



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

SISTEMAS DE CONTENCIÓN PARA EXCAVACIONES EN SUELOS
BLANDOS DEL VALLE DE MÉXICO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
FELIPE DE JESÚS JIMÉNEZ RAMÍREZ

TUTOR PRINCIPAL:
DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., AGOSTO 2018

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

Secretario: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

Vocal: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

1^{er}. Suplente: DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO

2^{do}. Suplente: DR. MOISÉS JUÁREZ CAMARENA

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Ángel Jiménez y Ofelia Ramírez, por sus enseñanzas y apoyo incondicional durante toda mi vida.

A mis hermanos Luis y Daniel, por ser mis guías.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el apoyo económico recibido.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por el apoyo recibido durante mi estancia.

Al Dr. Gabriel Auvinet Guichard, por la dirección de este trabajo y por todas las enseñanzas.

A mis sinodales M. en I. Agustín Deméneghi Colina, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Dr. Gabriel Auvinet Guichard, Dr. Eduardo Botero Jaramillo y Dr. Moisés Juárez Camarena; por su apoyo para concluir este trabajo.

A mis profesores, en especial al M. en I. Agustín Deméneghi Colina, por el apoyo brindado.

A Marco Pérez Ángeles, por la revisión del texto.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. EXCAVACIONES EN SUELOS BLANDOS	3
2.1. EXCAVACIONES SIN SOPORTE.....	3
2.2. SISTEMAS DE CONTENCIÓN	3
2.2.1. Método del núcleo central	3
2.2.2. Muro tipo Berlín.....	4
2.2.3. Sistema <i>top-down</i>	4
2.2.4. Tablestacas.....	5
2.2.5. Muro Milán.....	6
3. REVISIÓN DE ESTABILIDAD.....	9
3.1. REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES SIN SOPORTE	9
3.1.1. Estabilidad del fondo por subpresión	9
3.1.2. Estabilidad general del talud.....	9
3.1.2.1. <i>Falla rotacional</i>	9
3.1.2.2. <i>Falla por traslación horizontal</i>	10
3.2. REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES ADEMADAS.....	12
3.2.1. Estabilidad de las paredes de la excavación.....	13
3.2.1.1. <i>Magnitud y distribución del empuje en excavaciones ademadas</i>	13
3.2.1.2. <i>Método de Coulomb</i>	13
3.2.1.3. <i>Modelo de Rankine</i>	14
3.2.1.4. <i>Trabajos experimentales de Terzaghi</i>	18
3.2.1.5. <i>Criterio de Terzaghi y Peck (1948)</i>	19
3.2.1.6. <i>Criterio de Tschebotarioff</i>	20
3.2.1.7. <i>Criterio de Terzaghi y Peck (1967)</i>	23
3.2.1.8. <i>Criterio de Alberro</i>	26
3.2.1.9. <i>Criterio de Zeevaert</i>	29
3.2.1.10. <i>Criterio del Manual de Diseño Geotécnico (COVITUR)</i>	30
3.2.1.11. <i>Criterio de Tamez</i>	32
3.2.1.12. <i>Lineamientos de las NTCDC- 2017</i>	33
3.2.1.13. <i>Comentarios</i>	34
3.2.2. Falla de fondo por esfuerzos cortantes	34
3.2.2.1. <i>Criterio de Terzaghi</i>	34
3.2.2.2. <i>Criterio de Zeevaert</i>	36

3.2.2.3.	<i>Criterio de Tamez</i>	38
3.2.2.4.	<i>Criterio de Deméneghi</i>	40
3.2.2.5.	<i>Lineamientos de las NTCDDC-2017</i>	43
3.2.2.6.	<i>Comentarios</i>	43
3.2.3.	Estabilidad de la pata del muro.....	44
3.2.3.1.	<i>Criterio de Zeevaert</i>	44
3.2.3.2.	<i>Criterio del Manual de Diseño Geotécnico (COVITUR)</i>	45
3.2.3.3.	<i>Criterio de Tamez</i>	46
3.2.3.4.	<i>Comentarios</i>	48
3.2.4.	Movimientos en el terreno aledaño a la excavación	48
3.2.4.1.	<i>Criterio de Peck</i>	48
3.2.4.2.	<i>Criterio de Romo, Rodríguez y Magaña</i>	49
3.2.4.3.	<i>Criterio de Clough y O'Rourke</i>	53
3.2.4.4.	<i>Criterio de Bowles</i>	54
3.2.4.5.	<i>Criterio de Ou y Hsieh</i>	55
3.2.4.6.	<i>Lineamientos de las NTCDDC-2017</i>	62
3.2.4.7.	<i>Comportamiento tridimensional de excavaciones</i>	62
3.2.4.8.	<i>Comentarios</i>	63
4.	MODELADO NUMÉRICO PARA ANÁLISIS DE EXCAVACIONES	65
4.1.	INTRODUCCIÓN	65
4.2.	PRINCIPIOS BÁSICOS DEL MEF	65
4.3.	MODELOS CONSTITUTIVOS.....	72
4.3.1.	Modelo Mohr Coulomb	73
4.3.2.	Modelo Hardening Soil.....	76
4.3.3.	Modelo Soft Soil.....	81
4.3.4.	Modelo Hardening Soil con rigidez a bajas deformaciones (HSSmall)	84
4.3.5.	Relación esfuerzo-deformación de materiales estructurales.....	86
4.4.	DETERMINACIÓN DEL ESTADO INICIAL DE ESFUERZOS.....	87
4.5.	MODELADO DE LAS ETAPAS DE EXCAVACIÓN	88
4.6.	TIPO DE CÁLCULO	88
4.7.	GENERACIÓN DE LA MALLA	89
4.7.1.	Densidad de la malla.....	90
4.7.2.	Forma de los elementos.....	90
4.7.3.	Condiciones de frontera	90

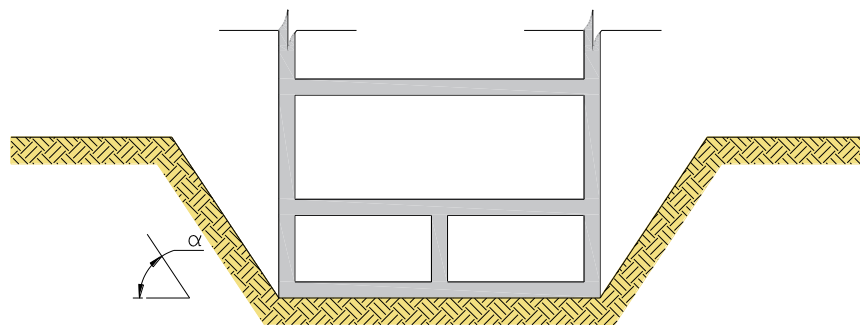
4.8.	TIPOS DE ANÁLISIS	91
4.8.1.	Análisis drenado.....	91
4.8.2.	Análisis no drenado.....	92
4.9.	SELECCIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO	94
4.10.	SELECCIÓN DE PARÁMETROS	95
4.10.1.	Parámetros para el modelo Mohr Coulomb (MH).....	96
4.10.2.	Parámetros para el modelo Soft Soil (SS)	99
4.10.3.	Parámetros para el modelo Hardening Soil (HS)	100
4.10.4.	Parámetros para el modelo Hardening Soil Small (HSSmall)	104
4.10.5.	Determinación de parámetros estructurales	108
5.	CASO REAL DE UNA EXCAVACIÓN EN LA ZONA LACUSTRE DEL VALLE DE MÉXICO	111
5.1.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	112
5.2.	CONDICIONES ETRATIGRÁFICAS DEL SITIO	112
5.3.	REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD	117
5.3.1.	Empujes sobre las paredes de la excavación	117
5.3.2.	Falla de fondo por esfuerzos cortantes	120
5.3.3.	Estabilidad de la pata del muro.....	120
5.3.4.	Movimientos en el terreno aledaño a la excavación	121
5.4.	MODELADO NUMÉRICO.....	122
5.4.1.	Planteamiento	122
5.4.2.	Condiciones iniciales	123
5.4.3.	Etapas de análisis	123
5.4.4.	Modelos constitutivos utilizados	124
5.4.5.	Selección de parámetros.....	125
5.4.6.	Modelado de elementos estructurales.....	131
5.4.7.	Resultados obtenidos.....	132
5.4.8.	Análisis de posibles soluciones	148
6.	COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS DE ANÁLISIS	157
6.1.	Diagramas de presión para diseño de puntales.....	157
6.2.	Desplazamiento en la superficie	159
6.3.	Falla de fondo	161
7.	CONCLUSIONES	165
	REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	169

1. INTRODUCCIÓN

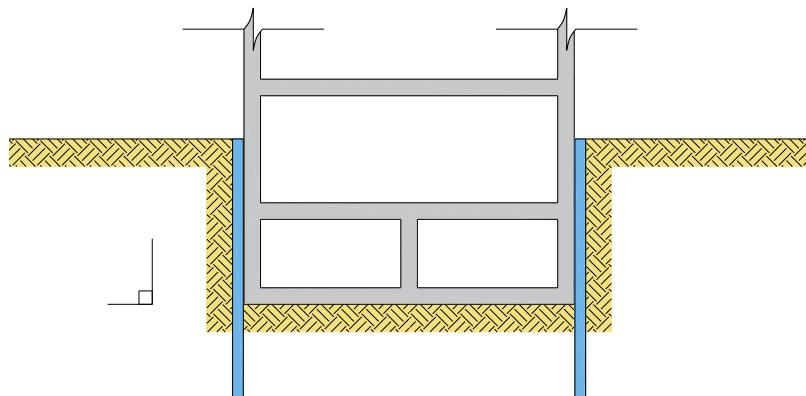
En la ciudad de México, debido a la demanda de espacios de estacionamiento, ha sido necesario realizar excavaciones profundas en los suelos blandos característicos de la zona lacustre. Este problema ha sido objeto de estudio desde hace ya algunos años y ha recibido la atención de especialistas geotécnicos que se han encargado de resolver los aspectos técnicos para poder realizar excavaciones cada vez más profundas.

Los métodos constructivos han mejorado con el paso de los años, permitiendo que las excavaciones se realicen con mayor calidad y seguridad.

Las excavaciones de poca profundidad pueden resolverse con la configuración de taludes (Figura 1.1a). Esta técnica cada vez es más difícil de ser empleada debido a la falta de espacio característica de la zona. Para resolver este problema se configuran cortes verticales, estabilizados por medio de elementos de retención (Figura 1.1b), cuyo comportamiento es aún incierto.



a) Excavación con taludes



b) Excavación con elemento de retención

Figura 1.1 Tipos de excavaciones

Se ha intentado resolver el problema mediante la instrumentación de obras reales en otras partes del mundo, de cuyos trabajos han surgido metodologías semi-empíricas que han tenido resultados tanto favorables como negativos.

En la ciudad de México, durante la construcción del Sistema de Transporte Colectivo (Metro), se implementaron nuevas técnicas constructivas que permitieron estudiar el problema a escala real; mediante la medición y monitoreo de esfuerzos y movimientos de las estructuras. Estos trabajos intentaron validar si las soluciones analíticas utilizadas para análisis y diseño de excavaciones, eran correctas o no; con los resultados obtenidos se comprobó que, en el caso de los suelos blandos del valle de México, estas soluciones deben adaptarse a las condiciones locales, sobre todo por la presencia del nivel freático a poca profundidad.

Debido a las incertidumbres existentes sobre el comportamiento de los diferentes sistemas de contención para excavaciones en los suelos blandos del valle de México. En este trabajo se estudiarán y compararán las metodologías de análisis y diseño disponibles tanto analíticas como numéricas para las estructuras correspondientes.

Objetivos:

Revisar los métodos analíticos y numéricos más comunes para análisis y diseño de excavaciones y sus sistemas de contención.

Comparar los méritos de estas diferentes metodologías para el caso real de una excavación en la zona lacustre de la ciudad de México que presentó una falla y analizar las probables alternativas de solución para el sistema de contención.

2. EXCAVACIONES EN SUELOS BLANDOS

2.1. EXCAVACIONES SIN SOPORTE

Este tipo de excavaciones se realizan sin utilizar algún elemento de retención, basta con inclinar los cortes de tal manera que sean estables. El uso de este método está restringido a excavaciones poco profundas, además poseen la desventaja de requerir un espacio considerable para inclinar dichos taludes, algo casi imposible en la zona urbana del valle de México.

2.2. SISTEMAS DE CONTENCIÓN

Existen diferentes sistemas de contención, los cuales se emplean dependiendo de las dimensiones de la excavación, de la presencia del nivel freático, de los movimientos permisibles o del espacio disponible, entre los aspectos más importantes.

Un sistema de contención cuenta con dos componentes principales, el ademe y el sistema de apuntalamiento. El ademe puede ser construido con una diversidad de materiales, mientras que los puntales o troqueles son construidos principalmente de acero. El ademe puede ser instalado antes de comenzar la excavación o durante el proceso. Los puntales se instalan conforme avanza la excavación; estos pueden ser precargados una vez instalados.

A continuación, se describen algunos de los sistemas de contención más utilizados en la zona lacustre del valle de México.

2.2.1. Método del núcleo central

El método consiste en excavar la parte central del predio hasta la profundidad de desplante de la losa de fondo, dejando bermas perimetrales como soporte lateral. Enseguida, se comienza la construcción de la estructura en la parte central, la cual servirá para apoyar los puntales que contendrán la excavación. El ademe puede ser instalado antes de la excavación, o conforme esta se realiza (Figura 2.1).

Una vez construida la porción central, se van retirando las bermas perimetrales para colocar o descubrir el ademe; enseguida se colocan los puntales. Esto puede hacerse por partes o en su totalidad, si la altura del corte lo permite.

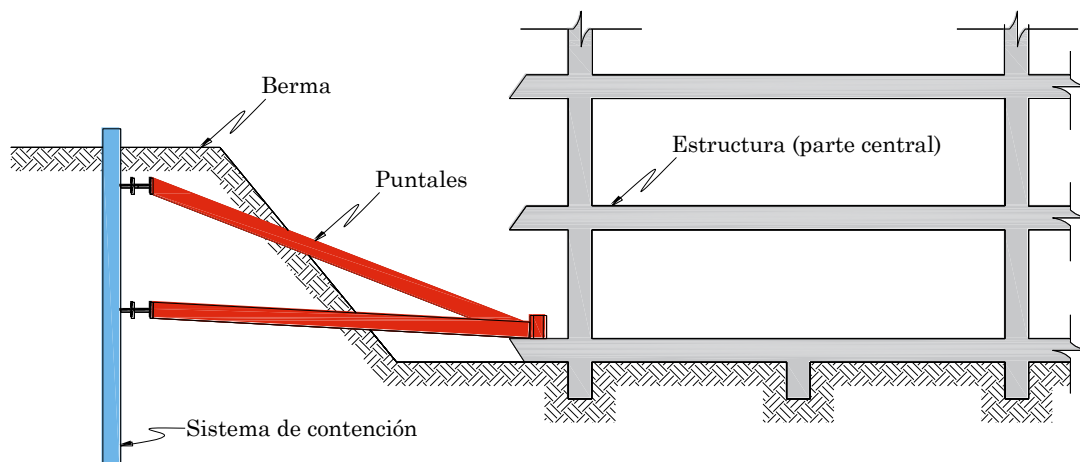


Figura 2.1. Método del núcleo central

2.2.2. Muro tipo Berlín

Se trata de un sistema de contención temporal, que consiste en una serie de pilotes metálicos colocados en el terreno (*soldier piles*), ya sea hincados o mediante perforación previa, complementados con un revestimiento horizontal en las paredes de la excavación; este revestimiento normalmente era construido con madera, pero en los últimos años se han utilizado laminas metálicas acanaladas como soporte, colocando mortero en el espacio anular entre estas y el terreno (Figura 2.2); el soporte también puede construirse con concreto armado, obteniendo buenos resultados.

La secuencia constructiva es la siguiente: se colocan los pilotes en el terreno, estos pueden ser construidos con vigas de acero; posteriormente, se excava hasta el primer nivel de puntales, colocando el revestimiento respectivo entre pilotes; enseguida se coloca la viga de reparto o viga "madrina" y los puntales metálicos (Figura 2.2c). El proceso se repite hasta alcanzar el nivel máximo de excavación.

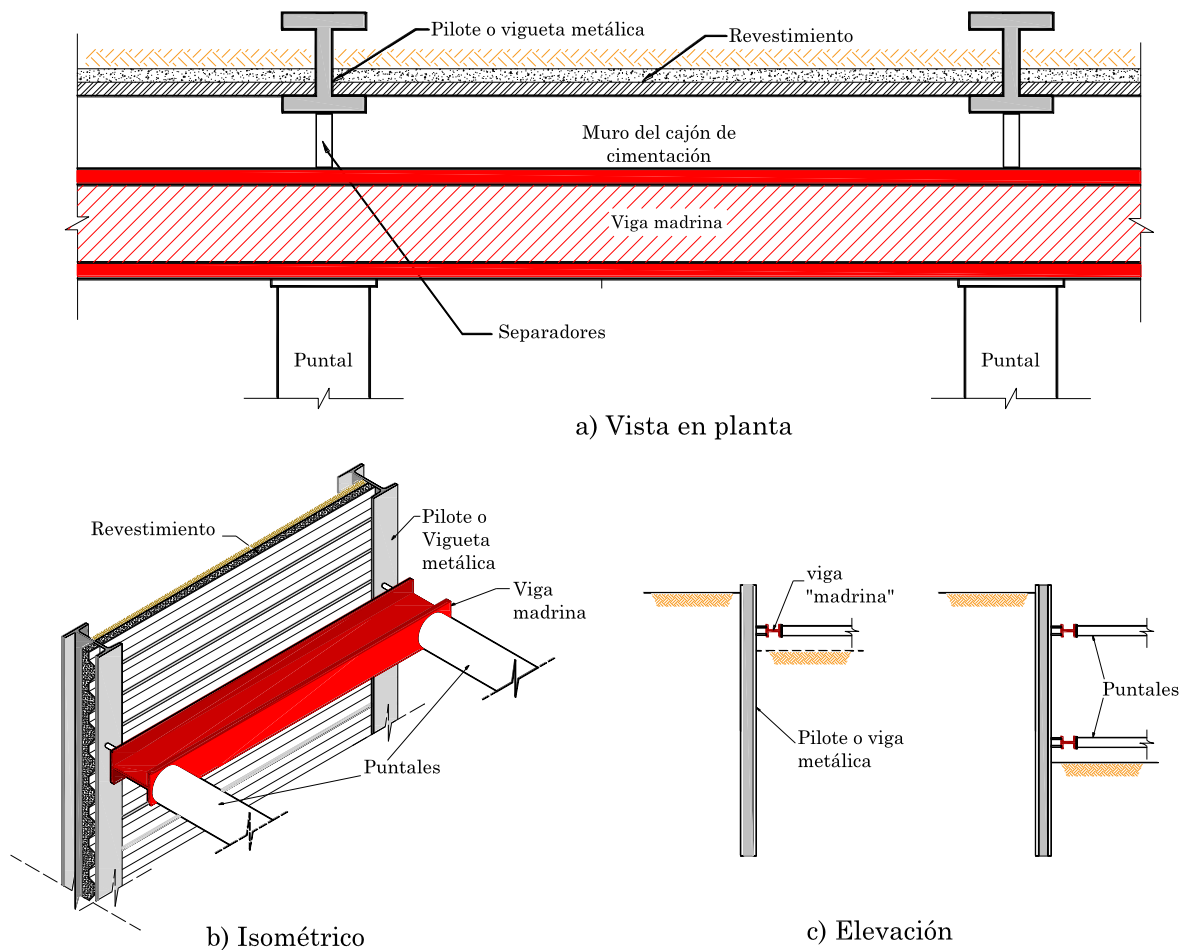


Figura 2.2. Muro Berlín con ademe metálico

2.2.3. Sistema *top-down*

El método de excavación *top-down* consiste en instalar un ademe perimetral, ya sea con muros colados en zanja o con materiales prefabricados; al mismo tiempo se construyen los elementos de cimentación (pilas comúnmente) desde el nivel de terreno natural, en

las cuales se instalan columnas metálicas empotradas, estas columnas servirán para soportar las losas de los sótanos (Figura 2.3a).

Una vez instaladas las columnas metálicas, se construye la trabe de coronamiento para hacer que los tableros del muro perimetral trabajen en conjunto. Enseguida se construye la losa tapa de los sótanos, apoyada en traves metálicas que servirán como puntales; dejando un hueco en la losa para poder extraer el material producto de la excavación (Figura 2.3b).

De esta manera se continúa excavando hasta alcanzar el nivel máximo de excavación; al mismo tiempo, la superestructura se construye sin esperar a que se terminen los sótanos en su totalidad como se hace con otros métodos (Figura 2.3c).

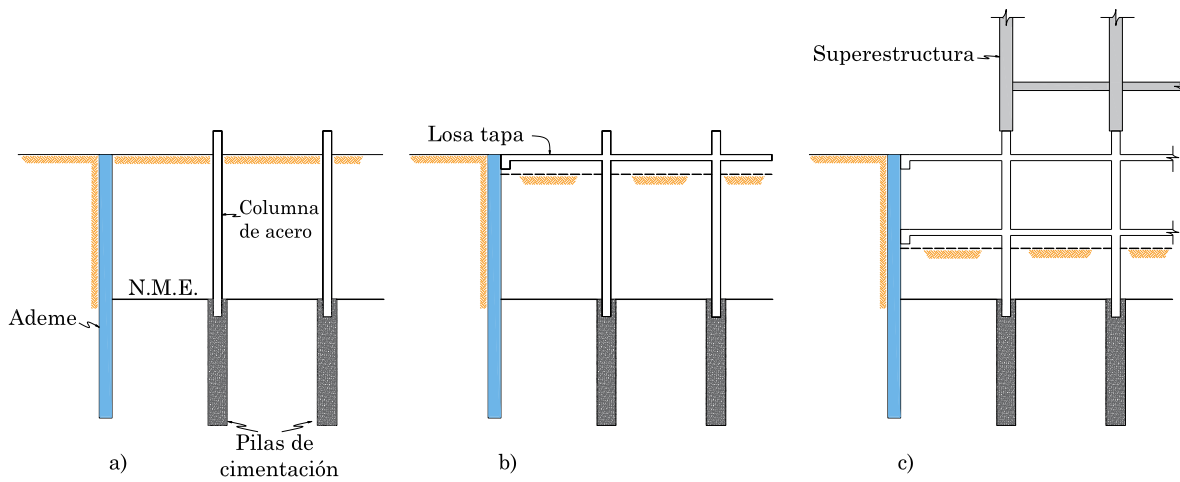


Figura 2.3. Sistema *top-down*

2.2.4. Tablestacas

En suelos blandos como los del valle de México, no siempre resulta práctico ni seguro, realizar excavaciones con cortes verticales sin soporte, debido a la presencia de estructuras colindantes o instalaciones de servicios, sobre todo en zonas con construcciones deterioradas por el paso de los años, una posible solución es utilizar tablestacas hincadas previamente a la ejecución de la excavación.

Las tablestacas deben tener las siguientes características:

- Evitar en lo posible, el flujo de agua a través de sus juntas,
- Deben ser suficientemente rígidas para soportar empujes laterales,
- Pueden ser construidas con diferentes materiales como madera, concreto, acero o concreto colado *in situ*, cada uno con diferentes ventajas y desventajas.

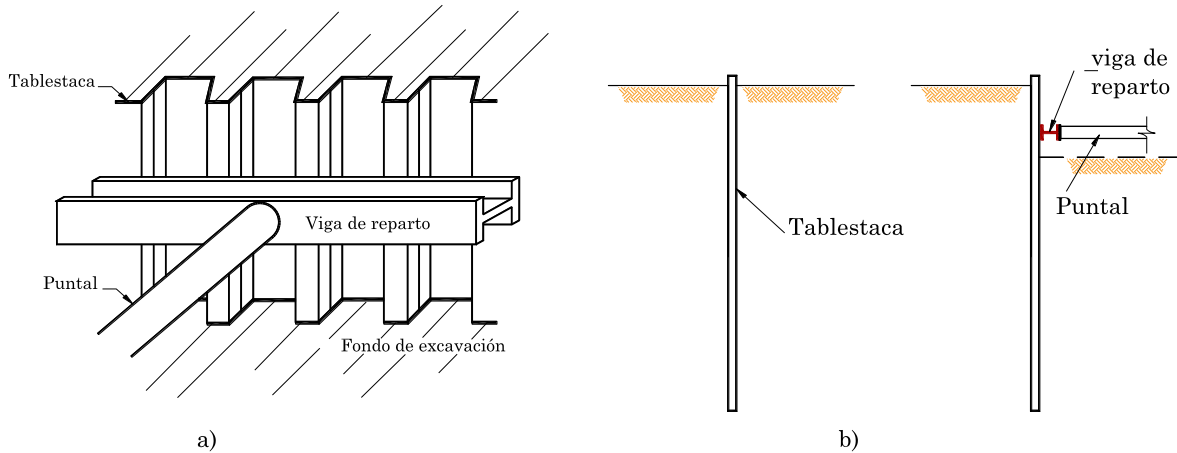


Figura 2.4. Tablestaca metálica apuntalada

Los esfuerzos laterales no pueden ser absorbidos completamente por las tablestacas, por ello, deben ir acompañadas por sistemas de apuntalamiento para evitar deformaciones excesivas, sobre todo en zonas urbanas; los puntales deberán ser precargados inmediatamente después de ser colocados.

2.2.5. Muro Milán

El muro Milán o muro pantalla se puede definir como una tablestaca de concreto reforzado fabricada en el subsuelo, es un sistema constructivo que tiene como función principal, servir como elemento de contención temporal para estabilizar excavaciones para la construcción de edificaciones y sistemas de transporte subterráneo (Tamez *et al.*, 1987).

Este sistema fue desarrollado en Italia durante la construcción del metro de Milán en la década de los 50's, posteriormente, fue adoptado por otros países de Europa y rápidamente alcanzó popularidad en los Estados Unidos.

En la Ciudad de México, esta tecnología fue adaptada a las arcillas blandas para la construcción del Sistema de Transporte Colectivo (Metro). En un principio era considerado como elemento temporal, sin embargo, con el paso de los años, el mejoramiento de la técnica ha permitido utilizar el muro Milán como elemento definitivo, sobre todo en excavaciones para alojar sótanos de edificaciones.

Se han desarrollado diversas alternativas para construir el muro Milán:

- a) Muro Milán convencional colado en el lugar.
- b) Muro con piezas prefabricadas con avance modular.
- c) Muro con piezas prefabricadas con avance continuo.

El proceso constructivo del muro Milán convencional consiste en la construcción de un brocal que servirá como guía para excavar; posteriormente se realiza la excavación, con almeja mecánica o hidráulica, por tableros, de manera alternada, estabilizando la zanja con lodo de perforación.

Después de excavar se coloca el acero previamente habilitado, dentro de la zanja; para colocar el concreto hasta el nivel de proyecto; es importante verificar la calidad y el nivel del lodo estabilizador para evitar fallas en la excavación.

Una vez fraguado el concreto, se continua con la fabricación de los demás tableros, de forma alternada hasta completar el perímetro de la excavación; debe tenerse especial cuidado en las uniones de cada tablero, empleando juntas plásticas de preferencia, sobre todo cuando existe la presencia de nivel freático.

Concluido el colado de todos los tableros, se construye una trabe de coronamiento que permita unir los elementos individuales.

Al terminar la fabricación del muro perimetral, podrá excavarse la zona deseada por etapas, permitiendo colocar el respectivo nivel de apuntalamiento antes de continuar con la etapa subsecuente (Figura 2.5).

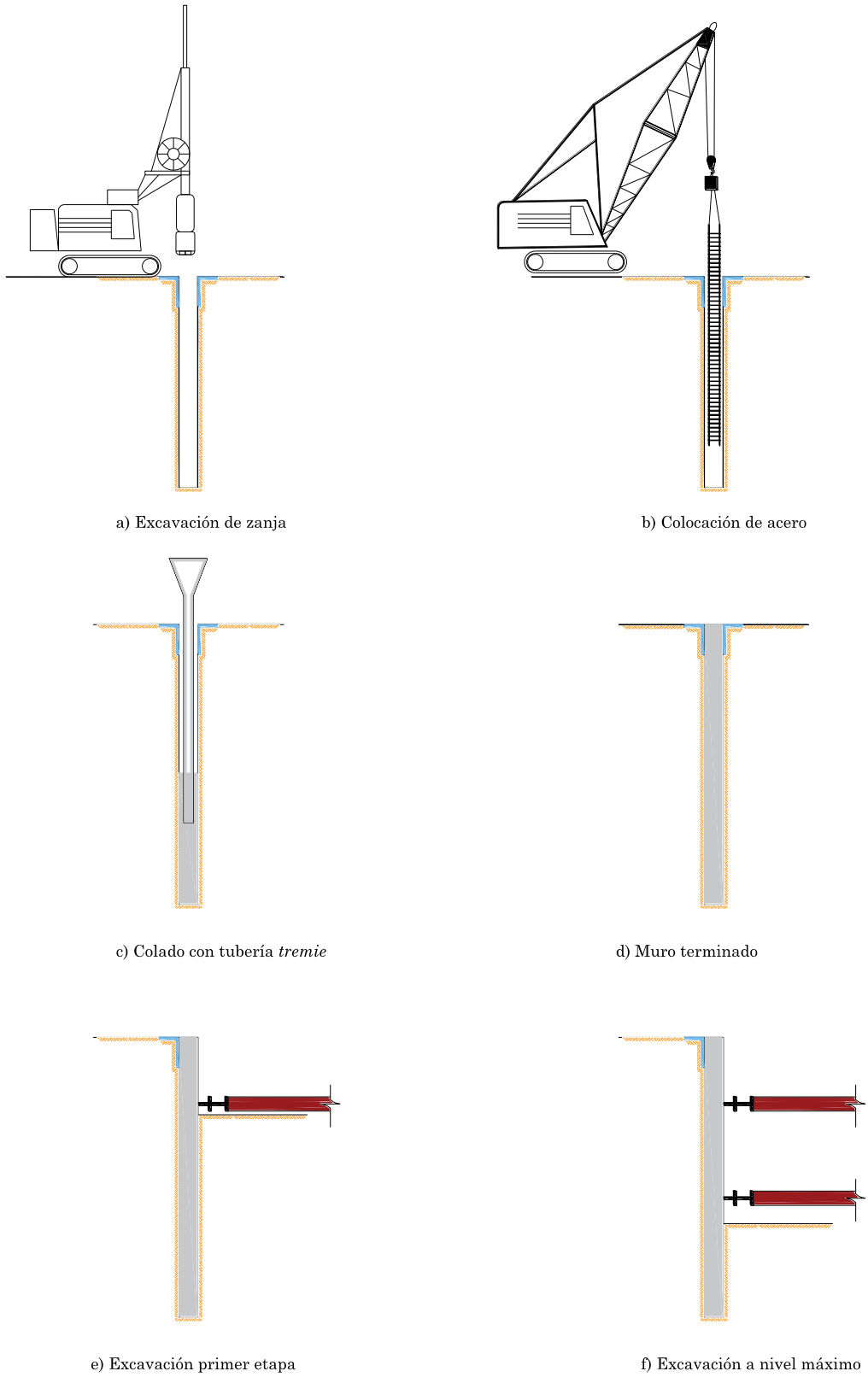


Figura 2.5. procedimiento constructivo de muro Milán

3. REVISIÓN DE ESTABILIDAD

La estabilidad de una excavación debe revisarse para evitar la falla durante su ejecución o durante su vida útil. Dependiendo del sistema elegido, será el tipo de revisión a realizar. A continuación, se describen los tipos de análisis que deben ejecutarse, según el método constructivo utilizado.

3.1. REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES SIN SOPORTE

Cuando se cuenta con el espacio suficiente para configurar un talud, se debe garantizar que este sea estable. Para analizar este tipo de excavaciones, se deben analizar los siguientes mecanismos de falla:

- a) Estabilidad del fondo por subpresión en estratos de arena subyacentes
- b) Estabilidad general de la masa del talud por esfuerzos cortantes:
 - Falla rotacional (Método Sueco).
 - Falla por traslación (Terzaghi).

Es recomendable que las paredes de la excavación sean protegidas contra la erosión, sobre todo cuando el tiempo de construcción sea considerable.

3.1.1. Estabilidad del fondo por subpresión

Se revisa que la presión vertical total, P_v , ejercida por el peso propio de la arcilla que se encuentra bajo el fondo de la excavación, sobre la capa de arena subyacente, sea mayor que la presión hidrostática natural, u_s , en dicha capa, mediante la siguiente expresión:

$$FS_u = \frac{P_v}{u_s} \quad (3.1)$$

con:

$$P_v = \gamma_h z_i \quad (3.2)$$

donde:

γ_h peso volumétrico de la arcilla bajo el fondo de la excavación, sobre el estrato de arena subyacente

z_i espesor de la arcilla bajo el fondo de la excavación, sobre el estrato de arena subyacente

3.1.2. Estabilidad general del talud

Se pueden presentar dos tipos de falla principalmente, falla rotacional y falla por traslación horizontal.

3.1.2.1. *Falla rotacional*

Se verifica trazando varias superficies circulares de falla potencial, con diferentes centros y distintos radios, y calculando el factor de seguridad contra deslizamiento para cada uno de ellos, hasta obtener el menor valor de ese factor.

Valuación del factor de seguridad

Para analizar el factor de seguridad de cada círculo propuesto se requiere evaluar las fuerzas actuantes y resistentes cuyos momentos, M_a y M_r , se comparan de acuerdo con la ecuación:

$$FS = \frac{M_r}{M_a} \quad (3.3)$$

La fuerza actuante es función del peso volumétrico natural del suelo, así como del volumen del prisma deslizante, en tanto que la localización del centro de gravedad del prisma depende de su forma y sus dimensiones; la determinación de estos factores es un caso simple de geometría. En tanto que las fuerzas resistentes son el resultado de la resistencia al corte del suelo, que actúa a lo largo de la superficie de falla cilíndrica (Tamez, 2001).

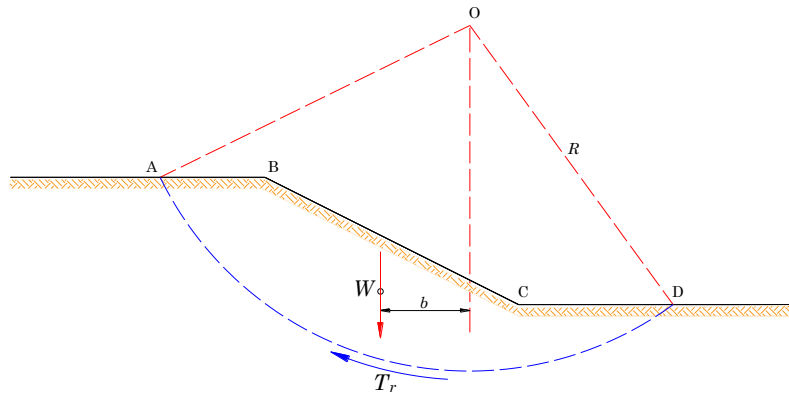


Figura 3.1. Mecanismo básico de Fellenius para la falla de un talud (Tamez, 2001)

3.1.2.2. Falla por traslación horizontal

En depósitos de suelos estratificados, en los que existen estratos de arcilla blanda bajo la base del talud, el deslizamiento puede ocurrir a lo largo de una superficie horizontal, como el plano bc de la figura 3.2, en el que la resistencia al corte es pequeña.

El mecanismo de falla por traslación horizontal que presenta la figura 3.2, está formado por el prisma deslizante abcd, sobre el que actúan las siguientes fuerzas:

- El empuje horizontal activo, E_a , del suelo a la izquierda del plano ab, que constituye la fuerza motriz que trata de desplazar al prisma deslizante a lo largo del plano horizontal bc.
- La fuerza cortante resistente, S , producida por la resistencia al corte no-drenada de la arcilla c_u , que actúa en la base del mecanismo.
- El empuje pasivo del suelo, E_p , que se localiza a la derecha del plano vertical dc, el cual se desarrolla al ser empujado por el prisma deslizante.

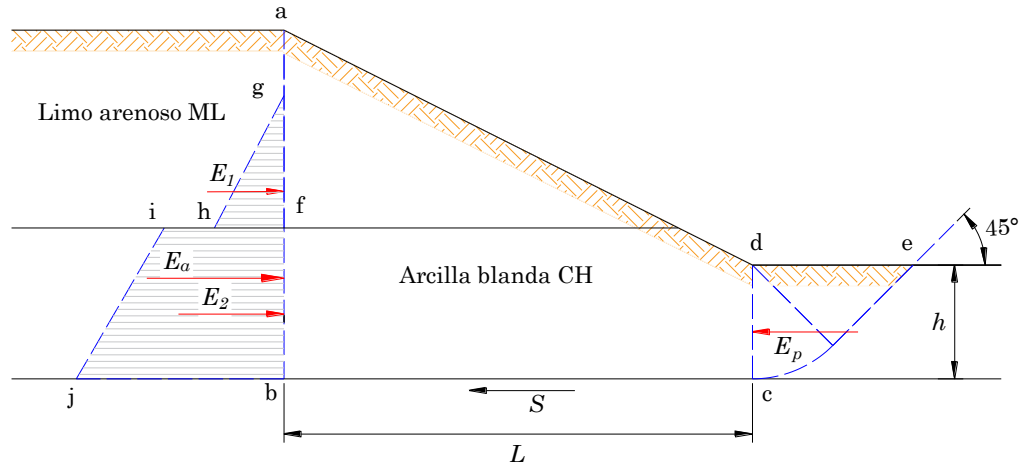


Figura 3.2. Mecanismo de falla por traslación (Tamez, 2001)

El factor de seguridad ante este tipo de falla está expresado por la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{S + E_p}{E_a} \quad (3.4)$$

donde:

$$S = c_u L_b \quad (3.5)$$

siendo:

L_b longitud del prisma deslizante

E_p Empuje pasivo desarrollado por un mecanismo plástico semejante al mecanismo de Prandtl, que se muestra en la figura 3.2, en la que h es la profundidad de la base de prisma respecto al fondo de la excavación, se define de la siguiente manera (Figura 3.2):

$$E_p = (3.57 c_u + 1/2 \gamma h)h$$

E_a Empuje activo obtenido de la teoría de Rankine

Grietas de tensión

Se ha observado en excavaciones sin soporte, que antes de ocurrir la falla de un talud, aparecen grietas longitudinales; esto se debe a la presencia de una zona de tensión en la corona.

La presencia de estas grietas genera los siguientes efectos (Juárez y Rico, 1978):

- Disminución de la longitud de la superficie de falla, con la respectiva disminución del momento resistente,
- Disminución del momento motor al reducirse el volumen de la cuña deslizante,
- Generación de empujes hidrostáticos cuando el agua se almacena en la grieta.

La posición de la grieta se estima según el tipo de falla que se genera, ya sea por el pie o por la base del talud; la posición de la grieta suele suponerse como se aprecia en la figura 3.3.

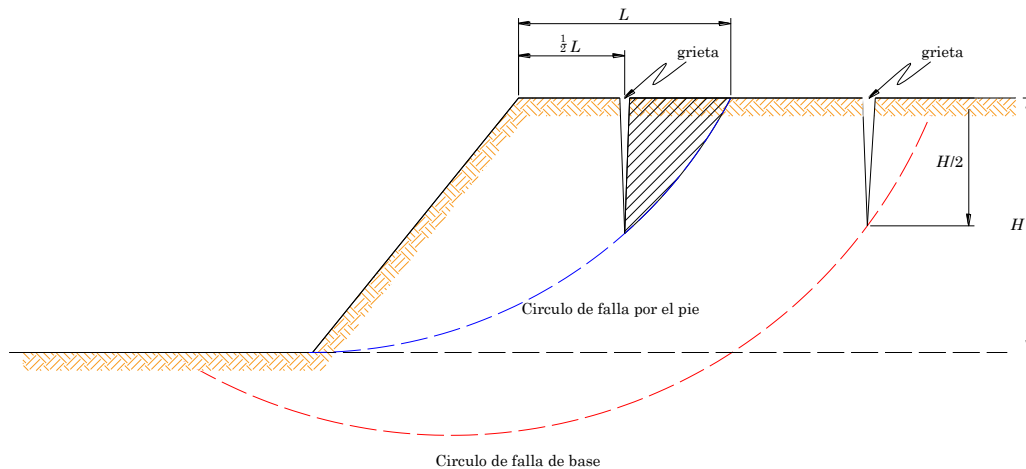


Figura 3.3. Grietas de tensión en la corona del talud (Juárez y Rico, 1978)

3.2. REVISIÓN DE ESTABILIDAD DE EXCAVACIONES ADEMADAS

Como se ha visto anteriormente, cuando se realiza una excavación en zonas urbanas, es poco probable que se cuente con el espacio suficiente alrededor de la excavación para desarrollar un talud, en este caso, se hace necesario realizar cortes verticales, los cuales, requieren algún sistema de contención para soportar el empuje horizontal que ejerce la masa de suelo. Por tal motivo se recurre a alguno de los sistemas constructivos descritos en la sección 2.1.

Para realizar el diseño de cualquiera de estas estructuras de contención, es necesario conocer la respuesta del suelo ante los cambios provocados por la excavación, ya que se origina un alivio de esfuerzos, y se inducen deformaciones inevitables. Si la excavación es débilmente soportada, se puede producir una falla general al superarse la resistencia al esfuerzo cortante del suelo involucrado. Es importante determinar las fuerzas que el suelo contenido ejercerá sobre los componentes estructurales, para garantizar que estos pueden soportarlas. Se requiere, además, controlar la magnitud de los movimientos generados, para evitar daños en estructuras colindantes y en servicios públicos. En las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (GCDMX, 2017b), se establecen los criterios para el análisis y diseño de excavaciones en la Ciudad de México. En el caso de excavaciones ademadas, se recomienda revisar la estabilidad general de una masa de suelo que incluya el peso propio del elemento, ante la posibilidad de falla de fondo y falla estructural del sistema de troquelamiento. Para revisar los empujes a los que estarán sometidos los puntales, se establece que estos deben ser estimados a partir de una envolvente de presiones basada en modelaciones analíticas o numéricas y en la experiencia local. En el caso de los movimientos en el terreno adyacente provocados por la excavación, se indica que estos deberán ser estimados a partir de una modelación analítica o numérica que tome en cuenta explícitamente el procedimiento constructivo. Estas normas tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño para cumplir con ciertos requisitos mínimos establecidos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2004), por tanto, no son exhaustivas. Los aspectos no cubiertos por ellas quedan a criterio del Director Responsable de Obra, y en su caso, del Corresponsable en Seguridad Estructural. Se permite, además, el uso de criterios o métodos diferentes a los establecidos en las

normas, siempre que se cuente con la aprobación expresa de la administración del proyecto.

Al quedar abierta la posibilidad del uso de criterios diferentes a los establecidos en las normas, resulta conveniente revisar los diferentes criterios existentes para el análisis de la estabilidad de una excavación ademada, por esta razón, en la siguiente sección se describen algunos de los más utilizados en la práctica.

3.2.1. Estabilidad de las paredes de la excavación

3.2.1.1. Magnitud y distribución del empuje en excavaciones ademadas

En 1776, Coulomb propuso un método para determinar el empuje lateral del suelo sobre muros de contención rígidos de mampostería. Al aplicar este método en excavaciones de zanjas ademadas, se encontró que los valores de los empujes determinados teóricamente eran, generalmente, menores que los reales; lo que produjo algunas fallas en excavaciones debidas a la ruptura de los puntales superiores del ademe. Esto ocasionó que el método de Coulomb fuera abandonado por los Ingenieros prácticos de la época. Posteriormente, en 1857, Rankine publicó su modelo teórico, esta teoría tuvo resultados similares cuando fue confrontada con observaciones reales. De igual forma, esta teoría fue abandonada sin poder explicar las discrepancias observadas. Fue hasta 1936 cuando Terzaghi demostró experimentalmente la influencia de los desplazamientos de la estructura de contención en la magnitud y distribución de la presión lateral ejercida por el suelo sobre la propia estructura; encontrando que la distribución de presiones en una excavación ademada, depende de la posición de los puntales y de la precarga aplicada; por lo que la distribución de presiones resulta heterogénea, y difícilmente puede determinarse con precisión. Terzaghi y Peck (1948) propusieron diagramas de presión simplificados para el diseño de sistemas de soporte temporal de excavaciones ademadas, los cuales son una envolvente de un gran número de diagramas de presiones reales deducidas de mediciones de cargas en puntales. A la propuesta de Terzaghi y Peck siguieron los trabajos de otros autores.

3.2.1.2. Método de Coulomb

La teoría de Coulomb fue propuesta para calcular los empujes en muros de contención. En esta teoría se considera que el empuje sobre un muro se debe a una cuña de suelo limitada por el respaldo del muro, la superficie del terreno y una superficie de falla plana (Figura 3.4). La cuña ABC_1 tiende a deslizar bajo el efecto de su peso y por esa tendencia se producen esfuerzos de fricción tanto en el respaldo del muro como a lo largo del plano BC_1 . Las fuerzas que actúan sobre esta cuña son las siguientes:

1. El peso de la cuña, W .
2. La resultante, F , de las fuerzas normal y resistente a lo largo de la superficie BC_1 . La fuerza F estará inclinada a un ángulo ϕ (ángulo de fricción del suelo) respecto a la normal trazada hasta BC_1 .
3. La fuerza activa por unidad de longitud unitaria del muro, E , que estará inclinada a un ángulo δ (ángulo de fricción entre el suelo y el muro) respecto a la normal trazada hasta la cara posterior del muro.

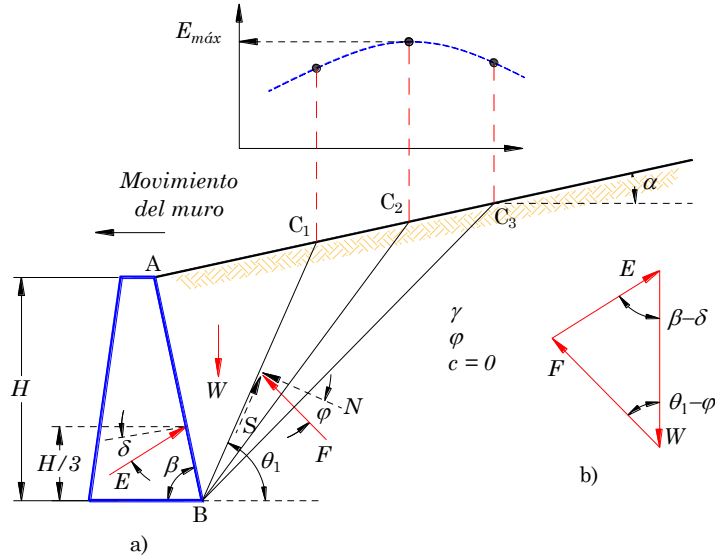


Figura 3.4. Presión activa de Coulomb (modificado de Das, 2011).

Al considerar el equilibrio de la cuña, se puede trazar el polígono de fuerzas de la figura 3.4b. Debido a que la magnitud de W , así como las direcciones de las tres fuerzas, se conocen; el valor de E puede ser determinado. De igual forma, se pueden trazar diferentes cuñas de falla, como ABC_2 y ABC_3 , y seleccionar aquella que arroje el empuje máximo (parte superior de la figura 3.4). Para el caso de un relleno granular limitado por un plano inclinado, puede darse un tratamiento matemático a la hipótesis de Coulomb y llegar a la siguiente expresión:

$$E = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{3.6}$$

donde:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \tag{3.7}$$

donde:

- H altura del muro
- α, β y θ_i se definen según la figura 3.4

La teoría de Coulomb no permite conocer la distribución de presiones sobre el muro, debido a que la cuña de tierra se considera como un cuerpo rígido.

3.2.1.3. Modelo de Rankine

El método de Rankine es el método de cálculo empleado normalmente para determinar los empujes laterales que ejerce la masa de suelo sobre los sistemas de contención. Está basado en un modelo de equilibrio plástico del suelo que se encuentra detrás de un muro de contención rígido, propuesto en 1857. Este modelo fue adaptado por Terzaghi y Peck (1948) para aplicarlo al diseño de estructuras de ademe en excavaciones, en las cuales,

la magnitud y distribución de la presión horizontal, difieren de las obtenidas con la teoría de Rankine. A continuación, se explica brevemente la teoría y las modificaciones que permiten usar este modelo en la práctica del diseño de estructuras de ademe para excavaciones (Tamez, 2001).

Empuje activo para suelos puramente friccionantes

La figura 3.5 muestra el modelo teórico de Rankine, que representa el modelo de equilibrio plástico que se desarrolla en una masa homogénea de arena seca contenida por un muro vertical rígido, que se desplaza lateralmente una distancia δl . En esta condición se desarrollan dos familias de planos inclinados que forman un ángulo de $(45^\circ + \phi/2)$ con el plano horizontal. En estos planos, el esfuerzo cortante alcanza el valor de la resistencia al corte del suelo, (Ley de Coulomb, ec. (3.8)):

$$s = p_n \tan(\phi) \quad (3.8)$$

donde:

p_n esfuerzo normal al plano de falla plástica
 ϕ ángulo de fricción interna del suelo

El diagrama de Mohr que representa el estado de esfuerzos en el interior del espécimen en el momento de falla se presenta en la parte (b) de la figura 3.5, el punto f representa el plano de falla $f-f'$, en el que el esfuerzo cortante alcanza el valor de falla.

En esta condición, la presión que ejerce la masa de suelo sobre el elemento de contención se llama presión horizontal activa. A cualquier profundidad z , la presión activa se expresa por:

$$p_{az} = p_{vz} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = K_a \gamma z \quad (3.9)$$

donde:

p_{az} presión horizontal activa a la profundidad z
 p_{vz} presión vertical producida por el peso del suelo γ , en un punto de la profundidad z , $p_{vz} = \gamma z$
 ϕ ángulo de fricción interna de la arena
 K_a Coeficiente de presión horizontal para la condición activa de Rankine, deducido a partir del diagrama de Mohr ($K_a = p_{az}/p_{vz}$)

La distribución de presión activa p_a se presenta cuando se considera que no existen esfuerzos cortantes en el contacto suelo-muro, es decir, no existe desplazamiento relativo vertical entre estos dos elementos. Cuando se presenta desplazamiento relativo entre el suelo y el muro, las superficies de equilibrio plástico dejan de ser lineales.

La distribución de la presión activa p_a del modelo de Rankine sigue una ley lineal representada por la recta ae de la figura 3.5b, cuya abscisa máxima vale:

$$p_{am} = K_a \gamma H \quad (3.1)$$

La fuerza total del empuje activo es:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3.2)$$

El punto de aplicación de E_a se encuentra a una altura $H/3$ sobre la base del muro.

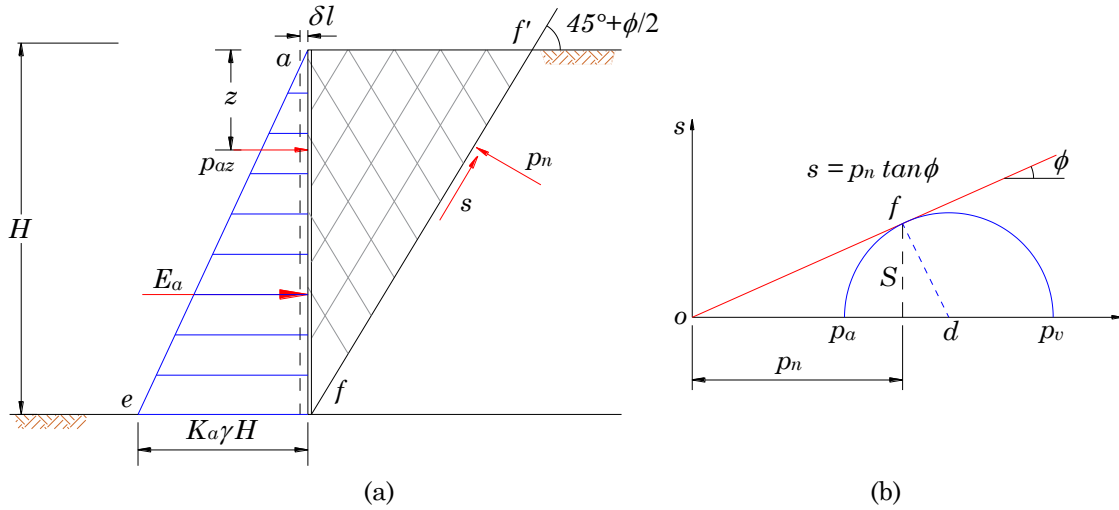


Figura 3.5. Modelo de Rankine para suelo friccionante puro; a) Distribución de presión activa; b) Diagrama de Mohr (Tamez, 2001)

Empuje activo para suelos cohesivo-friccionantes

En caso de tener un suelo cohesivo-friccionante, la resistencia al esfuerzo cortante está dada por:

$$s = c + p_n \tan(\varphi) \quad (3.3)$$

la presión activa de Rankine queda de la siguiente manera:

$$p_{az} = K_a \gamma z - 2c\sqrt{K_a} \quad (3.4)$$

donde:

c cohesión del suelo

El diagrama de distribución de la presión activa para suelos cohesivo-friccionantes se presenta en la figura 3.6.

La profundidad a la que la presión activa es nula está dada por:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (3.1)$$

En la base del muro la presión activa máxima vale:

$$p_{am} = K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a} \quad (3.2)$$

El empuje activo total está formado por la zona de compresiones en la altura $(H-z_0)$, pues las presiones negativas dentro de la profundidad z_0 , no se transmiten al muro, ya que no hay adherencia entre el suelo y el muro. El área del diagrama de compresión vale:

$$E_a = \frac{1}{2} (K_a \gamma H^2 - 2c\sqrt{K_a})(H - z_0) \quad (3.1)$$

El punto de aplicación de E_a se encuentra a una altura de $1/3 (H - z_0)$.

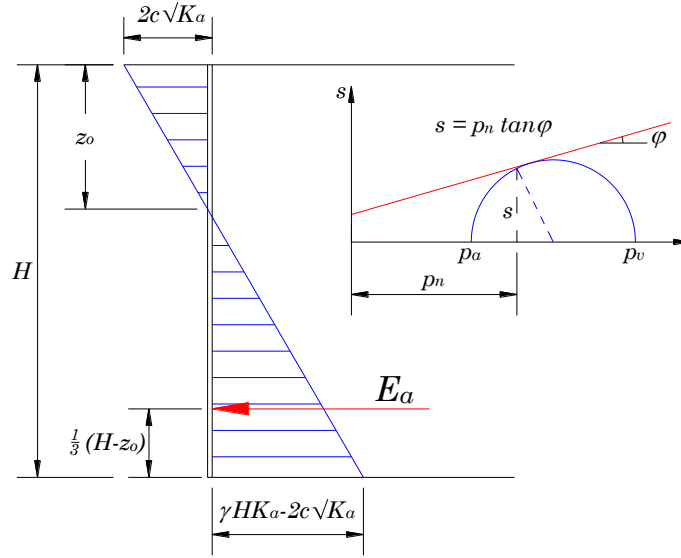


Figura 3.6. Presión activa de Rankine en suelos cohesivo-friccionantes (Tamez, 2001).

Empuje activo para suelos puramente cohesivos

Cuando se tienen arcillas saturadas de consistencia blanda a media, en las que la envolvente de falla de Mohr obtenida en una triaxial prueba rápida (UU) es una recta horizontal como se muestra en la figura 3.7. La ecuación para la presión horizontal activa de Rankine queda:

$$p_{az} = \gamma z - 2c_u \quad (3.2)$$

La presión máxima queda como:

$$p_{am} = \gamma H - 2c_u \quad (3.3)$$

Por lo tanto, el empuje activo queda:

$$E_a = \frac{1}{2} (\gamma H - 2c_u)(H - z_0) \quad (3.4)$$

La profundidad z_0 es:

$$z_0 = \frac{2c_u}{\gamma} \quad (3.5)$$

Cuando existe en la superficie una sobrecarga uniforme, esta debe ser sumada al peso vertical, afectada por un coeficiente K_a .

Cuando se tiene la presencia de nivel freático, deben considerarse dos diagramas de presiones por separado, uno debido al peso efectivo del suelo y el otro a la presión hidrostática.

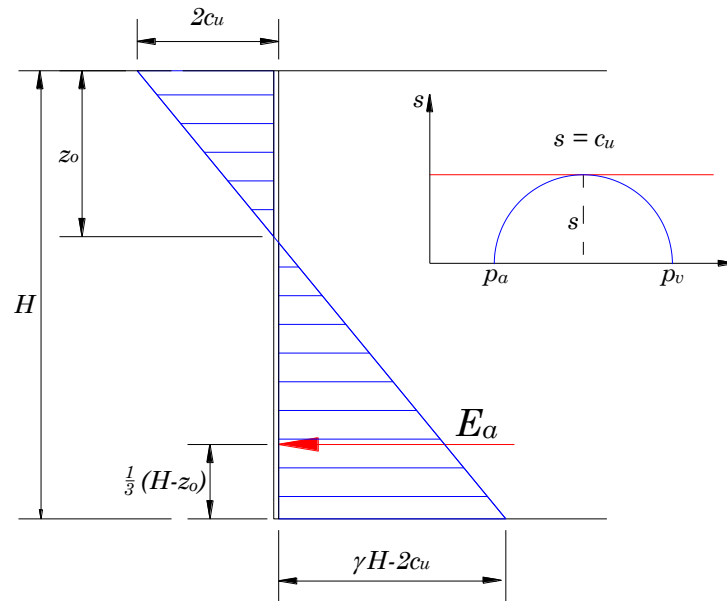


Figura 3.7. Presión activa de Rankine en arcillas saturadas (Tamez, 2001).

Cuando se ejecuta una excavación en un tiempo corto en arcilla saturada contenida por un muro impermeable, prevalece una condición similar a aquella que ocurre cuando se ejecuta una prueba triaxial no drenada (UU), en la que no se permite el cambio de volumen del suelo, por lo que el esfuerzo efectivo normal al plano de falla p'_n permanece constante, en todos los especímenes ensayados durante toda la prueba. Esta condición da origen a un criterio de análisis en función de los esfuerzos totales verticales y la resistencia no drenada (c_u). Por el contrario, si la construcción de la cimentación debe retrasarse más de un mes, es necesario verificar los empujes horizontales para largo plazo, conforme a un criterio de esfuerzos efectivos, y prever que el sistema de ademe sea capaz de soportar la condición más desfavorable del empuje horizontal (Tamez, 2001).

3.2.1.4. Trabajos experimentales de Terzaghi

Midiendo las reacciones en los apoyos de una pared móvil en una caja de concreto llena de arena, y comparándola con los valores teóricos obtenidos de las ecuaciones propuestas anteriormente por Rankine, Terzaghi estableció las siguientes conclusiones de importancia práctica (Tamez, 2001):

1. Cuando la pared se desplaza paralelamente a sí misma (Figura 3.8a), en una cantidad δl del orden de $0.0001 H$ a $0.0002 H$ (H = altura del muro), la magnitud del empuje total y la distribución de la presión lateral son iguales a las obtenidas con el modelo teórico de Rankine. Por tanto, basta un pequeño desplazamiento lateral del muro para crear en la masa del suelo un estado de deformación plástica ideal que supone la teoría.

2. Cuando el desplazamiento de la pared rígida se produce girando alrededor de un eje horizontal coincidente con su lado inferior, en una cantidad δl , como se muestra en el

diagrama (b) de la figura 3.8, se obtiene el mismo diagrama de distribución lineal con igual magnitud del empuje total que se obtiene con la teoría de Rankine.

En la práctica, estas dos formas de desplazamiento: de traslación y de rotación respecto a la base se presentan en muros de contención rígidos, en los que su estabilidad depende solamente de su propio peso. En cambio, en excavaciones ademadas, al colocar y precargar los puntales superiores se restringe el desplazamiento de la parte superior del ademe y, a medida que continúa profundizándose la excavación y se van colocando los diferentes niveles de puntales, la parte inferior del ademe se desplaza girando alrededor del punto de apoyo de los puntales superiores.

Mediciones experimentales indican, que si la pared rígida gira desplazándose en su parte inferior, la distribución de la presión sigue una ley curva, semejante a una parábola, como ilustra la línea continua de la figura 3.8c.

La magnitud del empuje total observado E_{ar} llega a ser hasta 10% mayor que la del diagrama triangular teórico de Rankine, E_{at} . El punto de aplicación del empuje, E_{ar} , se encuentra a altura aproximada de $0.45H$ sobre la base de la pared móvil.

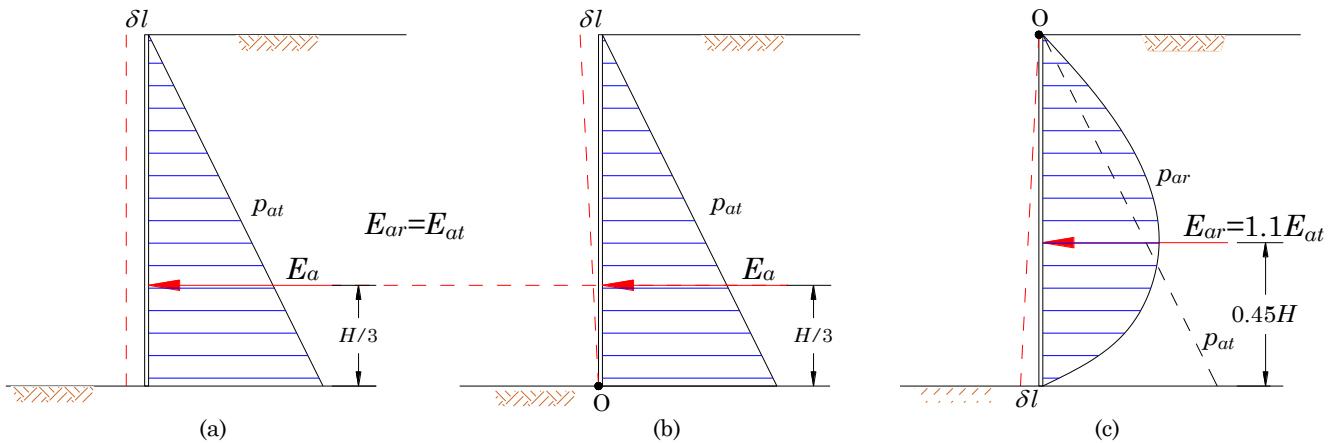


Figura 3.8. Influencia del desplazamiento del muro en la distribución de la presión lateral activa (Tamez, 2001).

La flexibilidad de los elementos verticales del ademe provoca desplazamientos adicionales del suelo en contacto con el ademe, formando superficies de curvatura variable, dependiendo de la flexibilidad de estos elementos, de la posición de los puntales y de la precarga aplicada. Tal heterogeneidad de los desplazamientos del sistema de soporte origina igual heterogeneidad en la distribución de presiones horizontales, lo que hace muy complicado predecir su forma por métodos teóricos.

3.2.1.5. Criterio de Terzaghi y Peck (1948)

Durante la construcción del metro de Berlín, se realizaron mediciones de carga en puntales de excavaciones efectuadas en arena, con presiones de filtración eliminadas al abatir el nivel freático. Las curvas de presiones observadas resultaron erráticas, y fuera del rango de aquellas estimadas con las teorías establecidas hasta ese momento. Terzaghi y Peck (1948) propusieron el diagrama envolvente que se muestra en la figura 3.9a, útil para estimar la carga en los puntales de cualquier excavación realizada en arenas compactas y uniformes.

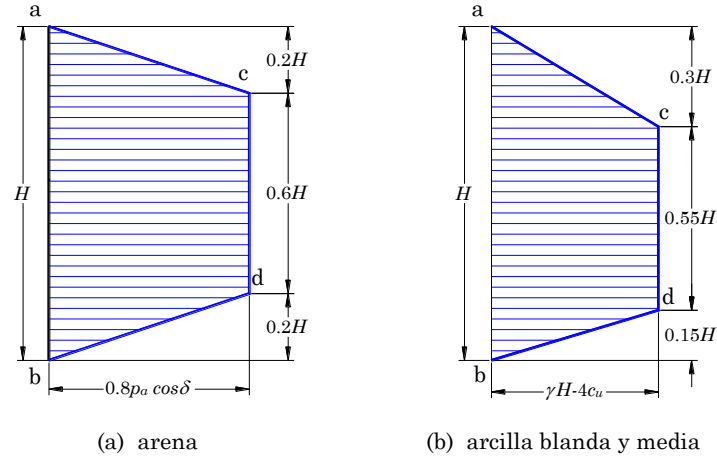


Figura 3.9. Diagramas de Presión aparente sugeridas por Terzaghi y Peck en 1948 para calcular cargas en puntales en excavaciones apuntaladas (modificado de Terzaghi y Peck, 1948).

Se observó que los empujes totales medidos eran 10% mayores que los calculados con la teoría de Coulomb. El valor de la presión máxima registrada resultó ser un 20% menor que la presión máxima correspondiente a la distribución lineal de empuje activo. Para tomar en cuenta estos datos, Terzaghi y Peck (1948) establecieron la altura del trapecio igual a:

$$p_{m\acute{a}x} = 0.8p_a \cos \delta \quad (3.6)$$

donde:

$p_a \cos \delta$ componente horizontal de la presión máxima calculada con la teoría de Coulomb, (supuesta una distribución lineal de presiones).

δ ángulo de fricción entre el ademe y el suelo, considerado igual a 2/3 del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ).

A partir de las mediciones hechas en cortes en arcilla de Chicago, Terzaghi y Peck (1948) propusieron una envolvente de las presiones observadas. La envolvente obtenida también es trapecial (figura 3.9b). La altura del trapecio en este caso es la siguiente:

$$p_{m\acute{a}x} = \gamma H - 4c_u \quad (3.7)$$

donde:

c_u resistencia al corte no-drenada de la arcilla

γ peso volumétrico de la arcilla

H profundidad de la excavación

La distancia vertical entre el fondo de la excavación y el centro de las presiones se localiza en promedio a $0.45H$.

3.2.1.6. Criterio de Tschebotarioff

Tschebotarioff (1951) parte del criterio de Rankine para definir el valor del coeficiente de presión lateral en estado activo, K_a , para un suelo cohesivo-friccionante, de la siguiente manera:

$$K_a = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\gamma h} \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.8)$$

La presión vertical es igual a:

$$\sigma_1 = \gamma h$$

Para suelos friccionantes ($c = 0$),

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.9)$$

Para suelos cohesivos ($\varphi = 0$),

$$K_a = 1 - \frac{2c}{\gamma h} \quad (3.10)$$

Tschebotarioff sugiere el diagrama de la figura 3.10 para diseñar excavaciones en arena, se trata de una simplificación del diagrama propuesto por Terzaghi y Peck (1948). En este diagrama se considera que no existe nivel freático o que se ha abatido.

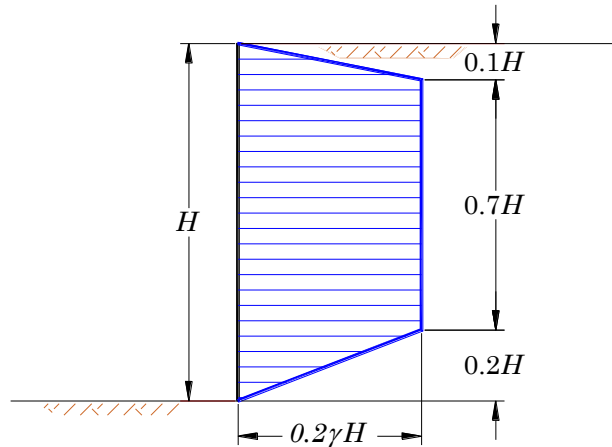


Figura 3.10. Diagrama de presión lateral propuesto para diseñar excavaciones apuntaladas en arena (Tschebotarioff, 1951).

En el caso de excavaciones en arcillas, Tschebotarioff señala que el diagrama propuesto por Terzaghi y Peck (1948), para este tipo de suelos, está basado en la ecuación que define el empuje total activo, la cual resulta de integrar la presión activa a lo largo de toda la altura del muro, H .

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2cH \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.11)$$

Al introducir el valor del ángulo de fricción interna, $\varphi = 0$, y dividiendo los valores restante por $\gamma H^2/2$, se obtiene la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad (3.12)$$

donde:

$$K_a = 1 - \frac{4c}{\gamma H} \quad (3.13)$$

Como puede verse, el valor de K_a obtenido la ecuación (3.10), difiere del obtenido con la ecuación (3.13) por Terzaghi y Peck (1948). La diferencia radica en que el primero se relaciona con la presión horizontal máxima, mientras que el último se relaciona con el valor del empuje total.

En el diagrama propuesto por Terzaghi y Peck (1948) (Figura 3.9b), se intenta relacionar el valor máximo de presión, con el coeficiente K_a obtenido para el empuje total de la ecuación (3.13), en lugar del valor relacionado con la presión máxima de la ecuación (3.10).

Adicionalmente, Tschebotarioff señala que el uso de la ecuación (3.11) es incorrecto, ya que toma en cuenta la zona de tensiones en la parte superior del muro, y que esta zona debe considerarse despreciable por la incapacidad del suelo de transmitir tensiones.

Un análisis hecho por Brown (1948) llevó a Tschebotarioff a la conclusión de que el criterio de Terzaghi y Peck (1948) subestima la carga en los puntales cuando la profundidad de la excavación es pequeña, alcanzando incluso valores nulos.

Debido a las incongruencias encontradas en los diagramas de Terzaghi y Peck (1948); a partir de mediciones realizadas en excavaciones en arcillas de Chicago, y Rotterdam, Tschebotarioff propone los siguientes diagramas de presión para el diseño de excavaciones apuntaladas hechas en arcillas plásticas (Figura 3.11).

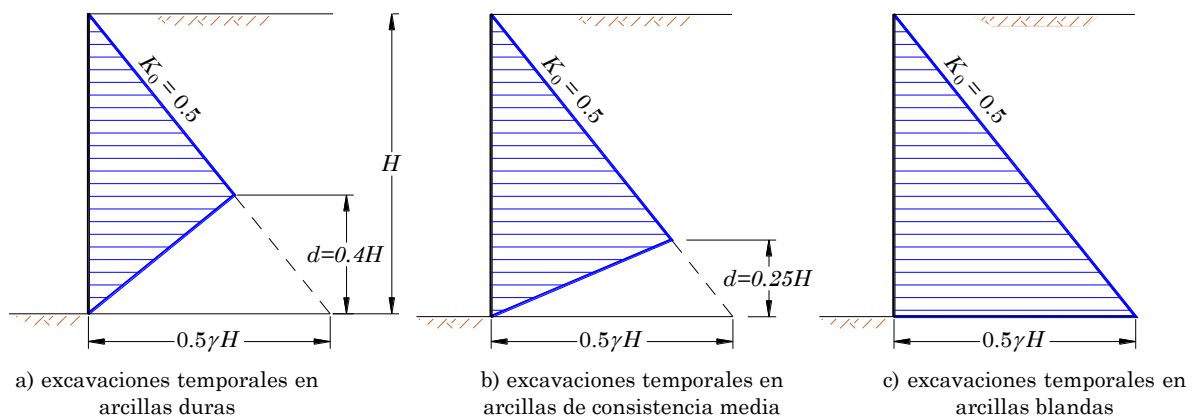


Figura 3.11. Diagramas de presión lateral propuestos para el diseño de cortes apuntalados en arcilla plástica (modificado de Tschebotarioff 1951).

En estos diagramas se sugieren, para arcillas normalmente consolidadas, valores aproximados de $K_0 = 0.5$. Tschebotarioff menciona que las arcillas normalmente consolidadas se encuentran en estado elástico. de modo que las teorías de falla no

pueden aplicarse a este tipo de materiales. El valor de K_0 es efectivo; cuando se tenga la presencia del nivel freático, al esfuerzo intergranular debe agregarse la presión del agua sin factorizar.

Tschebotarioff concluye lo siguiente:

La determinación de presiones laterales en arcillas, parece ser principalmente un problema de deformación y no un problema de falla, es por eso que ecuaciones como la (3.11), basadas en un estado de equilibrio plástico (falla) no corresponden con las observaciones hechas bajo una variedad de condiciones.

Un desplazamiento en los puntales en exceso del 1% de la altura de la excavación, incrementa la presión lateral en arcillas, en lugar de reducirla. Esto se atribuye al remoldeo de la arcilla por expansión, por tal motivo, la estructura de la arcilla se rompe y transmite temporalmente parte del peso de la sobrecarga a la presión de poro, con un incremento temporal del coeficiente de presión de tierras en reposo, más allá de 0.5.

3.2.1.7. Criterio de Terzaghi y Peck (1967)

Complementando las mediciones realizadas por Terzaghi y Peck (1948), se analizaron nuevas mediciones realizadas en arenas de Múnich y Nueva York, así como, mediciones en arcillas de Oslo. Estas nuevas mediciones se condensaron en los diagramas actualizados que propusieron Terzaghi y Peck (1967) para estimar la máxima carga a que estarán sometidos los puntales en una excavación (Figura 3.12).

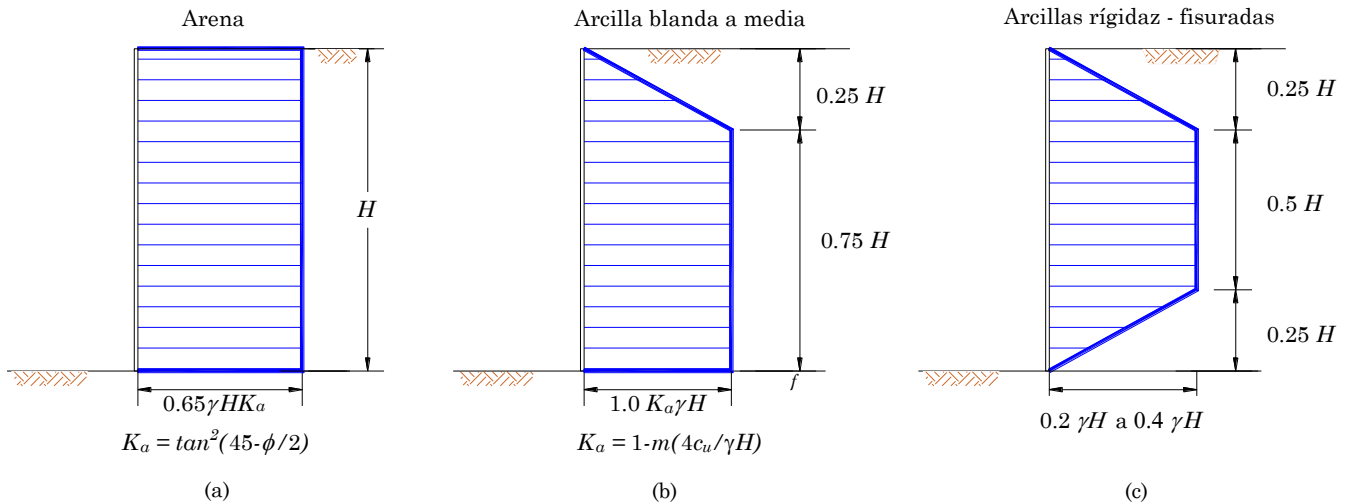


Figura 3.12. Diagramas de presión aparente sugeridos por Terzaghi y Peck (1967) para calcular cargas en troqueles en excavaciones apuntaladas.

En estos diagramas puede observarse que, cuando se tienen suelos principalmente friccionantes, la presión de tierras aparente máxima se obtiene con:

$$p_{m\acute{a}x} = 0.65\gamma HK_a \quad (3.14)$$

donde:

- γ peso volumétrico del suelo en el respaldo del muro
- H profundidad de la excavación
- K_a Coeficiente de presión de tierras activo = $\tan^2(45^\circ - \phi/2)$

En la ecuación (3.14) se adopta el método de esfuerzos efectivos para el cálculo de presión de tierras, por lo que, el ángulo de fricción interna debe ser efectivo (ϕ').

Los diagramas de presión aparente para arenas (Figura 3.12a) coincidían bien con los datos disponibles hasta 1967, cuando fueron presentados (Peck, 1969).

Cuando se trata de cortes en arcillas blandas a medias, Peck (1969) menciona que los diagramas de presión aparente para el cálculo de cargas en puntales, quedan lejos de ser satisfactorios. Como puede verse, el ancho del diagrama trapecial en el procedimiento propuesto en 1967 (Figura 3.12b) es directamente proporcional a K_a ; lo mismo ocurre con el diagrama original propuesto por Terzaghi y Peck (1948). Algunos autores como Tschebotarioff (1951) y Brown (1948), observaron que la envolvente original para arcillas (Figura 3.9b) subestima la carga en los puntales cuando la profundidad de la excavación es muy pequeña. Además, el ancho del diagrama aparente, $K_a\gamma H$, se vuelve negativo cuando:

$$\frac{\gamma H}{c_u} < 4$$

Esta desigualdad se puede cumplir cuando la resistencia al corte no-drenada, c_u , es demasiado grande, o en arcilla blanda cuando la profundidad, H , es muy reducida. Las mediciones observadas, indican que la presión de tierras en excavaciones ademas no es cero ni negativa, por tanto, este enfoque es incorrecto.

Analizando la información disponible, Peck (1969) llega a las siguientes conclusiones:

El comportamiento del suelo y el sistema de apuntalamiento, dependen del número de estabilidad, definido como:

$$N = \frac{\gamma H}{c_u} \quad (3.15)$$

El número N se refiere a todo el suelo involucrado, mientras que, N_b pertenece estrictamente a la resistencia a niveles bajo el fondo de excavación en cada etapa. De este modo, cuando la profundidad de la excavación corresponda a valores de N mayores que 6 o 7, se desarrolla una zona plástica bajo el fondo de la excavación, y es válido asumir un estado de equilibrio plástico. Por tanto, las teorías de falla son adecuadas. Los movimientos son esencialmente plásticos y los asentamientos son grandes.

Arcillas con $N > 4$

Si el suelo detrás del muro es una arcilla blanda a media ($N > 4$), la presión aparente, $p_{m\acute{a}x}$, debe ser:

$$p_{m\acute{a}x} = K_a\gamma H \quad y \quad p_{m\acute{a}x} \geq 0.3\gamma H \quad (3.16)$$

$$K_a = 1 - m \frac{4c_u}{\gamma H} \quad (3.17)$$

donde:

m factor de reducción de la resistencia al esfuerzo cortante, que depende del valor de N . Peck (1969) recomienda para $N \leq 4$, $m = 1.0$; y para $N > 4$, $m < 1.0$.

Cuando se trate de arcillas muy blandas, con valores de N cerca de 7 u 8, en donde el suelo arcilloso se extienda bastante bajo el fondo de la excavación, como es el caso de la arcilla del valle de México, se recomienda un valor de m del orden de 0.4 (Peck, 1969).

El criterio anterior debe ser utilizado en términos de esfuerzos totales ($\varphi = 0$).

El diagrama propuesto para arcillas blandas a medias, ha sido modificado (Terzaghi *et al.*, 1996) para tratar de explicar que las presiones tan grandes observadas en cortes en arcillas como las de Oslo y la Ciudad de México, se deben a un incremento en los empujes debido al desarrollo del mecanismo de falla de fondo por cortante. Si factor de estabilidad de base, N_b , es excesivo ($N_b > 5.14$), el valor de K_a se incrementa, y el ancho del diagrama se obtiene de la siguiente manera:

$$p_{m\acute{a}x} = (K_a + \Delta K)\gamma H \quad (3.18)$$

$$\Delta K = \frac{2\sqrt{2}d}{H} \left(1 - \frac{(2 + \pi)c_{ub}}{\gamma H} \right) \quad (3.19)$$

donde:

ΔK incremento en K_a debido a la falla de fondo de la arcilla por cortante, si el factor de estabilidad de base, N_b , excede el valor de 5.14 (Henkel, 1971)

c_{ub} resistencia al corte-no drenada de la arcilla en la zona de influencia del mecanismo de falla de fondo por esfuerzos cortantes

d profundidad de la superficie de falla bajo el corte

con:

$$N_b = \frac{\gamma H + q}{c_{ub}}$$

Por otro lado, si la resistencia al cortante no drenada sobre el fondo de la excavación es menor que $\gamma H/6$, correspondiente a $K_a = 1/3$, la resistencia al corte no se moviliza por completo, y prevalece una condición cuasi elástica.

Arcillas con $N < 4$

Cuando se trata de cortes en arcillas con $N < 4$, las teorías clásicas de empujes de tierras sugieren que la presión de tierras contra el muro deberá ser cero (Figura 3.7). Las mediciones efectuadas en excavaciones reales contradicen esta suposición; la discrepancia radica en intentar aplicar una teoría de falla a un material que no se encuentra en equilibrio plástico. Las teorías de empujes de tierras no deberán ser utilizadas si se trata de cortes superficiales en arcillas blandas o en cortes más profundos en arcillas duras. Para determinar el ancho correspondiente del diagrama de presión aparente, cuando $N < 4$, se sugiere la siguiente expresión (Figura 3.12c):

$$p_{m\acute{a}x} = 0.2\gamma H \text{ a } 0.4\gamma H \quad (3.20)$$

De igual forma, este criterio deberá ser aplicado en términos de esfuerzos totales, por lo que la presión del agua se encuentra considerada dentro de del diagrama aparente correspondiente (Figura 3.12c).

Arcillas arenosas y arenas arcillosas

Los resultados de observaciones reales en este tipo de suelos, indican que los diagramas de presión aparente, asumiendo que la resistencia del suelo está definida principalmente por fricción, coinciden de manera adecuada. Si se consideran parámetros de resistencia obtenidos de pruebas consolidadas-no drenadas en términos de esfuerzos totales, los valores de presión obtenidos son mayores que los observados si el diagrama de presión aparente es tomado como $0.65K_a\gamma H$, y K_a es calculado por medio de la expresión:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left[1 - \frac{4c}{\gamma H \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \right] \quad (3.21)$$

Esta discrepancia puede atribuirse a que, en este tipo de suelos, es probable que los cambios en la presión de poro debidos a la excavación ocurran rápidamente. Por tanto, resulta más apropiado considerar parámetros drenados.

Suelos estratificados

En el caso de suelos estratificados, existen dos formas de estimar la presión aparente. La primera es tomar el diagrama correspondiente al tipo de suelo dominante en la zona de influencia, para, posteriormente, determinar la magnitud de la presión aparente en función del suelo que domina. La segunda es aplicar un promedio ponderado de las propiedades del suelo involucradas (γ_m , c_m). Una vez determinadas las propiedades ponderadas, se consulta el diagrama correspondiente.

Debido a que el método de presión aparente tiene bases empíricas, debe ser aplicado con precaución. Como se ha visto, la presión aparente se obtiene a partir de las cargas en los puntales, y no de la presión real sobre el muro. Por tanto, los diagramas de presión aparente deberán ser utilizados, únicamente, para calcular la carga a la que estarán sometidos los puntales. Aunque en la práctica se adopten los diagramas de presión aparentes para determinar los elementos mecánicos del muro, este enfoque es, por tanto, incorrecto (Ou, 2006).

3.2.1.8. Criterio de Alberro

Alberro (1969) señala que los empujes del suelo sobre los muros laterales de una excavación obedecen a leyes diferentes, según el valor del coeficiente de estabilidad, N_b , definido por la relación:

$$N_b = \frac{\gamma H}{c_{ub}} \quad (3.22)$$

donde:

H profundidad de la excavación

c_{ub} resistencia al corte, en prueba no consolidada no drenada, del suelo localizado por debajo del fondo de la excavación

γ peso volumétrico del material localizado entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación

Según Alberro, sin tomar en cuenta la resistencia del suelo localizado entre la superficie del terreno y el fondo de la excavación, se puede demostrar teóricamente que, para un problema bidimensional, el suelo empieza a plastificarse cerca del fondo de la excavación

cuando $N_b = 3.14$, y que la falla ocurre cuando $N_b = 5.14$. Para un problema tridimensional, el valor de N_b que corresponde a la falla varía entre 6.2 y 9.1, de acuerdo con las dimensiones de la excavación.

Por tanto, se puede considerar que, en el caso de excavaciones de longitud reducida, el problema es esencialmente elástico para valores de N_b del orden de 4, y debe solucionarse mediante una teoría de falla cuando N_b es igual o superior a 6.

a) Excavaciones en las arcillas con $N_b \leq 4$

A partir de las mediciones efectuadas en excavaciones durante la construcción de las líneas 1, 2 y 3 del Metro de la Ciudad de México, y de los resultados obtenidos con el método del elemento finito (considerando que el coeficiente de empuje en reposo es igual a 0.5 y que el bombeo debido a la rapidez de la construcción, no disminuye las presiones de poro en la arcilla), se confirma la validez del cálculo elástico para excavaciones en que el coeficiente de estabilidad N_b es inferior a 4 (Figura 3.13).

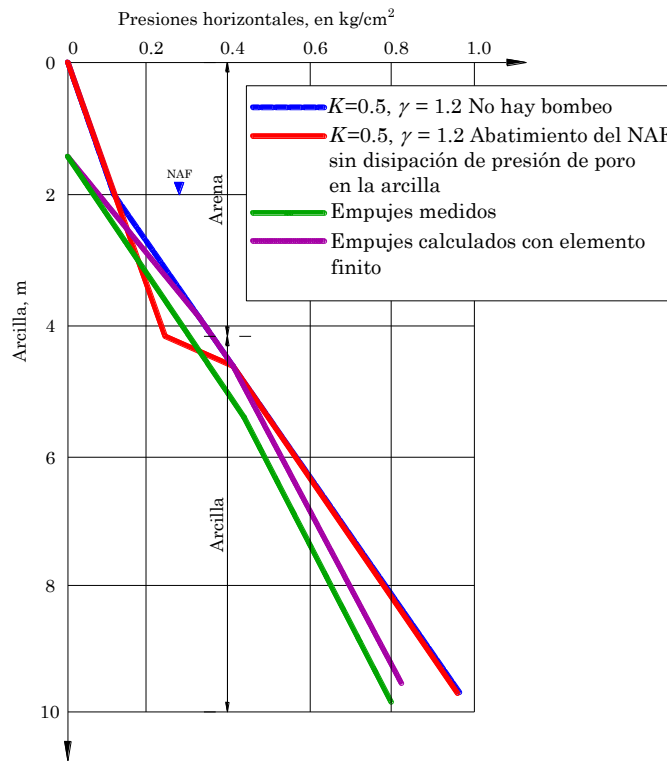


Figura 3.13. Empujes totales sobre los muros del cajón del Metro de la Ciudad de México (Alberro, 1970).

De acuerdo con dichos resultados, se observó que, el criterio de Peck, según el cual, el empuje total máximo sobre los puntales puede calcularse considerando un empuje lateral máximo, p variable entre 0.2 y 0.4 γH (Figura 3.14), es probablemente válida para arcillas saturadas por encima del nivel freático (Alberro, 1970).

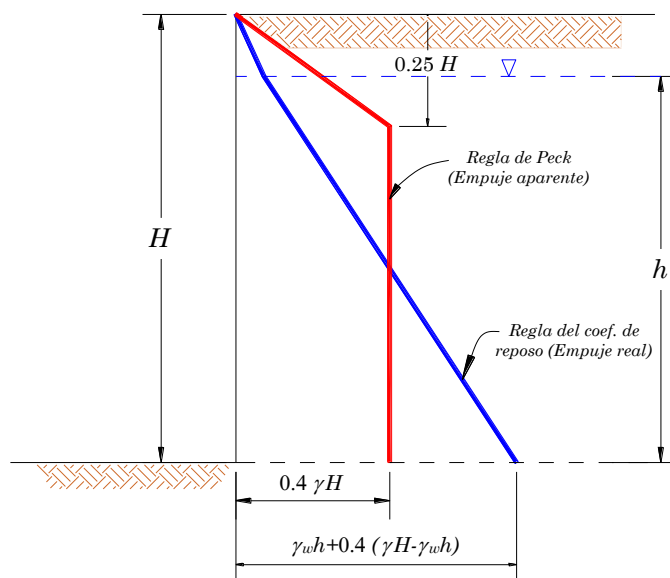


Figura 3.14. Comparación de empujes totales obtenidos con el criterio de Peck y el criterio de Alberro (Alberro, 1970).

Cuando el nivel freático es superficial, como en el caso de la Ciudad de México, para $N_b \leq 4$, Alberro (1970), recomienda utilizar la siguiente ecuación (3.23), basada en el criterio propuesto de Tschebotarioff (1951).

$$p = \gamma_w h + 0.4(\gamma H - \gamma_w h) \quad (3.23)$$

donde:

- H profundidad de la excavación
- h diferencia de la elevación entre el nivel freático y el fondo de la excavación
- γ peso específico del terreno saturado
- γ_w peso específico del agua
- K coeficiente de reposo

La reacción total máxima de los puntales en el caso de la regla dada por Terzaghi y Peck es igual a $0.35 \gamma H^2$, mientras que, considerando que el nivel freático está localizado en la superficie del terreno, se obtiene, con la ecuación (3.23), que la reacción total máxima de los puntales es igual $0.3 \gamma_w H^2 + 0.2 \gamma H^2$.

Alberro comparó estas dos expresiones, y observó que la reacción total de los puntales, calculada con el método de Terzaghi y Peck (1967), es inferior a la que resulta con el método propuesto por Alberro con la ecuación (3.23).

b) Excavaciones en arcilla con $N_b > 4$

Las consideraciones hechas para $N_b \leq 4$ ya no son válidas. Es preciso en este caso, basarse en una teoría de falla para calcular las presiones laterales.

Cuando el coeficiente de estabilidad de la excavación es superior a 4, los desplazamientos laterales del ademe son grandes y ocurren concentraciones de carga en los puntales de apoyo. La carga máxima en ciertos puntales puede alcanzar el 50 por ciento, aproximadamente, del empuje total calculados mediante la teoría de Rankine.

El valor máximo de la presión lateral dada por la regla de Peck, vale en este caso: $\gamma H - 4c_u$ para $m = 1$, con esta expresión, la reacción total en los puntales es menor que

la reacción debida al empuje del agua. De esta manera, Alberro encontró que la regla empírica de Terzaghi y Peck (1967) no se aplica en estos casos, debido a la excepcional magnitud de los desplazamientos en las tablestacas o muros.

Sin embargo, como se vio anteriormente, Peck (1969) sugiere que la regla propuesta para arcillas blandas debe ser modificada con $m = 0.4$; con este valor se garantiza que el empuje lateral calculado sea, por lo menos, igual al empuje del agua.

3.2.1.9. Criterio de Zeevaert

Zeevaert, (1983) propone una metodología para estimar los empujes que genera el suelo sobre un muro de contención apuntalado. Para ejemplificar el procedimiento propuesto se hace uso de la figura 3.15, en ésta se considera que el primer nivel de puntales instalado con precarga, confina la masa de suelo y restringe los desplazamientos horizontales en el punto A ; sin embargo, a medida que la excavación avanza el muro gira alrededor del punto A , de tal modo que cuando se instala el segundo nivel de puntales, la resistencia al esfuerzo cortante en la masa de suelo detrás del muro se moviliza hasta que la distribución de presión de tierras activa en la parte baja del muro puede determinarse de manera aproximada con la teoría de Coulomb o Rankine. Por otro lado, si el muro es rígido y los puntales son instalados y precargados cuidadosamente, restringiendo los desplazamientos horizontales, la distribución de presión de tierras contra el muro alcanza en la parte superior valores superiores a los determinados con la teoría de Rankine. La distribución real de presiones depende de la magnitud del desplazamiento del muro durante la instalación de los puntales.

Para un diseño seguro del sistema de apuntalamiento en la parte superior del muro, la distribución de presión de tierras puede determinarse utilizando el criterio de Terzaghi y Peck.

La distribución de presión de tierras activa cuando el sistema gira, movilizandole la resistencia al esfuerzo cortante de la masa de suelo en el respaldo del muro, puede determinarse con la siguiente expresión:

$$P_z = -\frac{2c_z}{\sqrt{N_{\phi z}}} + \frac{1}{N_{\phi z}} \left(\sum_1^z \gamma_i \Delta z_i + q - u_z \right) \quad (3.24)$$

donde:

- q sobrecarga en la superficie
- γ_i peso volumétrico total promedio de cada estrato
- Δz_i espesor del estrato
- u_z presión hidráulica a la profundidad z

Zeevaert considera que, el ángulo aparente de fricción interna en las arcillas es igual a cero, en limos y arenas es determinado en pruebas triaxiales consolidadas-no drenadas.

La distribución de presión activa de Rankine se representa por P_R en la figura 3.15.

Cuando los desplazamientos horizontales son pequeños en la parte alta del sistema, debido a una rigidez alta del muro, la presión de tierras redistribuida es calculada con la siguiente ecuación:

$$P_d = 1.14 \frac{E'_A}{D} \quad (3.25)$$

En donde la presión de tierras activa, E'_A , sin sobrecarga; puede ser determinada mediante:

$$E'_A = 1.1 \sum_0^D \left[-\frac{2c_z}{\sqrt{N_{\phi z}}} + \frac{1}{N_{\phi z}} \left(\sum_1^z \gamma_i \Delta z_i - u_z \right) \right] \Delta z \quad (3.26)$$

Aquí c_z y N_{ϕ} son los valores promedio para cada estrato con espesor Δz . La línea continua abcd de la figura 3.15 representa la mayor presión de tierras activa posible en el muro durante la excavación e instalación de los puntales, y puede ser utilizada para calcular la carga del sistema de apuntalamiento. La distribución de presión total que ejerce la masa del suelo contra el muro a la profundidad D , es obtenida adicionando la presión del agua, u_z , obtenida de la red de flujo correspondiente a las condiciones hidráulicas provocadas por el bombeo profundo, y la debida a la sobrecarga superficial.

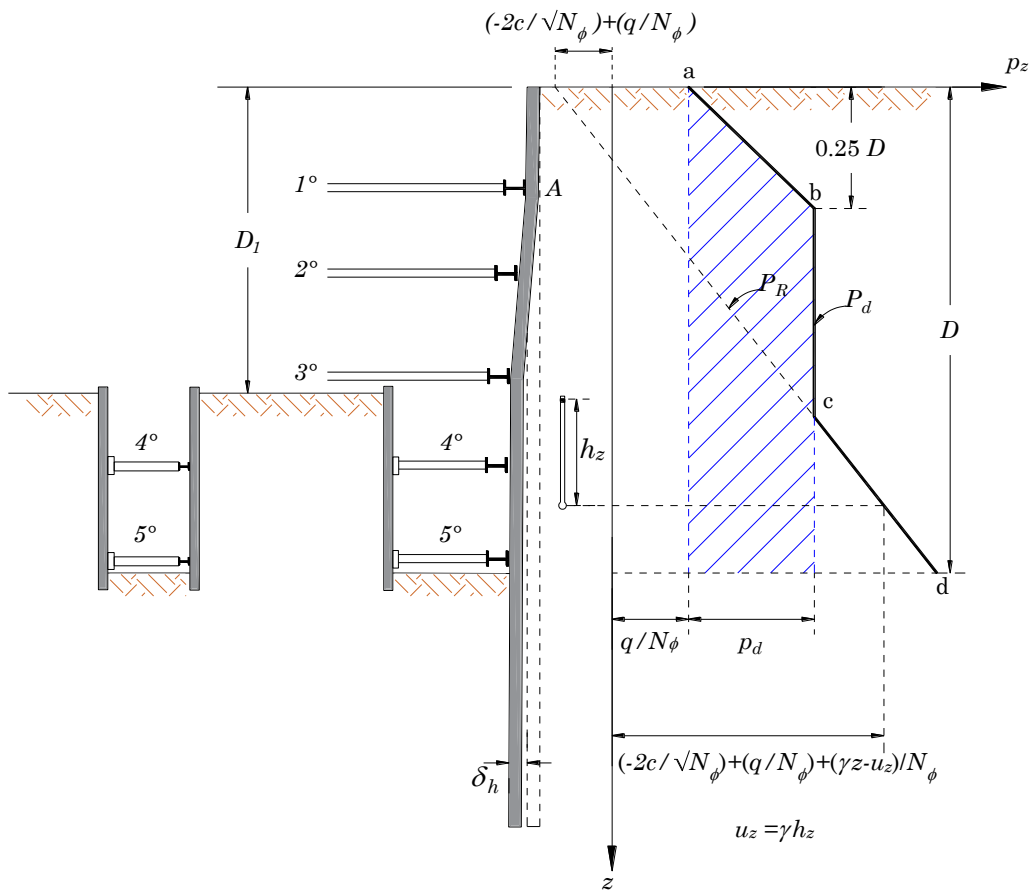


Figura 3.15. Presiones de tierra en el muro (Zeevaert, 1983).

3.2.1.10. Criterio del Manual de Diseño Geotécnico (COVITUR)

Este criterio (Tamez *et al.*, 1987) fue propuesto para la construcción del metro de la Ciudad de México, según los autores, en condiciones a corto plazo, los empujes horizontales sobre un muro, se determinan con las siguientes expresiones (Figura 3.16):

a) En la costra superficial, CS:

$$P_1 = 0.65(K_a \gamma_1 z_1 - 2c_1) \quad (3.27)$$

b) En las arcillas blandas, PC y NC:

$$P_2 = \gamma_1 z_1 + 0.5\gamma_2 z_2 - 2c_2 \quad (3.28)$$

c) El empuje general que debe considerarse para toda la profundidad de la excavación será el promedio de los dos empujes anteriores:

$$\bar{P} = \frac{P_1 z_1 + P_2 z_2}{z_1 + z_2} \quad (3.29)$$

A los diagramas horizontales resultantes, se añaden las presiones laterales que ocasionan las cargas cercanas que existen en la superficie (Figura 3.17).

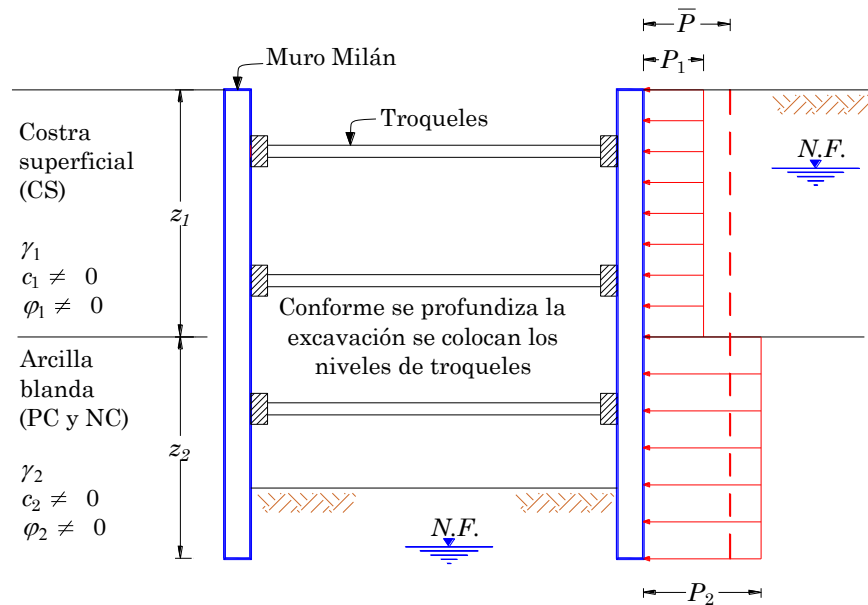


Figura 3.16. Diagramas de empujes horizontales a corto plazo (Tamez, et al. 1987).

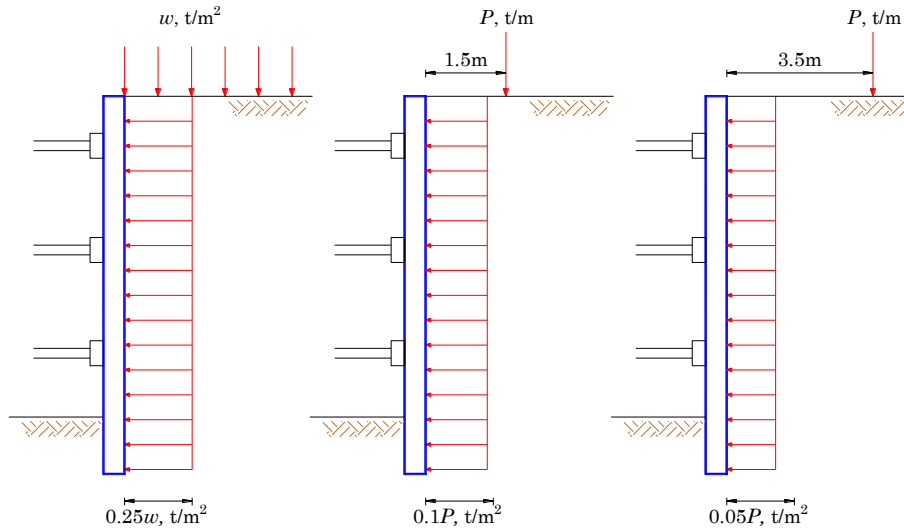


Figura 3.17. Diagramas de empujes horizontales debidos a sobrecargas superficiales (Tamez et al., 1987).

3.2.1.11. Criterio de Tamez

En la figura 3.18 se presentan los diagramas de presión aparente propuestos por Tamez (2001) para arenas sin cohesión, arriba del nivel freático y arcillas de consistencia blanda a media. En la figura 3.19 se muestra el diagrama respectivo para suelos cohesivo-friccionantes.

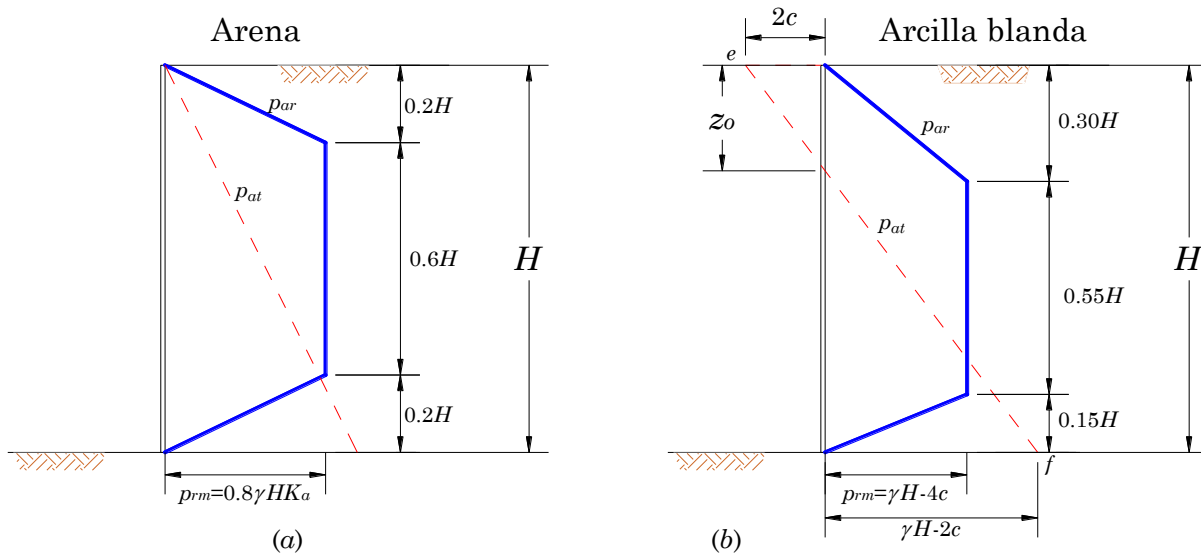


Figura 3.18. Diagramas envolventes de presión activa redistribuida (p_{ar}) propuestos por Terzaghi y Peck, para el diseño de ademes en excavaciones profundas (Tamez, 2001).

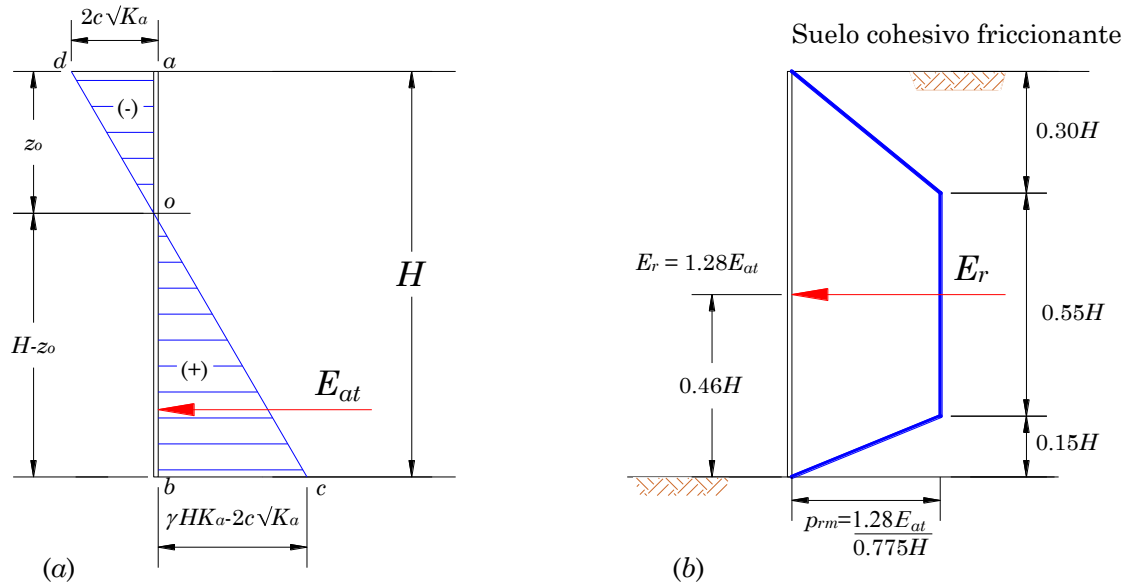


Figura 3.19. a) Diagrama teórico de Rankine para suelo cohesivo-friccionante; b) Diagrama trapecial de presión redistribuida obtenido de a).

Las líneas discontinuas de la figura 3.18 representan el empuje teórico de Rankine, como puede observarse en el caso de las arcillas se tiene una porción negativa en la parte superior, la cual no suele tomarse en cuenta debido a que no existe una fuerza de adherencia capaz de ejercer una fuerza de tracción. Lo mismo ocurre en el caso de suelos cohesivo-friccionantes (Figura 3.19).

Los diagramas recomendados por Tamez, parten de los diagramas originales de Terzaghi y Peck (1948). Por tanto, cuentan con las mismas inconsistencias para el caso de arcillas.

3.2.1.12. *Lineamientos de las NTCDDC- 2017*

En las Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones, para la determinación de los empujes que se genera sobre el sistema de contención, se establece lo siguiente:

“Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones basada en modelaciones analíticas y numéricas y en la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, su grado de fisuramiento y su posible reducción de resistencia con el tiempo. Con el nivel freático a poca profundidad, los empujes sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico de la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el periodo de construcción, afectadas por un factor de carga. En el caso de troqueles precargados, se tomará en cuenta que la precarga aplicada inicialmente puede variar con el tiempo por relajación y por efecto de cambios de temperatura.”

3.2.1.13. Comentarios

En los criterios de Terzaghi y Peck (1948), Zeevaert (1983) y Tamez (2001), no se hace distinción entre el comportamiento de la arcilla (plástico o elástico).

Tschebotarioff y Alberro no toman en cuenta la redistribución de presiones parabólica sugerida por Terzaghi y Peck.

En el criterio de Zeevaert se trabaja en términos de esfuerzos efectivos, adicionando la presión del agua al final. En este criterio se utilizan parámetros totales en lugar de parámetros efectivos.

En el criterio de Tamez *et al.* (1987), para el caso de una costra superficial, se utiliza un factor de 0.65 para reducir el empuje activo, como se hace para arenas en el criterio de Terzaghi y Peck (1967). Sin embargo, en este último criterio, el factor de 0.65 es aplicado a la presión total en el fondo de la excavación, mientras que, en el criterio de Tamez *et al.*, es aplicado a la presión al final del estrato; con lo que se subestima la carga en los puntales superficiales.

3.2.2. Falla de fondo por esfuerzos cortantes

3.2.2.1. Criterio de Terzaghi

La falla de fondo en excavaciones profundas ademas en arcillas blandas y saturadas, se manifiesta como un levantamiento brusco del fondo simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno adyacente a la excavación, y finalmente, colapso de la estructura de retención. Para analizar la condición crítica Terzaghi (1928, citado en Tamez, 2001) propuso un mecanismo que se muestra en la figura 3.20, que representa la sección transversal de una excavación ademas, de profundidad H . La longitud de la excavación y el espesor Z del estrato del estrato de arcilla se consideran hipotéticamente infinitos.

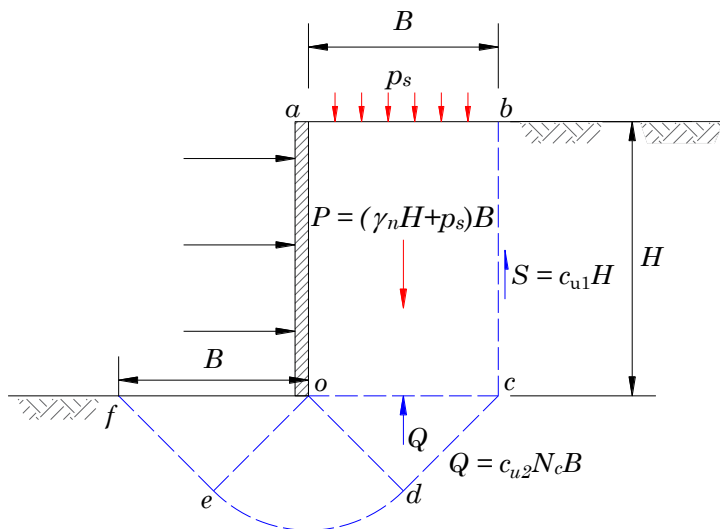


Figura 3.20. Mecanismo de Terzaghi-Prandtl para la falla del fondo en excavaciones ademas en arcilla saturada, con longitud, ancho y profundidad infinitos (Tamez, 2001).

El mecanismo de falla está formado por un prisma rectangular de suelo $abco$, de ancho B y longitud unitaria $L = 1m$, cuyo peso es P , desarrollando sobre el plano co , una reacción vertical ascendente equivalente a la capacidad de carga Q de la zapata. Al movilizarse el prisma, se desarrolla una fuerza cortante vertical S sobre el plano bc , la cual, junto con la reacción Q , se opone al deslizamiento del prisma P . El factor de seguridad, FS_b , contra la falla de todo el mecanismo bidimensional de Terzaghi-Prandtl, se expresa por la relación de momentos, respecto al eje que pasa por el punto o , de las fuerzas resistentes, M_r y que se oponen al deslizamiento, y el de las fuerzas actuantes M_a , que tienden a producirlo; esta relación está dada por la siguiente ecuación:

$$FS_b = \frac{c_{u2}N_c + 2c_{u1}\frac{H}{B}}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.30)$$

donde:

- c_{u1} resistencia media al corte, no drenada en el plano bc
- c_{u2} resistencia media al corte, en la superficie $cdef$
- N_c $(\pi + 2) = 5.14$ factor de capacidad de carga de Prandtl
- γ_n peso volumétrico natural de la arcilla
- p_s sobrecarga superficial unitaria

Para el caso de una arcilla homogénea se tiene:

$$FS_b = \frac{5.14 \left(1 + 0.389 \frac{H}{B}\right) c_u}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.31)$$

En 1951, Skempton (citado en Tamez, 2001) estudió experimentalmente el comportamiento de zapatas rectangulares en las arcillas de Londres para determinar la influencia de la profundidad de desplante H y de la longitud de la zapata L , estos estudios lo llevaron a obtener la siguiente expresión para el factor de profundidad:

$$\left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right)$$

Combinando esta expresión en la ecuación (3.31) se obtiene:

$$FS_b = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) c_u}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.32)$$

Para tomar en cuenta la influencia de la longitud L de una zapata rectangular, se propuso otro factor de forma similar:

$$\left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right)$$

Al agregar esta expresión a la ecuación (3.32) se obtiene la siguiente expresión para el factor de seguridad en una excavación tridimensional:

$$FS_t = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_u}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.33)$$

Esta ecuación es aplicable dentro de los siguientes límites:

$$H/B \leq 2.5, \quad B/L \leq 1$$

Para valores mayores, en ambos casos, estas relaciones permanecen constantes. Por otra parte, cuando la longitud de la excavación es mayor de $4B$, su influencia en la estabilidad del fondo es despreciable; por tanto, para $B/L < 0.25$, esta relación se considera nula.

Influencia del ancho de la excavación y el espesor del estrato de arcilla en las dimensiones del mecanismo de falla

Deben tomarse en cuenta los límites reales del ancho de la excavación B_e y el espesor del estrato Z .

La figura 3.21a considera el caso en que el espesor Z está limitado por una frontera rígida, en tal caso, el ancho mínimo B del mecanismo de falla vale:

$$B = 1.41 Z$$

Si el ancho de la excavación es $B_e < 1.41 Z$ (Figura 3.21b), el ancho del mecanismo de falla será igual al de la excavación:

$$B = B_e$$

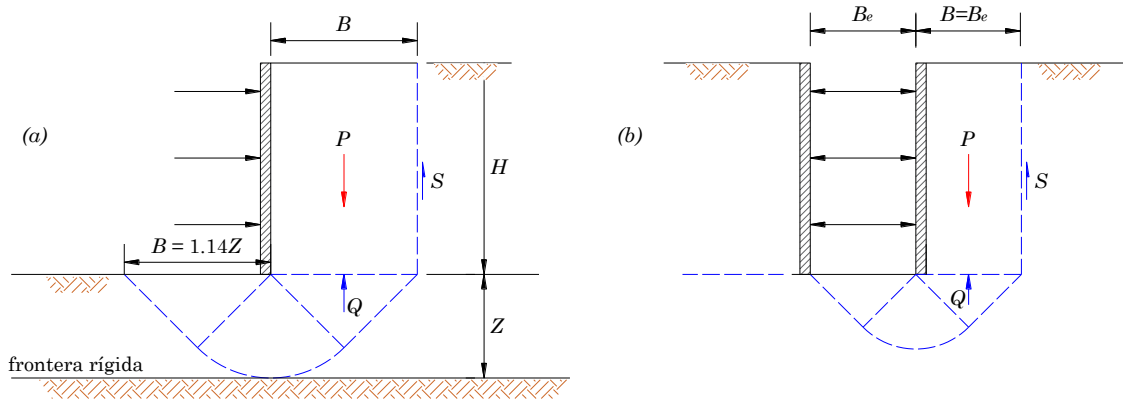


Figura 3.21. Ancho del mecanismo de falla del fondo limitado por:
 a) una frontera rígida;
 b) ancho finito de la excavación (Tamez, 2001).

3.2.2.2. Criterio de Zeevaert

Zeevaert (1983) menciona que el riesgo de falla de fondo puede minimizarse estudiando cuidadosamente la probable superficie potencial de falla, evitando que se generen esfuerzos cortantes mayores que la mitad de la resistencia al esfuerzo cortante. Si el depósito de suelo es estratificado, la superficie potencial de falla puede asumirse tangencial a los estratos rígidos, como se muestra en la figura 3.22.

El problema se analiza, como un problema de capacidad de carga; se tiene:

$$\sigma_d = \sigma_{0d} + q_0 = \frac{1}{F_s} (5.7 s_{cu}) \tag{3.34}$$

donde:

σ_d	esfuerzo efectivo total al nivel del fondo de la excavación
σ_{0d}	esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la excavación
q_0	sobrecarga superficial
F_s	factor de seguridad
s_{cu}	resistencia al esfuerzo cortante promedio, a lo largo del mecanismo de falla

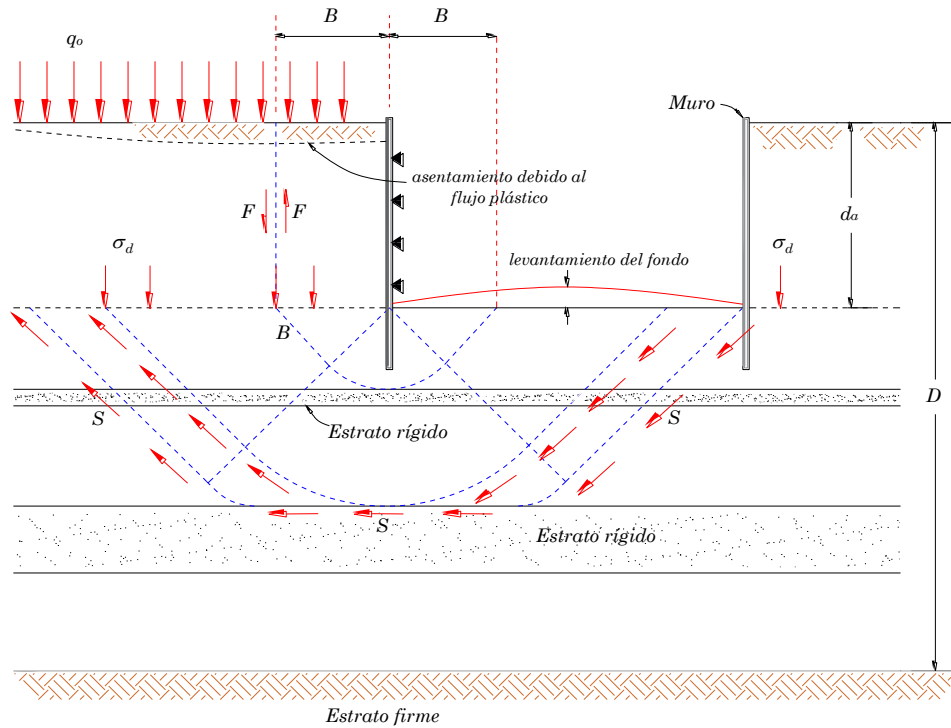


Figura 3.22. Mecanismo de falla de fondo según (Zeevaert, 1983)

En el caso de depósitos de suelo estratificados, la superficie potencial de falla puede suponerse cercana al fondo de la excavación como se muestra en la figura 3.22, la superficie de falla marcada con B . En este caso, sin embargo, se tiene un mayor valor de factor de seguridad cuando $B \leq d_a$, donde d_a es la profundidad de la excavación, donde se moviliza a lo largo de un plano vertical una fuerza cortante F que tiende a reducir al valor de σ_d en una cantidad F/B .

Cuando se realiza una excavación en arcilla blanda, el factor de seguridad es:

$$F_s = \frac{5.7c}{d_a\gamma + q_0 - \frac{F}{B}} \quad (3.35)$$

con:

$$F = c_1 d_a \quad (3.36)$$

donde:

- c cohesión promedio de la arcilla a una profundidad B bajo el fondo de la excavación
- c_1 cohesión por arriba del fondo de la excavación

γ peso volumétrico total del bloque de suelo por arriba del nivel del fondo de la excavación

Por tanto, puede verse que la profundidad de la excavación deberá ser limitada si se pretende evitar el levantamiento del fondo de la excavación y los asentamientos en las colindancias.

3.2.2.3. Criterio de Tamez

Muros o tablestacas con pata

Tamez (2001) modifica el criterio de Terzaghi para evaluar el factor de seguridad contra falla de fondo por esfuerzos cortantes. Con el objetivo de aplicarla a casos donde se utilicen muros colados en el lugar o tablestacas en excavaciones profundas, cuyo extremo inferior (*pata*) se instala hasta cierta profundidad bajo el fondo de la excavación, antes de iniciar la extracción de suelo. En estos casos, la rigidez estructural del muro introduce dos acciones favorables al equilibrio del mecanismo de falla del suelo en el que se empotra la pata; una es producida por el momento resistente del muro y otra por la fricción que se desarrolla entre el suelo y el muro, como puede verse en la figura 3.23.

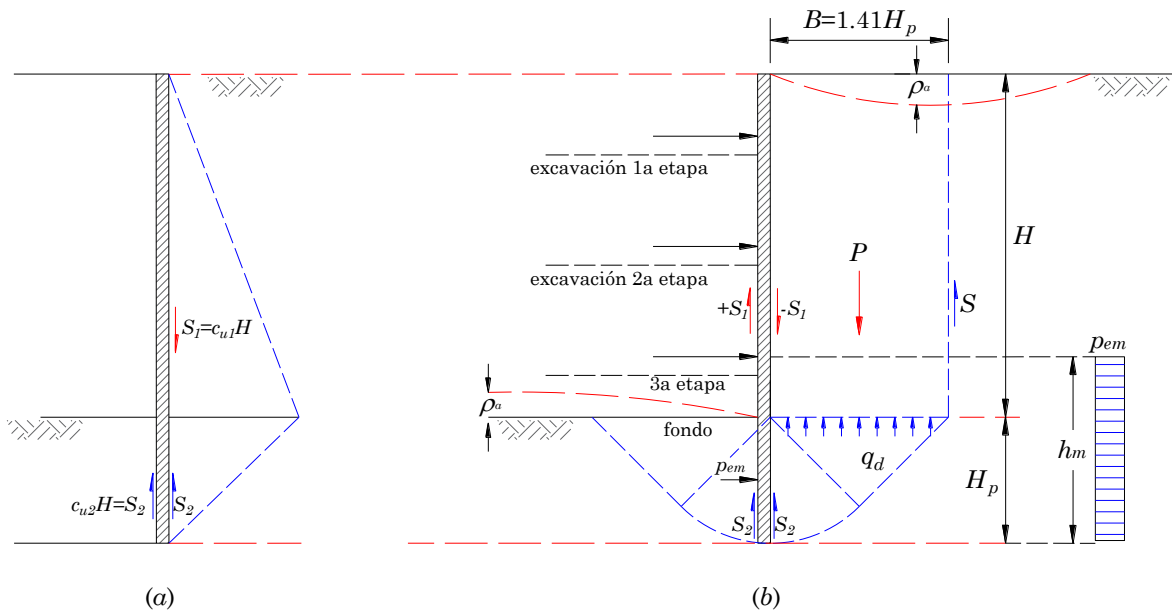


Figura 3.23. a) influencia de la fricción entre el muro y suelo en la estabilidad del fondo
 b) influencia de la resistencia estructural del muro (Tamez, 2001)

Al deformarse el muro conforme avanza la excavación, se genera un incremento medio de presión horizontal, p_{em} , en el suelo que está en contacto con la cara exterior del muro, cuyo momento flexionante, respecto al último nivel de apuntalamiento, M , debe ser soportado por el momento resistente del muro, M_r . El momento flexionante máximo no debe exceder al momento resistente del muro, M_r . Si se considera que el incremento de presión se distribuye uniformemente a lo largo de la altura, h_m , su valor máximo se expresa por:

$$p_{em} = \frac{2M_r}{h_m^2} \quad (3.37)$$

Tamez considera que, a medida que la excavación avanza, el prisma P desciende, desarrollando una fuerza friccionante negativa, $-S_1$, sobre la cara exterior del muro, transfiriéndole una carga que lo hace descender, y la pata penetra en el suelo en que se empotra, desarrollando una reacción formada por las fuerzas friccionantes positivas, $+S_2$, en ambas caras, las cuales deben equilibrar a $-S_1$. La reacción de la punta, Q_p , se considera despreciable.

La presencia de la fuerza $-S_1$, resulta favorable a la estabilidad del mecanismo de falla; porque esta fuerza descendente genera una reacción ascendente del muro, $+S_1$, que actúa sobre la cara del prisma del suelo, P , contrarrestando así, parte del peso del prisma y disminuyendo la presión vertical ejercida. La figura 3.23a muestra el diagrama de transferencia de carga del suelo al muro. La fricción negativa, $-S_1$, debe ser equilibrada por las fuerzas de fricción positiva, $+2S_2$. Cuando ambos valores sean iguales, se tendrá el máximo valor posible de $-S_1$. Se puede observar en la figura 3.23a que:

$$S_1 = c_{u1}H, \quad y \quad 2S_2 = 2c_{u2}H_p$$

Por tanto:

$$S_1 = 2c_{u2}H_p \quad (3.38)$$

La presión media ascendente p_{s1} , generada por la reacción positiva del muro, $+S_1$. Sobre el prisma de suelo, será entonces:

$$p_{s1} = \frac{S_1}{B} = \frac{2c_{u2}H_p}{B} \quad (3.39)$$

Agregando las presiones p_{em} y p_{s1} , dadas por las ecuaciones (3.37) y (3.39), al numerador de la ecuación (3.32), se obtiene el factor de seguridad bidimensional que incluye: los efectos de la fricción en el muro y de la resistencia estructural de la pata, mediante la siguiente expresión:

$$FS_b = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) c_u + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m^2}}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.40)$$

A su vez:

$$M_r = A_s F_R f_y (h - 2r) \quad (3.41)$$

donde:

- M_r Momento resistente en el muro
- A_s Área de acero, por metro lineal, en la cara en tensión de la sección M
- F_R Factor de reducción de resistencia
- f_y límite elástico de acero
- h espesor de la sección de concreto
- r recubrimiento del acero

las demás literales ya fueron definidas

Para el caso tridimensional se tiene:

$$FS_t = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_u + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m^2}}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.42)$$

Basándose en la observación del comportamiento de excavaciones en las arcillas de la Ciudad de México, Tamez recomienda algunos valores del factor de seguridad, en función del tiempo de exposición del fondo a la descarga (Tabla 3.1).

Tabla 3.1 Factor de seguridad mínimo recomendado según el tiempo que permanezca abierta la excavación (Tamez, 2001).

Tiempo que permanece descargado el fondo de la excavación, en días	Factor de seguridad mínimo recomendado
< 1	1.4
< 15	1.5
< 45	1.6
< 90	1.7
180	1.8
> 180	2

3.2.2.4. Criterio de Deméneghi

Deméneghi (2015) propone un procedimiento simplificado para analizar la falla de fondo en un suelo cohesivo:

La capacidad de carga del suelo bajo el desplante del ademe, se evalúa con la siguiente fórmula:

$$q_d = (2 + \pi)c_{ub} \quad (3.1)$$

Considerando ahora ambas contribuciones del suelo, por arriba y por abajo del nivel de desplante del muro o tablestaca, la capacidad de carga última del terreno será la suma de las capacidades de las ecuaciones **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y (3.1):

$$q_{dfb} = 5.14c_{ub} + c_{u1} \frac{(H_m + \alpha H_p)}{B_{cr}} \quad (3.2)$$

La presión vertical que actúa al nivel de desplante de la tablestaca es:

$$q^* = \gamma H + q \quad (3.3)$$

Se desprecia la presión debida a la altura H_p porque actúa a ambos lados de la superficie de falla.

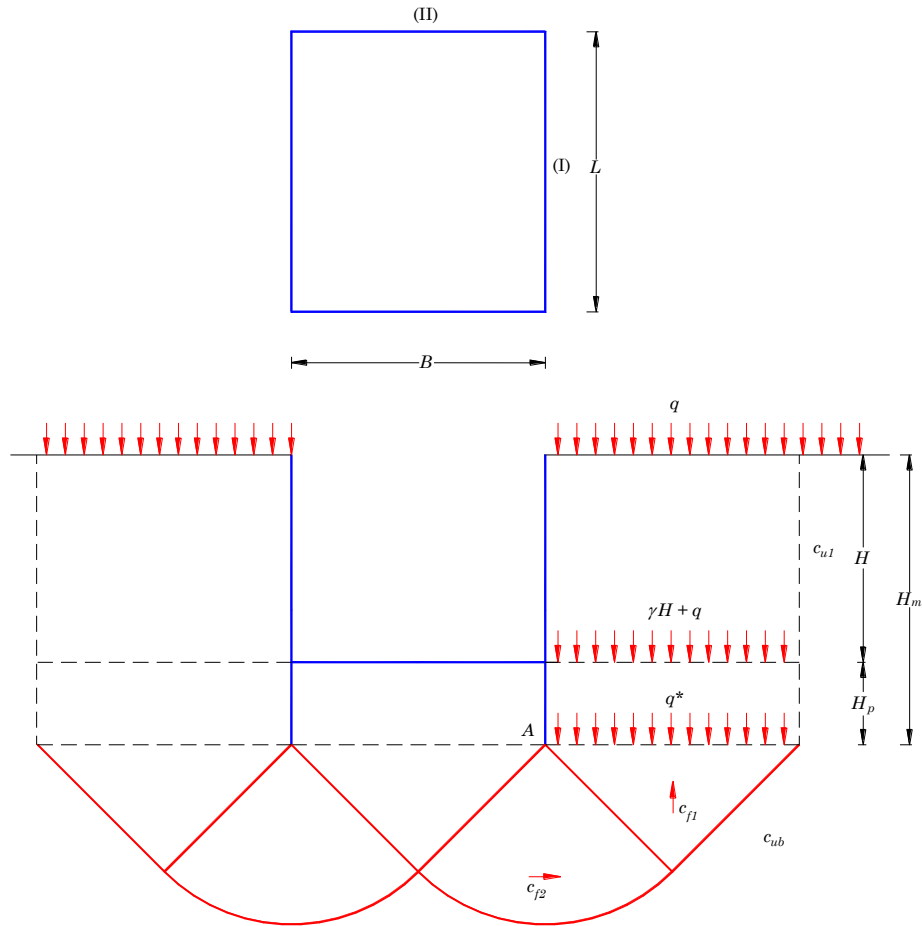


Figura 3.24. Mecanismo de falla de fondo (Deméneghi, 2015).

El factor de seguridad contra la falla, en dos dimensiones, lo obtenemos como:

$$FS_b = \frac{5.14c_{ub} + c_{u1} \frac{(H_m + \alpha H_p)}{B_{cr}}}{\gamma H + q} \quad (3.4)$$

Tomando en cuenta los efectos en tres dimensiones.

Según la figura 3.24. La fuerza de adherencia en la cara I es:

$$C_{fIt} = H_m L c_{u1} \quad (3.5)$$

Mientras que, en las caras II

$$C_{fII t} = 2H_m B c_{u1} \quad (3.6)$$

En la longitud empotrada del muro:

$$C_{fpt} = H_p L \alpha c_{u1} \quad (3.7)$$

La fuerza resistente total por adherencia vale:

$$C_{ft} = H_m L c_{u1} + 2H_m B c_{u1} + H_p L \alpha c_{u1} \quad (3.8)$$

$$C_{ft} = c_{u1} [L(H_m + \alpha H_p) + 2BH_m] \quad (3.9)$$

La capacidad de carga última por fricción lateral queda de la siguiente forma:

$$q_{ft} = \frac{C_{ft}}{BL} = c_{u1} \left(\frac{H_m + \alpha H_p}{B} + \frac{2H_m}{L} \right) \quad (3.10)$$

La carga resistente del suelo bajo el desplante del ademe, se evalúa con la siguiente fórmula:

$$q'_{dt} = (2 + \pi)c_{ub} = 5.14c_{ub} \quad (3.11)$$

Si se toma en cuenta la contribución de las caras laterales del mecanismo de falla (Figura 3.24). De manera conservadora solo se toma el triángulo 1. La fuerza C_{f1} vale:

$$C_{f1} = B \frac{B}{2} \frac{1}{2} c_{ub} = \frac{1}{4} B^2 c_{ub} \quad (3.12)$$

El momento resistente con respecto a un eje que pasa por el punto A, es:

$$M_{R1} = \left(\frac{1}{4} B^2 c_{ub} \right) \left(\frac{1}{2} B \right) = \frac{1}{8} c_{ub} B^3 \quad (3.13)$$

El momento resistente del sector circular es:

$$dM_{R2} = [(\rho d\theta) d\rho] c_{ub} \rho \quad (3.14)$$

$$M_{R2} = c_{ub} \int_0^{\frac{\sqrt{2}}{2} B} \rho^2 d\rho \int_0^{\frac{\pi}{2}} d\theta = \frac{\sqrt{2}}{24} \pi c_{ub} B^3 \quad (3.15)$$

Tomando momentos con respecto a un eje que pasa por el punto A, y considerando las dos caras II de la figura 3.24.

$$q_{dt}^* (BL) \frac{B}{2} = 2M_{R1} + 2M_{R2} = \frac{1}{4} c_{ub} B^3 + \frac{\sqrt{2}}{12} \pi c_{ub} B^3 \quad (3.16)$$

$$q_{dt}^* = \frac{1}{2} c_{ub} \frac{B}{L} + \frac{\sqrt{2}}{6} \pi c_{ub} \frac{B}{L} = 1.24 c_{ub} \frac{B}{L} \quad (3.17)$$

$$q_{dt} = \left(5.14 + 1.24 \frac{B}{L}\right) c_{ub} = 5.14 c_{ub} \left(1 + 0.24 \frac{B}{L}\right) \quad (3.18)$$

$$q_{dft} = 5.14 c_{ub} \left(1 + 0.24 \frac{B}{L}\right) + c_{u1} \left(\frac{H_m + \alpha H_p}{B} + \frac{2H_m}{L}\right) \quad (3.19)$$

La presión neta que actúa al nivel de desplante, es la misma que se utiliza para el caso bidimensional, definida por la ecuación (3.3). El factor de seguridad para el caso tridimensional queda como:

$$FS_t = \frac{5.14 c_{ub} \left(1 + 0.24 \frac{B}{L}\right) + c_{u1} \left(\frac{H_m + \alpha H_p}{B} + \frac{2H_m}{L}\right)}{\gamma H + q} \quad (3.20)$$

3.2.2.5. *Lineamientos de las NTCDCC-2017*

Según lo establecido en las Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (GCDMX, 2017b) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2004) La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \Sigma q F_C < c_u N_c F_R \quad (3.21)$$

donde:

c_u es la cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no-consolidadas no-drenadas (UU)

p_v es la presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación:

$\Sigma q F_C$ son las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga

F_R se toma igual a 0.7

N_c es el coeficiente de capacidad de carga que depende de la geometría de la excavación, es decir, de B , el ancho de la excavación, L su longitud y D su profundidad. Se tomará en cuenta además que este coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo. Se define de la siguiente manera:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D}{B} + 0.25 \frac{B}{L}\right)$$

para $D/B < 2$ y $B/L < 1$

en caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se consideran iguales a 2 y a 1, respectivamente.

3.2.2.6. *Comentarios*

En la propuesta original de Terzaghi no se toma en cuenta la contribución la resistencia de la longitud empotrada. En el criterio de Zeevaert tampoco se toma en cuenta esta contribución. Únicamente es tomada en cuenta en los criterios de Tamez y de Deméneghi.

En cuanto al mecanismo de falla, en los criterios de Terzaghi y Zeevaert se considera que el mecanismo de capacidad de carga se genera a partir del fondo de la excavación; mientras que en los criterios de Tamez y Deméneghi, se ve influenciado por la presencia de la *pata*.

3.2.3. Estabilidad de la pata del muro

3.2.3.1. Criterio de Zeevaert

Zeevaert (1983) propone que, la flexión crítica del ademe debida a la presión del suelo y la presión del agua debe ser estimada para cada nivel de apuntalamiento debajo de la profundidad D_1 , para este propósito la distribución de tierras activa es determinada como en el inciso 3.2.1.9. Asumiendo que las condiciones de estabilidad del sistema de contención se cumplen hasta el tercer nivel de apuntalamiento, y que se ha instalado este nivel de puntales, al mismo tiempo se lleva a cabo la excavación para el siguiente nivel de apuntalamiento. La presión activa total E_a para la sección CE es determinada, y la presión hidrostática total U en esta sección es obtenida de las condiciones hidrodinámicas, estimada de la red de flujo correspondiente. Por tanto, la presión total actuando en la sección CE del sistema es $(E_a + U)$. Esta fuerza es contrarrestada por una reacción horizontal del suelo en la sección DE en la parte interna del muro bajo el fondo de la excavación. Para suelos cohesivos, la reacción unitaria del suelo P_p puede considerarse con una distribución uniforme, y puede ser determinada a través del equilibrio estático, asumiendo que se desarrolla una articulación plástica en el muro en el punto C, desarrollando un momento plástico M_{cp} . Por tanto, tomando momentos con respecto al punto C, la reacción horizontal total es:

$$E'_p = \frac{E_a y_a + U y_u - M_{cp}}{y_p} \quad (3.22)$$

y la reacción unitaria del suelo en la sección DE es:

$$P_p = \frac{E'_p}{l - D} \quad (3.23)$$

El factor de seguridad debe calcularse para evitar la falla o el flujo plástico hacia el fondo de la excavación. para esto, debe ser calculada la presión de tierras pasiva total E_p con la teoría de Rankine, o bien, considerando una superficie potencial de falla asumida como un arco de círculo con centro en C, la resistencia al esfuerzo cortante es evaluada para cada estrato intersecado por esta superficie. En el caso de arcillas, la resistencia al esfuerzo cortante puede ser tomada como la mitad de la resistencia a la compresión simple, en limos y arcillas limosas, los parámetros c_u y ϕ_{cu} deben ser determinados para cada uno de los estratos intersecado por la superficie de falla. El factor de seguridad es obtenido con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{E_p}{E'_p} \quad (3.24)$$

El factor de seguridad así determinado no deberá ser menor que dos, con el fin de evitar zonas de plastificación y el levantamiento del fondo de la excavación.

De la ecuación (3.24), se observa que cuanto mayor sea el valor de M_{cp} , menor será la presión pasiva movilizada en el suelo bajo el fondo de la excavación. Por la misma razón,

el desplazamiento δ_h será menor; por tanto, el asentamiento superficial también se minimiza.

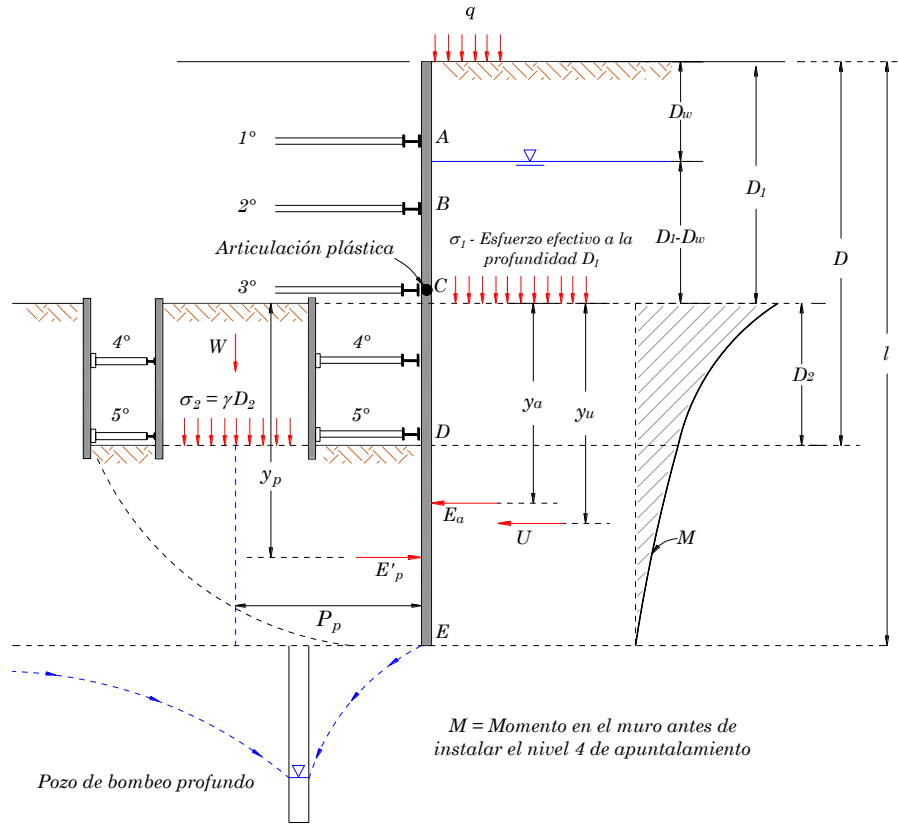


Figura 3.25. Estabilidad del muro (Zeevaert, 1983).

3.2.3.2. Criterio del Manual de Diseño Geotécnico (COVITUR)

En el Manual de Diseño Geotécnico (Tamez *et al.*, 1987) se revisa la estabilidad de la pata del muro o tablestaca, de acuerdo con el mecanismo que se presenta en la figura 3.26. La falla por el empuje de la pata del muro, consiste en el pateo del muro de contención al vencerse la resistencia del suelo frente al muro. Se considera que al nivel del último puntal colocado en cada etapa de excavación se genera una articulación plástica; el factor de seguridad se evalúa con la expresión:

$$FS_p = \frac{\bar{c}Lr + Wl + M_p}{\bar{p} \frac{D^2}{2}} \quad (3.25)$$

donde:

- \bar{c} resistencia al corte no-drenada promedio en la superficie de falla
- L longitud de la superficie de falla
- r radio de la superficie de falla
- W peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla
- l distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente
- M_p momento flexionante resistente del muro de contención, obtenido del diseño estructural preliminar
- \bar{p} presión promedio sobre el muro (Figura 3.16)

D longitud del muro entre el último nivel de apuntalamiento y el nivel de desplante del muro

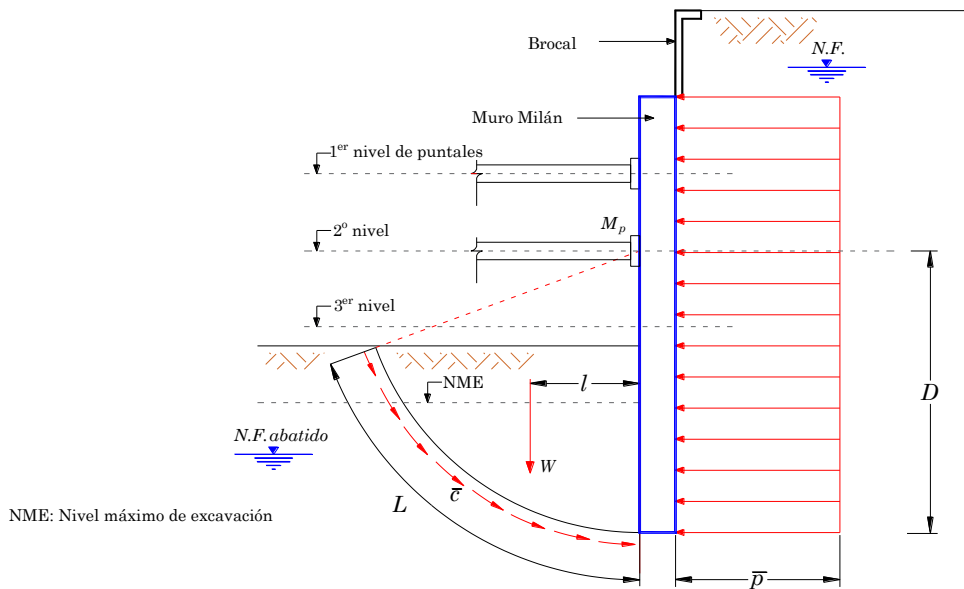


Figura 3.26. Mecanismo de falla por empotramiento del muro de contención (Tamez *et al.*, 1987).

El número de niveles de apuntalamiento necesarios y las profundidades máximas de cada etapa de excavación previa a la instalación de los puntales, se determina verificando que el factor de seguridad en cada etapa sea mayor o igual que 1.5, en caso contrario, será necesario agregar niveles de apuntalamiento o aumentar la longitud de empotramiento del muro.

3.2.3.3. Criterio de Tamez

Tamez (2001) propone el mecanismo de la figura 3.27 para revisar la estabilidad de la pata de un muro, cuyo extremo inferior (pata) está empotrado en el suelo que se encuentra bajo el fondo de la excavación. En este mecanismo se considera que, a medida que se profundiza la excavación, el muro gira desplazando la pata hacia el interior. Este desplazamiento produce un empuje pasivo sobre la cara interior de la pata, que debe ser capaz de equilibrar al empuje activo redistribuido (p_{rm}).

Por otro lado, al aplicar la precarga a los puntales del nivel inferior, se induce en el terreno exterior una reacción p_{em} contra el muro, esta presión, considerada uniforme, genera sobre el muro un momento flexionante respecto al nivel de apoyo de los puntales inferiores, el valor máximo de este momento es igual al momento resistente del muro M_r . La presión horizontal máxima p_{em} , que puede ejercer la pata contra el muro exterior está dada por la ecuación (3.37).

Factor de seguridad de la pata

Para evaluar el factor de seguridad bidimensional (FS_b), contra la falla de la pata, se utiliza la siguiente expresión:

$$FS_b = \frac{p_p + p_{em}}{p_m} \quad (3.26)$$

donde:

- p_p presión pasiva del suelo en la cara interior de la pata
- p_{em} presión media equivalente al momento resistente del muro
- p_{rm} presión activa redistribuida en la cara exterior de la pata

La presión pasiva p_p , que puede desarrollar la arcilla sobre la cara interior de la pata está dada por la capacidad del mecanismo que muestra la figura 3.27, el cual es una fracción del mecanismo del Prandtl para una zapata de longitud infinita; la capacidad de este submecanismo se determina por la ecuación:

$$p_p = 3.57c_u + 0.5\gamma_n H_p \quad (3.27)$$

la presión máxima p_{em} equivalente al momento resistente M_r , de la pata, se determina con la ecuación (3.37):

$$p_{em} = \frac{2M_r}{h_m^2} \quad (3.37)$$

Así, el factor bidimensional contra falla del empotramiento, incluyendo la resistencia del muro en flexión, se expresa por:

$$FS_b = \frac{3.57c_u + 0.5\gamma_n H_p + \frac{2M_r}{h_m^2}}{p_{rm}} \quad (3.28)$$

En el caso de un mecanismo de falla de empotramiento tridimensional, se debe tomar en cuenta el efecto de la tercera dimensión sobre la presión pasiva, como sigue:

$$FS_{tp} = \frac{3.57c_u \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) + 0.5\gamma_n H_p + \frac{2M_r}{h_m^2}}{p_{rm}} \quad (3.29)$$

donde:

- B ancho del mecanismo de falla (En este caso $B = 1.41 H_p$)
- L longitud del área excavada a lo largo del muro

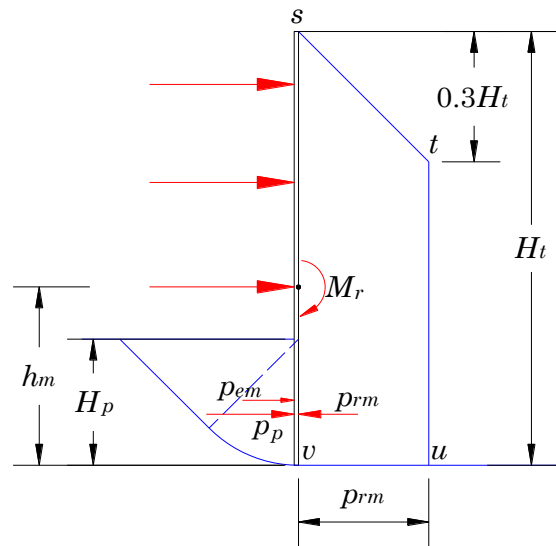


Figura 3.27. Factor de seguridad de la pata incluyendo el momento resistente del muro, M_r (Tamez, 2001).

3.2.3.4. Comentarios

En los criterios mencionados, la principal acción resistente es el empuje pasivo; sin embargo, en los criterios de Tamez *et al.* (1987) y Tamez (2001), se toma en cuenta, además, la resistencia a la flexión del muro.

Es importante mencionar que, para estos mecanismos, los diagramas de presión deben extenderse hasta la profundidad máxima del muro.

3.2.4. Movimientos en el terreno alrededor a la excavación

En esta sección se analizan algunas de las metodologías analíticas existentes para evaluar movimientos causados por una excavación, principalmente los que tienen lugar en la superficie detrás del sistema de contención empleado.

3.2.4.1. Criterio de Peck

El primer método propuesto para estimar los asentamientos en la superficie se debe a Peck (1969), quien, basado en mediciones de campo hechas en excavaciones de Chicago y Oslo, relacionó el asentamiento en la superficie con la distancia al hombro del corte para diferentes tipos de suelo, mediante las curvas mostradas en la figura 3.28. Estas mediciones incluyen el asentamiento debido a la consolidación que tiene lugar durante el periodo de construcción.

Con esta metodología el suelo se clasifica en tres categorías

Zona I: Arenas y arcillas de consistencia media a dura

Zona II: Arcilla blanda a muy blanda

- 1) Poca profundidad de la arcilla bajo el fondo de la excavación
- 2) El estrato de arcilla es profundo respecto al fondo de la excavación, pero con $N_b < N_{cb}$

Zona III: Arcilla muy blanda a blanda a una profundidad significativa y con $N_b > N_{cb}$

donde:

N_b número de estabilidad del suelo definido como $\gamma H / c_{ub}$

donde:

γ peso volumétrico del suelo

H profundidad de la excavación

c_{ub} resistencia al corte no-drenada

N_{cb} número de estabilidad crítico contra falla de fondo

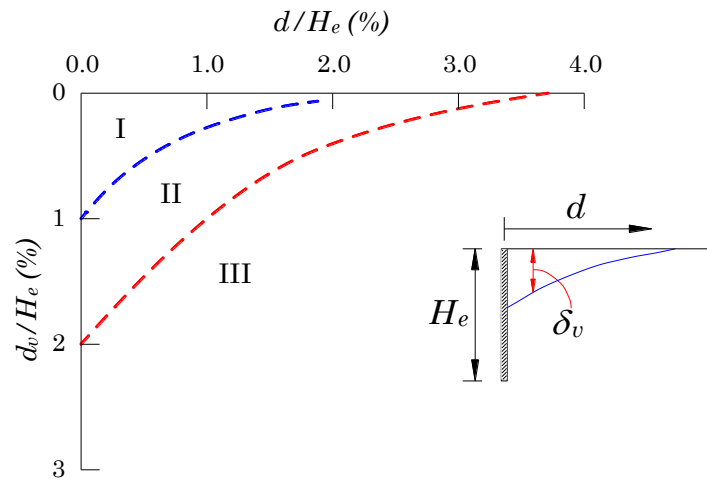


Figura 3.28. Criterio de Peck (1969) para estimar asentamientos en la superficie.

La mayoría de estas mediciones se hicieron en excavaciones que emplearon tablestacas y muros Berlín. Esta curva de relación no es necesariamente aplicable a todos los tipos de excavaciones.

3.2.4.2. Criterio de Romo, Rodríguez y Magaña

Tomando en cuenta las numerosas variables que intervienen en el comportamiento de las excavaciones apuntaladas, y aprovechando la información obtenida de movimientos laterales de muros de retención mediante inclinómetros. Romo, Rodríguez y Magaña (1994) proponen un procedimiento para estimar los movimientos del terreno aledaño a un corte, a partir de los resultados del método del elemento finito. Este método ha sido complementado por Rodríguez (1998), cuyo procedimiento se describe a continuación.

Evaluando la influencia de diferentes parámetros, se propone calcular el desplazamiento vertical máximo en la superficie aledaña en un depósito de suelo compuesto esencialmente por arcillas. En resumen, la metodología propuesta por Romo *et al.*, incluye los siguientes pasos:

1. Con la geometría y las condiciones geotécnicas del sitio, se determina el empuje de tierras en reposo, E_0 , que el suelo ejerce sobre el muro hasta la profundidad de excavación, H . La evaluación de los empujes de tierra en excavaciones ademadas es útil para estimar la estabilidad de las paredes de la excavación y diseñar las precargas durante las excavaciones. Existen diversos métodos para ello; sin embargo, de acuerdo con los resultados de sus investigaciones, los autores recomiendan utilizar una relación

E_0/R igual a 2, una distribución de carga que siga, con la profundidad, los empujes que el suelo ejerce sobre el muro diafragma y, una separación promedio entre puntales, h , no mayor que 3m.

2. Estimar el movimiento máximo normalizado con respecto a la máxima profundidad de excavación, para el caso base, usando la carta de diseño de la figura 3.29. Todas las cartas de diseño utilizadas en este método, se presentan como una función la de relación empuje de tierras-reacción de puntales, E_0/R .

3. Con la profundidad de avance en cada etapa, el valor promedio de la resistencia al corte, en prueba no consolidada no drenada, del suelo localizado por debajo del fondo de la excavación, la rigidez a la flexión del muro diafragma y, la separación promedio entre puntales; se calcula el valor de los parámetros específicos. La influencia de estos, en el valor máximo, se establece usando las cartas de diseño respectivas (Figuras 3.30 a 3.32)

4. Con el valor máximo, calculado en el paso 2 (caso base), y la influencia de los parámetros específicos calculados en el paso 3, se estima el movimiento máximo normalizado para cualquier caso, como:

$$\left(\frac{\delta v_m}{H}\right)_{cc} = \left(\frac{\delta v_m}{H}\right)_{cb} (\alpha H_e)(\alpha S_u)(\alpha r s a) \quad (3.30)$$

donde:

$\left(\frac{\delta v_m}{H}\right)_{cb}$ relación entre el desplazamiento vertical máximo y la profundidad de excavación correspondiente al caso base, estimada a partir de la figura 3.29;

$\left(\frac{\delta v_m}{H}\right)_{cc}$ relación entre el desplazamiento vertical máximo y la profundidad de excavación (movimiento normalizado) para cualquier caso;

αS_u (parámetro adimensional) influencia del valor promedio de la resistencia al corte, en prueba no consolidada no drenada, del suelo localizado por debajo del fondo de la excavación, en el valor del movimiento máximo correspondiente al caso base; estimado a partir de la figura 3.31;

αH_e (parámetro adimensional) efecto del procedimiento de excavación (6 etapas de excavación cuyas profundidades son 2.5, 4.8, 7.8, 10.8, 13 y 15.8), estimado a partir de la figura 3.30; y

$\alpha r s a$ (parámetro adimensional) es la influencia de la rigidez del sistema de apoyo en el valor del movimiento máximo correspondiente al caso base, estimado a partir de la figura 3.32.

5. Calculado el desplazamiento vertical máximo normalizado para cualquier caso, se sustituye la máxima profundidad de excavación, H en metros, correspondiente al caso que se está analizando y se obtiene el máximo desplazamiento vertical máximo en cm.

6. Con el valor máximo, el perfil de movimientos del terreno o se establece utilizando la figura 3.33.

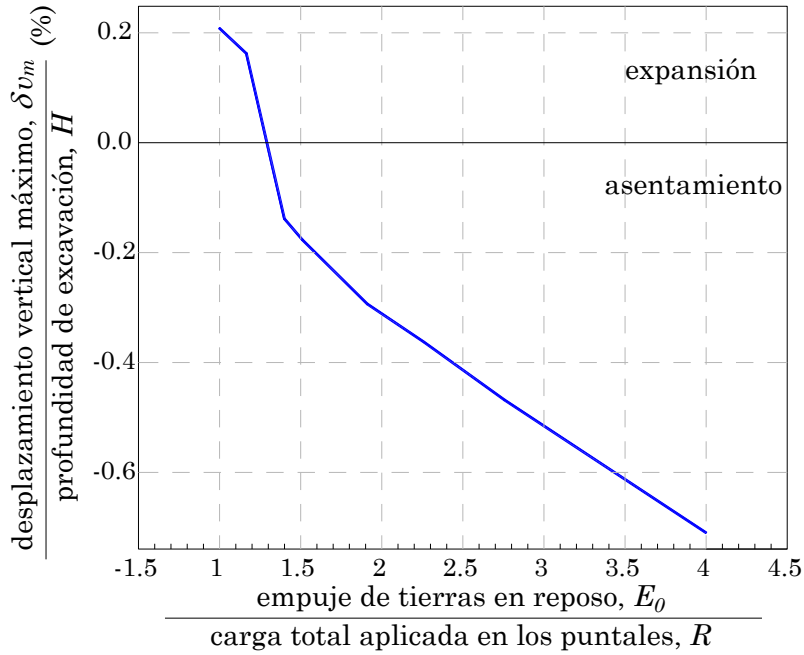


Figura 3.29. Movimiento vertical del terreno máximo, δ_{vm} en función de la relación E_0/R (Rodríguez, 1998).

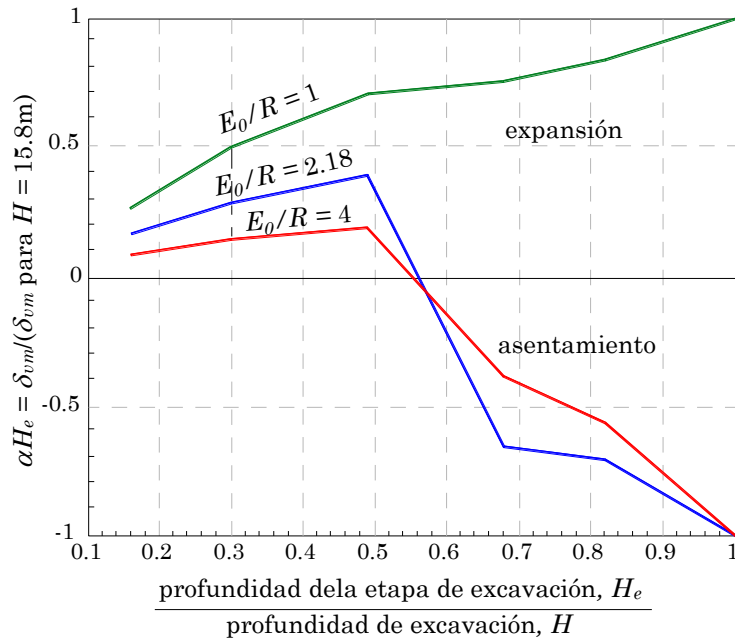


Figura 3.30. Influencia del procedimiento de excavación en el movimiento vertical del terreno vecino (modificado de Rodríguez, 1998).

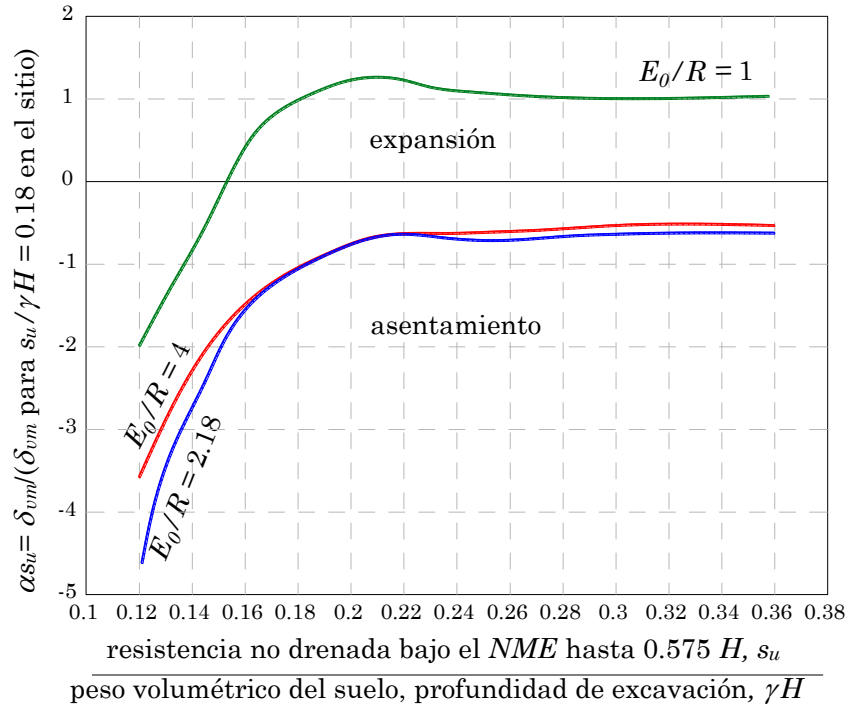


Figura 3.31. Influencia del parámetro $S_u/\gamma H$ en el movimiento vertical del terreno vecino (modificado de Rodríguez, 1998).

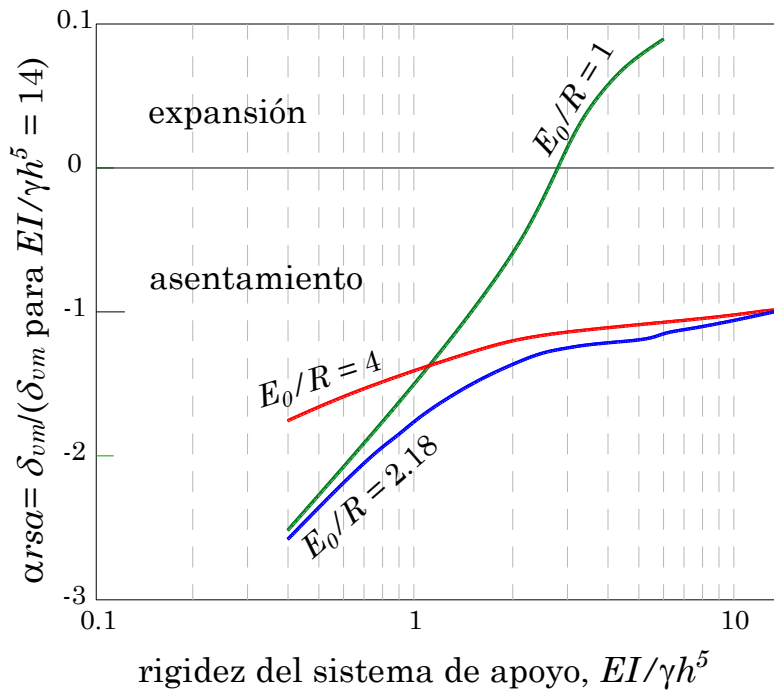


Figura 3.32. Influencia del parámetro $EI/\gamma h^5$ en el movimiento vertical del terreno vecino (modificado de Rodríguez, 1998).

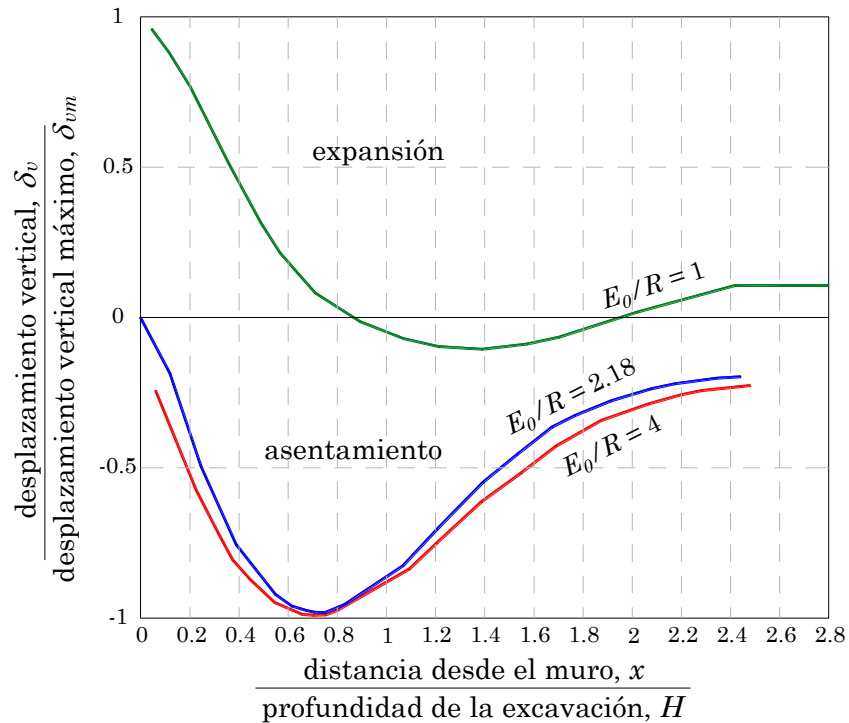


Figura 3.33. Efecto de la relación E_0/R en el perfil de movimientos verticales del muro (modificado de Rodríguez, 1998).

Este método tiene limitaciones específicas, y son las siguientes:

1. Los análisis se aplican a un tipo de excavación específica (suponiendo una excavación plana de gran longitud)
2. Los cálculos suponen un estrato compuesto esencialmente por arcillas y se enfocan a un muro diafragma rígido y profundidad de excavación única.
3. La flexibilidad del sistema de apuntamiento y el drenaje parcial en la arcilla pueden generalmente incrementar los movimientos del terreno y reducir la estabilidad de la excavación.
4. Los movimientos en voladizo pueden constituir completamente el desplazamiento del muro, especialmente para excavaciones menores que 8m de profundidad.
5. Pueden ocurrir movimientos adicionales debido a la construcción del muro, que no se consideran en este análisis.

3.2.4.3. Criterio de Clough y O'Rourke

Clough y O'Rourke (1990) propusieron dos tipos de envolventes de asentamientos en la superficie para diferentes tipos de suelo, basados en diferentes casos reales. De acuerdo con sus estudios, las excavaciones realizadas en arenas o arcillas rígidas tienden a producir una configuración de asentamientos triangular. El máximo asentamiento se encuentra cercano al muro de contención. Las envolventes de asentamientos en la superficie son las que se muestran en la figura 3.34, en donde se muestran también, las zonas de influencia en función de la profundidad máxima de excavación.

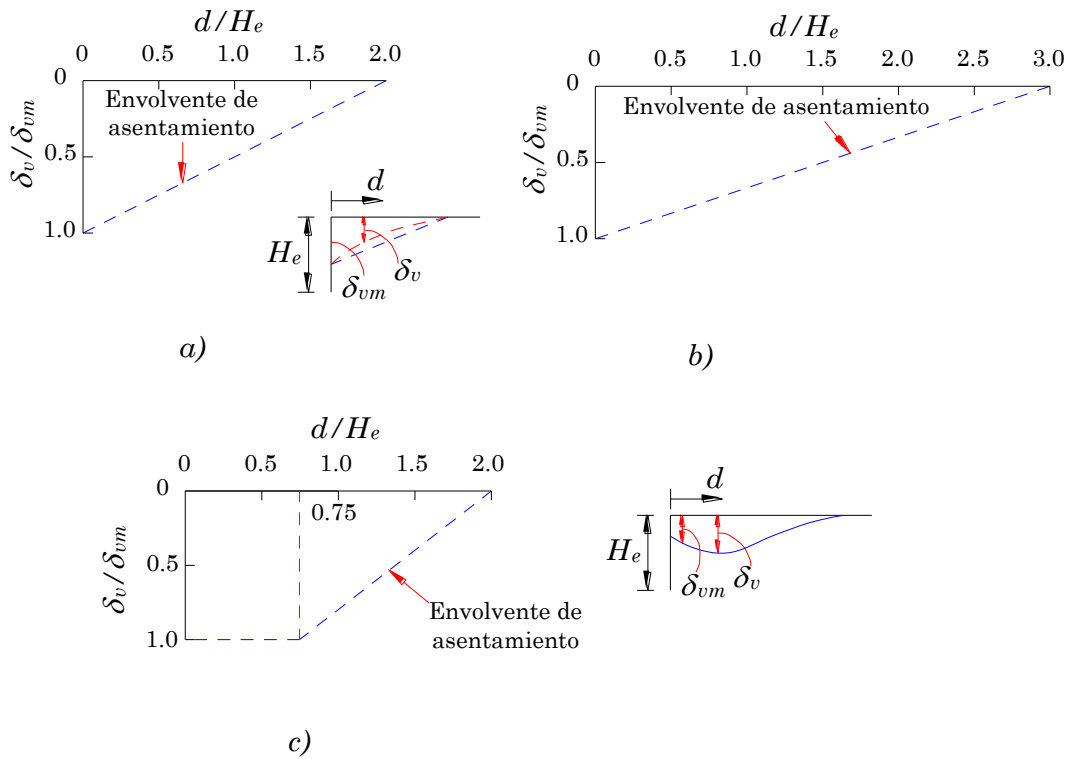


Figura 3.34. Método de (Clough y O'Rourke, 1990) para estimar el asentamiento en la superficie del terreno; a) arenas, b) arcilla rígida a muy rígida, y c) arcilla blanda a muy blanda.

3.2.4.4. Criterio de Bowles

Bowles (1996) propuso una metodología para estimar el asentamiento en la superficie, la cual, se describe a continuación (Figura 3.35):

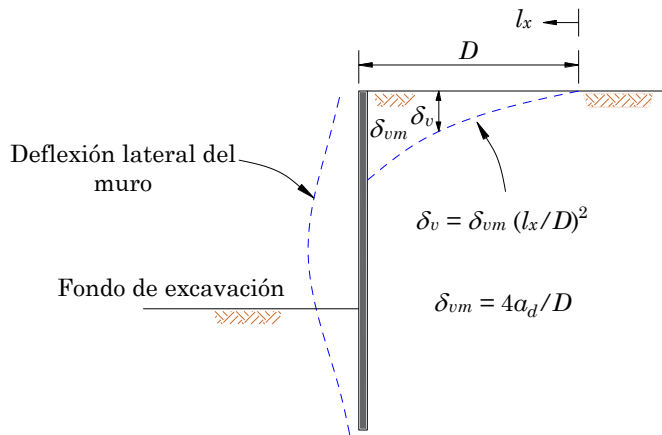


Figura 3.35. Método para estimar asentamiento del suelo en la superficie (Bowles, 1996).

1. Se calcula el desplazamiento lateral del muro utilizando el método de elemento finito o algún otro método disponible.
2. Se calcula el área de la deflexión lateral del muro, a_d .

3. Se estima el rango de influencia del asentamiento en la superficie, D , siguiendo el método de Capse (1966, citado en Bowles, 1996):

$$D = (H_e + H_d) \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.31)$$

donde:

H_e profundidad de excavación

H_d igual a B si $\varphi = 0$ e igual a $0.5 B \tan(45^\circ + \varphi/2)$ si $\varphi \geq 0$

B ancho de la excavación

φ ángulo de fricción del suelo

4. Se supone que el máximo asentamiento se encuentra en la intersección del muro con la superficie del suelo. Se estima el asentamiento máximo en la superficie (δ_{vm}):

$$\delta_{vm} = \frac{4a_d}{D} \quad (3.32)$$

5. Se supone que el asentamiento en la superficie exhibe un comportamiento parabólico. El asentamiento (δ_v) a la distancia l_x se puede estimar con la siguiente expresión:

$$\delta_v = \delta_{vm} \left(\frac{l_x}{D}\right)^2 \quad (3.33)$$

donde:

l_x distancia de un punto a donde termina la distancia de influencia D

δ_v asentamiento a la distancia l_x

Este método es aplicable solo para una configuración de asentamientos tipo triangular.

Figura 3.36.

3.2.4.5. Criterio de Ou y Hsieh

Ou y Hsieh (2000, citado en Ou, 2006) desarrollaron un método para predecir el asentamiento en la superficie provocado por una excavación, basados en estudios sobre diversos factores como: el tipo de asentamiento en la superficie, la zona de influencia, la localización del máximo asentamiento, y la magnitud del máximo asentamiento. Para estimar la magnitud y la configuración de asentamientos en la superficie, se proponen las curvas de asentamiento de la figura 3.37, el asentamiento en la superficie puede ser del tipo triangular (parte a), o del tipo cóncavo (parte b).

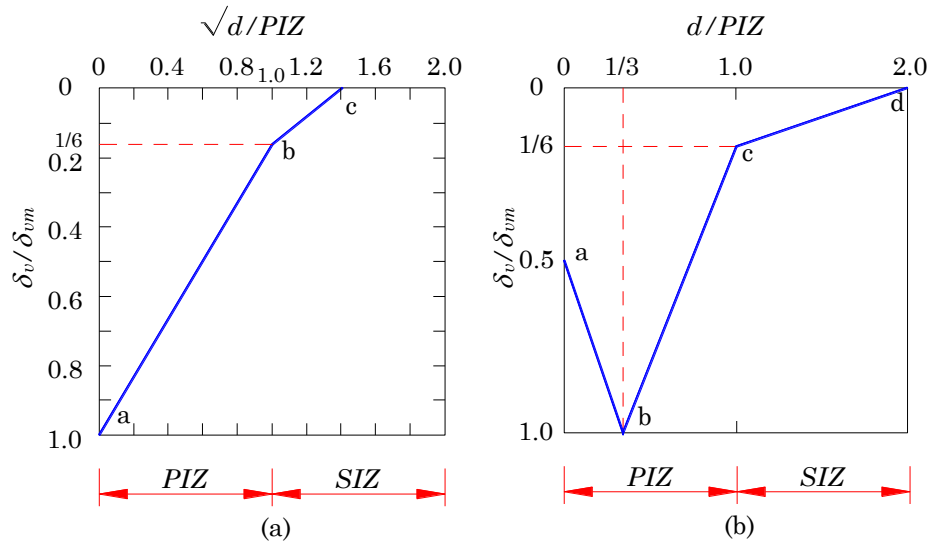


Figura 3.37. Método de Ou y Hsieh para estimar asentamientos en la superficie (Ou, 2006).

Forma y tipos de asentamiento en la superficie

El principal factor que determina el tipo de asentamiento en la superficie es la magnitud y la forma de las deformaciones en el muro. Según Ou (2006), si en la primera etapa de excavación ocurre un movimiento grande y durante las etapas subsiguientes se presentan movimientos relativamente pequeños, se presentará un perfil del tipo triangular (Figura 3.37a). Por otro lado, si en la etapa inicial se presenta un movimiento lateral relativamente pequeño comparado con la deflexión que ocurre en los niveles subsiguientes, se presentará un perfil de asentamientos convexo (Figura 3.37b).

Bajo condiciones normales de construcción, una excavación realizada en arcilla producirá mayor deflexión en el muro de contención y provocará movimientos hacia el interior en la parte baja del muro, permitiendo un tipo de asentamiento cóncavo. Por el contrario, excavaciones realizadas en arena o arcilla dura, producirán menor deformación del muro y se producirá un asentamiento del tipo triangular (Clough y O'Rourke, 1990; citado en Ou, 2006). Por tanto, la forma del asentamiento en la superficie está relacionada con el área de la componente del desplazamiento en cantiliver, A_c , y con el área de desplazamiento lateral hacia el interior en la parte baja del muro, A_s (Figura 3.38).

El área de la componente en cantiliver, A_c , se determina con ayuda de la Figura 3.38, como sigue:

$$A_c = \text{máx}(A_{c1}, A_{c2}) \tag{3.34}$$

donde:

- A_{c1} área de la deformación en cantiliver del muro al inicio de la excavación
- A_{c2} área de la componente de deformación lateral en cantiliver en la etapa final de excavación.

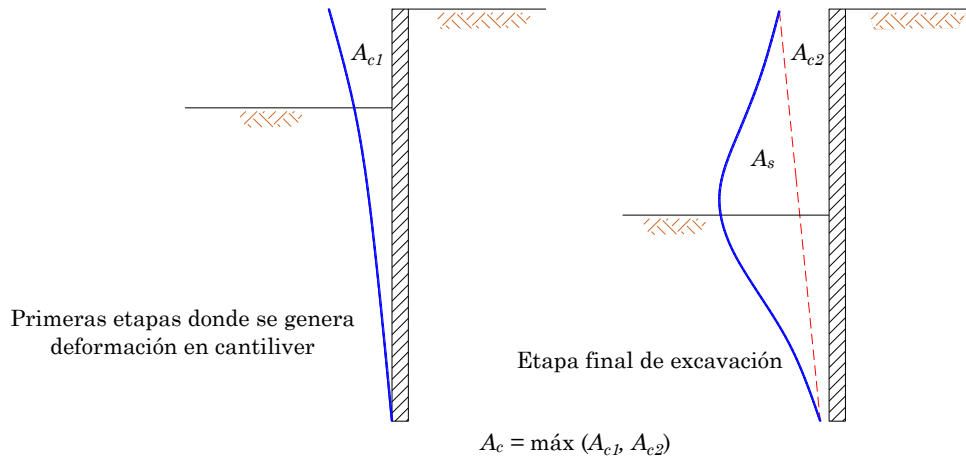


Figura 3.38. Definiciones de área de deformación inferior y área de deformación en cantiliver (Ou, 2006).

Analizando los resultados del monitoreo de movimientos en excavaciones reales, Ou y Hsieh estudiaron la relación entre la forma del desplazamiento lateral del muro y la forma del asentamiento en la superficie.

La relación entre A_c y A_s de los casos analizados, se muestra en la figura 3.39, donde se pueden apreciar las siguientes tendencias: cuando A_s es más grande que $1.6A_c$, la forma del asentamiento en la superficie es de tipo cóncava, en cualquier otro caso, es de tipo triangular.

De este modo, para predecir el tipo de asentamiento en la superficie, podemos referirnos a la relación entre A_c y A_s . Cuando $A_s < 1.6 A_c$, podemos predecir que el tipo de asentamiento en la superficie es de tipo triangular. Cuando $A_s \geq 1.6 A_c$, se puede predecir que el asentamiento en la superficie será del tipo cóncavo.

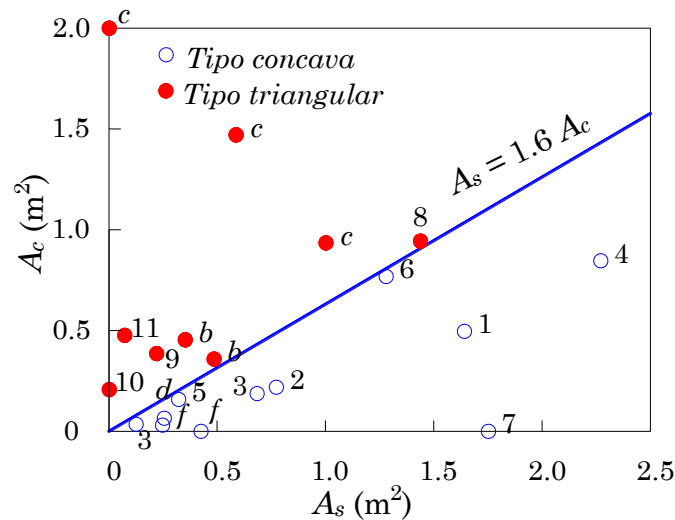


Figura 3.39. Relación entre el tipo de asentamiento en la superficie y la deflexión lateral del muro (las letras se refieren a excavaciones en diferentes países del mundo, mientras que, los números arábigos se refieren a casos de Taiwan) (Hsieh y Ou, 1998, citado en Ou, 2006).

Zona de Influencia

Algunos autores (Peck, 1969; Clough y O'Rourke, 1990) definen zonas de influencia en función de la profundidad de excavación. Sin embargo, Ou (2006) menciona que, con base en su experiencia, la zona de influencia de asentamientos no se relaciona exclusivamente con la profundidad de excavación, sino que también se relaciona con otros factores como: el ancho de excavación, localización de un estrato firme, etc.

Ou y Hsieh sugieren una zona de influencia primaria (*PIZ*) y una zona de influencia secundaria (*SIZ*), independientemente del tipo de asentamiento. La curva es más inclinada en la zona de influencia primaria donde los edificios reciben mayor influencia. En la zona de influencia secundaria la pendiente de la curva es más suave y la influencia en las estructuras aledañas es menor. El rango de la zona de influencia secundaria es aproximadamente igual a la zona de influencia primaria. También mencionan que los asentamientos podrían aparecer más allá de la zona de influencia secundaria. Sin embargo, su magnitud es tan pequeña que puede despreciarse.

Para determinar la zona de influencia primaria, Ou y Hsieh establecieron el siguiente procedimiento:

Las deformaciones en el suelo se incrementarán en gran medida cuando el suelo esté próximo a fallar o ha fallado. El movimiento o las deformaciones dentro de la zona de influencia primaria es bastante grande y podemos razonablemente asumir que la zona de influencia primaria es la zona potencial de falla.

El mecanismo de falla en una excavación puede presentarse por pateo o por falla de fondo por esfuerzos cortantes, el primero puede ocurrir en cualquier tipo de suelo, mientras que el segundo, puede presentarse solamente en suelos blandos.

Según Ou y Hsieh, cuando un estrato firme se encuentra muy profundo, de manera que no restringe el movimiento del suelo, se forma una falla activa detrás del muro, la cual, se extiende hasta dos veces la profundidad de la excavación ($2 H_e$). Por otro lado, si el estrato firme se encuentra lo suficientemente superficial para restringir el movimiento del suelo, el rango de la zona de falla activa es aproximadamente igual que la profundidad del estrato firme. Bajo estas condiciones, la zona de falla potencial debida a la falla del ademe o pateo se determina como sigue:

$$PIZ_1 = \text{mín}(2H_e, H_g) \quad (4.1)$$

donde:

H_g profundidad del estrato firme

Como se ha mencionado, cuando se realiza una excavación en arcillas blandas, puede presentarse la falla de fondo por cortante. La superficie potencial de falla de fondo puede ser aquella formada por un arco de circunferencia con centro en la parte superior del muro y un radio igual al ancho de la excavación. Si la formación del mecanismo de falla de fondo potencial no está limitada por un estrato firme, el ancho del mecanismo detrás del muro estará limitado por el ancho de la excavación. Si el estrato firme se encuentra cercano al fondo de la excavación, el ancho del mecanismo potencial de falla será aproximadamente igual a la profundidad del estrato firme. De este modo, la zona potencial de falla basada en el mecanismo de falla de fondo puede determinarse de la siguiente manera:

$$PIZ_2 = \text{mín}(H_f, B) \quad (3.35)$$

donde:

H_f profundidad del estrato firme
 B ancho de la excavación

Tanto PIZ_1 como PIZ_2 son zonas potenciales de falla, la zona de influencia primaria de asentamientos inducidos por la excavación es la mayor entre PIZ_1 y PIZ_2 :

$$PIZ = \text{máx}(PIZ_1, PIZ_2) \quad (3.36)$$

De acuerdo con estudios paramétricos realizados utilizando el método del elemento finito (Ou y Hsieh, 2000; Ou *et al.*, 2005), la localización del máximo asentamiento se determina como sigue:

$$D_m = PIZ/3$$

donde:

D_m distancia entre el muro y el punto donde se presenta el máximo asentamiento, la cual, no cambia conforme avanza la excavación.

Magnitud del máximo asentamiento

Ya que los factores que afectan la deformación en un muro de contención son los mismos que afectan los asentamientos en la superficie, debe existir cierta relación entre la máxima deformación del muro y el asentamiento en la superficie. La figura 3.40 muestra la dicha relación, que fue obtenida de diversos casos historia. En ella se puede observar que el máximo asentamiento es entre 0.5 y 0.75 veces el desplazamiento horizontal máximo del muro, para la mayoría de casos, con el límite inferior para arenas, el límite superior para arcillas. Para arcillas muy blandas, δ_{vm} puede ser mayor a δ_{hm} .

$$\delta_{vm} = 0.75 \delta_{hm} \quad (3.37)$$

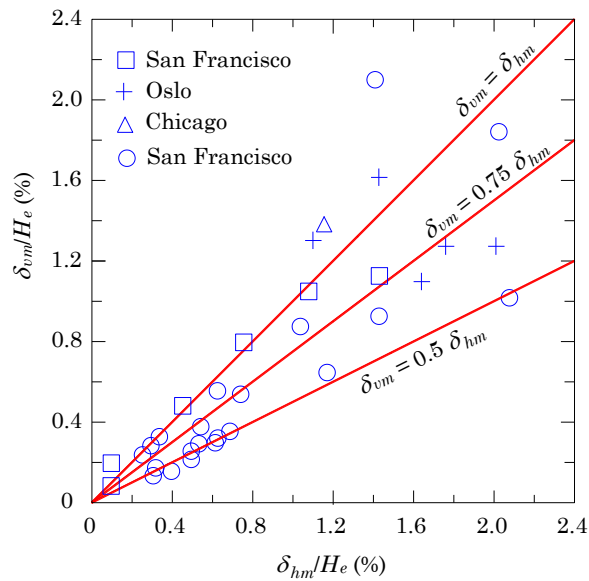


Figura 3.40. Relación entre el asentamiento en la superficie y la deflexión lateral (Ou *et al.*, 1993 citado en Ou, 2006).

Deformación horizontal del muro

La figura 3.41 muestra la relación entre las deformaciones de la excavación en el área de Taipéi y su correspondiente profundidad de excavación (Ou *et al.*, 1993 citado en Ou, 2006). Como se muestra en la misma figura, en la mayoría de los casos registrados, la deformación en el muro de contención crece conforme aumenta la profundidad de la excavación. La deformación del muro en arcillas blandas es generalmente más grande que en arenas. Podemos ver en la misma figura que la máxima deformación δ_{hm} puede estimarse con la siguiente ecuación:

$$\delta_{hm} = (0.2 \text{ a } 0.5)\% H_e \quad (3.38)$$

donde:

H_e profundidad de excavación

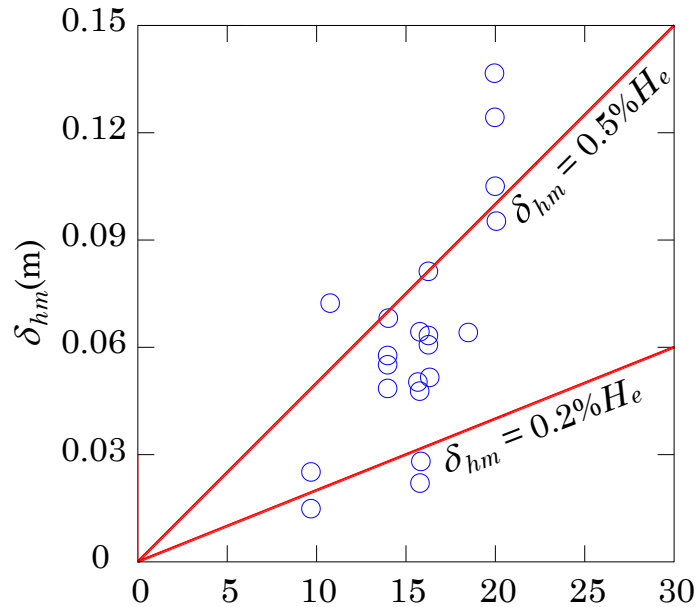


Figura 3.41. relación entre el desplazamiento horizontal máximo del muro, y la profundidad de excavación (Ou *et al.* 1993, citado en Ou, 2006).

El límite superior del valor δ_{hm} es recomendado para arcillas blandas mientras que el límite inferior debería ser utilizado para arenas. Ou (2006) sugiere un valor promedio para suelos estratificados. En caso de ser empleado el sistema *top-down* en arcillas blandas, el valor puede exceder el valor máximo anterior.

Como se mencionó anteriormente, el desplazamiento horizontal del muro depende de factores diversos. Para tomar en cuenta la influencia de la rigidez del sistema, Clough *et al* (1990) propusieron un procedimiento semi-empírico para estimar los movimientos en excavaciones en arcilla, en el cual, el máximo movimiento lateral del muro δ_{hm} es evaluado en función del factor de seguridad (F_b) y de la rigidez del sistema, η , que se define como sigue:

$$\eta = \frac{EI}{\gamma_w h^4} \quad (3.39)$$

donde:

EI rigidez a la flexión por unidad de ancho

γ_w peso volumétrico del agua
 h separación vertical promedio de los puntales (Figura 3.42)

El factor de seguridad es definido de acuerdo a Terzaghi (1943). La rigidez del sistema es definida como una función de la rigidez a la flexión del muro, de la separación promedio entre puntales y del peso volumétrico del agua, el cual es utilizado como un parámetro de normalización. La figura 3.42 muestra el desplazamiento lateral máximo en función de la rigidez del sistema para diferentes valores de factor de seguridad, F_b . Estas curvas consideran que la deformación del muro en voladizo contribuye solo a una pequeña fracción del movimiento total.

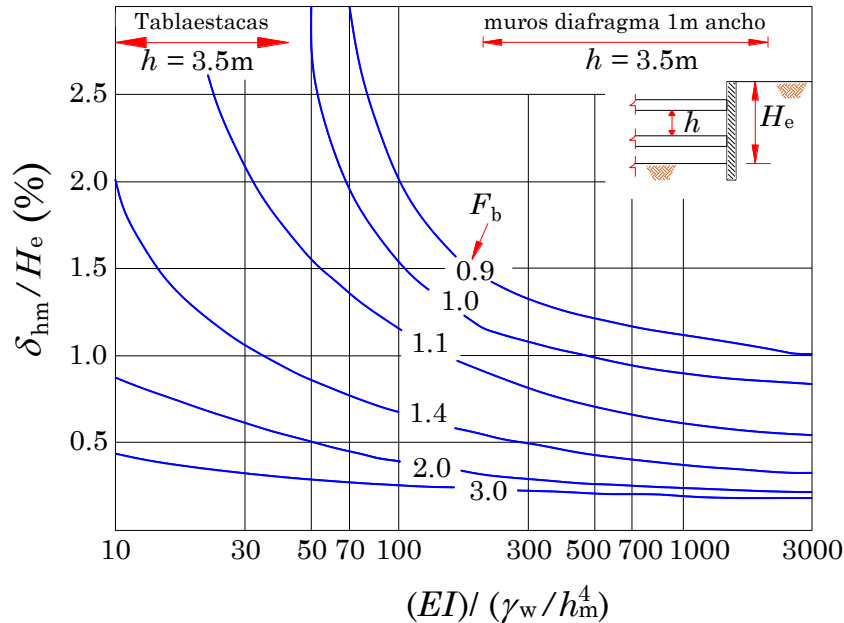


Figura 3.42. Relación entre la máxima deflexión del muro, rigidez del sistema de contención y factor de seguridad contra falla de fondo (EI , rigidez del muro, γ_w , peso volumétrico del agua, $EI / \gamma_w h_m^4$, rigidez del sistema de contención) (Clogh y O'Rourke, 1990).

Procedimiento de cálculo

De acuerdo con el método de Ou y Hsieh, el asentamiento inducido por la excavación en el respaldo del muro puede ser estimado según el siguiente procedimiento:

1. Se estima el máximo desplazamiento lateral del muro (δ_{hm}) mediante un método simplificado (ecuación (3.38), figura 3.41), por el método del elemento finito o por algún otro método disponible.
2. Se determina el tipo de perfil de asentamiento (Figura 3.37), por ejemplo, con ayuda de la figura 3.39 se puede determinar el tipo de perfil de asentamiento, o también, se pueden aprovechar los resultados del monitoreo en las etapas iniciales de la excavación.
3. Se estima el valor de δ_{vm} con base en la relación entre el máximo asentamiento vertical, δ_{vm} , y el máximo desplazamiento lateral, δ_{hm} , como se muestra en la figura 3.40.

De acuerdo con el tipo de configuración de asentamientos determinado en el paso 2, determinar el asentamiento a diferentes distancias del muro.

3.2.4.6. *Lineamientos de las NTCDCC-2017*

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (GCDMX, 2017b), sobre el asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones, se establece lo siguiente:

“En el caso de cortes ademados en arcillas blandas o firmes, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Para la estimación de los movimientos horizontales y verticales inducidos por excavaciones ademadas 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.”

3.2.4.7. *Comportamiento tridimensional de excavaciones*

Cuando se trata de excavaciones de gran longitud, el efecto tridimensional de la excavación puede ser despreciable. Debido a la presencia de muros transversales en excavaciones urbanas, el desplazamiento del muro longitudinal varía de prácticamente cero (en las esquinas) hasta un valor máximo, cuya magnitud depende de la distancia entre muros transversales. La mayoría las soluciones analíticas expuestas hasta ahora, tratan de un problema en dos dimensiones, es decir, un estado de deformación plana, y no son del todo correctas en secciones cercanas a las esquinas. Para obtener resultados más cercanos a la realidad, debe tomarse en cuenta el efecto tridimensional. Los únicos métodos hasta ahora disponible para analizar excavaciones en tres dimensiones son el método del elemento finito y el método de diferencias finitas.

Ou *et al* (1996, citado en Ou, 2006) estudiaron el comportamiento de excavaciones en tres dimensiones utilizando el método del elemento finito. A partir de estos resultados obtuvieron la relación de deformación plana (*PSR*) de los desplazamientos en los muros en función de las dimensiones en planta de la excavación y de la distancia del punto de análisis a la esquina, como se muestra en la figura 3.43. La relación de deformación plana se define como sigue:

$$PSR = \frac{\delta_{hm,d}}{\delta_{hm,ps}} \quad (3.40)$$

donde:

PSR relación de deformación plana,

$\delta_{hm,d}$ deflexión máxima a la distancia *d* de la esquina, y

$\delta_{hm,ps}$ deflexión máxima bajo condiciones de deformación plana.

En primer lugar, se determina la máxima deflexión, y posteriormente se obtiene la relación de deformación plana, para finalmente determinar la deflexión máxima de cualquier sección.

4. MODELADO NUMÉRICO PARA ANÁLISIS DE EXCAVACIONES

4.1. INTRODUCCIÓN

El método del elemento finito (MEF) es una herramienta numérica utilizada para resolver problemas geotécnicos. Permite realizar análisis de distribución de esfuerzos y deformaciones en un medio continuo, que puede ser constituido por diferentes materiales con leyes de comportamiento complejas. Su uso ha aumentado en los últimos años, debido a que ofrece la posibilidad de tomar en cuenta geometrías y estratigrafías complejas.

El uso adecuado de esta herramienta en geotecnia, requiere de un conocimiento sólido de los principios de la mecánica en general y de mecánica de suelos, en particular (Auvinet y Magaña, 1992)

El análisis de una excavación es un problema complejo, para el cual, el MEF resulta atractivo. En la versión 2017 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (GCDMX, 2017b) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2004), se acepta el uso de métodos numéricos como una de las técnicas para la verificación de la seguridad de cimentaciones y excavaciones.

En este capítulo se exponen los principios básicos del MEF, se analizan los elementos necesarios para su aplicación a problemas de excavaciones en suelos blandos, incluyendo algunos modelos constitutivos disponibles en el programa PLAXIS 2D V18. Se dan algunas recomendaciones para elegir el modelo constitutivo a emplear, y para elegir los parámetros requeridos.

4.2. PRINCIPIOS BÁSICOS DEL MEF

Para exponer de manera simplificada los principios básicos del MEF, en esta sección se considera un comportamiento elástico lineal de los materiales y un estado de deformación plana.

El MEF es un procedimiento que sirve para conocer el estado de esfuerzo y deformación (y por ende los desplazamientos) en un medio continuo que puede ser heterogéneo y anisótropo. Básicamente consiste en discretizar el medio mediante elementos y a partir de éstos, estudiar el comportamiento de ellos en forma individual, para después acoplarlos y conocer con ello las condiciones generales en el medio (Deméneghi, 2015).

De acuerdo con las propiedades del material de cada elemento se establece la relación de esfuerzo-deformación, la cual es llamada ley constitutiva. La ley constitutiva de un material isotrópico puede ser expresada como sigue:

$$\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\} \quad (4.2)$$

donde:

$\{\sigma\}$ matriz de esfuerzos

$\{\varepsilon\}$ matriz de deformaciones unitarias

$[C]$ matriz de relación esfuerzo-deformación elástica

En un estado de deformación plana, las matrices son:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

$$[C] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (4)$$

E y ν son módulo de Young y relación de Poisson, respectivamente.

Como puede verse en la figura 4.1, la relación entre los desplazamientos en cada punto dentro del elemento y aquellos en el punto nodal elemento pueden ser expresado como sigue:

$$\{u\} = [f]\{q\} \quad (4.6)$$

donde:

$[f]$ función de forma de desplazamientos

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, las deformaciones y los desplazamientos en un punto dentro del elemento tienen una relación que puede ser expresada como sigue:

$$\{\varepsilon\} = [d]\{u\} = [d][f]\{q\} = [B]\{q\} \quad (4.7)$$

donde:

$[d]$ operador diferencial parcial lineal, como $\partial/\partial x$, $\partial/\partial y$, etc.

$[B] = [d][f]$ matriz de relación entre las deformaciones y los desplazamientos nodales.

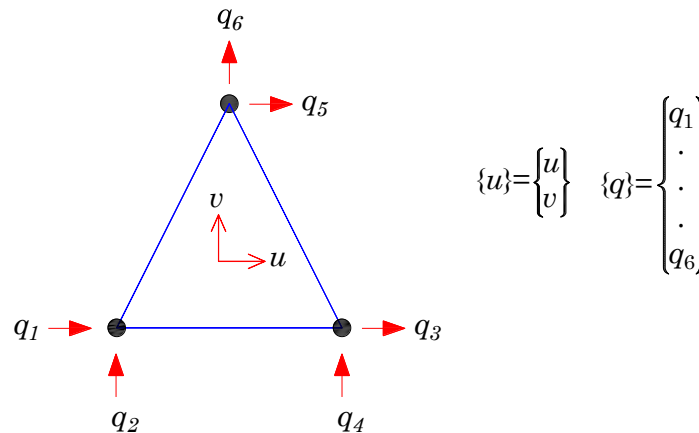


Figura 4.1. Elemento de tres nodos (modificado de Ou, 2006).

De acuerdo con el principio de trabajo virtual, podemos derivar la matriz de rigidez del elemento, quedando como sigue:

$$[K_e] = \int_V [B]^T [C] [B] dV \quad (4.8)$$

Después de establecer la matriz de relación para todos los elementos, se combinan dentro de la matriz de rigidez global $[K]$. Entonces se calcula la carga o descarga inducida por fuerzas externas, las cuales son transformadas en fuerzas externas en los puntos nodales. Se puede establecer la siguiente ecuación:

$$[K]\{q\} = \{P\} \quad (4.9)$$

donde:

- $\{q\}$ matriz de desplazamientos nodales
- $[K]$ matriz de rigidez global de la estructura
- $\{P\}$ matriz de fuerzas externas inducidas por la excavación o carga equivalente en el punto nodal

Los desplazamientos nodales $\{q\}$ pueden ser resueltos por medio del método de eliminación de Gauss u otro método numérico. Utilizando la ecuación (4.6), podemos obtener los desplazamientos en cualquier punto dentro del elemento. Por medio de la ecuación (4.7), se obtienen las deformaciones unitarias en cualquier punto dentro de elemento. Como resultado, se pueden obtener los esfuerzos y las deformaciones, los momentos flexionantes en el muro, el asentamiento en la superficie, y los movimientos en el fondo de la excavación (Ou, 2006).

Cuando la función de forma de desplazamientos $[f]$ es una función cuadrática, diferenciada por el operador diferencial parcial, la matriz $[B]$ se vuelve lineal, lo que muestra que las deformaciones dentro del elemento varían linealmente. El elemento dentro del cual la deformación cambia linealmente es llamado elemento de primer orden. De cualquier otro modo, aquellos dentro de los cuales las deformaciones no cambian linealmente son llamados elementos de orden superior.

El método de elemento finito como fue planteado hasta aquí, es una extensión de los métodos matriciales empleados en el análisis estructural, este enfoque es conocido como *enfoque estructural*.

Esta es la forma en que se desarrolló en un principio el método de elementos finitos, la cual resulta más atractiva para los Ingenieros Civiles (Auvinet y Magaña, 1998). Sin embargo, es posible considerar el método de elemento finito desde otros dos enfoques:

Enfoque funcional

El método del elemento finito puede también considerarse como una técnica de evaluación de un campo (p. ej. el campo de desplazamientos) dentro de un dominio determinado, buscando definir un desarrollo de dicho campo sobre alguna base de funciones sencillas que se aproxime a la solución mediante la técnica de los residuos ponderados (Auvinet y Rodríguez, 2014).

Enfoque variacional

En este enfoque se asume que los algoritmos del método de elemento finito pueden considerarse equivalentes a los de los análisis variacionales, los cuáles consisten en sustituir la resolución de una ecuación diferencial en un determinado dominio por la

obtención del mínimo o máximo de un funcional asociado a dicha ecuación y definido el mismo dominio. (Auvinet y Rodríguez, 2014).

En todos los casos se trata de un método aproximado cuya precisión depende de la configuración geométrica de los elementos considerados, de las funciones de interpolación adoptadas y de las características del propio campo.

Análisis no lineales

Hasta aquí, las ecuaciones de los elementos se desarrollaron suponiendo que las relaciones deformaciones-desplazamientos y esfuerzo-deformación eran lineales. Esta suposición puede resultar inaceptable en ciertos casos, especialmente para los suelos (Auvinet y Magaña, 1998).

Cuando la relación esfuerzo-deformación del material no es elástica y aparecen deformaciones plásticas o viscosas, se dice que existe una no-linealidad material.

Cuando se presentan grandes desplazamientos y/o deformaciones y que la relación entre deformaciones y desplazamientos deja de ser lineal, se dice que existe una no linealidad geométrica.

Para resolver los problemas no lineales usando el método del elemento finito, se cuenta con dos grandes clases de técnicas. En la primera, cuando el comportamiento del material en un elemento se aleja de la linealidad, se modifica la matriz de rigidez del elemento y el problema se resuelve con esta nueva matriz. Este método se conoce como método de la rigidez variable. En la segunda, cuando el comportamiento del material se vuelve no lineal, en vez de cambiar la matriz de rigidez original, se recurre a un enfoque iterativo con la misma matriz. Los efectos no lineales se toman en cuenta a través de fuerzas residuales que surgen de las condiciones de equilibrio. Este método se conoce como método de la rigidez inicial (Auvinet y Magaña, 1998).

Análisis de deformación plana y análisis tridimensional

En el diseño de excavaciones profundas, es común utilizar el método de los elementos finitos para obtener predicciones aproximadas de los estados de esfuerzos y deformaciones. El uso de modelos bidimensionales aún prevalece, sin embargo, el uso de modelos tridimensionales cada vez es más común, gracias al desarrollo de programas comerciales que permiten su aplicación de forma accesible.

En la práctica, un análisis de deformación plana en excavaciones con dimensiones reducidas, es capaz de obtener únicamente resultados cualitativos, debido a que, como se mencionó anteriormente, las deformaciones se sobreestiman, sobre todo en aquellas secciones cercanas a las esquinas. Por lo cual, un análisis tridimensional puede resolver este tipo de problemas.

En un análisis tridimensional, el estado de esfuerzos en cada punto tiene seis componentes: σ_x σ_y σ_z , τ_{xy} τ_{yz} τ_{zx} . Las teorías del MEF, los modelos constitutivos, y otras teorías, son similares a aquellas para un análisis de deformación plana.

Cuando se analiza una excavación considerando un estado de deformación plana, se busca una sección cuyo comportamiento cumpla tales condiciones, la parte central en muchos casos. Cuando la excavación es de gran longitud (p. ej. en la construcción del

Metro de la Ciudad de México), se puede considerar un análisis bidimensional, por el contrario, si la longitud es reducida, un análisis tridimensional es más adecuado.

Se han generado algoritmos para considerar el comportamiento en tres dimensiones utilizando un modelo bidimensional (Romo *et al.* 1992; Ou *et al.*, 1996 citado en Ou, 2006).

En México, se cuenta con una amplia experiencia en el uso del MEF (Auvinet y Rodríguez, 2014). Sin embargo, esta herramienta ha sido mayormente utilizada por instituciones dedicadas a la investigación, y por un número reducido de empresas, debido al alto costo de los programas comerciales, o a lo complicado de su manejo. Actualmente existen diversos programas comerciales para el análisis de excavaciones, que utilizan esta técnica, entre ellos se encuentran los programas: PLAXIS 2D y 3D, MIDAS GTS NX, SIGMA/W, RS2, RS3, ABAQUS, entre otros.

En este trabajo, se utiliza el programa PLAXIS 2D V18, por tanto, al describir los principales elementos utilizados en el análisis de excavaciones con el MEF, se hará referencia a los elementos empleados en este programa.

Elementos continuos de deformación plana

El elemento continuo más simple en dos dimensiones, es el triángulo. En tres dimensiones, esto es equivalente a un tetraedro, un elemento con cuatro esquinas. La principal dificultad para aplicar el método del elemento finito en tres dimensiones, es ordenar los números de nodos, otro problema es la generación de la malla. En PLAXIS 2D V18 se emplean elementos triangulares, estos pueden contener seis o quince nodos, dependiendo de la precisión buscada. Además de estos elementos, existen elementos especiales de comportamiento estructural.

Elementos estructurales

Los materiales estructurales utilizados en excavaciones son: muros, puntales, vigas horizontales (vigas madrinas), viguetas verticales (pies derechos), etc. Sin embargo, en un análisis de deformación plana, es común, por facilidad, modelar únicamente muros y puntales; la influencia de viguetas verticales y horizontales es tomada en cuenta por medio de rigideces equivalentes en el muro. En un análisis tridimensional, es posible tomar en cuenta, de manera detallada, la influencia de la mayoría de los componentes del sistema de contención.

El esfuerzo de fluencia en muros y puntales es muy grande, por tanto, estos elementos pueden ser analizados utilizando modelos elástico-lineales.

Elementos barra o anclajes

Los elementos barra (anclajes en PLAXIS 2D V18) son utilizados para simular el comportamiento de puntales, anclajes, o cualquier otro elemento sometido únicamente a carga axial. En PLAXIS 2D V18 se encuentran disponibles dos tipos de anclajes: anclajes nodo a nodo y anclajes fijo en un extremo. En ambos casos el anclaje es solo un elemento tipo resorte.

Anclajes nodo a nodo. Son resortes utilizados para modelar la unión entre dos puntos. Consiste en un elemento de dos nodos, con ambos nodos compartidos con los elementos

a los que ha sido unido. En el eje local del elemento, se tiene un grado de libertad por nodo (un desplazamiento en la dirección axial).

Anclajes fijos en un extremo. Es un elemento ligado a una estructura en un extremo y fijo en el otro extremo. La longitud de cada elemento se define como longitud equivalente, la cual sirve como un parámetro definido como la distancia entre el punto de conexión y el punto ficticio en la dirección longitudinal donde el desplazamiento del anclaje se asume como cero.

El comportamiento elástico de un anclaje involucra solo la relación entre carga axial, N , y desplazamiento, u , de la siguiente forma:

$$N = \frac{EA}{L}u \quad (4.10)$$

donde:

E módulo de elasticidad del material
 A Área de la sección transversal
 L longitud del anclaje

En PLAXIS 2D V18 se requiere introducir solo un parámetro de rigidez, el producto EA es llamado rigidez axial, el cual se introduce por unidad de fuerza y no por unidad de ancho. Para calcular la rigidez equivalente por unidad de ancho, se debe introducir la separación horizontal entre anclajes L_s .

El comportamiento del anclaje puede ser: elástico-lineal o elastoplástico (fuerza máxima).

Los anclajes se pueden precargar durante las etapas de construcción. Tanto la carga, como la rigidez en un anclaje, se divide entre la longitud de separación horizontal, L_s , para obtener las magnitudes equivalentes por unidad de ancho en un análisis de deformación plana.

Elementos placa

Los elementos placa, que en realidad son elementos viga cuando se trabaja en deformación plana, son objetos estructurales utilizados para modelar miembros sujetos a flexión, como muros y tablestacas. Por tanto, es necesario introducir parámetros de rigidez a la flexión, EI , y de rigidez axial, EA , para describir su comportamiento.

Las placas en un modelo de elemento finito bidimensional, están conformadas por elementos viga (elementos lineales) con tres grados de libertad por nodo: dos grados de libertad de traslación (u_x , u_y) y un grado de libertad rotacional (giro en el plano x - y : ϕ_z). El número de nodos de un elemento placa está en función del número de nodos del elemento de suelo, puede componerse de tres o cinco nodos, si el elemento de suelo cuenta con seis o quince nodos, respectivamente. En la formulación de PLAXIS 2D V18, los elementos placa, son capaces de deformarse por cortante y por flexión. Además, el elemento puede cambiar de longitud debido a fuerzas axiales. El comportamiento de los elementos placa puede ser elástico lineal, o puede presentar comportamiento plástico si se alcanza un valor de momento máximo, o una fuerza axial máxima.

Los momentos flexionantes y las fuerzas axiales son evaluados en los puntos de integración, y son extrapolados a los nodos del elemento.

Elementos de interface

El MEF está basado en los principios de mecánica del medio continuo, y es incapaz de evaluar de manera efectiva las condiciones de esfuerzo y deformación inducidos por un desplazamiento relativo entre materiales. Los muros de contención utilizados en excavaciones son rugosos mientras que el suelo adyacente es relativamente liso. Cuando un muro se deforma, se generan desplazamientos relativos entre el suelo y el muro. Para simular el desplazamiento relativo entre el suelo y las estructuras durante la excavación, y para capturar la transferencia de esfuerzos normales y cortantes, se utilizan elementos de interfaz en los análisis.

Como se muestra en la figura 4.2, un elemento de interfaz es un elemento que conecta las estructuras con el suelo. Los elementos que conforman la interfaz poseen una rigidez menor que la del suelo adyacente, de modo que se pueden simular los desplazamientos relativos entre el suelo y las estructuras.

Las interfaces en PLAXIS 2D V18 son generalmente modeladas utilizando elementos con espesor virtual, que es una dimensión imaginaria usada para definir las propiedades de la interfaz. El espesor virtual es calculado en función del tamaño de los elementos de la malla. Estas interfaces tienen propiedades como: ángulo de fricción, φ_i ; cohesión, c_i , ángulo de dilatación, ψ_i ; módulo de rigidez al cortante, G_i , relación de Poisson, $\nu_i = 0.45$; y módulo odométrico, $E_{oed,i}$.

Se utiliza un modelo elasto-plástico para describir el comportamiento de las interfaces al modelar la interacción suelo-estructura. Se usa el modelo Mohr Coulomb para distinguir entre el comportamiento elástico y el comportamiento plástico.

En PLAXIS 2D V18, las propiedades de las interfaces se pueden ajustar directamente por medio de un factor de reducción de resistencia/rigidez, $R_i \leq 1.0$. El valor por defecto es $R_i = 1.0$, y representa una interface completamente unida. Este factor es aplicado a las propiedades del suelo adyacente como sigue:

$$c_i = R_i c_s \quad (4.11)$$

$$\varphi_i = \tan^{-1}(R_i \tan \varphi_s) \quad (4.12)$$

$$\psi_i = \begin{cases} 0, & R_i < 0 \\ \psi_s, & R_i = 1 \end{cases} \quad (4.13)$$

$$G_i = R_i^2 G_s \quad (4.14)$$

$$E_{oed,i} = 2G_i \frac{1 - \nu_i}{1 - 2\nu_i} \quad (4.15)$$

donde:

- c_s cohesión del suelo
- φ_s ángulo de fricción del suelo
- ψ_s ángulo de dilatación del suelo

G_s módulo de rigidez al cortante del suelo

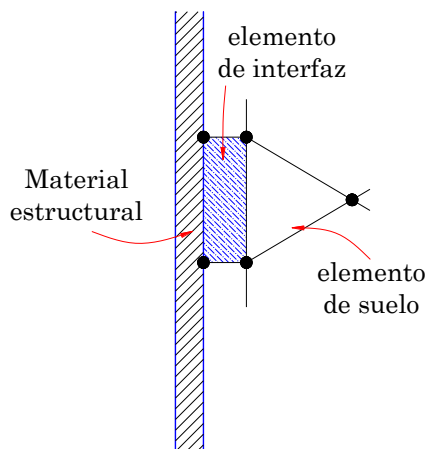


Figura 4.2. Elemento de interfaz (modificado de Ou, 2006).

4.3. MODELOS CONSTITUTIVOS

A través de los años, diversos investigadores han tratado de representar el comportamiento mecánico de los materiales por medio de modelos matemáticos. En este sentido, se habla de la relación entre esfuerzos (o incremento de esfuerzos) y deformaciones (o incremento de deformaciones) que represente en cierta medida, las propiedades de los materiales como rigidez y resistencia (Brinkgreve, 2005).

Para modelar el comportamiento mecánico del suelo mediante relaciones constitutivas, se han propuesto un gran número de modelos. Los modelos constitutivos dan una descripción cualitativa del comportamiento del material, mientras que, los parámetros del modelo cuantifican este comportamiento.

Los modelos constitutivos deben ser capaces de representar los aspectos principales que describen el comportamiento del suelo, estos aspectos incluyen:

- a) La influencia del agua en el comportamiento del suelo, ya que el comportamiento del suelo es dominado por los esfuerzos efectivos, y a su vez, estos se ven afectados por la presión de poro.
- b) La rigidez del suelo no es constante, y depende de factores como: el nivel de esfuerzos, la trayectoria de esfuerzos seguida, el nivel de deformación, el tiempo, la densidad, la permeabilidad, la sobreconsolidación y la dirección (anisotropía).
- c) Las deformaciones irreversibles debidas a carga (deformaciones plásticas).
- d) La resistencia del suelo, expresada en términos de la resistencia al corte; debido a que el suelo es un material friccionante, la resistencia al corte depende del esfuerzo efectivo de confinamiento. Además, existen otros factores que tienen influencia en la resistencia del suelo como: la velocidad de la carga, el tiempo de aplicación de la carga, la densidad del suelo, el comportamiento en condiciones no drenadas, la sobreconsolidación, y la dirección de las cargas.

e) La dependencia del tiempo en el comportamiento del suelo, efectos como la consolidación y la deformación diferida (*creep*).

Adicionalmente, existen otros aspectos característicos de cada tipo de suelo que deben ser tomados en cuenta, por ejemplo: la dilatancia en suelos compactos, y el efecto de la carga de preconsolidación en la curva esfuerzo-deformación.

Diversos investigadores han implementado diferentes modelos constitutivos en programas que utilizan el MEF, con la finalidad de validar su precisión, y para demostrar su aplicación en problemas reales. Sin embargo, el número de modelos que aparecen en los programas comerciales de elementos finitos, es muy limitado (Brinkgreve, 2005). En esta sección se describen brevemente los modelos constitutivos, implementados en PLAXIS 2D V18, que pueden ser útiles para simular el comportamiento de suelos blandos, como las arcillas del valle de México, en excavaciones.

4.3.1. Modelo Mohr Coulomb

El modelo Mohr-Coulomb (MC) es considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento no lineal del suelo. Es un modelo elastoplástico perfecto (isotrópico) cuya formulación se compone de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla Mohr-Coulomb. Se compone primeramente de un comportamiento elástico lineal, y luego se tiene un comportamiento plástico perfecto (Figura 4.3).

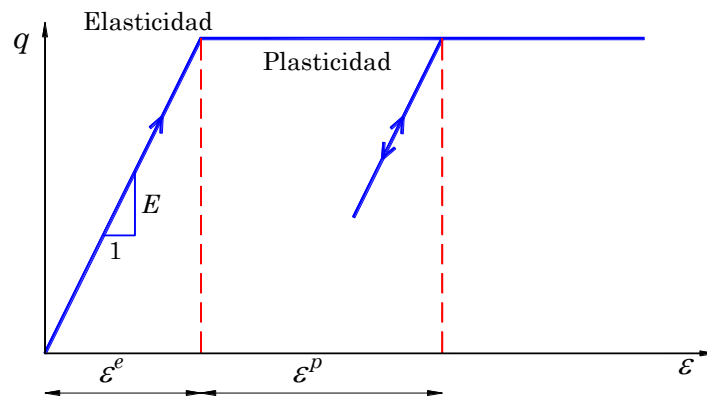


Figura 4.3. Formulación básica del modelo elasto-plástico perfecto (Mohr-Coulomb).

Para definir el inicio de la plasticidad o el punto en el cual la relación elástica deja de ser válida, el modelo MC utiliza un conjunto de funciones de fluencia que sirven para definir el estado de esfuerzos en el cual ocurren las deformaciones plásticas en un material, y también para definir el límite entre el comportamiento elástico y el comportamiento plástico.

El criterio de fluencia utilizado en el modelo MC es una extensión de la ley de fricción de Coulomb para un estado general de esfuerzos, y consiste en seis funciones de fluencia cuando se formula en términos de esfuerzos principales (Brinkgreve *et al.*, 2018)

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0$$

$$\begin{aligned}
 f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\
 f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\
 f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\
 f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0
 \end{aligned}
 \tag{4.16}$$

donde:

- σ'_1 Esfuerzo principal efectivo mayor
- σ'_2 Esfuerzo principal efectivo intermedio
- σ'_3 Esfuerzo principal efectivo menor
- φ ángulo de fricción del material
- c cohesión del material

La condición de que cada función de fluencia individual sea igual a cero representa una superficie cónica hexagonal fija en el espacio de esfuerzos principales como se muestra en la figura 4.4.

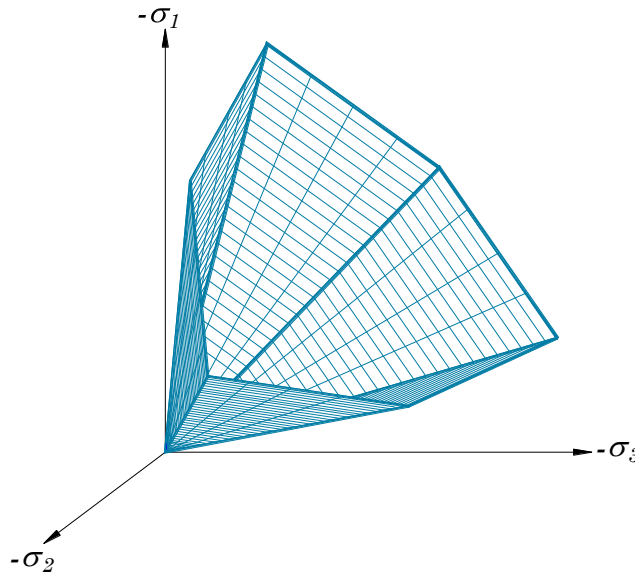


Figura 4.4. Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb en el espacio de los esfuerzos principales (sin cohesión) (Brinkgreve *et al.*, 2018).

Cualquier estado de esfuerzos dentro de la superficie de fluencia resulta en deformaciones puramente recuperables, mientras que, cuando un estado de esfuerzos interseca la superficie de fluencia se producen tanto deformaciones recuperables (elásticas) como deformaciones permanentes (plásticas).

En el modelo Mohr-Coulomb las deformaciones totales se descomponen en una parte elástica y otra parte plástica.

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p \tag{4.17}$$

La relación entre los esfuerzos efectivos y las deformaciones elásticas se da a partir de la ley de Hooke mediante la siguiente ecuación:

$$\underline{\dot{\sigma}}' = D^e \underline{\dot{\varepsilon}}^e = D^e (\underline{\dot{\varepsilon}} - \underline{\dot{\varepsilon}}^p) \quad (4.18)$$

donde:

D^e matriz de rigidez (elástica) del material

Según la teoría de la plasticidad, las deformaciones plásticas son proporcionales a la derivada de la función de fluencia con respecto a los esfuerzos. Esto quiere decir que las deformaciones plásticas pueden ser representadas como vectores perpendiculares a la superficie de fluencia. Esta forma clásica de la teoría es conocida como plasticidad asociada; sin embargo, para el tipo de funciones de fluencia del modelo Mohr-Coulomb, la teoría de plasticidad asociada sobreestima el fenómeno de dilatancia. Por tanto además de las funciones de fluencia, el modelo Mohr-Coulomb incorpora una función de potencial plástico, g . El caso particular cuando $g \neq f$ es conocido como plasticidad no asociada.

De esta forma y en adición a las funciones de fluencia, se definen seis funciones de potencial plástico para el modelo Mohr-Coulomb:

$$\begin{aligned} g_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \\ g_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi \\ g_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \\ g_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \\ g_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \\ g_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi \end{aligned} \quad (4.19)$$

donde:

ψ ángulo de dilatancia

Tomando en cuenta esta consideración, en general, las deformaciones plásticas se definen como:

$$\underline{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (4.20)$$

donde:

λ multiplicador plástico

El multiplicador plástico define el comportamiento del material, para un comportamiento puramente elástico, λ es igual a cero, mientras que para el comportamiento plástico λ es mayor que cero.

Las ecuaciones anteriores son utilizadas para obtener la relación entre los esfuerzos efectivos y las deformaciones para un comportamiento elastoplástico perfecto:

$$\sigma' = \left(D^e - \frac{\alpha}{d} D^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} D^e \right) \dot{\varepsilon} \quad (4.21)$$

donde:

$$d = \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} D^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'}$$

α es un parámetro utilizado como interruptor (*switch*). Si el material tiene comportamiento elástico, $\alpha = 0$, mientras que para un material con comportamiento plástico $\alpha = 1$.

Al implementar el modelo MC para un estado general de esfuerzos, se requiere un tratamiento especial para la intersección de dos superficies de fluencia. En PLAXIS 2D V18, esto se hace utilizando una transición marcada (suavizado) entre una superficie de fluencia y otra.

Cuando se tiene una cohesión mayor a cero ($c > 0$), el criterio de Mohr-Coulomb permite tensiones. En realidad, la estructura del suelo prácticamente no puede soportar tensiones. Este comportamiento es introducido en PLAXIS 2D V18, especificando un esfuerzo de tensión límite (*tensión cut-off*). El esfuerzo de tensión límite introduce tres superficies de fluencia adicionales, definidas de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} f_4 &= \sigma'_1 - \sigma'_T \leq 0 \\ f_5 &= \sigma'_2 - \sigma'_T \leq 0 \\ f_6 &= \sigma'_3 - \sigma'_T \leq 0 \end{aligned} \quad (4.22)$$

Como se mencionó anteriormente, para esfuerzos dentro de la superficie de fluencia, el comportamiento es elástico y obedece la ley de Hooke para elasticidad isotrópica lineal. Por tanto, además de los parámetros de plasticidad c , φ y ψ , se requiere la entrada del módulo de Young, E , y la relación de Poisson, ν .

El modelo así descrito es llamado oficialmente modelo elástico lineal perfectamente plástico con criterio de falla Mohr-Coulomb. Por simplicidad es llamado Modelo Mohr-Coulomb (MC) en PLAXIS 2D V18.

4.3.2. Modelo Hardening Soil

La principal característica del modelo Hardening Soil (HS) es que el esfuerzo desviador, q , y la deformación vertical, ε_1 , debidos a carga primaria en una prueba triaxial, se relacionan mediante una función hiperbólica. En pruebas triaxiales drenadas se producen curvas que pueden ser descritas mediante la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_1 = \frac{q_a}{E_i} \frac{q}{q_a - q} \quad \text{para } q < q_f \quad (4.23)$$

donde:

- q_a valor asintótico de la resistencia al corte del suelo
- q_f esfuerzo desviador último
- E_i módulo de Young inicial, se relaciona con E_{50} de la siguiente manera:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (4.24)$$

El esfuerzo desviador último se deriva del criterio de falla Mohr-Coulomb, por lo cual, se involucran los parámetros de resistencia c y φ , la forma de definir el esfuerzo desviador último es la siguiente:

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.25)$$

La cantidad q_a se define de la siguiente manera:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.26)$$

donde:

R_f relación de falla, cuyo valor siempre es menor que uno, 0.9 es el valor dado por defecto en PLAXIS 2D V18

Una vez que $q = q_f$, se satisface el criterio de falla, y la plasticidad perfecta ocurre tal como se describe para el modelo MC.

El parámetro de rigidez E_{50} , dependiente del nivel de confinamiento, es utilizado en lugar del módulo inicial para pequeñas deformaciones, E_0 , debido a que éste último es más difícil de determinar experimentalmente. El módulo E_{50} se obtiene de la siguiente forma:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4.27)$$

donde:

E_{50}^{ref} módulo de rigidez de referencia correspondiente a una presión de confinamiento, p^{ref} ; en PLAXIS, se utiliza $p^{ref} = 100$ unidades de presión como valor predeterminado

m exponente que regula el nivel de dependencia de esfuerzos, igual a 1 para arcillas blandas. Se han reportado valores entre 0.5 y 1 para diferentes tipos de suelos (von Soos, 1990, citado Brinkgreve *et al.*, 2018).

Para condiciones de descarga y recarga se define el módulo de rigidez dependiente del nivel de esfuerzos como sigue:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4.28)$$

donde:

E_{ur}^{ref} Módulo de Young de referencia para descarga y recarga, correspondiente a una presión de referencia, p^{ref} . En muchos casos prácticos es apropiado tomar E_{ur}^{ref} igual a $3E_{50}^{ref}$, por tanto, este es el valor predeterminado en la configuración de PLAXIS 2D V18.

En la figura 4.5 se muestra la relación hiperbólica de esfuerzo y deformación en una prueba triaxial drenada.

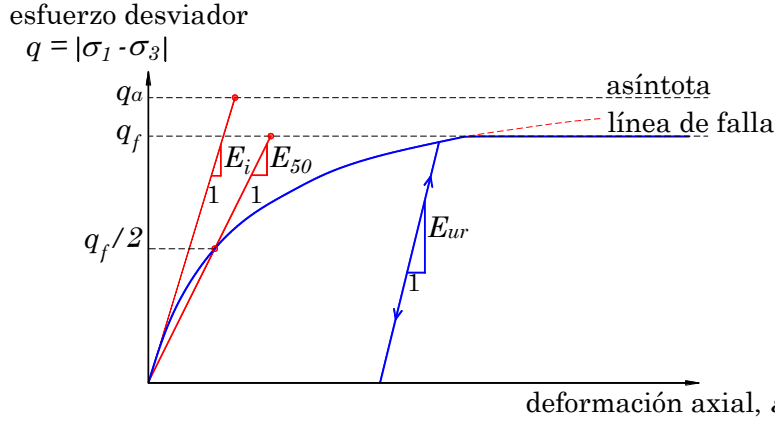


Figura 4.5. Relación esfuerzo-deformación hiperbólica en carga primaria para una prueba triaxial drenada estándar (modificado de Brinkgreve *et al.*, 2018).

La función de fluencia por cortante en el modelo *Hardening Soil* está dada por la siguiente ecuación (Figura 4.6):

$$f = \bar{f} - \gamma^p \tag{4.29}$$

donde:

\bar{f} función que depende del nivel de esfuerzos, y está dada por:

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \tag{4.30}$$

γ^p función de las deformaciones plásticas, y puede ser aproximada de la siguiente manera:

$$\gamma^p \approx \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p$$

donde:

- $\varepsilon_1^p, \varepsilon_2^p$ y ε_3^p deformaciones plásticas
- ε_v^p deformación volumétrica plástica

Además de las deformaciones plásticas, el modelo toma en cuenta las deformaciones elásticas. Las deformaciones plásticas tienen lugar durante la carga primaria, mientras que, las deformaciones elásticas se desarrollan tanto en carga primaria como en descarga y recarga. Para una prueba triaxial drenada, con $\sigma_2 = \sigma_3 = \text{constante}$, el módulo de Young E_{ur} permanece constante y las deformaciones elásticas están dadas por las ecuaciones:

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \qquad \varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = \nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \tag{4.31}$$

donde:

ν_{ur} es la relación de Poisson para descarga / recarga

Durante la etapa de falla en una prueba triaxial drenada, las deformaciones axiales son la suma de la componente elástica y de la componente plástica:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1^e + \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (4.32)$$

Además de la superficie de fluencia con endurecimiento por cortante, un segundo tipo de superficie de fluencia es agregado en el modelo HS para tomar en cuenta las deformaciones volumétricas observadas durante la compresión isotrópica en suelos blandos. Se trata de una superficie de fluencia en forma de tapa esférica (*cap surface*) que delimita la región elástica para estados de esfuerzos de compresión. La figura 4.6 muestra ambas superficies de fluencia para un suelo puramente friccionante ($c'=0$).

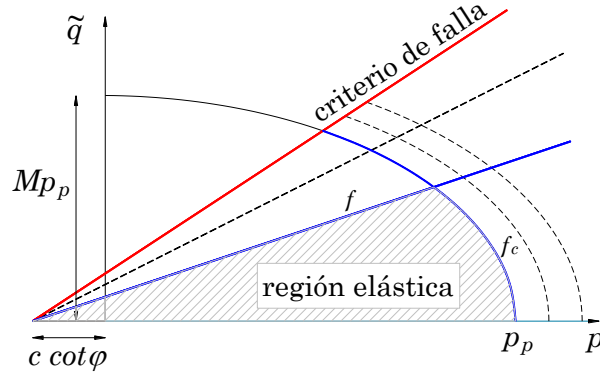


Figura 4.6. Superficie de endurecimiento por cortante, y superficie tapa, en el modelo Hardening Soil (Surarak *et al.*, 2012).

Así como, los módulos triaxiales, E_{50} y E_{ur} , controlan la superficie de fluencia por cortante, otro parámetro de entrada (E_{oed}^{ref}) es utilizado para controlar la magnitud de las deformaciones plásticas que se originan de la superficie de fluencia tapa (*cap surface*), ε_v^{pc} . De esta manera se define el módulo odométrico dependiente del nivel de esfuerzos, el cuál obedece la siguiente ley:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_1 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4.33)$$

donde:

E_{oed} módulo de rigidez tangente obtenido de una prueba de consolidación unidimensional (Figura 4.7)

E_{oed}^{ref} módulo de rigidez tangente a un esfuerzo vertical $\sigma_1 = \frac{\sigma_3}{K_0^{nc}} = p^{ref}$

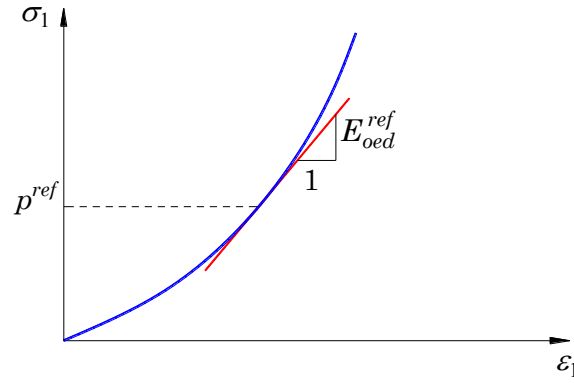


Figura 4.7. Definición de E_{oed}^{ref} a partir de los resultados de una prueba de consolidación unidimensional (Brinkgreve *et al.*, 2018).

La superficie de fluencia tapa (*cap surface*) se define como sigue:

$$f_c = \frac{\bar{q}^2}{M^2} + (p')^2 - p_p^2 \quad (4.34)$$

donde:

M es un parámetro auxiliar relacionado con K_0^{nc}

Los parámetros p y \bar{q} se definen como sigue:

$$p' = \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3}$$

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\alpha - 1)\sigma'_2 + \alpha\sigma'_3$$

con:

$$\alpha = \frac{(3 + \sin \varphi)}{(3 - \sin \varphi)}$$

donde:

\tilde{q} es una medida especial de esfuerzo para esfuerzo desviador. En el caso especial de compresión triaxial se reduce a:

$$\tilde{q} = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

La magnitud de la superficie tapa está determinada por el esfuerzo de preconsolidación isotrópico p_p . La ley de endurecimiento que relaciona la presión de preconsolidación (p_p) con la deformación volumétrica en la superficie tapa (ϵ_v^{pc}), puede ser expresada como:

$$\epsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1 - m} \left(\frac{Pp}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (4.35)$$

donde:

ϵ_v^{pc} es la deformación volumétrica asociada a la superficie tapa (*cap surface*), que representa la deformación volumétrica en compresión isotrópica

De esta manera, además de los parámetros ya definidos m y p^{ref} , se requieren otros dos parámetros adicionales, M y β , ambos parámetros sirven para definir la superficie tapa,

y se les denomina parámetros *cap*. En la formulación de PLAXIS 2D V18, estos parámetros no son requeridos como parámetros de entrada, en su lugar, se utilizan las siguientes relaciones:

$$M \leftrightarrow K_0^{nc} \quad (\text{por defecto: } K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi)$$

$$\beta = E_{oed}^{ref}$$

Por esta razón, K_0^{nc} y E_{oed}^{ref} pueden ser utilizados como parámetros de entrada para definir la magnitud de M y β , respectivamente.

En la figura 4.6, también se muestra la forma de la superficie de fluencia tapa (*cap surface*) en el plano p - q . Como puede apreciarse, su longitud queda definida por p_p y su forma por M . Esta superficie de fluencia es utilizada también como potencial plástico (plasticidad asociada). El valor de p_p se determina por medio de los parámetros de entrada *OCR* (relación de preconsolidación) o *POP* (presión de preconsolidación). La figura 4.8 presenta las superficies de fluencia en el estado principal de esfuerzos. Tanto la superficie por cortante, como la superficie tapa tienen la forma hexagonal del criterio de falla clásico Mohr-Coulomb. La superficie de fluencia por cortante puede expandirse hasta alcanzar el criterio de falla de Mohr-Coulomb. La superficie tapa se expande en función del esfuerzo de preconsolidación.

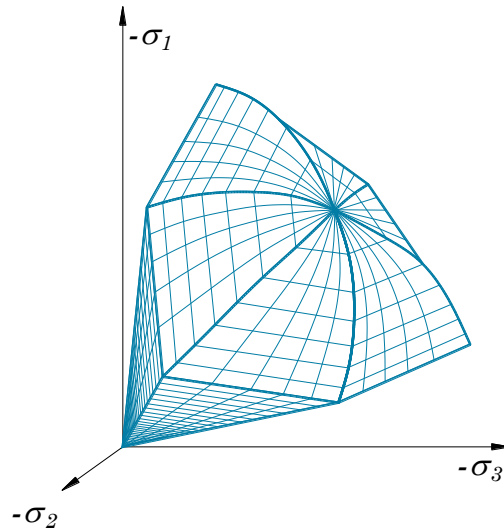


Figura 4.8. Representación de la superficie de fluencia total en el modelo Hardening Soil, en el espacio de los esfuerzos principales para suelo sin cohesión (Brinkgreve *et al.*, 2018).

4.3.3. Modelo Soft Soil

El modelo Soft Soil (SS) está basado en el modelo Cam Clay modificado (Burland, 1967, citado en Brinkgreve *et al.*, 2018). En este modelo se asume una relación logarítmica entre la deformación volumétrica, ε_v , y el esfuerzo principal efectivo, p' , que se define de la siguiente manera:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln \left(\frac{p' + c \cot \varphi}{p^0 + c \cot \varphi} \right) \quad (4.36)$$

donde:

- ε_v^0 deformación volumétrica inicial
 λ^* índice de compresión modificado (Figura 4.9)
 p^0 valor inicial del esfuerzo principal efectivo en consolidación isotrópica

Si el suelo es sometido a descarga o recarga isotrópica, su comportamiento sigue una trayectoria diferente y es formulada de la siguiente forma:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln \left(\frac{p' + c \cot \varphi}{p^0 + c \cot \varphi} \right) \quad (4.37)$$

donde:

- ε_v^e deformación volumétrica elástica
 ε_v^{e0} deformación volumétrica elástica inicial
 κ^* índice de recompresión modificado (Figura 4.9)

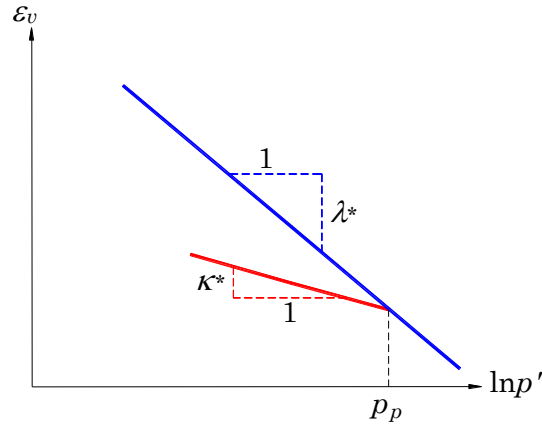


Figura 4.9. Relación logarítmica entre deformación volumétrica y esfuerzo principal (Brinkgreve *et al.*, 2018).

Superficie de fluencia

La superficie de fluencia en el modelo SS se define de la siguiente manera:

$$f = \bar{f} - p_p \quad (4.38)$$

$$\bar{f} = \frac{\bar{q}^2}{M^2(p' + c \cot \varphi)} + p' \quad (4.39)$$

$$p_p = p_p^0 \exp \left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*} \right) \quad (4.40)$$

donde:

- \bar{f} es una función del estado de esfuerzos (p' , \bar{q})
 p_p es una función del esfuerzo de preconsolidación
 p_p^0 valor inicial del esfuerzo de preconsolidación

La función de fluencia ($f = 0$) describe una elipse en el plano p' , \bar{q} (Figura 4.10). El parámetro M en la ecuación (4.39) determina la altura de la elipse; y puede elegirse de tal forma que se iguale a un valor conocido de K_0^{nc} . El significado y uso de M difieren del

parámetro utilizado en la teoría del estado crítico, pero asegura una coincidencia adecuada de K_0^{nc} .

En el modelo Cam Clay modificado, M es la pendiente de la línea de estado crítico que representa el estado de esfuerzos post pico; y se basa en el ángulo de fricción en estado crítico. El criterio de falla de Mohr-Coulomb está en función de los parámetros de resistencia φ y c , que pueden no corresponder con la línea M del estado crítico.

El esfuerzo de preconsolidación, p_p , determina la longitud de la elipse a lo largo del eje p' . Conforme se va cargando el suelo, se presenta un número infinito de elipses (Figura 4.10), cada elipse corresponde a un valor particular de p_p .

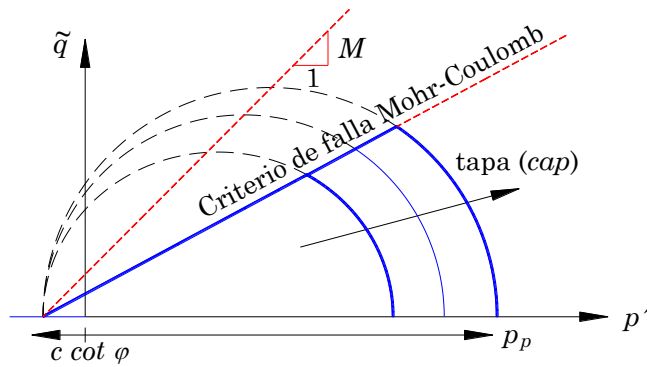


Figura 4.10. Superficie de fluencia del modelo Soft Soil en el plano p' - \tilde{q} (Brinkgreve *et al.*, 2018)

El valor de P_p se determina por medio de las deformaciones volumétricas plásticas, siguiendo la relación de endurecimiento de la ecuación (4.40).

En el modelo (SS), la función de fluencia, definida por la ecuación (4.38), describe la deformación volumétrica en compresión primaria, y conforma la tapa de la superficie de fluencia. Para representar el estado de falla, es utilizada una superficie de fluencia plástica-perfecta del tipo Mohr-Coulomb.

La superficie de fluencia completa, que se muestra con la línea azul de la figura 4.10, es la frontera de la zona elástica. La línea de falla está fija en el espacio, pero la tapa puede crecer conforme aumenta la carga de compresión.

La superficie de fluencia en el espacio de los esfuerzos principales se indica en la figura 4.11.

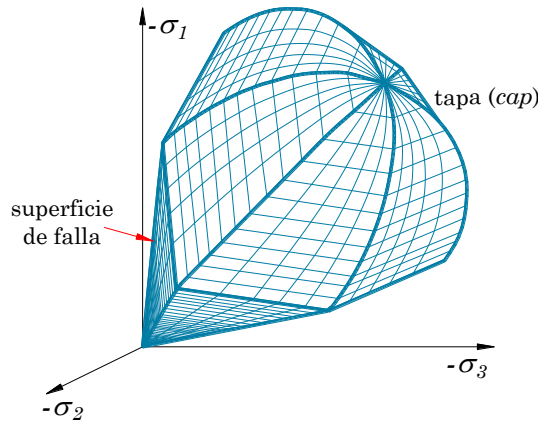


Figura 4.11. Superficie de fluencia total del modelo Soft Soil en el espacio de esfuerzos principales (Brinkgreve *et al.*, 2018)

4.3.4. Modelo Hardening Soil con rigidez a bajas deformaciones (HSSmall)

El modelo Hardening Soil original (HS) asume que el material se comporta de manera elástica durante la etapa de descarga/recarga. Sin embargo, el rango de deformaciones dentro del cual el suelo puede ser considerado realmente elástico es muy pequeño. Con el incremento de la amplitud de deformaciones, la rigidez del suelo se reduce de manera no lineal. La figura 4.12 muestra un ejemplo de una curva de degradación de rigidez. En esta figura también se muestra la deformación angular que puede ser medida en las estructuras geotécnicas, y los rangos de deformación en pruebas de laboratorio convencionales. También se muestra que a la mínima deformación que puede ser medida de manera confiable en pruebas de laboratorio (p. ej. en pruebas triaxiales o pruebas de consolidación sin instrumentación especial), la rigidez del suelo se ha degradado a menos de la mitad de su valor inicial.

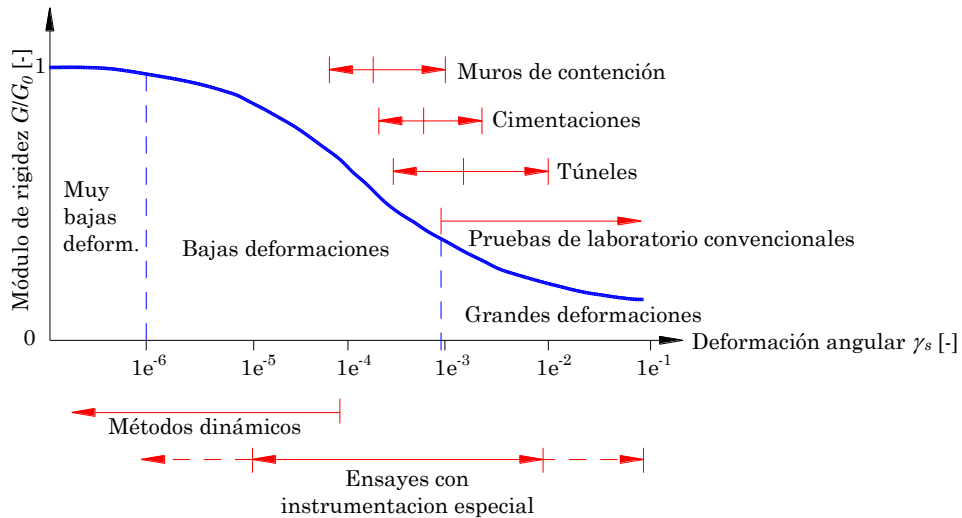


Figura 4.12. Comportamiento rigidez-deformación característico de los suelos, con rangos de deformación en pruebas de laboratorio y en estructuras geotécnicas (Brinkgreve *et al.*, 2018).

Una característica del comportamiento del suelo que no fue considerada en el modelo HS es la alta rigidez a bajos niveles de deformación ($<10^{-5}$). Incluso en problemas que están dominados por “niveles de esfuerzos ingenieriles ($>10^{-3}$)”, la rigidez a bajas deformaciones tiene un papel muy importante. Se sabe que los modelos convencionales sobreestiman la expansión en el fondo de una excavación. Estos modelos, incluso, sobreestiman el ancho de la zona de asentamientos detrás de la excavación, y subestiman el gradiente de dichos asentamientos. Este problema puede evitarse si se toma en cuenta la rigidez a bajas deformaciones.

El modelo Hardening Soil con rigidez a bajas deformaciones (HSSmall), implementado en PLAXIS 2D V18, está basado en el modelo HS, y utiliza prácticamente los mismos parámetros. De hecho, solo se necesitan dos parámetros adicionales para describir la variación de la rigidez con la deformación en el rango de bajas deformaciones. Estos son:

- el módulo de rigidez al cortante inicial o módulo de rigidez al cortante a muy bajas deformaciones, G_0 ,
- el nivel de deformación angular, $\gamma_{0.7}$, al cual, el módulo de rigidez secante, G_s , es reducido alrededor de 70% de G_0 .

En dinámica de suelos, la rigidez a muy bajas deformaciones ha sido un fenómeno bastante conocido desde hace mucho tiempo. En análisis estáticos, los resultados de dinámica de suelos han sido considerados como no aplicables.

La aparente diferencia entre la rigidez del suelo estática y dinámica, ha sido atribuida a la naturaleza de las cargas (fuerzas de inercia y efectos de tasa de deformación) en lugar que, a la magnitud de la deformación aplicada, que en general, es menor en condiciones dinámicas (excluyendo los sismos). Debido a que las fuerzas de inercia y la tasa de deformación tienen solo poca influencia en la rigidez inicial del suelo, la rigidez dinámica y la rigidez a bajas deformaciones, pueden ser consideradas como sinónimos (Brinkgreve *et al.*, 2018).

A partir de resultados de laboratorio, se ha encontrado que la curva esfuerzo-deformación para pequeñas deformaciones puede ser descrita con la siguiente ley hiperbólica (dos Santos y Correia, 2001; citado en Brinkgreve *et al.*, 2018):

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + 0.385 \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad (4.41)$$

Dentro del modelo HSSmall, la relación esfuerzo-deformación puede ser simplemente formulada a partir del módulo secante de rigidez al cortante como:

$$\tau = G_s \gamma = \frac{G_0 \gamma}{1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad (4.42)$$

Tomando la derivada con respecto a la deformación angular, se obtiene el módulo tangente de rigidez al cortante:

$$G_t = \frac{G_0}{\left(1 + 0.385 \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}\right)^2} \quad (4.43)$$

Esta curva de degradación se extiende hasta el dominio plástico del material. En los modelos HS y HSsmall, la degradación de la rigidez debido a la deformación plástica es simulada con endurecimiento por deformación. En el modelo HSsmall, la curva de degradación de la rigidez, está limitada por un valor inferior, determinado con pruebas de laboratorio convencionales:

- El límite inferior del módulo tangente de rigidez al cortante, G_t , es el módulo de rigidez en carga/recarga, G_{ur} , que puede ser definido con los parámetros E_{ur} y ν_{ur} :

$$G_t \geq G_{ur} \text{ donde } G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2(1 + \nu_{ur})} \text{ y } G_t = \frac{E_t}{2(1 + \nu_{ur})}$$

- La deformación angular límite, $\gamma_{cut-off}$, puede calcularse como:

$$\gamma_{cut-off} = \frac{1}{0.385} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}}} - 1 \right) \gamma_{0.7}$$

Para situaciones de carga primaria, el modelo HSsmall utiliza la misma formulación de endurecimiento plástico que el modelo HS, donde E_{ur} es reemplazado por E_t como se describe arriba.

En el modelo HSsmall, el módulo de rigidez a bajas deformaciones es dependiente del nivel de esfuerzos, esta dependencia es tomada en cuenta con la siguiente ley potencial:

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4.46)$$

donde:

G_0^{ref} módulo de rigidez al cortante a un esfuerzo de confinamiento de referencia, p^{ref}

4.3.5. Relación esfuerzo-deformación de materiales estructurales

Los materiales estructurales utilizados en una excavación incluyen: muros de contención, puntales metálicos, vigas madrinan, postes, etc. En este trabajo únicamente se tratará con muros de contención y puntales metálicos.

Los esfuerzos en un muro de contención y en puntales metálicos, son usualmente muy altos y pueden ser analizados utilizando un modelo elástico lineal. Es decir, el módulo de Young y la relación de Poisson se consideran constantes. También existe la posibilidad de agregar un esfuerzo límite, para verificar que este no se rebase.

Tanto elementos de deformación plana como elementos placa, pueden ser utilizados para analizar muros de contención. Si se utilizan elementos placa, el momento flexionante en el muro puede encontrarse en cada nodo del elemento. Si se utilizan

elementos planos, el momento flexionante puede ser calculado a través de los esfuerzos en los puntos de integración dentro del elemento.

4.4. DETERMINACIÓN DEL ESTADO INICIAL DE ESFUERZOS

En muchos problemas de ingeniería geotécnica se requiere la especificación de un estado inicial de esfuerzos. El estado inicial de esfuerzos es uno de los factores más importantes en los resultados del análisis, el cual, debe ser determinado desde el inicio del análisis. El estado inicial de esfuerzos está influenciado por el peso del material, su historia geológica y las condiciones de frontera. Este estado de esfuerzos es usualmente caracterizado por un esfuerzo vertical efectivo inicial, $\sigma'_{v,0}$. El esfuerzo horizontal efectivo inicial, $\sigma'_{h,0}$, está relacionado con el esfuerzo vertical efectivo a través del coeficiente de presión de tierras en reposo, K_0 .

$$\sigma'_{h,0} = K_0 \cdot \sigma'_{v,0} \quad (4.47)$$

En el código PLAXIS 2D V18, el estado inicial de esfuerzos puede ser generado mediante dos procedimientos, *K₀-procedure* o *Gravity Loading*.

En (Brinkgreve *et al.*, 2018) se recomienda utilizar la opción *K₀-procedure* cuando se tengan casos con superficies horizontales y con estratos y niveles freáticos paralelos a la superficie. Para otros casos, la opción *Gravity loading* debe ser utilizada.

K₀ procedure

Este es un método de cálculo utilizado para definir el estado inicial de esfuerzos del modelo, tomando en cuenta la historia de cargas de suelo. El parámetro de entrada para definir el estado inicial de esfuerzos es K_0 :

$$K_{0,x} = \sigma'_{xx}/\sigma'_{yy} \quad K_{0,z} = \frac{\sigma'_{zz}}{\sigma'_{yy}} = K_{0,x} \quad (4.48)$$

En la práctica, es común asumir que el valor de K_0 para suelos normalmente consolidados está relacionado con el ángulo de fricción por medio de la expresión empírica de Jaky:

$$K_0^{nc} = 1 - \text{sen}\varphi' \quad (4.49)$$

En suelos preconsolidados, se esperan valores de K_0 más grandes que los obtenidos mediante la expresión anterior.

En el modelo Mohr-Coulomb, el valor predeterminado de K_0 se basa en la expresión de Jaky. En los modelos avanzados, (Hardening Soil, HS Small, Soft Soil, etc.), el valor predeterminado está basado en el parámetro K_0^{nc} y está influenciado a su vez por la razón de preconsolidación (OCR) o la presión de preconsolidación (POP):

$$K_{0,x} = K_0^{nc} OCR - \frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} (OCR - 1) + \frac{K_0^{nc} POP - \frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} POP}{|\sigma_{yy}^0|} \quad (4.50)$$

Esos parámetros pueden ser introducidos de forma manual en PLAXIS 2D V18.

Gravity loading

En esta opción, el estado inicial de esfuerzos es generado a partir del peso volumétrico del suelo. El estado inicial de esfuerzos es calculado aplicando el peso propio del suelo en la primera fase de cálculo. En este caso, cuando se utiliza un modelo elastoplástico perfecto como el modelo Mohr-Coulomb, la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical, K_0 , depende en gran medida del valor asumido de la relación de Poisson, ν . Es importante elegir valores de la relación de Poisson que arrojen valores realistas de K_0 . Para compresión unidimensional un cálculo elástico daría:

$$K_0 = \frac{\nu}{(1 - \nu)} \quad (4.51)$$

4.5. MODELADO DE LAS ETAPAS DE EXCAVACIÓN

Antes de ejecutarse una excavación, el estado inicial de esfuerzos se encuentra en equilibrio. A medida que la excavación progresa, los esfuerzos en la superficie de la excavación y sobre el muro, se anulan. De esta manera, el proceso de excavación se puede simular como sigue:

- a) Se determina el estado inicial de esfuerzos sobre la superficie de la excavación.
- b) De acuerdo con el estado de esfuerzos obtenido, se calcula la fuerza equivalente en cada nodo de los elementos.
- c) Se aplica esta fuerza nodal en forma de descarga en la superficie de la excavación.
- d) Se calculan los desplazamientos, esfuerzos y deformaciones en la zona no excavada causados por la descarga.

En PLAXIS 2D V18, el proyecto es dividido en fases de cálculo, siguiendo, aproximadamente y de manera general, la secuencia constructiva real. Esto se realiza en el apartado *Staged Construction*. La generación de los esfuerzos iniciales es la fase de construcción inicial, la cual, es seguida por otras fases de construcción definidas, en estas fases se asignan tanto las cargas (o descargas) aplicadas, como las etapas constructivas.

La construcción por etapas (*Staged Construction*) permite una simulación realista de aplicación de cargas, etapas constructivas y procesos de excavación, con esta opción es posible activar o desactivar el peso, la rigidez y la resistencia de los elementos seleccionados (elementos de suelo, elementos estructurales, sobrecargas, etc.).

4.6. TIPO DE CÁLCULO

El cálculo realizado por el método del elemento finito en PLAXIS 2D V18, se divide en tres tipos de cálculo:

Plástico

Este tipo de cálculo se selecciona para llevar a cabo un análisis de deformación elastoplástico, donde no es necesario tomar en cuenta la disipación de presión de poro en el tiempo. Este tipo de cálculo es apropiado en la mayoría de las aplicaciones prácticas. En caso de requerir un análisis drenado, es posible evaluar los movimientos a largo plazo. Con esto se obtiene una buena predicción del estado de deformación final,

aunque no se conoce el proceso de disipación de presión de poro antes de alcanzar este estado final, ni el tiempo requerido para ello.

Consolidación

Este tipo de cálculo se selecciona cuando es necesario analizar el proceso de la disipación del exceso de presión de poro en suelos saturados con baja permeabilidad como función del tiempo.

Reducción de parámetros c y ϕ

Este tipo de cálculo se selecciona cuando se requiere calcular la estabilidad general del problema de interés y determinar el factor de seguridad global. El análisis de seguridad se puede realizar por medio de la reducción de los parámetros del suelo.

4.7. GENERACIÓN DE LA MALLA

Cuando el modelo geométrico ha sido definido, la geometría debe ser dividida en elementos finitos para llevar a cabo los cálculos. Se llama malla a la discretización del problema por medio de la composición de elementos finitos obtenida. La malla debe ser suficientemente fina para obtener resultados numéricos precisos. Por otro lado, deben evitarse mallas demasiado finas para evitar tiempos excesivos de cálculo. El programa PLAXIS 2D V18 permite una generación automática de mallas. La generación de mallas está basada en un procedimiento de triangulación robusto. El proceso de generación de malla, toma en cuenta la estratigrafía del suelo, los objetos estructurales, las cargas y las condiciones de frontera. El programa también permite evaluar la calidad de la malla.

El generador de mallas requiere un parámetro de mallado global que represente el tamaño de elemento base, I_e . Este parámetro se calcula a partir de las dimensiones del modelo (x_{min} , x_{max} , y_{min} , y_{max}) y la distribución de elementos seleccionada. El tamaño de elemento base se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

$$I_e = r_e \times 0.06 \times \sqrt{(x_{max} - x_{min})^2 + (y_{max} - y_{min})^2} \quad (4.52)$$

El tamaño de elemento base o tamaño promedio de elementos, I_e , se basa en un parámetro llamado factor de tamaño de elemento relativo, r_e . En cuanto a la distribución de los elementos, se debe hacer una distinción entre cinco niveles globales. Por defecto, la distribución de elementos es media (*medium*).

El valor del parámetro r_e para la distribución de elementos predefinida en PLAXIS 2D V18 es:

Muy gruesa (<i>Very coarse</i>):	$r_e = 2.00$	30-70 elementos
Gruesa (<i>Coarse</i>):	$r_e = 1.33$	50-200 elementos
Media (<i>Medium</i>):	$r_e = 1.00$	90-350 elementos
Fina (<i>Fine</i>):	$r_e = 0.67$	250-700 elementos
Muy fina (<i>Very Fine</i>):	$r_e = 0.50$	500-1250 elementos

El número exacto de elementos depende de la forma del modelo geométrico y de la opción de refinamiento seleccionada.

4.7.1. Densidad de la malla

En áreas donde se espera gran concentración de esfuerzos o grandes deformaciones, es deseable tener mayor refinamiento de la malla, mientras que en otras partes de la geometría puede no requerirse un refinamiento.

El refinamiento local está basado en un factor de engrosamiento local que puede ser especificado para cada entidad geométrica. Este factor da una indicación del tamaño del elemento relativo con respecto al tamaño de elemento base o tamaño de elementos promedio. Por defecto, el factor de engrosamiento asignado es 1.0. Un valor del factor de engrosamiento de 0.5 reduce el tamaño del elemento a la mitad del tamaño del elemento base o tamaño de elemento promedio.

4.7.2. Forma de los elementos

Los elementos utilizados en un análisis de elementos finitos deben evitar las formas irregulares. Estos deben ser tan regulares como sea posible, debido a que los elementos con formas irregulares pueden causar inestabilidad numérica o imprecisión en los análisis. La calidad de un elemento se puede evaluar mediante la relación de aspecto. La relación de aspecto es la relación entre la longitud y la altura de un elemento (L/B). Entre más cercana a 1 es la relación de aspecto, más apropiada es la forma. Es decir, los elementos cuadrados o triángulos equiláteros son ideales. Debido a que ni elementos cuadrados ni triángulos equiláteros son fácilmente generados, los elementos con una relación de aspecto dentro del rango $1 \leq L/B \leq 2-2.5$, pueden ser vistos como aceptables.

La forma de un elemento influenciará la precisión analítica de un elemento y de los elementos circundantes. Por tanto, es necesaria la creación de elementos con buena calidad cerca de áreas donde la precisión de los resultados es importante.

4.7.3. Condiciones de frontera

Si se considera que la excavación es simétrica, se puede analizar únicamente la mitad de la excavación, en el eje de simetría se debe permitir únicamente el desplazamiento vertical. La altura del modelo debe ser suficiente para cubrir la zona de influencia de la excavación, por lo regular esta debe ser mayor que dos veces el ancho de la excavación, o hasta que el modelo sea limitado por depósitos muy rígidos; en la parte baja del modelo deben restringirse tanto los desplazamientos verticales como horizontales.

El ancho del modelo está en función tipo de suelo; se sabe que, en arcillas blandas, el ancho de influencia de los asentamientos puede extenderse hasta cuatro veces la altura de la excavación. Por esta razón, cuando se modelen excavaciones en suelos blandos, este será el límite inferior que deba considerarse. En los extremos del modelo deben restringirse los desplazamientos horizontales únicamente. La definición final de la ubicación de los límites del modelo tiene que ver con la ubicación e influencia de las acciones del medio. Los límites del modelo son virtuales y su ubicación no debe interferir en los resultados correspondientes a cualquier etapa de análisis.

4.8. TIPOS DE ANÁLISIS

El comportamiento a corto plazo de las arcillas en el valle de México puede considerarse no drenado, debido a su baja permeabilidad; mientras que los suelos granulares son asumidos como materiales drenantes. Sin embargo, este criterio no debe ser aplicado como una ley general, por lo que se deben evaluar otros factores como: el tiempo que dura la construcción, la velocidad de aplicación de la carga, la presencia de estratos permeables, entre otros. La siguiente expresión puede ser de utilidad para determinar qué tipo de comportamiento debe asumirse (Brinkgreve, 2005):

$$T = \frac{kE_{oed}}{\gamma_w D^2} t \quad (4.53)$$

donde:

- T factor tiempo en la teoría de consolidación de Terzaghi
- k permeabilidad del suelo
- E_{oed} rigidez odométrica
- D longitud de drenaje
- t tiempo (tiempo de construcción o de aplicación de la carga)

Tomando en cuenta la teoría de la consolidación, existe una relación entre el factor tiempo, T , y el grado de consolidación, U . Para una etapa de carga relativamente rápida, que resulte en $T < 0.01$ ($U < 0.1$), el grado de consolidación es bajo, y se puede asumir un comportamiento no drenado. Por otro lado, si los factores involucrados arrojan un factor tiempo, $T > 0.4$ ($U > 0.7$), durante el tiempo de construcción ya se ha presentado suficiente consolidación, por lo que no es necesario considerar un comportamiento no drenado. Cuando se encuentre en el intervalo intermedio, se debe optar por la situación más desfavorable. Alternativamente se puede realizar un análisis de consolidación para evaluar el grado de consolidación en el tiempo de construcción.

Una vez definido el tipo de análisis, debe tenerse en cuenta el tipo de parámetros necesarios para evaluar el problema en cuestión; los parámetros pueden ser drenados o no drenados. Para obtener los parámetros correspondientes, se debe verificar que las condiciones en que se realicen los ensayos, simulen de manera adecuada las condiciones a que estarán sometidos los materiales en campo. (p. ej. una prueba triaxial no-consolidada no-drenada, simula bastante bien el comportamiento de una arcilla sometida a un proceso de excavación relativamente corto).

En PLAXIS 2D V18 es posible simular el comportamiento del suelo, ya sea drenado o no drenado.

4.8.1. Análisis drenado

Cuando se realiza un análisis en términos de esfuerzos efectivos, deben introducirse parámetros drenados, con lo que se obtienen esfuerzos y deformaciones al final del proceso de consolidación sin tomar en cuenta lo que sucede en etapas intermedias (largo plazo). Cualquier modelo constitutivo analizado en este trabajo puede utilizarse para este fin.

4.8.2. Análisis no drenado

Cuando se requiere simular el comportamiento a corto plazo, en el que la presión de poro generada durante la construcción no ha tenido tiempo de disiparse, pueden realizarse tres tipos de análisis:

4.7.2.1. Análisis en términos de esfuerzos efectivos usando parámetros efectivos (Undrained A)

Cuando se selecciona esta opción en PLAXIS 2D V18, la generación de presión de poro juega un papel muy importante a la hora de determinar la trayectoria de esfuerzos que permita la falla a un valor realista de la resistencia al corte no-drenada, c_u . Sin embargo, la mayoría de los modelos constitutivos disponibles en PLAXIS 2D V18, no son capaces de simular correctamente la trayectoria de esfuerzos en condiciones no drenadas. Otro problema es que, para materiales no drenados es complicado realizar pruebas que arrojen parámetros drenados.

Para realizar este tipo de análisis, en PLAXIS 2D V18 agrega automáticamente la rigidez del agua a la matriz de rigidez para distinguir entre esfuerzos efectivos y el exceso de la presión de poro.

Cuando se utiliza el modelo MC con este tipo de análisis, se genera una trayectoria de esfuerzos como la mostrada en la figura 4.13, como puede observarse, el modelo simula un trayectoria en términos de esfuerzos efectivos (1), con p' constante hasta la falla. En la realidad (2), en esta trayectoria, p' se reduce significativamente debido a presión de poro generada antes de alcanzar la falla. Como resultado, el esfuerzo desviador es sobreestimado con el modelo MC.

Los modelos avanzados incluyen, hasta cierto punto, la reducción del esfuerzo efectivo en condiciones de carga no drenada.

En este tipo de análisis, los parámetros de resistencia ingresados deben ser drenados, PLAXIS 2D V18 convertirá estos parámetros drenados en no drenados automáticamente, con las siguientes relaciones:

$$E_u = 2G(1 + \nu_u) \quad (4.54)$$

$$\nu_u = \frac{3\nu' + \alpha_{Biot}B(1 - 2\nu')}{3 - \alpha_{Biot}B(1 - 2\nu')} \quad (4.55)$$

$$B = \frac{\alpha_{Biot}}{\alpha_{Biot} + n \left(\frac{K'}{K_w} + \alpha_{Biot} - 1 \right)} \quad (4.56)$$

donde:

- E_u módulo de Young no-drenado
- G módulo de rigidez al cortante
- ν_u relación de Poisson no drenada, igual a 0.495-0.499

- v' relación de Poisson drenada, menor o igual a 0.35 para garantizar incompresibilidad
 α_{Biot} coeficiente de presión de poro de Biot, que considera el efecto de la compresibilidad de las partículas de suelo, igual a 1 cuando se considera incompresibilidad de las partículas de suelo
 B parámetro B de Skempton
 n porosidad
 K' módulo volumétrico de las partículas de suelo
 K_w módulo volumétrico del agua

Debe tenerse mucho cuidado cuando se introduzca un ángulo de dilatación mayor que cero en análisis no drenados, debido a que se pueden generar excesos de presión de poro negativos. Para este tipo de análisis se recomienda usar $\psi = 0$.

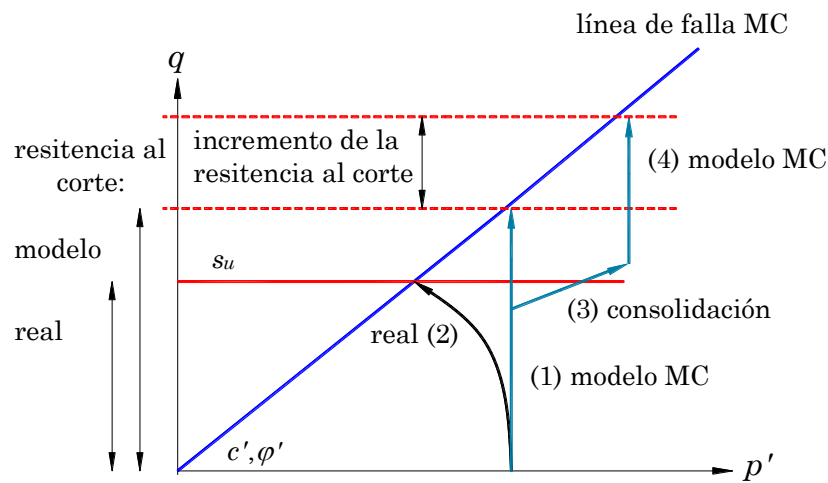


Figura 4.13. Comparación entre la trayectoria de esfuerzos real contra la obtenida con el modelo MC, en condición no drenada (Brinkgreve *et al.*, 2018).

4.7.2.2. *Análisis en términos de esfuerzos efectivos usando parámetros de resistencia no drenados (Undrained B)*

PLAXIS 2D V18 ofrece la posibilidad de modelar el comportamiento no drenado en términos de esfuerzos efectivos cuando solo se conocen los parámetros de resistencia no drenados ($\phi = \phi_u = 0$; $c = c_u$). En este caso también se distingue entre presión de poro y esfuerzos efectivos. Sin embargo, la trayectoria de esfuerzos simulada no se ajusta a la trayectoria real. Esta opción solo está disponible en los modelos MC, HS y HSsmall, analizados en este trabajo.

Esta opción no es recomendable en los modelos HS y HSsmall, debido a que los módulos de rigidez dejan de ser dependientes de los esfuerzos cuando $\phi = 0$. Es importante considerar que, para los suelos blandos del valle de México, la ecuación que se utiliza en el modelo MC para relacionar entre módulos drenados y no drenados, no se cumple. Por esta razón, resulta complicado seleccionar el valor del módulo de Young drenado en este tipo de suelos, sobre todo cuando se realizan análisis de consolidación.

4.7.2.3. *Análisis en términos de esfuerzos totales con parámetros de resistencia no drenados (Undrained C)*

En este caso, se puede simular el comportamiento no drenado del suelo, especificando parámetros de resistencia no drenados ($\varphi = \varphi_u = 0$; $c = c_u$), y parámetros de rigidez no drenados (E_u y ν_u).

Esta opción tiene la desventaja de no hacer distinción entre esfuerzos efectivos y presión de poro, por tanto, los esfuerzos efectivos obtenidos deben ser interpretados como esfuerzos totales, y la presión de poro es igual a cero.

Adicionalmente, el valor de K_0 debe ser especificado en términos de esfuerzos totales, en lugar de esfuerzos efectivos.

Al utilizar la opción *Undrained C* con el modelo MC, automáticamente el ángulo de fricción interna es cero; sin embargo, en suelos no saturados el ángulo de fricción puede ser diferente de cero. Para resolver este problema, puede utilizarse un análisis drenado, introduciendo los mismos parámetros no drenados; especificando un comportamiento drenado. Solo que, en esta ocasión, el ángulo de fricción puede ser distinto de cero. De este modo, todos los resultados serán a corto plazo. K_0 y los resultados obtenidos se interpretan como en la opción *Undrained C*.

4.9. SELECCIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO

En la sección 4.2 se han mencionado los aspectos principales que deben ser representados por los modelos constitutivos; sin embargo, la importancia de estos aspectos depende del tipo de aplicación, por ejemplo, la construcción de un terraplén involucra principalmente carga, donde las deformaciones son muy importantes; mientras que en la estabilidad de un talud se hace mayor énfasis en la resistencia del suelo.

El caso particular de una excavación involucra principalmente descarga (descompresión), parcialmente combinada con el desarrollo de esfuerzos desviadores (movilización de la resistencia al esfuerzo cortante). El arqueo detrás del muro juega también un papel importante y puede producir distribuciones de empujes sobre el muro diferentes a las estimadas con teorías convencionales.

En una excavación, los modelos con elasto-plasticidad perfecta con módulos de rigidez constantes, como el modelo MC, pueden producir expansiones irreales en el fondo de la excavación, lo cual ocasiona un levantamiento irreal del muro de contención. Por el contrario, los modelos que incluyen módulos de rigidez que dependen del nivel de esfuerzos arrojan resultados más realistas (p. ej. SS, HS y HSSmall, entre otros)

Un factor muy importante a tomar en cuenta a la hora de seleccionar el modelo constitutivo para una excavación, es la trayectoria de esfuerzos seguida, debido a que existen zonas sometidas a diferentes trayectorias de esfuerzos, y no todos los modelos constitutivos pueden representar bien este comportamiento. Por ejemplo, el modelo SS al ser sometido a una trayectoria de esfuerzos como la mostrada en la figura 4.14, sobreestima el rango elástico del suelo, debido a que no cuenta con endurecimiento por cortante; por tanto, deben tenerse en cuenta las limitaciones del modelo SS en problemas que involucren descargas, como excavaciones o túneles.

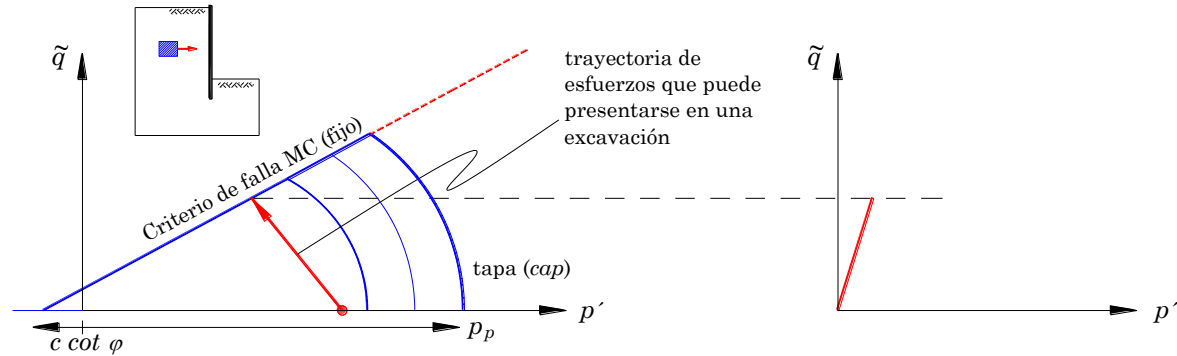


Figura 4.14. Modelo Soft Soil (SS) sometido a una trayectoria de esfuerzos que puede presentarse en una excavación.

La influencia de la rigidez a bajas deformaciones del suelo, es muy importante para predecir de manera adecuada los asentamientos en la superficie del suelo adyacente, ya que el nivel de deformaciones alrededor de una excavación es de bajo a medio. En este caso, el modelo HSSmall es el único, de los descritos en este trabajo, que toma en cuenta la alta rigidez a bajas deformaciones.

Cuando se trate de arcillas, en donde la excavación se ejecuta a corto plazo, debe tomarse en cuenta el comportamiento no drenado del suelo.

4.10. SELECCIÓN DE PARÁMETROS

La predicción del comportamiento de cualquier obra geotécnica involucra tres procesos: la elección apropiada de un modelo analítico o numérico, la correcta elección de un método de análisis, y la selección de los parámetros del suelo adecuados.

Los parámetros de los modelos constitutivos son utilizados para cuantificar el comportamiento mecánico de los suelos, y representar principalmente propiedades de rigidez y resistencia (Brinkgreve, 2005). Las propiedades de rigidez y de resistencia del suelo, presentan gran dependencia del nivel de esfuerzos y de la trayectoria de esfuerzos seguida en su aplicación. Por tanto, es importante saber cómo deben ser obtenidos los parámetros, y en qué rango de esfuerzos y trayectorias de esfuerzos son válidos.

La mayoría de los parámetros utilizados en los modelos constitutivos son bien conocidos por los especialistas en mecánica de suelos, sin embargo, esto no significa que sean fáciles de obtener.

Los parámetros del suelo pueden ser elegidos a partir de los siguientes procedimientos:

- a) Pruebas de laboratorio
- b) Pruebas de campo
- c) Correlaciones
- d) Experiencia

La selección de los parámetros depende en gran medida de la experiencia del diseñador. Es preferible seleccionar los parámetros del suelo a partir de datos directos de laboratorio, sin embargo, el uso de otros métodos, como correlaciones, puede darnos el orden de magnitud de dichos parámetros.

El uso de diferentes modelos constitutivos requiere diferentes parámetros del suelo, no obstante, algunos de ellos comparten los mismos parámetros. A continuación, se describe la obtención de parámetros de cada modelo constitutivo descrito en la sección 4.3.

4.10.1. Parámetros para el modelo Mohr Coulomb (MH)

4.10.1.1. Parámetros de resistencia

Los parámetros de resistencia se obtienen de los resultados de pruebas triaxiales, dependiendo del tipo de análisis que se pretende realizar, ya sea a corto plazo o largo plazo.

Los parámetros drenados pueden obtenerse mediante pruebas triaxiales consolidadas drenadas (CD) o pruebas triaxiales consolidadas no drenadas (CU) con medición de presión de poro. En el caso de pruebas consolidadas drenadas (CD), los parámetros de resistencia se obtienen de los círculos de Mohr (Figura 4.15a), o mediante el diagrama $p'-q'$,

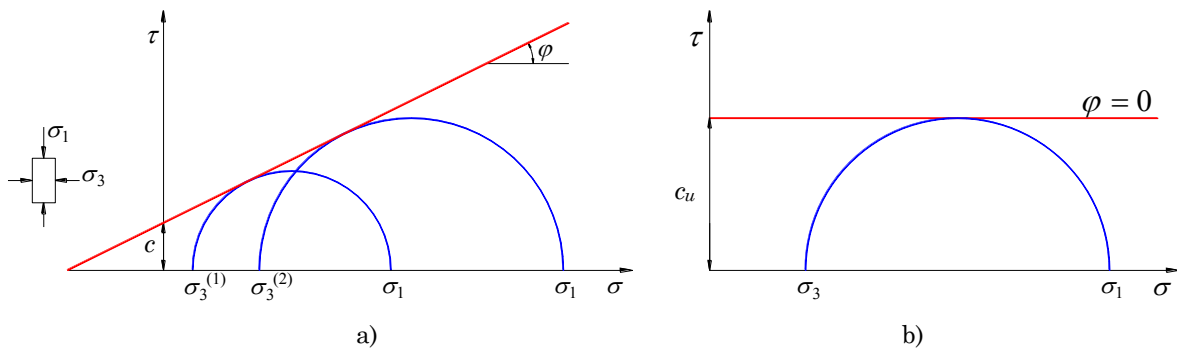


Figura 4.15. Selección de φ y c , a partir del diagrama de Mohr (modificada de Brinkgreve *et al.*, 2018).

Como la línea M , del diagrama $p'-q'$, es única para cada tipo de suelo, ésta puede determinarse si se conoce la trayectoria de esfuerzos en términos de esfuerzos efectivos, para esto es necesario contar con mediciones de presión de poro durante la prueba consolidada no drenada (CU).

Si se requiere conocer los parámetros de resistencia del suelo en términos de esfuerzos totales, el diagrama de Mohr, resultará igual al mostrado en la figura 4.15b.

El ángulo de dilatación, ψ , es principalmente importante para arenas densas o arcillas fuertemente preconsolidadas, y puede medirse en pruebas triaxiales drenadas cuando se grafica el cambio volumétrico, ε_v , como función de la deformación axial, ε_l (Figura 4.16).

La siguiente correlación puede ser utilizada determinar el ángulo de dilatación para arenas cuarzosas (Brinkgreve, 2005):

$$\psi \approx \varphi - 30^\circ \quad (4.1)$$

En el caso de arcillas, el ángulo de dilatación tiende a cero ($\psi \approx 0$).

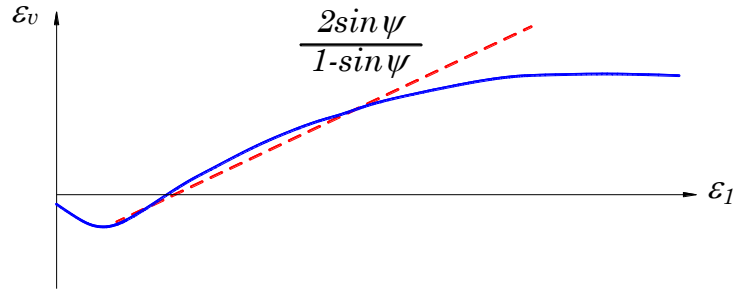


Figura 4.16. Selección del ángulo de dilatancia a partir de resultados de pruebas triaxiales drenadas (Brinkgreve, 2005).

4.10.1.2. Parámetros de rigidez

Módulo de Young

El módulo de Young del suelo se obtiene de pruebas de compresión triaxial, graficando el esfuerzo desviador contra la deformación axial (Figura 4.17). A la pendiente inicial de la curva esfuerzo-deformación, se le denomina módulo tangente, E_0 , y al módulo secante al 50% de la resistencia, se le denomina E_{50} . Cuando se trata de materiales con un módulo elástico muy grande, es recomendable usar E_0 , pero en el caso del suelo, generalmente se utiliza E_{50} . En el caso de problemas de descarga, como en excavaciones o túneles, se necesita el valor del módulo obtenido al descargar la muestra, E_{ur} , en lugar de E_0 .

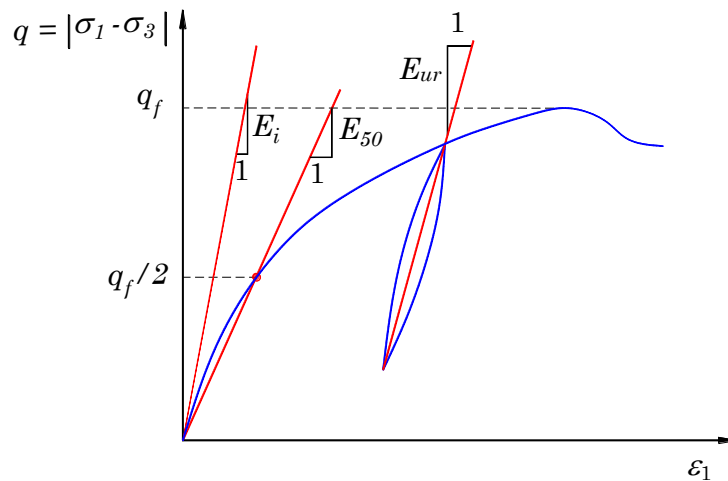


Figura 4.17. Definición de E_0 , E_{50} y E_{ur} para resultados de pruebas triaxiales drenadas (modificada de Brinkgreve *et al.*, 2018).

Cuando se utilice un módulo de Young constante, se debe seleccionar un valor que sea consistente con el estado de esfuerzos. El programa PLAXIS 2D V18, en el caso del modelo Mohr-Coulomb, permite simular el incremento del módulo de Young con la profundidad.

Cuando se simula el comportamiento no drenado del suelo empleando el modelo Mohr-Coulomb con tipo de análisis *Undrained A*, PLAXIS 2D V18 requiere la entrada del módulo de Young drenado, E' , en lugar del módulo de Young no drenado, E_u . PLAXIS 2D V18 se encarga automáticamente de la incompresibilidad. Por esta razón, se debe

tener especial cuidado cuando se modele el comportamiento no drenado de arcillas blandas como las del valle de México.

El módulo de elasticidad drenado, E' , puede obtenerse mediante la teoría de la elasticidad, a través del módulo odométrico, E_{odo} , La relación es la siguiente:

$$E' = E_{odo} \frac{(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{(1 - \nu')} \quad (4.2)$$

El E_{odo} puede obtenerse mediante pruebas de consolidación unidimensional, y puede ser determinado tomando el módulo tangente de la curva $(\sigma_1 - \varepsilon_1)$ al nivel de esfuerzos deseado, o en el caso particular de un rango de esfuerzos, por medio del módulo secante entre el esfuerzo inicial y el esfuerzo final.

Los valores típicos de E' registrados para arcillas lacustres de la Ciudad de México oscilan entre 200 y 1,000kPa (Rodríguez, 2010)

El módulo no drenado E_u se obtiene de pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas (UU), además, la teoría de la elasticidad permite relacionarlo con el módulo drenado E' de la siguiente manera:

$$E_u = \frac{(1 + \nu_u)}{(1 + \nu')} E' \quad (4.3)$$

Si se toma 0.5 como un valor típico de la relación de Poisson no drenada, ν_u , y 0.33 como un valor típico de la relación de Poisson drenada ν' ; E_u se reduce a lo siguiente:

$$E_u = 1.13E' \quad (4.4)$$

Para las arcillas lacustres del valle de México, el E_u presenta valores cercanos a 5,000kPa, como puede verse, en este caso, la relación (4.4) no se cumple. Este fenómeno se atribuye a efectos viscosos en la estructura floclenta de este tipo suelo (Rodríguez, 2010).

Relación de Poisson

La selección del valor de la relación de Poisson, ν , en el modelo Mohr-Coulomb es simple cuando se trata de problemas de compresión unidimensional. Para este tipo de carga, debe seleccionarse un valor de ν que arroje un valor realista del coeficiente de reposo, K_0 .

El modelo Mohr-Coulomb utiliza la siguiente expresión para compresión unidimensional:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\nu}{(1 - \nu)}$$

donde:

σ'_h esfuerzo efectivo horizontal

σ'_v esfuerzo efectivo vertical

El valor inverso puede utilizarse para determinar el valor de la relación de Poisson efectiva, a partir de un valor conocido de K_0 :

$$v = \frac{K_0}{(1 + K_0)} \approx \frac{1 - \sin \varphi}{2 - \sin \varphi}$$

De esta manera, se obtienen valores del orden de 0.3-0.35, para problemas de carga primaria. Para problemas de descarga, la relación de Poisson es mucho menor, en un rango de 0.15-0.25 (Brinkgreve, 2005).

En situaciones de comportamiento no drenado, la relación de Poisson puede ser utilizada para modelar la incompresibilidad del suelo, seleccionando valores cercanos a 0.5.

4.10.2. Parámetros para el modelo Soft Soil (SS)

La relación esfuerzo-deformación de los suelos, puede ser investigada mediante pruebas de consolidación unidimensional. El comportamiento típico de una arcilla normalmente consolidada en una prueba de consolidación unidimensional se muestra en la figura 4.18, en la cual, los resultados se grafican como deformación axial, ε_1 , o relación de vacíos, e , contra es esfuerzo efectivo de consolidación, σ_1 .

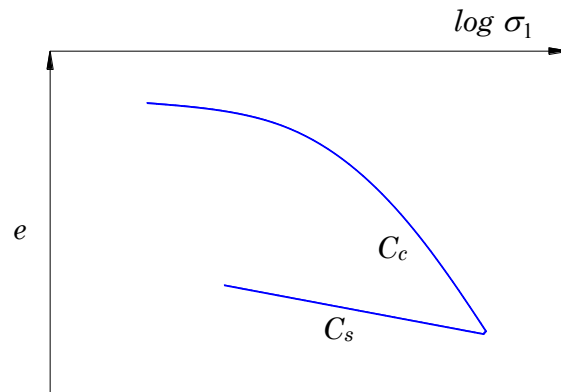


Figura 4.18. Indicación del índice de compresibilidad, C_c , y el índice de expansibilidad, C_s (Brinkgreve, 2005).

La deformación axial o la relación de vacíos se grafica en el eje vertical en escala aritmética, y los esfuerzos en escala logarítmica.

La curva obtenida al graficar la relación de vacíos contra el logaritmo de los esfuerzos efectivos, puede idealizarse por medio de una línea recta, con esto se obtiene la definición convencional del índice de compresión, C_c , y el índice de expansibilidad, C_s .

En el caso de ensayos de consolidación isotrópica, la pendiente de la línea de consolidación virgen y la pendiente de la línea de expansibilidad y recompresión, cuando la relación de vacíos es graficada contra el esfuerzo de consolidación en escala logarítmica natural, está dada por los símbolos λ y κ , respectivamente. De igual forma, cuando la deformación volumétrica, ε_v , es graficada contra el esfuerzo de consolidación en escala logarítmica natural, los parámetros se indican como λ^* y κ^* , respectivamente.

El índice de compresibilidad se relaciona con los parámetros λ y λ^* . Mientras que, el índice de expansibilidad C_s se relaciona con los parámetros κ y κ^* .

Las siguientes relaciones pueden utilizarse para determinar los parámetros del modelo Soft Soil:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1 + e)} \quad (4.5)$$

$$\kappa^* \approx \frac{C_s}{(1 + e)} \quad (4.6)$$

donde:

e relación de vacíos, la relación de vacíos inicial, e_0 , puede utilizarse como una aproximación de la relación de vacíos cambiante.

Existen diversas correlaciones para estimar el índice de compresibilidad de arcillas, para el caso particular de las arcillas lacustres del valle de México, se pueden utilizar las siguientes correlaciones (Ayala, 2013):

$$C_c = 0.0217w - 0.8579 \quad (4.7)$$

$$C_s = 0.001w - 0.0377 \quad (4.8)$$

donde:

w contenido natural de agua

El modelo SS requiere de parámetros de resistencia drenados, que se definen de forma similar al modelo MC.

4.10.3. Parámetros para el modelo Hardening Soil (HS)

4.10.3.1. Parámetros de resistencia

El modelo Hardening Soil, al igual que el modelo Mohr-Coulomb, considera al ángulo de fricción interna (φ') y a la cohesión (c') como parámetros de resistencia. Para la obtención de estos parámetros se procede de forma similar que para el modelo Mohr-Coulomb (MC)

4.10.3.2. Parámetros de rigidez

Módulo de Young

En una prueba triaxial drenada, es necesario ensayar por lo menos tres probetas de suelo para conocer su ley de resistencia. Para cada ensaye se obtiene una curva esfuerzo desviador-deformación unitaria. al graficar los resultados obtenidos de la forma mostrada en la figura 4.19, se pueden obtener el esfuerzo desviador asintótico, q_a , como el inverso de la pendiente de la curva, y a partir del esfuerzo desviador de falla, q_f , se obtiene el valor de R_f .

De la línea de tendencia de la figura 4.19 puede obtenerse el valor de E_i como el inverso de la ordenada a . A partir de E_i se puede obtener el valor de E_{50} para cada esfuerzo de confinamiento, con la ayuda de la ecuación (4.24) que se reescribe a continuación:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (4.24)$$

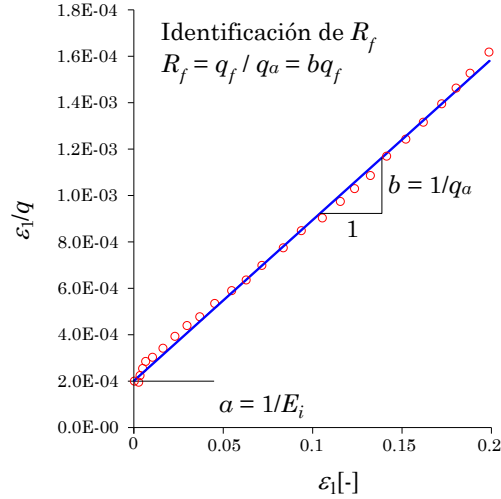


Figura 4.19. Determinación de la ordenada α y la pendiente b , para identificación del módulo E50 (a partir de E_i) y la relación de falla R_f , partiendo de los resultados de pruebas típicas de compresión triaxial, ε_1 - q (Obrzud y Truty, 2018).

Los módulos de Young de referencia se pueden determinar a partir de los resultados de pruebas triaxiales, graficando el valor del módulo de Young en cuestión (E_{50} o E_{ur}) contra el esfuerzo de confinamiento normalizado, La figura 4.20 muestra la forma de determinar el módulo E_{50}^{ref} , a partir de tres curvas esfuerzo-deformación, derivadas de pruebas triaxiales a diferente nivel de confinamiento. El procedimiento es el siguiente:

1. Se encuentran los valores de $E_{50}^{(i)}$ para los diferentes valores de esfuerzo de confinamiento, $\sigma_3^{(i)}$.
2. Se encuentra la línea de tendencia, $y = mx + b$, asignando las siguientes variables:

$$y = \ln E_{50}^{(i)}$$

$$x = \ln \left(\frac{\sigma_3^{(i)} + c \cot \varphi}{\sigma_3^{ref} + c \cot \varphi} \right)$$

con σ_3^{ref} igual a 100kPa

De esta manera, el parámetro m del modelo HS es igual a la pendiente de la línea de tendencia, y la ordenada, b es igual a $\ln E_{50}^{ref}$.

Para encontrar el módulo E_{ur}^{ref} se procede de manera similar.

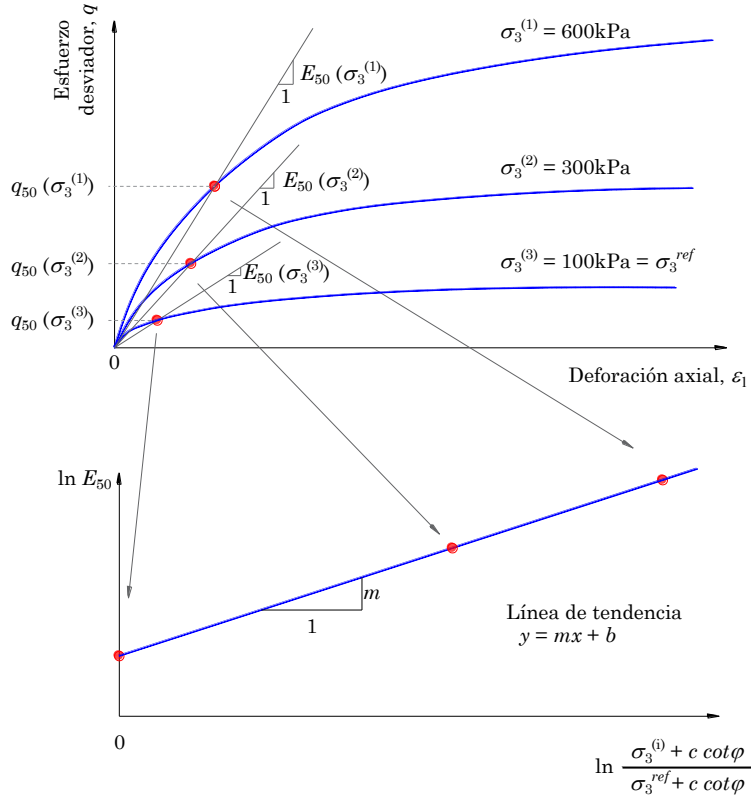


Figura 4.20. Determinación del parámetro m y de E_{50}^{ref} , a partir de tres curvas esfuerzo-deformación, derivadas de pruebas triaxiales drenadas (Obrzud y Truty, 2018).

Cuando no se cuenta con resultados de pruebas triaxiales drenadas, puede hacerse uso de correlaciones para estimar los valores de los parámetros de rigidez de referencia. La figura 4.21 muestra un ejemplo de correlación con resultados de cono eléctrico, en función de la presión de confinamiento para arenas (Robertson y Campanella, 1983). La siguiente expresión puede ser utilizada para estimar el módulo de referencia E_{50}^{ref} , en función de la densidad relativa, RD (Kulhawy *et al.*, 1990, citado en Brinkgreve, 2005):

$$E_{50}^{ref} = RD \cdot 60MPa \tag{4.9}$$

La densidad relativa puede estimarse a partir de correlaciones con resultados de resistencia por punta de cono eléctrico o con resultados de pruebas de penetración estándar.

El módulo de rigidez, E_{50}^{ref} , para una presión de referencia de 100 kPa varía entre 15MPa para arena suelta o arena limosa y 50MPa para arena densa (Brinkgreve, 2005)

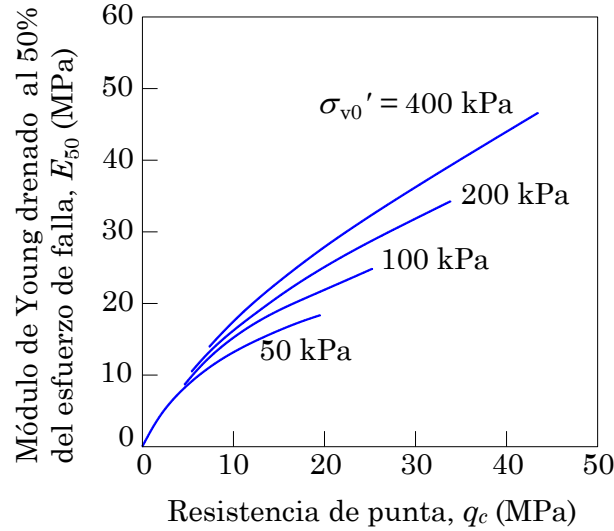


Figura 4.21. Resistencia por punta de cono eléctrico vs módulo de Young, E_{50} , para arenas (modificado de (Robertson y Campanella, 1983; citado en Obrzud y Truty, 2018).

Módulo odométrico

La determinación del módulo odométrico de referencia se realiza como se indica en la figura 4.7. Cuando no se tienen resultados de pruebas odométricas, para materiales granulares, E_{oed}^{ref} puede tomarse aproximadamente como (Schanz, 1998; citado en Brinkgreve, 2005):

$$E_{oed}^{ref} \cong E_{50}^{ref} \quad (4.10)$$

Para arcillas y limos normalmente consolidados, Vermeer (citado en Brinkgreve, 2005) propuso la siguiente aproximación para E_{oed}^{ref} en el modelo HS:

$$E_{oed}^{ref} \approx \frac{500kPa}{w_L - 0.1} \quad (4.11)$$

El E_{oed}^{ref} oscila entre 1MPa para arcillas blandas y 3MPa para arcillas duras (Brinkgreve, 2005). Sin embargo, para las arcillas lacustres del valle de México, estos valores deben verificarse.

En suelos naturales, el exponente m varía entre 0.3 y 1.0. Su determinación se ejemplifica en la figura 4.20. Para suelos blandos, el valor de m es aproximadamente igual a 1.0. En la tabla 4.1 se sugieren valores del exponente m para suelos granulares.

Tabla 4.1 Rangos sugeridos del exponente m (von Soos, 1990; citado en Obrzud y Truty, 2018).

Tipo de suelo	m (-)
Grava: mal graduada (uniforme)	0.4 – 0.6
Grava: arenosa, bien graduada	0.5 – 0.7
Grava: limosa o arenosa, bien graduada, no fracturada	0.5 – 0.7
Mezcla de grava-arena-arcilla, no fracturada	0.7 – 0.9
Arena: fina, uniforme, fracturada	0.6 – 0.75
Arena: gruesa, uniforme	0.55 – 0.7
Arena: bien graduada y arena con gravas	0.55 – 0.7
Arena: con finos, no fracturada	0.65 – 0.8
Arena: con finos, fracturada	0.75 – 0.9

Relación de Poisson

En el modelo Hardening Soil, la relación de Poisson es utilizada como un parámetro que describe únicamente el comportamiento elástico del suelo, que se usa explícitamente para descarga y recarga, ν_{ur} . En este caso, su valor típico es de 0.15-0.25.

4.10.3.3. Parámetros de rigidez alternativos

Cuando se trata de suelos blandos, los parámetros de rigidez pueden ser estimados a partir del índice de compresibilidad, del índice de expansibilidad y de la relación de vacíos inicial (Brinkgreve *et al.*, 2018). La relación entre el índice de compresibilidad, C_c , y el módulo odométrico de referencia, E_{oed}^{ref} , está dada por:

$$E_{oed}^{ref} = \frac{2.3(1 + e_0)p_{ref}}{C_c} \quad (4.12)$$

La relación entre el módulo de Young en descarga/recarga, E_{ur}^{ref} , y el índice de expansibilidad, C_s , está dada por:

$$E_{ur}^{ref} \approx \frac{2.3(1 + e_0)(1 + \nu)(1 - 2\nu)p_{ref}}{(1 - \nu)C_s K_0} \quad (4.13)$$

El valor de E_{50}^{ref} , ahora se define, automáticamente, de la siguiente manera:

$$E_{50}^{ref} = 1.25E_{oed}^{ref} \quad (4.14)$$

Experimentalmente se han encontrado valores de $E_{50}^{ref} \approx 2E_{oed}^{ref}$, para suelos blandos, este es el valor límite que se permite en el modelo Hardening Soil.

4.10.4. Parámetros para el modelo Hardening Soil Small (HSSmall)

Además de los parámetros utilizados en el modelo HS original, en el modelo HSSmall son necesarios los parámetros G_0^{ref} y $\gamma_{0.7}$. A continuación, se describe la forma de obtenerlos.

Obtención de G_0^{ref} y $\gamma_{0.7}$

Las propiedades de rigidez a bajas deformaciones del suelo pueden ser obtenidas a través de ensayos en campo y laboratorio. Debido a que cada prueba cubre intervalos específicos de deformación angular, γ , se requiere más de un ensayo para definir las propiedades dinámicas. Entre las técnicas empleadas en laboratorio para determinar la rigidez a bajas deformaciones del suelo, G_0 , se encuentran: transmisión de ondas, columna resonante, prueba triaxial cíclica, mesa vibradora, entre otros. Las técnicas de campo comúnmente utilizadas son: sísmica de refracción, pozos cruzados (*cross-hole*), pozo abajo (*down-hole*), sonda suspendida, por mencionar algunas. De los ensayos de laboratorio se obtiene el módulo de rigidez al cortante, mientras que con los ensayos de campo se determina la velocidad de onda de cortante, V_s , a partir de la cual se calcula el módulo de rigidez.

En la práctica, existe un gran número de correlaciones para estimar G_0 . Por ejemplo, con la siguiente expresión se obtiene una buena estimación para muchos tipos de suelos, en función de la relación de vacíos inicial (Hardin y Black, 1969; citado en Brinkgreve *et al.*, 2018):

$$G_0 = 33 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} [MPa] \text{ para } p^{ref} = 100[kPa] \quad (4.15)$$

En ausencia de resultados de laboratorio, existen también correlaciones para la deformación angular al 70% de degradación de G_0 , $\gamma_{0.7}$. Por ejemplo, entre $\gamma_{0.7}$ y el índice de plasticidad, IP . Sin embargo, este tipo de correlaciones no toman en cuenta valores de IP tan altos como los que se presentan en los suelos lacustres del valle de México.

Otra forma de estimar $\gamma_{0.7}$ es por medio de la siguiente expresión (Brinkgreve *et al.*, 2018):

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos 2\varphi') - \sigma'_1(1 + K_0) \sin 2\varphi'] \quad (4.16)$$

En el caso de suelos granulares, $\gamma_{0.7}$ puede estimarse a partir de la siguiente expresión, obtenida a partir de resultados experimentales (Obrzud y Truty, 2018)

$$\gamma_{0.7} = 8.75 \cdot 10^{-5} \frac{p'}{p_a} + \gamma_{0.7}^{ref} \text{ para } p' \leq 400kPa \quad (4.17)$$

con:

$$\begin{aligned} \gamma_{0.7}^{ref} &= 1.26 \cdot 10^{-4} && \text{deformación de referencia a } p^{ref} \\ p^{ref} &= 1atm \approx 100kPa && \text{presión atmosférica} \end{aligned}$$

Otra expresión propuesta para estimar $\gamma_{0.7}$ en arenas, es la siguiente (Darendeli y Stokoe, 2001; citado en Obrzud y Truty, 2018):

$$\gamma_{0.7} = \gamma_{0.7}^{ref} \left(\frac{p'}{p^{ref}} \right)^{0.35} \quad (4.18)$$

con:

$$\begin{aligned} \gamma_{0.7}^{ref}(p^{ref}) &= 1.0 \cdot 10^{-4} && \text{deformación de referencia a una presión } p^{ref} \\ p^{ref} &= 100\text{kPa} && \text{presión de referencia} \end{aligned}$$

Curvas de degradación de las arcillas de valle de México

González y Romo (2011) propusieron un método para estimar las curvas de degradación de arcillas plásticas. A este modelo se sumaron los resultados de datos experimentales (Lucero, 2017), obteniendo las siguientes ecuaciones de correlación que simulan el comportamiento de rigidez del suelo:

$$G = (G_{min} - G_{m\acute{a}x}) \cdot H_G + G_{m\acute{a}x} \quad (4.19)$$

$$H_G = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_{rG}}\right)^{2B_G}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{rG}}\right)^{2B_G}} \quad (4.20)$$

donde:

$G_{m\acute{a}x}$ Valor de G para el rango de deformaciones, en el cual el comportamiento de suelo es elástico; este valor es propio de cada suelo. Para obtener el $G_{m\acute{a}x}$, se planteó una relación entre dicho valor, el índice de plasticidad, IP , y el esfuerzo efectivo de confinamiento, σ'_c (Figura 4.22):

$$\frac{G_{m\acute{a}x}}{\sigma'_c} = 30905 IP^{-1.138} \quad (4.21)$$

G_{min} Valor de G alcanzado por el suelo antes de llegar a la falla bajo carga dinámica. Para el caso de las arcillas lacustres, este valor tiende a 1kg/cm^2

γ_{rG} Deformación de referencia correspondiente al 50% de degradación de G . Esta deformación depende del índice de plasticidad de la arcilla en estudio: a mayor IP mayores serán las deformaciones de referencia (Figura 4.23):

$$\gamma_{rG} = 2 \times 10^{-5} IP^{2.0209} \quad (4.22)$$

B_G Constante que define la geometría característica de la curva G - γ . Al igual que la deformación de referencia, el valor de B_G depende del índice de plasticidad, IP . (Figura 4.24):

$$B_G = -8 \times 10^{-6} IP^2 + 0.0034IP + 0.2293 \quad (4.23)$$

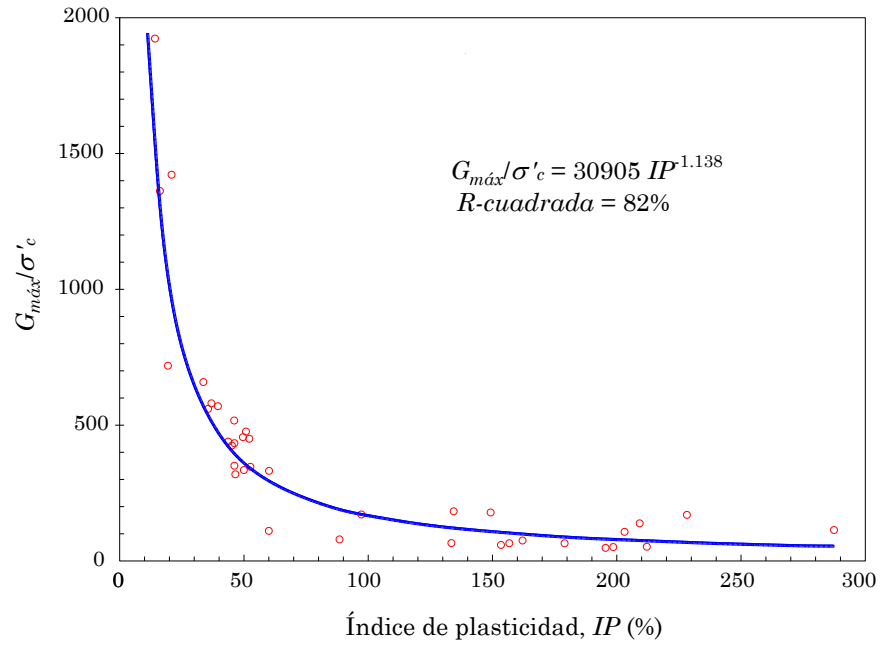


Figura 4.22. Variación de la relación $G_{m\acute{a}x}/\sigma'_c$ respecto al IP (Lucero, 2017; modificada de González y Romo 2011).

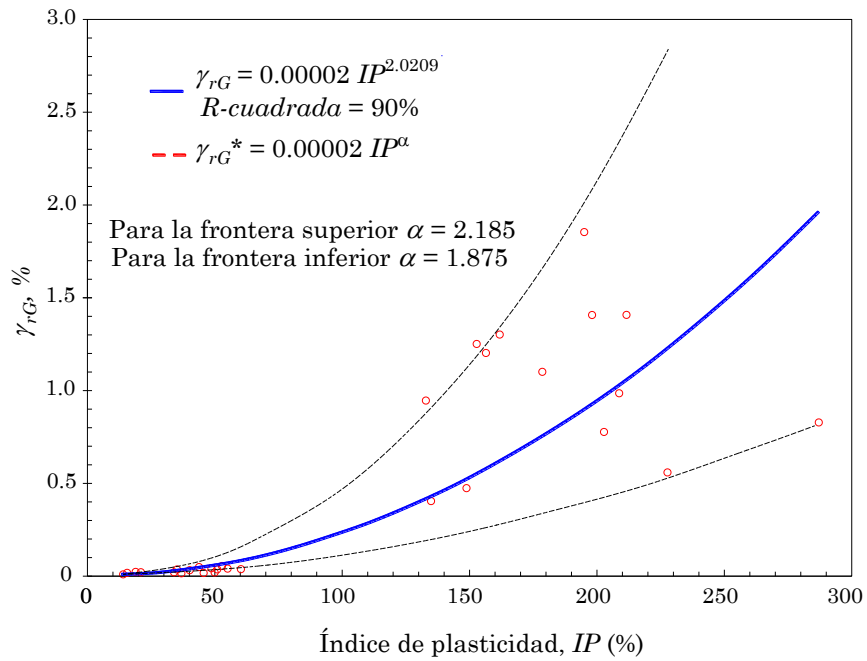


Figura 4.23. Variación de γ_{rG} respecto al IP (Lucero, 2017; modificada de González y Romo 2011).

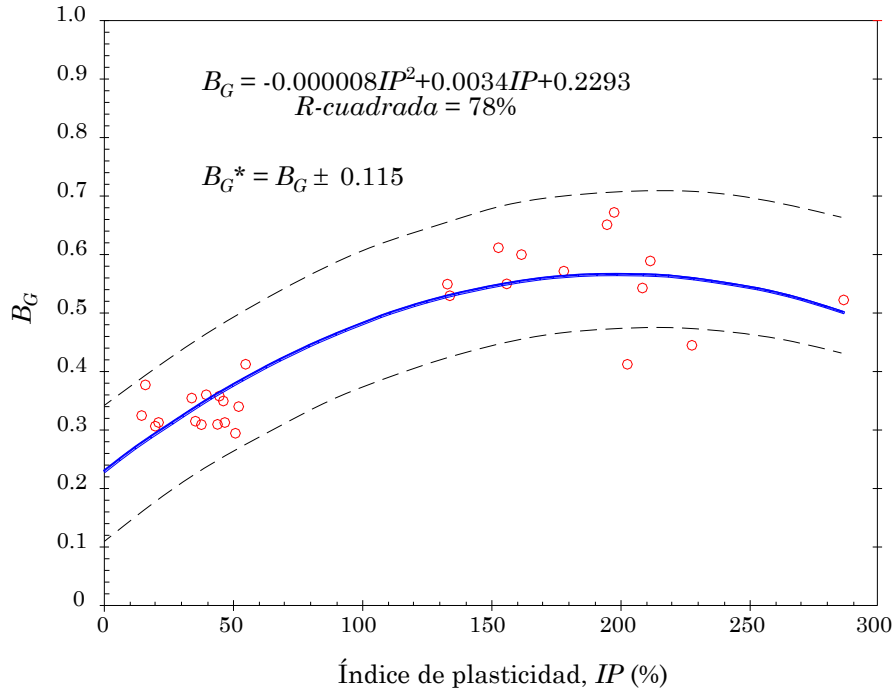


Figura 4.24. Variación del B_G respecto al IP (Lucero, 2017; modificada de González y Romo 2011).

Este Modelo corresponde a un procedimiento de estimación de las propiedades dinámicas de arcillas normalmente consolidadas. Para este caso los parámetros B y γ_r son función del índice de plasticidad, IP . Además, González y Romo señalan que este Modelo es aplicable a todo material con comportamiento elasto-plástico (Regla de Masing), donde los parámetros B y γ_r sean funciones de propiedades preponderantes de la estructura característica del material en estudio (p. ej. materiales granulares, con parámetros B y γ_r como funciones de la consistencia relativa).

En González y Romo (2011) se puede consultar la validación de este método con resultados experimentales para arcillas lacustres de la Ciudad de México.

4.10.5. Determinación de parámetros estructurales

Cuando se instalan tablestacas metálicas o tabletas de concreto, algunos diseñadores estructurales recomiendan una reducción en la rigidez del elemento analizado, debido a que no presentan una unión estructural rígida. Esta consideración es muy importante cuando se realiza un análisis bidimensional del comportamiento de los sistemas de contención.

El módulo de Young de muros diafragma se determina en función de la resistencia a la compresión simple del concreto. Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (GCDMX, 2017a) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GDF, 2004), el módulo de Young del concreto clase I, E_c , se puede estimar con la siguiente expresión:

$$E_c = 4400\sqrt{f'_c} \quad (4.24)$$

donde:

f_c' resistencia a la compresión simple del concreto, en MPa

Cuando se considera el efecto del agrietamiento en el concreto, y se consideran las propiedades elástico-lineales. Es usual reducir el momento de inercia de la sección del concreto hasta en un 50%.

Los puntales o las vigas de entrepiso, únicamente están sujetos a cargas axiales. Por tanto, pueden ser simulados como resortes, cuya rigidez puede estimarse como sigue:

$$k = \frac{AE}{L} \quad (4.25)$$

donde:

A área de la sección transversal del puntal o viga de entrepiso;

E módulo de Young del Puntal; y

L longitud del puntal o losa, usualmente se toma la mitad del ancho de la excavación.

5. CASO REAL DE UNA EXCAVACIÓN EN LA ZONA LACUSTRE DEL VALLE DE MÉXICO

Se presenta un caso de falla real en una excavación ademada, realizada en la zona lacustre de la Ciudad de México. La estructura proyectada es un edificio que se construyó en la esquina que forman las calles de Sevilla y Tokio, en la colonia Juárez de la delegación Cuauhtémoc.

Durante la excavación para alojar los sótanos de estacionamiento, al alcanzar la profundidad máxima de excavación (-13m) en la esquina surponiente (Figura 5.4) se presentó una falla en una de sus colindancias. Las figuras 5.1 y 5.2 muestran la falla vista desde el interior y desde el exterior de la obra, respectivamente.

El diseño de la excavación se realizó con métodos analíticos, con los cuales se obtuvieron factores de seguridad adecuados (Cuevas, 2012). Sin embargo, al incrementar la profundidad de excavación y eliminar el empotramiento, las condiciones del diseño original se modificaron y la excavación falló.

En este trabajo se revisa la estabilidad de la excavación utilizando los métodos analíticos descritos en el capítulo 3 y el MEF (PLAXIS 2D V18). El objetivo es verificar el poder predictivo de dichos métodos para representar la falla. Por tanto, se presenta una interpretación y comentarios de los resultados, considerando las hipótesis que caracterizan a cada una de las herramientas de cálculo empleadas.



Figura 5.1. Tabletillas de concreto de 1.0m de ancho y 0.3m de espesor, desplantadas a 13.5m de profundidad; al centro se observan los pies de las tabletas prefabricadas de concreto reforzado; se aprecian también las columnas y traveses de los sótanos que constituyen el sistema de retención (Cuevas, 2012).



Figura 5.2. Zona de falla que se presentó en la colindancia poniente (Cuevas, 2012).

5.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El edificio cuenta con tres niveles de sótanos y dos torres, cada una con planta baja y nueve pisos. La profundidad que alcanza el último sótano es de 10m respecto al nivel de banqueta.

El predio colinda al norte con la calle de Tokio y con edificios de 4 y 2 niveles que exhiben importante deterioro en su estructura, al oriente con la Av. Sevilla, al poniente con un estacionamiento vehicular y al sur con un inmueble habitacional y una estructura para comercios de 8 y 2 niveles, respectivamente.

5.2. CONDICIONES ESTRATIGRÁFICAS DEL SITIO

El predio se localiza en la zona de Lago Centro I (Figura 5.3). Esta zona se asocia al sector no colonial de la ciudad donde el suelo ha estado sujeto a sobrecargas pequeñas y medianas. Predominan arcillas de alta compresibilidad con intercalaciones de arenas y limos volcánicos de mayor resistencia.

Los trabajos de exploración llevados a cabo constan de dos sondeos, uno mixto en el que se alternó la técnica de penetración estándar con la extracción de muestras inalteradas y otro con cono eléctrico. La presión del agua intersticial se determinó mediante una estación piezométrica, integrada por un tubo de observación a 6m y 3 piezómetros abiertos (Cuevas, 2012).

Las muestras recuperadas y clasificadas fueron analizadas en el laboratorio donde se les realizaron pruebas tipo-índice (contenido natural de agua, clasificación visual y al tacto, límites de consistencia y porcentaje de finos) y mecánicas (ensayos de compresión tipo UU y de consolidación unidimensional), con la finalidad de caracterizar el perfil estratigráfico del sitio.

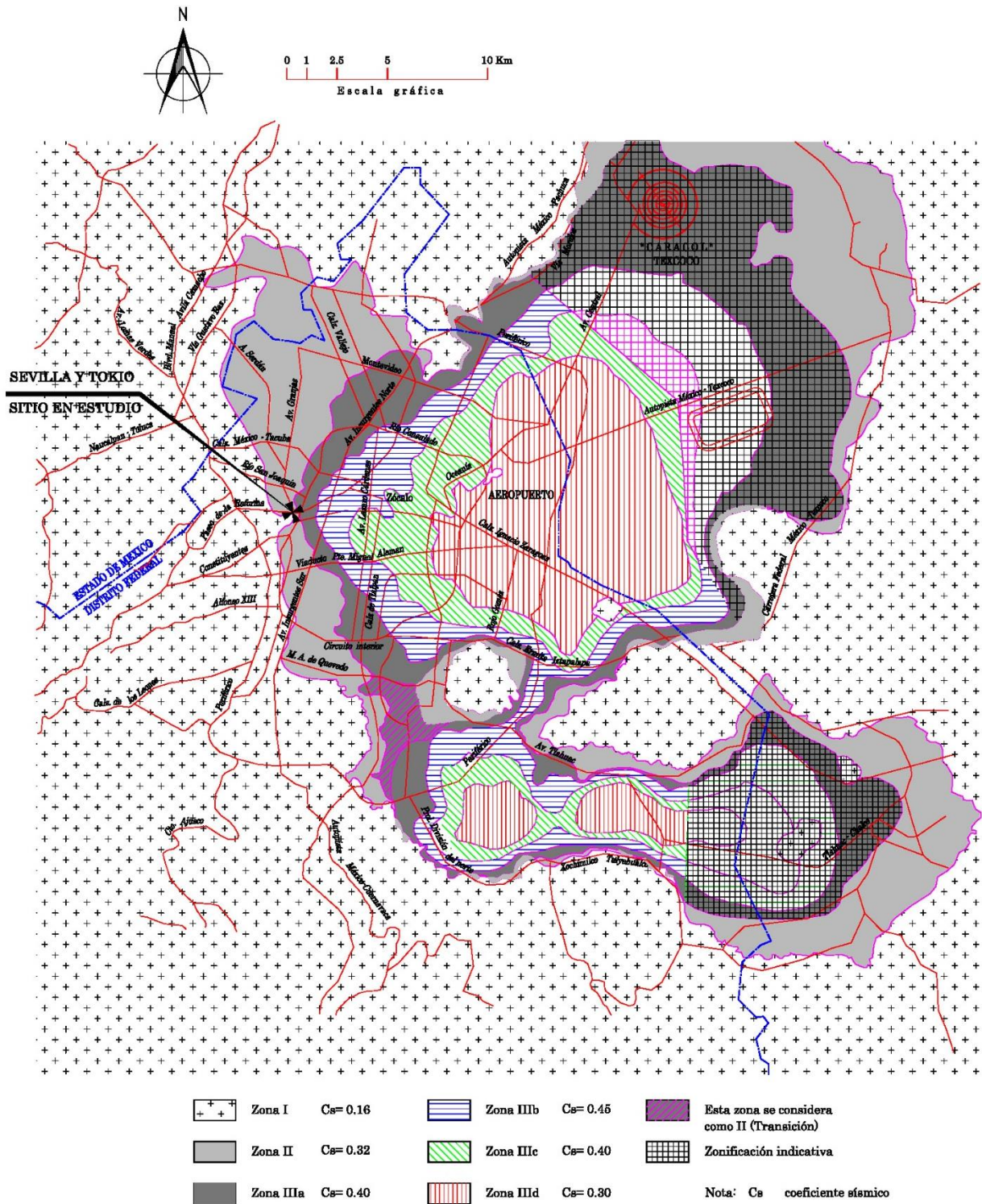


Figura 5.3. Ubicación del sitio en estudio y zonificación geotécnica de la Ciudad de México

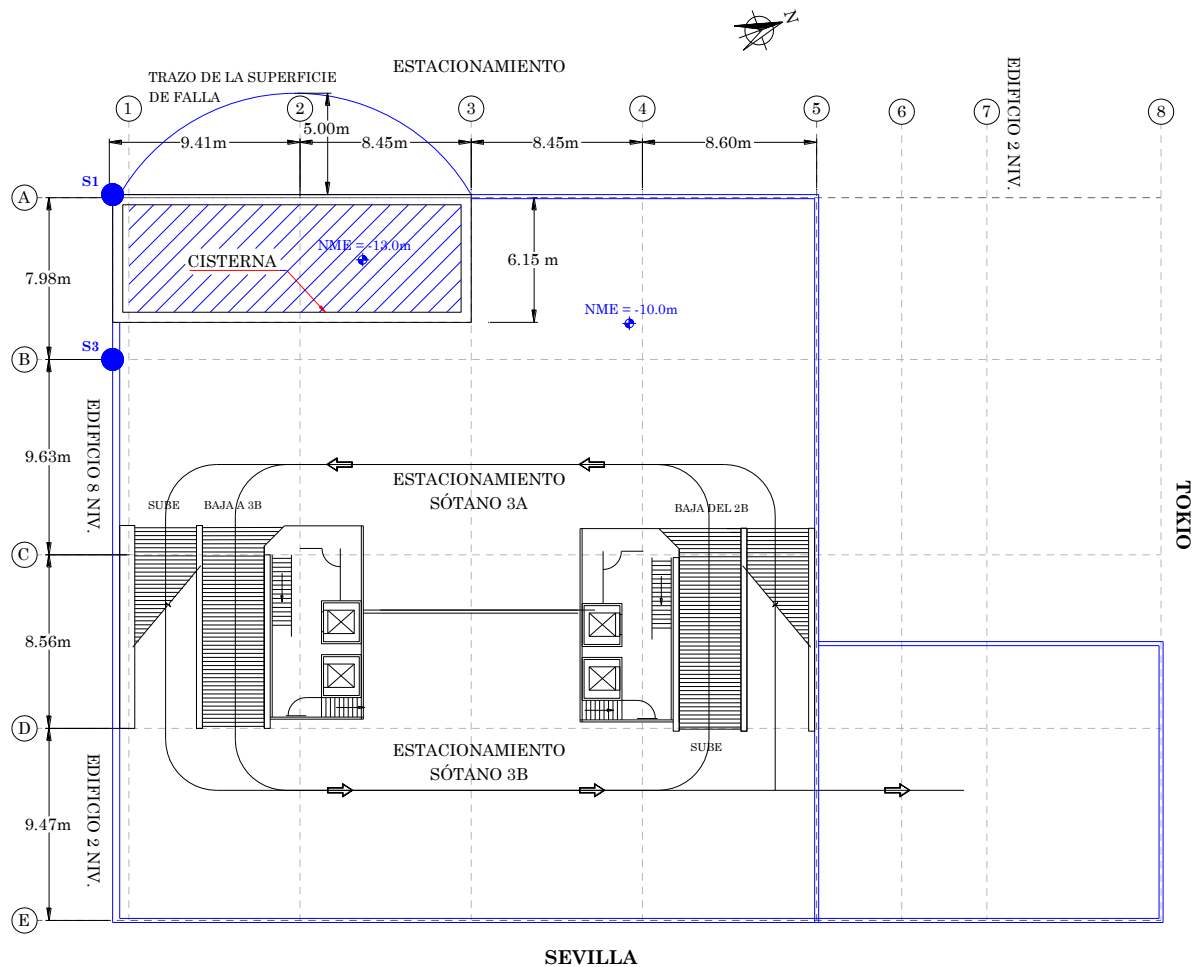


Figura 5.4. Planta del edificio con la traza de la zona de falla, y la ubicación de algunos puntos de nivelación de interés (modificado de Cuevas, 2012).

La secuencia estratigráfica considerada se describe a continuación (Figura 5.5):

De 0.0 a 5.7m. Costra Superficial (CS). Integrada por substratos que constituyen una secuencia de materiales limosos de color café y gris. El contenido natural de agua varía entre 50 y 120%.

De 5.7 a 21.3m. Formación Arcillosa Superior (FAS). Conformada por una secuencia de arcillas de alta compresibilidad de la zona de lago con lentes duros constituidos por limos arenosos de consistencia rígida a dura y arenas limosas de semi-compactas a compactas donde se incrementa notablemente la resistencia a la penetración estándar. La consistencia media de las arcillas es semi-rígida, con un contenido de agua que varía entre 130 y 330%.

De 21.3 a 24.5m. Capa Dura (CD). Integrada por estratos endurecidos por secado. El contenido de agua oscila entre 50 y 80%.

De 24.5 a 32 m. Formación Arcillosa Inferior (FAI). Esta serie arcillosa está también interrumpida por lentes duros limo-arenosos. El contenido de agua medio vale 80% y la consistencia es semi-rígida a rígida.

De 32 m en adelante. Depósitos profundos. Integrados por una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonato de calcio. El contenido de agua máximo vale aproximadamente 50%.

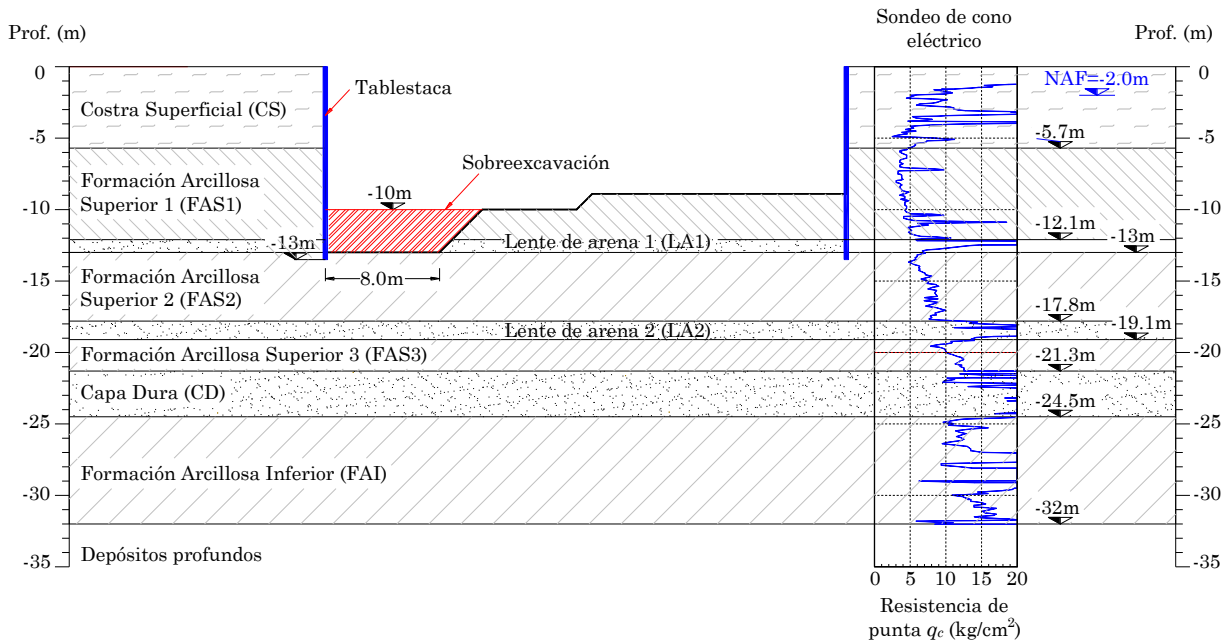


Figura 5.5. Corte estratigráfico del proyecto en estudio.

Con la experiencia que se tiene de la zona y con la información disponible, se definieron las propiedades que se presentan en la tabla 5.1

Tabla 5.1. Propiedades mecánicas del sitio, obtenidas a partir de pruebas de compresión triaxial (UU)

Estrato	Peso volumétrico γ kN/m ²	Cohesión c_u kPa	Ángulo de fricción φ °	Módulo de Young $E_{u, 50}$ kPa
1.CS	13	65	8	7000
2.FAS1	12	38	0	5000
3.LA1	15	20	28	17300
4.FAS2	12	40	0	5000
5.LA2	15	20	28	20000
6.FAS3	12	40	0	5000
7.CD	16	100	30	25000
8.FAI	13	70	0	6000

Con la estación piezométrica se estableció que la profundidad del nivel freático se encuentra a 2m de profundidad, respecto al nivel de banqueta. Los valores de presión medidos se presentan en la tabla 5.2 y en la figura 5.6.

Tabla 5.2. presión del agua intersticial (Cuevas, 2012).

Instrumento	Presión, kPa
	may-01
Tubo de observación a 6m	40
Piezómetro 1 a 11.5m	71
Piezómetro 2 a 23m	62
Piezómetro 3 a 35m	102

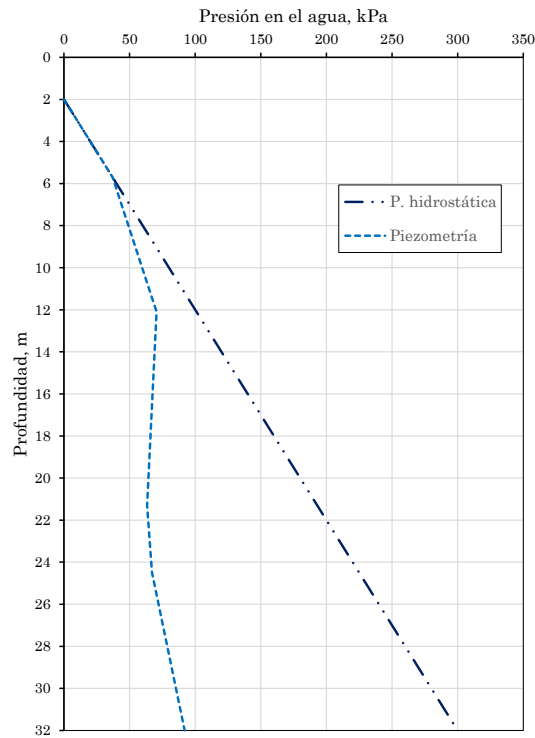


Figura 5.6. Condiciones piezométricas del sitio.

Para realizar la modelación numérica se requiere conocer las propiedades mecánicas en términos de esfuerzos efectivos. Con la información disponible de la zona en estudio, los resultados de laboratorio y la experiencia de otros proyectos; se definen las propiedades mecánicas que se citan en la tabla 5.3.

Tabla 5.3. Propiedades mecánicas en términos de esfuerzos efectivos, y propiedades de compresibilidad.

Estrato	Peso volumétrico γ kN/m ²	Cohesión c' kPa	Ángulo de fricción φ' °	Índice de compresibilidad C_c -	Índice de expansibilidad C_s -	Relación de vacíos e_0 -
1.CS	13	20	40	0.6	0.085	1.8
2.FAS1	12	1	40	6.44	0.3	6.66
3.LA1	15	20	28	-	-	1.5
4.FAS2	12	1	40	4.04	0.2	3.9
5.LA2	15	20	28	-	-	1.5
6.FAS3	12	1	40	4.04	0.2	3.9
7.CD	16	50	35	-	-	1.5
8.FAI	13	1	40	2.41	0.15	2.9

5.3. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD

5.3.1. Empujes sobre las paredes de la excavación

Se determinaron las presiones horizontales que ejerce la masa de suelo sobre las paredes de la excavación, considerando una sobrecarga superficial de 5kPa. La figura 5.7 muestra las envolventes de presión para una profundidad de excavación de 10m, obtenidas con los criterios descritos en el apartado 3.2.1.

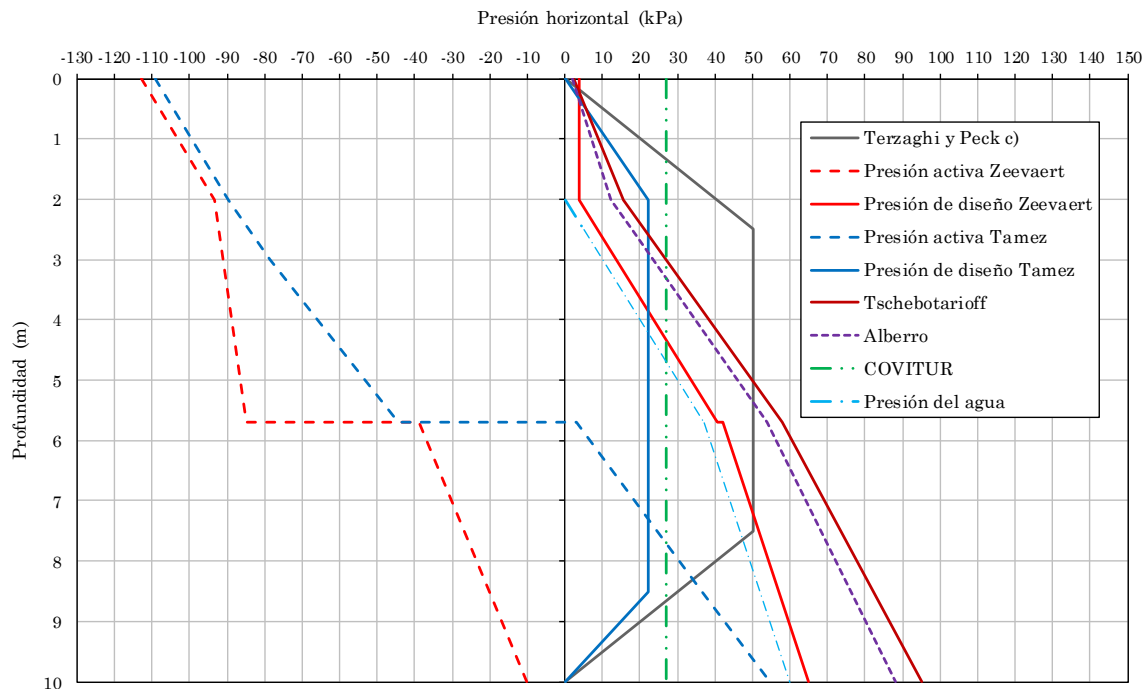


Figura 5.7. Diagramas de presión sobre el muro, aplicando diferentes criterios, para una profundidad de excavación de 10m.

La figura 5.8 muestra los diagramas de presión horizontal para una profundidad de 13m, obtenidos con los criterios descritos en el apartado 3.2.1. Al sobre excavar y eliminar el empotramiento se genera una condición inestable. Se sugiere la envolvente de Terzaghi y Peck (Figura 3.12b) para el cálculo de la envolvente de presiones sobre el

muro, ya que dicha solución es adecuada para excavaciones en arcillas blandas con cierto grado de plastificación.

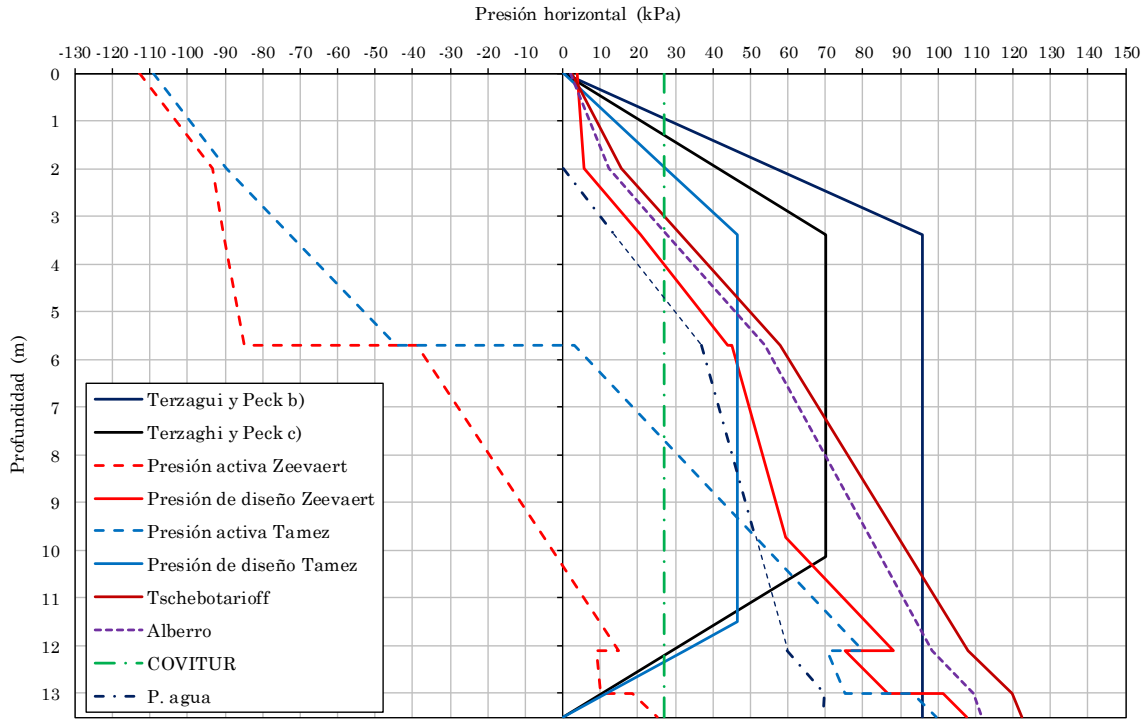


Figura 5.8. Diagramas de presión sobre el muro, aplicando diferentes criterios, para una profundidad de 13m.

Cargas sobre los puntales

A partir de los diagramas de presiones de las figuras 5.7 y 5.8, se obtuvieron las cargas de diseño para los diferentes niveles de apuntalamiento. Las tablas 5.4 y 5.5 presentan las cargas de diseño de los puntales para profundidades de excavación de 10 y 13m, respectivamente. En ambas tablas se presentan, también, las cargas en los puntales debidas a la presión del agua únicamente; debido a que en las NTCDC-2017 se toma como criterio mínimo.

Tabla 5.4. Cargas en los puntales, determinadas a partir de diagramas de presión aparente y de la presión en el agua; para una profundidad de excavación de 10m

Puntal	Carga sobre los puntales en kN/m					
	Peck c)	Tamez	Zeevaert	Alberro	Tschebotarioff	Agua
1 (-0.2m)	51.45	28.1	8.9	18	22.3	0.4
2 (-3.95m)	169.1	75.1	78.54	115.5	127.9	65.8
3 (-6.95m)	135.9	63.7	144.9	190.4	205.5	129.9
Total	356.45	166.9	232.34	323.9	355.7	196.1

Tabla 5.5. Cargas en los puntales, determinadas a partir de diagramas de presión aparente, y de la presión en el agua; para una profundidad de excavación de 13m

Puntal	Carga sobre los puntales en kN/m						
	Peck b)	Peck c)	Tamez	Zeevaert	Alberro	Tschebotarioff	Agua
1 (-0.2m)	72.78	51.7	35.2	10.98	17.9	18.5	0.35
2 (-3.95m)	306.44	217.5	148.2	72.35	105.9	110.21	65.8
3 (-6.95m)	754.96	420.9	318.6	513.24	637.4	637.5	444.25
Total	1134.18	690.1	502	596.57	761.2	766.2	510.4

Comentarios

La carga total en los puntales obtenida con el criterio de Tamez, para la profundidad de 10m, es menor que la carga en los puntales debida al agua. Esto se debe a que la envolvente propuesta por Tamez es menor que presión de poro total (Figuras 5.8 y 5.9). Para el caso de 13m de profundidad, el diagrama de Tamez se vuelve mayor que la presión del agua.

En el caso de la profundidad de excavación a 10m, el diagrama de Terzaghi y Peck (Figura 3.12c) arroja un empuje mayor al del agua. Sin embargo, esta condición no es general, pues depende de las condiciones hidráulicas de cada sitio. Por ejemplo, si se considera que el NAF es superficial (Figura 5.9), con una distribución hidrostática, el diagrama de Terzaghi y Peck resultaría menor a la presión debida al agua, como lo indica Alberro (Sección 3.2.1.8). Por tanto, resulta muy importante conocer las condiciones hidráulicas de cada sitio cuando se diseñen excavaciones.

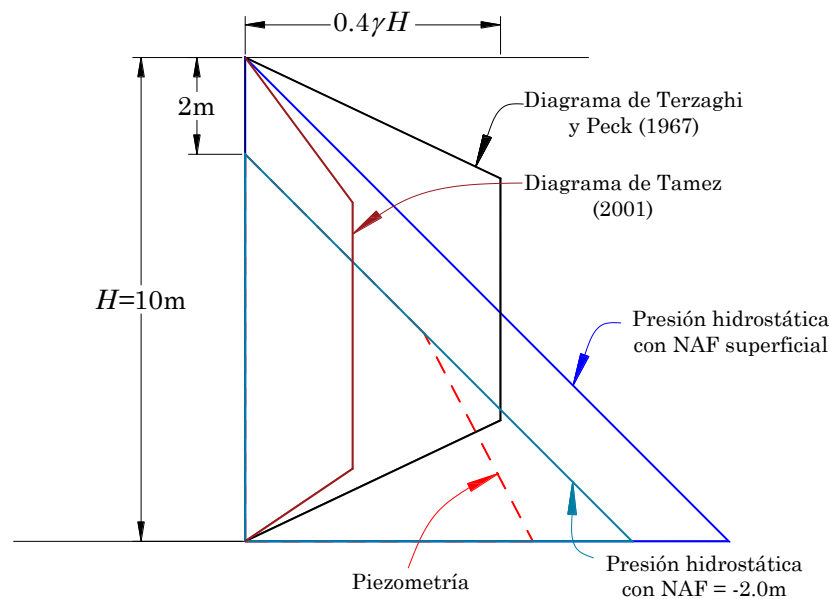


Figura 5.9. Presiones laterales sobre el muro para diferentes condiciones hidráulicas; diagrama trapecoidal de Terzaghi y Peck, y diagrama trapecoidal de Tamez.

La Tabla 5.6 muestra los valores de la presión total debida a cada condición de la figura 5.9.

Tabla 5.6. Comparación entre las presiones totales sobre el muro, obtenidas con el criterio de Terzaghi y Peck, Tamez, y con diferentes condiciones hidráulicas; para una profundidad de 10m.

Condición	Presión total (kN)
Diagrama de Terzaghi y Peck (1967)	396
Diagrama de Tamez (2001)	172.3
Presión hidrostática con NAF superficial	500
Presión hidrostática con NAF = -2.0m	320
Piezometría del sitio en estudio	275.9

5.3.2. Falla de fondo por esfuerzos cortantes

Aplicando las diferentes metodologías descritas en el apartado 3.2.2, se evalúa el factor de seguridad para la excavación a 10m de profundidad. La tabla 5.7 muestra los resultados obtenidos.

Tabla 5.7. Factores de seguridad para una profundidad de excavación de 10m, obtenidos con diferentes metodologías.

Criterio	Dos dimensiones	Tres dimensiones
	FS _b	FS _t
Terzaghi	2.06	-
Zeevaert	1.53	-
Tamez	2.33	2.38
Deméneghi	2.47	2.56

La tabla 5.8 muestra los factores de seguridad para una profundidad de excavación de 13m, obtenidos con las diferentes metodologías descritas.

Tabla 5.8. Factores de seguridad para una profundidad de excavación de 10m, obtenidos con diferentes metodologías.

Criterio	Dos dimensiones	Tres dimensiones
	FS _b	FS _t
Terzaghi	1.66	-
Zeevaert	1.14	-
Tamez	1.66	2.09
Deméneghi	1.63	1.83

Comentarios

En el caso de la excavación a 10m, las metodologías de Tamez y Deméneghi consideran el efecto benéfico de la longitud de empotramiento del muro. Al eliminarse el empotramiento, los factores de seguridad obtenidos con los diferentes criterios son similares entre ellos, debido a que ya no existe tal contribución.

5.3.3. Estabilidad de la pata del muro

Se revisó la estabilidad de la pata del muro para las profundidades de 10 y 13m, aplicando los diferentes criterios descritos en la sección 3.2.3. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 5.9.

Tabla 5.9. Factores de seguridad contra falla de empotramiento obtenidos con diferentes metodologías.

Criterio	Factor de Seguridad	
	10m	13m
Tamez 2D	3.60	3.14
Tamez 3D	3.75	3.72
Zeevaert	0.19	0.02
COVITUR	1.71	0.83

Comentarios

El criterio propuesto por Tamez, considera un mecanismo de capacidad de carga para resistir las fuerzas actuantes. Las dimensiones de este mecanismo están en función de la longitud de empotramiento del muro. Cuando la excavación alcanza 10m de profundidad, la altura de este mecanismo es de 3.5m; mientras que para una profundidad de excavación de 13m, la altura del mecanismo es 0.5. Sin embargo, independientemente de las dimensiones de este mecanismo, la capacidad de carga es la misma, ya que solamente se define por la cantidad cN_c . Esta cantidad es la que más contribuye a resistir las fuerzas actuantes, por tanto, el factor de seguridad obtenido con la metodología de Tamez, no se ve afectado al eliminar el empotramiento.

Con el criterio de Zeevaert se obtienen valores de empuje pasivo muy bajos, por lo que la resistencia es nula, aun para una longitud de empotramiento de 3.5m.

El manual de diseño geotécnico (Tamez *et al.*, 1987) arroja valores más razonables, pues las fuerzas resistentes dependen en gran medida de la longitud de empotramiento. Por tanto, al eliminar el empotramiento, el factor de seguridad cambia de 1.71 (estable) a 0.83 (inestable), como se observó en la realidad.

5.3.4. Movimientos en el terreno aledaño a la excavación

Se estimaron los movimientos en el terreno aledaño a la excavación, a partir de las metodologías propuestas en la sección 3.2.4.

Para aplicar la mayoría de estos métodos se requiere información previa sobre los desplazamientos laterales en el muro. Dicha información es difícil de obtener en la etapa de proyecto. Para poder ilustrar la aplicación de estas metodologías al problema en cuestión, se utilizaron los desplazamientos laterales del muro, obtenidos al aplicar el MEF, utilizando el modelo HSSmall que se describe más adelante (sección 5.4). Para aplicar la metodología de Bowles, se estimó el desplazamiento vertical máximo, δ_{vm} , utilizando su propia fórmula. Para aplicar la metodología de Ou y Hsieh, se estimó el δ_{vm} a partir de desplazamiento horizontal máximo, δ_{hm} , como lo indica su algoritmo. En el caso de la metodología de Clough y O'Rourke, se adoptó el δ_{vm} obtenido con el MEF (modelo HSSmall). El perfil de asentamiento con la metodología de Peck se estimó adoptando la frontera entre la Zona II y la Zona III (Figura 3.28). Estos perfiles de asentamiento se calcularon para la profundidad de excavación de 10m, debido a que en la excavación a 13m se presentó la falla y las deformaciones resultaron excesivas, saliendo del rango de aplicación de las metodologías analizadas.

La figura 5.10 muestra los perfiles de asentamiento obtenidos.

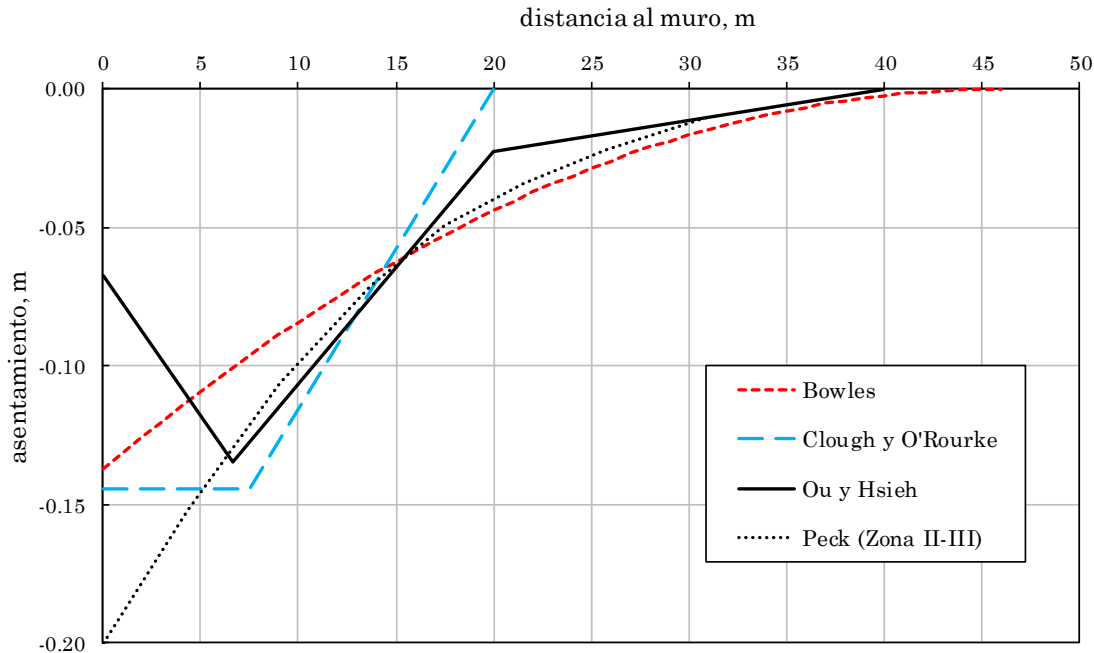


Figura 5.10. Perfiles de asentamientos en la superficie, utilizando diferentes metodologías, para una profundidad de excavación de 10m.

Comentarios

Las zonas de influencia primaria de la metodología de Ou y Hsieh coincide con la zona de influencia de Clough y O'Rourke, La zona de influencia total, según todas las metodologías, excepto la de Clough y O'Rourke, es aproximadamente igual a cuatro veces la profundidad de la excavación.

El valor del asentamiento vertical máximo, δ_{vm} , es aproximadamente de 14cm, obtenido a partir de la información del desplazamiento lateral del muro.

Es importante señalar que estas metodologías no consideran la presencia de estructuras en la superficie, cuya rigidez modificaría el perfil de asentamientos.

5.4. MODELADO NUMÉRICO

5.4.1. Planteamiento

Para elaborar el modelado numérico de la excavación, se empleó el software comercial PLAXIS 2D V18, que utiliza el MEF. El programa utilizado cuenta con las ventajas de poder utilizar diferentes modelos constitutivos, agregar elementos estructurales y de interfaz, simular las etapas constructivas, y realizar análisis en términos de esfuerzos efectivos y totales.

La figura 5.11 muestra la geometría del modelo para el problema planteado, consiste en los estratos mostrados en la figura 5.5. La sección analizada tiene 250m de ancho y 32m de altura. En la misma figura se muestra la malla de elementos finitos que fue utilizada en todos los modelos realizados, se utilizaron elementos isoparamétricos de 15 nodos. En los bordes laterales del modelo se permiten únicamente movimientos verticales, mientras que, el borde inferior está fijo en ambos sentidos.

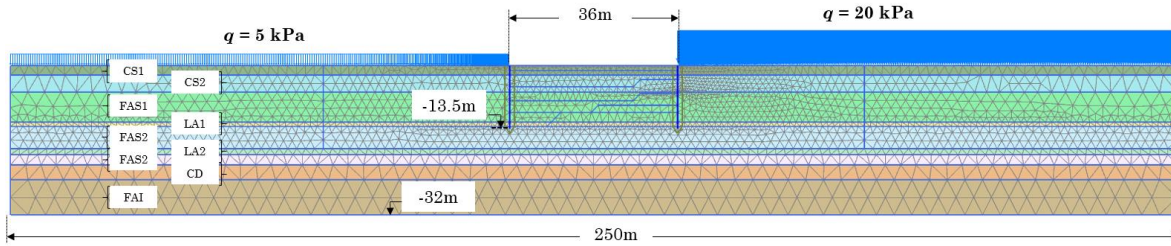


Figura 5.11. Geometría del problema y malla de elementos finitos utilizada en PLAXIS 2D V18.

La figura 5.12 muestra la geometría de la excavación a detalle. Se utilizaron elementos placa para modelar los muros, y anclajes fijos en un extremo para simular los puntales; para representar las cargas debidas a tránsito vehicular, se utilizaron sobrecargas flexibles. Adicionalmente, se utilizaron interfaces alrededor de los muros para simular el desplazamiento relativo entre elementos estructurales y el suelo.

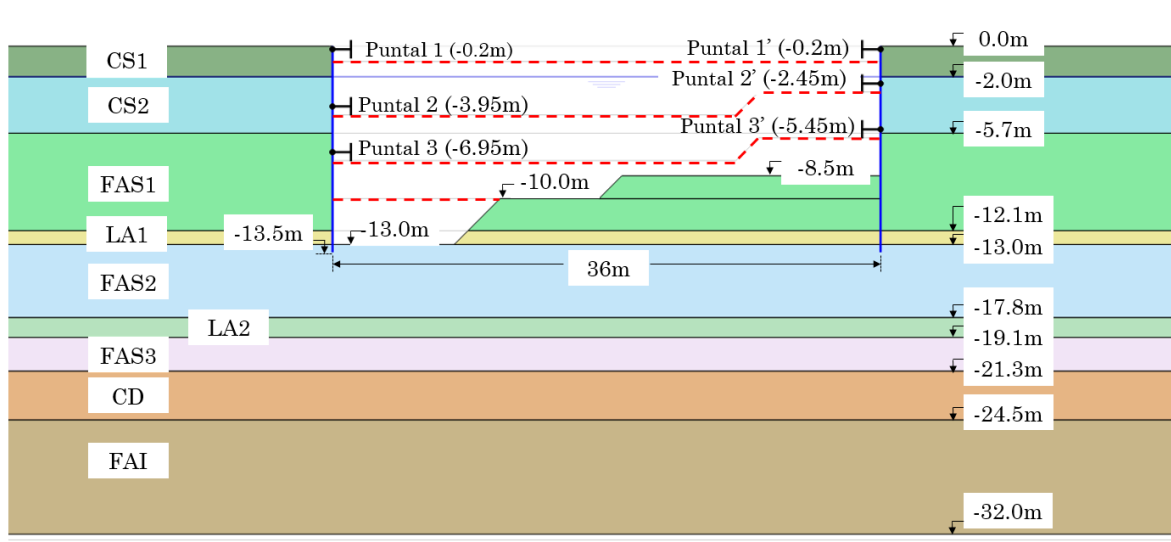


Figura 5.12. Geometría de la excavación modelada en PLAXIS 2D V18.

5.4.2. Condiciones iniciales

Las condiciones iniciales se definen en función del coeficiente de tierras en reposo K_0 , sin embargo, en el Caso A (modelo MC), el estado inicial de esfuerzos se determinó a partir del coeficiente de empuje en términos de esfuerzos totales (ecuación (5.1)). Para los demás casos, en donde se utilizan los modelos avanzados, el estado inicial de esfuerzos se estimó a partir del coeficiente de presión de tierras en reposo, que se define en términos de esfuerzos efectivos.

$$K = \frac{\sigma'_h + u}{\sigma'_v + u} \quad (5.1)$$

5.4.3. Etapas de análisis

Las etapas de análisis se relacionan directamente con las etapas constructivas de la excavación. A continuación, se describen las etapas simuladas.

Etapa 1. Se simula la construcción de los muros perimetrales, antes de cualquier excavación; para este fin, se utiliza un elemento placa de espesor igual a 30cm, considerando una resistencia del concreto $f'c = 30\text{MPa}$. En esta misma etapa se simula la colocación de una sobrecarga de 5kPa en el lado izquierdo y otra de 20kPa del lado derecho del modelo, las cuales simulan el tránsito vehicular.

Etapa 2. Se realiza el primer nivel de excavación hasta una profundidad de -1.0m, para permitir la colocación del primer nivel de puntales.

Etapa 3. Colocación del primer nivel de puntales a una profundidad de -0.2m en ambos lados de la excavación.

Etapa 4. Segundo nivel de excavación hasta una profundidad de -4.5m en el lado izquierdo, y -3.5m del lado derecho.

Etapa 5. Colocación del segundo nivel de puntales, a las profundidades de -3.95m y -2.45m, para los extremos izquierdo y derecho, respectivamente.

Etapa 6. Tercer nivel de excavación hasta las profundidades de -7.5m y 6.5m, para los lados izquierdo y derecho, respectivamente.

Etapa 7. Colocación del tercer y último nivel de puntales, a las profundidades de -6.95m y -5.45m, para los lados izquierdo y derecho, respectivamente.

Etapa 8. Excavación hasta -10m de profundidad en el lado izquierdo, y hasta -8.5m de profundidad del lado derecho.

Etapa 9. Excavación hasta -13m de profundidad en el lado izquierdo, disminuyendo el empotramiento del muro.

Durante las etapas de construcción, no se tomó en cuenta la disipación de presión de poro, debido a la baja permeabilidad de las arcillas y a la rapidez de la construcción.

5.4.4. Modelos constitutivos utilizados

Se utilizaron diferentes modelos constitutivos para modelar la excavación, se comparan los resultados obtenidos con cada uno de ellos, con la finalidad de analizar la influencia de la selección del modelo constitutivo en los resultados obtenidos. Para realizar tal comparación, se efectuaron cuatro análisis diferentes, los cuales se describen a continuación:

Caso A. Se utilizó el MC en términos de esfuerzos totales, especificando un análisis drenado, todos los parámetros se introdujeron en términos de esfuerzos totales. En este caso no se genera presión de poro. De esta manera se evita que el programa convierta los parámetros efectivos en parámetros totales, que como se vio, estas relaciones (teoría de la elasticidad) no se cumplen para los suelos blandos del valle de México. En este caso no es necesario especificar las condiciones piezométricas.

Caso B. Se utilizaron los modelos MC y SS para estratos rígidos y bandos, respectivamente. El tipo de análisis con el modelo Mohr-Coulomb se realizó como se hizo en el caso A. El tipo de análisis para los suelos blandos se especificó como no drenado (plástico), en términos de esfuerzos efectivos (*Undrained A*) con parámetros efectivos y especificando las condiciones piezométricas iniciales.

Caso C. Se empleó el modelo HS para todos los estratos, el análisis fue no drenado (plástico), en términos de esfuerzos efectivos (*Undrained A*), con parámetros drenados. Se especificaron las condiciones piezométricas iniciales.

Caso D se utilizó el modelo HSSmall, con las mismas condiciones de análisis que el caso D.

5.4.5. Selección de parámetros

5.4.5.1. Parámetros para el caso A (Modelo MC)

En el caso A, se utilizaron los parámetros que se muestran en la tabla 5.10, los cuales se estimaron a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio, y de la experiencia de proyectos cercanos. Todos en términos de esfuerzos totales.

Tabla 5.10. Parámetros utilizados en el Caso A.

Estrato	Peso volumétrico γ kN/m ²	Cohesión c_u kPa	Ángulo de fricción φ °	Módulo de Young $E_{u,50}$ kPa	Relación de Poisson ν_u -	Coefficiente de presión de tierras K
1.CS	13	65	8	7000	0.5	0.65
2.FAS1	12	38	0	5000	0.5	0.74
3.LA1	15	20	28	17300	0.5	0.74
4.FAS2	12	40	0	5000	0.5	0.62
5.LA2	15	20	28	20000	0.5	0.71
6.FAS3	12	40	0	5000	0.5	0.57
7.CD	16	100	30	25000	0.5	0.64
8.FAI	13	70	0	6000	0.5	0.65

5.4.5.2. Parámetros para el caso B (Modelos MC y SS)

Los parámetros utilizados el modelo Soft Soil para suelos blandos, se estimaron a partir de los parámetros alternativos C_c y C_s de cada estrato, con ayuda de las ecuaciones (4.5) y (4.6). La tabla 5.11 muestra los parámetros utilizados para modelar el comportamiento de los suelos blandos en el caso C. En este caso se requiere la entrada de parámetros de rigidez y resistencia drenados. Para los estratos rígidos se emplearon las propiedades de la tabla 5.12.

Tabla 5.11. Parámetros utilizados para suelos blandos con el modelo SS, en el caso B.

Estrato	Peso volumétrico γ kN/m ²	Cohesión c' kPa	Ángulo de fricción φ' °	Índice de compresión modificado λ^* -	Índice de recompresión modificado κ^* -	Coefficiente de presión de tierras en reposo $K_0 = K_0^{nc}$ -
2.FAS1	12	1	40	0.366	0.034	0.357
4.FAS2	12	1	40	0.461	0.071	0.357
6.FAS3	12	1	40	0.461	0.071	0.357
8.FAI	13	1	40	0.344	0.043	0.357

Tabla 5.12. Parámetros utilizados para estratos rígidos con el modelo MC, en el caso B

Estrato	Estrato	Peso volumétrico γ kN/m ²	Cohesión c' kPa	Ángulo de fricción φ' °	Módulo de Young E' kPa	Relación de Poisson ν' -
1	1.CS	13	20	40	6200	0.33
3	3.LA1	15	20	38	15300	0.33
5	5.LA2	15	20	38	17700	0.33
7	7.CD	16	30	35	22100	0.33

5.4.5.3. Parámetros para el caso C (Modelo HS)

Al utilizar los parámetros de rigidez alternativos (C_c , C_s y e_0), para el caso de las arcillas blandas del valle de México (estrato FAS1 de la tabla 5.3), se obtienen los parámetros de rigidez que se muestran en la tabla 5.13.

Tabla 5.13. Parámetros para el modelo HS, obtenidos para los suelos blandos, a partir de las propiedades de rigidez alternativas (C_c , C_s y e_0) y de la experiencia de otros proyectos.

c' kPa	φ' °	E_{50}^{ref} kPa	E_{oed}^{ref} kPa	E_{ur}^{ref} kPa	R_f -	m -
1	40	342	273.6	5285	0.9	1

Para verificar la correcta predicción del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo con estos parámetros, se simuló un ensaye triaxial consolidado-no drenado con ayuda de la herramienta *Soil Test* de PLAXIS 2D V18. Las curvas esfuerzo-deformación obtenidas (Figura 5.13) se comparan con los resultados obtenidos en el laboratorio para una muestra con propiedades similares, al mismo nivel de confinamiento (100kPa). Las curvas simuladas no coinciden con las obtenidas en el laboratorio, por tanto, se deben modificar los parámetros de rigidez y resistencia; con la finalidad de obtener un mejor ajuste (Brinkgreve *et al.*, 2018; Surarak *et al.*, 2012). La tabla 5.14 muestra los parámetros ajustados.

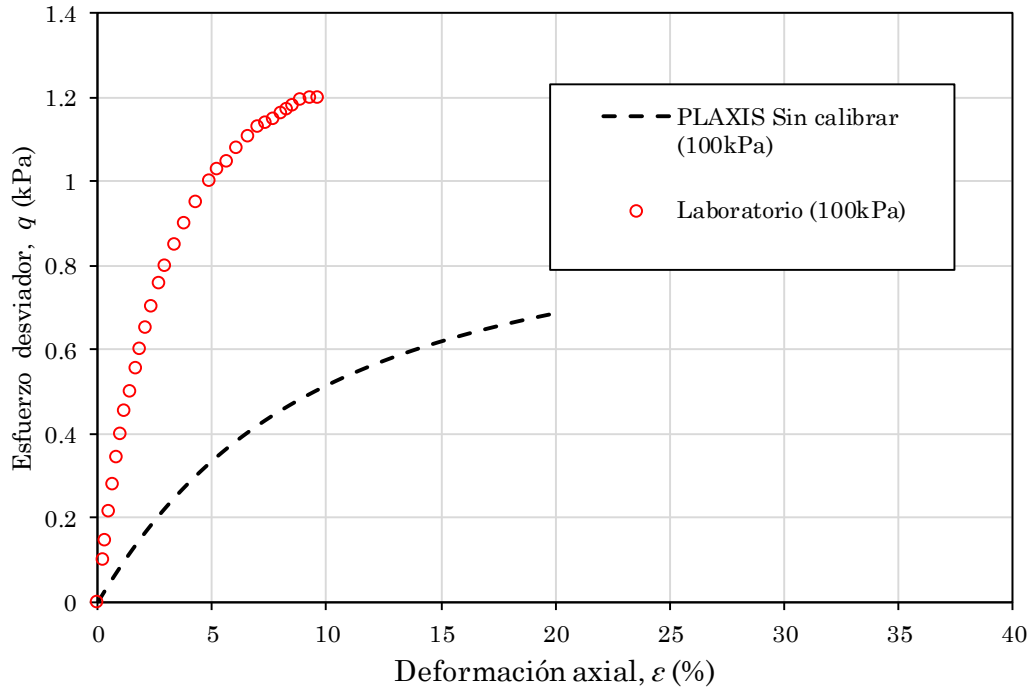


Figura 5.13. Comparación entre curvas esfuerzo-deformación, obtenidas en laboratorio y con simulación en *Soil Test* de PLAXIS 2D V18, para una prueba triaxial consolidada-no drenada (CU)

Tabla 5.14. Parámetros modificados para suelos blandos con el modelo HS.

c' kPa	φ' °	E_{50}^{ref} kPa	E_{oed}^{ref} kPa	E_{ur}^{ref} kPa	R_f -	m -
1	40	2100	1850	5600	0.9	1

La figura 5.14 muestra, con líneas discontinuas, las curvas esfuerzo-deformación obtenidas con el ajuste de parámetros; estas curvas coinciden con los resultados del laboratorio para otro nivel de confinamiento (140kPa). Por tanto, estos parámetros ajustados (Tabla 5.14) se emplean en el modelo Hardening Soil para describir el comportamiento de todos los suelos blandos, debido a la ausencia de curvas de laboratorio para los demás estratos.

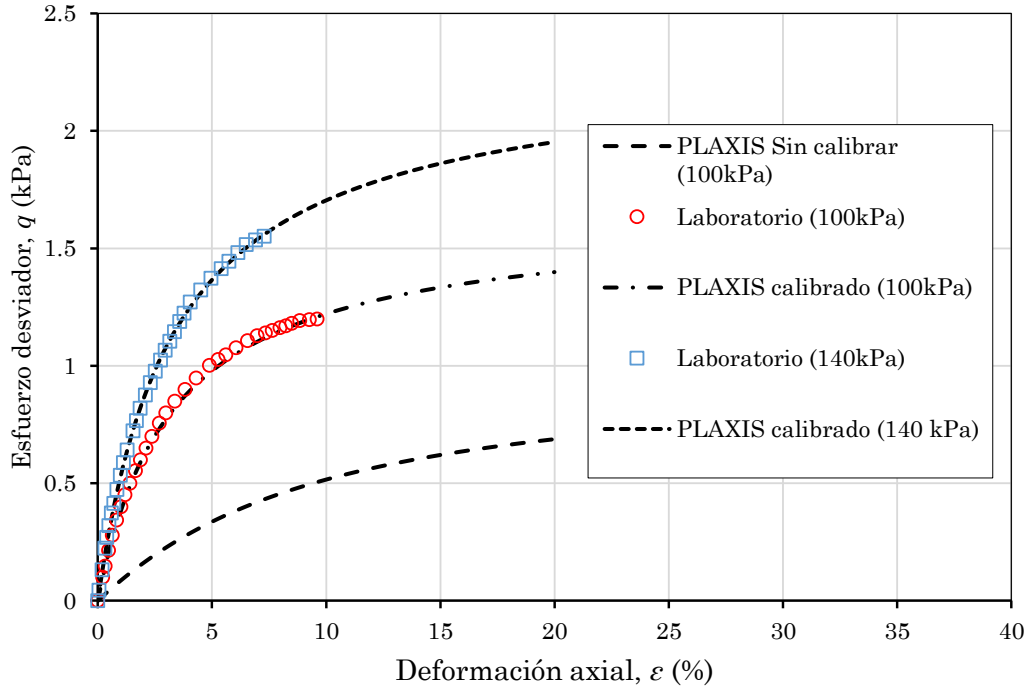


Figura 5.14. Comparación entre las curvas esfuerzo-deformación de pruebas CU, obtenidas en laboratorio, y las obtenidas en la simulación con la herramienta *Soil Test* de PLAXIS 2D V18.

En el caso de los suelos granulares, se tomaron en cuenta los resultados de pruebas de compresión triaxial tipo UU. Considerando que para este tipo de suelos es apropiado determinar el módulo de elasticidad drenado, E' , a partir del módulo no drenado, E_u (Rodríguez y Auvinet, 2012), haciendo uso de la teoría de la elasticidad, a través de la siguiente ecuación:

$$E' = \frac{1 + \nu'}{1 + \nu_u} E_u$$

La tabla 5.15 muestra los valores de E' obtenidos, de esta manera, para una presión de confinamiento de 100kPa. Estos valores se aproximan al valor recomendado por Brinkgreve (2005) para limos arenosos ($E_{50}^{ref} \approx 15$ MPa).

El valor de E_{oed} se estimó a partir de la relación dada por la ecuación (4.10). El E_{ur} se tomó igual a $3E_{50}^{ref}$.

La relación de Poisson para descarga/recarga se consideró igual al valor por defecto dado en PLAXIS 2D V18 ($\nu_{ur} = 0.2$).

El ángulo de dilatancia se tomó igual a cero para evitar que se generen tensiones en el agua al utilizar un análisis no drenado (Brinkgreve *et al.*, 2018).

La tabla 5.15 muestra los parámetros utilizados tanto para suelos blandos como para suelos granulares en el Caso C. Los valores del parámetro m fueron 1.0 y 0.7 para suelos blandos y granulares, respectivamente, según los valores reportados en la tabla 4.1 por Obrzud y Truty (2018).

Tabla 5.15. Parámetros utilizados en el caso C (Modelo Hardening Soil).

Estrato	Módulo de Young E_{50}^{ref} kPa	Módulo Odométrico E_{oed}^{ref} kPa	Módulo de Young carga/recarga E_{ur}^{ref} kPa	Coefficiente de presión de tierras en reposo K_0
1.CS	6020	6020	18060	0.3894
2.FAS1	2100	1850	5600	0.3572
3.LA1	15050	15050	45150	0.4246
4.FAS2	2100	1850	5600	0.3572
5.LA2	15050	15050	45150	0.4246
6.FAS3	2100	1850	5600	0.3572
7.CD	15050	15050	45150	0.4794
8.FAI	2520	2230	6700	0.3572

5.4.5.4. Parámetros para el caso D (Modelo HSSmall)

Utilizando el método de González y Romo modificado (2011), para estimar las curvas de degradación de los suelos blandos, se trazaron las curvas de la figura 5.15, utilizando los valores de IP de la tabla 5.16. Con estas curvas se obtuvieron los valores de $\gamma_{0.7}$, respectivos. Los valores de G_0 para una presión 100kPa, se obtuvieron con ayuda de la figura 5.15. Los valores de G_0 para los estratos rígidos se obtuvieron con la ecuación (4.15). Los valores de $\gamma_{0.7}$ para los estratos rígidos pueden obtenerse con las ecuaciones (4.17) y (4.18). Sin embargo, estos valores coinciden, aproximadamente, con los obtenidos con el método de González y Romo. La tabla 5.17 muestra los valores de G_0 y $\gamma_{0.7}$, para los diferentes estratos involucrados.

Tabla 5.16. Valores de IP para cada estrato involucrado

Estrato	Índice de plasticidad IP %
1.CS	65
2.FAS1	285
3.LA1	50
4.FAS2	250
5.LA2	50
6.FAS3	165
7.CD	35
8.FAI	110

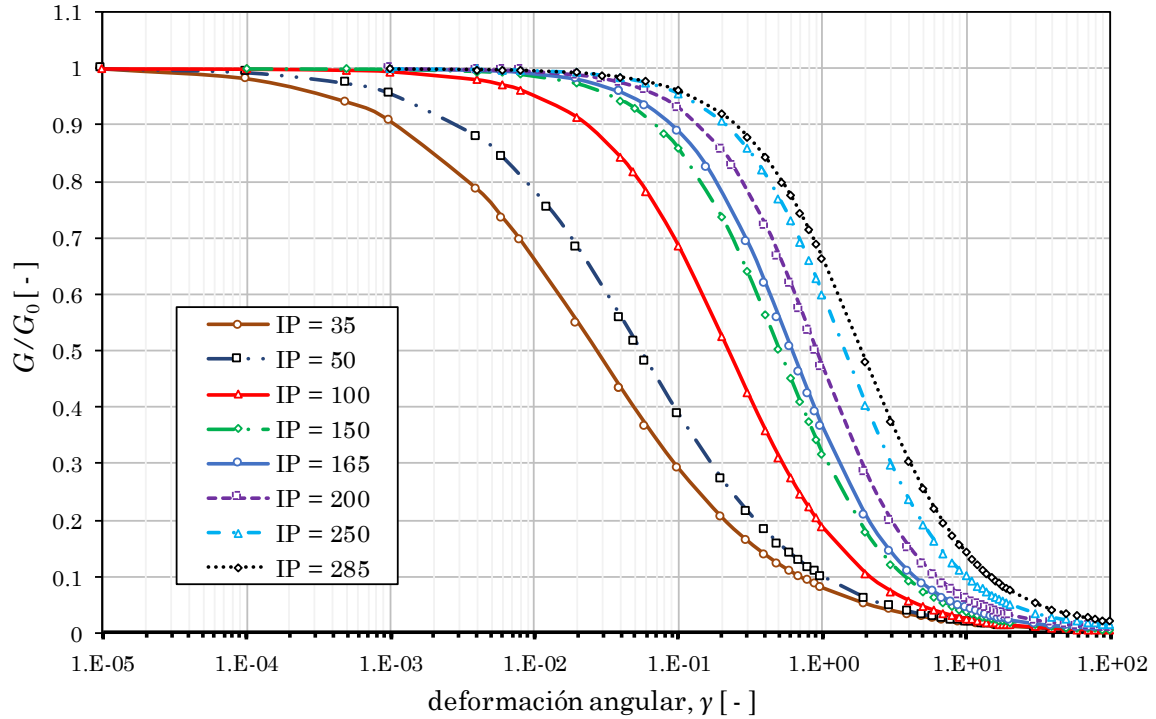


Figura 5.15. Curvas de degradación de rigidez para diferentes valores de índice de plasticidad, IP , obtenidas con el método modificado de Romo y Gonzáles (2011).

Tabla 5.17. Parámetros de rigidez para el modelo Hardening Soil Small empleados en el caso D.

Estrato	Rigidez a bajas deformaciones G_0^{ref} kPa	Deformación angular para $G/G_0 = 0.7$ $\nu_{0.7}$ -
1.CS	26730	0.0003
2.FAS1	4970	0.0085
3.LA1	28520	0.0002
4.FAS2	5770	0.0068
5.LA2	28520	0.0002
6.FAS3	3260	0.0030
7.CD	28520	0.0001
8.FAI	14670	0.0013

La figura 5.16 muestra la comparación entre una curva de degradación obtenida con el método de Gonzáles y Romo (2011); y la curva generada por PLAXIS 2D V18, con los parámetros obtenidos del método de Gonzáles y Romo. Se aprecia suficiente semejanza entre ambas curvas.

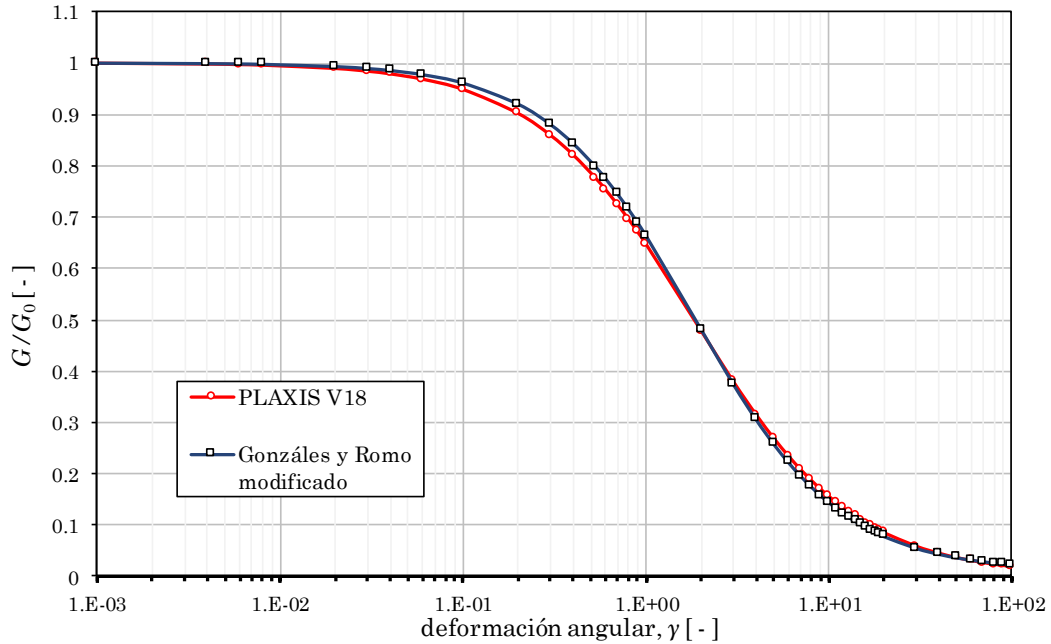


Figura 5.16. Comparación entre la curva de degradación de rigidez generada por PLAXIS V18, y aquella obtenida con el método modificado de González y Romo (2011).

Para definir el comportamiento del suelo en el modelo HSSmall, además de G_0 y $\gamma_{0.7}$, se utilizan los parámetros utilizados en el modelo HS,

5.4.6. Modelado de elementos estructurales

El muro de concreto se consideró elástico lineal, con 30cm de espesor y una resistencia a la compresión, f'_c , igual a 30MPa (300kg/cm²). No se consideró disminución de la rigidez por agrietamiento. El módulo de Young se estimó de acuerdo con ecuación (4.24). La tabla 5.18 muestra los parámetros estructurales utilizados para modelar el muro.

Tabla 5.18. Propiedades estructurales del muro.

Espesor equivalente d m	Peso unitario w kN/m/m	Momento de Inercia I m ⁴	Resistencia del concreto f'_c MPa	Módulo de Young E kPa	Área transversal A m ²	Rigidez axial EA kN/m	Rigidez a flexión EI kN/m ² /m
0.3	7.2	0.00225	30	24099792.5	0.3	7229937.76	54224.5

Las vigas de entrepiso fueron utilizadas como puntales, la separación horizontal se consideró de 8m. Para modelar estos elementos se utilizó un anclaje fijo en un extremo, cuyos parámetros se presentan en la tabla 5.19.

Tabla 5.19. Propiedades estructurales de los puntales

Módulo de Young E kPa	Área transversal A m ²	Rigidez axial EA kN/m	Separación horizontal s m	Longitud equivalente L_{eq} m
2.00E+08	0.0196	3.92E+06	8	17.5

5.4.7. Resultados obtenidos

La figura 5.17 muestra, como ejemplo de las mallas deformadas que se obtienen con el MEF, la malla deformada para el caso D (modelo HSSmall).

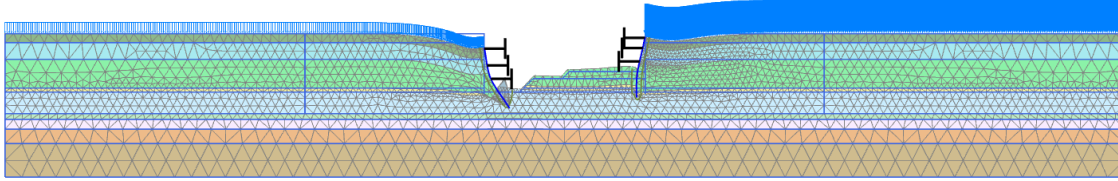


Figura 5.17. Malla deformada para el Caso D (modelo HSSmall).

Cada modelo constitutivo utilizado arroja diferencias en los resultados. La figura 5.18 muestra, de manera cualitativa, los campos de deformación total obtenidos con los diferentes modelos constitutivos utilizados.

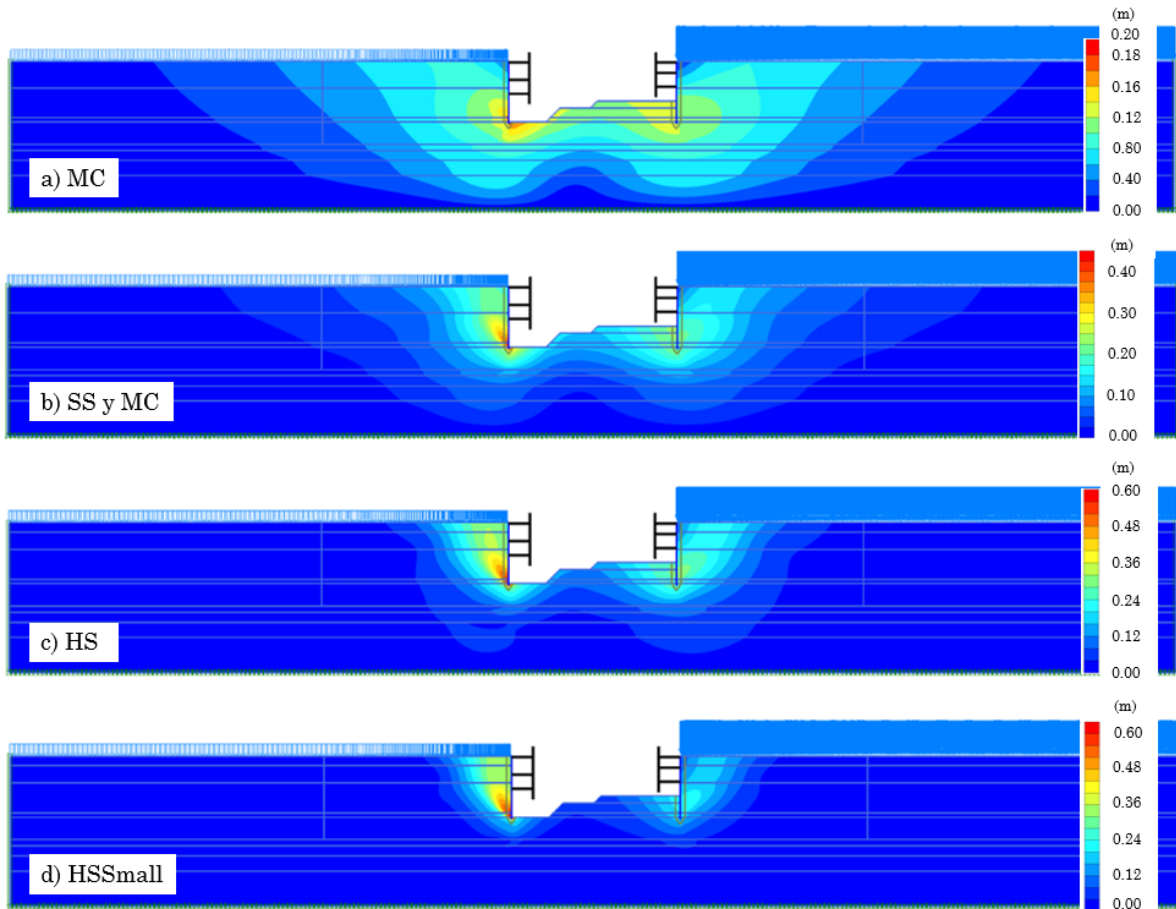


Figura 5.18. Campos de deformación total obtenidos con los diferentes casos de análisis.

Las diferencias principales de los modelos constitutivos analizados, radican en la descripción del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo. Por tal motivo, se analiza la influencia del modelo constitutivo utilizado, en aquellos resultados que involucran principalmente deformaciones (desplazamiento lateral del muro,

asentamientos en la superficie y momentos flexionantes). Una vez determinado el modelo constitutivo que mejor se aproxime al comportamiento real del suelo; se analizarán los resultados obtenidos con este modelo, que involucren principalmente esfuerzos (presiones sobre el muro y estabilidad general).

5.4.7.1. Desplazamiento lateral del muro

A continuación, se presentan los desplazamientos horizontales en el muro, obtenidos en los diferentes casos de análisis, para las diferentes etapas constructivas. (Figuras 5.19 a 5.22). La figura 5.23 muestra la comparación entre los desplazamientos laterales obtenidos con en los diferentes casos, para una profundidad de 10m.

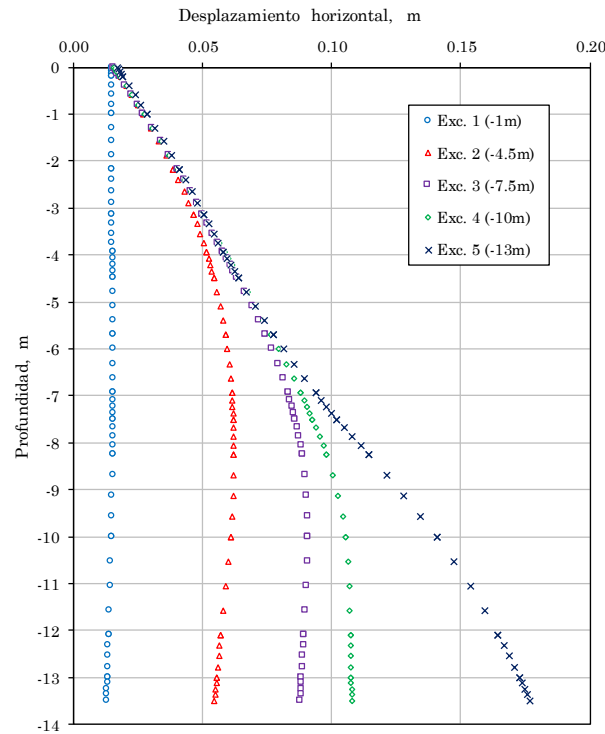


Figura 5.19. Desplazamientos laterales en el muro, obtenidos en el caso A (modelo MC) para una profundidad de excavación de 10m.

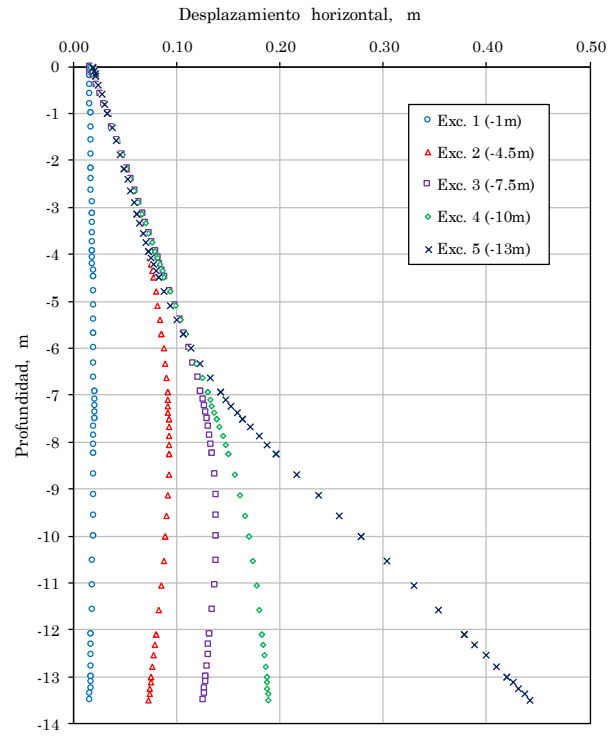


Figura 5.20. Desplazamientos laterales en el muro, obtenidos en el caso B (modelos SS y MC) para una profundidad de excavación de 10m.

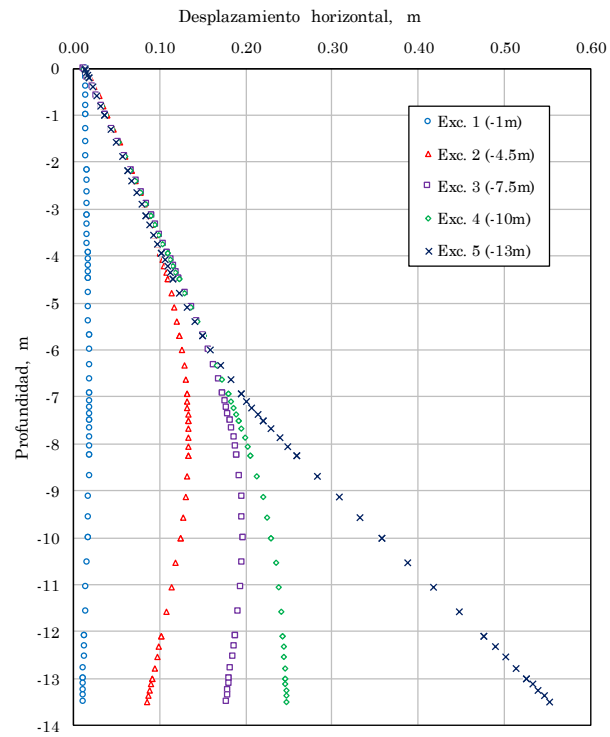


Figura 5.21. Desplazamientos laterales en el muro, obtenidos en el caso C (modelo HS) para una profundidad de excavación de 10m.

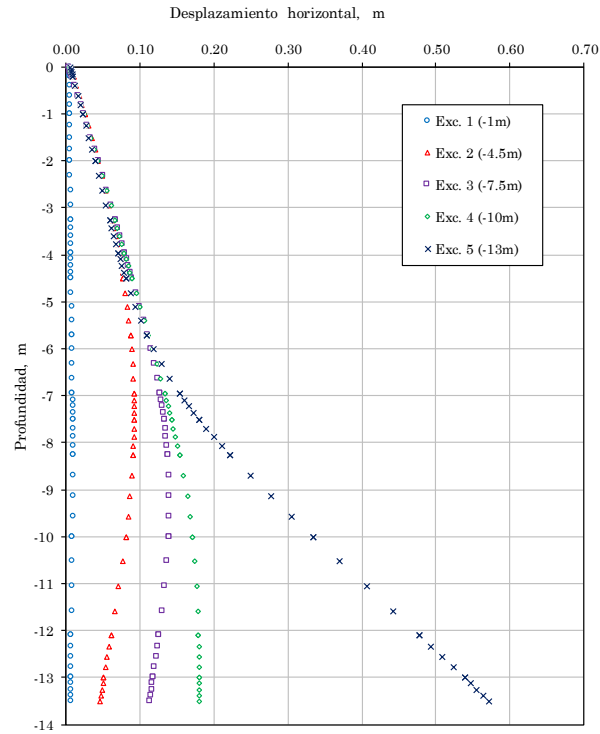


Figura 5.22. Desplazamientos laterales en el muro, obtenidos en el caso D (modelo HSSmall) para una profundidad de excavación de 10m.

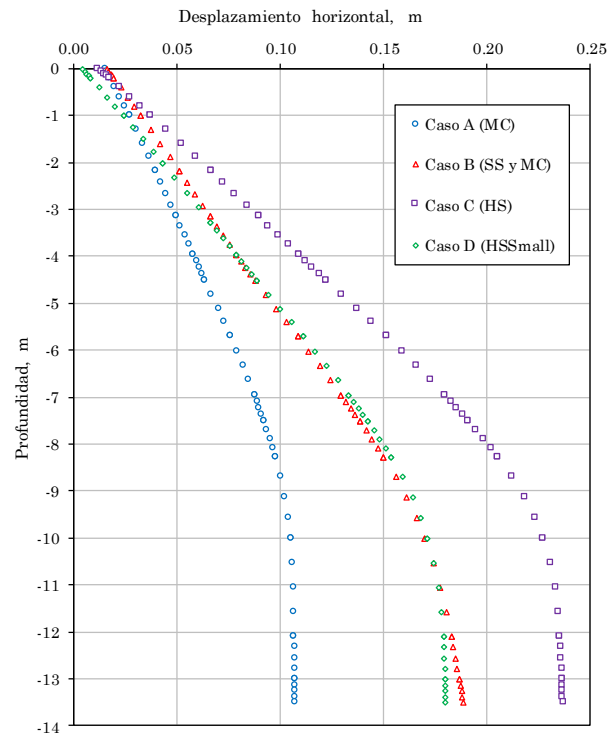


Figura 5.23. Comparación de los desplazamientos laterales en el muro para la excavación a -10m, obtenidos con los diferentes casos de análisis.

Comentarios

La figura 5.23 muestra que el desplazamiento horizontal en el muro es menor para el caso A (modelo MC). En el caso C (modelo HS) el movimiento es mayor debido a que los módulos de rigidez disminuyen cerca del muro al perder confinamiento. Sin embargo, al considerar la alta rigidez a bajas deformaciones en el caso D (modelo HSSmall), el desplazamiento horizontal disminuye.

5.4.7.2. Asentamientos en la superficie

Los desplazamientos verticales (asentamientos por lo general) encontrados para los distintos casos de análisis, se presentan en las figuras 5.24 a 5.27.

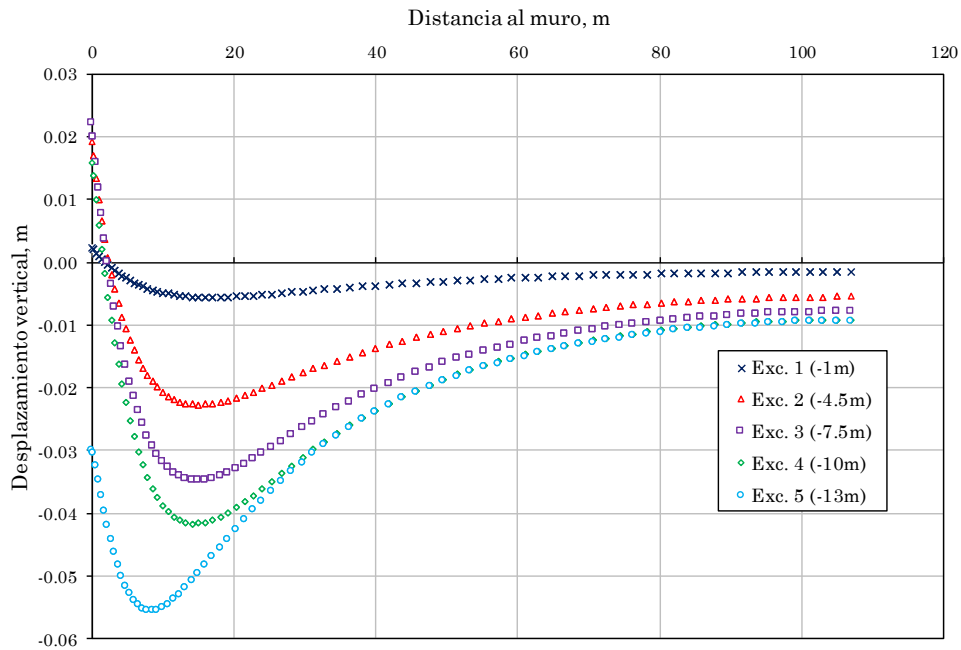


Figura 5.24. Desplazamientos verticales en la superficie obtenidos en el caso A (modelo MC) para los diferentes niveles de excavación.

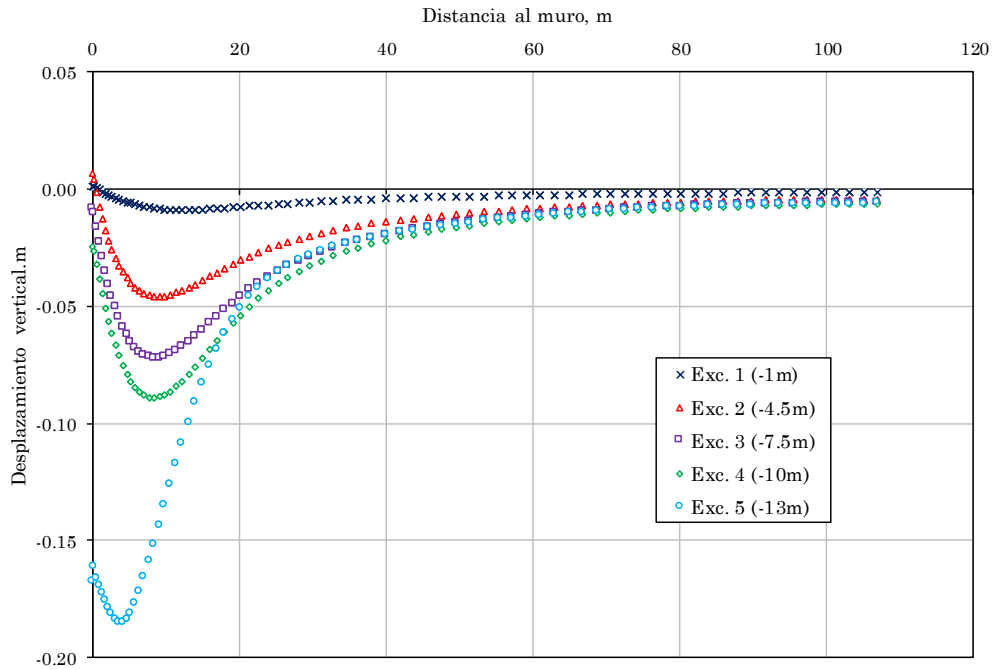


Figura 5.25. Desplazamientos verticales en la superficie obtenidos en el caso B (modelos SS y MC) para los diferentes niveles de excavación.

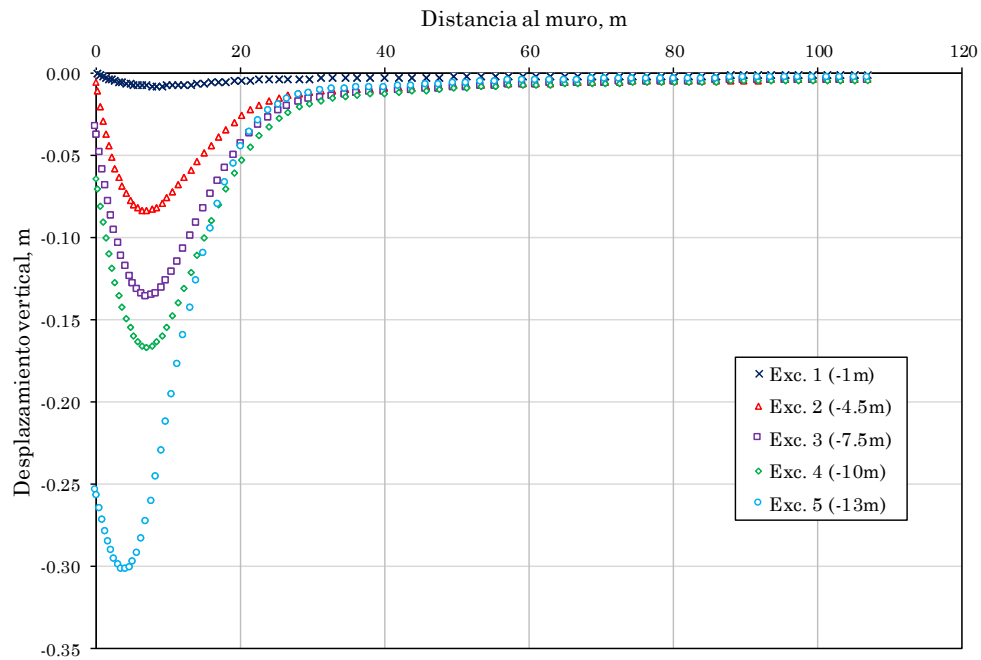


Figura 5.26. Desplazamientos verticales en la superficie obtenidos en el caso C (modelo HS) para los diferentes niveles de excavación.

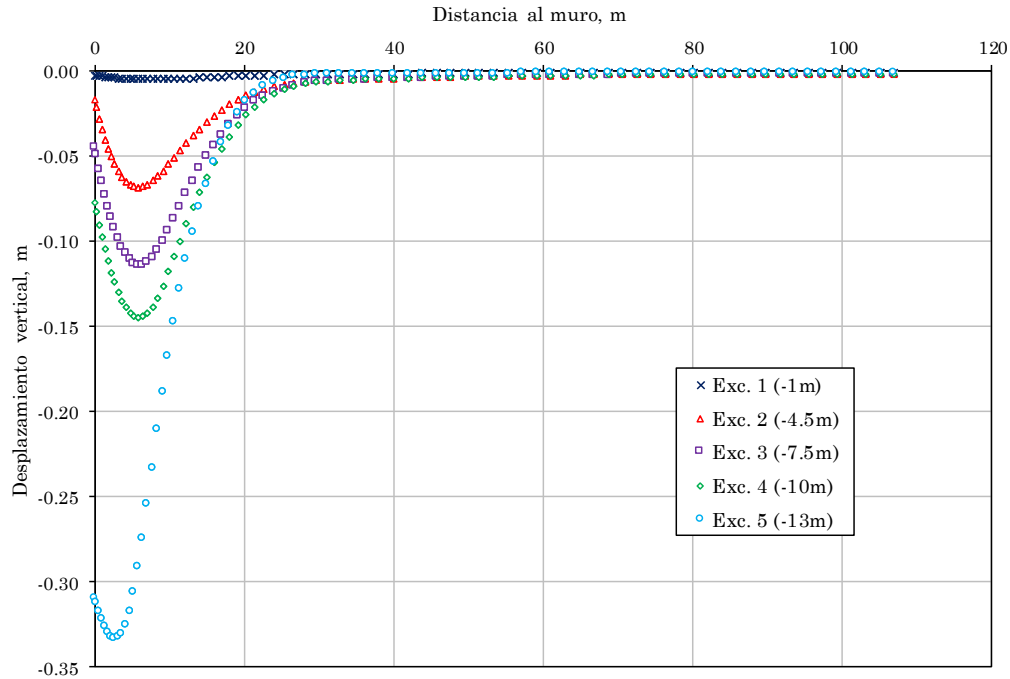


Figura 5.27. Desplazamientos verticales en la superficie obtenidos en el caso D (modelo HSSmall) para los diferentes niveles de excavación.

Para apreciar las diferencias entre los movimientos en la superficie obtenidos al utilizar diferentes modelos constitutivos, se comparan los resultados obtenidos con cada caso analizado, para una profundidad de 10m de excavación (Figura 5.28).

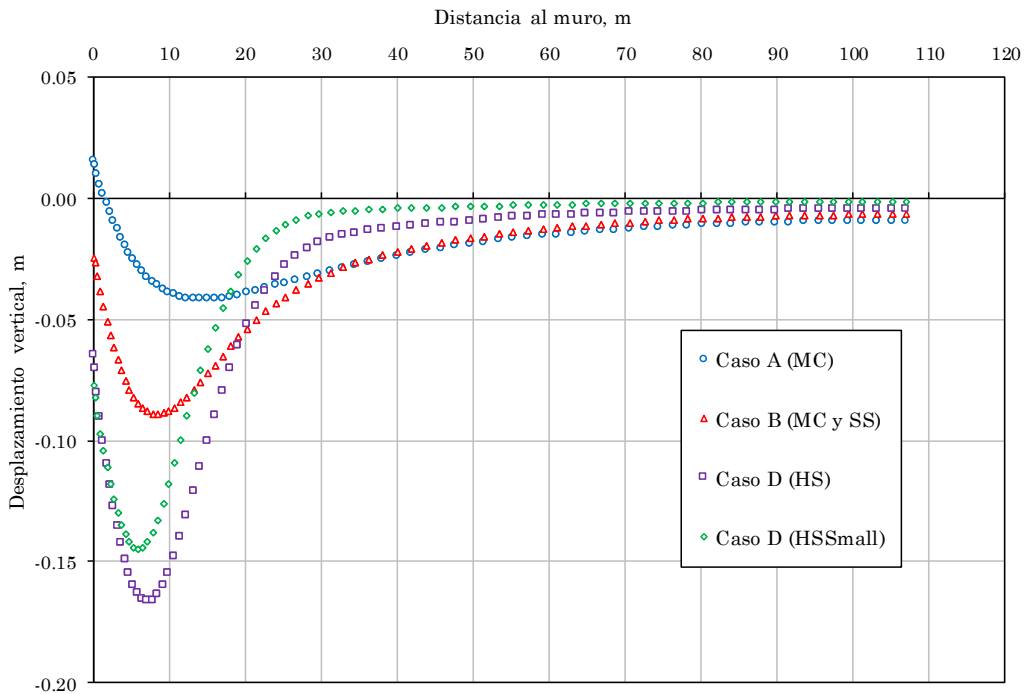


Figura 5.28. Comparación entre los desplazamientos en la superficie detrás del muro, obtenidos con los diferentes casos de análisis a una profundidad de excavación de 10m.

Comentarios

La figura 5.28 muestra que el ancho de la zona de influencia es más grande para los casos A (modelo MC) y B (modelos MC y SS), que para los casos C (modelo HS) y D (modelo HSSmall).

Con el modelo MC, se obtiene una elevación cerca del muro que se debe a la sobreestimación del levantamiento del fondo de la excavación al considerar una rigidez constante que no aumenta con el confinamiento. El levantamiento del fondo ocasiona que el muro también se levante cierta cantidad.

De casos reales se sabe que, a una distancia de 2 a 3 veces la profundidad de la excavación, los asentamientos superficiales son despreciables; por tanto, a una distancia del muro de 30m los desplazamientos deberían ser pequeños. La figura 5.28 muestra que para el caso D (modelo HSSmall), a una distancia de 30m, los asentamientos se reducen a menos que el 10% del asentamiento máximo; pero en los casos C (modelos SS y MC) y D (modelo HS) aún se tienen asentamientos de más del doble que el obtenido en el caso D. Esto se debe a que el modelo HSSmall es el único que considera la alta rigidez a bajas deformaciones.

Comportamiento tridimensional

Los movimientos obtenidos con estado de deformación plana, deben ser ajustados para tomar en cuenta los efectos tridimensionales que ejercen las esquinas de la excavación. La figura 5.29 muestra las mediciones topográficas que se hicieron en las colindancias (puntos S1 y S3 de la figura 5.4), puede observarse que en la superficie, cerca de la zona de falla, se tuvieron asentamientos de 2 a 3cm, cerca del muro; cuando la profundidad de excavación fue de 10m. Por otro lado, el asentamiento en la cercanía del muro obtenido en el caso C (modelo HSSmall), es de 7.5cm (Figura 5.28). Para afectar este valor por los efectos tridimensionales, se hace uso de la figura 3.43, las variables utilizadas son: distancia a la esquina, $d = 8.7\text{m}$; Ancho de la excavación, $B = 36\text{m}$; y longitud de la excavación, $L = 34.9\text{m}$. Con estos datos, se obtiene una relación de deformación plana, $PSR = 0.36$; al sustituir estos valores en la ecuación (3.40), se obtiene un asentamiento en la superficie de 2.7cm (36% de 7.5cm). Este valor es cercano a lo medido durante la excavación máxima en la zona sur (Figura 5.29).

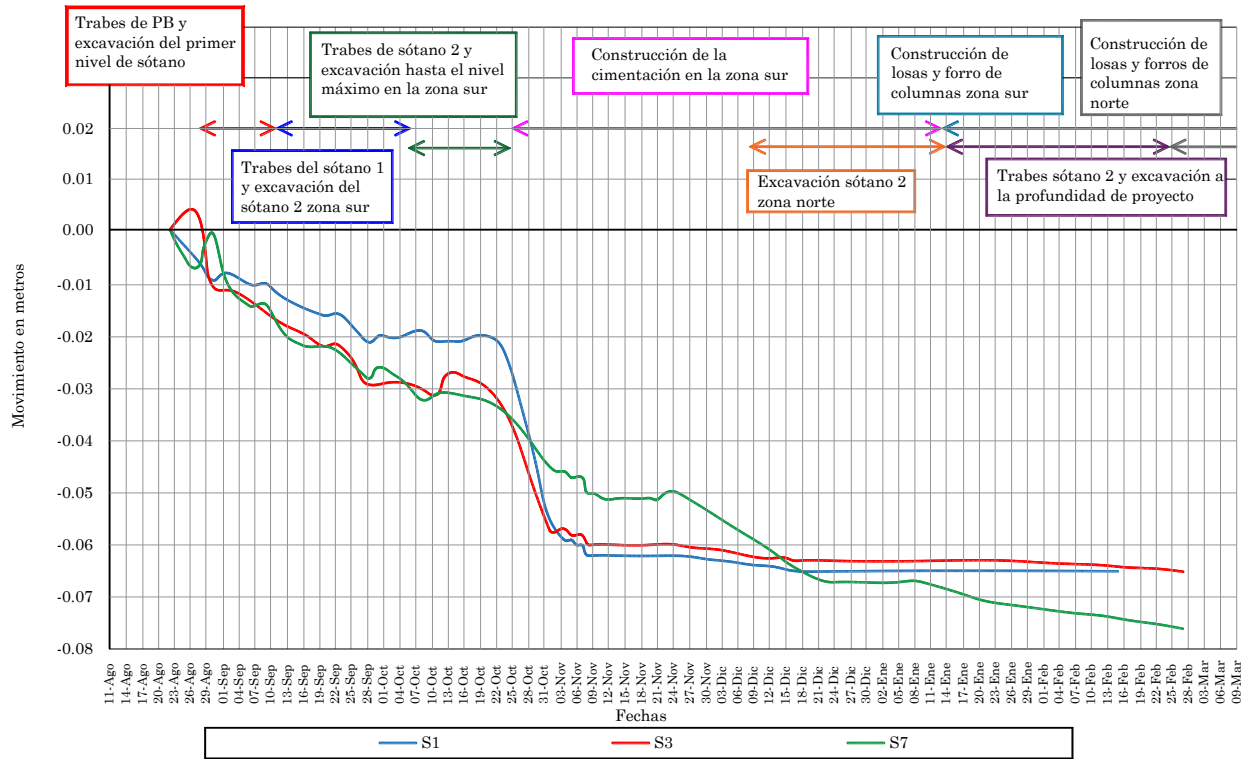


Figura 5.29. Gráficas de desplazamiento contra tiempo de los puntos de control de movimientos, instalados cerca de la zona de falla, en la zona sur.

5.4.7.3. Momentos flexionantes en el muro

Los momentos flexionantes en el muro son de gran importancia en el diseño de excavaciones, ya que de su valor depende, en gran medida, la cantidad de acero utilizada en el refuerzo del muro. Los momentos flexionantes obtenidos en los diferentes casos de análisis, se presentan en las figuras 5.30 a 5.34.

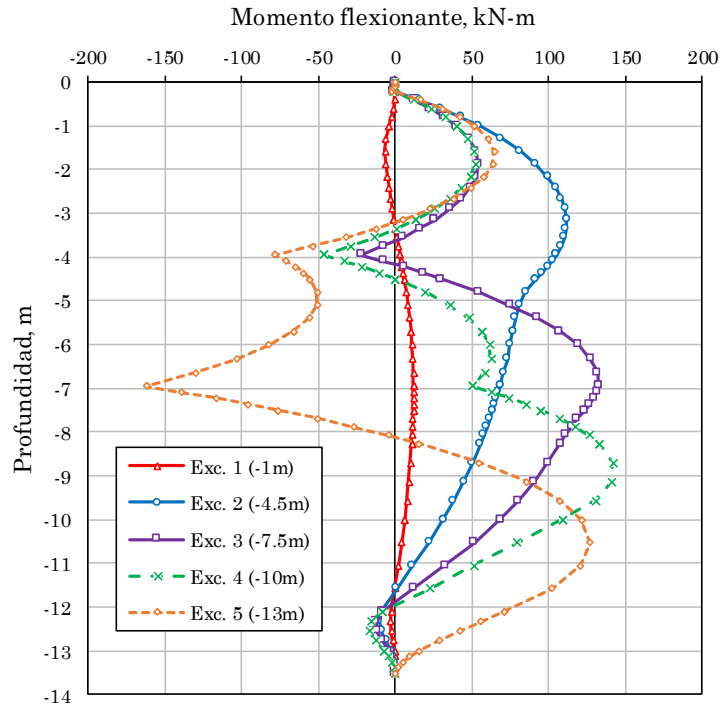


Figura 5.30. Momentos flexionantes en el muro en el caso A (modelo MC), para diferentes profundidades de excavación.

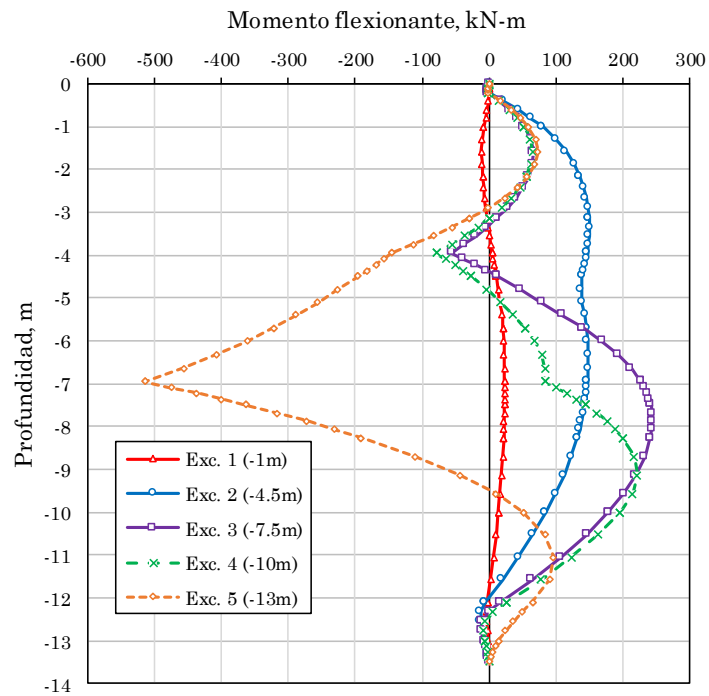


Figura 5.31. Momentos flexionantes en el muro en el caso A (modelo MC), para diferentes profundidades de excavación.

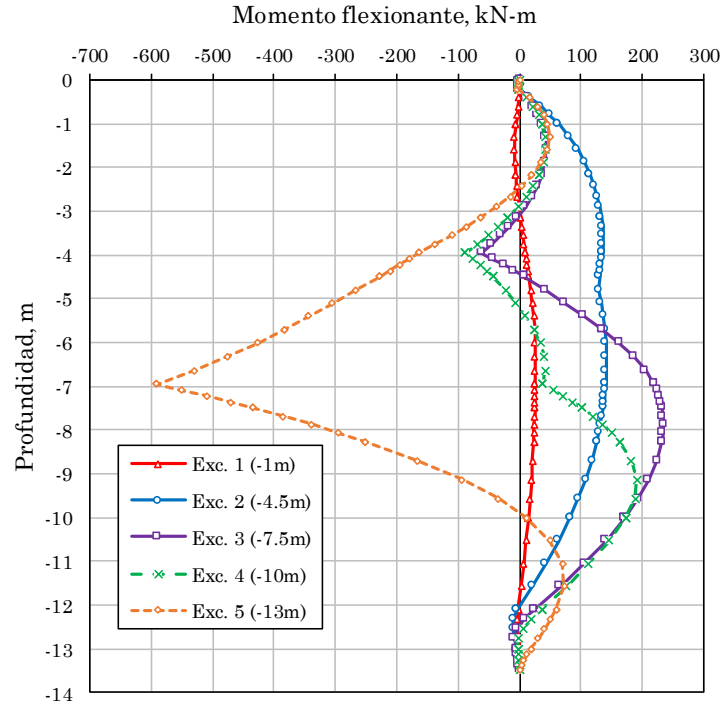


Figura 5.32. Momentos flexionantes en el muro en el caso B (modelos MC y SS), para diferentes profundidades de excavación.

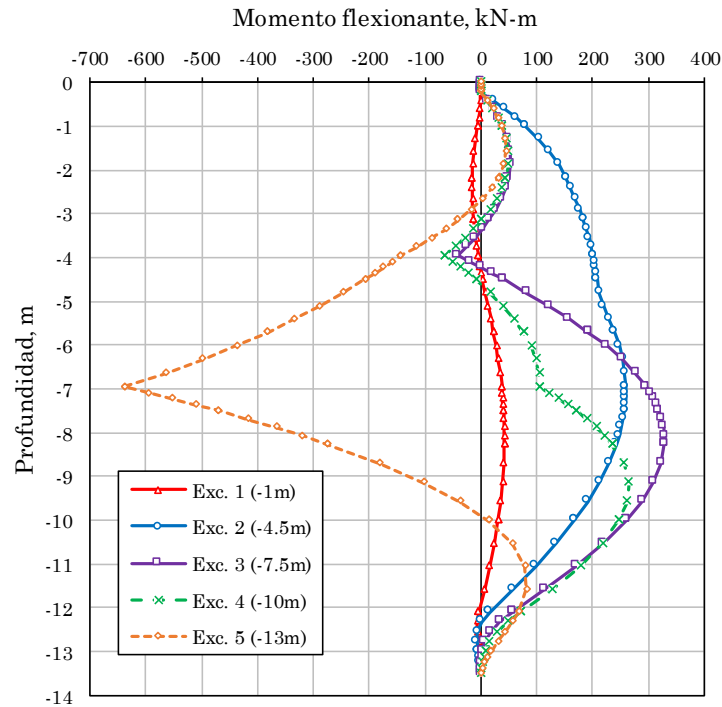


Figura 5.33. Momentos flexionantes en el muro en el caso C (modelo HS), para diferentes profundidades de excavación.

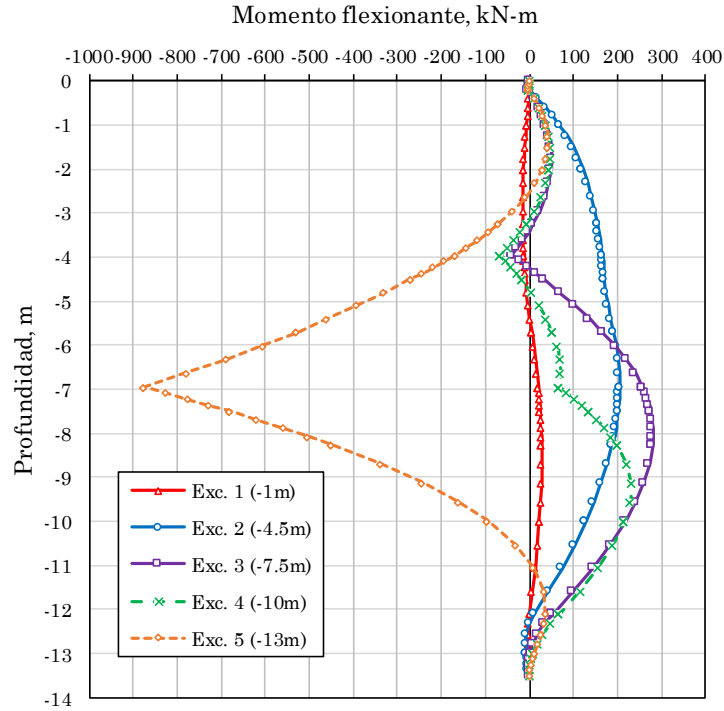


Figura 5.34. Momentos flexionantes en el muro en el caso D (modelo HSSmall), para diferentes profundidades de excavación.

La figura 5.35 muestra la comparación entre los diagramas de momento flexionante obtenidos en los diferentes casos de análisis, para una profundidad de excavación de 10m.

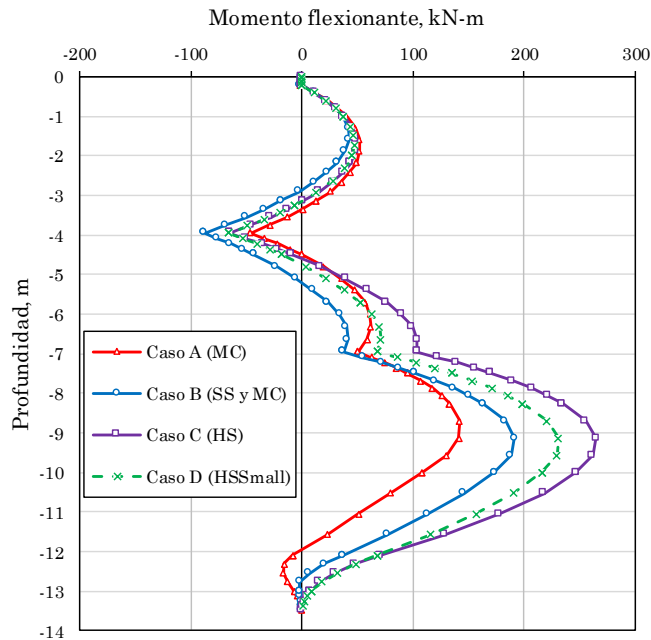


Figura 5.35. Comparación de diagramas de momento obtenidos con los diferentes casos de análisis. para una profundidad de 10m.

Comentarios

Se observa que en el caso A (modelo MC) se obtienen valores menores que con los demás modelos. Por tanto, se debe tener especial cuidado cuando se seleccionen los valores máximos de momento en el diseño estructural del muro.

5.4.7.4. Cargas en los puntales

La tabla 5.20 muestra las cargas sobre los puntales obtenidas para los diferentes casos de análisis. Se aprecian diferencias importantes, sobre todo en el último nivel de apuntalamiento, que se pueden deber a las deformaciones que predice cada modelo constitutivo.

Tabla 5.20. cargas en puntales obtenidas con el MEF para los diferentes casos de análisis

Puntal	Cargas en los puntales, kN			
	Caso A	Caso B	Caso C	Caso D
1	-913.5	-1041.0	-949.9	-886.3
2	-1499.9	-1727.3	-1920.6	-1782.7
3	-2264.0	-4011.4	-4489.8	-5439.0

5.4.7.5. Presión horizontal sobre el muro

La figura 5.36 muestra los esfuerzos totales que se obtienen en el contacto entre el muro y el suelo, para el Caso D (modelo HSSmall). Se presenta, también, la presión debida al agua; puede verse que, en la arcilla, la presión total nunca es menor que la presión debida al agua.

Para analizar con mayor claridad las presiones que se tienen en el muro, se han graficado por separado las debidas al agua y las debidas al suelo. La figura 5.37 muestra la presión efectiva para las diferentes etapas de excavación; se observa que en el estrato de arcilla (-5.7m a -12.10m) la presión efectiva prácticamente no cambia, con excepción de la profundidad de excavación de 13m (falla), posiblemente, debido a las deformaciones excesivas.

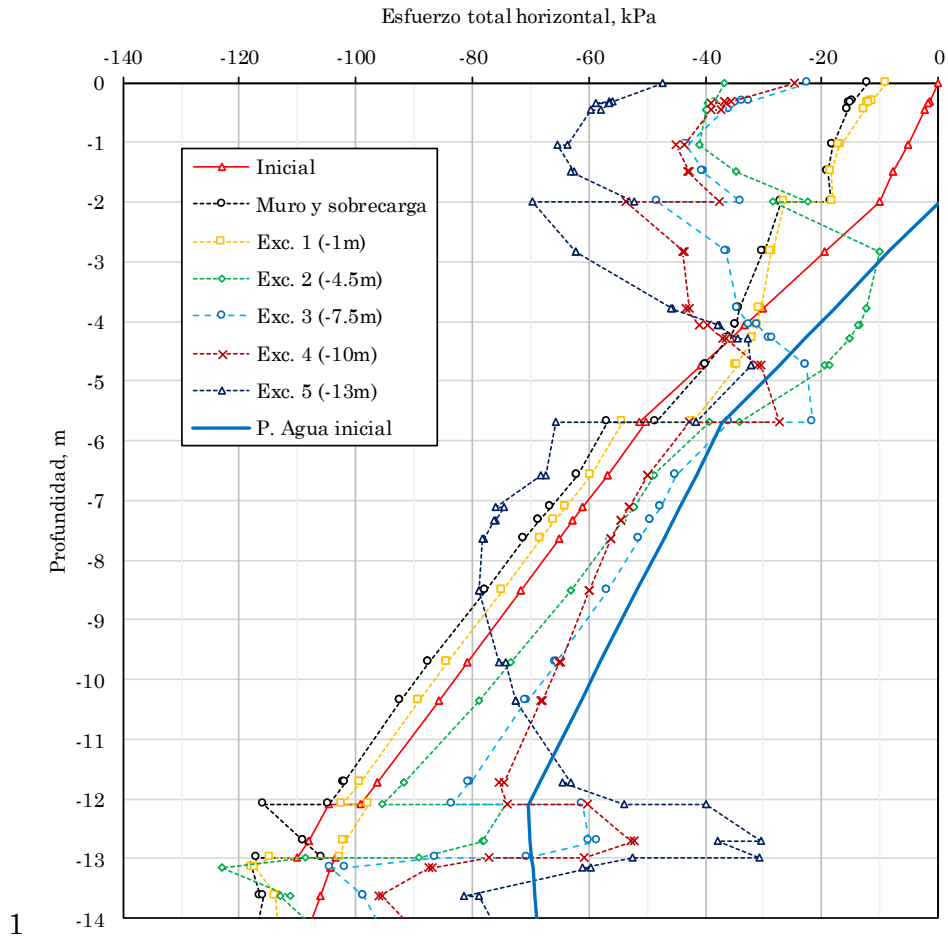


Figura 5.36. Presión horizontal total ejercida sobre el muro las diferentes etapas de análisis, caso D (modelo HSSmall).

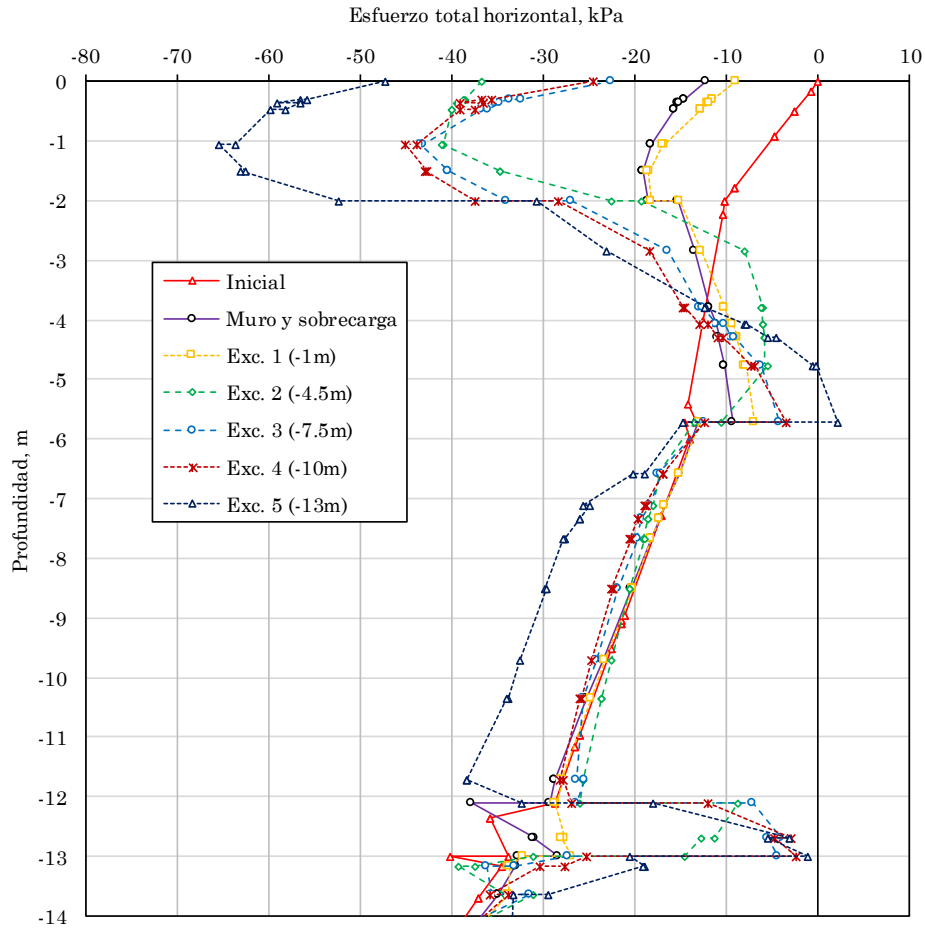


Figura 5.37. Presión horizontal efectiva ejercida sobre el muro las diferentes etapas de análisis, Caso D (modelo HSSmall).

En el caso de la presión del agua, esta disminuye debido a la descarga generada por la excavación; La figura 5.39 muestra, como ejemplo, el exceso de presión de poro obtenido para la cuarta etapa de excavación (-10m). Esta disminución ocurre en las diferentes etapas de excavación, por tanto, la presión de poro disminuye conforme aumenta la profundidad. La figura 5.38 presenta las presiones en el agua para cada etapa de análisis, se observa la disminución de presión de poro en cada etapa de excavación.

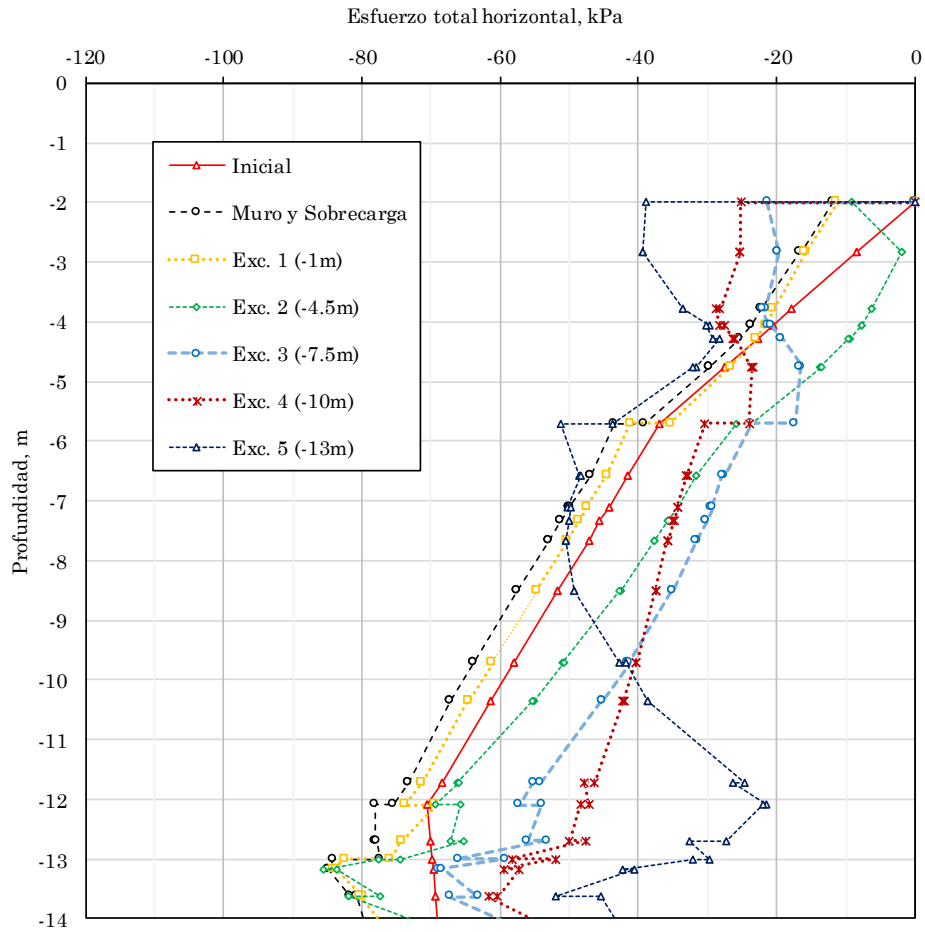


Figura 5.38. Presión horizontal que ejerce el agua sobre el muro en las diferentes etapas de análisis, Caso D (modelo HSSmall).

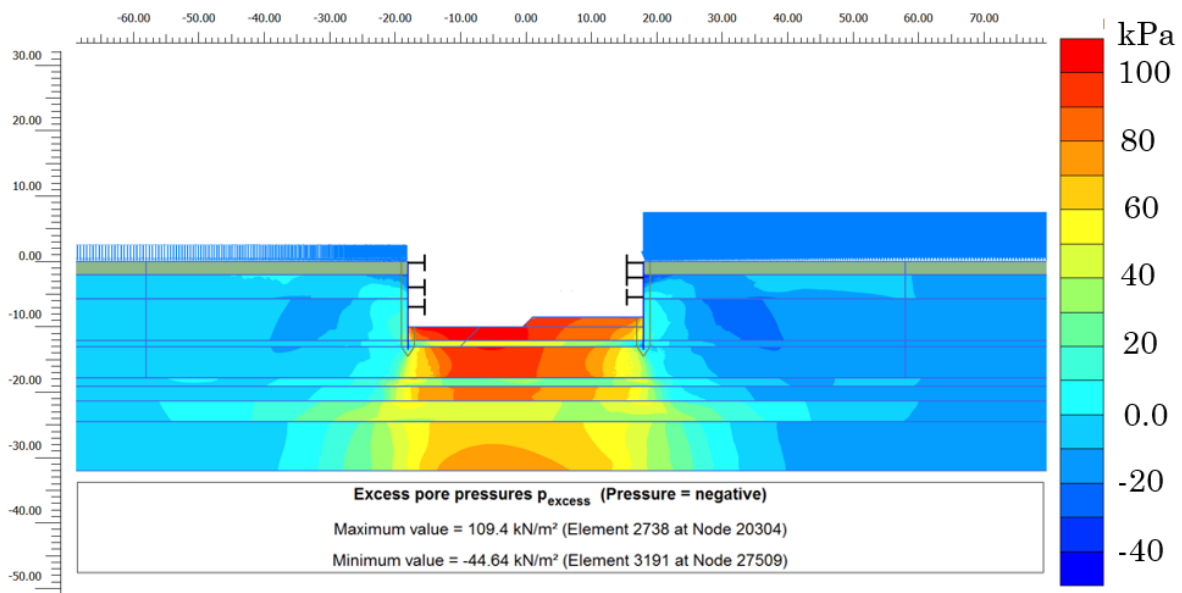


Figura 5.39. Exceso de presión de poro debido a la descarga, para una profundidad de 10m. Obtenido con el caso D (modelo HSSmall).

5.4.7.6. Mecanismos de falla

Al realizar un análisis de disminución de parámetros, se pueden encontrar tanto los factores de seguridad como los mecanismos probables de falla. En las partes a) y b) de la figura 5.40 se presentan los probables mecanismos de falla encontrados para 10 y 13m de profundidad; con factores de seguridad de 3.7 y 2.48, respectivamente.

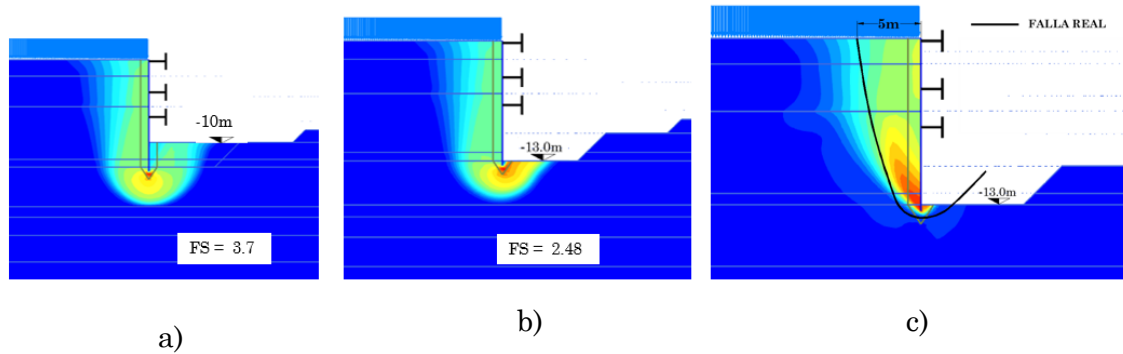


Figura 5.40. Mecanismos probables de falla para diferentes niveles de excavación, obtenidos en el Caso D (modelo HSSmall).

Las deformaciones totales obtenidas son, también, un buen indicador de una superficie probable de falla, los resultados del MEF coinciden con lo observado en la realidad, como puede verse en la parte c) de la figura 5.40, donde se dibujó la superficie de falla real.

5.4.7.7. Comentarios generales de los resultados obtenidos

Al comparar los resultados de deformaciones y momentos flexionantes, obtenidos con los diferentes casos de análisis (apartados 5.4.7.1 a 5.4.7.3), se observa una clara influencia del modelo constitutivo utilizado. Por esta razón, se considera que es indispensable la selección de un modelo constitutivo que represente con suficiente aproximación el comportamiento real del suelo.

De los modelos constitutivos analizados en este trabajo, se considera a los modelos hiperbólicos (HS y HSSmall) como aquellos que mejor representan el comportamiento real de suelo en problemas de excavación. Sin embargo, el modelo HS no toma en cuenta la rigidez a bajas deformaciones, que como se aprecia (Figura 5.28), influye en gran medida en los resultados, sobre todo en las deformaciones. Por esta razón, en este trabajo, se tomaron los resultados del modelo HSSmall para analizar los empujes sobre el muro.

5.4.8. Análisis de posibles soluciones

Para aumentar la seguridad de las excavaciones se recurre a diversas alternativas, una de ellas es aumentar la rigidez del sistema, esto se logra disminuyendo la separación horizontal entre puntales. Otra alternativa es aplicar una precarga a los puntales para que estos comiencen a trabajar antes de que se presenten movimientos en las paredes de la excavación. Adicionalmente, se considera el incremento de la longitud de empotramiento para asegurar la estabilidad.

Aprovechando la información disponible, se realizan diversos análisis con el MEF a partir del caso D (modelo HSSmall), variando los factores mencionados en el párrafo anterior.

5.4.8.1. Separación horizontal de puntales

Para conocer la influencia que tiene la separación horizontal de los puntales, se han generado modelos adicionales en donde se disminuye dicha separación, los resultados obtenidos para separaciones de 2, 4, 6 y 8m, se muestran en las figuras 5.41 y 5.42. Se aprecia que la separación horizontal de los puntales tiene cierta influencia, pero no es tan marcada.

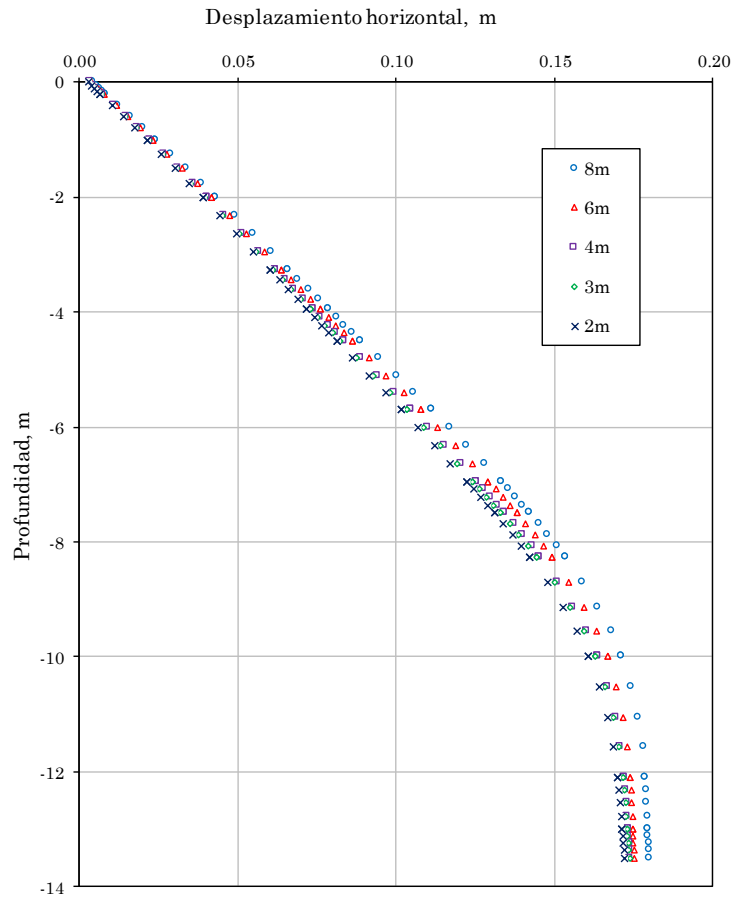


Figura 5.41. Desplazamiento horizontal en función de la separación horizontal de los puntales, utilizando el modelo HSSmall.

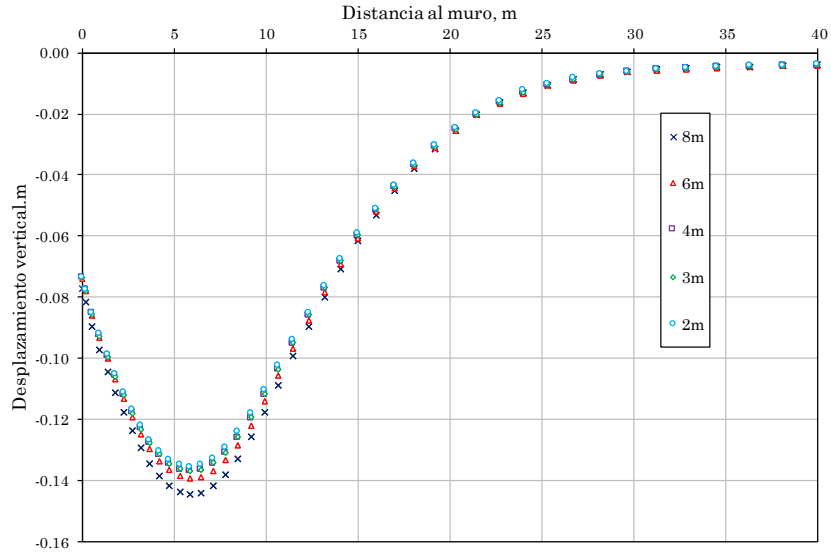


Figura 5.42. Desplazamientos en la superficie en función de la separación horizontal de los puntales, utilizando el modelo HSSmall.

5.4.8.2. Precarga aplicada

Precarga uniforme, tomando en cuenta el troquel más cargado

Las recomendaciones dadas por Terzaghi y Peck (1948) sobre el diseño de los puntales, indican que estos sean diseñados en función del puntal más cargado. En ocasiones, esta recomendación ha sido tomada de manera errónea en la práctica, precargando todos los puntales con la misma carga máxima, independientemente de su ubicación. Con la finalidad de evaluar la efectividad de esta práctica, se han aplicado porcentajes de carga del puntal más esforzado, de acuerdo con los resultados del caso D. a todos los niveles de apuntalamiento. La figura 5.43 muestra los desplazamientos horizontales en el muro para cada porcentaje de precarga aplicada. Como puede verse, la práctica de precargar todos los puntales con la misma carga no es recomendable, debido a que en la superficie se tendrían movimientos excesivos. La figura 5.44 muestra los asentamientos respectivos.

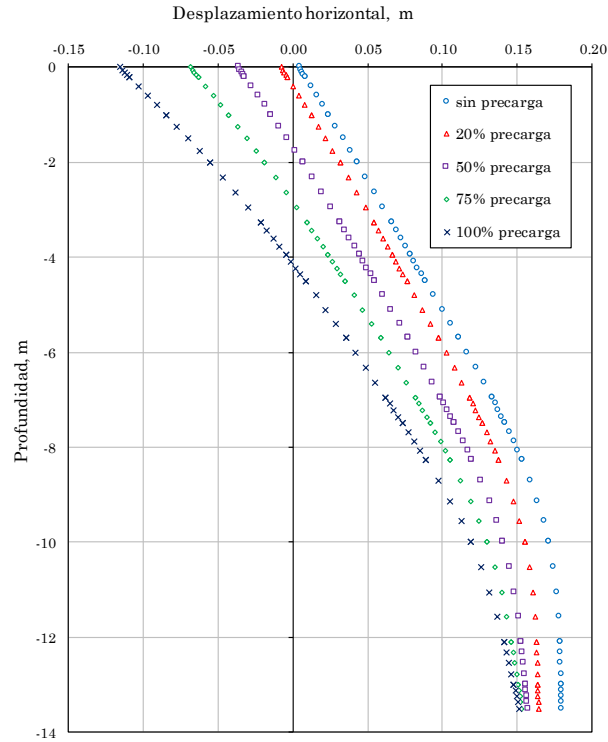


Figura 5.43. Desplazamientos laterales para diferentes porcentajes de precarga uniforme aplicada. La precarga se tomó en función del troquel más cargado

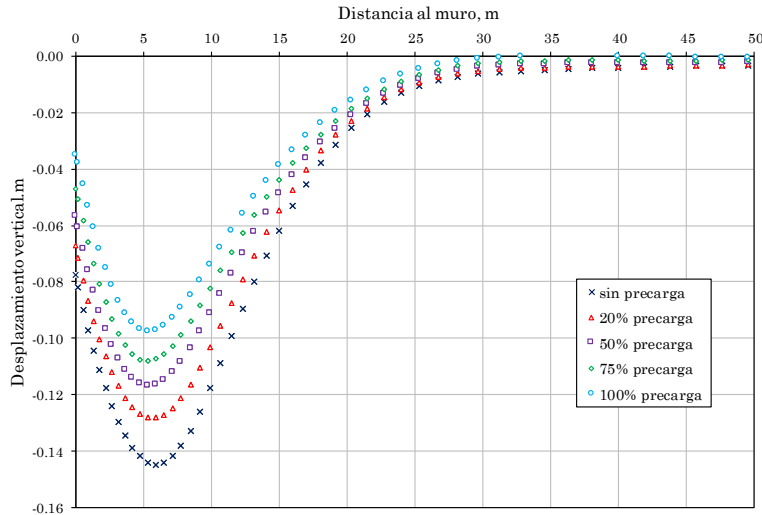


Figura 5.44. Asentamientos en la superficie para diferentes porcentajes de precarga uniforme aplicada, La precarga se determinó en función del troquel más desfavorable.

Precarga no uniforme, aumenta con la profundidad

De acuerdo con los resultados obtenidos con el MEF, la carga a la que estará sometido un puntal, depende de su profundidad, por tanto, a los puntales más superficiales les corresponde una menor carga. Si la precarga se aplica como un porcentaje de la carga máxima a que estará sometido cada puntal, se obtienen los desplazamientos

horizontales en el muro de la figura 5.45. Los desplazamientos en la superficie correspondientes se presentan en la figura 5.46.

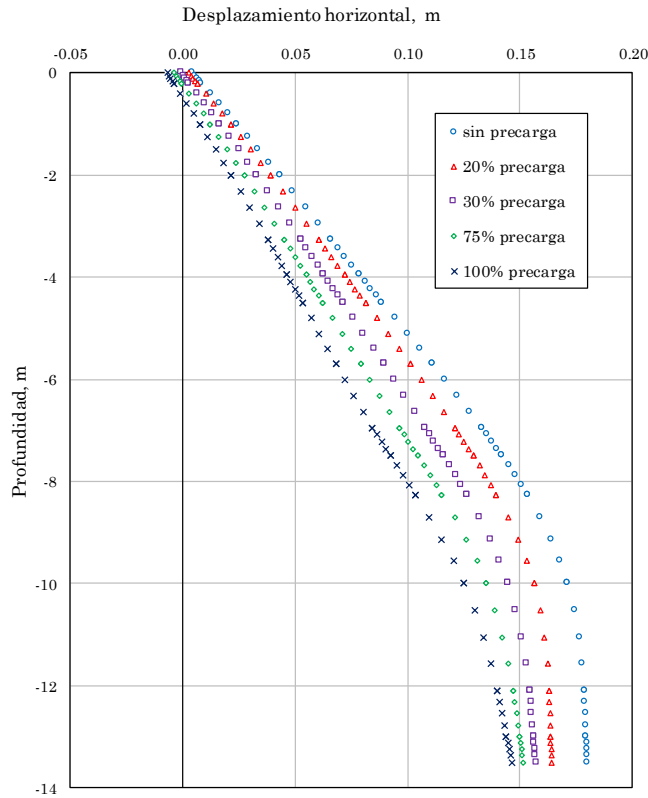


Figura 5.45. Desplazamientos laterales en el muro, obtenidos al aplicar diferentes porcentajes de precarga no uniforme, de acuerdo con la carga correspondiente a cada puntal, según el MEF.

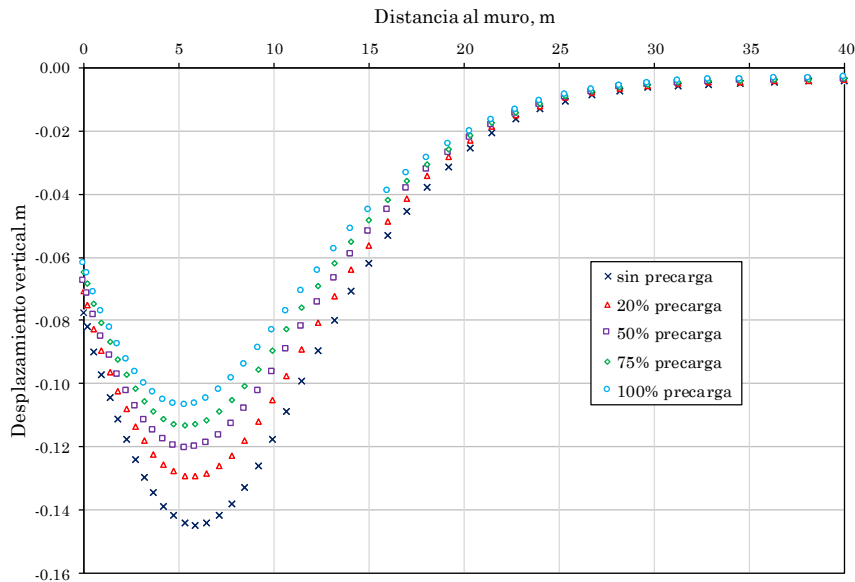


Figura 5.46. Asentamientos en la superficie detrás del muro al aplicar diferentes porcentajes de precarga no uniforme, de acuerdo con los resultados del MEF (caso D).

5.4.8.3. Longitud de empotramiento

El efecto de la longitud de empotramiento del muro puede ser analizada para el caso de estudio, La figura 5.47 muestra los desplazamientos en el muro para diferentes longitudes de empotramiento, para una profundidad de excavación de 10m. Para una profundidad de empotramiento de 2.5m, los desplazamientos son excesivos al nivel del fondo de la excavación. Si la profundidad de empotramiento, H_p , es igual al 50% de la profundidad de excavación, H ($H_p = 5\text{m}$ cuando $H = 10\text{m}$), los desplazamientos horizontales disminuyen. Si se incrementa la profundidad de empotramiento a más del 50% de la profundidad de excavación, los desplazamientos horizontales a la profundidad de excavación ya no disminuyen en gran medida. Por tanto, la recomendación práctica de empotrar el muro una longitud igual al 50% de H , es válida y necesaria para evitar desplazamientos horizontales excesivos.

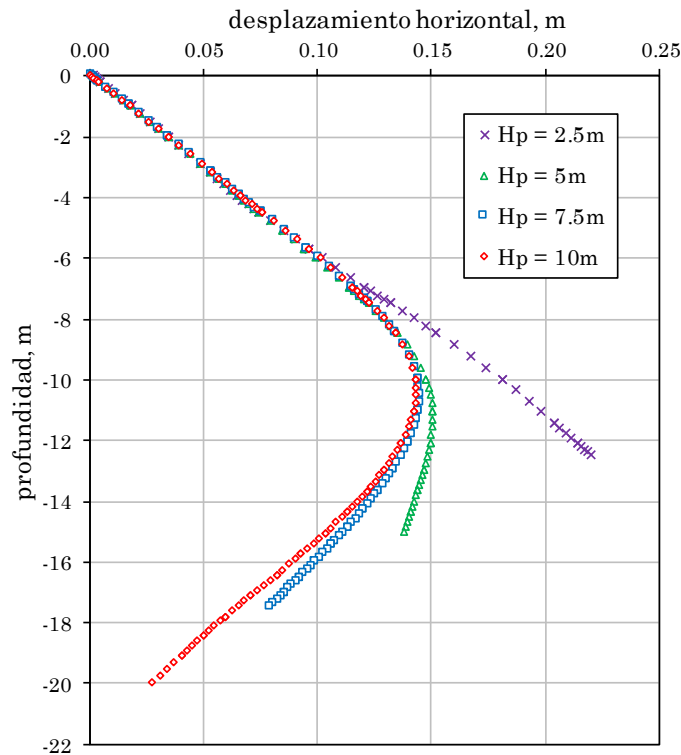


Figura 5.47. Desplazamientos horizontales en el muro para diferentes longitudes de empotramiento.

Comentarios

En el caso analizado, la longitud de empotramiento fue del 35% aún en condiciones estables (con $H = 10\text{m}$), por tanto, la principal medida que pudo evitar la falla de la excavación, era no disminuir la profundidad de empotramiento.

5.4.8.4. Diagramas de empuje

A partir de los resultados obtenidos con el MEF, se propone una envolvente para estimar las cargas en los puntales. Se parte de la idea principal de Zeevaert de considerar las envolvente más desfavorables que pueden presentarse en el proceso de excavación; para este fin se utiliza la envolvente de Tschebotarioff (1951) y la presión máxima de Terzaghi

y Peck (1967) ($P_{máx} = 0.4\gamma H$; figura 3.12a), pero distribuida en toda la altura debido a la presencia de puntales cerca de la superficie (Figuras 5.48 y 5.49).

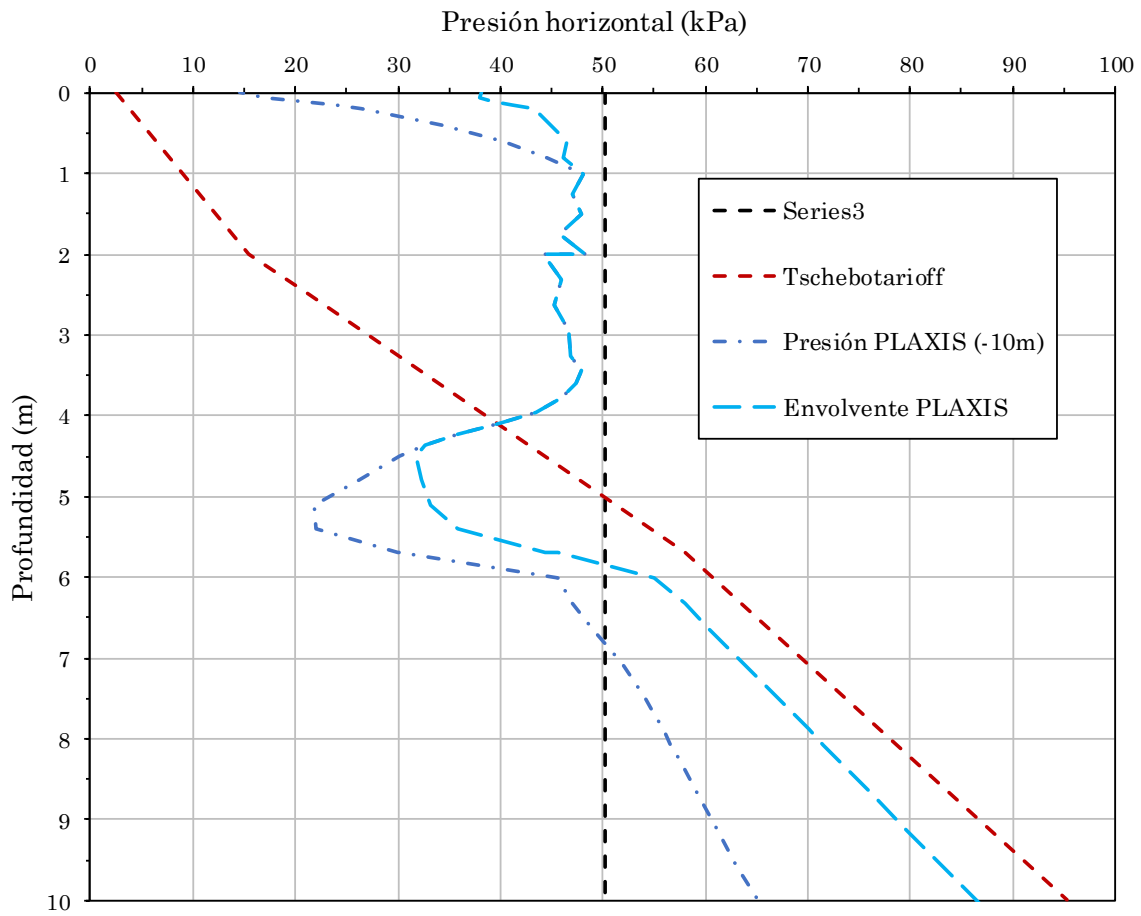


Figura 5.48. Comparación entre diagrama propuesto y los esfuerzos horizontales totales obtenidos con PLAXIS 2D V18 (modelo HSSmall), para una profundidad de excavación de 10m.

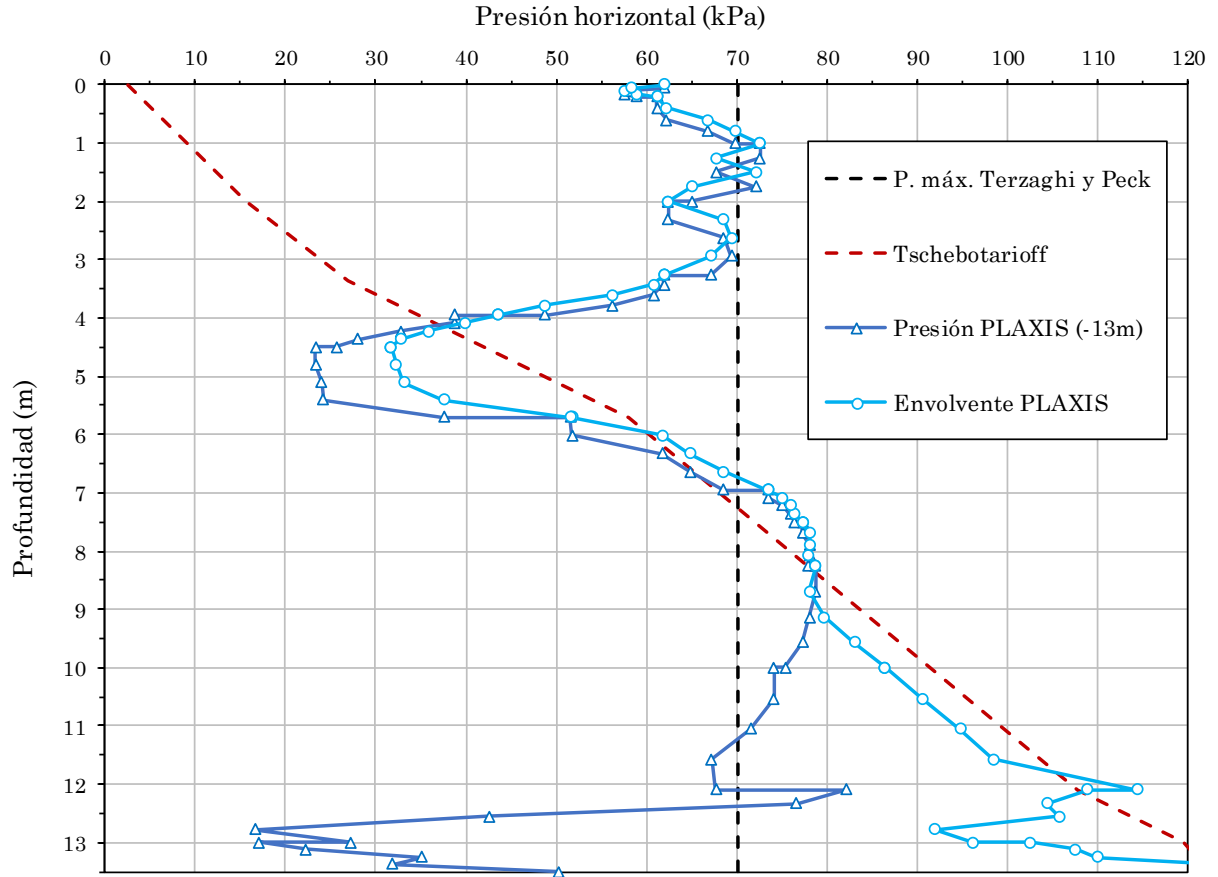


Figura 5.49. Comparación entre diagrama propuesto y los esfuerzos horizontales totales obtenidos con PLAXIS 2D V18 (modelo HSSmall), para una profundidad de excavación de 10m.

Las tablas 5.21 y 5.22 muestran las cargas obtenidas con estas envolventes, para las profundidades de excavación de 10 y 13m, respectivamente. Como puede verse, se encuentra cierta aproximación; sin embargo, estas envolventes deben verificarse con mediciones de campo.

Tabla 5.21. Comparación entre cargas en los puntales para el caso de análisis, obtenidas con el MEF (modelo HSSmall) y con la envolvente propuesta en este trabajo; para una profundidad de 10m

Puntal	Carga, kN/m	
	MEF	Propuesto
1 (-0.2m)	110.8	109.0
2 (-3.95m)	222.8	171.9
3 (-6.95m)	147.9	205.5
Total	481.5	486.35

Tabla 5.22. Comparación entre cargas en los puntales para el caso de análisis, obtenidas con el MEF (modelo HSSmall) y con la envolvente propuesta en este trabajo; para una profundidad de 13m

Puntal	Carga, kN/m	
	MEF	Propuesto
1 (-0.2m)	110.8	154.2
2 (-3.95m)	222.8	230.0
3 (-6.95m)	679.9	704.7
Total	1013.5	1088.9

5.4.8.5. *Comentarios sobre las posibles soluciones*

La aplicación de precarga tiene un efecto benéfico, siempre que esta sea aplicada en función de la ubicación de cada puntal; cuya carga correspondiente aumenta con la profundidad.

La disminución de la separación de los puntales tiene un efecto menos marcado que la aplicación de la precarga. Su separación debe ser la mínima que no interfiera con los trabajos constructivos.

Debe buscarse que el empotramiento del muro sea por lo menos del 50% de la profundidad de excavación.

Debido a la incertidumbre encontrada al determinar las cargas en los puntales, estos deberán diseñarse con factor de seguridad adecuado.

6. COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS DE ANÁLISIS

Los resultados obtenidos con las metodologías analíticas descritas en este trabajo, se comparan con aquellos obtenidos con el MEF (PLAXIS 2D V18); con la finalidad de observar las diferencias entre estos y poder seleccionar aquellas metodologías que mejor representen el comportamiento del suelo, para el caso de análisis. Se considera al MEF como la solución que más se aproxima a la realidad, esto en ausencia de datos de mediciones de campo.

6.1. Diagramas de presión para diseño de puntales

En PLAXIS 2D V18 es posible obtener las cargas en los puntales para cada nivel de excavación. Con las cargas obtenidas en el caso D (modelo HSSmall), se obtienen las presiones equivalentes que se muestran con línea negra continua en la figura 6.1. En la misma figura se presentan las envolventes de diseño analizadas en este trabajo, las envolventes de presión total obtenidas con el MEF y la envolvente de todas las etapas anteriores; para la profundidad de 10m.

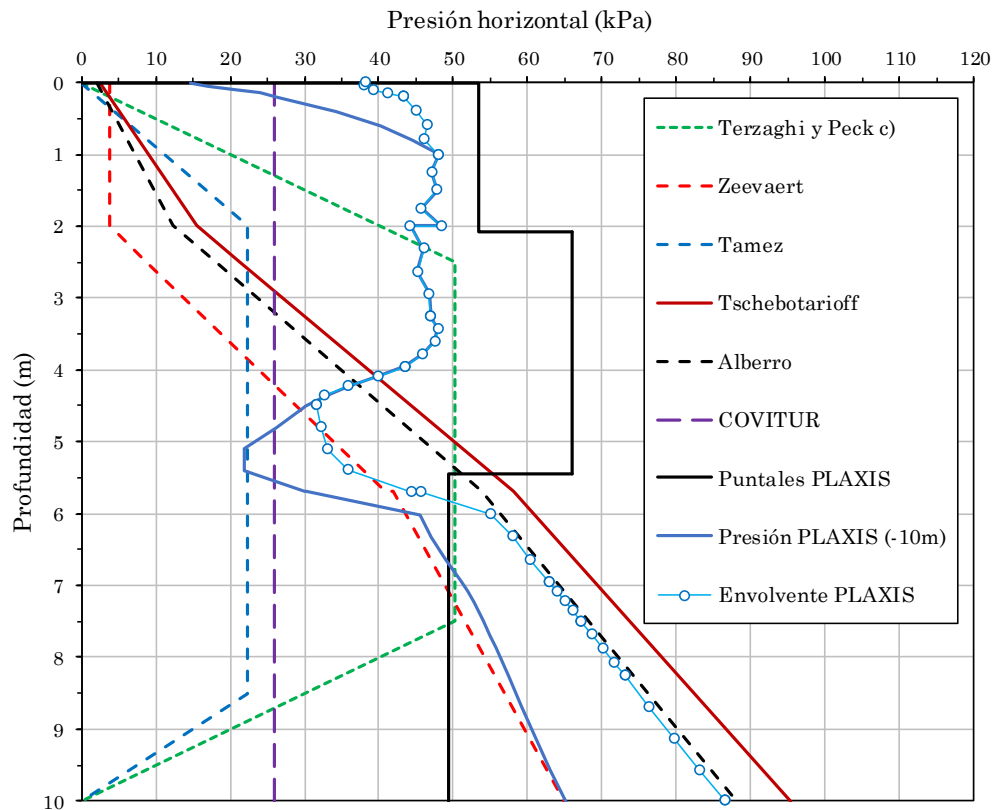


Figura 6.1. Comparación entre diagramas de presión, obtenidos con las metodologías analíticas y con el MEF, caso D (modelo HSSmall), para una profundidad de excavación de 10m.

La figura 6.2 muestra los diagramas de diseño correspondientes a la profundidad de 13m. Las presiones obtenidas al dividir la carga en los puntales entre su área tributaria, se presentan con línea negra continua. Por encontrarse en estado de falla incipiente, se considera además el diagrama de Terzaghi y Peck (1968) recomendado para esta condición.

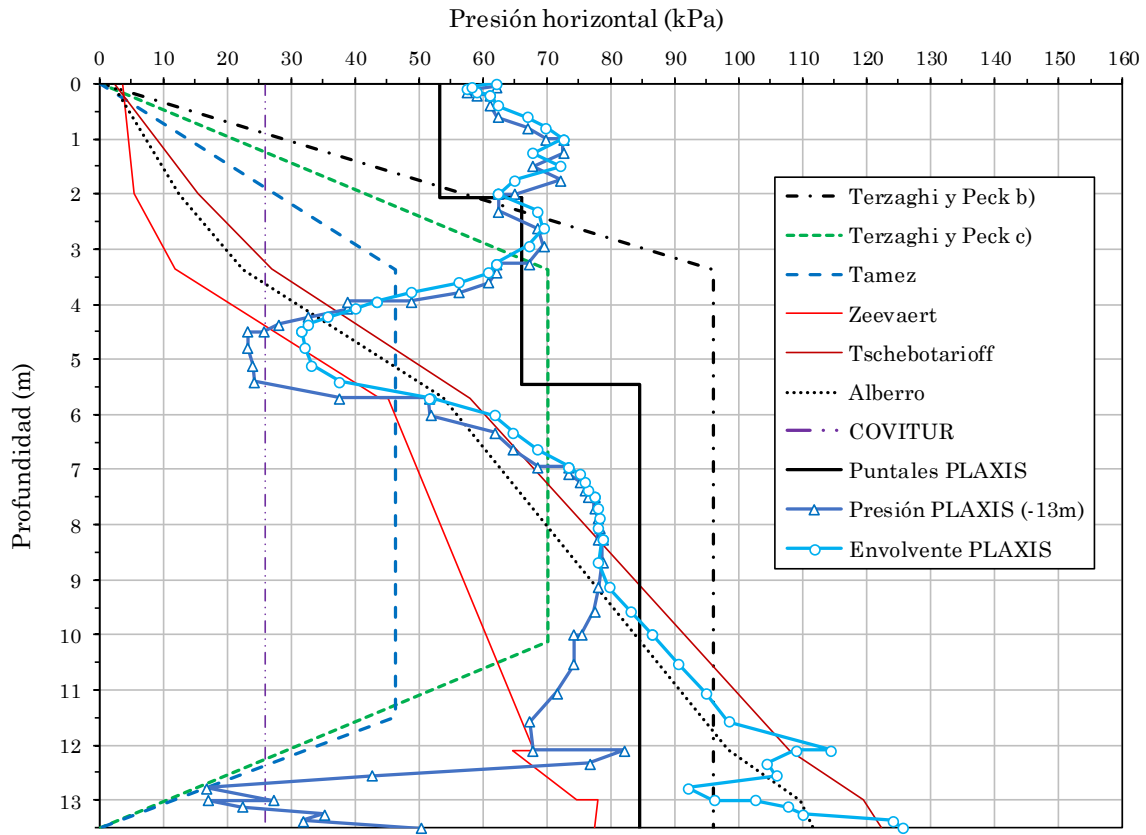


Figura 6.2. Comparación entre diagramas de presión, obtenidos con las metodologías analíticas y con el MEF, caso D (modelo HSSmall), para una profundidad de excavación de 13m.

La tabla 6.1 muestra las cargas en los puntales, obtenidas con las diferentes envolventes de diseño, incluyendo la propuesta en este trabajo (Figura 5.48), para la profundidad de 10m. Se indica, además, el porcentaje respecto al resultado del MEF (caso D).

Tabla 6.1 Comparación de cargas en los puntales, obtenidas con las diferentes metodologías descritas, para una profundidad de excavación de 10m.

Puntal	Carga sobre los puntales en kN/m / porcentaje respecto al resultado del MEF						
	Peck c)	Tamez	Zeevaert	Alberro	Tschebotarioff	MEF	Propuesto
1	51.45	28.1	8.9	18	22.3	110.8	109.0
	46%	25%	8%	16%	20%	100%	98%
2	169.1	75.1	78.54	115.5	127.9	222.8	171.9
	76%	34%	35%	52%	57%	100%	77%
3	135.9	63.7	144.9	190.4	205.5	147.9	205.5
	92%	43%	98%	129%	139%	100%	139%
Total	356.45	166.9	232.34	323.9	355.7	481.5	486.35
	74%	35%	48%	67%	74%	100%	101%

La tabla 6.2 muestra las cargas en los puntales obtenidas con las diferentes envolventes de diseño, para 13m de profundidad. Se indica su porcentaje respecto al resultado del MEF (Caso D). Además, se incluyen las cargas obtenidas con la envolvente propuesta en la figura 5.49.

Tabla 6.2 Comparación de cargas en los puntales, obtenidas con las diferentes metodologías descritas, para una profundidad de excavación de 13m.

Puntal	Carga sobre los puntales en kN/m / porcentaje respecto al resultado del MEF							
	Peck b)	Peck c)	Tamez	Zeevaert	Alberro	Tschebotarioff	MEF	Propuesto
1	72.78 66%	51.7 47%	35.2 32%	10.98 10%	17.9 16%	18.47 17%	110.8 100%	154.2 139%
2	306.44 138%	217.5 98%	148.2 67%	72.35 32%	105.9 48%	110.21 49%	222.8 100%	230.0 103%
3	754.96 111%	420.9 62%	318.6 47%	465.81 69%	637.4 94%	637.5 94%	679.9 100%	704.7 104%
Total	1134.18 112%	690.1 68%	502 50%	549.14 54%	761.2 75%	766.18 76%	1013.5 100%	1088.9 107%

Comentarios

Se puede observar que la mayoría de las envolventes propuestas de manera analítica subestiman la carga en los puntales, si se comparan con los resultados obtenidos con el MEF (caso D).

6.2. Desplazamiento en la superficie

La figura 6.3 muestra los movimientos en la superficie detrás del muro, que se obtienen al aplicar los métodos analíticos expuestos en la sección 3.2.4. En esta figura también se presentan los resultados obtenidos con el MEF, utilizando el modelo HSSmall (caso D).

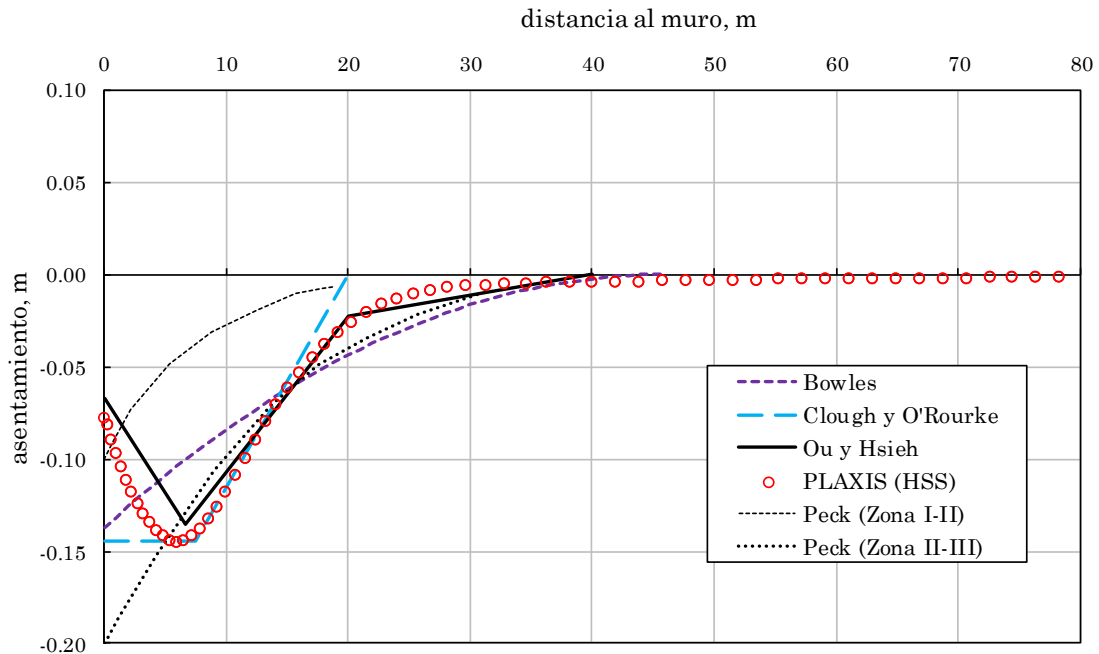


Figura 6.3. Comparación de asentamientos en la superficie detrás del muro, obtenidos con diferentes métodos de análisis.

Comentarios

Se observa cierta coincidencia entre el método de Ou y Hsieh y el MEF (caso D, modelo HSSmall), en ambos resultados se visualizan las dos zonas de influencia que se

mencionan en la metodología de Ou y Hsieh. Por otro lado, si se vuelve a calcular el perfil de asentamientos con el método de Ou y Hsieh, pero utilizando el desplazamiento vertical máximo obtenido con el MEF; se obtiene el perfil de la figura 6.4. Puede apreciarse bastante similitud entre ambos.

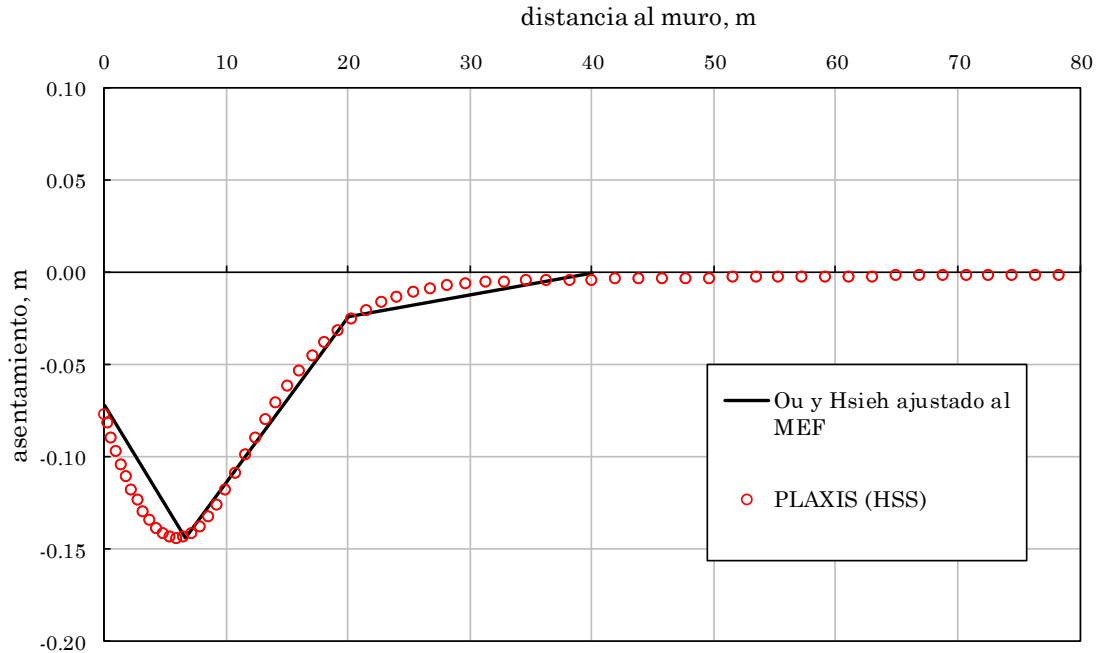


Figura 6.4. Comparación de asentamientos en la superficie detrás del muro, obtenidos con la metodología de Ou y Hsieh ajustada al valor máximo de desplazamiento obtenida del MEF, y el obtenido con el MEF (caso D).

El método propuesto por Romo *et al.* (1994) únicamente es aplicable para casos con precarga en los puntales, por lo que se utilizaron los resultados de la figura 5.44 para poder comparar este método con los resultados del MEF. Esta comparación puede apreciarse en la figura 6.5. La discrepancia observada radica en que el método de Romo *et al.* fue realizado a partir de un modelo elasto-plástico perfecto y no toma en cuenta la rigidez a bajas deformaciones, ni la dependencia del nivel de confinamiento de la rigidez.

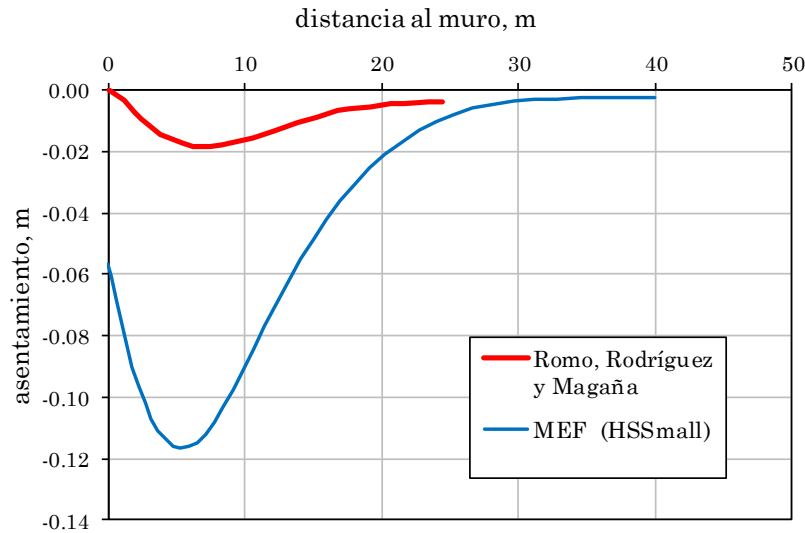


Figura 6.5. Comparación entre resultados de asentamientos en la superficie obtenidos con el método de Romo *et al.* (1998), y los obtenidos con PLAXIS 2D V18 (modelo HSSmall).

6.3. Falla de fondo

La estabilidad contra falla de fondo por esfuerzos cortantes en excavaciones ademas, es uno de los principales puntos a considerar tanto en el diseño como durante la construcción. En la práctica son utilizados diversos métodos analíticos como los descritos en la sección 3.2.2; sin embargo, la mayoría de ellos, basados en la propuesta de Terzaghi (1948), fueron desarrollados hace algunos decenios, cuando las herramientas tecnológicas no estaban tan desarrolladas como ahora. El MEF con reducción de parámetros de resistencia, nos da un valor aproximado del factor de seguridad global.

En esta sección se comparan los resultados obtenidos al estimar el factor de seguridad de la excavación en estudio con las diferentes metodologías descritas en este trabajo. Además, se comparan los diferentes mecanismos de falla propuestos analíticamente, con el mecanismo potencial de falla que arroja el MEF. Se analiza la superficie de falla real, para evaluar si la falla ocurrida se debe a este tipo de problema.

Se utilizaron los resultados de los análisis de estabilidad hechos con el modelo del caso D (HSSmall), para diez y trece metros de profundidad.

Los mecanismos de falla propuestos se comparan con los campos de deformaciones totales en ambas etapas. La figura 6.6 muestra los resultados obtenidos para la profundidad de excavación de 10 metros. La tabla 6.3 presenta los valores del factor de seguridad obtenidos con los diferentes enfoques.

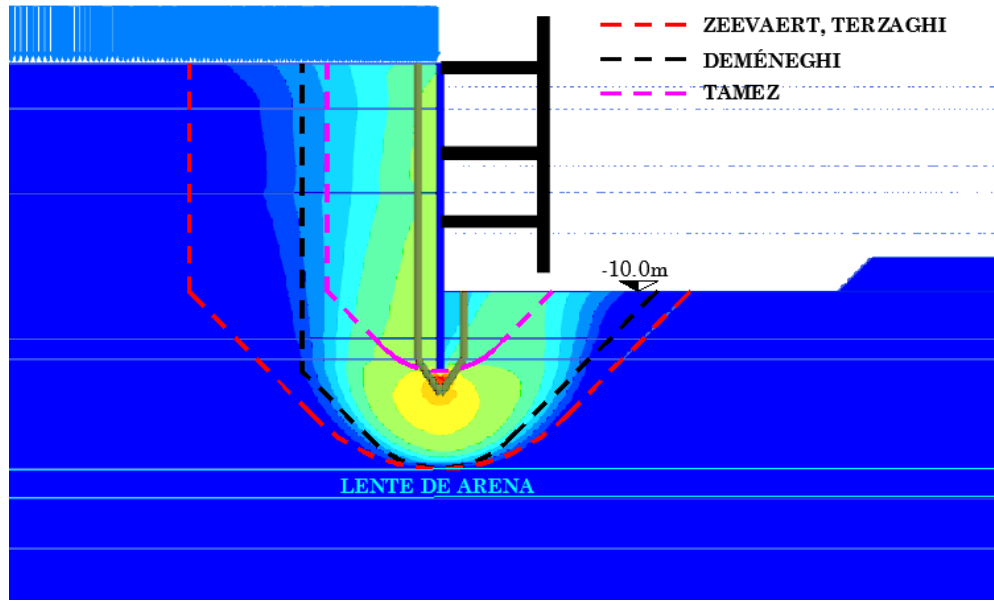


Figura 6.6. Comparación de los diferentes mecanismos potenciales de falla, para una profundidad de excavación de 10m.

Tabla 6.3 Comparación entre valores Factor de Seguridad obtenidos con los diferentes métodos de análisis, para una profundidad de excavación de 10m.

Criterio	Dos dimensiones	Tres dimensiones
	FS_b	FS_t
Terzaghi	2.06	-
Zeevaert	1.53	-
Tamez	2.33	2.38
Deméneghi	2.47	2.56
MEF	3.7	-

La figura 6.7 muestra los mecanismos de falla propuestos para la excavación a 13m de profundidad. Los valores del Factor de Seguridad obtenidos, se presentan en la tabla 6.4. En este caso, el MEF también arroja un factor de seguridad mayor que el resto de las metodologías.

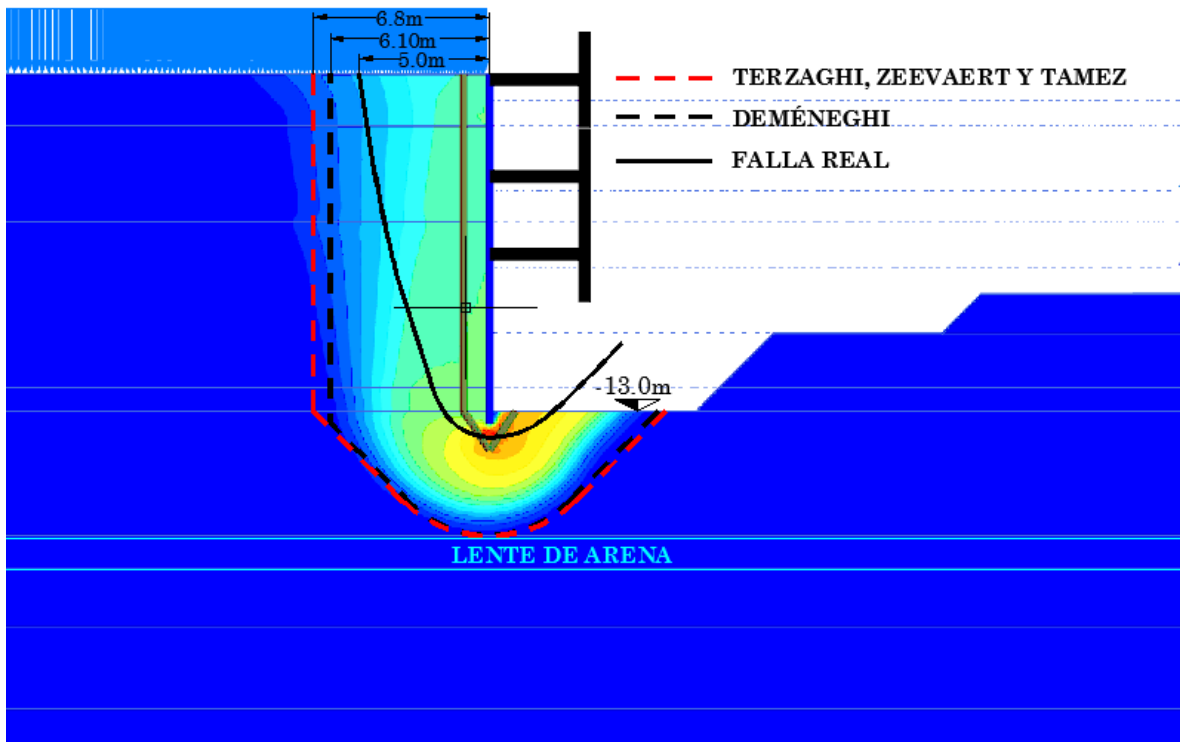


Figura 6.7. Comparación de los diferentes mecanismos potenciales de falla, y la superficie de falla real, para una profundidad de excavación de 13m.

Tabla 6.4 Comparación entre valores Factor de Seguridad obtenidos con los diferentes métodos de análisis, para una profundidad de excavación de 13m.

Criterio	Dos dimensiones	Tres dimensiones
	FS_b	FS_t
Terzaghi	1.66	-
Zeevaert	1.14	-
Tamez	1.66	2.09
Deméneghi	1.63	1.83
MEF	2.48	-

Comentarios

El mecanismo propuesto por Deméneghi tiene mayor aproximación con el que se obtiene con el MEF, para una profundidad de excavación de 10m. Sin embargo, el factor de seguridad obtenido con el MEF es superior a los obtenidos con los métodos analíticos; la diferencia observada puede deberse a que el MEF calcula un factor de seguridad global.

Los factores de seguridad obtenidos con las diferentes metodologías, disminuyen alrededor del 65% cuando la profundidad de excavación pasa de 10 a 13m.

Según lo especificado por Terzaghi (1948), el ancho del mecanismo de falla puede estar limitado, ya sea por el ancho de la excavación o por la presencia de un estrato rígido. En el caso estudiado, el mecanismo de falla está limitado por la segunda condición. Con la intención de verificar la hipótesis de Terzaghi, se realizaron diferentes modelos de

reducción de parámetros con el MEF (PLAXIS 2D V18), a partir del problema estudiado, para diferentes condiciones geométricas (Figura 6.8). En todos los casos se observa que el mecanismo de falla inicia en la punta del muro, como lo recomienda Deméneghi (2018).

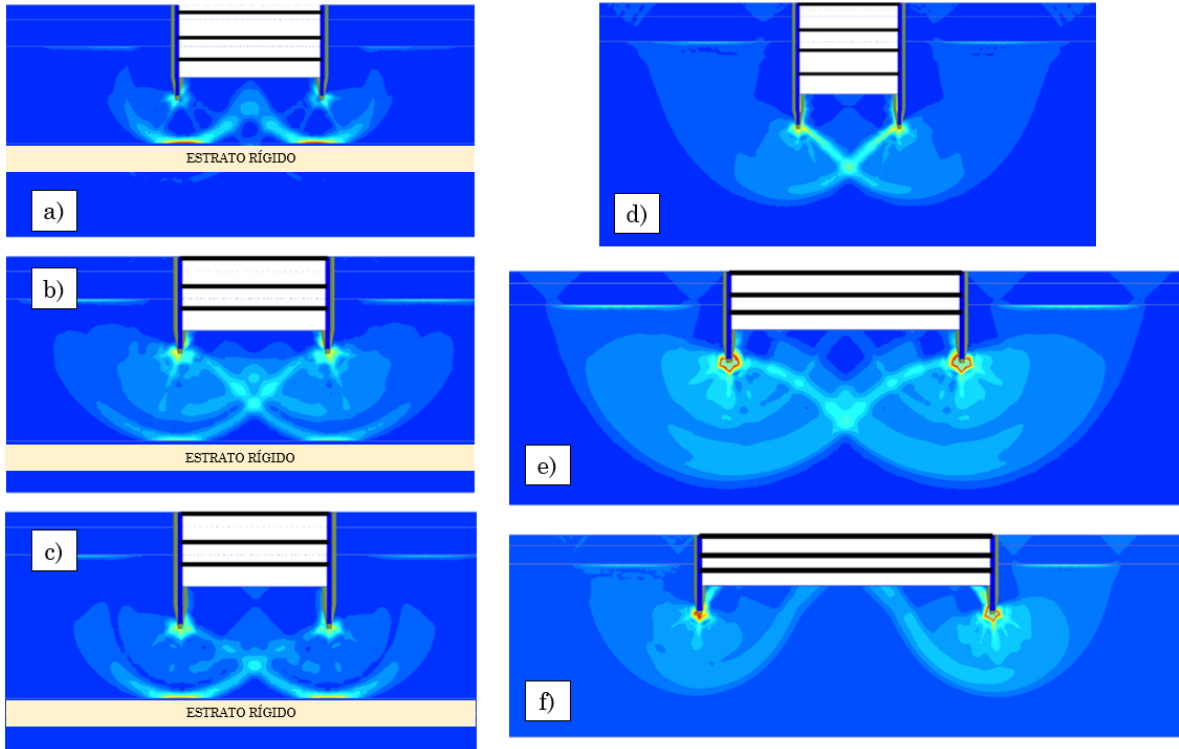


Figura 6.8. Mecanismos de falla para diferentes condiciones de frontera: a) estrato rígido cercano al fondo de la excavación, b) lente rígido alejado del fondo de la excavación con poca profundidad de empotramiento c) lente rígido alejado del fondo de la excavación con mayor empotramiento que el caso b), d) excavación angosta sin lente rígido, e) excavación ancha sin la presencia de un lente rígido, f) excavación muy ancha sin la presencia de un lente rígido.

Puede apreciarse la influencia del ancho de excavación y de la presencia de un estrato rígido. En el caso de no existir la influencia clara de ninguno estas dos condiciones de frontera, como en el caso f) de la figura 6.8, deberá buscarse aquel mecanismo de falla que arroje el Factor de Seguridad más desfavorable, es decir, deberán trazarse diferentes superficies y encontrar la que arroje el menor valor de factor de seguridad.

7. CONCLUSIONES

Empujes sobre las paredes de la excavación

Cuando se trabaja en términos de esfuerzos totales, como es el caso de excavaciones en arcillas saturadas; al generar una descarga, el estado de esfuerzos efectivos en la masa del suelo no puede cambiar instantáneamente, el agua que satura al suelo toma la descarga. Por tanto, la aplicación del criterio de Zeevaert para estimar los empujes sobre el sistema de contención debe ser analizada; ya que considera que la descarga generada es tomada por la parte sólida del suelo.

En los resultados obtenidos con el MEF, utilizando el modelo HSSmall, se aprecia que, para suelos blandos saturados, el esfuerzo efectivo se mantiene aproximadamente constante, siendo el agua intersticial quien toma las descargas. Por esta razón, deberán revisarse los criterios de las NTCDCC 2017, para tratar de tomar en cuenta estos resultados.

Los diagramas de presión aparente propuestos originalmente por Terzaghi y Peck (1948), se basan en mediciones de carga en puntales. Por tanto, deben ser utilizados para este fin. El uso de estos diagramas para estimar elementos mecánicos sobre el ademe no es adecuado.

Para analizar y diseñar excavaciones en arcilla, debe tomarse en cuenta el tipo de arcilla; además, se debe analizar si su comportamiento es principalmente elástico o plástico. Los criterios de Terzaghi y Peck (1948), Zeevaert (1983), Tamez (2001) y Tamez *et al.*, 1987) no hacen distinción entre el comportamiento elástico y plástico.

De los criterios descritos en este trabajo, se observó que la metodología de Tamez (2001), para este caso, arroja cargas en los puntales menores a las que genera el agua; incumpliendo con lo establecido en las NTCDCC-2017.

Con la envolvente de diseño que se propone en este trabajo, se obtienen cargas en los puntales con valores aproximados a los obtenidos con el MEF (caso D). Sin embargo, esta propuesta debe ser verificada al compararse con mediciones reales.

Falla de fondo por esfuerzos cortantes

La longitud empotrada de un muro o tablestaca, tiene un efecto favorable en la estabilidad de la excavación. En la revisión del factor de seguridad ante falla de fondo por esfuerzos cortantes, debe tomarse en cuenta su presencia; debido a que se modifica el mecanismo de falla; originándose en el extremo inferior del muro, de acuerdo con los resultados del MEF. El mecanismo de falla propuesto por Deméneghi (2015) es el que más se aproxima al mecanismo de falla obtenido con el MEF, para un muro empotrado.

En las NTCDCC-2017, no se toma en cuenta el efecto benéfico de la longitud empotrada (pata) del muro, ni su influencia en el mecanismo de falla de fondo. Tales efectos podrían ser considerados en futuras modificaciones.

El ancho del mecanismo de falla puede ser limitado por el ancho de la excavación o por la presencia de un estrato rígido. Si el ancho de la excavación es grande, y no se tienen estratos rígidos; el ancho del mecanismo de falla deberá ser encontrado mediante iteraciones, hasta encontrar el ancho crítico.

Estabilidad de la pata del muro

Cuando se revisa la estabilidad del muro por empotramiento, algunas metodologías emplean un mecanismo de capacidad de carga para estimar las fuerzas resistentes. Sin embargo, en suelos cohesivos homogéneos, la capacidad del mecanismo no depende de las de las dimensiones del mismo; por tal motivo, su capacidad no disminuye al reducir sus dimensiones. De este modo, el criterio propuesto por Tamez (2001), sobreestima el factor de seguridad para longitudes de empotramiento casi nulas, como la que se presentó en el caso analizado en este trabajo.

Movimientos en el terreno aledaño a la excavación

El tipo de movimiento en la superficie puede ser de expansión o de asentamiento, dependiendo del tipo del grado de cedencia que se tenga en el muro. Si el muro es suficientemente flexible, se tendrán asentamientos en la superficie, estos pueden tener una configuración triangular o cóncava.

Para obtener resultados realistas de su predicción, es necesario tener en consideración que alrededor de una excavación, el rango de deformaciones es de bajo a medio. Por tanto, el ancho de influencia estará en función de este rango. De los modelos constitutivos analizados, el modelo HSSmall es el único que toma en cuenta el comportamiento del suelo a bajas deformaciones, por tanto, resulta el más adecuado para este tipo de problemas.

De las metodologías analíticas expuestas, la propuesta de Ou y Hsieh (2006) es la que más se aproxima a los resultados obtenidos con el MEF, empleando el modelo HSSmall.

En el caso real analizado, con el modelo MC se sobreestima el ancho de influencia de la excavación. Adicionalmente, se presenta una expansión en la superficie, asociada al levantamiento del muro, ocasionado por una sobreestimación de la expansión por descarga.

Modelado numérico para análisis de excavaciones

Al utilizar un método numérico para analizar excavaciones, es muy importante conocer la formulación de método empleado. En el caso de análisis de excavaciones empleando el MEF, es primordial la selección de un modelo constitutivo que represente de manera adecuada los aspectos que definen el comportamiento del suelo real.

De los modelos constitutivos analizados en este trabajo, se encontró que el modelo MC presenta ciertas desventajas. Por ejemplo, sobreestima la zona de influencia de deformaciones en la masa de suelo, al no considerar un módulo de rigidez dependiente del nivel de esfuerzos. Además de no hacer distinción entre el comportamiento en carga primaria y en descarga/recarga.

El modelo SS está formulado principalmente para problemas que involucran carga (terraplenes, cimentaciones, etc.). En el caso de excavaciones, se generan trayectorias de esfuerzo que no producen endurecimiento; es decir, se sobreestima el rango elástico en trayectorias de descarga. Al igual que el modelo MC, no toma en cuenta la rigidez a bajas deformaciones, sobreestimando la zona de influencia de asentamientos detrás del muro.

Los modelos hiperbólicos (HS y HSSmall) son, de los analizados en este trabajo, los que mejor se aproximan al comportamiento real del suelo en problemas de excavaciones, debido a su superficie de endurecimiento por esfuerzo desviador. Sin embargo, el uso del modelo HSSmall es preferible debido a que toma en cuenta la rigidez a bajas deformaciones del suelo.

En la selección de parámetros, se debe tomar en cuenta que la conversión empleada por la teoría de la elasticidad entre propiedades de rigidez drenadas y no drenadas, no se cumple para el caso de las arcillas lacustres del valle de México. Por lo que resulta necesario calibrar las propiedades mecánicas del suelo modelado.

Caso real de una excavación en la zona lacustre de la ciudad de México

En el caso analizado, se observó que para las profundidades de 10 y 13m, el factor de seguridad contra falla de fondo fue aceptable; sin embargo, el factor de seguridad contra la falla por pateo fue inferior a 1, con el criterio del Manual de diseño geotécnico (Tamez *et al.*, 1987). Por esta razón, la falla ocurrida se debe a falla por pateo. Por tanto, para evitar la falla se debió evitar el desconfinamiento del muro.

De las alternativas de solución analizadas, se observó que la aplicación de precarga contribuye en gran medida a evitar deformaciones excesivas en el sistema de contención. La precarga aplicada no debe ser igual en todos los puntales, esta debe ir aumentando conforme lo hace la profundidad, de lo contrario se tendrán deformaciones excesivas en la superficie. La influencia de la separación horizontal de los puntales tiene es menor que la aplicación de precarga. Se encontró que la profundidad de empotramiento adecuada es cercana al 50% de la altura de la excavación, con longitudes menores se obtienen desplazamientos excesivos; por el contrario, con longitudes mayores al 50% de la profundidad de empotramiento, las deformaciones no disminuyen de forma importante.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- Alberro, J., 1970. Mediciones efectuadas en las excavaciones. *Revista Ingeniería*, julio-septiembre, 252–272.
- Auvinet, G., Magaña, R., 1998. Seminario de elementos finitos para geotecnistas.
- Auvinet, G., Rodríguez, J.F., 2014. Reflexiones sobre el uso del método del elemento finito para la modelación de obras geotécnicas. XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, Puerto Vallarta, Jalisco.
- Ayala, K.L., 2013. Influencia de las propiedades índice en el índice de compresión en las arcillas del valle de México. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
- Bowles, J.E., 1996. *Foundation analysis and design*, 5th ed. McGraw-Hill, New York.
- Brinkgreve, R.B.J., 2005. Selection of Soil Models and Parameters for geotechnical Engineering Application. *Geo.Frontiers Congress*.
- Brinkgreve, R.B.J., Kumarswamy, S., Swolfs, W.M., Foria, F., 2018. *PLAXIS 2D Material Models Manual 2018*. Plaxis bv, Netherlands.
- Clough, G.W., O'Rourke, T.D., 1990. Construction-induced movements of in situ walls, Design and Performance of Earth retaining Structures, ASCE Special Publication No. 25.
- Cuevas, A., 2012. Diseño de sistemas de contención para excavaciones. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.
- Deméneghi, A., 2015. Temas especiales de geotecnia.
- dos Santos, J.A., Correia, A., 2001. Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain an unique strain-dependent shear modulus curve for soil. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- GCDMX (Gobierno de la Ciudad de México), 2017b. Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, Vigésima Época, 15 de diciembre de 2017, Ciudad de México, México.
- GCDMX (Gobierno de la Ciudad de México), 2017a. Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, Vigésima Época, 15 de diciembre de 2017, Ciudad de México, México.
- GDF (Gobierno del Distrito Federal), 2004. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 29 de enero de 2004, Ciudad de México, México.
- González, C.M., Romo, M.P., 2011. Estimación de propiedades dinámicas de arcillas. *Revista Ingeniería Sísmica* 1–23.

Hardin, B.O., Black, W.L., 1969. Closure to vibration modulus of normally consolidated clays. Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 95 (SM6), pp. 1531–1537.

Lucero, Y., 2017. Propiedades y modelos dinámicos para las arcillas del ex lago de Texcoco. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

Obrzud, rafat F., Truty, A., 2018. The hardening soil model - A practical gudebook, 2018th ed. Zace services Ltd. Software engineering, Switzerland.

Ou, C.-Y., 2006. Deep excavation: theory and practice. Taylor & Francis/Balkema, London ; New York.

Peck, R.B., 1969. Deep excavation and tunneling soft ground. Proceedings VII International Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering, México, D.F.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., 1983. Interpretation of cone penetration test. Part I: Sand. Can. Geotech. J. Vol. 20, 718–733.

Rodríguez, J.F., 2010. Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

Rodríguez, R., 1998. Evaluación numérica de las deformaciones inducidas por excavaciones profundas en arcillas blandas. División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

Romo, M.P., Rodríguez, R., Magaña, R., 1994. Procedimiento para el cálculo de movimientos en el terreno inducidos por excavaciones apuntaladas. XVII Reunión Nacional de mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Xalapa, Ver.

Romo, M.P., Ruelas M., S.A., Magaña, R., Sánchez G., A., 1992. Comportamiento de las excavaciones para el cruce de las Líneas 8 y 9 del Metro. XVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Casos historia en mecánica de suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Zacatecas, México.

Schanz, T., 1998. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Mitt. Inst., für Geotechnik, 45. Universität Stuttgart.

Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E., Guan, H., 2012. Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. Soils Found. 52, 682–697.

Tamez, E., 2001. Ingeniería de Cimentaciones. TGC Geotecnia S.A. de C.V., México, D.F.

Tamez, E., Santoyo, E., Mooser, F., Gutierrez, C.E., 1987. Manual de diseño geotécnico. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, Secretaría Gral. de Obras, Departamento del Distrito Federal, México.

Terzaghi, K., Peck, R.B., 1948. Soil Mechanics in Engineering Practice, 1st ed. John Wiley & Sons, New York.

Terzaghi, K., Peck, R.B., 1967. Soil Mechanics in Engineering Practice., 2nd ed. John Wiley & Sons, New York.

Terzaghi, K., Peck, R.B., Mesri, G., 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd ed. John Wiley & Sons, New York.

Tschebotarioff, G.P., 1951. Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, 1st ed. McGraw-Hill Book Company, Inc.

von Soos, P., 1990. Properties of Soil and Rock. In: Grundbautaschenbuch Part 4. Ernst & Sohn, Berlin.

Zeevaert, L., 1983. Foundation engineering for difficult subsoil conditions, 2nd ed. ed. Van Nostrand Reinhold, New York.