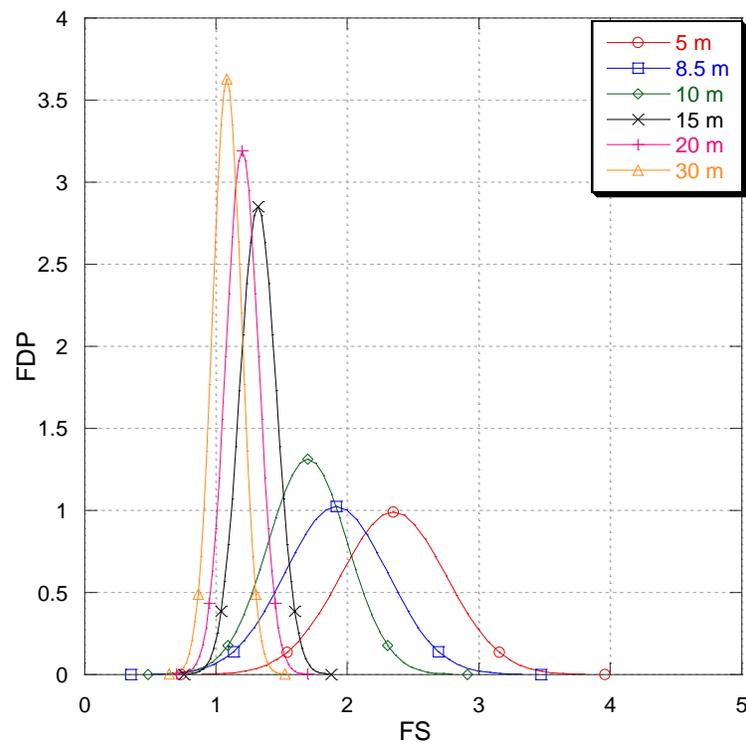


Figura 5.2 Distribución normal de los casos analizados

La Figura 5.3 muestra la variación del índice de confiabilidad, en la misma Figura se dibujan las líneas de los valores de referencia de la Tabla 4.10. Se puede observar que a una profundidad de 30 el desempeño de la excavación es peligroso. A 20 metros el desempeño

de la excavación está entre insatisfactoria y bajo, a 15 metros entre bajo y promedio, a 10 metros es cercano al promedio y el desempeño a 8.5 y 5 metros es superior al promedio.

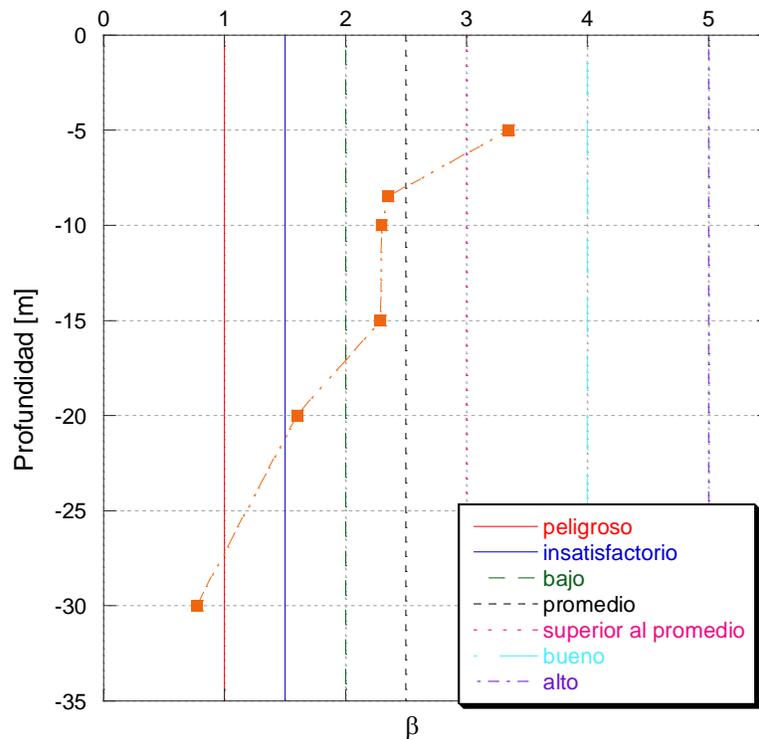


Figura 5.3 Índice de confiabilidad según la profundidad de la excavación

La Figura 5.4 muestra la probabilidad de falla para los sistemas de retención analizados en este análisis paramétrico. Es importante señalar que hasta la profundidad de 20 m la probabilidad de falla del sistema de retención es baja, sin embargo a partir de esta profundidad la probabilidad de falla aumenta de forma significativa hasta llegar a 27% para una profundidad de 30 metros. Estos resultados junto con los demás análisis, realizados en esta tesis, nos dicen que la excavación a 30 m es peligrosa ya que presenta los menores factores de seguridad, un índice de confiabilidad peligroso y por lo tanto una probabilidad de falla grande.

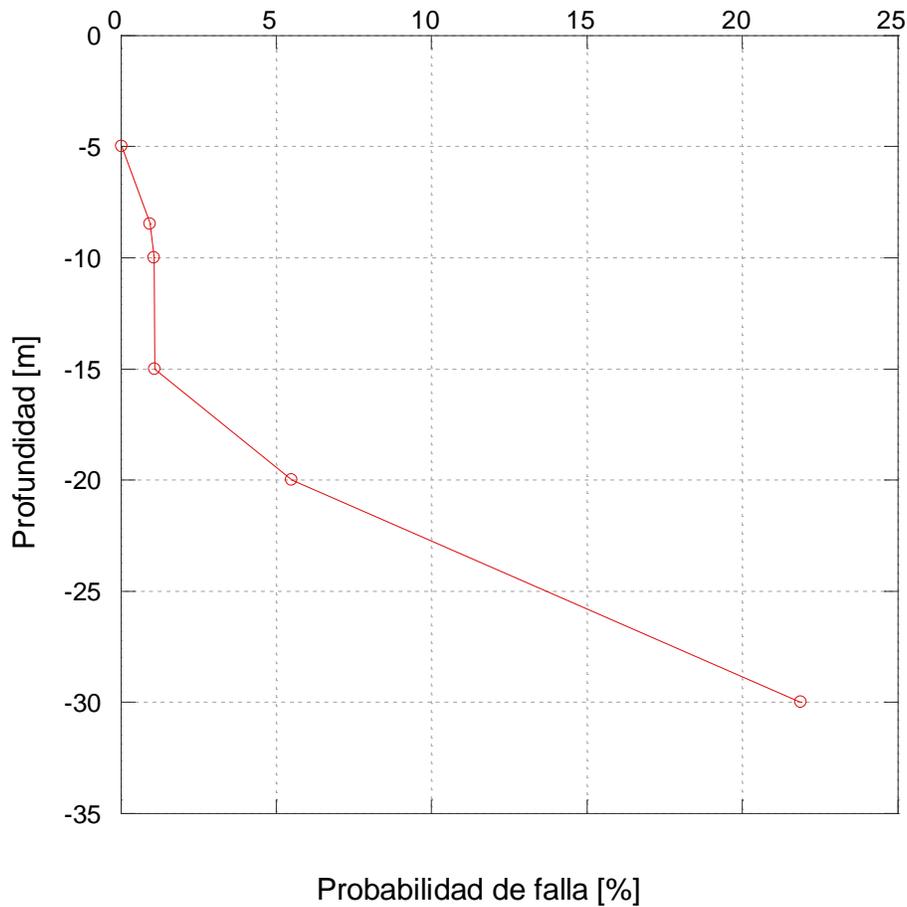


Figura 5.4 Probabilidad de falla según la profundidad de la excavación

La Figura 5.5 muestra los desplazamientos horizontales asociadas a la excavaciones de 5 y 10 m. Se puede observar que los desplazamientos máximos son de 1.5 cm y corresponden al caso 8. La Figura 5.6 muestra los desplazamientos horizontales de las excavaciones a 15, 20 y la Figura 5.7 muestra los desplazamientos horizontales de la excavación de 30 metros.

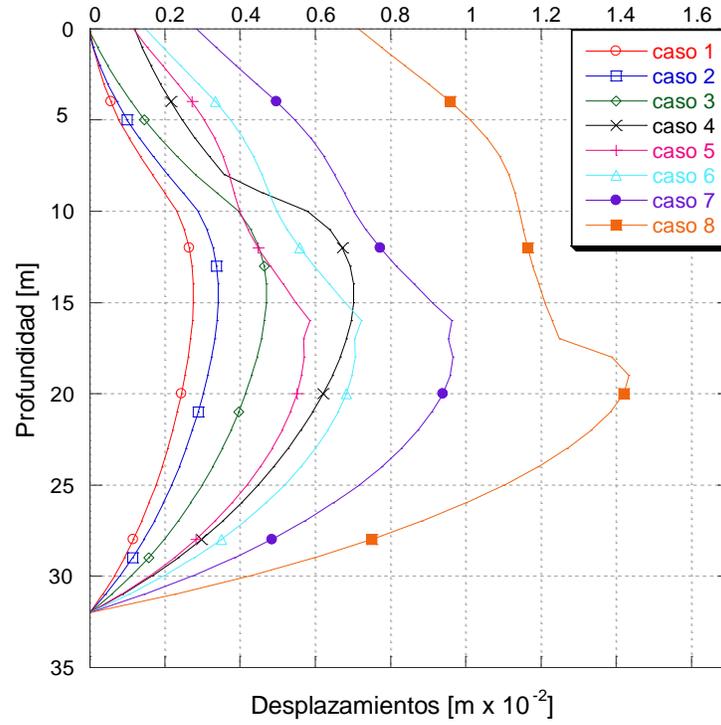


Figura 5.5 Desplazamientos horizontales asociados a la excavación de 5 y 10 m

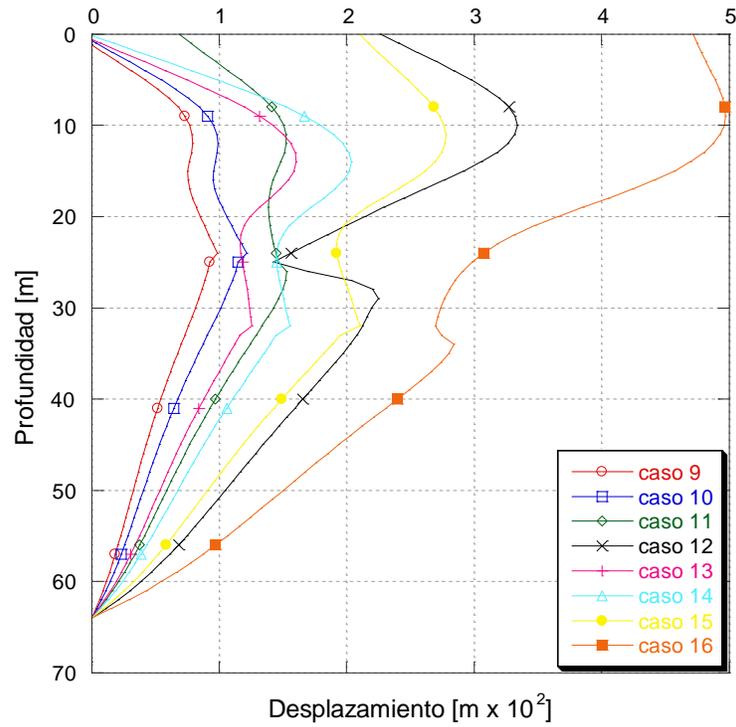


Figura 5.6 Desplazamientos horizontales asociados a la excavación de 15 y 20 m

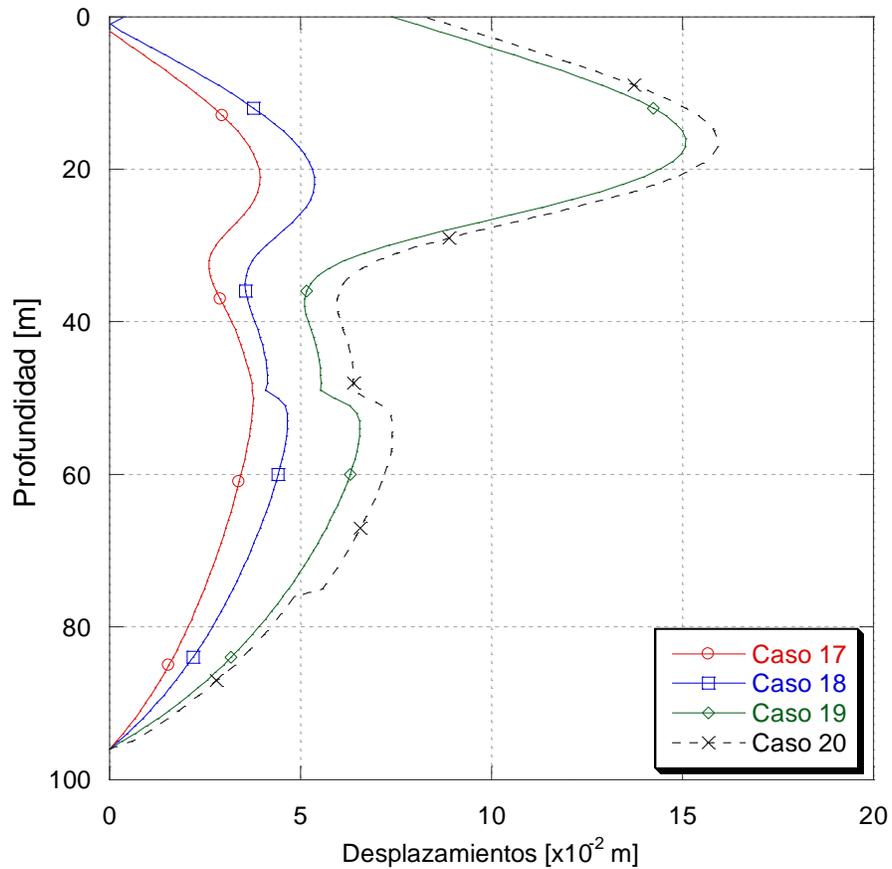


Figura 5.7 Desplazamientos horizontales asociados a la excavación de 30 m

La Figura 5.8 muestra los resultados obtenidos del análisis paramétrico de la excavación en estudio. En esta Figura se presentan los desplazamientos horizontales máximos de la pared de la excavación, los factores de seguridad deterministas y la probabilidad de falla de la excavación para cada profundidad analizada. Esta gráfica puede ser muy útil para la ingeniería práctica ya que puede ser utilizada como referencia en obras que se realicen en la zona.

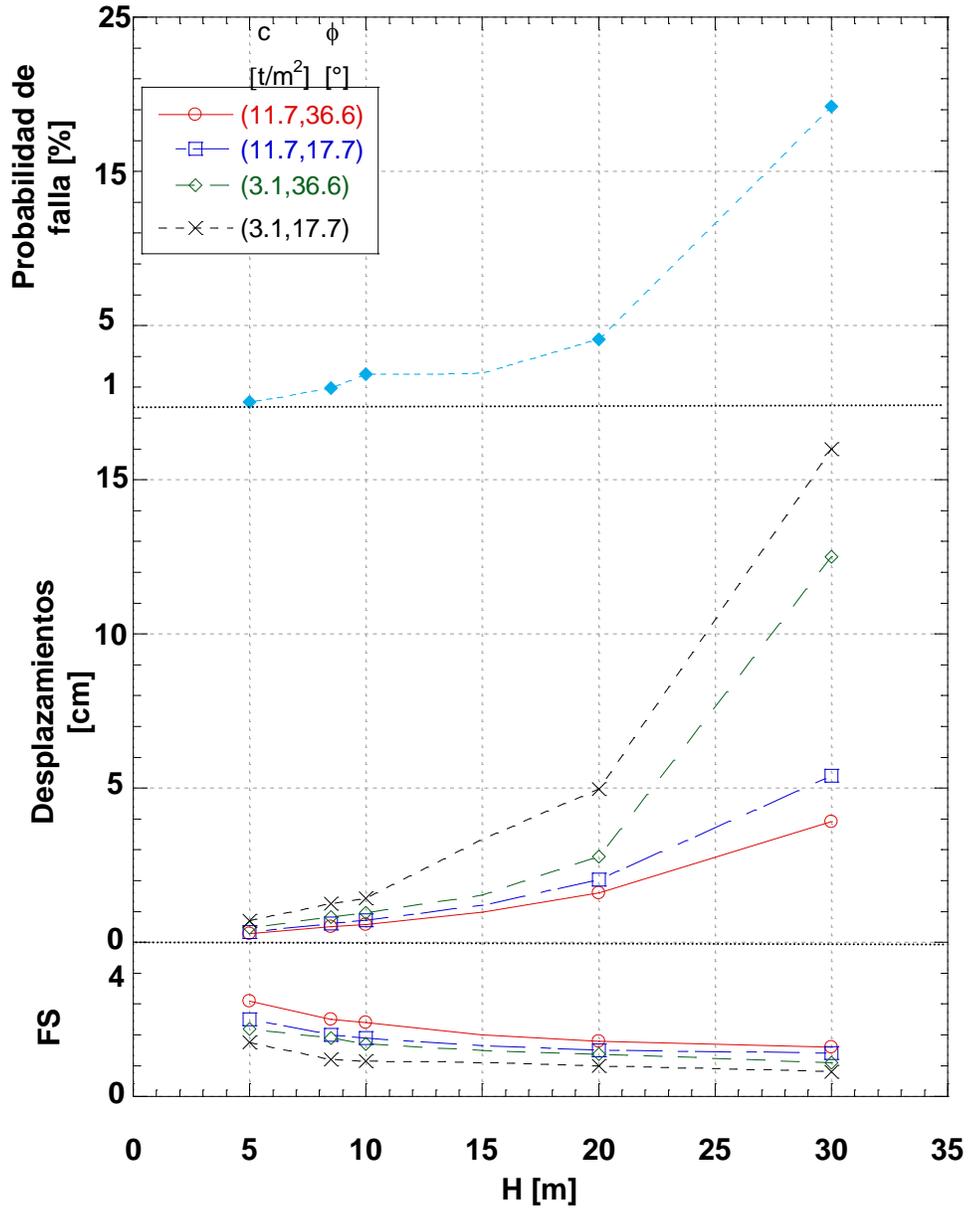


Figura 5.8 Resultados del análisis paramétrico.



## 6. CONCLUSIONES

Aunque las teorías clásicas de análisis de sistemas de retención de excavaciones se siguen utilizando hoy en día con buenos resultados, no se puede negar que se debe recurrir a métodos estadísticos que tomen en cuenta la incertidumbre inherente de la determinación de las propiedades de los suelos y evitar así diseños muy conservadores que representen pérdidas económicas.

El análisis por desempeño puede ser aplicado con facilidad ya que es un procedimiento simple que no requiere más datos de los que se utilizan comúnmente en un análisis determinista

La probabilidad de falla no debe considerarse como un parámetro para reemplazar al factor de seguridad sino como un complemento. Resulta más conveniente realizar un análisis considerando tanto factores de seguridad como probabilidades de falla que analizarlos por separado.

El análisis por desempeño proporciona una referencia racional para elegir el factor de seguridad que sea apropiado para el grado de incertidumbre que se tienen en la determinación de las propiedades del suelo.

Se demostró que los suelos tobáceos presentan un buen comportamiento ante carga lateral debido a que exhiben una buena resistencia al esfuerzo cortante debido a sus propiedades mecánicas. La probabilidad de falla de la excavación es muy baja, del orden de 0.9 %.

Los desplazamientos asociados a la excavación en suelos tobáceos son muy pequeños y no representan un riesgo para la estabilidad de la excavación.

La zona crítica de la excavación se presenta en el empotramiento de la pila (pata) ya que en todos los análisis fue en esta zona donde se presentaron los factores de seguridad menores y los desplazamientos horizontales de mayor magnitud. Por lo tanto, el sistema de retención tiende a girar hacia el interior de la excavación.

En un proyecto en particular es necesario corroborar la información de campo y de laboratorio para verificar que los valores de resistencia  $c$  y  $\phi$  y de deformación  $E_{50}$  estén en el rango de valores considerados en el análisis.

Comparando los resultados obtenidos con el software L-pile con los resultados obtenidos con Flac<sup>3D</sup> se resalta la importancia del uso de herramientas de modelado tridimensional para obtener resultados más racionales y confiables.

Con respecto a los hundimientos del suelo en las proximidades de la excavación no se rebasa el límite de 2.5 cm fijado en el RCDF (Tabla 2.2). Por lo tanto, la excavación del proyecto no representa un riesgo para las estructuras vecinas. Sin embargo, la excavación de 30 metros, es la única excavación analizada que exhibe asentamientos en la cercanía de la excavación que rebasan el límite. Los asentamientos asociados a la excavación son de hasta 7 cm.

Se identificó la importancia de los parámetros mecánicos y elásticos del suelo en la determinación del factor de seguridad y en las deformaciones asociadas a la excavación. Se demostró que la profundidad de la excavación influye en la magnitud de las deformaciones. Sin embargo, las propiedades mecánicas y elásticas son las que tienen mayor influencia en las deformaciones asociadas a la excavación.

## REFERENCIAS

Adams, D.N. and Robinson, M.J. (1996). "Construction and Performance of Jet Grout Supported soldier Pile and Tremie Concrete Walls in Weak Clay." *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Fall, Winter issue (1996).

Bjerrum, L., and Eide, O. (1956) "Stability of Strutted Excavations in Clay" *Geotechnique*, London.

Christian, J. T., Ladd, C. C., and Baecher, G. B. (1994). "Reliability applied to slope stability analysis." *J. Geotech. Engr.*, 20, Dec., 2180–2207.

Clough, G.W. and Hansen, L.A. (1981). "Clay anisotropy and Braced Wall Behavior." *J. Geotech Engrg. Div.*

Clough, G.W. and O'Rourke, T.D. (1990). "Construction Induced Movement of Insitu Walls" *Proceedings, Design and performance of Earth Retaining Structures*, Lambe, P.C. and Hasen L.A. (eds). ASCE.

Clough, G.W. and Tsui, Y. (1974). "Performance of Tied-Back Walls in Clay," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 10(12), 1259-1273.

Clough, G.W, Smith, E.M., and Sweeney, B.P. (1989). Movement Control of Excavation Support System by Interactive Design." *Current Principles and Practices, Foundation Engineering Congress*, Vol. 2, ASCE.

Goh, A.T.C. (1990). "Assessment of basal stability for braced excavation systems using the finite element method" *Computers and geotechnics*, 10 (4).

Goh, A.T.C. (1994). "Estimating basal-heave stability for braced excavations in soft clay," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120(8), 1430-1436.

Goldberg, D.T., Jaworski, W.E., and Gordon, M.D. (1976). "Lateral Support Systems and Underpinning." Reports FHWA-RD 75-128, Vol. 1.

## REFERENCIAS

Harr, M. E. (1984). "Reliability-based design in civil engineering." 1984 Henry M. Shaw Lecture, Dept. of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, N.C. Harr, M. E. (1987). Reliability-based design in civil engineering. Mc-Graw-Hill, New York.

Itasca Consulting Group (2009). FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, User's Guide. Minneapolis, Minnesota, USA

Jasperse, B.H., and Ryan, C. (1987) "Geotech Import: Deep Soil Mixing" Civil Engineering Magazine, ASCE.

Juárez, E y Rico, A (1998) Mecánica de suelos, Tomo 1, Fundamentos de la mecánica de suelos, Ed Limusa

Juárez, E y Rico, A (1998) Mecánica de suelos, Tomo 2, Mecánica de suelos, Ed Limusa

Koutsoftas, D.C. (1999). "Excavations in San Francisco Bay Mud: Design for deformation Control" Proc ASCE conference on Geo-Engineering for Underground facilities, University of Illinois.

Lambe, T.W. (1970). "Braced excavations," *Speciality Conference on Lateral Stresses in Ground and Design of Earth-Retaining Structures*, ASCE, Ithaca, NY, 149-218.

Lee, F.H., Yong, K.W., Quan K.C.N., and Chee K.T. (1998). "Effect of corners in strutted excavations: field monitoring and case histories," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(4); 339-349.

Mana, A.I. and Clough, G.W. (1981) "Prediction of movements for braced cuts in clay," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 107(6), 759-777.

Mayoral J. M., Romo M.P., Mendoza M.J., Osorio L., Sosa F. y Sarmiento N., 2012 "Revisión de la carga lateral de los sistemas de contención adoptados en la Autopista Urbana Norte (Tramo II-Deprimido), Informe de Avance 4"

O'Rourke, T.D. (1981). "Ground movements caused by braced excavations," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 107(9), 1159-1178.

Peck, R.B. (1969). "Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground" Proceedings 7<sup>th</sup> International Conference on Soils Mechanics and Foundations Engineering State of the art.

Puller, Malcom (1996). *Deep Excavations: A practical manual*, Thomas Telford Publishing, Thomas Telford Services, Ltd., 1 Heron Quay, London E14 4JD, 1996.

RCDF (2004) "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" Administración Pública del Distrito Federal, Jefatura de Gobierno, "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones

- Shannon and Wilson (1975) "Engineers begun to see" in house Newsletter, October 1975, pp. 2-5.
- Smith, I.M. and Ho, D.K.H. (1992). "Influence of construction technique on the performance of a braced excavations in marine clay," *Proceedings of the Sixteenth International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 16(12), 845-867.
- Tan, Y., and Li, M. (2011) "Measured Performance of a 26 m Deep Top Down Excavation in Downtown Shanghai" *Canadian Geotechnical Journal*, vol 48 no.5.
- Terzaghi, K. (1943) *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3<sup>rd</sup> Edition.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., and Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*," 3rd Ed., Wiley, New York.
- U.S. Army Corps of Engineers. (1997). "Engineering and design introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering." Engr. Tech. Letter No. 1110-2-547, Department of the Army, Washington, D.C., [www.usace.army.mil/usace-docs&](http://www.usace.army.mil/usace-docs&) (30 Sept.1997).
- U.S. Army Corps of Engineers. (1998). "Risk-based analysis in geotechnical engineering for support of planning studies." Engrg. Circular No. 1110-2-554, Department of the Army, Washington, D.C., [www.usace.army.mil/usace-docs&](http://www.usace.army.mil/usace-docs&) (27 Feb. 1998).
- Welsh J.P. (1992) "Grouting Technique for Excavation Support ASCE Geotechnical Special Publication No. 33- Excavation and Support for the Urban Infrastructure.
- Whittle, A.J., and Davies, R.V. (2006). "Nicoll Highway Collapse: Evaluation of Geotechnical Factors Affecting Design of Excavation Support System". *Proc Int. Confer Deep Excavations, Singapore* .
- Wong, I.H and Poh, T. Y (2000) "Effects of Jet Grouting on Adjacent Ground and Structures." ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol 126, No 3.
- Wong, K.S., Wong, I.H., and Broms, B.B. (1987). "Methods of improving the stability of deep excavations in soft clay," *Proceedings of the Eighth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 8(1), 321-324.
- Wu, S. H., Ou, C. Y., Ching, J., and Juang, C. H. (2010). "Reliability-based design for basal heave in an excavation considering spatial variability." *Proc., GeoFlorida 2010*.