



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

SISTEMAS DE PRESOSTENIMIENTO PARA TÚNELES EN TERRENOS DIFÍCILES

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ALEJANDRO NICOLÁS JIMÉNEZ LÓPEZ

TUTOR PRINCIPAL

M.I. FERMÍN ANTONIO SÁNCHEZ REYES, FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. MAYO DE 2016

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
Secretario: M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN
Vocal: M.I. FERMÍN ANTONIO SÁNCHEZ REYES
1^{er.} Suplente: M.I. JOSÉ FRANCISCO SUÁREZ FINO
2^{do.} Suplente: DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ
Jet

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: CONSULTEC INGENIEROS ASOCIADOS, A.C.

TUTOR DE TESIS:

M.I. FERMÍN ANTONIO SÁNCHEZ REYES

FIRMA

RESUMEN

Los sistemas de presostenimiento permiten llevar a cabo el proceso de excavación de forma exitosa cuando se requiere excavar túneles en suelos con propiedades de resistencia muy bajas, escasa cobertura y/o edificaciones en superficie.

La presente tesis define a los sistemas de presostenimiento y detalla un subgrupo de ellos: los sistemas de enfilaje frontal (SEF) debido que hasta ahora no existía un método que permitiera conocer el incremento en la estabilidad que proporciona su implementación. En este trabajo se planteó y respondió a la pregunta:

“¿Cuántos micropilotes de un determinado tipo son necesarios para llegar a un factor de seguridad que garantice la estabilidad del frente del túnel?”

Para ello, se presenta un procedimiento, que estima la carga que debe ser soportada a partir del análisis del frente utilizando métodos analíticos; y permite calcular el número de micropilotes necesarios para soportarla. El procedimiento es aplicable en condiciones de riesgo de falla de frente y de la zona de la clave cuando existe avance sin sostenimiento; su principal ventaja es su adaptabilidad a todos los métodos analíticos.

Se utilizó el Método Simplificado de Estabilidad de Túneles de Tamez et al. (1997) y un método simple propuesto en esta tesis a partir del mecanismo definido por Horn (1961), para analizar un ejemplo cuando el sostenimiento se encuentra en el frente y cuando existe un avance sin sostenimiento.

Los resultados del factor de seguridad fueron comparados con un modelo numérico y los resultados de los elementos mecánicos en los micropilotes con el manual del Ministerio de Fomento de España (2005), con los resultados de un modelo semianalítico y otro numérico.

Al final del trabajo se estableció una propuesta para el diseño de los sistemas de enfilaje frontal como un conjunto y no sólo un análisis por falla local.

ABSTRACT

The pre-support systems allow to carry on the excavation process successfully when it is required to dig tunnels in the ground with poor strength conditions, low cover and/or surface buildings.

This thesis defines the different kinds of pre-support systems and it focuses a subgroup of them: the forepoling systems (SEF) due to, there was not yet a theoretical approach that had permitted to know the increase of the stability that supplies its implementation. In this work is asked and answered the question:

¿How many micropipes of a specific kind are needed to get a Safety Factor that assures the stability of the tunnel face?

To achieve this, a procedure is presented, it computes the load that has to be supported starting from the face analysis using analytical methods; it allows to determine the number of micropipes needed to carry the load. The procedure is applicable under front failure risk conditions and on the tunnel crown when the advance has no support; the main advantage of this procedure is its adaptability to every single analytical method.

It was used the Tunnel Stability Simplified Method (MSET) by Tamez et al. (1997); furthermore, a simple method presented in this thesis is explained which is based on the failure mechanism according to Horn (1961), to analyze an example when the tunnel support was on the face and also when there was an advance without support.

The results from the safety factor analyses were compared with a numerical model and the internal forces in the micropipe were compared with the Spaniard Foment Ministry handbook (2015), a semi-analytical method results and a numerical model results.

In the end of this work, a scheme for the forepoling system design is established, that allows to develop the task as a whole and not just a local failure analysis.

AGRADECIMIENTOS

A mi esposa Viviana, porque tu amor me impulsa siempre a dar mi mejor esfuerzo por las cosas que me apasionan y por estar a mi lado animándome en los momentos más complicados.

A mis padres Hugo y Ma. del Carmen, cuyo apoyo incondicional me impulsó a obtener este logro personal y profesional. Porque aún en los fracasos siempre encontré en ustedes paciencia, comprensión y un buen consejo. El logro también es de ustedes.

A mi hermano Hugo, tu ejemplo y valor me impulsaron a seguir tus pasos y emigrar a esta ciudad cuando tenía poco menos de 15 años de edad en busca de un futuro profesional.

A mi tutor y mentor Fermín Antonio Sánchez Reyes, por toda su disposición y por su orientación para que esta tesis pudiera concluirse, pero sobre todo por sus enseñanzas en la Ingeniería en Túneles.

A Consultec Ingenieros Asociados A. C. por la ayuda económica que me otorgaron más de seis meses, sin la cual habría sido imposible esta investigación y por permitirme desarrollar este trabajo en sus instalaciones.

A Alianza FiiDEM y a AMITOS por su esfuerzo para crear un plan de estudios enfocado en túneles y obras subterráneas. Como miembro de la primera generación me esforzaré en contribuir al desarrollo en este tema.

A CONACYT, por seguir impulsando el desarrollo científico y tecnológico de México.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, mi casa de estudios desde el bachillerato, a la cual buscaré contribuir y enaltecer día con día.

A todos, muchas gracias.

CONTENIDO

RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
AGRADECIMIENTOS	v
CONTENIDO	vi
SIMBOLOGÍA	viii
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1. Problemática.....	1
1.2. Justificación y alcances	1
1.3. Contenido de la tesis.....	2
CAPÍTULO 2 SISTEMAS DE PRESOSTENIMIENTO	3
2.1. Los sistemas de enfilaje frontal (SEF)	3
2.2. Jet-Grouting.....	8
2.3. Anclajes de fibra de vidrio.....	9
CAPÍTULO 3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN EL FRENTE	11
3.1. Cambio del estado de esfuerzos y movilización de la resistencia	12
3.2. Modelos analíticos de inestabilidad en el frente	13
3.2.1. Modelo extendido de Kirsch.....	15
3.2.2. El mecanismo de Horn	17
3.2.3. El Método Simplificado de Estabilidad de Túneles (Tamez et al., 1997)	23
CAPÍTULO 4 DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ENFILAJE FRONTAL (SEF) EN LA ACTUALIDAD	33
4.1. Consideraciones de cálculo y diseño de SEF en la actualidad	33
4.2. Elementos mecánicos últimos (M,V,N).....	33
4.2.1. Carga axial (normal).....	33
4.2.2. Fuerza cortante	33
4.2.3. Momento Flexionante.....	35
4.3. Cálculo analítico de micropilotes por el criterio del Ministerio de Fomento de España (MFE).....	36
4.3.1. Longitud de diseño, criterio del Ministerio de Fomento de España (MFE).....	37
4.3.2. Carga de diseño del Ministerio de Fomento.....	38
4.3.3. Elementos mecánicos de diseño del Ministerio de Fomento.....	39
4.4. Método semi-analítico con avance sin sostenimiento	40
4.4.1. Cálculo de la rigidez del terreno	40
4.4.2. Cálculo de la rigidez del sostenimiento	41

4.5.	Modelos numéricos de cálculo	45
CAPÍTULO 5 PROPUESTA DE UN PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA LOS SEF ..		47
5.1.	Consideraciones	47
5.2.	Descripción del procedimiento	47
CAPÍTULO 6 IMPLEMENTACIÓN DE LA PROPUESTA DE DISEÑO DE LOS SEF		51
6.1.	Análisis con el MSET	53
6.2.	Análisis con el modelo analítico basado en el mecanismo de Horn	67
6.3.	Análisis del modelo numérico en FLAC3D	77
6.4.	Diseño de los SEF	80
6.5.	Comparación de resultados	93
6.6.	Análisis de los elementos mecánicos en los micropilotes	107
6.7.	Establecimiento formal del procedimiento de diseño del SEF	112
CONCLUSIONES.....		115
BIBLIOGRAFÍA.....		116
ANEXOS		121
A.1.	Determinación analítica de esfuerzos en torno a una cavidad, extracto de Sánchez (2014).....	121
A.1.1	Fuerzas de excavación	123
A.1.2	Ejemplo de aplicación de Kirsch extendido	128
A.1.3	Deformaciones en el entorno de la cavidad	130
A.2.	Parámetros de los micropilotes utilizados para el modelo de FLAC3D	133

SIMBOLOGÍA

a	Longitud de avance sin sostenimiento (soporte)
A	Altura del túnel en el MSET
A_{sost}	Área de la sección transversal del sostenimiento
B	Ancho del túnel
B_{eq}	Ancho equivalente del túnel
c	Cohesión
c_r	Distancia entre los resortes
c_u	Resistencia al corte no drenada del terreno
D_p	Diámetro de la perforación
D	Diámetro
D_T	Diámetro del túnel
D_{tubo}	Diámetro del tubo
E	Módulo de Young
E_{sost}	Módulo de Young del sostenimiento
E_{terr}	Módulo de Young del terreno
F	Fuerza
FA	Fuerza actuante
f_a	Factor de relajación del terreno $f_a=1.0$ (0% de relajación) y $f_a=0.0$ (100% de relajación).
FR	Fuerza resistente
FS	Factor de seguridad
H	Cobertura del túnel
H_T	Altura del túnel
h	Altura que gravita a corto plazo sobre el terreno
h_p	Altura del bloque 2 en el mecanismo de Horn

h_{sost}	Peralte del sostenimiento
k_0	Coefficiente de empuje de tierras en reposo
k_N	Rigidez del sostenimiento contra el terreno en el sentido normal
k_{sost}	Rigidez del sostenimiento
k_{SC}	Rigidez del sostenimiento en la clave
k_{terr}	Rigidez del terreno
L	Longitud
L_a	Longitud de avance
L_d	Longitud de diseño
L_e	Longitud elástica de cada micropilote
L_f	Longitud en planta del frente de excavación
L_{mov}	Longitud del terreno movilizado para el método semi-analítico
L_q	Longitud de la carga igual a L_a más L_{mov}
M	Momento flexionante
MA	Momento actuante
M_{ed}	Momento flexionante estimado para el diseño
MR	Momento resistente
N_E	Número de estabilidad de (Broms & Bennemark, 1967)
N	Fuerza normal (carga axial)
P_i	Presión interior del túnel
P_0	Presión total vertical al nivel del eje del túnel sobre el terreno natural
q	Carga
q_d	Carga del terreno que gravita sobre el micropilote multiplicada por un coeficiente de seguridad
q_{pl}	Capacidad de carga del prisma 1 para el Método de Tamez
R	Radio del túnel

RMR	Rock Mass Rating (índice de calidad de roca de Bieniawski)
r	Distancia del centro del túnel a un punto del medio
s	Separación entre ejes de los micropilotes
t	Espesor
u_v^{clave}	Desplazamiento producido en la clave
V	Fuerza cortante
V_{ed}	Fuerza cortante estimada para el diseño
W	Peso (comúnmente de un bloque de un mecanismo definido)

SÍMBOLOS GRIEGOS

α	Ángulo de falla para el mecanismo de Horn
$\alpha_{enfilaje}$	Ángulo de enfilaje
θ	Ángulo medido en el sentido horario a partir de la vertical para la distribución de Kirsch
ϕ	Ángulo de fricción interna
γ	Peso volumétrico
σ	Esfuerzo normal
σ_1	Esfuerzo principal mayor
σ_3	Esfuerzo principal menor
σ_r	Esfuerzo radial
$\sigma_r^{r,\theta}$	Esfuerzo radial en un punto del medio de coordenadas (r,θ)
$\sigma_\theta^{r,\theta}$	Esfuerzo tangencial en un punto del medio de coordenadas (r,θ)
$\tau_{r\theta}^{r,\theta}$	Esfuerzo cortante en un punto del medio de coordenadas (r,θ)
τ	Esfuerzo cortante
τ_0^y	Esfuerzo cortante mínimo de falla

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. PROBLEMÁTICA

En la práctica de excavación de túneles en condiciones difíciles se ha comprobado la gran eficacia de colocar sistemas de presostenimiento como los de enfilaje frontal (SEF) a fin de evitar la inestabilidad del frente y de la clave; sin embargo, aún es muy incipiente el estado del conocimiento en lo referente al comportamiento de estos elementos, las cargas que reciben y la magnitud de las reacciones en el terreno.

Aunque se han desarrollado diversos enfoques analíticos y modelos numéricos para diseñar los sistemas de presostenimiento basados en hipótesis de diversa índole, por lo general, las soluciones analíticas hacen simplificaciones que limitan en gran medida su aplicabilidad al no considerar la tridimensionalidad del fenómeno o al establecer ecuaciones que dependen de muchas variables; lo anterior no sólo complica su implementación sino que puede acarrear confusiones y generar resultados que difieran de las propias consideraciones en las que se apoyan. En tanto que los modelos numéricos ofrecen una mejor aproximación de las acciones que reciben los elementos estructurales, hoy en día se requiere contar con programas de alto costo y con técnicos muy especializados para crear modelos realmente representativos del terreno, las estructuras y los procesos constructivos en tiempos relativamente razonables.

1.2. JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES

El principal objetivo de la presente tesis es proponer un procedimiento de diseño para un sistema de presostenimiento que sea conceptualmente adaptable a cualquier método analítico que existe o que surja en un futuro.

Debido a la relevancia que los Sistemas de Enfilaje Frontal están tomando en la actualidad y al creciente número de casos en los cuales se implementan durante la excavación de túneles, éste trabajo se centra en ellos.

Los sistemas de enfilaje frontal, también conocidos como “paraguas de micropilotes”, son utilizados cuando existe riesgo de inestabilidad en el frente, en casos puntales donde se detecte una falla en el terreno y para estabilizar el frente durante los avances de la excavación.

La tesis propone un procedimiento de diseño que busca considerar las acciones representativas que afectan a los SEF sin la necesidad de emplear el tiempo y esfuerzo que se requieren para abordar el problema con un modelo numérico.

No obstante, la perturbación del estado tensorial del frente causada por la utilización de algunos sostenimientos, así como la redistribución de esfuerzos que genera la excavación, dificultan establecer teorías de análisis para este tipo de sistemas. Por tal motivo, la eficacia que pueda tener el procedimiento aquí propuesto, dependerá totalmente del método analítico elegido para el análisis de estabilidad del frente.

Aún, si se procura que el procedimiento sea lo más sencillo y general posible, cada una de las diversas teorías y simplificaciones utilizadas tiene limitaciones y por ello debe verificarse su validez considerando una distinta geometría del túnel, otra cobertura o diversos parámetros de resistencia del terreno; antes de hacer uso del método aquí presentado para un caso en particular.

1.3. CONTENIDO DE LA TESIS

En los capítulos 1 a 4 se presentan los antecedentes necesarios para describir a los sistemas de presostenimiento, con mucho mayor énfasis a los sistemas de enfilaje frontal (SEF); también se hace un breve resumen del cálculo de estabilidad del frente en túneles. En estos capítulos se establecen las ecuaciones que se utilizarán en el análisis.

En el capítulo 5 se muestran las consideraciones y se realiza una descripción del procedimiento de diseño propuesto, que es el objeto de la presente tesis. Lo anterior se resume en la Figura 5.4.

Para validar el procedimiento de diseño de los SEF, en todo el capítulo 6 se desarrolla un ejemplo para el cual se calcula la estabilidad y se diseñan los micropilotes con dos métodos analíticos, con uno semi-analítico desarrollado en PLAXIS y con un modelo tridimensional desarrollado en FLAC3D 4.0 para el sostenimiento en el frente y cuando existe un avance sin sostenimiento. Todo lo anterior para un grupo de combinaciones de los parámetros de resistencia del criterio de Mohr-Coulomb c y ϕ , con el fin de conocer cómo afecta al factor de seguridad y a las acciones del terreno sobre los micropilotes.

En las conclusiones se establece una serie de recomendaciones para el diseño e implementación de los paraguas de micropilotes.

CAPÍTULO 2

SISTEMAS DE PRESOSTENIMIENTO

Se define como sistema de sostenimiento al conjunto de elementos que se colocan en el terreno para proporcionar, mejorar o asegurar la estabilidad de una excavación, permanentemente o durante el proceso constructivo, a través de la implementación de diversas alternativas que pueden clasificarse como:

- Elementos para soportar y transmitir cargas (también llamados elementos de soporte): marcos, puntales, dovelas, paraguas de micropilotes.
- Elementos para restringir deformaciones (algunos autores los denominan reforzamiento): anclajes de fricción, concreto lanzado en espesores considerables, paraguas de micropilotes.
- Métodos de mejoramiento de las propiedades de resistencia del terreno (conocidos como sistemas de estabilización o consolidación): inyecciones, drenes, anclajes de tensión.

En terrenos muy malos o en situaciones difíciles de excavación, un recurso que hace posible llevar a cabo el avance de un túnel es la implementación de un subgrupo de ellos: los métodos de presostenimiento. Estos métodos buscan proveer de estabilidad a la obra antes de la etapa de excavación; entre ellos se encuentran: los sistemas de enfilaje frontal (paraguas de micropilotes)¹, Jet-Grouting y anclajes de fibra de vidrio; estos últimos suelen colocarse directamente sobre el frente y son destruidos a medida que avanza la excavación.

2.1. LOS SISTEMAS DE ENFILAJE FRONTAL (SEF)

De acuerdo con Monnet y Jahangir (2014), los sistemas de presostenimiento y en especial los SEF han sido utilizados en túneles someros ($H/D=1$ a 5) en terrenos poco consolidados. Sin embargo también suelen utilizarse cuando la construcción del túnel puede afectar a una estructura de importancia en superficie, en zonas de falla y en emportalamientos. Se utilizan principalmente en suelos granulares con muy poca o nula cohesión o en roca muy fracturada.

Están conformados por un arco de elementos lineales colocados mediante perforaciones en el terreno en dirección al trazo del túnel y sobre el contorno del mismo antes de la excavación (Figura 2.1 y Figura 2.3). Los micropilotes transfieren la carga del terreno mediante el sostenimiento (marcos de acero y concreto lanzado comúnmente) hacia la parte inferior del túnel.

En los emportalamientos suelen unirse mediante una viga de concreto reforzado para propiciar que trabajen en conjunto. Se pueden colocar como sistema de sostenimiento general en el túnel, en zonas muy puntuales donde las condiciones lo exijan o en los portales.

¹ En el presente texto se utilizarán como sinónimos sistemas de enfilaje frontal (SEF) o paraguas de micropilotes para nombrar al sostenimiento completo y micropilote o pilote para hacer referencia a cada barra del sistema.



Figura 2.1. Colocación del paraguas de micropilotes

Acompañan al sistema de sostenimiento (marcos y concreto lanzado) de forma permanente. No obstante que se han investigado sus efectos de manera aislada, no ha sido comprobado de manera amplia su desempeño cuando se combinan con otros sistemas (Vlachopoulos & Forbes, 2015); los SEF se utilizan en un túnel como se observa en la Figura 2.2.

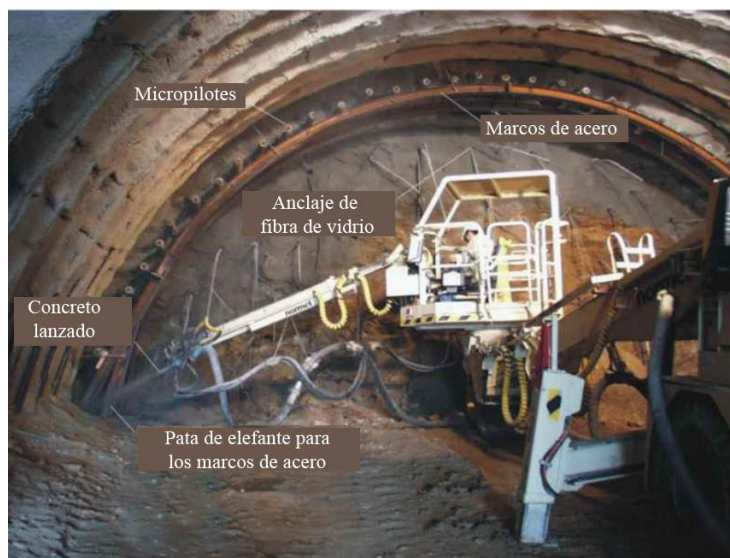


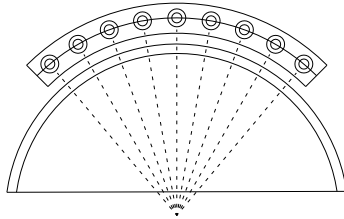
Figura 2.2. Frente con un sistema combinado de sostenimientos, tomada de (Hoek, 2001)

Para colocar los SEF se puede perforar y luego insertarlos en el barreno o usar micropilotes autoperforantes. Deben colocarse con un traslape y para longitudes grandes se requieren uniones que pueden reducir en gran medida su resistencia a flexión (Romana, 2000).

Los SEF que están hechos de acero suelen clasificarse como ligeros o pesados, aunque hay algunos autores que denominan a un tercer grupo, los paraguas intermedios. En la 0 pueden observarse las características de cada uno de ellos. En general, se conforman por barras de acero convencional o por tubos de acero laminados en caliente, ranurados o sin ranurar, que pueden inyectarse con lechada para

incrementar su resistencia y, si es posible, romper la estructura del terreno circundante ocasionando que la lechada lo penetre.

VISTA FRONTAL



VISTA LATERAL

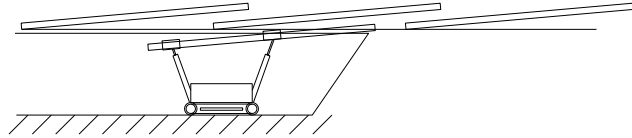


Figura 2.3. Esquema del sistema de enfilaje frontal

De acuerdo con (Romana, 2000), los paraguas ligeros son útiles para prevenir el movimiento de cuñas cuando hay estratos o familias de discontinuidades que buzcan hacia el frente. Por otra parte, los paraguas pesados se utilizan para excavar emportalamientos, asegurar estabilidad en zonas de falla y cuando existe la posibilidad de una inestabilidad en el frente o en la clave durante el proceso de avance.



Figura 2.4. Enfilaje ligero en un portal. Túnel Las Palomas, México. Foto Consultec

Tabla 2.1. Clasificación de los paraguas de micropilotes a partir de (Romana, 2000)

Tipo		D_{tubo}	t	D_p	L	s	Aplicación	Función
		mm	mm	mm	m	cm		
Ligero	Barras de acero	<32	-	67	$6 < L < 9$	30 a 40	$35 < RMR < 40$	Prevenir movimiento de cuñas
Medio	Tubería estructural	<90	<7	<150	$9 < L < 20$	$40 < s < 70$	$30 < RMR < 70$	
Pesado	Tubería estructural	>90	>7	>150	>20	<50	$RMR < 35$	Excavar emportalamientos, asegurar estabilidad en zonas de riesgo

donde	D_{tubo}	Diámetro del acero, mm
	t	Espesor, mm
	D_p	Diámetro de la perforación, mm
	L	Longitud, m
	s	Separación entre ejes, cm
	RMR	Rock Mass Rating (índice de calidad de roca de Bieniawski)

Los paraguas de micropilotes permiten tomar parte de la sobrecarga que afecta al frente y limitan la expansión de la zona de plastificación (Pruntzopoulos, 2011); es decir, restringen el mecanismo de falla evitando que evolucione hasta formar una chimenea cuando existe poca cobertura.

El cálculo de los micropilotes requiere el conocimiento previo de los esfuerzos actuantes en el terreno a estabilizar. En algunos casos pueden considerarse coeficientes de seguridad globales, es decir, tomar en cuenta varias superficies de rotura que engloben a toda la obra y analizar su estabilidad a partir de métodos de cálculo de equilibrio límite.

Es muy difícil calcular el desempeño estructural de los micropilotes con un método analítico simple, debido a su dependencia sobre una gran variedad de factores; entre ellos el Ministerio de Fomento español (2005) destaca los siguientes:

- La redistribución de esfuerzos y las zonas movilizadas que ponen en carga al enfilaje no se pueden representar en un análisis bidimensional.
- El comportamiento del terreno está íntimamente relacionado con el proceso constructivo.
- No es posible calcular de forma analítica el comportamiento plástico que puede ocurrir en la realidad y por tanto, las deformaciones que se pueden calcular no son representativas.
- La interacción de los micropilotes depende del sistema empleado (micropilotes perforados e insertados, autoperforantes, etc.) y de los procesos de inyección.
- En la opinión de algunos autores, en los portales existe una interacción túnel-talud que debe ser estudiada ineludiblemente con modelos tridimensionales (Senís, Varona, & Velasco, 2005).

Debe asegurarse la estabilidad estructural a flexión y cortante de cada elemento teniendo especial cuidado en las uniones, que pueden ocasionar una reducción de la resistencia de los micropilotes a flexión como se observa en la Figura 2.5.

DIAGRAMA FUERZA-DEFORMACIÓN

TUBERÍA DE 89 X 6.5 mm Acero N-80
relleno de lechada de cemento

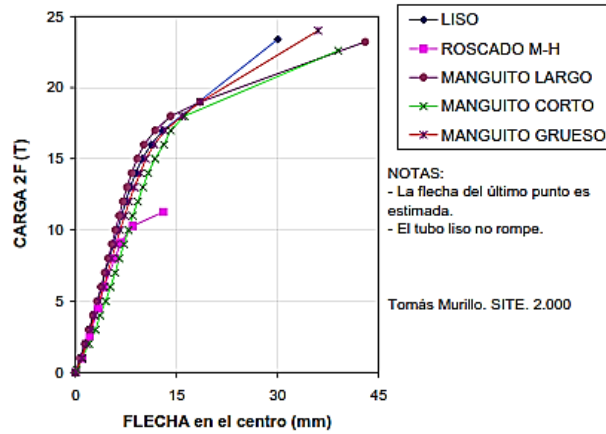


Figura 2.5. Resistencia de diversos tipos de uniones tomada de Polo Narro (2000)

Algunos análisis establecen consideraciones generales de diseño en relación a su longitud, separación y traslape Figura 2.6 y distintas hipótesis en el análisis, por ejemplo, que las cargas sólo se transfieren longitudinalmente y el paraguas no crea una zona de arqueo en la dirección normal a la excavación.

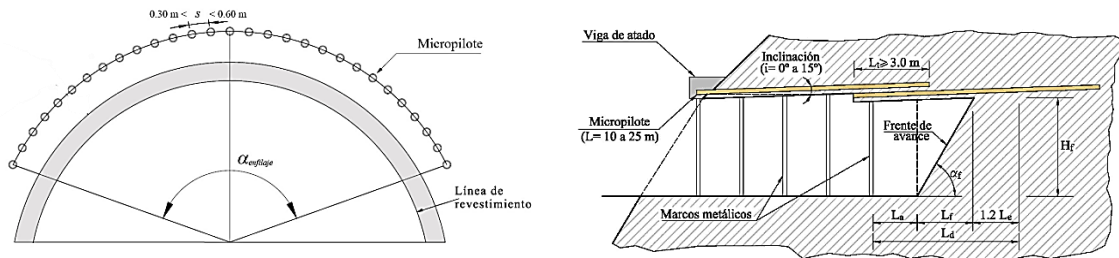


Figura 2.6. Esquema de diseño tomada de (Ministerio de Fomento , 2005)

Existen ciertos efectos muy difíciles de reproducir en un modelo, uno de ellos es el efecto de arqueo local entre los micropilotes estudiado por Stöckl (2002), presentado en la Figura 2.7, donde se observa que este arqueo incrementa la estabilidad del claro sin soporte, ocasionando que todo el terreno sobre los micropilotes tienda a cargarlos.

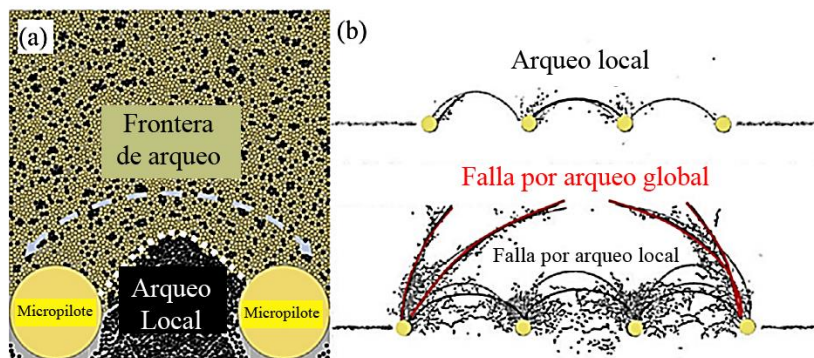


Figura 2.7. Efecto de arqueo local en los micropilotes tomado de Oke, et. al. (2014)

2.2. JET-GROUTING

Una forma de lograr excavar túneles en terrenos difíciles es mediante inyecciones, las cuales pueden aplicarse de diversas maneras. En el caso de presostenimientos es común la utilización de paraguas de *Jet-Grouting* que consiste en inyectar al terreno una lechada de cemento o cemento-bentonita a altas presiones por medio de un chorro, cuyo objetivo es romper la estructura del terreno y formar un sólido de suelo cemento, a modo de columna, con mejores propiedades de resistencia y permeabilidad; es decir, produciendo un cambio en las condiciones de resistencia del terreno. La instalación del paraguas de *Jet-Grouting* altera el estado tensional del frente induciendo esfuerzos que pueden exceder a la presión en el frente por sobrecarga (Coulter & Martin, 2004).

Existen tres tipos de sistemas de *Jet-Grouting* (Figura 2.8), el primero es el más utilizado y se basa en la inyección de un fluido, comúnmente sólo de agua-cemento, aunque puede contener bentonita y acelerantes. Con este método pueden obtenerse diámetros medios de 1 m; con el jet tipo 2 (T-2) que inyecta dos fluidos pueden alcanzarse diámetros medio de 2 m y con el jet tipo 3 (T-3) se alcanzan diámetros medios de 3.5 m.

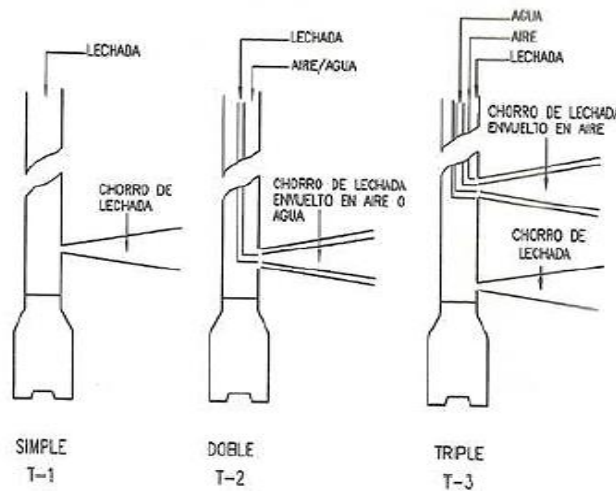


Figura 2.8. Sistemas de Jet-Grouting

Estas columnas forman un arco protector y después de la excavación cubren al sostenimiento como se observa en la Figura 2.9. Las limitaciones de esta técnica son principalmente la resistencia del terreno a romper o disgregar; principalmente se lleva a cabo en terrenos con poca a o nula cohesión, pero puede ser utilizada en rocas alteradas o con poco cementante. La separación debe asegurar un contacto tangente entre inyecciones y la longitud suele variar entre 12 y 20 m (Sánchez , 2014).

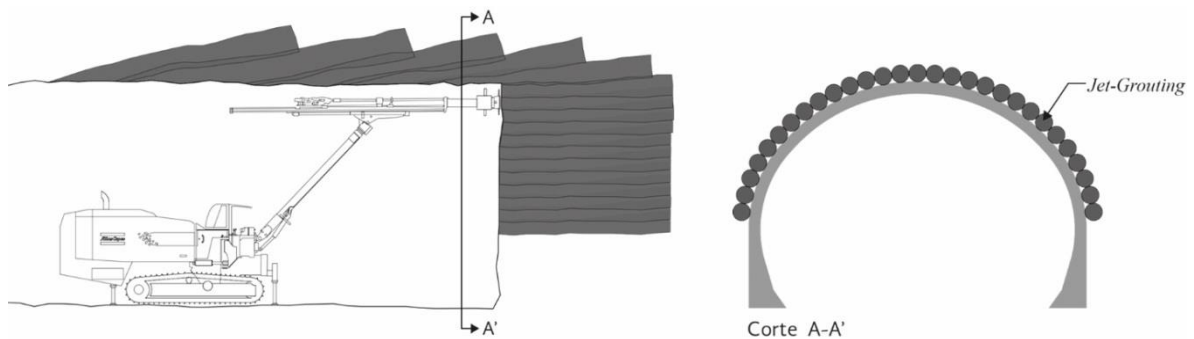


Figura 2.9. Paraguas de Jet-Grouting (Sánchez , 2014)

La inyección se ejecuta perforando con un fluido que generalmente es agua y cuando la perforación alcanza la profundidad deseada se inicia la fase de inyección en la cual deben controlarse el caudal inyectado, la presión de inyección, el número y tamaño de los inyectores, la velocidad de ascenso y la rotación del varillaje. Pueden utilizarse de manera puntual, lineal, para mejorar el terreno, controlar el agua o evitar grandes asentamientos en superficie.

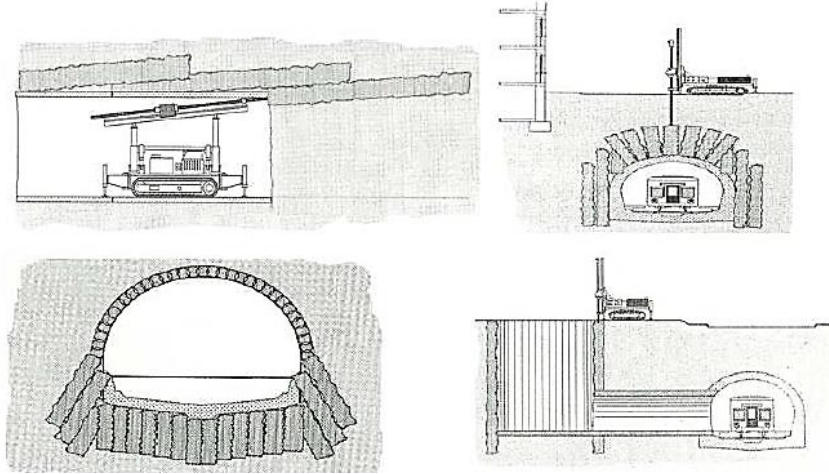


Figura 2.10. Jet-Grouting en túneles

Tanto el cambio en el material (compuesto suelo-cemento o suelo-cemento-bentonita) como el cambio en el estado tensional del terreno ocasionan gran dificultad para tratar el problema con un método de análisis simple.

2.3. ANCLAJES DE FIBRA DE VIDRIO

Uno de los métodos más efectivos para lograr estabilidad en el frente es reforzarlo mediante la introducción de barras de fibra de vidrio lisas o corrugadas o incluso elementos planos que pueden armarse in situ, fáciles de inyectar y trasportar. Permiten avances a sección completa de hasta 25 m (Barla, s.f.), lo que permite reducir el tiempo y costo de construcción satisfaciendo las condiciones de seguridad. Los anclajes de fibra de vidrio se instalan tanto en el frente como en el contorno del túnel (Figura 2.11) y se eliminan gradualmente conforme se avanza en la excavación.

Los anclajes de fibra de vidrio en el frente permiten cambiar el estado de esfuerzos incrementando las fuerzas resistentes y reduciendo las fuerzas actuantes; logrando intervenciones muy eficientes incluso en condiciones de terreno muy malas; son fáciles de implementar y confiables (Oreste, 2011).

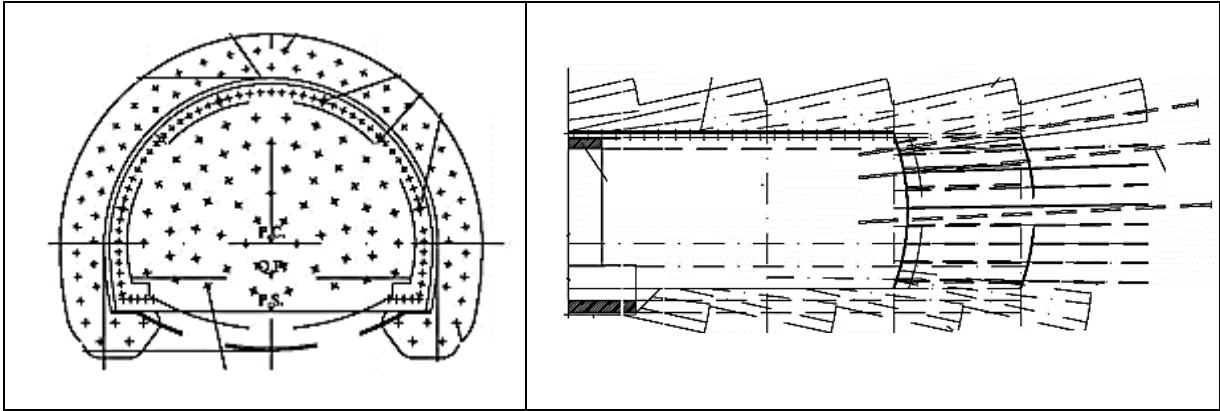


Figura 2.11. Vista transversal (izquierda) y en planta (derecha) de anclaje en el frente

En los últimos años, diversos factores han influido en el incremento de la implementación de los anclajes no metálicos como: la mejora en las propiedades de resistencia de los materiales utilizados para las barras, el desarrollo de técnicas de instalación más eficientes, por su resistencia al fuego y su ligereza (Gilbert, et al. 2015) aunque, en México su implementación ha sido costosa.

A pesar del éxito de la implementación de los anclajes no metálicos, aún no se dispone de técnicas que permitan calcular adecuadamente el comportamiento de los elementos y por lo tanto llegar a un diseño. Los resultados de los métodos analíticos simples no son confiables y los métodos numéricos requieren grandes tiempos de cálculo para construir un modelo y hacer una correcta interpretación de los resultados.

No obstante, algunos autores han establecido propuestas de diseño simples como Oreste (2011), cuyos resultados se presentan en la Figura 2.12; en dicha gráfica se señala la cantidad de anclajes para alcanzar un FS de 1.2 en el frente, que no parece tan conservador en primera instancia, pero hay que tomar en cuenta que estos elementos se eliminarán en el proceso de excavación y que ni siquiera formarán parte del sostenimiento temporal.

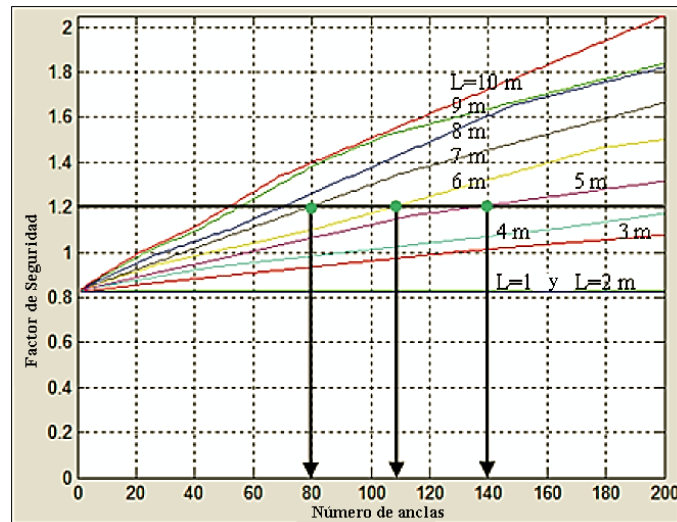


Figura 2.12. Ejemplo de la determinación de la longitud mínima de anclaje, Oreste (2011)

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN EL FRENTE

El proceso de excavación de una estructura subterránea genera una perturbación en el estado de equilibrio preexistente en el terreno y ocasiona deformaciones que conllevan a una redistribución de esfuerzos para la cual el diseño debe asegurar la estabilidad. Sin embargo, no es posible establecer una teoría sencilla para explicar la complejidad del fenómeno (U.S. Army Corps of Engineers, 1997).

Las dos posibles perturbaciones al estado de esfuerzos en el frente de un túnel, cuando se implementan sistemas de presostenimiento son: por instalación y por excavación. Resulta difícil establecer teorías para predecir el cambio en el estado de esfuerzos que genera la instalación de los sistemas de presostenimiento, no obstante, se han desarrollado teorías para conocer el cambio en el estado de esfuerzos producido por la excavación. Asimismo, a lo largo de los años se han propuesto diversos mecanismos de falla para el frente de un túnel.

En el presente trabajo se compararán factores de seguridad obtenidos con métodos analíticos y numéricos. Como puede observarse, la complejidad radica en compatibilizar dos enfoques muy distintos que buscan calcular qué tan segura es una obra.

En general, los análisis de estabilidad son una comparación entre las fuerzas resistentes (FR) y las actuantes (FA) involucradas en un mecanismo de falla. De esta relación surge el término factor de seguridad (FS), que es el cociente entre dichos valores, por tanto, la falla ocurrirá si el $FS \leq 1$.

$$FS = \frac{FR}{FA} \quad (3.1)$$

Por otro lado, existen métodos analíticos que comparan a los momentos resistentes (MR) contra los momentos actuantes (MA) en un punto determinado, un ejemplo de ello es el MSET de Tamez, Rangel y Holguín (1997) que calcula el factor de seguridad como:

$$FS = \frac{\sum MR}{\sum MA} \quad (3.2)$$

Incluso algunos autores comparan momentos en distintos ejes como es el caso de Melis (2005), lo cual es controvertible pero de una forma u otra buscan obtener un número que refleje la estabilidad de la obra.

El resultado de esta operación es difícil de interpretar porque dadas las hipótesis y simplificaciones para caracterizar al terreno para poder aplicar los métodos analíticos, se genera incertidumbre de hasta qué punto el modelo analítico es representativo de la realidad; un ejemplo de ello es la determinación de los parámetros de resistencia, ya sea que los parámetros se obtengan con pruebas de laboratorio o de campo, es cuestionable pretender definirlos a partir de constantes únicas (c y ϕ), especialmente en casos como los túneles, donde el terreno no puede ser caracterizado en su totalidad antes de la excavación.

Debido a lo expuesto, es una práctica muy común elegir los parámetros más bajos y asegurar que superen FS admisibles, lo que muchas veces conduce a diseños sobredimensionados con el correspondiente sobrecosto. Puede tomarse un enfoque distinto para representar las diversas situaciones posibles en la realidad, por ejemplo, considerar distintas combinaciones de parámetros y asegurar la estabilidad de la obra para cada una de ellas.

En lugar de imponer un factor de seguridad para obtener una carga permisible, también es posible aplicar un factor de seguridad a los parámetros de resistencia del material. Los programas de cómputo por elementos finitos o diferencias finitas suelen seguir este enfoque. El método de cálculo que comúnmente se utiliza se denomina “método de reducción de resistencia” y se aplica cuando se desea calcular un FS global para una fase. Este método reduce en la misma proporción c y ϕ hasta que el modelo falla en las circunstancias en las que se efectuó el análisis.

El factor de seguridad se define de la forma siguiente:

$$FS = \frac{\tan \phi_{entrada}}{\tan \phi_{falla}} = \frac{c_{entrada}}{c_{falla}} \quad (3.3)$$

Por otra parte se encuentra el método más antiguo para llevar a cabo un análisis de estabilidad: el “equilibrio límite” el cual presupone un mecanismo de falla y generalmente asume que los esfuerzos en los planos de falla están limitados por los parámetros de resistencia c y ϕ (Sloan, 2005), su principal ventaja es la simplicidad de los cálculos.

En la presente tesis se busca obtener un factor de seguridad deseado y no un factor de seguridad mínimo aceptable. La intención es abrir la discusión sobre el mínimo aceptable para elementos estructurales cuya función principal es permitir llevar a cabo una excavación segura.

3. 1. Cambio del estado de esfuerzos y movilización de la resistencia

El estado de esfuerzos geostático se perturba con la excavación de una cavidad en el interior del terreno (p.ej. el túnel) y con la instalación de algunos sistemas de presostenimiento; dicha perturbación ocasiona una alteración en la magnitud y dirección de los esfuerzos principales que resulta en un cambio del esfuerzo cortante de falla, el cual, a su vez, dependerá de la ley de resistencia considerada.

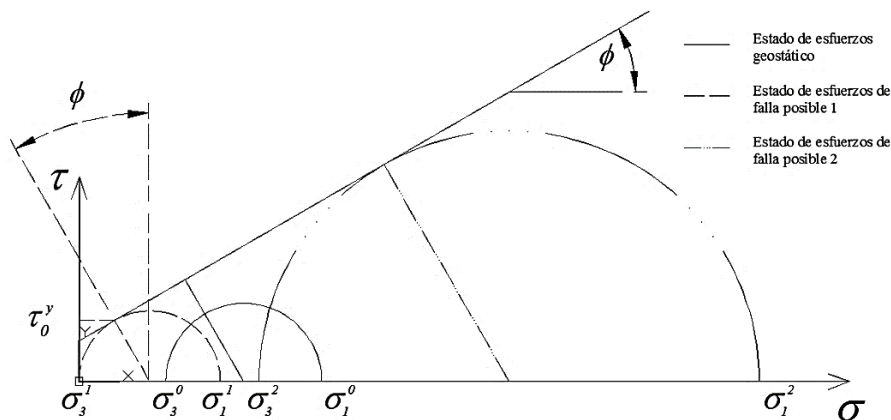


Figura 3.1. Cambio en el estado de esfuerzos en la ley de Mohr-Coulomb

En la Figura 3.1 se ilustran los esfuerzos geostáticos de falla σ^0 (círculo con línea continua) y dos estados de esfuerzos movilizados de falla posibles señalados con una línea discontinua que generan la reducción σ^1 o incremento σ^2 de la resistencia al esfuerzo cortante. En el peor de los casos (cuando se considera que no existe resistencia a tensión), la redistribución presenta un esfuerzo principal menor igual a cero y la resistencia al esfuerzo cortante se calcula como:

$$\tau_0^y = c \cdot (1 + \sin \phi) \quad (3.4)$$

Aún sobre la falla, el estado de esfuerzos puede estar sujeto a marcadas variaciones en función del nivel de deformaciones y a tal proceso se denomina “movilización de la resistencia” y de acuerdo con Ortuño (2003) puede ser diferente de unos puntos a otros (tras el pico se degrada con el nivel de deformaciones). Un ejemplo se muestra en la Figura 3.2:

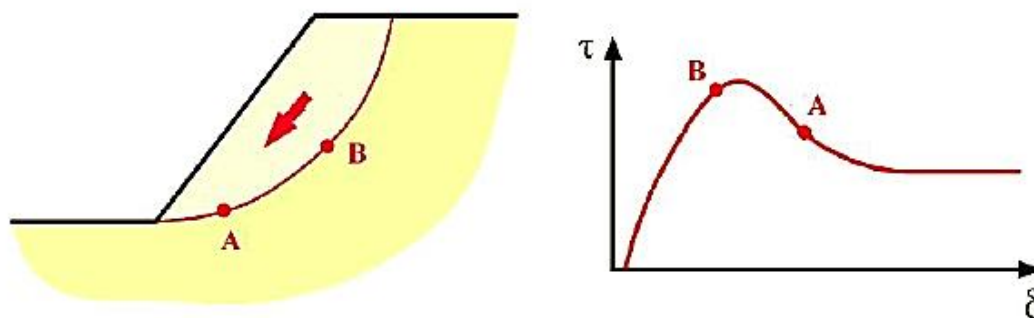


Figura 3.2. Movilización de la resistencia tomado de Ortuño (2003)

Aun cuando se conoce desde hace mucho tiempo este fenómeno, continúa siendo sumamente complicado calcular de forma analítica su influencia en el contorno de la excavación, porque para ello se tendría que conocer el estado de esfuerzos después de la redistribución en cada punto del medio. Además, el efecto actúa tridimensionalmente, es decir, la excavación de un túnel causa un cambio en la dirección de los tres esfuerzos principales, lo cual se vuelve impráctico de calcular para un análisis de estabilidad por un método simple. Por lo tanto da lugar a una complejidad difícilmente abordable por medio de un método de equilibrio límite.

3. 2. Modelos analíticos de inestabilidad en el frente

En reportes sobre colapsos de túneles como el del Health and Safety Executive (HSE, 1996) en el Reino Unido, se ha observado que en la gran mayoría de los casos en que han ocurrido fallas existió inestabilidad en el frente de la excavación (Melis, 2004). En la Figura 3.3 se muestra la formación de un cráter de aproximadamente 20 m de ancho en el cual cayó un autobús de pasajeros, dejando varias decenas de heridos y tres muertos. Adicionalmente en la Figura 3.4 se muestra un colapso del túnel en la ciudad de Lausanne, Suiza.

El comportamiento en el frente de un túnel depende de las características mecánicas del terreno y del procedimiento constructivo. El terreno tiende a moverse hacia la excavación y si es poco competente puede producirse una inestabilidad por delante del frente que llegue a la superficie (Arnaiz, 2003), esto ocurre con frecuencia en suelos sin cohesión y en rocas muy fracturadas.

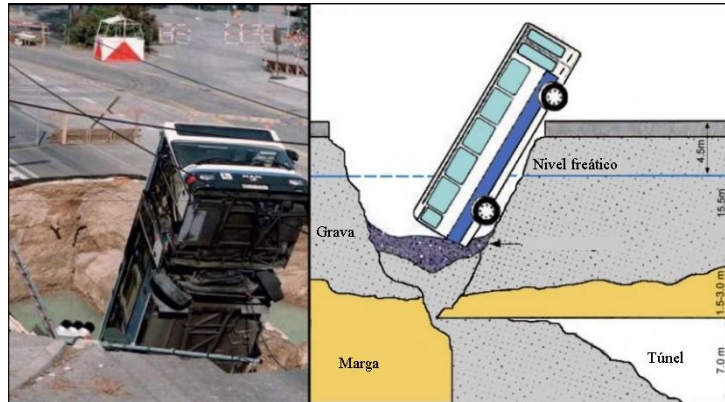


Figura 3.3. Colapso de los túneles paralelos del metro de Múnich, Alemania (1994).



Figura 3.4. Colapso del metro de Lausanne, Suiza (2005).

El estudio pionero para analizar la falla en el frente fue presentado por Broms y Bennemark (1967) quienes examinaron los colapsos en arcillas blandas y definieron como el número de estabilidad N a la diferencia entre la presión total vertical al nivel del eje del túnel sobre el terreno natural p_0 y la presión interior del túnel p_i dividida entre la resistencia al corte no drenada del terreno c_u .

$$N_E = \frac{P_0 - P_i}{c_u} \quad (3.5)$$

A pesar de que esta expresión ha sido utilizada en una gran variedad de casos, de acuerdo con Melis (2004) el número de estabilidad tiene muy poca o nula utilidad.

Existen numerosas soluciones analíticas posteriores propuestas por diversos autores que buscan estudiar este tipo de colapsos en suelos y rocas muy fracturadas. Pueden resumirse en los tres siguientes grupos:

- Los que se basan en espirales logarítmicas para las líneas de deslizamiento como el de Chambón y Corté (1994).
- Los que se basan en líneas circulares como el supuesto por Peck (1969).
- Los que se basan en bloques o cuñas prismáticas como el de Leca y Dormieux (1990) y Horn (1961).

Al mismo tiempo se han desarrollado modelos numéricos para estudiar el colapso de túneles en suelos y rocas. Uno de los primeros en considerar un modelo tridimensional de elementos finitos para analizar las deformaciones cerca del frente de un túnel fue Semprich (1980). Ha sido demostrado que los modelos de elementos finitos, considerando una condición elasto-plástica permiten predecir apropiadamente la cargas que ocasionan el colapso en estructuras geotécnicas (Vermeer, Ruse, & Marcher, 2002).

La validez de los modelos de estabilidad en el frente debe respaldarse por observaciones de campo. No obstante, el elevado costo de un colapso y la posterior recuperación del frente, más la gran incertidumbre de las condiciones in situ, motivaron a muchos investigadores a realizar pruebas de laboratorio, principalmente para investigar las presiones en el frente necesarias para prevenir una falla. Estas pruebas pueden clasificarse como: pruebas de centrífuga, pruebas de extrusión y modelos a escala (Broere, 2001).

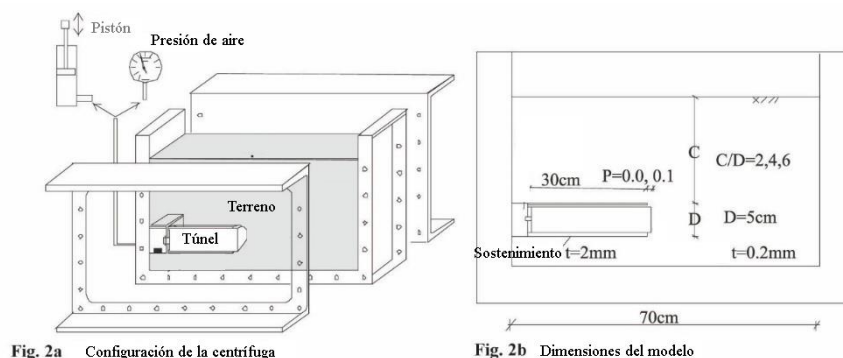


Fig. 2a Configuración de la centrífuga

Fig. 2b Dimensiones del modelo

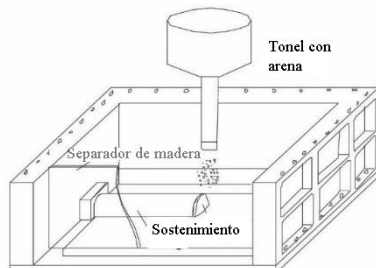


Fig. 3 Preparación del terreno



SLOVAK JOURNAL
OF
CIVIL ENGINEERING

EXPERIMENTOS DE ESTABILIDAD EN EL FRENTE DEL TÚNEL CON CENTRÍFUGA

P. OBLOZINSKY, J. KUWANO

Figura 3.5. Esquemas de un ensayo en centrífuga.

3.2.1. Modelo extendido de Kirsch

Las ecuaciones de Kirsch (1898) son una de las primeras soluciones analíticas determinadas históricamente para calcular la distribución bidimensional de esfuerzos alrededor de una placa con una cavidad circular en el centro; a partir de esta solución, Jaeger y Cook (1971) definieron las ecuaciones que se utilizan en la actualidad para el análisis de estados de esfuerzos en el entorno de un túnel. La teoría de Kirsch se utiliza para conocer el estado de esfuerzos al hacer una cavidad circular en una placa de un material continuo y homogéneo, sometida a esfuerzos iniciales fijos; es un problema de deformación plana que ha sido utilizada como punto de partida para diversas soluciones analíticas que buscan conocer la redistribución de esfuerzos en el terreno ocasionada por la excavación de túneles.

Por otro lado, el llamado Método de Convergencia-Confinamiento combina los conceptos de relajación del terreno con la rigidez del sostenimiento; es una herramienta útil para entender el comportamiento de

los túneles y lumbreras. Partiendo de ésta idea Sánchez (2014) desarrolló un método para controlar la redistribución de esfuerzos a partir de la teoría de Jaeger y Cook controlando la presión interna en el contorno de la excavación (P_i) y transmitiendo el efecto hacia todo el medio.

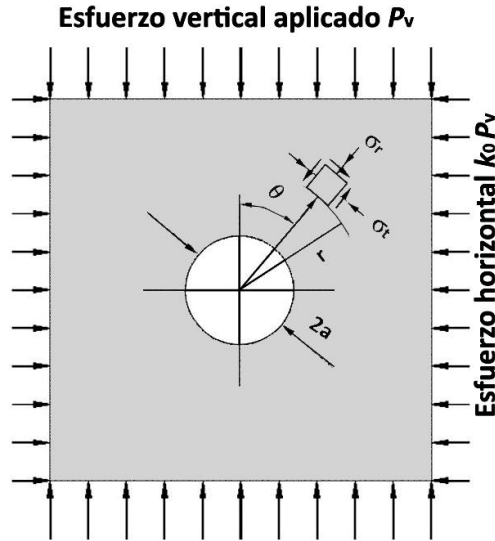


Figura 3.6. Esfuerzos alrededor de una cavidad circular en una placa

Los esfuerzos polares con control de la relajación (observados en la Figura 3.6) se calculan con las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}\sigma_r^{r,\theta} &= \frac{1}{2}\gamma z \left[(1+k_0) \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) + (1-k_0) \left(1 - 4\frac{R^2}{r^2} + 3\frac{R^4}{r^4} \right) \cos(2\theta) \right] + f_a A(P_i) [N_r] \\ \sigma_\theta^{r,\theta} &= \frac{1}{2}\gamma z \left[(1+k_0) \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) - (1-k_0) \left(1 + 3\frac{R^4}{r^4} \right) \cos(2\theta) \right] + f_a A(P_i) [N_\theta] \\ \tau_{r\theta}^{r,\theta} &= \frac{1}{2}\gamma z \left[-(1-k_0) \left(1 + 2\frac{R^2}{r^2} - 3\frac{R^4}{r^4} \right) \sin(2\theta) \right] + f_a A(P_i) [N_\tau]\end{aligned}\quad (3.6)$$

donde:

$$\begin{aligned}N_r &= (1+k_0) \frac{R^2}{r^2} + (1-k_0) \left(4\frac{R^2}{r^2} - 3\frac{R^4}{r^4} \right) \cos(2\theta) \\ N_\theta &= -(1+k_0) \frac{R^2}{r^2} + 3(1-k_0) \frac{R^4}{r^4} \cos(2\theta) \\ N_\tau &= (1-k_0) \left(2 + 2\frac{R^2}{r^2} - 3\frac{R^4}{r^4} \right) \sin(2\theta) \\ A(P_i) &= \frac{\sigma_{v_0}^{R,\theta} - \gamma(r-R)\cos\theta}{2}\end{aligned}\quad (3.7)$$

En el Anexo A.1 puede encontrarse una explicación muy detallada tanto del método como del significado de las variables.

A partir de estas expresiones es posible controlar el porcentaje de redistribución en la totalidad del dominio de análisis, $f_a=1.0$ (0% de relajación) y $f_a=0.0$ (100% de relajación).

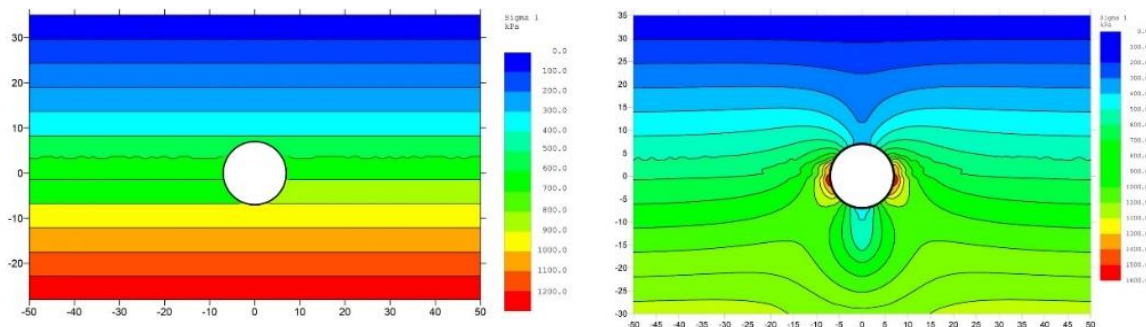


Figura 3.7. Esfuerzo principal mayor $f_a=1.0$ izquierda y $f_a=0.0$ derecha (Sánchez, 2014)

Por lo general se desarrolla una zona elastoplástica en el frente que genera el mecanismo de falla, y es posible definirla teóricamente como aquella en la que los estados de esfuerzos son tales que se encuentran sobre la envolvente de rotura definida por la ley de resistencia considerada; en el caso de Mohr-Coulomb, se cumple cuando:

$$\sigma_1 - \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} - \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} = F = 0 \quad (3.8)$$

A esta teoría se le referirá en lo subsecuente del trabajo como “Kirsch extendida”. La teoría puede consultarse con más detalle en el anexo (A1) y es importante porque permitirá controlar la redistribución de esfuerzos de modo que asemeje a la que se presenta en el frente, en el cual, no hay ni redistribución total ni esfuerzos geostáticos. Más importante, aún, si existe un punto de fluencia sobre la clave podría delimitar el bloque que tiende a introducirse en el túnel y es para lo que debe ejecutarse el diseño de los micropilotes.

3.2.2. El mecanismo de Horn

Horn fue el primero en definir un mecanismo de bloques rígidos para la estabilidad en el frente. Fue presentado en 1961 y a partir de él, se han formulado una gran cantidad de modelos subsecuentes. El modelo de Horn asume un mecanismo de movilización a partir de una cuña prismática y una chimenea, ambas infinitamente rígidas. La sección en el frente tiene forma rectangular.

El mecanismo considera una simplificación de las fuerzas actuantes y resistentes que pueden generarse en una falla de frente. Aunque con todo rigor éste es un mecanismo cinemáticamente inadmisibles, debido a su sencilla geometría permite fácilmente conocer tanto los volúmenes de las cuñas como las superficies sobre las cuales se desarrollará la resistencia, con lo cual se logran obtener las fuerzas actuantes y resistentes de una forma muy práctica.

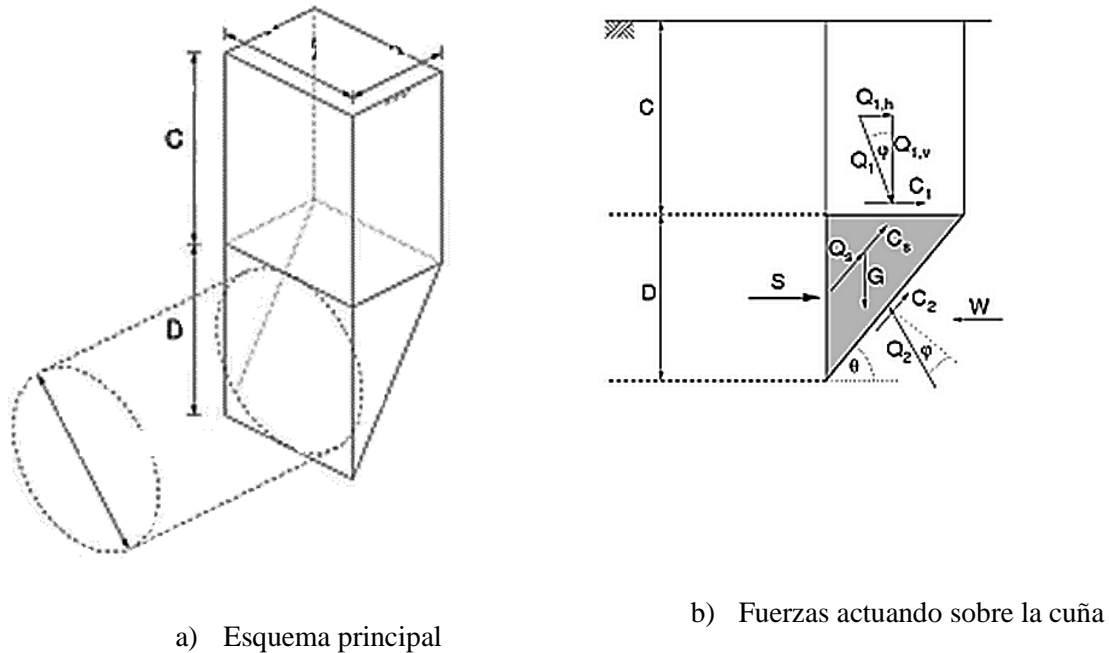


Figura 3.8. Mecanismo de cuñas de Horn

Las fuerzas actuantes consideradas en los modelos son principalmente el peso propio de las cuñas y la sobrecarga en la chimenea. Adicionalmente, algunos consideran la influencia del agua u otras acciones. Por otro lado, las fuerzas resistentes sólo pueden desarrollarse sobre las caras de las cuñas. En este sentido, existe una gran variedad de consideraciones que pueden asumirse como la ley de resistencia del material o las reacciones debidas a la movilización del terreno.

Uno de los modelos más destacados es el de Vermeer, que considera un mecanismo tridimensional de cuñas que asume dos modos de falla:

- El mecanismo tipo *A* en el cual las fuerzas resultantes de los bloques rígidos de suelo actúan como sobrecarga en el bloque que desliza; los bloques permanecen en contacto durante la falla y el mecanismo llega hasta la superficie.
- El mecanismo tipo *B* es, por otra parte, de falla local, en el cual la fricción en las superficies de deslizamiento del bloque superior es suficientemente grande para sostenerlo y solamente el bloque inferior tiende a introducirse al interior del túnel.

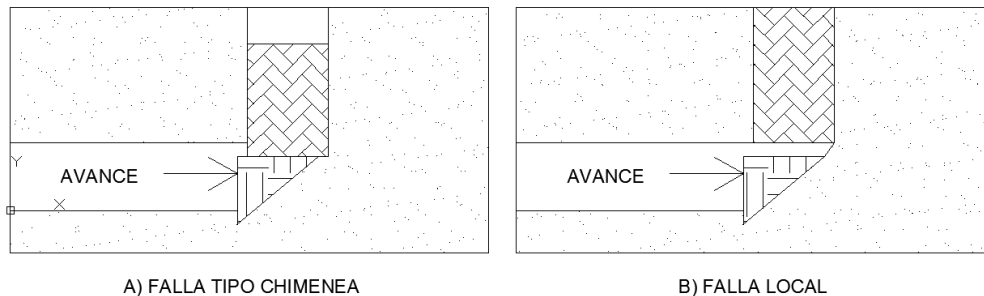


Figura 3.9. Mecanismos de falla de Vermeer

Otro modelo basado en las hipótesis de Horn es el propuesto por (Oreste, 2011) que considera, además de las cuñas, a la sobrecarga y la influencia del agua subterránea.

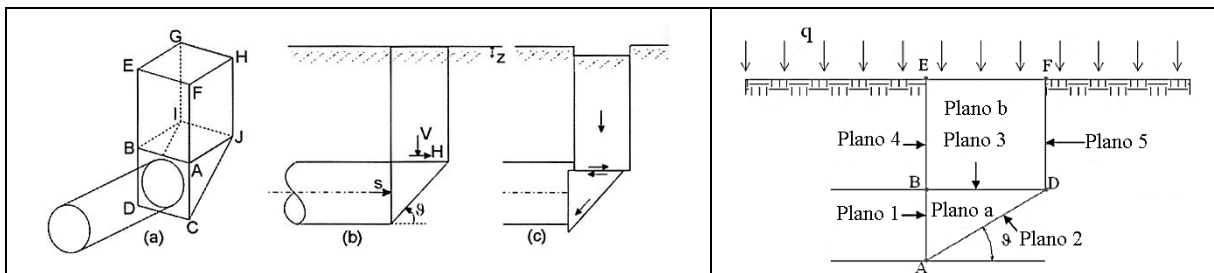


Figura 3.10. Modelo de estabilidad en el frente tomado de Oreste (2011)

El modelo de Oreste tiene como objetivo calcular el incremento en el factor de seguridad cuando se utilizan anclajes de fibra de vidrio para estabilizar el frente. Sin embargo de acuerdo con el autor de este modelo, hay túneles que han colapsado incluso empleando los anclajes de fibra de vidrio, probablemente por una construcción deficiente del sostenimiento o un drenaje de agua insuficiente.

3.2.1.1. Modelo analítico de estabilidad en el frente a partir del mecanismo de Horn

Se trata de un modelo teórico simple, desarrollado para esta tesis, que parte del mecanismo de Horn, aunque modificándolo ligeramente como se muestra en la Figura 3.11. Se considera que la cuña inferior descansa sobre un plano y que la chimenea no alcanza la superficie, sino que termina a una altura que corresponde con la máxima extensión de la zona plástica sobre la clave (altura h_p).

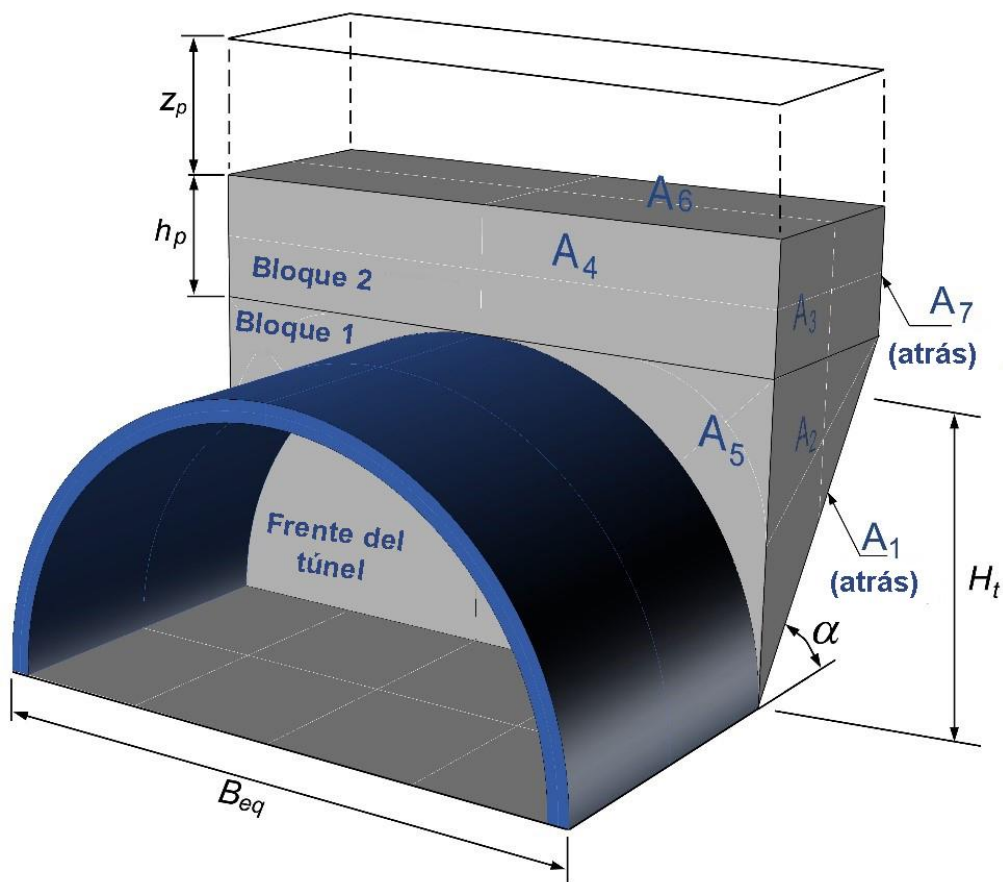


Figura 3.11. Mecanismo de análisis simplificado a partir de Horn

Los parámetros necesarios para el análisis son únicamente:

- El diámetro del túnel
- La cobertura
- Los parámetros de la ley de resistencia (en el presente caso se consideró Mohr-Coulomb)
- La relaciones de esfuerzos en reposo K_0

A partir del ángulo de fricción interna se calculan los volúmenes de las cuñas y como consecuencia, el área de las superficies de deslizamiento. Para ello, se tuvieron que superar dos problemas: encontrar la altura del bloque superior y calcular el esfuerzo que impone sobre el bloque 1 el cuál se reduce debido a la fuerza resistente desarrollada en las superficies laterales del bloque 2.

La altura de la zona plástica (h_p) se calcula a partir del radio plástico en la clave (r_p); el radio plástico se calcula a partir de la condición de fluencia de Mohr-Coulomb:

$$F = \sigma_1 - \frac{2c \cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)} - \sigma_3 \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} = 0 \quad (3.9)$$

donde los esfuerzos principales (σ_1 y σ_3) se obtienen de las expresiones que a su vez son función de σ_r , σ_θ y $\tau_{r\theta}$ del métodos de Kirsch extendido para $\theta=0^\circ$ (clave del túnel). La obtención del radio plástico en la clave requiere de un proceso iterativo cuando $k_0 \neq 1.0$

3.2.1.2. Fuerzas actuantes

Las fuerzas actuantes en el sistema son el peso de los bloques y una fuerza que el terreno por encima del mecanismo descarga sobre el bloque 2. Para el cálculo de las fuerzas debidas al peso, es necesario calcular los volúmenes de ambos bloques.

De esta forma, el peso del terreno sobre el bloque 2 es:

$$W_{terr} = \frac{\gamma z_p B_{eq} H_t}{\tan \alpha} \quad (3.10)$$

donde $\alpha=45^\circ+\phi/2$ y W_2 es el peso del bloque 2:

$$W_2 = \frac{\gamma h_p B_{eq} H_t}{\tan \alpha} \quad (3.11)$$

donde h_p es la altura de la zona plástica por encima de la clave del túnel.

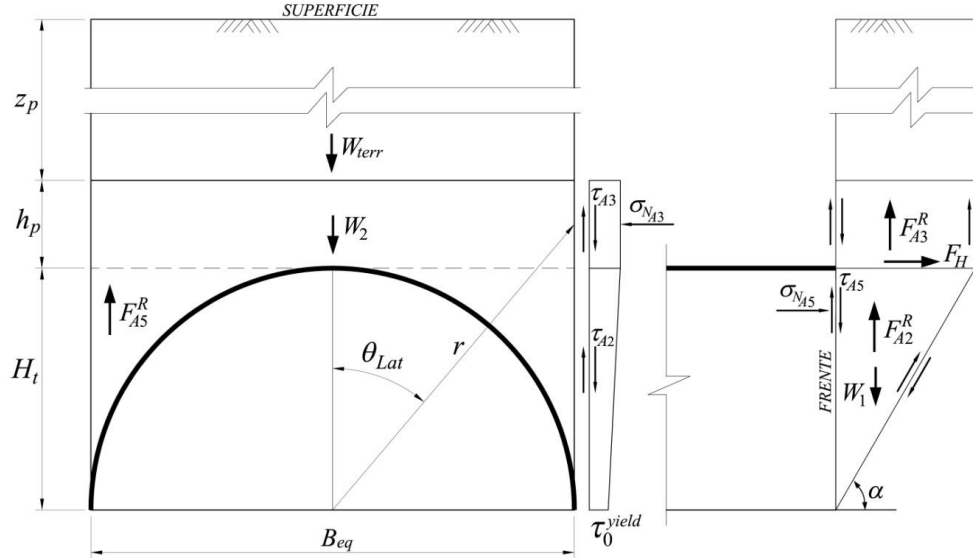


Figura 3.12. Esquema frontal y longitudinal del problema

Luego, el peso del bloque 1 es:

$$W_1 = \gamma H_t^2 \frac{B_{eq}}{2 \tan \alpha} \quad (3.12)$$

3.2.1.3. Fuerzas resistentes

A continuación es necesario definir el esfuerzo tangencial movilizado promedio sobre las caras A₃ (τ_{A3} en la Figura 3.12).

El esfuerzo normal (σ_{NA3}) en la cara A₃ se calcula mediante la ecuación de σ_x (ec. A3 del Anexo) para un conjunto de esfuerzos correspondientes a r y θ_{Lat} a la mitad de dicha cara; luego, el esfuerzo tangencial (que se considera como promedio) viene dado por:

$$\tau_{A3} = c + \sigma_{NA3} \tan(\phi) \quad (3.13)$$

Entonces, la fuerza resistente en las caras laterales (A₃) del bloque 2 se calcula como:

$$F_{A3}^R = 2\tau_{A3} \left(\frac{H_t}{\tan \alpha} \right) h_p \quad (3.14)$$

Por su parte, el esfuerzo horizontal normal a las caras laterales A₅ es complejo de calcular analíticamente y se supone simplemente como nulo:

$$\sigma_{NA5} = k_0 \gamma z_5 \quad (3.15)$$

donde z_5 es: $z_5 \approx h_p + z_p + H_t/3$

Entonces, el esfuerzo tangencial movilizado promedio en la cara A_5 es:

$$\tau_{A_5} = c + \sigma_{N_{A_5}} \tan \phi \quad (3.16)$$

La fuerza resistente en las caras frontales (A_5) del bloque 1:

$$F_{A_5}^R = 2\tau_{A_5} A_5 \quad (3.17)$$

En las caras laterales A_2 hay una distribución de esfuerzos resistentes de corte que va de τ_{A_3} a τ_0^{yield} , donde:

$$\tau_0^{yield} = c [1 + \sin(\phi)] \quad (3.18)$$

es el esfuerzo movilizado mínimo posible debido a la condición de frontera, donde $\sigma_3=0$ (el borde de la zona de falla).

Entonces, la fuerza resistente en las caras A_2 se calcula como:

$$F_{A_2}^R = 2 \left(\frac{\tau_{A_3} - \tau_0^{yield}}{2} \right) H_t^2 / (2 \tan \alpha) \quad (3.19)$$

En las caras A_4 y A_7 se asume simplemente una fuerza resistente dada por:

$$F_{A_4}^R = F_{A_7}^R = 2\tau_0^{yield} B_{eq} h_p \quad (3.20)$$

Entonces, la fuerza vertical total actuando por encima de la clave del túnel es:

$$F_V = W_{terr} + W_2 - F_{A_2}^R - F_{A_4}^R - F_{A_7}^R \quad (3.21)$$

La fuerza horizontal resistente (F_H o H) se calcula como:

$$F_H = F_V \tan \phi + cB_{eq} H_t / \sin \alpha \quad (3.22)$$

La fuerza resistente movilizada en la parte trasera del bloque 1 (la cara inclinada A_7) es:

$$F_1^R = [(W_1 + F_V) \sin + F_H \cos \alpha] \tan \phi + cB_{eq} H_t / \sin \alpha \quad (3.23)$$

Finalmente el factor de seguridad del frente, para este mecanismo, se calcula como el cociente de las fuerzas resistentes entre las fuerzas actuantes:

$$FS = \frac{F_1^R + F_{A2}^R \sin \alpha + F_H \cos \alpha}{(W_1 + F_v - F_{A5}^R) \sin \alpha} \quad (3.24)$$

3.2.3. El Método Simplificado de Estabilidad de Túneles (Tamez et al., 1997)

El Método Simplificado de Estabilidad de Túneles (MSET) es una simplificación del mecanismo de falla observado en casos reales de las fallas ocurridas durante la construcción de túneles (Moreno y Schmitter, 1981) y en pruebas de laboratorio realizadas en modelos a escala sometidos a fuerza centrífuga hasta alcanzar la falla (Kimura y Mair, 1981). El MSET propone una ecuación general de estabilidad para calcular el factor de seguridad contra colapso del frente. A partir de la ecuación general se deducen expresiones para casos particulares (suelos cohesivo-friccionantes o puramente cohesivos).

El mecanismo generado está comprendido por un prisma de suelo alrededor del cual se desarrollan esfuerzos cortantes verticales; bajo la base del prisma se forma una zona detrás del frente que sufre desplazamientos verticales y horizontales por esfuerzos cortantes que deforman su estructura.

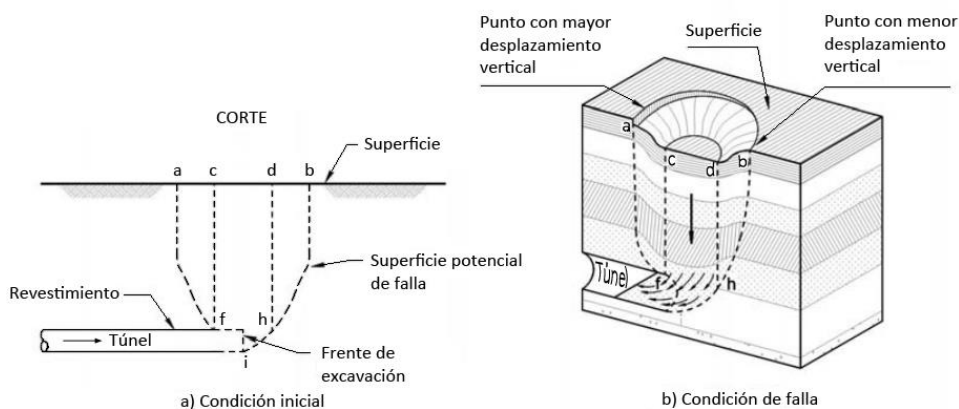


Figura 3.13. Falla del frente. Tomado de Tamez et al., 1997

Observando esta deformación, el MSET analiza el equilibrio de la masa de suelo mediante un mecanismo generado por tres prismas: el primero se forma delante del frente y tiene forma triangular, el segundo es rectangular y se apoya sobre el primero y el tercer prisma también rectangular se localiza sobre la clave de la zona excavada sin soporte. La dimensión de los prismas depende de la geometría del túnel, las propiedades mecánicas del suelo y el avance sin soporte. A partir de este mecanismo de falla se establece una ecuación general de estabilidad (Tamez, Rangel y Holguín, 1997), la cual permite calcular el factor de seguridad contra un posible colapso del frente.

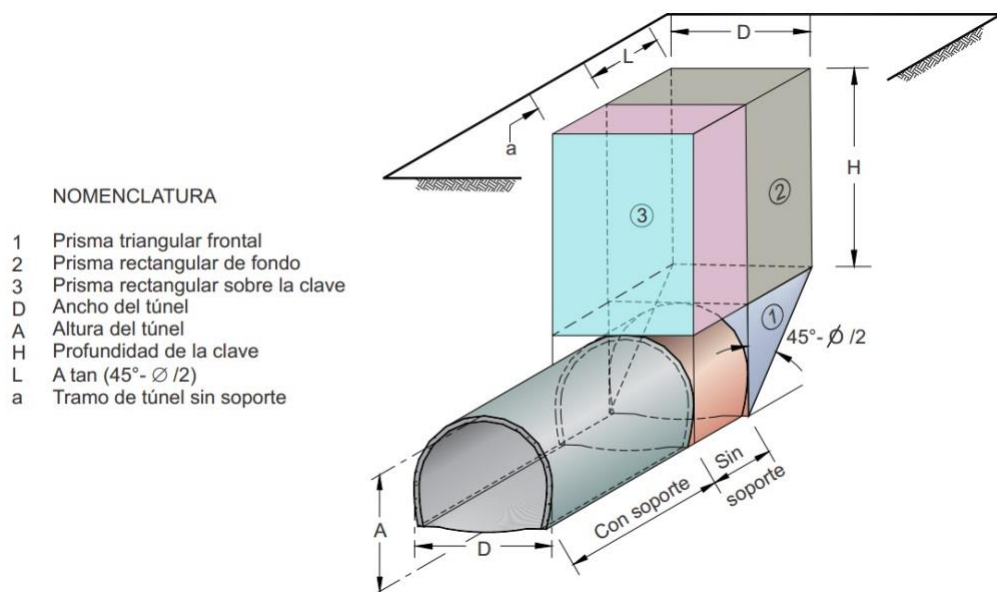


Figura 3.14. Equilibrio del mecanismo de falla simplificado del frente (Tamez et al., 1997)

Los autores deducen que es posible simplificar el mecanismo de falla de la Figura 3.13 a partir de sus patrones de deformación y a través de cuerpos prismáticos en equilibrio como lo muestra la Figura 3.14.

- a) Prisma 1: Se genera delante del frente y toma la forma triangular conocida como la cuña de Coulomb.
- b) Prisma 2: Es rectangular y se apoya sobre la cuña del frente.
- c) Prisma 3: Es rectangular y se localiza sobre la clave de la zona excavada sin soporte.

Las fuerzas actuantes en el mecanismo son el peso de los prismas y fuerzas externas, que pueden o no estar presentes como la sobrecarga o la presión en el interior del túnel.

Las fuerzas resistentes en el mecanismo son procedentes de la resistencia al esfuerzo cortante del terreno que se desarrolla en las caras de los prismas al ocurrir un desplazamiento. El valor de la resistencia al esfuerzo cortante se obtiene a partir de simplificaciones.

Debido a que el MSET no especifica que las propiedades del terreno tengan que ser iguales en el frente que en la cobertura, es posible asumirlas como distintas para todos los análisis de estabilidad que sean aplicables.

3.2.3.1. Hipótesis simplificadoras que hace el MSET

La distribución de esfuerzos inducidos por la excavación se representa por líneas rectas como se muestra al prisma 3 de ancho D y longitud a perpendicular al frente. Al avanzar la excavación se produce una descarga sobre la base del prisma a la cual se contrapone una presión interior del frente y ocasiona que el diagrama de esfuerzos verticales se reduzca desde una altura Z_d que delimita la zona de descarga, es decir, la presión interior reduce el esfuerzo vertical desde la clave hasta Z_d y por condiciones de frontera se conocen los valores del diagrama de esfuerzos.

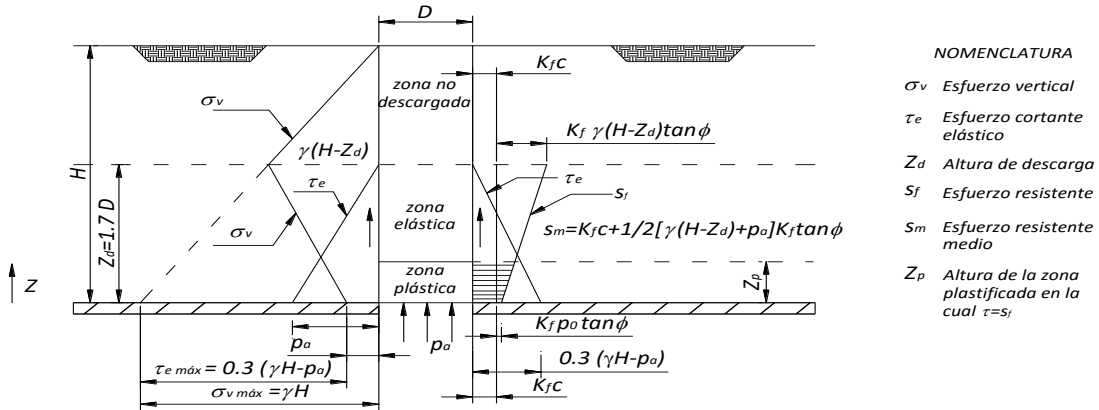


Figura 3.15. Hipótesis de distribución de esfuerzos hasta la altura Z_d (Tamez et al., 1997)

Como puede observarse en la Figura 3.15, a lo largo de las caras del prisma se desarrolla una resistencia al esfuerzo cortante cuya magnitud se supone lineal desde el punto p hasta un máximo $\tau_{max} = 0.3(\gamma H - p_a)$ en la base del prisma. Esta distribución se considera válida siempre y cuando los esfuerzos cortantes no excedan la resistencia al corte del suelo en ningún punto.

Si en cambio, en alguna zona de la parte inferior del prisma se rebasa la resistencia al esfuerzo cortante, la distribución de esfuerzos cortantes corresponderá a la observada del lado derecho, donde la línea jk representa la distribución de los esfuerzos resistentes s_f calculados a partir del diagrama de esfuerzos verticales abc del lado izquierdo. La resistencia al esfuerzo cortante máxima está calculada como $s_{f max} = K_f c + K_f \gamma (H - Z_d) \tan \phi$ mientras que el valor mínimo (en la clave) es $s_{f min} = K_f c + K_f p_a \tan \phi$ que al intersecarse con la recta deducida del equilibrio elástico se encuentra el límite que divide a la zona elástica con la zona plástica.

La altura de descarga definida como $Z_d = 1.7D$ del túnel es teóricamente aceptable hasta una longitud de avance $a = D$ pero tiende a incrementarse con longitudes de avance mayores como se ha observado en pruebas de laboratorio. Además se establece que si $H/D < 1.7$, entonces la altura de la zona de descarga debe tomarse igual a la profundidad del túnel $H = Z_d$.

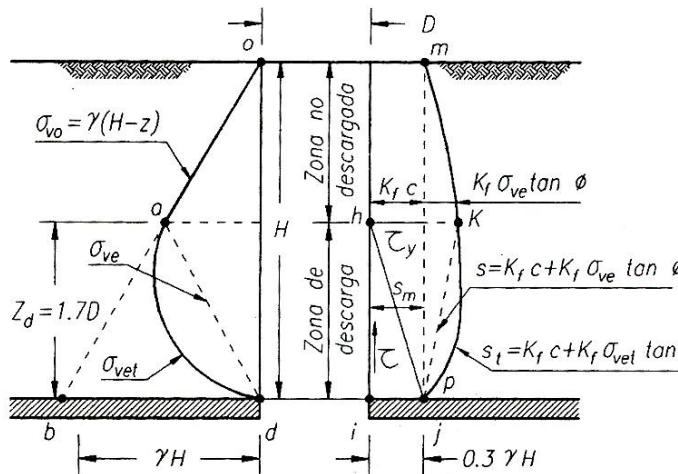


Figura 3.16. Distribución de esfuerzos actuantes y resistentes a lo largo de las caras de un prisma

Esfuerzos cortantes resistentes. Si se supone que en las caras verticales de los prismas se desarrollan sin cambiar los esfuerzos verticales elásticos, los esfuerzos actuantes en los planos verticales en Z_d están expresados por:

$$s_f = K_f c + K_f \sigma_v \tan \phi \quad (3.25)$$

donde

$$K_f = \frac{1 - \sin^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi} \quad (3.26)$$

La fuerza resistente desarrollada por el prisma triangular es igual a su capacidad de carga:

$$Q = \left(2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p - \frac{1}{2} \gamma A \right) LD \quad (3.27)$$

donde

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

Factor de seguridad en el frente

El factor de seguridad se expresa como la relación entre las sumas de momentos de las fuerzas resistentes y la suma de momentos en las fuerzas actuantes con respecto a un eje horizontal que pasa por el punto O perpendicular al eje del túnel.

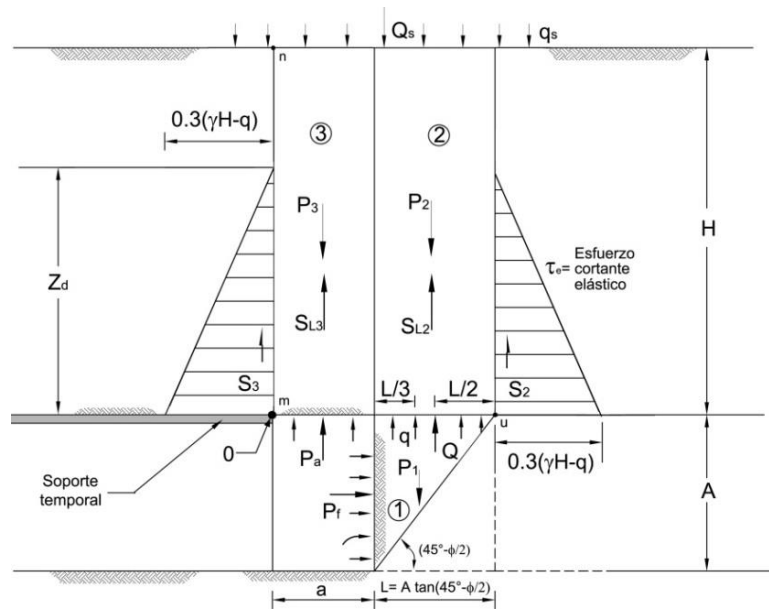


Figura 3.17. Fuerzas que intervienen en el mecanismo simplificado

Las fuerzas actuantes (P_1, P_2, P_3, Q_s, P_a y P_f) se deben al peso propio de los tres prismas, a la presión interior aplicada en el frente y a la presión radial interior.

Las fuerzas resistentes del suelo (S_2 , $2S_{l2}$, S_3 , $2S_{l3}$ y Q) se desarrollan en la superficie lateral de los prismas 2 y 3 considerando que no hay interacción entre ellos, mientras que la fuerza Q es la capacidad de carga del prisma triangular del frente estimada con la ecuación de Meyerhof para una zapata rectangular apoyada en la corona de un talud vertical.

La siguiente tabla es un resumen de las ecuaciones del mecanismo.

Tabla 3.1. Sistema de fuerzas en el mecanismo de falla del MSET (Tamez et al. 1997)

	FUERZAS	MOMENTOS	ACLARACIONES
ACTUANTES	$P_1 = \frac{1}{2}\gamma ALD$	$M_1 = \frac{1}{2}\gamma ALD\left(a + \frac{L}{3}\right)$	P_1 peso del prisma 1
	$P_2 = \gamma LDH$	$M_2 = \gamma LDH\left(a + \frac{L}{2}\right)$	P_2 peso del prisma 2
	$P_3 = \gamma aDH$	$M_3 = \frac{1}{2}\gamma Dha^2$	P_3 peso del prisma 3
	$Q_s = q_s(a + L)$	$M_e = \frac{1}{2}q_s D(a + L)^2$	q_s sobrecarga en la superficie
	$P_a = p_a aD$	$M_a = \frac{1}{2}p_a Da^2$	p_a presión radial ejercida por el soporte temporal o un fluido a presión
	$P_f = p_f AD$	$M_f = \frac{1}{2}p_f DA^2$	p_f presión horizontal que actúa sobre el frente de excavación
	RESISTENTES	$S_2 = s_{m2}Z_d D$	$M_{s2} = s_{m2}Z_d D(a + L)$
$S_{l2} = 2s_{m2}Z_d L$		$M_{sl2} = 2s_{m2}Z_d L\left(a + \frac{L}{2}\right)$	resistencia media en la cara <i>mn</i> del prisma 3
$S_3 = s_{m3}Z_d D$		$M_{s3} = 0$	s_{m3} capacidad de la carga del prisma 1
$S_{l3} = 2s_{m3}Z_d a$		$M_{sl3} = s_{m3}Z_d a^2$	
$Q = (2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p)LD$		$M_Q = (2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p)LD\left(a + \frac{L}{2}\right)$	$q_{p1} = 2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p - 0.5\gamma_c A$

De tal forma que la ecuación general de la estabilidad queda:

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \quad (3.28)$$

donde FS factor de seguridad
 $\sum M_r$ suma de los momentos de las fuerzas resistentes
 $\sum M_a$ suma de los momentos de las fuerzas actuantes

$FS = \frac{s_{m2}Z_d D(a+L) + 2s_{m2}Z_d L\left(a + \frac{L}{2}\right) + s_{m3}Z_d a^2 + (2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p)LD\left(a + \frac{L}{2}\right)}{\frac{1}{2}\gamma ALD\left(a + \frac{L}{3}\right) + \gamma LDH\left(a + \frac{L}{2}\right) + \frac{1}{2}(\gamma H - p_a)Da^2 + \frac{1}{2}q_s D(a+L)^2 - \frac{1}{2}p_f DA^2}$	(3.29)
--	--------

Simplificando y agrupando términos la ecuación general del túnel queda

$$FS_g = \frac{2s_{m2} \left[\frac{D}{L} \left(1 + \frac{a}{L}\right) + 1 + \frac{2a}{L} \right] \frac{Z_d}{D} + 2s_{m3} \left(\frac{a}{L}\right)^2 \frac{Z_d}{D} + 2.7c\sqrt{K_p} \left(1 + \frac{2a}{L}\right) + p_f K_p \left(1 + \frac{2a}{L}\right)}{\gamma H \left[\frac{A}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{L}\right) + \left(1 + \frac{a}{L}\right)^2 \right] + q_s \left(1 + \frac{a}{L}\right)^2 - p_a \left(\frac{a}{L}\right)^2 - p_f K_p} \quad (3.30)$$

En esta expresión se puede observar que los valores que afectan de forma explícita la estabilidad son: las características del túnel, propiedades del suelo, procedimiento constructivo y la magnitud de sobrecargas en la superficie.

La ecuación anterior puede simplificarse para algunos casos particulares como: túneles en suelos puramente cohesivos o para túneles excavados a frente abierto con concreto lanzado.

3.2.3.2. Análisis de estabilidad

Aunque el factor de seguridad se puede calcular con la expresión anterior Tamez indica que es conveniente hacer el análisis por partes de acuerdo con lo siguiente:

- a) **Estabilidad del frente $a=0$**
- b) **Estabilidad de la clave (equilibrio del prisma 3) $a=avance$**
- c) **Estabilidad local de la clave (equilibrio del prisma 3) $a=avance$**
- d) **Estabilidad general (equilibrio del conjunto de prismas)**

El cálculo del factor de seguridad con el MSET es función de la profundidad de la clave del túnel H ; el ancho y la altura de la sección excavada D y A , respectivamente; la longitud de avance sin apoyo a ; el peso volumétrico y los parámetros de resistencia del terreno γ , c , ϕ ; la sobrecarga y la presión interior en el túnel.

La estabilidad en el frente: se encuentra con el mecanismo formado por los prismas 1 y 2 considerando que no hay avance sin soporte ($a=0$)

$$L = A \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{A}{\sqrt{K_p}} \quad (3.31)$$

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

$$K_f = \left(1 - \sin^2 \phi \right) / \left(1 + \sin^2 \phi \right) \quad (3.32)$$

$$q_{p1} = 2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p - 0.5\gamma A \quad (3.33)$$

$$s_{m2} = K_f c + \frac{1}{2} K_f \left(\gamma (H - Z_d) + q_{p1} \right) \tan \phi \quad (3.34)$$

$$FS_f = \frac{2s_{m2} \frac{Z_d}{D} \left(\frac{D\sqrt{K_p}}{A} + 1 \right) + 2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p}{\gamma H \left(\frac{A}{3H} + 1 \right) + q_s - p_f K_p} \quad (3.35)$$

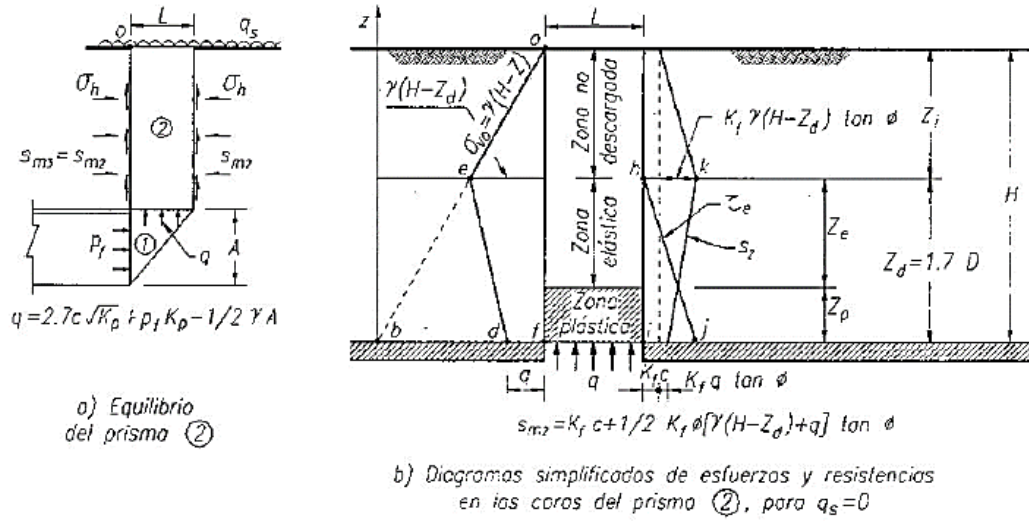


Figura 3.18. Estabilidad del frente en suelos cohesivo –friccionantes (Tamez et al., 1997)

Para calcular la estabilidad de la clave se analiza al prisma 3 comparando la fuerza resistente total que se desarrolla dentro de Z_d contra el peso total del prisma.

$$s_{m3} = K_f c + \frac{1}{2} K_f \gamma [(H - Z_d) + p_a] \tan \phi \quad (3.36)$$

$$FS_f = \frac{2s_{m3}(a + D)Z_d}{(\gamma H + q_s)aD} \quad (3.37)$$

Con esto se obtiene una expresión para calcular la longitud de avance sin soporte

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c(\gamma H + q_s)}{2[K_f c + 0.17\gamma(H - Z_d)]\frac{Z_d}{D}} - 1 \quad (3.38)$$

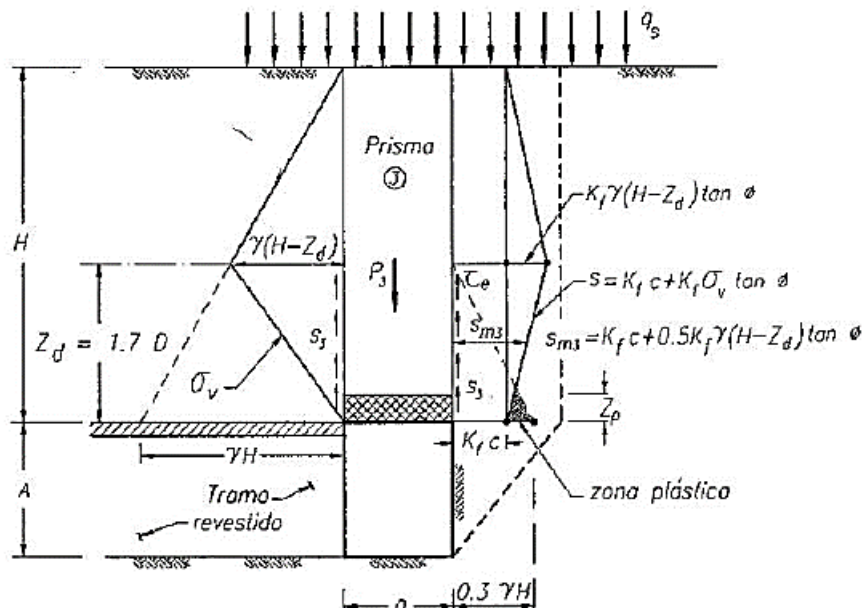


Figura 3.19. Estabilidad del prisma en la clave en suelos cohesivo –friccionantes
Tomado de (Tamez, et. al. 1997)

El cálculo de la estabilidad local de la clave por plastificación se enfoca en estudiar cuando la cohesión del suelo que se encuentra sobre la clave es tal que $K_f c < 0.3 \gamma H$ se desarrolla una zona de equilibrio plástico de altura Z_p que ocasiona que las ecuaciones del inciso b) sean válidas solamente si los esfuerzos verticales dentro de la zona plastificada son positivos. Esta situación crítica puede analizarse cuando $p_a = 0$ y se tiene que:

$$\sigma_{vp} = \left(2K_f c - \frac{\gamma D}{R} \right) \frac{e^{2K_f R \tan \phi \frac{Z}{D}} - 1}{2K_f \tan \phi} \quad (3.39)$$

Para que el esfuerzo vertical sea positivo se necesita que el primer factor sea mayor que cero, es decir, que el límite es cuando $2K_f c R = \gamma D$ por lo que el factor de seguridad puede expresarse como

$$FS_p = \frac{2K_f c \left(1 + \frac{D}{a_p} \right)}{\gamma D} \quad (3.40)$$

$$\frac{D}{a_p} = \frac{FS_p \gamma D}{2K_f c} - 1 \quad (3.41)$$

El valor de a_p (longitud de avance sin soporte) debe compararse con la ec. (3.38).

Tamez plantea un FS mínimo admisible de 1.6 contra el colapso de la clave del suelo e indica que se ocasionarán asentamientos superficiales que pueden ser inaceptables para estructuras o instalaciones que se encuentren cerca del túnel. Cuando se enfrenta a arenas sueltas en el frente con un grado de saturación mayor que 70% se requiere aplicar una presión interior o utilizar un escudo.

Por último, la estabilidad general se calcula cuando ya se ha definido la sección de excavación y el avance máximo sin soporte. Para un túnel sin presión interior: para casos en que el ángulo de fricción sea $22^\circ < \phi < 45^\circ$ el producto $K_f \tan \phi \approx 0.34$ por lo que el FS general puede expresarse de la siguiente manera:

$$FS_g = \frac{2s_{m2} \left[\frac{D}{L} \left(1 + \frac{a}{L} \right) + 1 + \frac{2a}{L} \right] \frac{Z_d}{D} + 2s_{m3} \left(\frac{a}{L} \right)^2 \frac{Z_d}{D} + 2.7c\sqrt{K_p} \left(1 + \frac{2a}{L} \right)}{\gamma H \left[\frac{A}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{L} \right) + \left(1 + \frac{a}{L} \right)^2 \right] + q_s \left(1 + \frac{a}{L} \right)^2} \quad (3.42)$$

El MSET considera que para asegurar que el suelo no plastifique, debe asegurarse que la resistencia al corte del terreno al nivel de la clave sea mayor que el máximo esfuerzo cortante inducido, esto es: $s_c > 0.3\gamma H$, de tal modo que, para que el suelo se encuentre en el intervalo elástico en cualquier punto de las caras del prisma, el factor de seguridad debe ser:

$$FS > 2 \quad \text{Para suelos que pueden tener falla frágil}$$

$$FS > 1.6 \quad \text{Para suelos que fallan de forma plástica}$$

Siempre y cuando los asentamientos superficiales asociados a la plastificación del suelo no produzcan daños.

CAPÍTULO 4

DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ENFILAJE FRONTAL (SEF)

EN LA ACTUALIDAD

4.1. CONSIDERACIONES DE CÁLCULO Y DISEÑO DE SEF EN LA ACTUALIDAD

Como sucede con todas las estructuras civiles, tienen que establecerse las acciones para diseñar el sistema de elementos de tal forma que se asegure la estabilidad. De acuerdo con Meli (1985):

“El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento.”

Pero en el caso de estructuras subterráneas a menudo los fenómenos son tan complejos que tienen que establecerse distintos mecanismos de falla posibles para calcular dichas fuerzas. Por tal motivo, se abordarán varios enfoques para encontrar una carga de diseño para los micropilotes a través de distintos métodos, incluyendo una propuesta presentada en esta tesis.

Sin importar el método que se utilice para obtener los elementos mecánicos actuantes, éstos deben compararse con los elementos mecánicos de diseño, de modo que es imperativo establecer en primer lugar las hipótesis de cálculo de la resistencia de las estructuras.

4.2. ELEMENTOS MECÁNICOS ÚLTIMOS (M,V,N)

4.2.1. Carga axial (normal)

En primer lugar y debido tanto al proceso de colocación como a las cargas que reciben los micropilotes en un sistema de enfilaje frontal (SEF), puede despreciarse la fuerza normal que soportan; de esta forma, se asumirá que dicha fuerza tiene un valor nulo $N = 0$.

4.2.2. Fuerza cortante

Con respecto al cortante último V_{ult} que el micropilote resiste, pueden abordarse dos enfoques: el primero de ellos considera que debe tomarse en cuenta sólo a la aportación del acero para el cálculo, el segundo y mucho menos conservador busca considerar a los paraguas pesados (tanto a los ranurados que se perforan e insertan como a los autoperforantes) como una sección compuesta idealizada que establece que el tubo está lleno de lechada y que el barrenado es exactamente del diámetro exterior del tubo (que se parece más al autoperforante) como puede observarse en la Figura 4.1.

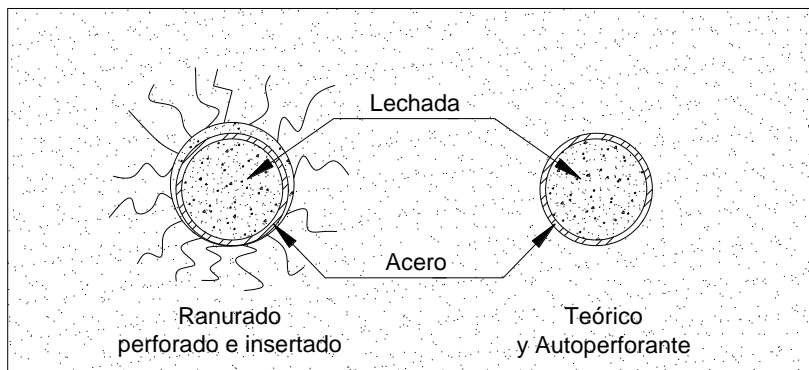


Figura 4.1. Vista esquemática del enfalaje pesado

El cortante debe cumplir la siguiente relación:

$$V_{ult} \leq V_R$$

V_{ult} es el cortante mayor obtenido del cálculo multiplicado por un coeficiente de reducción (de acuerdo con la norma de diseño que se aplique) y V_R el cortante resistente, cuando se considera sólo el del tubo.

$$V_R = \frac{2A_s f_y}{\sqrt{3}\pi \gamma_s} \quad (4.1)$$

donde A_s es el área de acero del tubo y γ_s el coeficiente de seguridad para el acero tubular. En el caso del área de acero, también puede considerarse la corrosión, con lo que dicha área se calcula como:

$$A_s = \frac{\pi \left[(d_e - 2r_e)^2 - d_i^2 \right]}{4} \quad (4.2)$$

donde r_e es una reducción para el espesor del tubo² que propone la norma europea (UNE-EN 14199) para diferentes tipos de suelos en función de la vida útil que se le quiera dar a los micropilotes y puede estimarse a partir de la siguiente tabla:

Tabla 4.1. Reducción del espesor del tubo de micropilote por corrosión¹, r_e (mm)

Tipo de terreno	Vida útil (en años) ³				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales inalterados	0.00	0.30	0.60	0.90	1.20
Suelos naturales contaminados o suelos con residuos industriales	0.15	0.75	1.50	2.25	3.00
Suelos naturales agresivos (turberas, ciénagas, etc.)	0.20	1.00	1.75	2.50	3.25
Rellenos no agresivos sin compactar ²	0.18	0.70	1.20	1.70	2.20
Rellenos agresivos sin compactar (cenizas, escorias, etc.) ²	0.50	2.00	3.25	4.50	5.75

¹ Según UNE EN 14199.

² La corrosión es menor en rellenos compactados que sin compactar; así en los compactados, los valores reflejados en esta tabla pueden reducirse a la mitad.

³ Los valores dados para 5 y 25 años se basan en mediciones reales, mientras que en los demás casos se han obtenido como resultado de extrapolaciones.

² En la sección de cálculos de la presente tesis, se consideró que no existe reducción del espesor del tubo

4.2.3. Momento Flexionante

También pueden tomarse los dos enfoques mencionados en el apartado 4.2.2. En cada sección del micropilote se deberá cumplir la relación:

$$M_{ult} \leq M_R \quad (4.3)$$

donde: M_{ult} es el momento mayor obtenido del cálculo multiplicado por un coeficiente de reducción (de acuerdo con la norma de diseño que se aplique) y M_R el momento resistente del tubo.

$$M_R = W^p \frac{f_y}{\gamma_s} F_u \quad (4.4)$$

donde: W^p es el módulo plástico de la sección; f_y , el límite elástico del acero; γ_s el coeficiente de seguridad para el acero tubular (de acuerdo con la norma empleada) y F_u un coeficiente de reducción para considerar la resistencia de las uniones. Si no se cuenta con ensayos sobre las uniones de los tubos, puede usarse $F_u = 0.5$ (Normativa Española).

El módulo plástico del tubo se calcula mediante la siguiente expresión:

$$W^p = \frac{d_e^3 - d_i^3}{6} \quad (4.5)$$

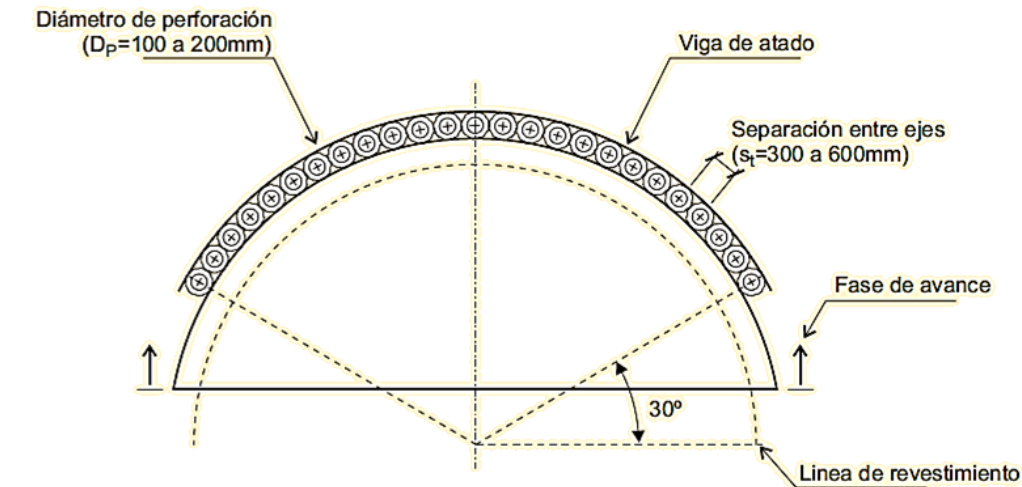
donde: d_e es el diámetro exterior del tubo y d_i el diámetro interior. En algunas recomendaciones proponen incluir un factor de corrosión para disminuir el espesor efectivo de la pared del tubo, por lo que la ecuación anterior queda:

$$W^p = \frac{(d_e - 2r_e)^3 - d_i^3}{6} \quad (4.6)$$

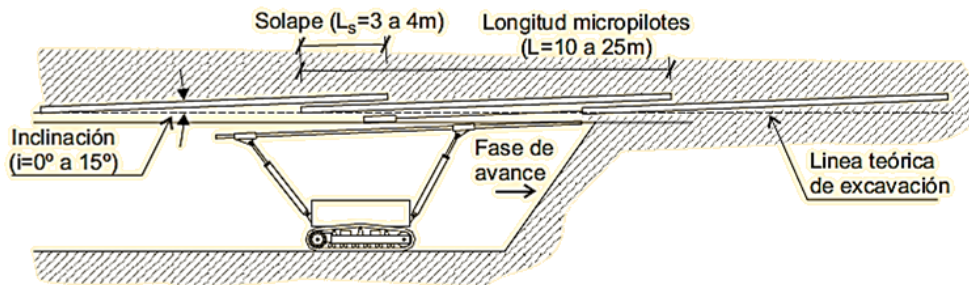
con r_e como el espesor reducido de la pared del tubo de la Tabla 4.1.

4.3. CÁLCULO ANALÍTICO DE MICROPILOTES POR EL CRITERIO DEL MINISTERIO DE FOMENTO DE ESPAÑA (MFE)

Este criterio se basa en encontrar el momento flexionante M_{ed} y la fuerza cortante V_{ed} estimada para el diseño a partir de una longitud de diseño L_d y una carga de diseño q_d calculada (donde q es la carga del terreno que gravita sobre cada micropilote multiplicada por un coeficiente de seguridad). La principal hipótesis es que el micropilote puede considerarse como una situación intermedia entre una viga bi-articulada y bi-empotrada, tanto el momento como el cortante máximos son el promedio de ambas.



ESQUEMA FRONTAL DEL PARAGUAS DE MICROPILOTES



EXCAVACIÓN BAJO LOS PARAGUAS DE MICROPILOTES

Nota: Las cotas se incluyen a modo de ejemplo

Figura 4.2. Ejemplo de ejecución de un micropilote tomado del Ministerio de Fomento (2005)

Se establecen las siguientes consideraciones generales en esta referencia que se ilustran en la Figura 4.2:

- La longitud de los micropilotes en general, no será mayor que 25 m con inclinaciones con respecto a la horizontal menores de 15° y con un traslape en función de la longitud de avance, las características del terreno, y la forma en que estén colocados pero siempre debe ser mayor que 3 m.
- La separación de micropilotes en una sección transversal debe ser menor que 60 cm.

4.3.1. Longitud de diseño, criterio del Ministerio de Fomento de España (MFE)

Las siguientes ecuaciones se toman tal cual se presentan las nomas para construcción: Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera (Ministerio de Fomento , 2005).

Es un valor que resulta de la siguiente expresión; el significado de las variables puede visualizarse en la Figura 4.3:

$$L_d = L_a + L_f + 1.2L_e \quad (4.7)$$

donde L_d Longitud de cálculo de cada micropilote

L_a Longitud de avance de excavación

L_f Longitud del frente de excavación en planta

L_e Longitud elástica del micropilote considerándolo empotrado en el terreno

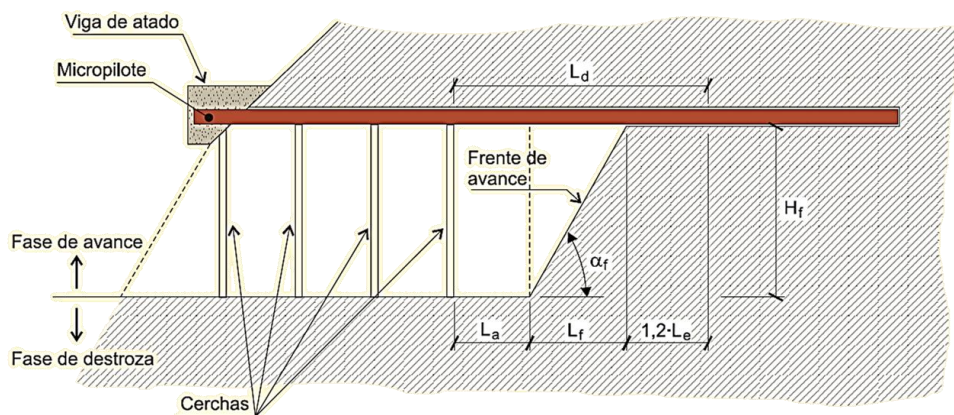


Figura 4.3. Ejemplo de un avance tomado del Ministerio de Fomento (2005)

La longitud L_f se calcula como sigue:

$$L_f = H_f \cot \alpha_f \quad (4.8)$$

donde H_f Altura del frente de excavación

α_f Ángulo de inclinación del frente de excavación

Mientras que la longitud L_e se calcula:

$$L_e = \left(\frac{E_p I_p}{E} \right)^{1/4} \quad (4.9)$$

donde E Módulo de elasticidad del terreno

$E_p I_p$ Rigidez a flexión del micropilote

La rigidez a flexión del micropilote se calcula como:

$$E_p I_p = E_c I_c + E_a I_a \quad (4.10)$$

donde E_c Módulo de elasticidad de la lechada o mortero

I_c Momento de inercia de lechada o mortero

E_a Módulo de elasticidad del acero

I_a Momento de inercia del acero

4.3.2. Carga de diseño del Ministerio de Fomento

La carga uniformemente distribuida que gravita sobre el micropilote, puede estimarse de manera aproximada de la siguiente manera.

$$q_d = \gamma_{ap} h S \quad (4.11)$$

donde γ_{ap} Peso específico aparente del terreno

h Altura del terreno que se considera gravita sobre el micropilote

S Separación entre ejes de micropilotes contiguos en planta

La misma referencia indica que en caso de emplear el paraguas como presostenimiento para el avance en el interior de un túnel, en ausencia de información, puede considerarse de forma aproximada que varía entre la mitad y el diámetro del túnel

$$0.5D_T \leq h \leq D_T \quad (4.12)$$

donde D_T Diámetro del túnel

h Altura del terreno que carga al micropilote

4.3.3. Elementos mecánicos de diseño del Ministerio de Fomento

Para calcular los elementos mecánicos máximos en del micropilote, se consideran los máximos de un caso hipotético intermedio (un promedio) entre viga simplemente apoyada y doblemente empotrada sometida a una carga uniformemente distribuida en toda la viga; como puede observarse en la 0. El momento flexionante y fuerza cortante de diseño se encuentra sustituyendo los resultados de la ec. (4.9) y la ec. (4.11) en las ecs. (4.13) y (4.14).

$$M_{Ed} = \frac{q_d L_d^2}{10} \quad (4.13)$$

$$V_{Ed} = \frac{q_d L_d}{2} \quad (4.14)$$

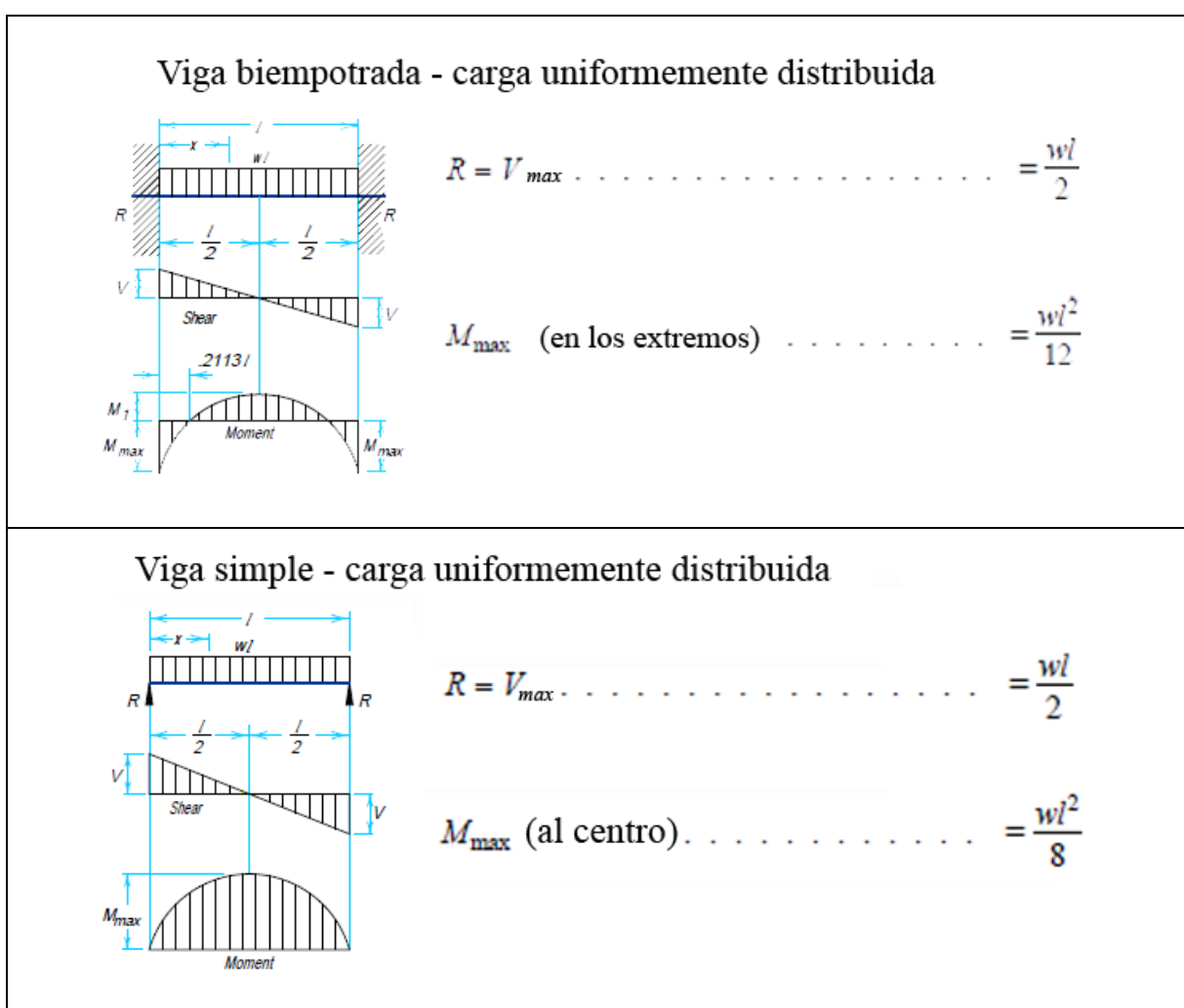


Figura 4.4. Expresiones para calcular elementos mecánicos en vigas tomada de AISC (1994)

4.4. MÉTODO SEMI-ANALÍTICO CON AVANCE SIN SOSTENIMIENTO

El método fue desarrollado por Sánchez (2014) y busca considerar las rigideces de los sostenimientos k_{sost} y del terreno k_{terr} y la carga actuante como se muestra en la Figura 4.5 para analizar los micropilotes. La carga actuante varía en función del terreno, de la separación transversal entre los micropilotes y de la longitud libre de apoyo del tubo.

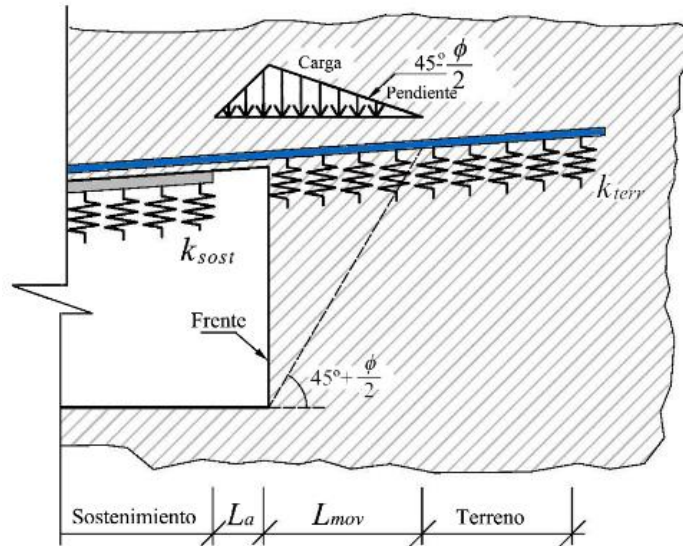


Figura 4.5. Modelo análisis del micropilote

4.4.1. Cálculo de la rigidez del terreno

La rigidez del terreno toma en cuenta el módulo de Young por delante de la excavación como lo indica Oreste y Peila (1998), de la siguiente manera:

$$K_{terr} \approx E_{terr} \frac{(c \cdot s)}{\left(\frac{l}{2}\right)} \quad (4.15)$$

donde K_{terr} Rigidez de los resortes que simulan al terreno

E_{terr} Módulo de Young del terreno

c Distancia entre los resortes

s Separación entre tubos

l Profundidad de influencia del tubo en el terreno

Por otra parte, la profundidad de influencia suele considerarse de una a una y media veces el diámetro del tubo ($1.0 \times D_{tubo} \leq l \leq 1.5 \times D_{tubo}$), lo cual es congruente con la hipótesis de Terzaghi para pilotes cargados lateralmente. Oreste & Peila (1998) proponen la relación siguiente:

$$l \approx \frac{8}{7} D_{tubo} \quad (4.16)$$

De modo que si se sustituye la ec. (4.16) en la ec. (4.15) se tiene

$$k_{terr} \approx 1.75 \frac{E_{terr}}{D_{tubo}} (c_r \cdot s) \quad (4.17)$$

4.4.2. Cálculo de la rigidez del sostenimiento

Oreste & Peila (1998) definen la rigidez del sostenimiento k_{sost} para un túnel circular sujeto a cargas iguales en el sentido horizontal y transversal para un sostenimiento en contacto completamente con el contorno de la excavación como:

$$k_{sost} \approx \frac{E_{sost} A_{sost}}{\left(\frac{D_T}{2} - \frac{h_{sost}}{2} \right)^2} \quad (4.18)$$

donde	E_{sost}	Módulo de Young del sostenimiento
	A_{sost}	Área transversal del sostenimiento
	D_T	Diámetro del túnel
	h_{sost}	Peralte del sostenimiento

Debido a que la mayoría de las excavaciones de túneles no cumplen con las hipótesis mencionadas y a que la ec. (4.18) no considera la interacción en el sentido radial entre el sostenimiento y el terreno, se requiere determinar la rigidez de una forma distinta. La Figura 4.6 representa un esquema para determinar dichas cantidades.

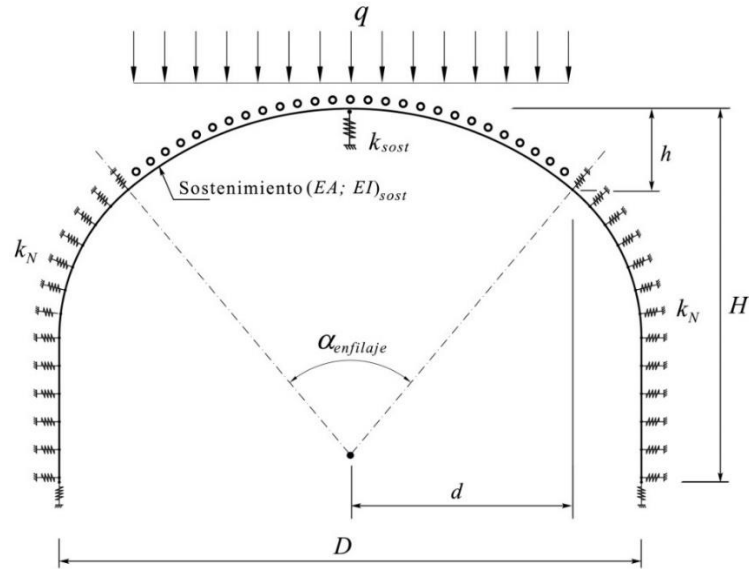


Figura 4.6. Sistema estático para determinar la rigidez del sostenimiento

El método semi-analítico asume que la zona movilizada por encima del túnel coincide con el área que abarcan los micropilotes definida por el ángulo de enfilaje $\alpha_{enfilaje}$. Se considera que el sostenimiento no tiene interacción tangencial con el terreno en dicha zona y que al aplicar la carga q tiende a deformarse experimentando una reacción contra el terreno únicamente en el sentido normal y controlada a través de la constante k_N que es la rigidez de los resortes que representan al terreno y se supone igual al módulo de reacción definido como:

$$k_N = \frac{2E_{terr}}{D_{eq}(1+\nu_{terr})} \quad (4.19)$$

donde E_{terr} Módulo de Young del terreno

D_{eq} Diámetro equivalente del túnel

ν_{terr} Módulo de Poisson del terreno

Al aplicar la carga q , el punto sobre la clave se desplazará en función de la rigidez a flexión del sostenimiento (EI_{sost}) y el módulo de reacción del terreno con una gran dependencia de la geometría del túnel (en especial por la curvatura de la clave y por la relación H/D).

Puede elaborarse un método numérico con la rigidez del terreno y elementos estructurales que consideran al sostenimiento como se muestra en la Figura 4.7.

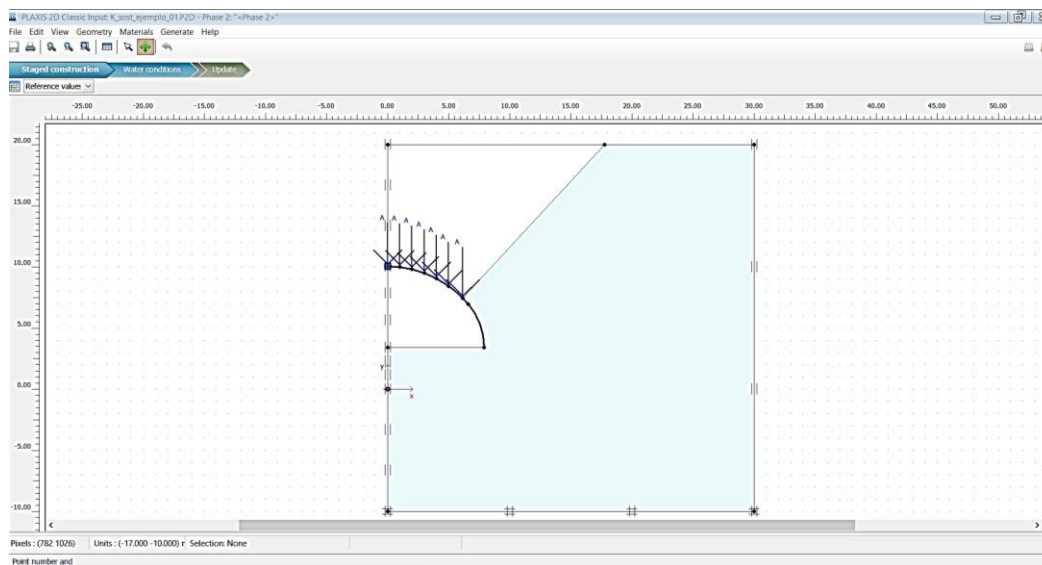


Figura 4.7. Modelo para encontrar el k_{sost}

La rigidez total del sistema de sostenimiento para el punto sobre la clave, será:

$$k_{sost} \approx \frac{q}{u_v^{clave}} \tag{4.20}$$

donde q Carga sobre el túnel

u_v^{clave} Desplazamiento producido en la clave

En la Figura 4.8 se muestran las rigideces equivalentes del sostenimiento (k_{sost}), que se obtienen de una serie de cálculos realizados a partir del esquema de la Figura 4.6, para distintas relaciones entre el módulo de reacción del terreno (k_N) y la rigidez a flexión del sostenimiento (EI_{sost}), así como para diferentes rangos de D/H .

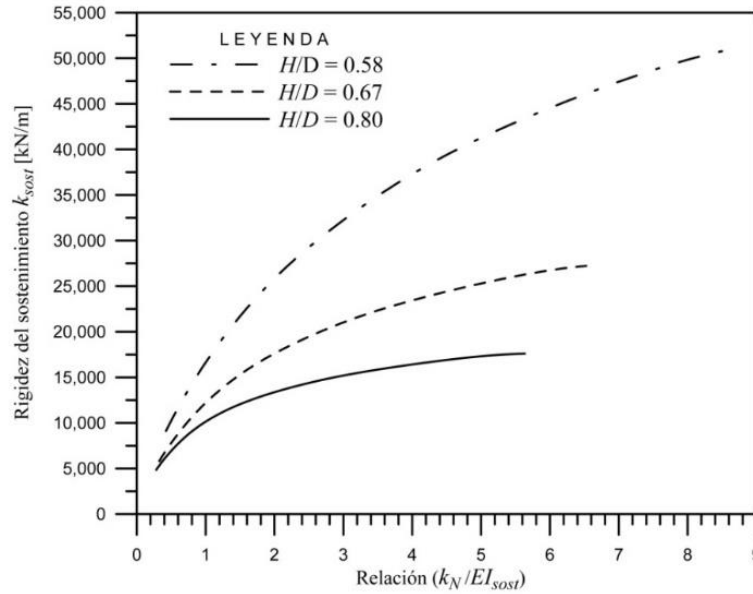


Figura 4.8. Rigideces equivalentes del sostenimiento

Una vez determinada la rigidez equivalente del sistema estructural sostenimiento-terreno puede construirse un modelo de cálculo simple como el de la Figura 4.9.

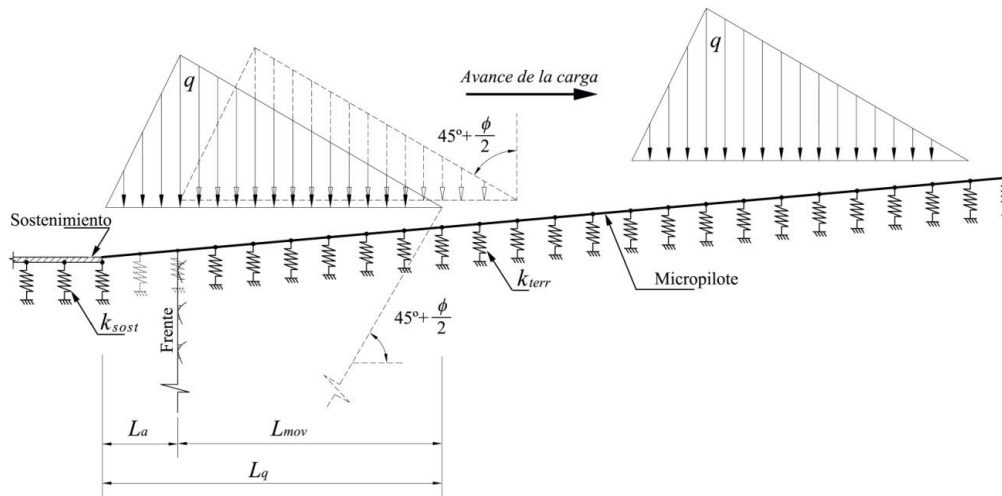


Figura 4.9. Modelo estructural considerando un avance de carga

Este modelo representa al pilote con elementos barra de un material homogeneizado de rigidez equivalente (equivalente al tubo-mortero). La barra está apoyada sobre resortes que representan la rigidez del terreno calculados con la ec. (4.17). La longitud de la carga L_q se calcula como la suma de la longitud del terreno movilizada [$L_{mov} = H/\tan(45 + \phi/2)$] más la longitud de avance L_a . La carga se asume como triangular, su altura viene dada por la pendiente del triángulo ($45^\circ - \phi/2$) y se desplaza gradualmente en avances iguales conservando las deformaciones y fuerzas generadas en etapas anteriores obteniendo los momentos flexionantes y esfuerzos cortantes para cada etapa de cálculo, para luego revisarlos estructuralmente. En el modelo se considera que el terreno proporciona apoyo a partir de una distancia aproximada de $L_q/2$.

4.5. MODELOS NUMÉRICOS DE CÁLCULO

Son aproximaciones matemáticas que buscan representar la realidad haciendo discretizaciones, simplificaciones e hipótesis que a través de procesos iterativos convergen en una solución y que, deben satisfacer las condiciones de equilibrio, compatibilidad de deformaciones, el modelo constitutivo del material y las condiciones de frontera. Los más usados en el ámbito geotécnico son: el Método de los Elementos Finitos (MEF), el Método de Diferencias Finitas (MDF) y el Método de los Elementos Discretos (MED).

El diseño de sistemas de enfilaje frontal ha sido abordado con modelos numéricos por diversos autores. Con ellos se han observado los efectos que tiene la utilización de los paraguas en algunas circunstancias; por ejemplo, Janin (2012) indicó que el paraguas de micropilotes principalmente absorbe momentos flexionantes pero no afecta considerablemente a los asentamientos superficiales. Por otra parte Aksoy y Onargan (2010) concluyeron que el paraguas de micropilotes es más eficiente en terrenos con propiedades mecánicas bajas.

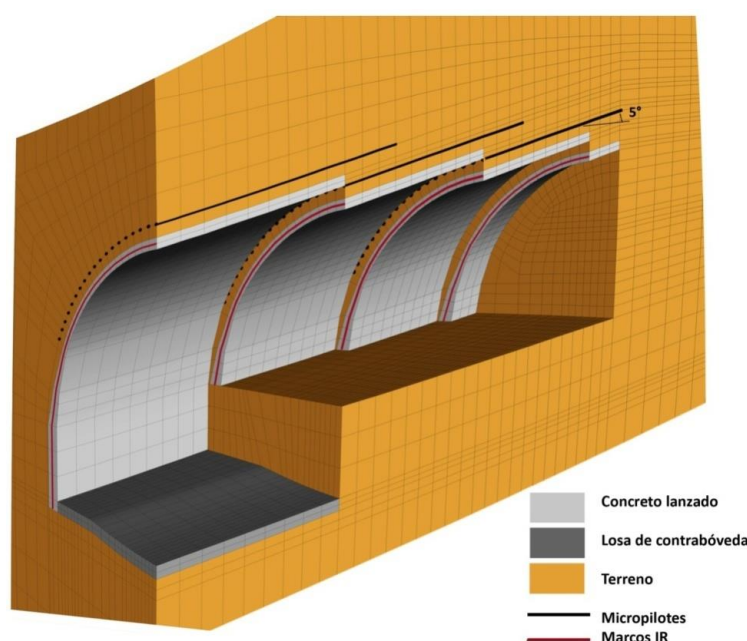


Figura 4.10. Malla con micropilotes en FLAC 3D. Sánchez (2014)

Monnet y Jahangir (2014) decidieron modelar el problema con parámetros similares al de Janin en PLAXIS-3D y corroboraron los resultados obtenidos previamente; en sus resultados, el paraguas de micropilotes sólo redujo 5% los asentamientos superficiales.

El comportamiento del sistema de enfilaje frontal depende totalmente del sistema de sostenimiento con el cual se construya el túnel; de tal forma, la conexión entre los elementos que modelan los micropilotes con los marcos y el concreto lanzado que comprenden el sostenimiento del túnel, juega un rol fundamental en el comportamiento de la excavación.

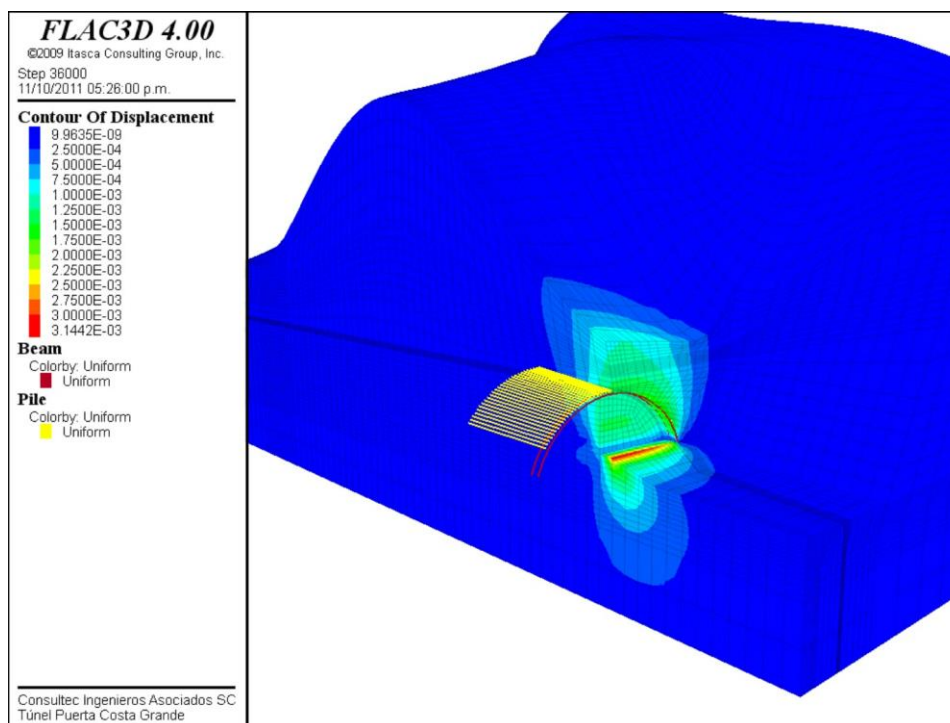


Figura 4.11. Desplazamientos verticales en FLAC 3D. Sánchez (2014)

Por otra parte, se ha investigado el complejo fenómeno de la transferencia de carga en el frente que se genera a cada paso del procedimiento constructivo. De acuerdo con Volkmann y Schubert (2007) quienes estudiaron el comportamiento del terreno sobre el SEF, se distinguen tres modos de acción principales: el arqueado local efecto de la excavación, el efecto de soporte radial y la transferencia de carga longitudinal.

El software utilizado en este trabajo es FLAC 3D-4.0, por tanto, el método por el cual se realizó el análisis es el MDF que se basa en pasar de un entorno diferencial a incrementos discretos entre los puntos de la malla que se desea analizar. Para ser más específicos, es un caso de diferencias finitas en el dominio del tiempo desarrollado por Yee (1966). El MDF aplicado a la geotecnia es apropiado porque el problema en estudio es acerca de inestabilidades físicas (ITASCA, 2010).

Los métodos numéricos tienen muy grandes limitaciones, en especial cuando la exploración y muestreo es escasa; en estos casos, caracterizar un terreno en estratos se vuelve una tarea extremadamente difícil. Si la caracterización de los estratos es inadecuada, tanto los esfuerzos como las deformaciones que se calculen con el modelo no serán representativas de la realidad en el terreno y por lo tanto tampoco en los elementos estructurales en el modelo.

Aunado a lo anterior, el comportamiento de los esfuerzos generados en el modelo es función de las condiciones de frontera, del tamaño de los elementos isoparamétricos, de la distancia entre el piso del túnel y el fondo del modelo; pero sobre todo, de las hipótesis y simplificaciones que se hagan para que el modelo asemeje a la realidad (las leyes constitutivas y de resistencia de materiales que se consideren, pasos del procedimiento constructivo, etc.).

CAPÍTULO 5

PROPUESTA DE UN PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA LOS SEF

5.1. CONSIDERACIONES

Como se mencionó al principio de este trabajo, una vez definida la conveniencia de contribuir con una aportación para el diseño de presostenimientos, en particular para los SEF (debido a su creciente implementación y a la falta de desarrollos teóricos sobre su comportamiento), se buscó establecer un método que permitiera responder a la pregunta:

¿Cuántos micropilotes de un determinado tipo son necesarios para llegar a un factor de seguridad que garantice la estabilidad del frente del túnel?

Es decir: cómo diseñar estructuralmente los sistemas de enfilaje en conjunto de modo que el resultado permita estimar la estabilidad de la obra antes y después de su utilización. Y aún más importante, poder cuantificar el aseguramiento de la estabilidad del túnel durante el proceso de excavación; ya que es fundamental poder medir los niveles de riesgo para evitar el costo de perder el frente.

Para realizar un diseño estructural se requiere determinar las acciones a las que estará sometido el elemento, es decir, las cargas y la forma en que se distribuirán sobre el micropilote. En el presente caso un micropilote puede simplificarse como una viga soportando una carga y comparar los elementos mecánicos generados por dicha carga contra las fuerzas cortantes y momentos flexionantes máximos que puede soportar el micropilote (barra o tubo) elegido.

La consideración más importante para el diseño propuesto es que las fuerzas actuantes y resistentes que se desarrollan en el terreno no cambian cuando se implementan los micropilotes, sino que es el sistema de enfilaje frontal el que generará una serie de fuerzas resistentes adicionales que deberán tener la magnitud necesaria para alcanzar un factor de seguridad deseado. Se considera que el peso propio de los micropilotes es tan pequeño en relación con las demás fuerzas actuantes que puede ser considerado como nulo.

5.2. DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO

Tomando en cuenta lo anterior, con ayuda de cualquier método analítico (el modelo simple, el MSET, etc.) se calculan las fuerzas actuantes y resistentes sin micropilotes con el objetivo de determinar el factor de seguridad que presenta el túnel en estudio para el caso de estabilidad en el frente y en la clave y se compara con el mínimo aceptable. Cuando el factor de seguridad es mayor que el mínimo aceptable puede asumirse que el túnel es estable para las condiciones definidas. Si en cambio, el factor de seguridad obtenido es menor que el deseado es necesario emplear algún método que mejore la estabilidad y en este caso la opción elegida es el sistema de enfilaje frontal (SEF). Con el factor de seguridad puede obtenerse la fuerza resistente faltante para alcanzar cualquier factor de seguridad deseado, la cual se asume como la carga que debe soportar el SEF.

Por otra parte, debe proponerse un tubo o barra comercial para el paraguas de micropilotes del cual se conocen o puedan calcularse sus características geométricas y mecánicas, mismas que permiten determinar el momento flexionante y la fuerza cortante últimos y de diseño.

Con un análisis de viga simplificado que puede consultarse en diversos manuales como el AISC (1994), en el cual se supone que el paraguas de micropilotes está trabajando bajo uno de los esquemas que se ilustran en la Figura 5.1 a la Figura 5.3, mismos que tienen solución analítica sencilla, se sustituye la fuerza cortante y momento flexionante máximos que alcanzarán las barras, por los valores de diseño previamente calculados, para cuantificar la carga máxima posible a soportar sobre cada uno de los micropilotes.

Las simplificaciones elegidas tienen el propósito de calcular una situación desfavorable, ya que al utilizar dos apoyos o empotramientos, los elementos mecánicos máximos que se desarrollan son mayores que los que se presentarían con tres o más apoyos y además, las ecuaciones serían más complicadas.

Viga biempotrada con carga uniformemente distribuida

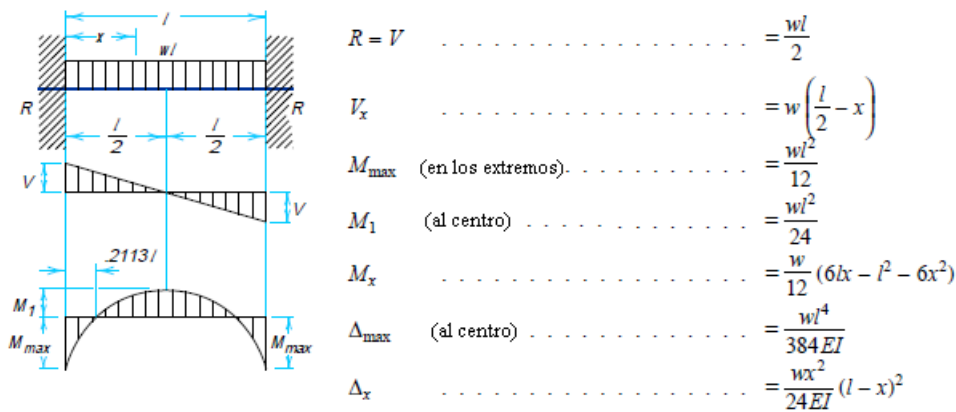


Figura 5.1. Primera opción para el análisis tomada de AISC (1994)

Viga simple con carga uniformemente distribuida

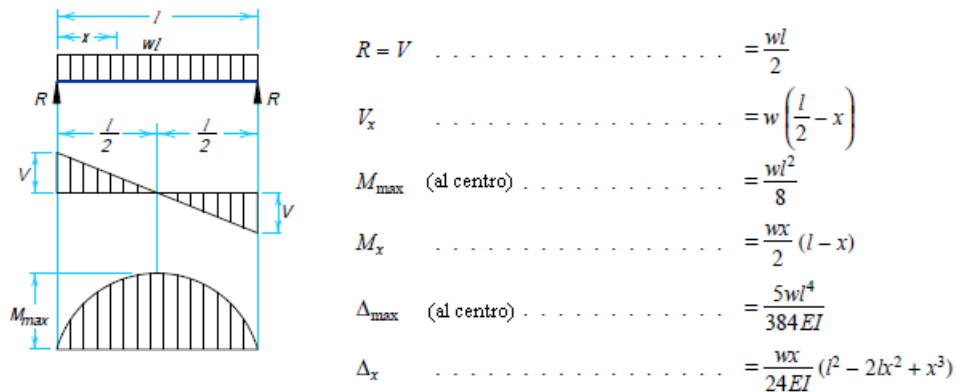


Figura 5.2. Segunda opción para el análisis tomada de AISC (1994)

Viga con un apoyo fijo articulado en un extremo y empotrada en el otro con carga uniformemente distribuida

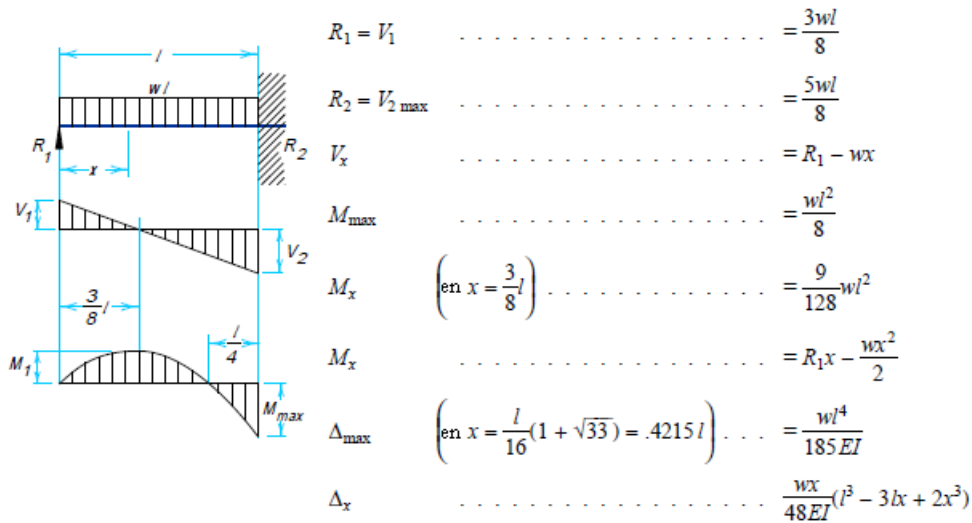


Figura 5.3. Tercera opción para el análisis del micropilote tomada de AISC (1994)

También puede considerarse como cuarta opción la simplificación estructural del micropilote como un híbrido entre viga bi-apoyada y bi-empotrada.

Como la carga total soportada por el SEF debe ser igual a la obtenida mediante el análisis de factor de seguridad, se despeja directamente el número de micropilotes del tipo propuesto que se necesitan para soportar la carga calculada y con ello alcanzar el factor de seguridad deseado.

Si el número de micropilotes es muy grande, puede proponerse un distinto tipo de enfilaje de modo que queden repartidos en todo el contorno del túnel con una separación aceptable. El procedimiento de diseño para los sistemas de enfilaje frontal aquí propuesto puede visualizarse en la Figura 5.4.

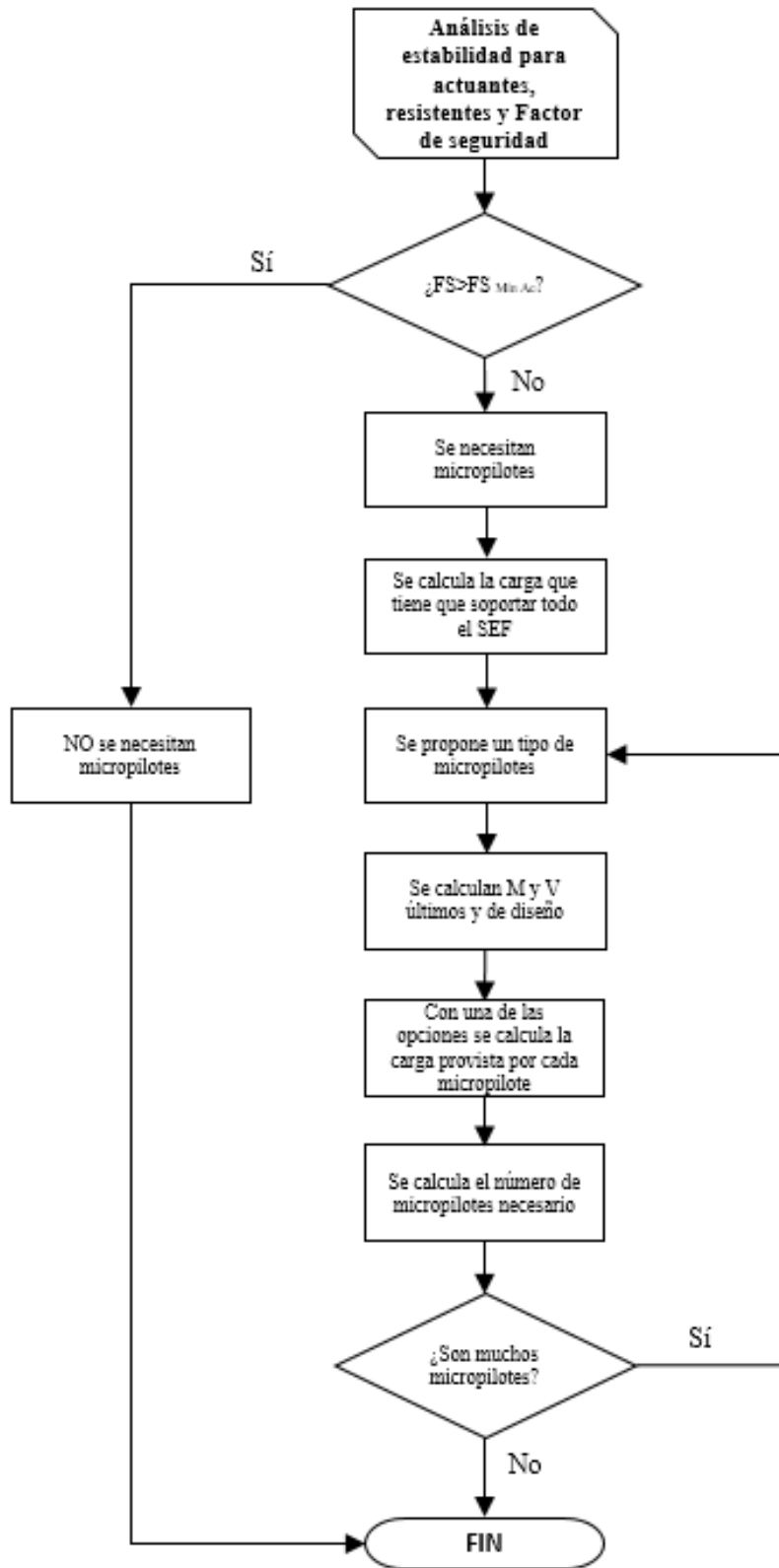


Figura 5.4. Propuesta de procedimiento de diseño de SEF

CAPÍTULO 6

IMPLEMENTACIÓN DE LA PROPUESTA DE DISEÑO DE LOS SEF

Para ejemplificar la manera en que puede utilizarse el procedimiento, en esta tesis se probó la metodología de diseño de los SEF con un ejemplo de un túnel, que a su vez fue revisado con dos métodos analíticos. Simultáneamente se desarrolló un modelo numérico en FLAC3D-4.0 definiendo los mismos parámetros y consideraciones hechas en los modelos analíticos; se calculó el factor de seguridad para un conjunto de combinaciones de parámetros c y ϕ con y sin enfilaje.

El procedimiento aquí presentado no pretende sustituir al análisis con un modelo numérico, mucho menos en casos complejos (como materiales muy heterogéneos, flujo de agua y túneles dobles) por las mismas limitaciones de los métodos analíticos. El procedimiento busca obtener un diseño aceptable cuando se cuente con poco tiempo para evitar perder el frente; es decir, cuando se requiera obtener la respuesta el mismo día que se calcule el análisis del frente y no en varios días como ocurriría con un modelo numérico.

Es indispensable hacer en el futuro un análisis muy detallado con diversas geometrías y parámetros de terreno para validar completamente el procedimiento aquí propuesto. La forma en la que se buscó conocer el comportamiento de las acciones fue definiendo un modelo con una geometría constante para distintas combinaciones de parámetros de resistencia.

Los resultados de los análisis de factor de seguridad de los análisis tanto de Horn como del SEF se compararon con un modelo numérico desarrollado en FLAC.

Como ya se mencionó en el CAPÍTULO 3, los resultados de factor de seguridad comparados son diferentes desde la forma en que se calculan (los métodos numéricos utilizan reducción de c y ϕ para calcular el FS y los analíticos son un problema de equilibrio límite).

El modelo definido para los análisis de la investigación simula un avance de 1 m de un túnel de 15.7 m de ancho y 6 m de altura ($H/D=0.8$) y 30.6 m de cobertura en un terreno sin inclinación; la inclinación del frente es de 90° ; la presión por sobrecarga en superficie es nula al igual que la presión en el interior de la excavación. El terreno se representó mediante un material continuo, homogéneo e isótropo y definido por constantes únicas para todo el dominio en cuanto a sus propiedades mecánicas; la ley de resistencia de materiales considerada fue la de Mohr-Coulomb.

El ejemplo es un terreno hipotético el cual pudieran emplearse los micropilotes, los parámetros de resistencia corresponden a una toba limoarenosa muy compacta.

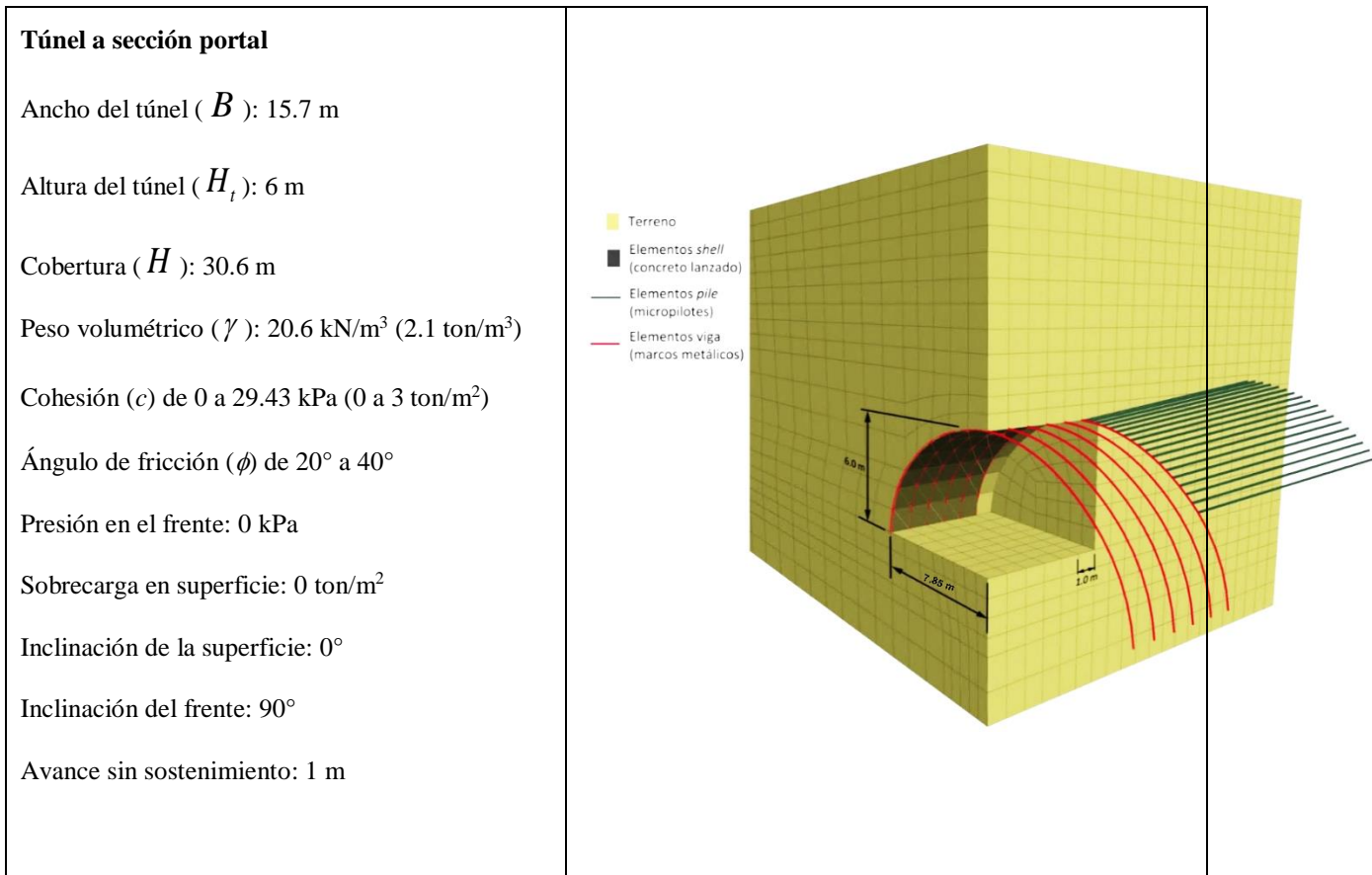


Figura 6.1. Ejemplo de análisis

6.1. ANÁLISIS CON EL MSET

De acuerdo con la Figura 5.4, para llevar a cabo el diseño de los SEF el primer paso es calcular el factor de seguridad del problema en estudio sin micropilotes. El MSET, comprara directamente los momentos actuantes contra los resistentes en un punto y calcula el factor de seguridad como lo indica la ec. (3.2):

$$FS = \frac{\sum MR}{\sum MA}$$

El análisis se llevó a cabo tal cual lo especifican Tamez, Rangel y Holguín (1997) con dos escenarios: con el sostenimiento en el frente ($a=0$) y con avance sin sostenimiento ($a=1$ m). Se consideraron los mismos parámetros de resistencia y el peso volumétrico en todo el medio (en todos los prismas); la geometría y parámetros de resistencia se consideraron como se describen en el CAPÍTULO 5. Tanto la presión de sobrecarga como la presión en el interior del túnel y la presión del sostenimiento se consideraron nulas. La cobertura efectiva Z_d es de 25.5 m.

En la Figura 6.2 y Figura 6.3 se presenta la variación de los momentos actuantes y resistentes que existen en el mecanismo global del MSET para ($a=0$ m) y ($a=1$ m) respectivamente, con relación a la cohesión y el ángulo de fricción interna. En primer lugar se aprecia que cuando la cohesión aumenta, los momentos resistentes en el mecanismo también lo hacen; no obstante, aumentando el ángulo de fricción interna, el momento resistente tiende a disminuir, lo cual carece de sentido teórico; esta tendencia aumenta con cohesiones grandes.

Los resultados muestran que los momentos actuantes son independientes de la cohesión (Figura 6.2 derecha), pero el incremento en la cohesión debería reducir los momentos actuantes como también debería ocurrir con el incremento en el ángulo de fricción interna, porque cualquier incremento en uno de los dos parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb debe generar un incremento en la resistencia al esfuerzo cortante del terreno.

Lo anterior es un indicativo de que este método analítico tiene distintos niveles de confiabilidad en función del ángulo de fricción interna, y que existen hipótesis que alejan al MSET del mecanismo real para cohesiones y ángulos de fricción interna grandes.

En las figuras se puede estimar el valor de la variable independiente que generaría un $FS=1$ y el momento actuante y resistente en el cual se alcanza dicha condición a ubicar la intersección de las líneas que representan a los momentos actuantes y resistentes del mismo valor del parámetro de resistencia que se dejó fijo. Por ejemplo, en la gráfica de la izquierda de la Figura 6.2 puede deducirse que el $FS=1$ para $\phi=30^\circ$ se obtiene cuando la cohesión es aproximadamente de 1.8 ton/m² y un $M_A=M_R$ de unas 6200 ton·m.

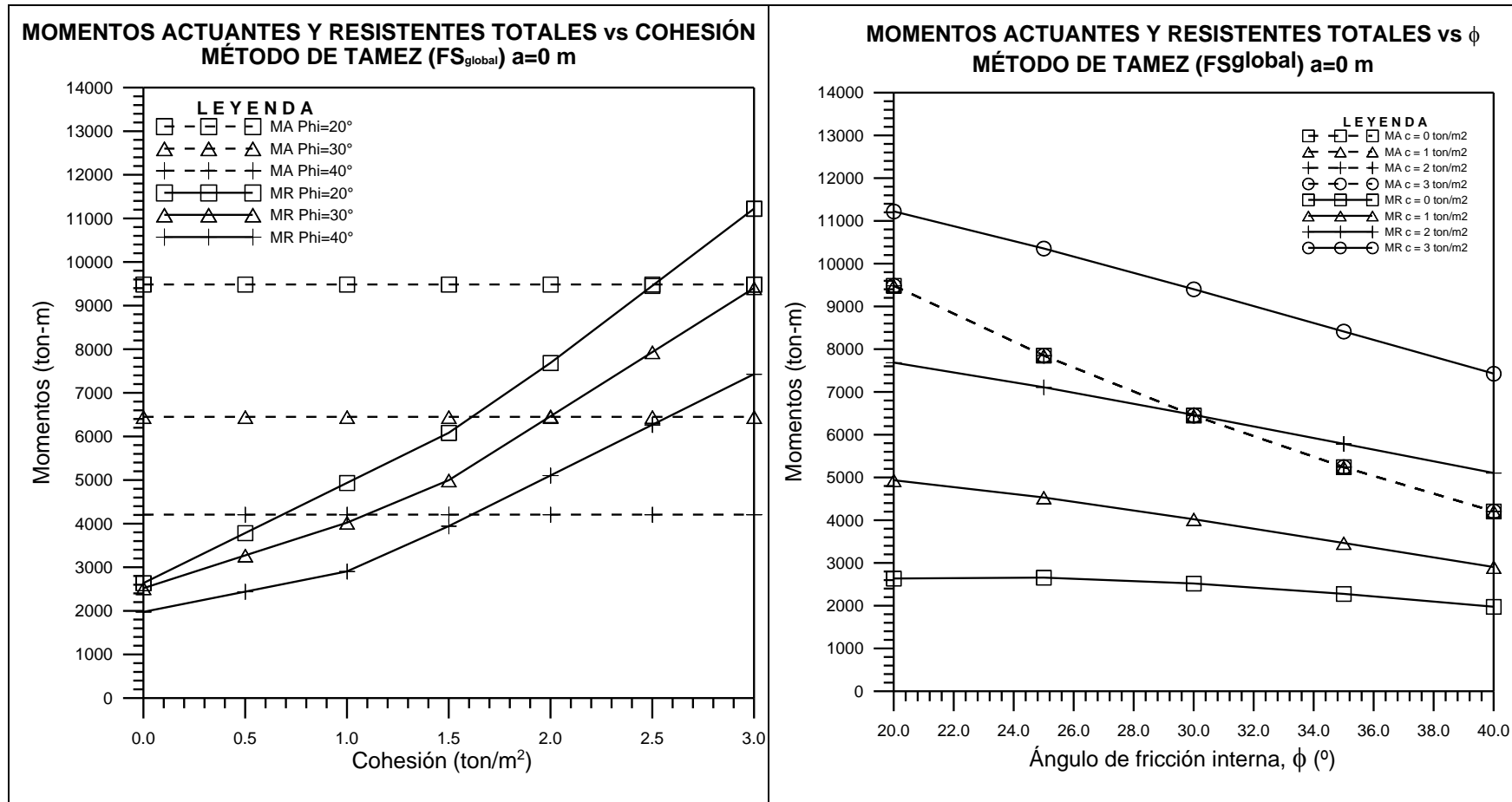


Figura 6.2. Momentos obtenidos con el MSET $a=0$ sin SEF

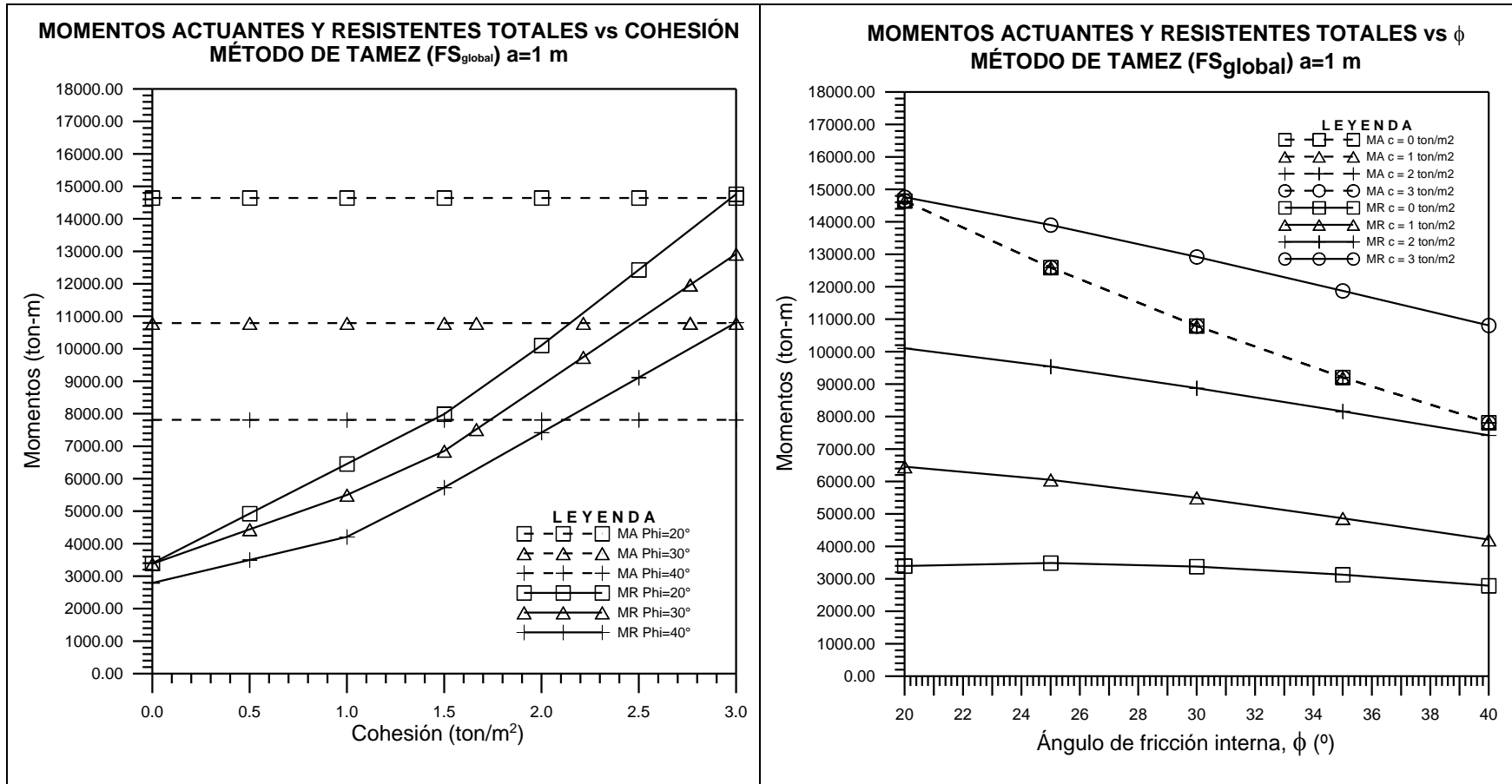


Figura 6.3. Momentos obtenidos con el MSET $a=1$ sin SEF

En las gráficas Figura 6.2 y la Figura 6.3 donde se comparan los momentos flexionantes contra la cohesión, se observó un cambio de pendiente. Dicho cambio se genera porque la capacidad de carga del prisma 1, calculada con la ec. (3.33), tiene valor negativo cuando los parámetros de resistencia son bajos, pero el valor real mínimo de la capacidad de carga es cero, lo que ocasiona que algunos términos en la expresión del FS se anulen. Este efecto parece tener mayor influencia cuando el ángulo de fricción interna es alto. Lo descrito en este párrafo puede observarse en la Figura 6.4.

La Figura 6.5 y Figura 6.6 ilustran la variación del factor de seguridad global (FS) obtenido con el $MSET$; ambas tendencias parecen congruentes; ya que indican que incrementando c o ϕ , incrementa el FS . Comparando los resultados con los de la Figura 6.2 y la Figura 6.3 se observa la misma tendencia, sólo que con un incremento en el valor de los momentos totales calculados (actuantes y resistentes) que se atribuye a un incremento del tamaño (volumen y área) del bloque 3, con mayor influencia en los momentos actuantes; por tanto, cuando se permite avance sin sostenimiento se generan fuerzas actuantes y resistentes mayores.

En las gráficas de la variación del FS con respecto a la cohesión se señala cuando el $FS=1.0$ y $FS=1.2$ con la finalidad de hacer más evidente que el FS decrece cuando existe el avance sin sostenimiento con los mismos parámetros de resistencia. Además, se observa que el incremento necesario en los parámetros de resistencia para alcanzar el mismo factor de seguridad tiende a crecer de forma no lineal cuanto más bajo sea el ángulo de fricción interna.

De acuerdo con los resultados mostrados en la Figura 6.5 se puede deducir que el factor de seguridad calculado con el $MSET$ es más sensible a un cambio en la cohesión que en el ángulo de fricción interna y al comparar estos resultados con los de la Figura 6.6, se observa que realizar un avance sin sostenimiento afecta mucho más al factor de seguridad en los casos en los que los parámetros de resistencia son altos.

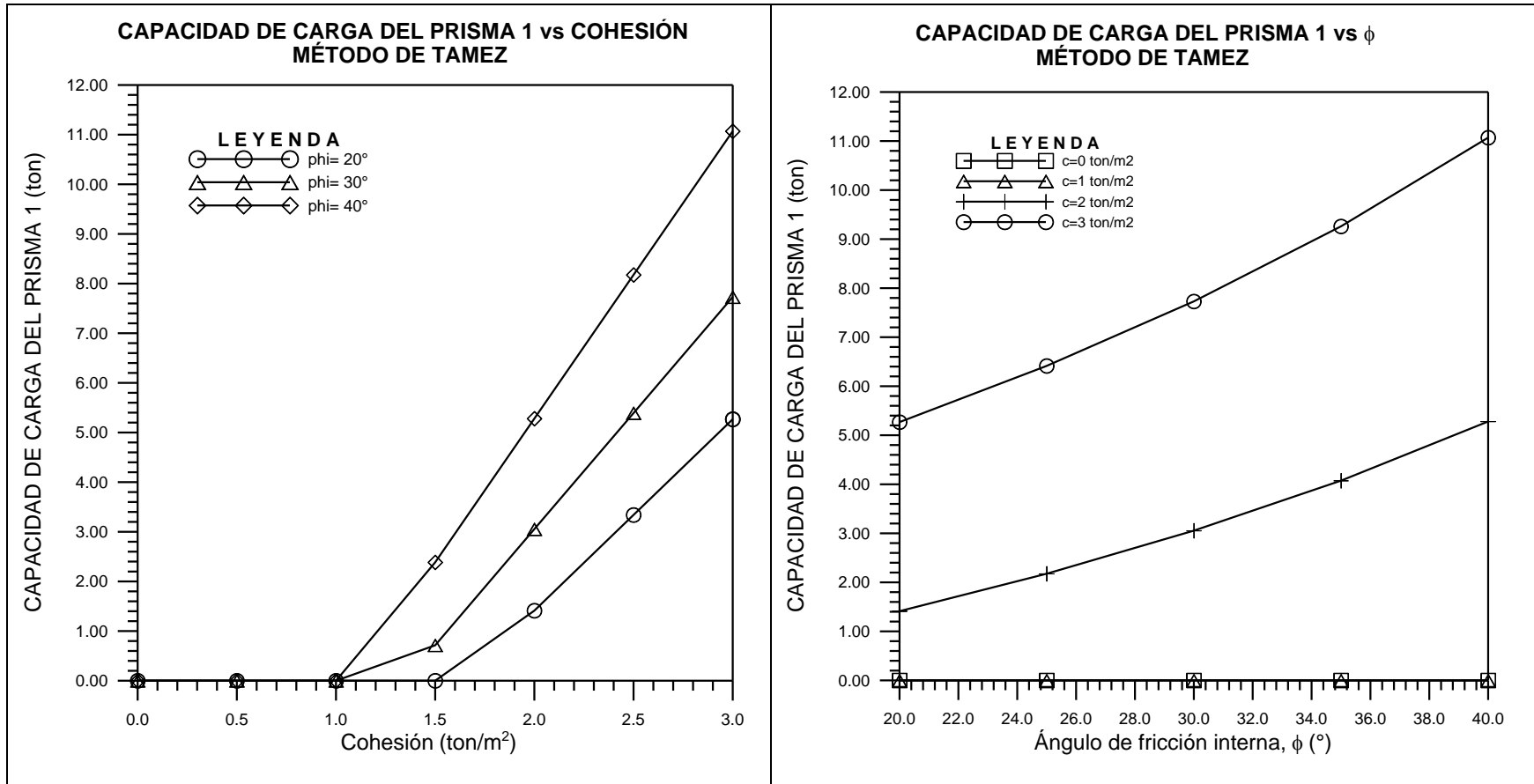


Figura 6.4. Capacidad de carga del prisma 1

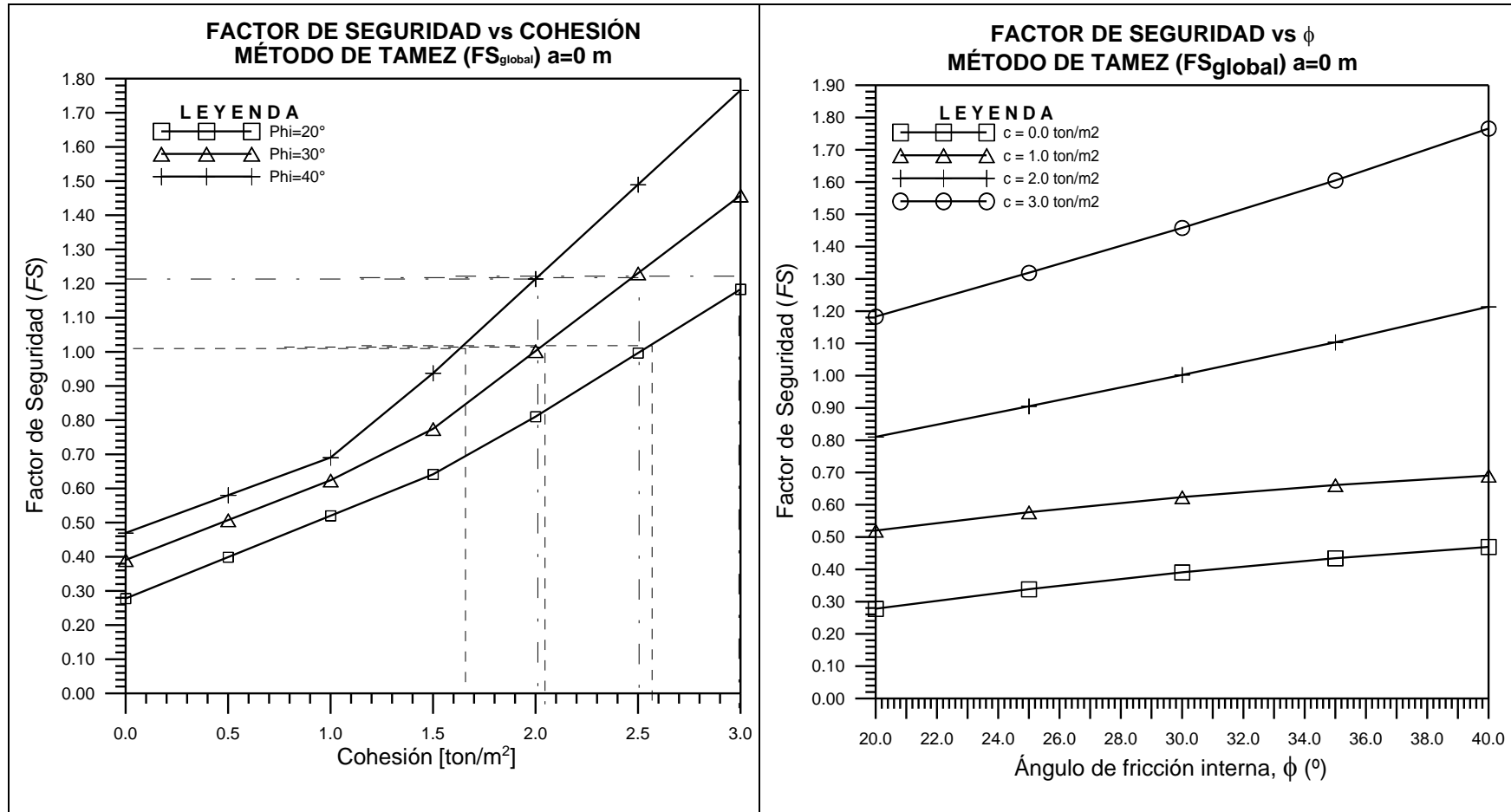


Figura 6.5. FS obtenido con el MSET $a=0$ sin SEF

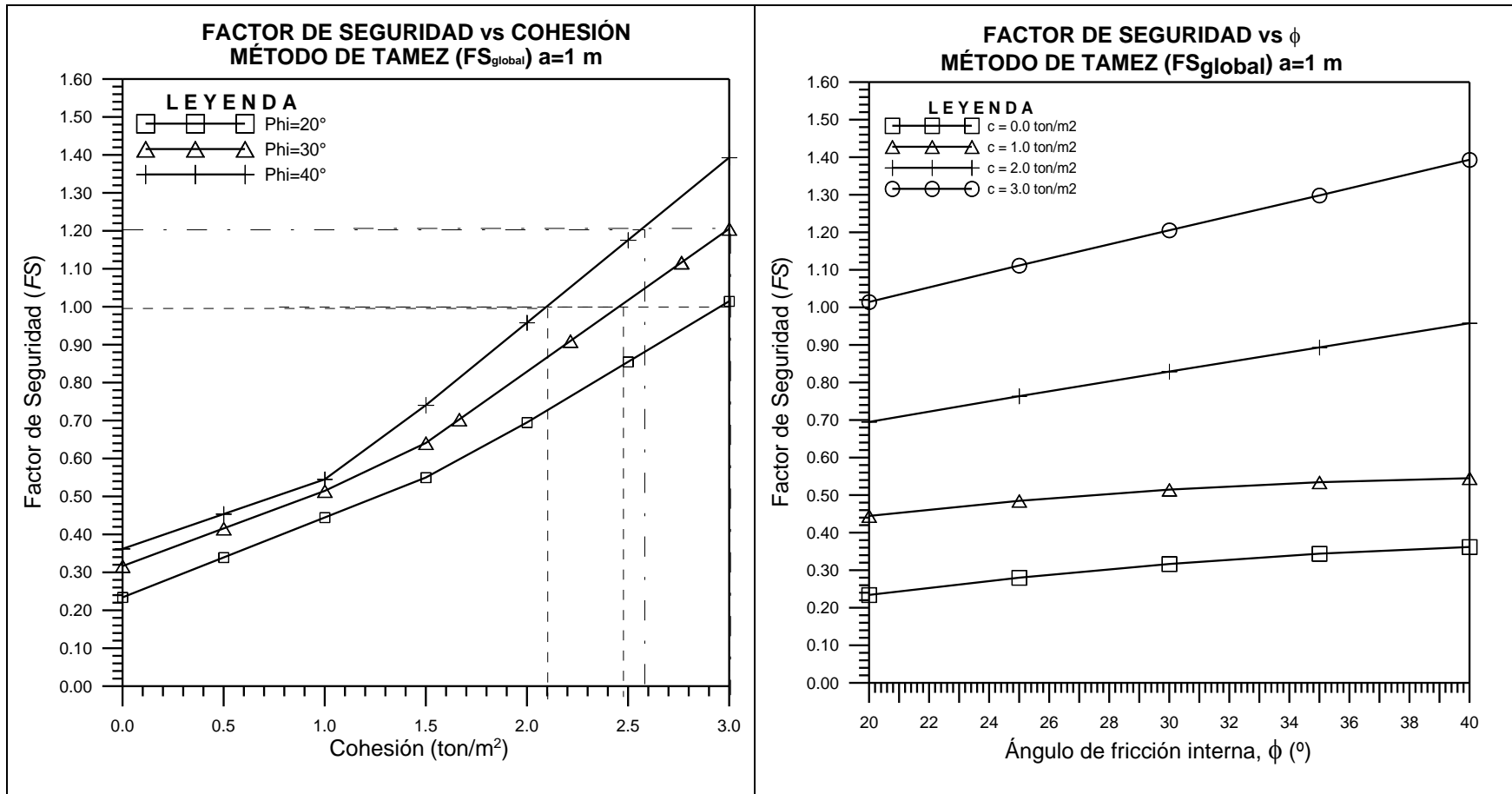


Figura 6.6. FS obtenido con el MSET $a=1$ m sin SEF

6.1.1. Determinación de la carga que aportan los micropilotes con el MSET

Para calcular la aportación necesaria a la resistencia que tienen que proveer los micropilotes, debe hacerse una simplificación y para este caso se supuso que la resultante de la aportación de los micropilotes, es una fuerza vertical hacia arriba que representa la aportación de todo el sistema de enfilaje frontal (SEF) y que puede ser representada por una fuerza Q_{MP} en una línea de acción que corresponde a como se observa en la Figura 6.7.

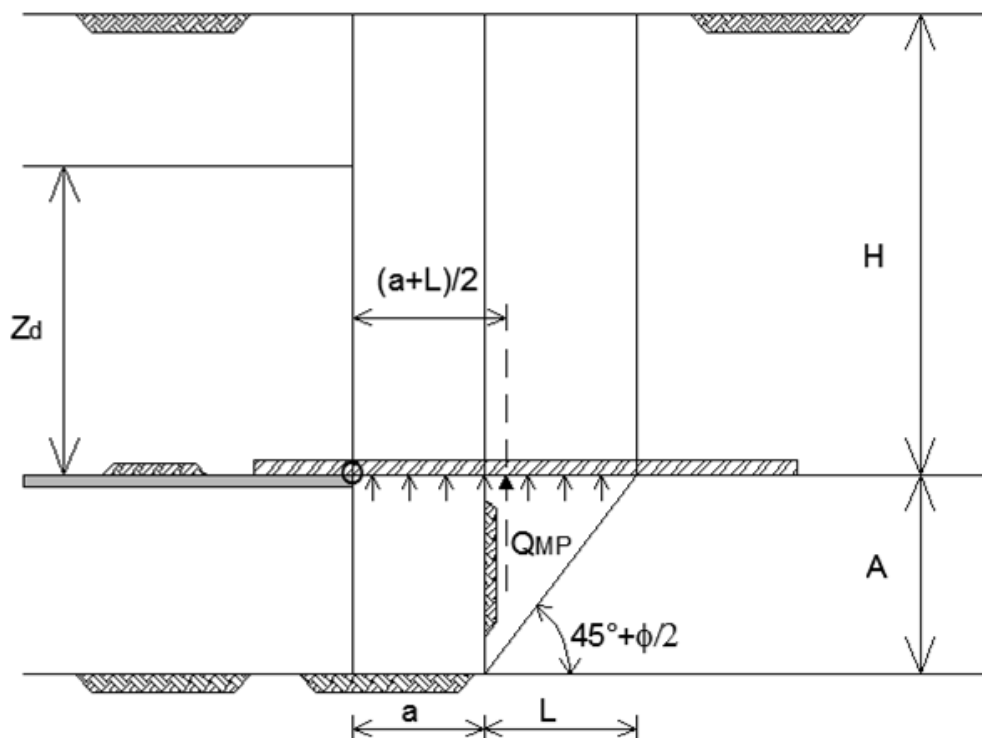


Figura 6.7. Simplificación de la aportación de los SEF al mecanismo definido por el MSET

Para utilizar cualquier simplificación estructural del inciso (5.2), la fuerza resistente que aporta el sistema de enfilaje frontal se calcula como:

$$Q_{MP} = qN_{MP}(a+L) \quad (6.1)$$

donde Q_{MP} es la carga que aporta todo el SEF

q es la carga del terreno sobre cada micropilote que se asume uniformemente distribuida

N_{MP} es el número de micropilotes

a es la longitud de avance sin sostenimiento

L es la longitud a partir del frente desde donde se desarrolla la carga sobre el micropilote

La resultante de la carga del micropilote actúa sobre una línea de acción ubicada a $(a + L)/2$ del punto donde se calcula la suma de momentos en el MSET, de modo que el momento que aportan los micropilotes es:

$$MR_{MP} = (Q_{MP}) \frac{(a + L)}{2} = [(qN_{MP})(a + L)] \frac{(a + L)}{2} \quad (6.2)$$

Por otro lado, el factor de seguridad FS en el frente, calculado con el MSET, con la aportación de los micropilotes puede calcularse como:

$$FS = \frac{MR}{MA} = \frac{MR_0 + MR_{MP}}{MA} \quad (6.3)$$

donde MR_0 es el momento calculado sin micropilotes

MR_{MP} es el momento resistente que aportan los micropilotes

Despejando

$$MR_{MP} = (FS)(MA) - MR_0 \quad (6.4)$$

Sustituyendo tanto el numerador como el denominador de la ecs. (3.29) y la ec. (6.2) en la ec. (6.3) es posible determinar el factor de seguridad con micropilotes de forma directa como:

$$FS = \frac{s_{m2}Z_d D(a+L) + 2s_{m2}Z_d L\left(a + \frac{L}{2}\right) + s_{m3}Z_d a^2 + (2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p)LD\left(a + \frac{L}{2}\right) + qN_{MP}\left(\frac{a+L}{2}\right)}{\frac{1}{2}\gamma ALD\left(a + \frac{L}{3}\right) + \gamma LDH\left(a + \frac{L}{2}\right) + \frac{1}{2}(\gamma H - p_d)Da^2 + \frac{1}{2}q_s D(a+L)^2 - \frac{1}{2}p_f DA^2} \quad (6.5)$$

La expresión anterior sirve para calcular el factor de seguridad que se alcanza con la implementación de un sistema de micropilotes definido en el cual se conoce la carga última a soportar por cada micropilote, la longitud sobre la cual se desarrolla tal carga y el número de micropilotes que integra el sistema de enfilaje frontal. Dados los requerimientos, la ec. (6.5) puede utilizarse para revisión.

De modo que la carga que debe soportar el SEF para el FS_{global} del MSET es:

$$qN_{MP} = \frac{2 \left[FS \left(\frac{1}{2} \gamma ALD \left(a + \frac{L}{3} \right) + \gamma LDH \left(a + \frac{L}{2} \right) + \frac{1}{2} (\gamma H - p_a) D a^2 + \frac{1}{2} q_s D \left(a + L \right)^2 - \frac{1}{2} p_f D A^2 \right) \right]}{(a+L)^2} - \frac{2 \left[-s_{m2} Z_d D \left(a + L \right) + 2s_{m2} Z_d L \left(a + \frac{L}{2} \right) + s_{m3} Z_d a^2 + \left(2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p \right) LD \left(a + \frac{L}{2} \right) \right]}{(a+L)^2} \quad (6.6)$$

Para diseñar el sistema de enfilaje se requiere conocer la carga que tiene que soportar cada micropilote y se obtiene igualando la ec. (6.2) con la ec. (6.4) que genera la expresión de la ec. (6.7).

$$qN_{MP} = \frac{2 \left[FS (\Sigma MA) - \Sigma MR_0 \right]}{(a+L)^2} \quad (6.7)$$

donde q es la carga que tiene que soportar cada micropilote

N_{MP} es el número de micropilotes

FS representa al factor de seguridad deseado

De modo que cuanto mayor sea el factor de seguridad deseado, mayor será la fuerza que tengan que aportar los SEF y por tanto mayor sección resistente o número de micropilotes serán requeridos.

Para poner en práctica la expresión deducida se analizaron casos en los que se fijó un parámetro de resistencia y se calculó la carga que tiene que soportar el SEF para llegar a valores de factor de seguridad de 1.0, 1.2 y 1.4 al variar el otro parámetro de Mohr-Coulomb para la condición de el sostenimiento en el frente $a=0$ Figura 6.8 y con un avance sin sostenimiento $a=1m$ Figura 6.9.

En la Figura 6.8 resalta que la carga que tiene que soportar el SEF es muy sensible al FS deseado, pero que es más sensible a pequeños cambios en la cohesión, lo que indica que suelos con cohesiones ligeramente mayores requerirán un sistema de enfilaje menos robusto y por lo tanto menos costoso.

Lo anterior indica claramente que debe tenerse cuidado en la elección del FS considerado como aceptable para diseñar los SEF ya que, como se ha expuesto, su función es permitir el avance de la excavación y no debe ser considerado como un soporte temporal único.

Para ambos casos (Figura 6.8 y Figura 6.9) un incremento de 0.5 ton/m^2 en la cohesión genera un incremento de 0.2 en el factor de seguridad, mientras que se necesita un incremento de más de 10° en ϕ para generar el mismo aumento al factor de seguridad cuando el sostenimiento se encuentra en el frente y de casi 15° más en ϕ para tener un 0.2 más en el factor de seguridad cuando existe un avance sin sostenimiento.

Para pasar de $FS=1.0$ a 1.4 los micropilotes tienen que soportar aproximadamente 200 ton más de carga para $a=0$ y también casi 200 ton para $a=1m$, hecho que se observó tanto para los resultados que consideran la cohesión fija como para los que consideran constante a ϕ .

La carga que tienen que soportar los micropilotes para generar un incremento determinado del factor de seguridad, es dependiente de las características geométricas del túnel a excavar, de las propiedades de resistencia del terreno y del tipo de micropilotes elegido para el paraguas.

Para comprobar lo anterior, analíticamente se descompone la ec. (6.3) de la siguiente manera:

$$FS_{MP} = \frac{MR_0}{MA} + \frac{MR_{MP}}{MA} = FS_0 + \frac{MR_{MP}}{MA} \quad (6.8)$$

donde FS_{MP} es el factor de seguridad con micropilotes

FS_0 es el factor de seguridad sin micropilotes

MR_0 es el momento resistente que aportan los micropilotes

El segundo término es la aportación que genera todo el SEF al factor de seguridad con micropilotes, el cual puede analizarse como sigue:

$$\Delta FS = \frac{MR_{MP}}{MA} \quad (6.9)$$

donde ΔFS es el incremento al factor de seguridad que genera el uso de micropilotes.

Despejando

$$MR_{MP} = (\Delta FS)(MA) \quad (6.10)$$

Sustituyendo la ec. (6.10) en la ec. (6.2):

$$(\Delta FS)(MA) = (qN_{MP})(a + L) \frac{(a + L)}{2} \quad (6.11)$$

Despejando y simplificando queda:

$$\Delta FS = N_{MP} \frac{(q)(a + L)^2}{2(MA)} \quad (6.12)$$

De modo que la aportación que cada micropilote genera al factor de seguridad calculado con el MSET es:

$$\Delta FS_{MP} = \frac{(q)(a + L)^2}{2(MA)} \quad (6.13)$$

En la expresión anterior casi todas las variables dependen de las características geométricas del problema y de las propiedades de resistencia excepto q (la carga total que soporta un micropilote) que dependerá únicamente del micropilote elegido para conformar el paraguas.

Con la ec. (6.12) puede responderse a la pregunta ¿cuántos micropilotes de un cierto tipo se necesitan para incrementar un valor determinado el factor de seguridad?

Para conocer cuántos son suficientes para garantizar la estabilidad del frente debe establecerse un $FS_{deseado}$, pero como se observa en la Figura 6.8 y en la Figura 6.9, en algunos casos se requeriría el doble de micropilotes para obtener un factor de seguridad un poco mayor, que en algunas circunstancias podría ser innecesario.

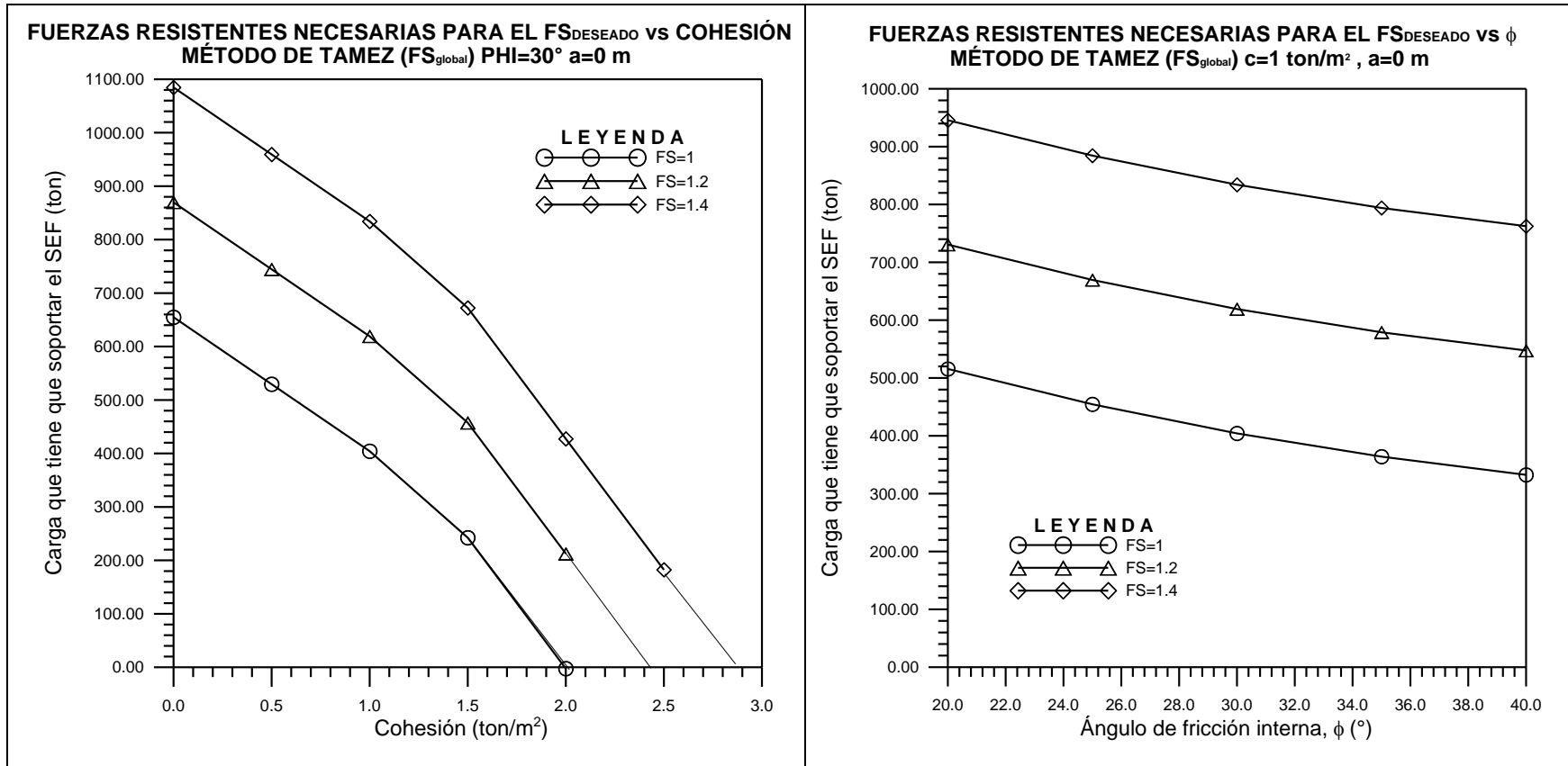


Figura 6.8. Carga que tienen que soportar los SEF resultado del MSET a=0 m

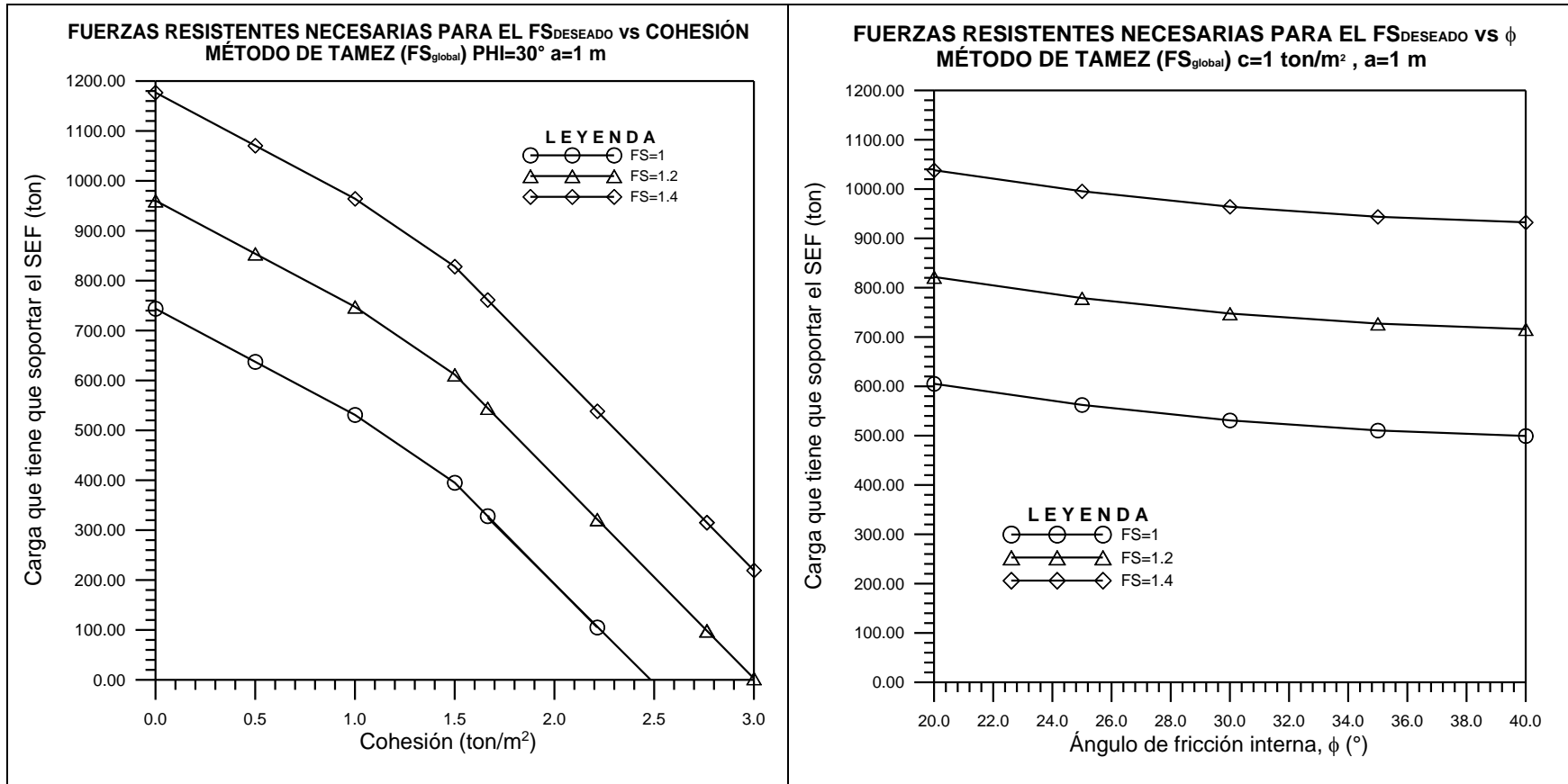


Figura 6.9. Carga que tienen que soportar los SEF resultado del MSET a=1 m

6.2. ANÁLISIS CON EL MODELO ANALÍTICO BASADO EN EL MECANISMO DE HORN

El presente análisis se llevó a cabo con el objetivo de demostrar que el procedimiento de diseño es conceptualmente aplicable a cualquier método analítico que pudiera desarrollarse en el futuro.

El método simple basado en el mecanismo de Horn compara a las fuerzas actuantes contra las resistentes ec. (3.1) :

$$FS = \frac{FR}{FA}$$

El análisis se llevó a cabo para el sostenimiento en el frente como se describió en el inciso (3.2.1.1) con los parámetros de entrada del CAPÍTULO 6. Para obtener los factores de seguridad, se necesita la altura de la zona plástica por encima de la clave del túnel que delimita en la parte superior al bloque sobre la cuña del frente; la altura de la zona plástica h_p se determinó como el radio plástico R_p de la teoría de Kirsch extendida expuesta en el inciso (3.2.1) para una relajación total, con la consideración de que el radio del túnel es igual al promedio entre la mitad del ancho del túnel (7.5m) y su altura (6m).

Además, se asumió que el radio plástico es constante en toda la superficie e igual al valor obtenido en la clave ($\theta=0^\circ$). Se calculó el radio plástico (Figura 6.10) y se obtuvieron los siguientes resultados.

c ton/m ²	ϕ °	R_p m
0	20	8.69
1	20	8.43
2	20	8.19
3	20	7.95
0	30	7.79
1	30	1.61
2	30	1.41
3	30	1.22
0	40	7.17
1	40	7.02
2	40	6.86
3	40	6.7

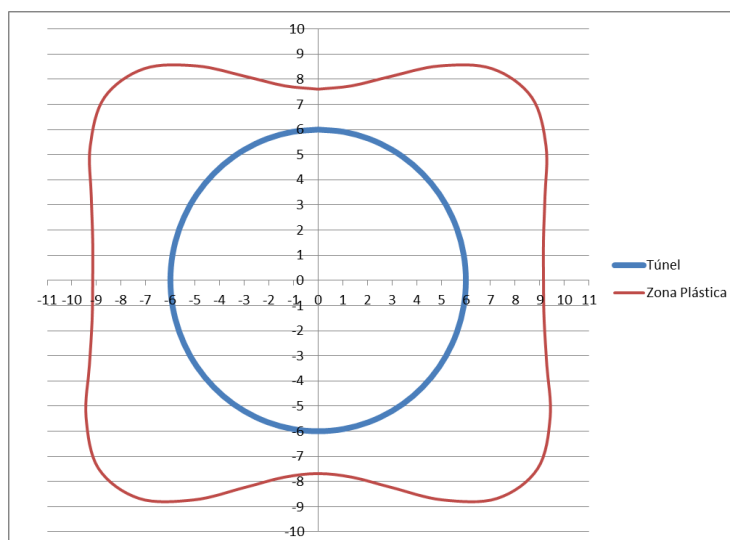


Figura 6.10. Radios plásticos y ejemplo del caso $c=1 \text{ ton/m}^2$ y $\phi=30^\circ$

Los resultados de las fuerzas (actuantes y resistentes) que se obtuvieron durante los análisis en el frente sin SEF, indispensables para aplicar el método de diseño propuesto en esta tesis, se presentan en la Figura 6.11 y en la Figura 6.12. Debido a las hipótesis que definen al método analítico, no es posible considerar un avance sin sostenimiento, es decir, se asume que el sostenimiento se encuentra en el frente de excavación.

En las figuras Figura 6.11 y en la Figura 6.12 puede observarse que las fuerzas actuantes son prácticamente independientes de la variación en la cohesión, lo cual ocurre debido a que la geometría de los bloques únicamente depende de ϕ .

Por otro lado, la variación de las fuerzas resistentes depende muy poco del ángulo de fricción interna, dicha dependencia parece reducirse conforme incrementa la cohesión. Sin embargo, cualquier variación en la cohesión afecta en gran medida a las fuerzas resistentes.

Como se observa en la Figura 6.11 izquierda, un incremento de 10° en ϕ ocasiona una disminución de las fuerzas actuantes de aproximadamente 50 ton mientras que incrementa en la misma medida a las fuerzas resistentes cuando la cohesión es cero, aunque tal incremento se reduce a medida que aumenta la cohesión.

En la Figura 6.11 derecha se observa que el incremento en el ángulo de fricción interna reduce muy poco a las fuerzas actuantes (de sólo 100 ton) y también ocasiona ligeros cambios en las fuerzas resistentes ya que, aunque incrementa la resistencia al esfuerzo cortante, se reduce el área de la superficies de deslizamiento.

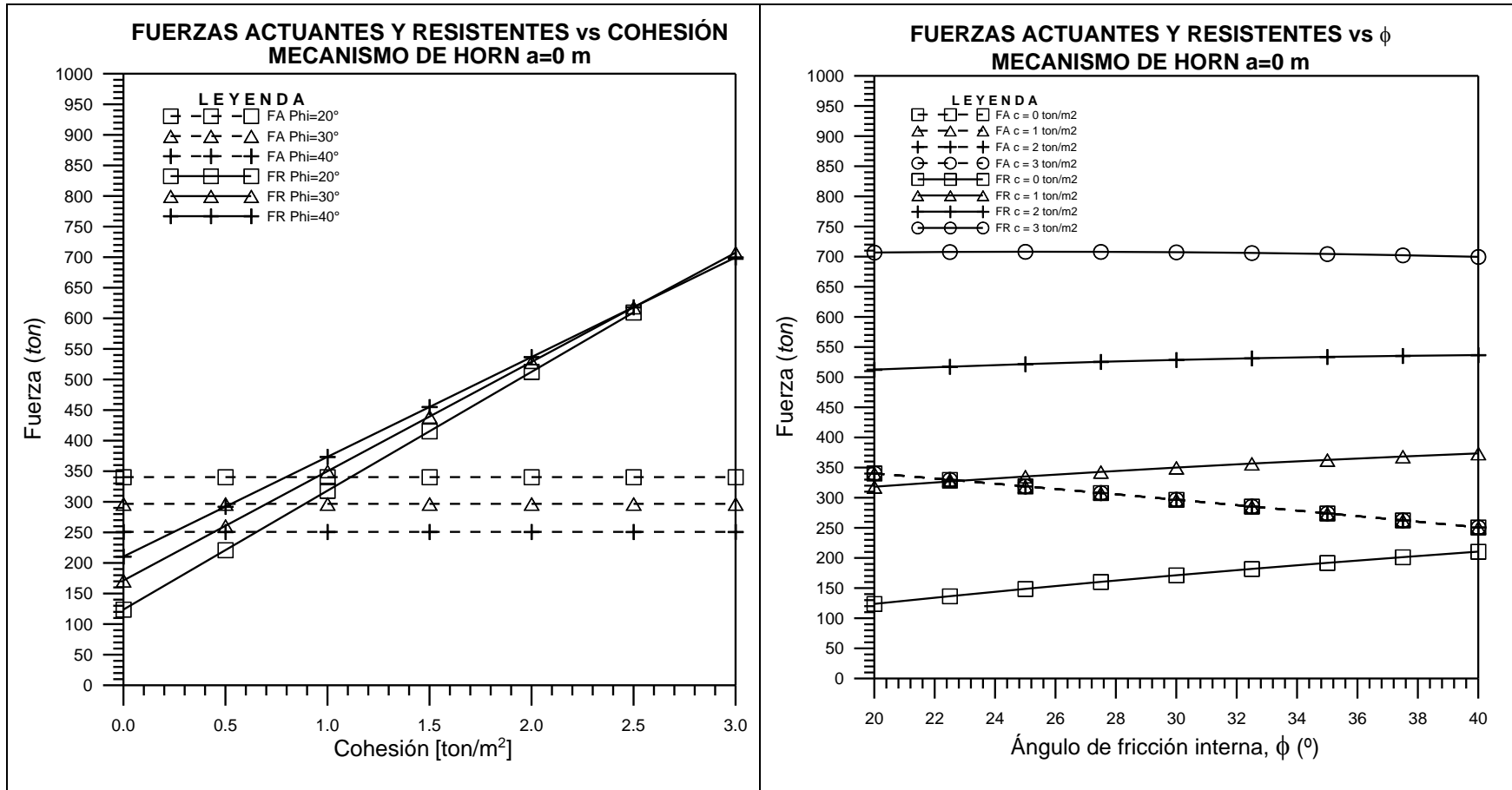


Figura 6.11. Fuerzas actuantes y resistentes obtenidas con el mecanismo de Horn sin SEF

Los factores de seguridad se muestran en la Figura 6.12, en la gráfica de la izquierda se observa el comportamiento del factor de seguridad cuando el ángulo de fricción interna permanece constante; en dicha gráfica se visualizan tres diferentes ϕ que muestran un incremento de casi 0.2 en el FS cuando la cohesión es cero, sin embargo dicha diferencia se acrecienta para cohesiones mayores llegando a 0.4 en cohesiones de 3 ton/m². La tendencia del factor de seguridad al menos en el rango visualizado es prácticamente lineal.

En la Figura 6.12 derecha, se presenta la variación calculada del factor de seguridad con respecto al ángulo de fricción interna para cohesiones constantes que van de 0 a 3 ton/m². La tendencia no es lineal en ninguno de los casos aunque parece que un incremento en la cohesión genera un aumento en los factores de seguridad obtenidos prácticamente en cualquier ϕ y que además dicho incremento en el factor de seguridad es proporcional al incremento en la cohesión.

En ambas gráficas se puede concluir que el factor de seguridad obtenido con este método es muy sensible a los cambios en la cohesión utilizada para los cálculos, por tal motivo se advierte de la conveniencia de realizar una adecuada caracterización del terreno mediante campañas de laboratorio y de campo apropiadas.

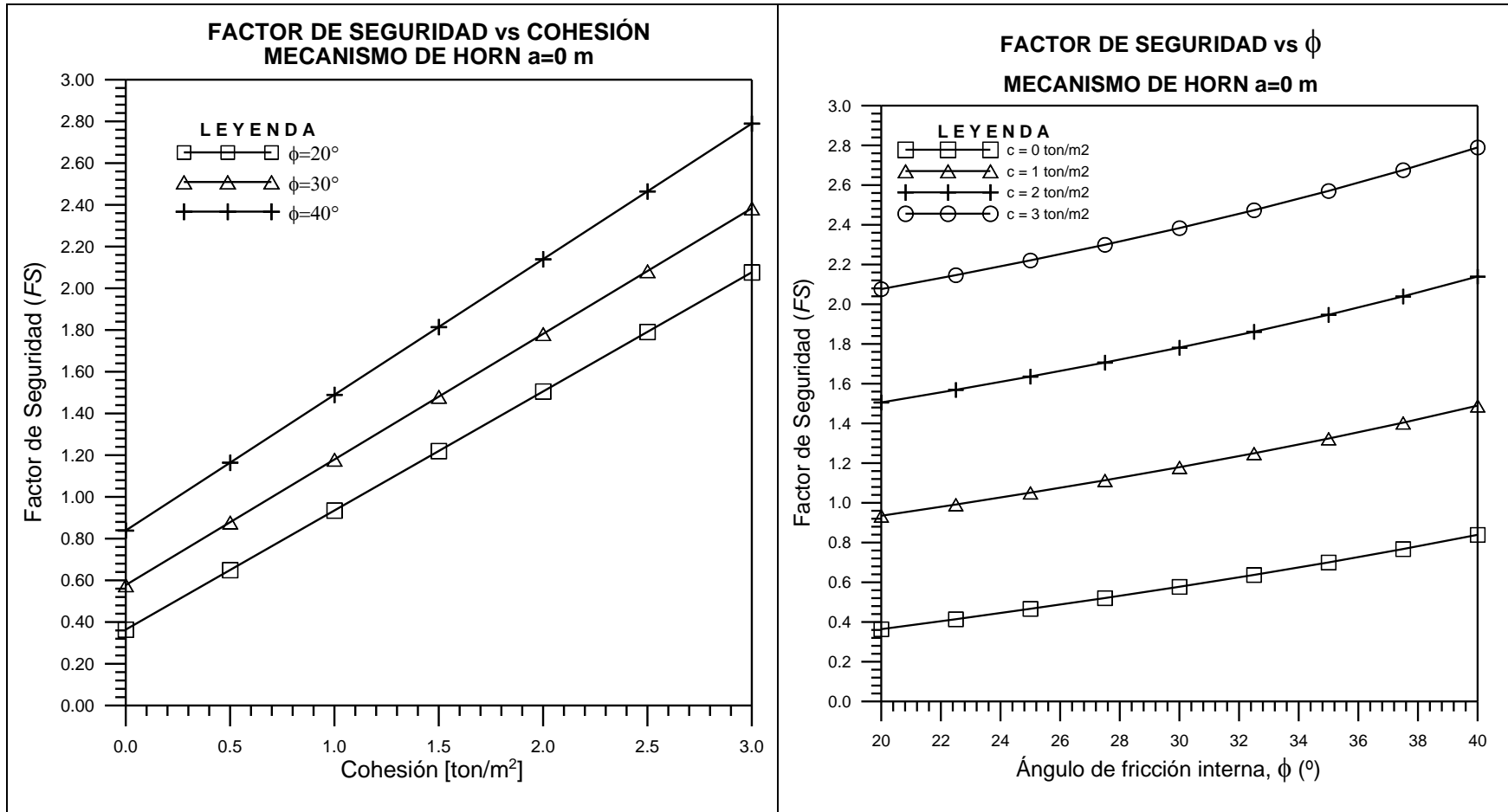


Figura 6.12. Factores de seguridad obtenidos con el mecanismo de Horn sin SEF

6.2.1. Determinación de la carga con el mecanismo a partir de Horn

En este caso se comparan fuerzas actuantes contra resistentes, en primer lugar se asumió que los micropilotes no afectan al estado de esfuerzos en el terreno y que únicamente funcionan como un incremento a las fuerzas resistentes en el mecanismo. La hipótesis sobre el desempeño que los micropilotes tienen en el sistema bajo las condiciones mencionadas de presenta en la Figura 6.13.

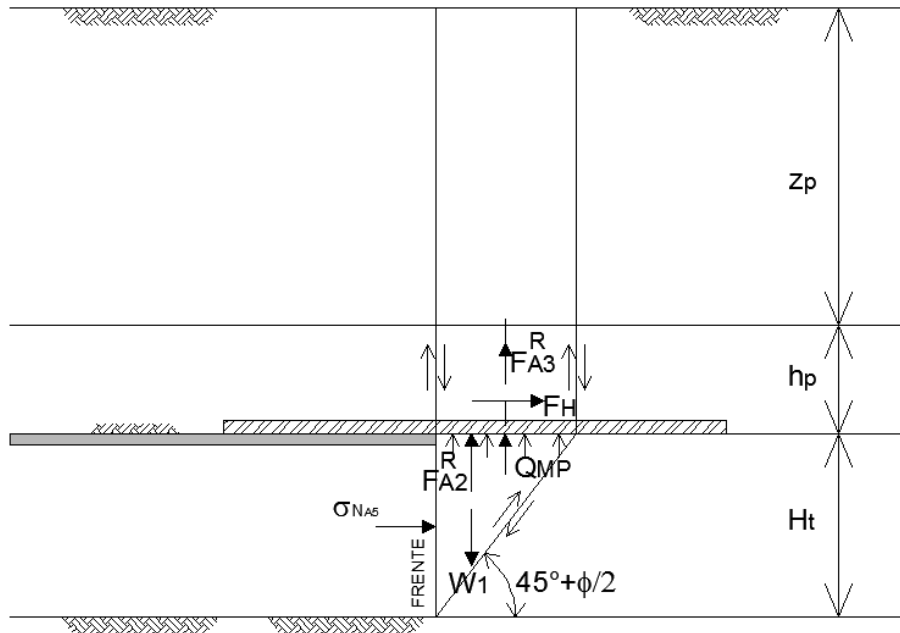


Figura 6.13. Esquema de aportación de los SEF al mecanismo de Horn

La fuerza que aportan los micropilotes se desarrolla sobre toda la longitud de la cara superior de la cuña que desliza en el frente, de forma uniformemente distribuida y en contra del movimiento del bloque sobre la cuña mencionada. Bajo estas condiciones la carga que aporta el SEF es:

$$FR_{MP} = N_{MP}(q)(L) \quad (6.14)$$

donde FR_{MP} es la carga que aporta todo el SEF

q es la carga del terreno sobre cada micropilote que se asume uniformemente distribuida

N_{MP} es el número de micropilotes

L es la longitud a partir del frente desde donde se desarrolla la carga sobre el micropilote

El factor de seguridad del mecanismo de Horn con micropilote puede determinarse como:

$$FS = \frac{FR}{FA} = \frac{FR_0 + FR_{MP}}{FA} \quad (6.15)$$

Sustituyendo las fuerzas que intervienen en el mecanismo se tiene:

$$FS = \frac{[F_1^R + F_{A2}^R \sin \alpha + F_H \cos \alpha] + FR_{MP}}{[(W_1 + F_v - F_{A5}^R) \sin \alpha]} \quad (6.16)$$

Igualando a la ec. (6.14) con la ec. (6.16) se genera la ec. (6.17)

$$qN_{MP}(L) = FS(W_1 + F_v - F_{A5}^R) \sin \alpha - (F_1^R + F_{A2}^R \sin \alpha + F_H \cos \alpha) \quad (6.17)$$

Despejando queda:

$$qN_{MP} = \frac{FS(W_1 + F_v - F_{A5}^R) \sin \alpha - (F_1^R + F_{A2}^R \sin \alpha + F_H \cos \alpha)}{L} \quad (6.18)$$

Para diseñar el sistema de enfilaje (tipo y número de micropilotes) se define el factor de seguridad deseado y se calcula la fuerza total que debe soportar el SEF con la ec. (6.18), que de forma general puede expresarse como:

$$FR_{MP} = qN_{MP} = \frac{FS_{deseado}(FA) - FR_0}{L} \quad (6.19)$$

Al igual que con el MSET cuanto mayor se establezca el FS, mayor será la fuerza que tengan que aportar los SEF y por tanto mayor geometría o número de micropilotes serán requeridos.

La aportación al factor de seguridad puede extraerse de la ec. (6.15)

$$\Delta FS = \frac{FR_{MP}}{FA} \quad (6.20)$$

donde ΔFS es el incremento al factor de seguridad

Despejando la fuerza que debe aportar el SEF se tiene:

$$FR_{MP} = (\Delta FS)(FA) \quad (6.21)$$

Sustituyendo las FA de la ec. (6.16) en la ec. (6.21) se tiene:

$$FR_{MP} = (\Delta FS) \left[(W_1 + F_v - F_{AS}^R) \sin \alpha \right] \quad (6.22)$$

Con la ec. (6.22) es posible diseñar a los micropilotes cuando se conoce el incremento al FS que necesita suministrarse con el SEF.

Las cargas calculadas pueden observarse en las Figura 6.14 y Figura 6.15. En ellas sólo aparecen graficadas las combinaciones que arrojaron cargas a soportar, es decir, se omiten los resultados cuando el FS calculado es mayor que el deseado, de manera que puedan visualizarse rápidamente los casos en los que se pueden utilizar SEF.

En ambas figuras se muestra sólo un caso de c y ϕ con el fin de facilitar la comprensión. Una de las conclusiones más relevantes que se obtienen de este análisis es que la carga a soportar es mucho más sensible a los cambios en el ángulo de fricción interna que a la variación en la cohesión.

La carga máxima a soportar para un ángulo de fricción interna de 30° Figura 6.14 es menor que 150 ton y con ella se alcanzan factores de seguridad de hasta 1.4, para este caso parece ser aplicable colocar SEF para asegurar el avance y en caso de necesitar parar el frente por un periodo prolongado. En la Figura 6.14, en la cual se mantiene constante a la cohesión (derecha), se aprecia que la carga a soportar es más sensible a la cohesión.

En la Figura 6.15 es muy interesante observar que al disminuir el ángulo de fricción interna un poco, la carga que tienen que soportar los SEF incrementa casi 100 ton en todos los casos. Por otro lado, la pequeña disminución en la cohesión incrementó en casi 200 ton todos los casos pero con la misma tendencia.

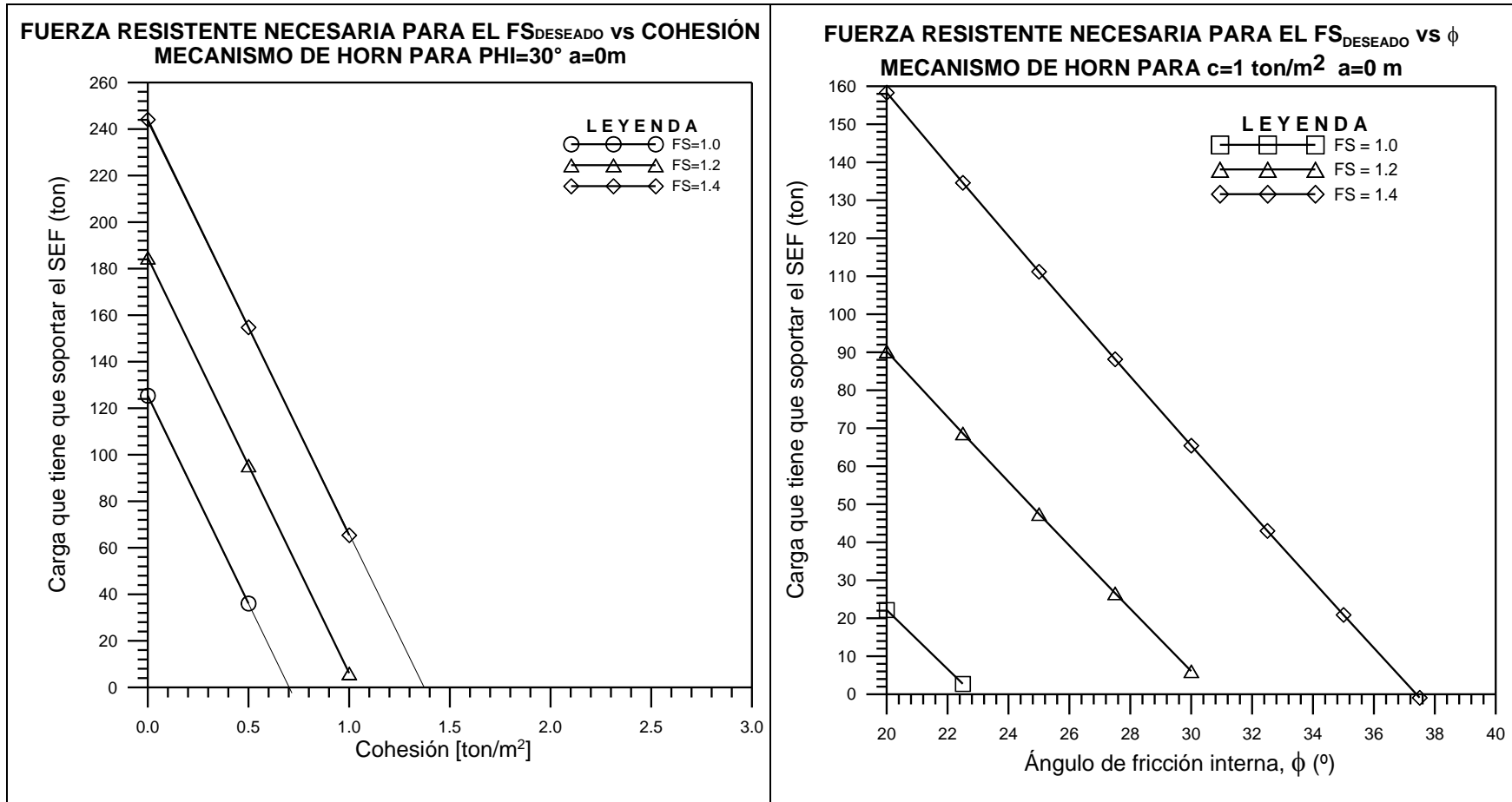


Figura 6.14. Fuerza necesaria (carga de los SEF) obtenida con HORN sin SEF caso 1

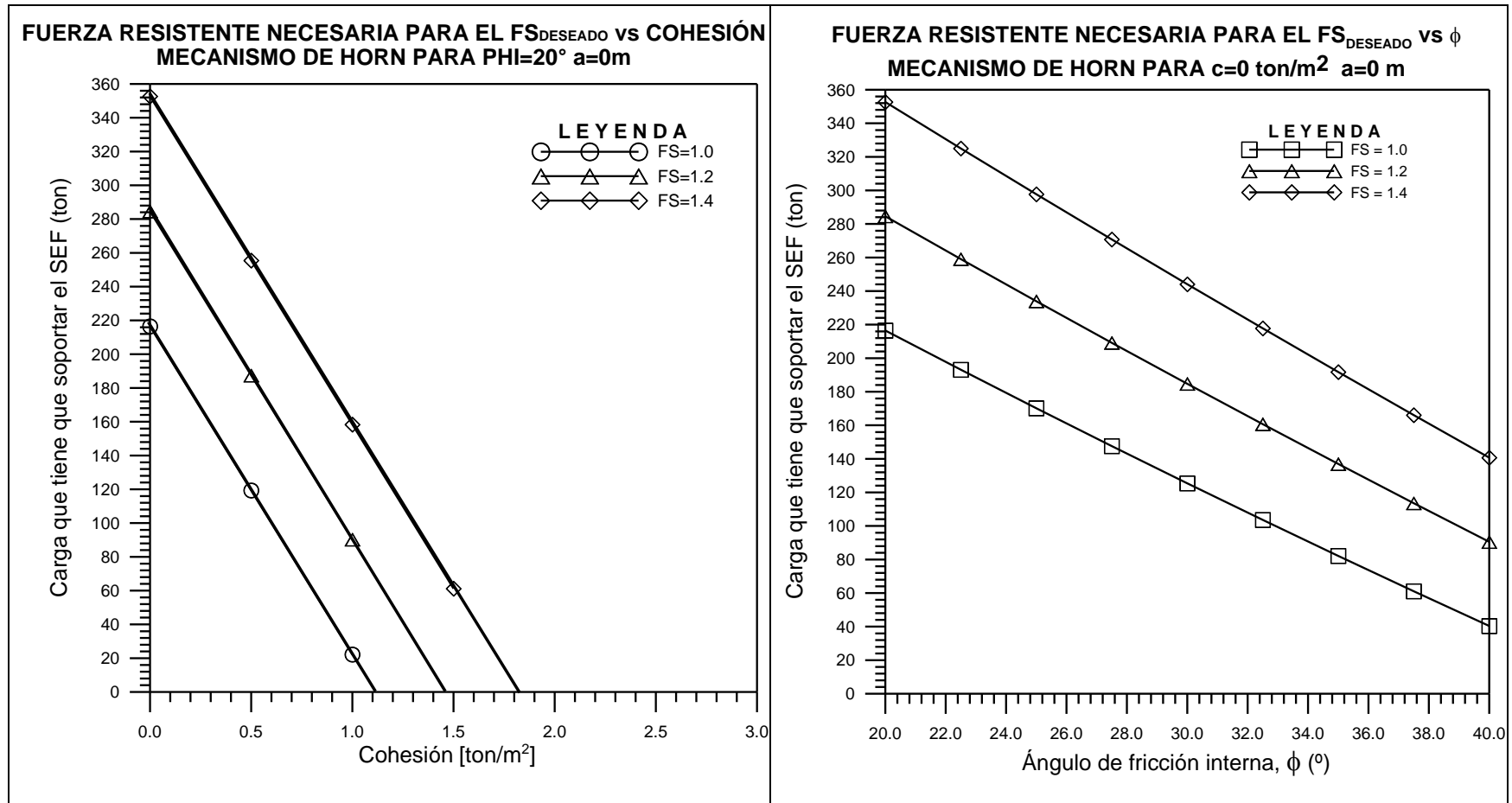


Figura 6.15. Fuerza necesaria (carga de los SEF) obtenida con HORN sin SEF caso 2

6.3. ANÁLISIS DEL MODELO NUMÉRICO EN FLAC3D

Se construyó un modelo en FLAC3D-4.0 para validar los resultados de los métodos analíticos. En primer lugar, se excava el túnel desde el borde de la malla y coloca el sostenimiento hasta 20 m, a fin de llevar el frente suficientemente dentro para evitar la influencia de las fronteras en el cálculo de deformaciones y esfuerzos; a continuación, se reinician los y este momento puede considerarse como el inicio real del cálculo.

La excavación se realizó en 10 etapas en las que se llevan a cabo avances consecutivos de 1 m, colocando el sostenimiento que consta de concreto lanzado con marcos de acero en el frente y se calcula el factor de seguridad para cada avance. En el modelo numérico se generan cambios en el estado de esfuerzos y deformaciones que como se observa en la Figura 6.16.

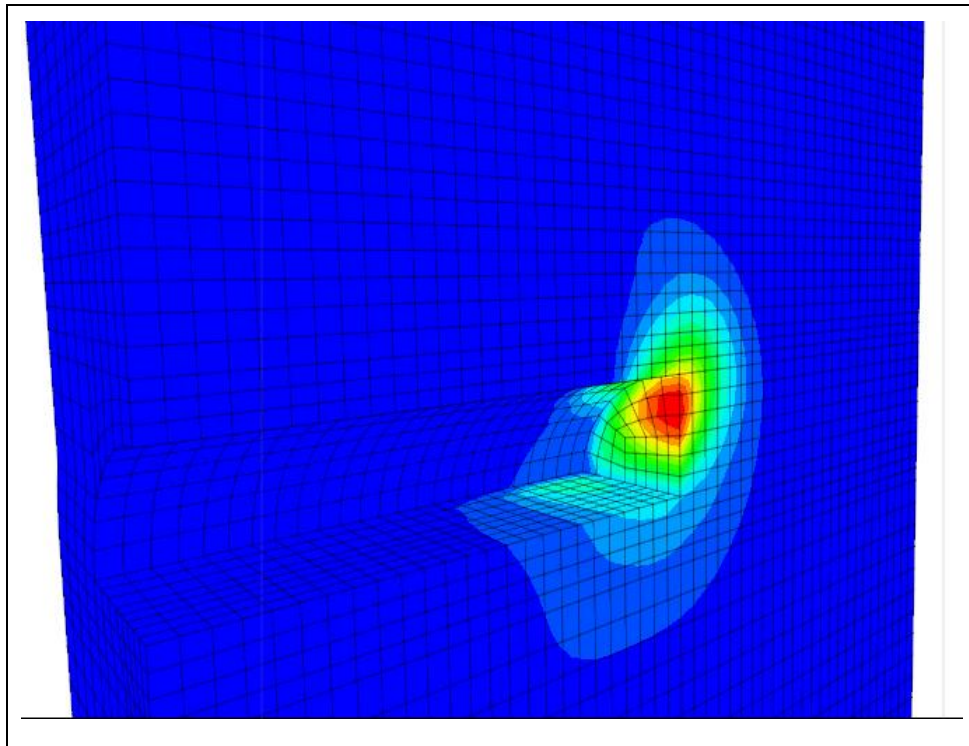


Figura 6.16. Deformaciones totales en el frente, modelo de FLAC

El modelo elaborado considera al terreno como un medio continuo homogéneo e isótropo con las siguientes características:

Tabla 6.1. Parámetros del terreno introducidos al modelo 3D

Parámetros del Suelo		
Modelo constitutivo	Mohr-Coulomb	
Cohesión	(Variable) de 10 a 30	kPa
Resistencia a la tensión	5	kPa
Ángulo de fricción interna	(Variable) de 30 a 40	°
Dilatancia	0	°
Densidad	2100	kg/m ³
Relación de empujes en reposo	1.0	
Módulo de Young	200.0E6	N/m ²
Módulo de Poisson	0.3	
Resistencia a la cohesión	5	kPa

Para el sostenimiento, se modelaron los marcos con elementos tipo “beam” y el concreto lanzado con elementos tipo “shell” con propiedades calculadas a partir de sus características geométricas y de resistencia mostradas en seguida:

Tabla 6.2. Parámetros del sostenimiento introducidos al modelo 3D

Parámetros del Concreto		
Elemento estructural	Shell	
Isótropo	Sí	
Módulo de Young	2.64E10	N/m ²
Módulo de Poisson	0.2	
Espesor	0.4	m
Peso volumétrico	2.1	ton/m ³

En la Figura 6.17 se muestran los desplazamientos que se generaron en la malla durante un avance para una de la combinaciones ($c=3 \text{ ton/m}^2$, $\phi=30^\circ$).

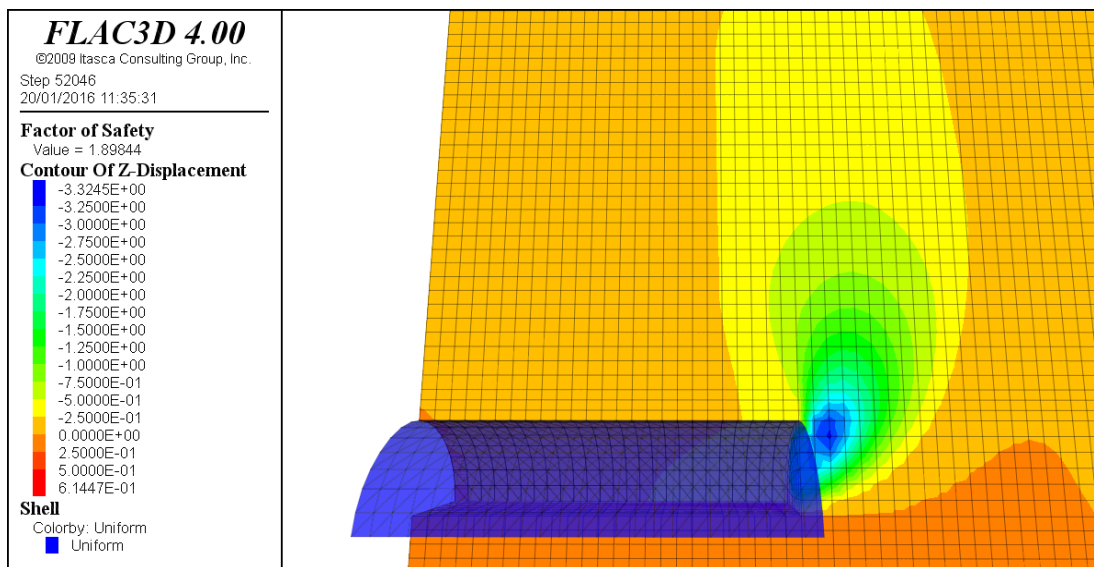


Figura 6.17. Modelo de análisis con el sostenimiento en el frente (a=0)

Los resultados del cálculo de factor de seguridad para diversas combinaciones de c y ϕ se presentan a continuación. El criterio para elegir las combinaciones fue tal que una de ellas (la de arranque) arrojara un factor de seguridad muy cercano a uno y esto se consiguió para $c=1 \text{ ton/m}^2$ y $\phi=30^\circ$; a partir de esta combinación se mantuvo un parámetro constante de Mohr-Coulomb y se incrementó el otro. Todos los demás parámetros tanto del terreno como de los elementos estructurales se mantuvieron constantes.

Tabla 6.3. Factores de seguridad sin micropilotes del modelo 3D

c ton/m ²	ϕ °	FS
1.0	30.0	1.16406
1.0	32.5	1.25000
1.0	35.0	1.34375
1.0	37.5	1.42188
1.0	40.0	1.50391
1.5	30.0	1.35547
2.0	30.0	1.53047
2.5	30.0	1.70312
3.0	30.0	1.86719

6.4. DISEÑO DE LOS SEF

6.4.1. Con la propuesta de esta tesis

En los incisos 0 y 6.2 se determinó la carga que los micropilotes deben soportar con diversos métodos, la cual es necesaria para lograr el FS mínimo aceptable y poder avanzar en la excavación del túnel. Para diseñar el SEF como lo indica el inciso (5.2) se requiere entonces, proponer un tipo de micropilote.

Se seleccionó un micropilote utilizado comúnmente en la construcción de túneles en terrenos de mala calidad como ejemplo para el procedimiento que esta tesis propone y posee las siguientes características mecánicas y geométricas:

Tabla 6.4. Características del micropilote

Característica		Unidades
Tipo de acero	N80	
Diámetro exterior del tubo	101.6	mm
Diámetro interior del tubo	87.6	mm
Espesor de acero	7	mm
Módulo de Young del acero	210,000	MPa
Resistencia a la tensión (tracción) del acero	550	MPa
Diámetro de perforación	101.6	mm
Módulo de Young de la lechada de concreto	19,799	MPa
Resistencia a compresión de la lechada f'_c	20	MPa
Resistencia al corte de la lechada	2.4	MPa
Resistencia a tensión de la lechada	2.1	MPa
Módulo de rigidez al corte de la lechada	8,249.6	MPa
Área transversal del acero	20.80	cm ²
Área transversal de la lechada	60.27	cm ²
Momento de inercia del acero	234	cm ⁴
Momento de inercia de la lechada	289.1	cm ⁴
Coefficiente de seguridad para el acero tubular	1	

Con estos datos se pueden calcular las propiedades de resistencia del micropilote que se utilizarán tanto para el diseño con el procedimiento presentado en esta tesis como para el modelo numérico. Los parámetros que utilizó el modelo de FLAC para el elemento estructural que modela al micropilote se explican en el Anexo A.2.

Los elementos mecánicos resistentes se calcularon como lo indica el inciso (5.2). Sustituyendo las propiedades del micropilote en la ec. (4.1) el cortante resistente es de:

$$V_R = \frac{2(2.08 \times 10^{-3} m^2)}{\sqrt{3}\pi} \frac{550 MPa}{1} = 420 kN \approx 42 ton \quad (6.23)$$

No se consideró reducción por corrosión y el coeficiente de seguridad para el acero tubular se supuso igual a uno.

El momento flexionante resistente se calcula con la ec. (4.4) pero para calcularlo se tiene que obtener primero el módulo plástico del tubo como lo indica la ec. (4.5) porque no se considera reducción del espesor por corrosión, que sustituyendo queda:

$$W^p = \frac{(0.1016 m)^3 - (0.0876 m)^3}{6} = 6.27 \times 10^{-5} m^3 \quad (6.24)$$

Considerando este módulo plástico, el coeficiente de reducción igual a uno (no hay uniones) y el coeficiente de seguridad para el acero tubular también de uno; al sustituir en la ec. (4.4) el momento resistente es:

$$M_R = (6.27 \times 10^{-5} m^3) \frac{550 MPa}{1} (1) = 3.45 \times 10^{-2} MN \cdot m \approx 3.5 ton \cdot m \quad (6.25)$$

Los valores de fuerza cortante y momento flexionante ec. (6.23) y ec. (6.25) corresponden a los resistentes, para calcular los de diseño se multiplicaron por un factor de minoración igual a 0.8 tanto para cortante como para momento; de modo que los elementos mecánicos de diseño en el micropilote quedan:

Tabla 6.5. Elementos mecánicos de diseño

V_D	$V_D = 0.8V_R = (0.8)(42 ton) = 33.6 ton$	ton
M_D	$M_D = 0.8M_R = (0.8)(3.8 ton \cdot m) = 3.04 ton \cdot m$	ton·m

Si se supone que la longitud sobre la cual se desarrolla la carga es igual a la longitud desde el frente hasta la superficie de falla desarrollada por el bloque determinado con un método analítico, tomando dicha longitud igual a:

$$L_D = \frac{H_t}{\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (6.26)$$

La longitud de diseño sobre la cual se desarrolla la carga sobre el micropilote para el ejemplo en estudio, en el que (H_t): 6 m se muestra en la Figura 6.18:

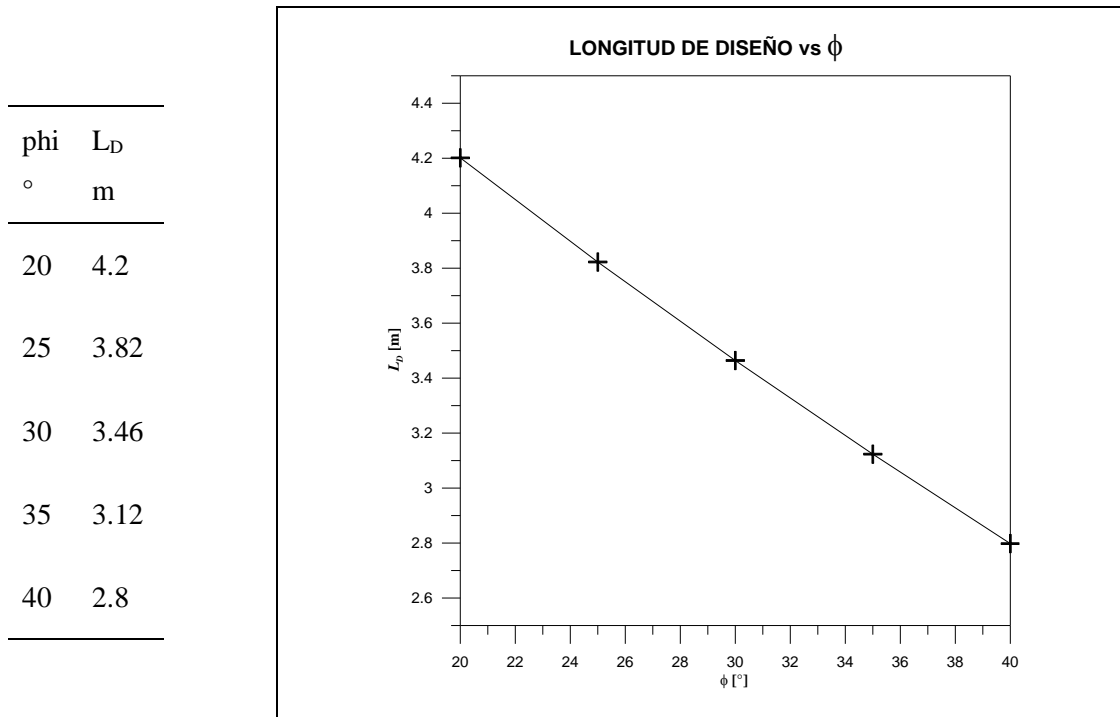


Figura 6.18. Longitud de diseño calculada a la intersección de la falla con la H_t

Para cada una de las posibilidades de simplificación para el análisis descritas en el inciso (5.2) y para un ángulo de fricción interna de 30° (lo cual genera una longitud de diseño de 3.46 m con $a=0$ m y 4.46 m para $a=1$ m) se obtuvieron los siguientes resultados que se observan en la Figura 6.19 y Figura 6.20, en los que se presentan los siguientes casos:

- 1) Doblemente empotrada
- 2) Simplemente apoyada
- 3) Fija en un extremo y empotrada en el otro
- 4) Caso híbrido biapoyada-biempotrada

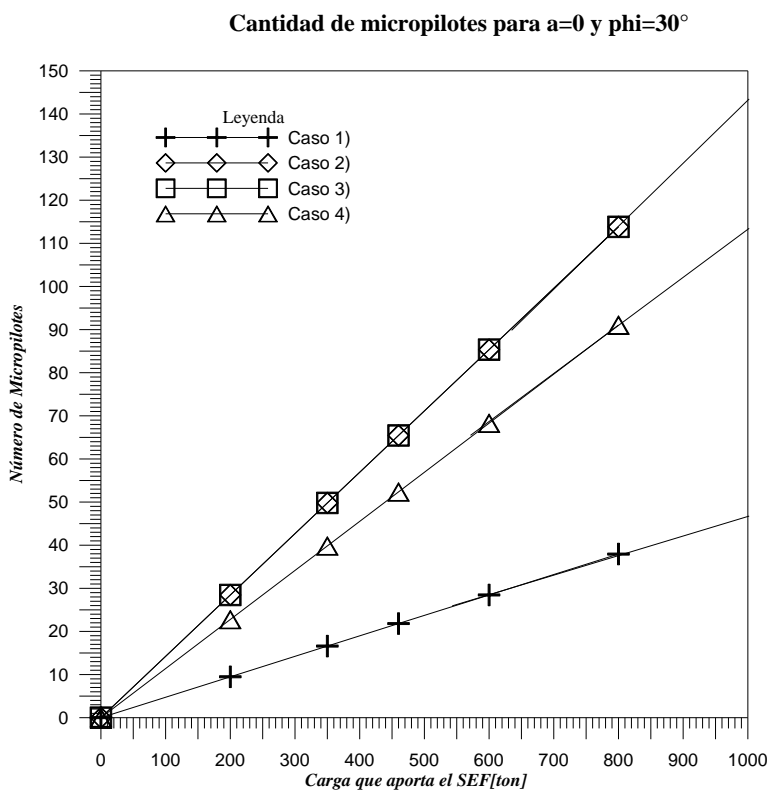


Figura 6.19. Carga que aporta el SEF vs Número de Micropilotes calculado para $a=0m$

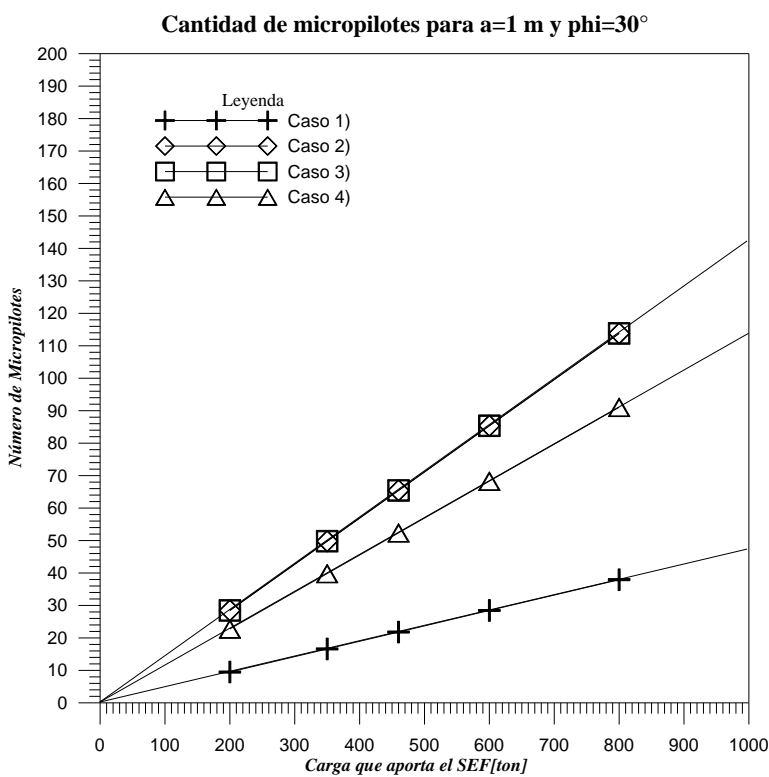


Figura 6.20. Carga que aporta el SEF vs Número de Micropilotes calculado para $a=1m$

6.4.2. Análisis con el criterio del Ministerio de Fomento de España

El criterio del Ministerio de Fomento supone que la longitud de diseño es la suma de tres longitudes como se observa en la ec. (4.7): longitud de avance de excavación sin sostenimiento, longitud del frente de excavación en planta cuando el frente tiene un ángulo diferente de 90° y se obtiene con la ec. (4.8) y longitud elástica del micropilote considerándolo empotrado en el terreno ec. (4.9) las cuales pueden observarse en la Figura 4.3. Las primeras dos dependen únicamente del procedimiento constructivo; la tercera depende de la rigidez del terreno y de la rigidez a flexión del micropilote.

De acuerdo con la ec. (4.7), la longitud de diseño es igual a la longitud de avance de la excavación más la longitud del frente en planta más 1.2 veces la longitud elástica del micropilote. La primera de ellas es cero o uno dependiendo si se desea analizar con o sin avance sin sostenimiento; la segunda, es cero porque el frente se excava con un ángulo de 90°; la tercera es función del módulo de elasticidad del terreno y de la rigidez a flexión del micropilote definidas a continuación:

Tabla 6.6. Propiedades necesarias para calcular la longitud de diseño de los micropilotes

Propiedad	Magnitud	Unidades
Módulo de elasticidad de la lechada	1.98E10	Pa
Momento de inercia de lechada	2.89E-2	m ⁴
Módulo de elasticidad del acero	2.1E11	Pa
Momento de inercia del acero	2.34E-2	m ⁴
Módulo de elasticidad del terreno	200.0E6	N/m ²

Y se calculó sustituyendo las ec. (4.10) en la ec. (4.9) como sigue:

$$L_e = \left(\frac{\left[(1.98 \times 10^{10} \text{ Pa}) (2.89 \times 10^{-2} \text{ m}^4) + (2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}) (2.34 \times 10^{-2} \text{ m}^4) \right]}{[200 \times 10^6 \text{ Pa}]} \right)^{1/4} = 2.29 \text{ m}$$

Aplicando la ec. (4.7) la longitud de diseño para este criterio es:

$$\text{Para } a=0\text{m} \quad L_d = 0\text{m} + 0\text{m} + 1.2(2.29\text{m}) = 2.75\text{m}$$

$$\text{Para } a=1\text{m} \quad L_d = 1\text{m} + 0\text{m} + 1.2(2.29\text{m}) = 3.75\text{m}$$

Con lo anterior pueden obtenerse las cargas totales que estarían actuando en cada micropilote que se obtienen multiplicando a la carga por la longitud de diseño. Como puede observarse, este procedimiento también es iterativo y debe hacerse la revisión de forma similar a la descrita en el inciso (5.2) para lograr que los momentos flexionantes y fuerzas cortantes presentes no excedan a los que puede soportar el micropilote.

En la ec. (4.11) se observa que la carga de diseño calculada con éste método es función únicamente del peso volumétrico, la altura del terreno que se considera gravita sobre el pilote que puede asumirse dentro del rango de la ec. (4.12) y la separación entre los micropilotes, es decir, considera que la carga no es afectada por cambios en los parámetros de resistencia, diámetro del túnel, cobertura, la redistribución de esfuerzos ocasionada por la excavación, la influencia del sostenimiento y si hay un avance sin soporte o no. La carga calculada en el rango de la ec. (4.12) se presenta en la Figura 6.21.

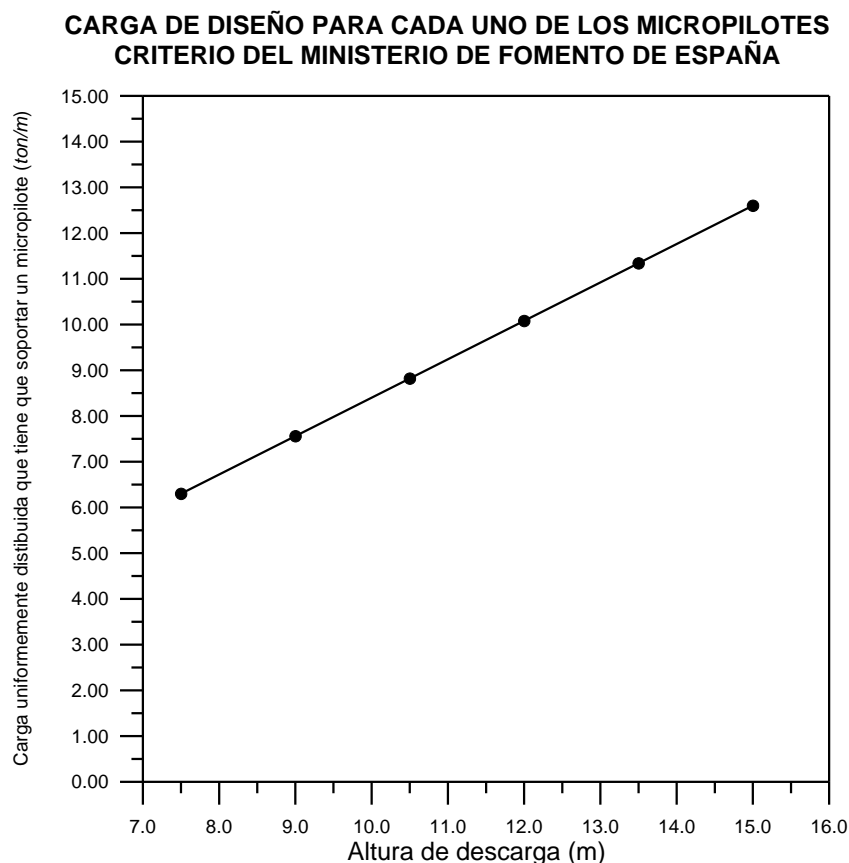


Figura 6.21. Carga de diseño obtenida por el Ministerio de Fomento de España (MFE)

Para calcular la carga total que afecta cada micropilote se tiene que especificar el espaciamiento entre ellos como indica la ec. (4.11) sin embargo, en esta etapa, aún no se sabe el número de micropilotes que se necesitan ni a qué separación deben colocarse. Lo anterior indica que el diseño de los micropilotes con este criterio obedece a una estabilidad local para cada micropilote pero no es suficiente para conocer si el número de micropilotes propuesto será capaz de asegurar la estabilidad de la obra.

Dicho lo anterior tiene que suponerse una separación para calcular la carga uniformemente distribuida que actuará sobre los micropilotes. Si se propone una separación de 40 cm. los resultados son los de la Figura 6.21. Para determinar la carga total que soporta el SEF tendría que multiplicarse por el número de micropilotes y por una cierta longitud de diseño que es sobre la cual la carga afecta a los micropilotes de forma uniformemente distribuida. La longitud de diseño de los micropilotes puede calcularse como lo indica el inciso (4.3.1), de tal forma que es necesario proponer un tipo de micropilote.

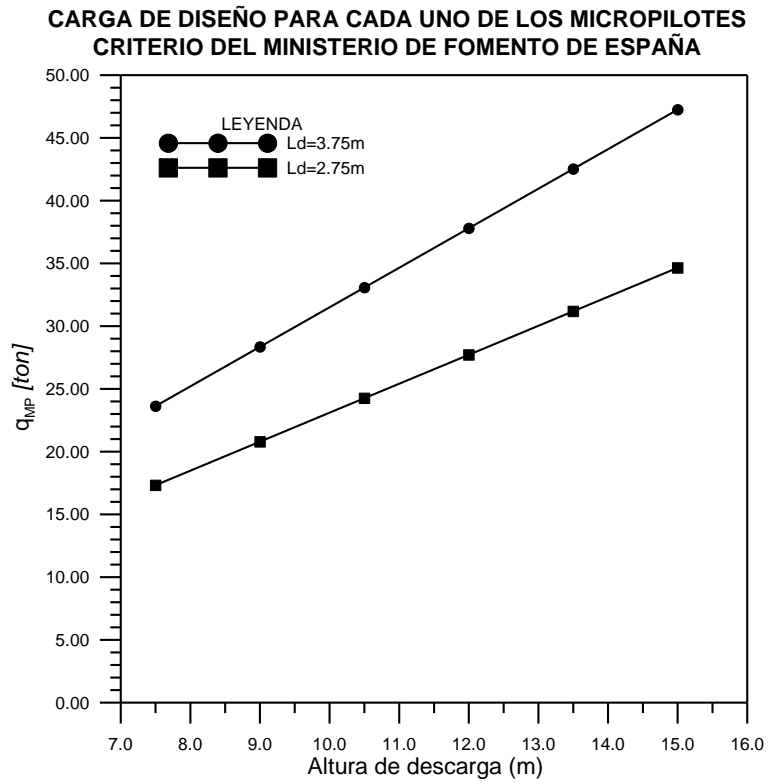


Figura 6.22. Carga que aportará cada micropilote de acuerdo con el MFE

El momento de diseño y contante de diseño se obtiene con la ec. (4.13) y la ec. (4.14) respectivamente, los resultados se presentan en la Figura 6.23.

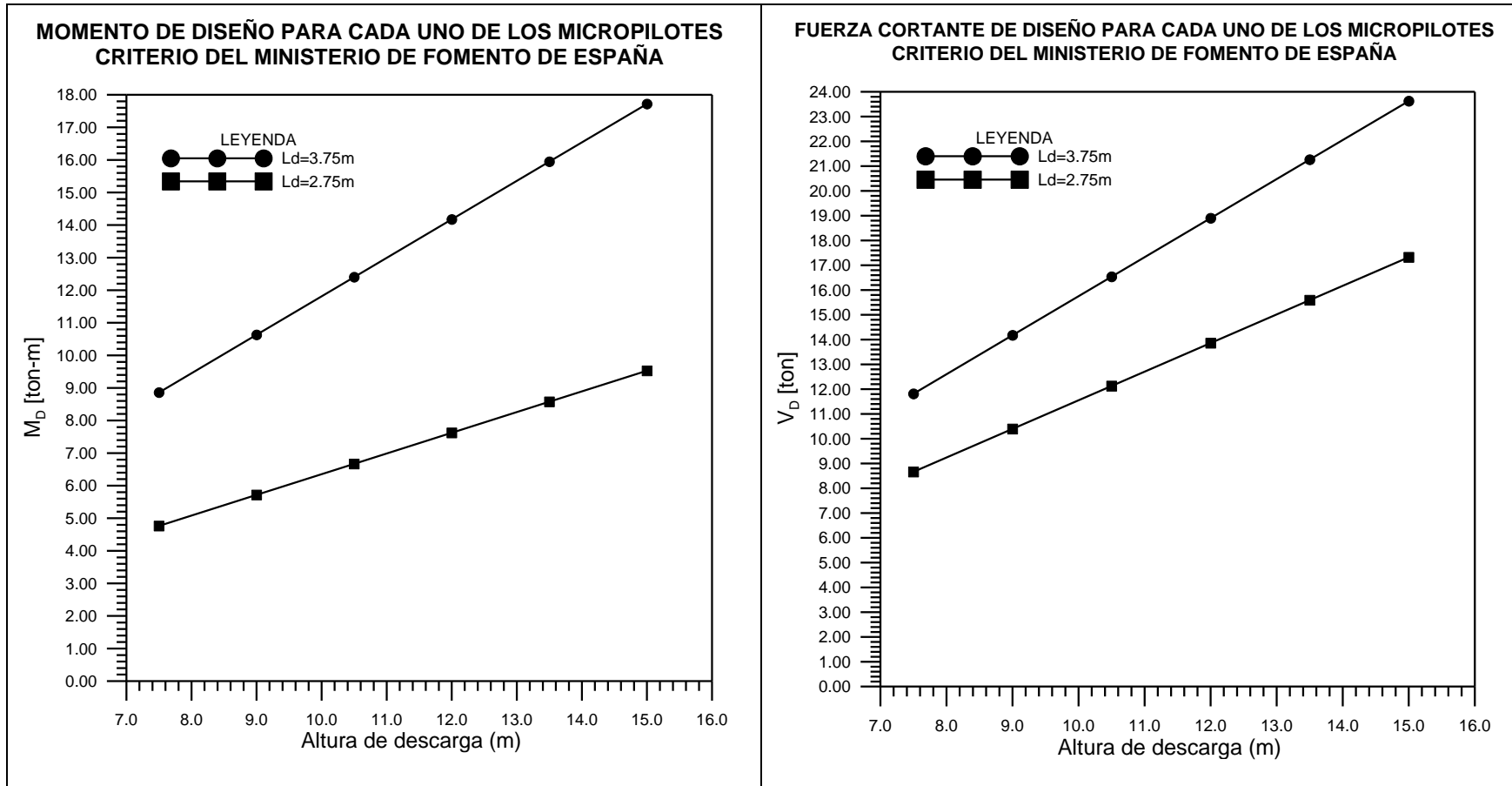


Figura 6.23. Momentos flexionantes (izquierda) y fuerzas cortantes (derecha) de diseño con el MFE

6.4.3. Análisis con el método semianalítico en PLAXIS 2D v2015

Para conocer el comportamiento de los micropilotes en el caso en el que el sostenimiento está a una cierta distancia del frente se desarrolló un modelo semianalítico (Figura 6.24 y Figura 6.25) que considera las rigideces del sostenimiento y del terreno y el procedimiento de excavación; se acuerdo con en el inciso (4.4).

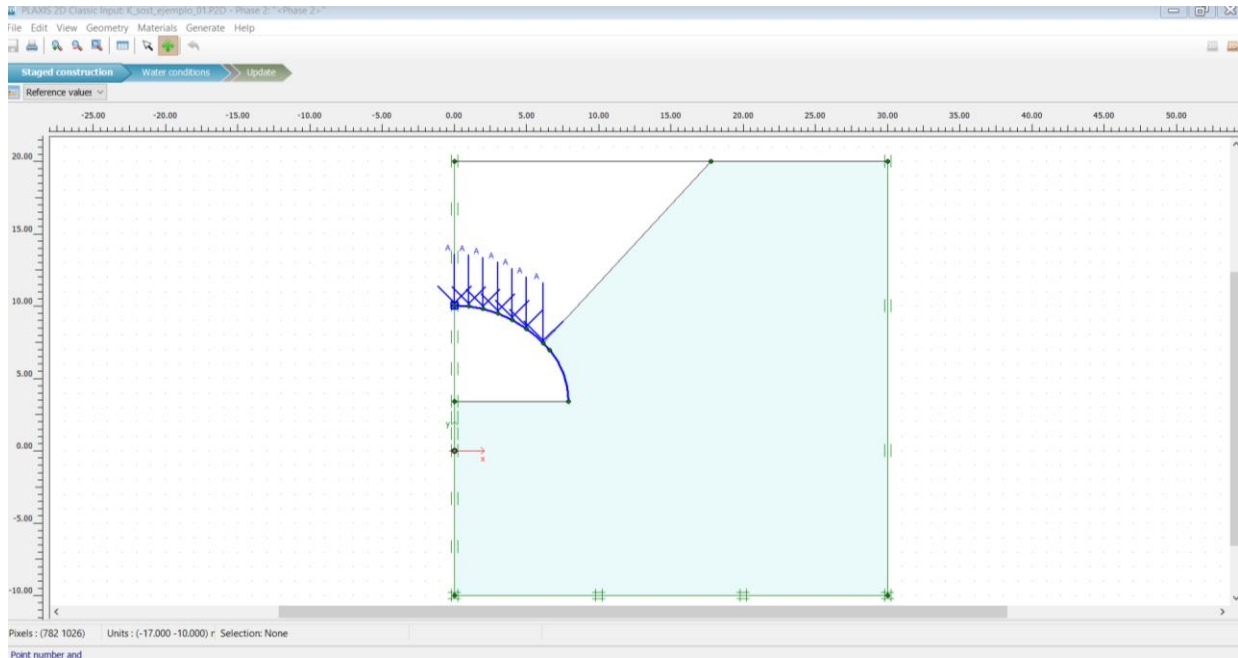


Figura 6.24. Modelo para encontrar la rigidez del sostenimiento

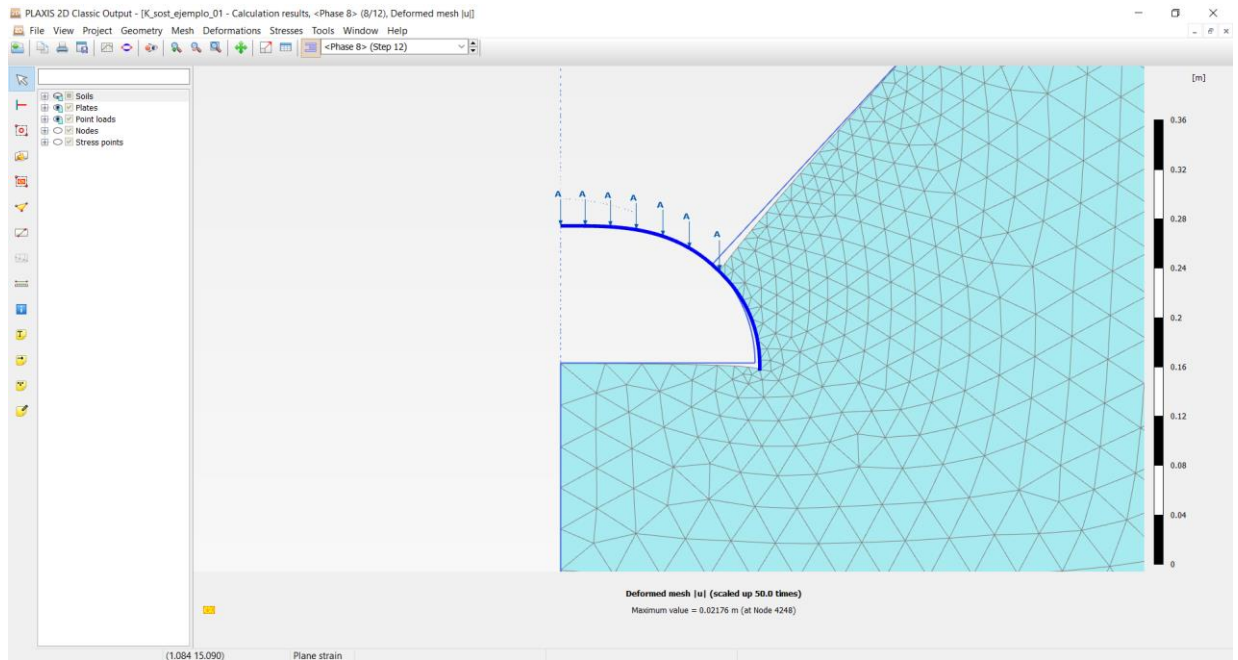


Figura 6.25. Malla deformada resultado de aplicar las cargas

Para al cálculo de la rigidez de los resortes que representan al terreno se tomaron los siguientes datos de entrada:

Tabla 6.7. Parámetros de los resortes

Símbolo	Parámetro	Magnitud	Unidades
E_{terr}	Módulo de Young del terreno	200E3	kN/m ²
c	Distancia entre los resortes	0.25	m
s	Separación entre tubos	0.4	m
D_{tubo}	Diámetro del tubo	0.1016	m

Sustituyendo en la ec. (4.17):

$$k_{terr} \approx 1.75 \frac{(200 \times 10^3 \text{ kN} / \text{m}^2)}{(0.1016 \text{ m})} (0.25 \text{ m}) (0.4 \text{ m}) = 344.5 \times 10^3 \text{ kN} / \text{m}$$

Para calcular las rigideces equivalentes del sostenimiento en la clave se elaboró un modelo que representara al sostenimiento siendo cargado por cargas puntuales unitarias a un espaciamiento en x fijo de 1m. Las cargas se incrementaron gradualmente en las etapas de construcción manipulando los multiplicadores (*total multipliers*) de PLAXIS 2D c2015 para conocer el desplazamiento de la clave y obtener la rigidez del sostenimiento que en este caso es el promedio de las rigideces resultado de aplicar las distintas cargas.

Los parámetros de entrada para este modelo son los siguientes:

Tabla 6.8. Parámetros del suelo

Parámetros del Suelo		
Modelo constitutivo	Elástico lineal	
Tipo de drenaje	No poroso	
Peso volumétrico	0	
Módulo de Young	de 200.0E3 a 4000.0E3	kN/m ²
Módulo de Poisson	0.3	
Resistencia	Rígido	

Tabla 6.9. Parámetros del sostenimiento

Parámetros del Sostenimiento	Marcos IR 254x44.8 con 40 cm de concreto lanzado de $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$	
Elemento Estructural	Plate	
Isotrópico	Sí	
EA	11.611E6	kN/m
EI	153.852E3	kNm ² /m
v(nu)	0.0	

Los parámetros se consideraron constantes, sin embargo, se corrió el modelo para distintos valores de rigidez del terreno para buscar obtener una gráfica que permita conocer la rigidez equivalente del sostenimiento para diversos valores de la rigidez del terreno y de la rigidez a flexión del sostenimiento de forma semejante a la gráfica de la Figura 4.8.

Los resultados que genera el modelo de las Figura 6.24 y Figura 6.25 son los siguientes:

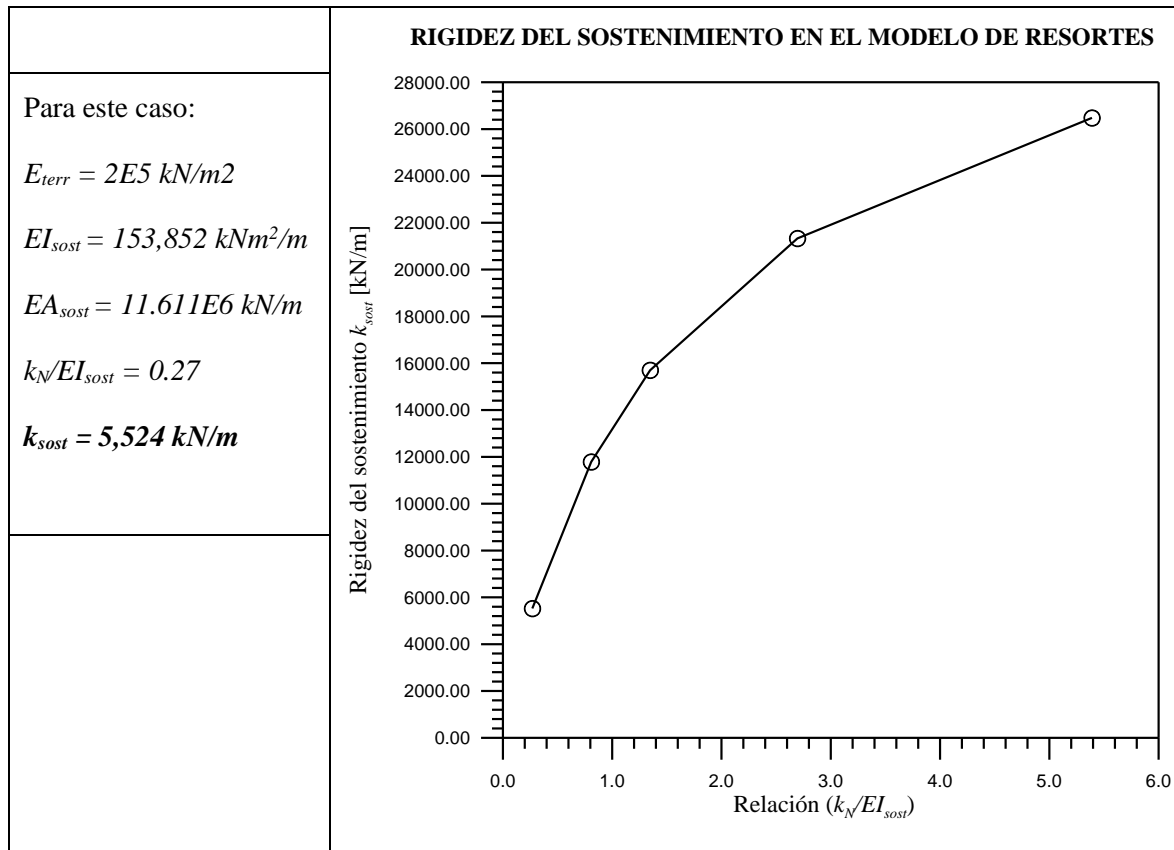


Figura 6.26. Rigidez del sostenimiento del modelo

La rigidez de los resortes que representan al sostenimiento es entonces $k_{sost}= 5,524 \text{ kN/m}$

Conocidas las rigideces de los resortes se construyó el modelo en el cual avanza la carga como se describe en el inciso (4.4) siguiendo el esquema de la Figura 6.27 y se construyó el modelo mostrado en la Figura 6.28.

Los micropilotes se representaron con elementos tipo PLATE que son ideales para modelar su comportamiento porque son elementos barra con tres grados de libertad por nodo, dos traslacionales y uno rotacional. Los elementos barra pueden plastificar si alcanzan el momento de plastificación máxima o una carga axial máxima. Estos elementos permiten obtener el momento flexionante y fuerza cortante en toda la barra (PLAXIS 2D-Version 8, 2006).

Los parámetros del micropilote simplemente suman las rigideces tanto del acero como de la lechada para compresión y flexión; es decir:

$$EA_{PLATE} = E_{Acero} A_{Acero} + E_{lechada} + A_{lechada} \quad (6.27)$$

$$EI_{PLATE} = E_{Acero} I_{Acero} + E_{lechada} + I_{lechada} \quad (6.28)$$

El valor de la carga se consideró unitario modificó en cada etapa constructiva. El micropilote se definió con elementos tipo “plate” y se asignaron los siguientes parámetros:

Parámetros del Micropilote		
Elemento Estructural	Plate	
Isotrópico	Sí	
EA	556.2E3	kN/m
EI	548.6	kN/m ² /m
v(nu)	0.18	

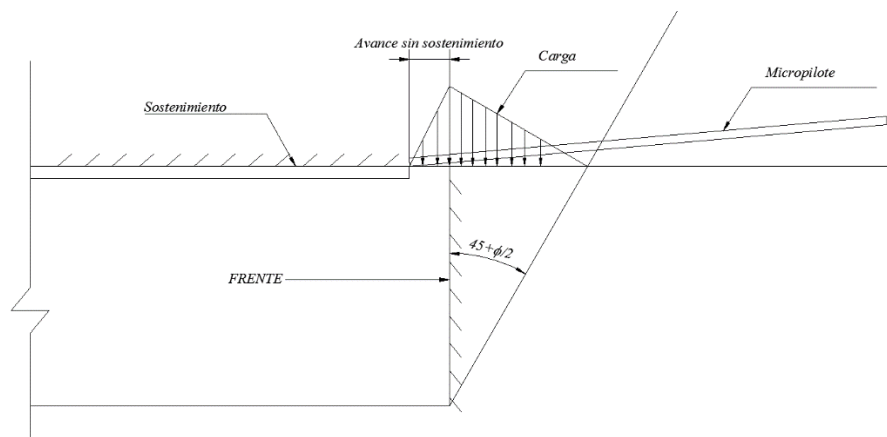


Figura 6.27. Esquema de análisis para el modelo de resortes

Para considerar el avance de del frente y la movilización de la carga se definieron diversas etapas de construcción acumulando deformaciones. El procedimiento constructivo considerado se muestra en la Figura 6.28 y asume en avances continuos de 1 m sin sostenimiento y que la carga afecta hasta a 3.5 m por delante del frente que corresponde a la distancia movilizada calculada para un ángulo de fricción interna de 30°.

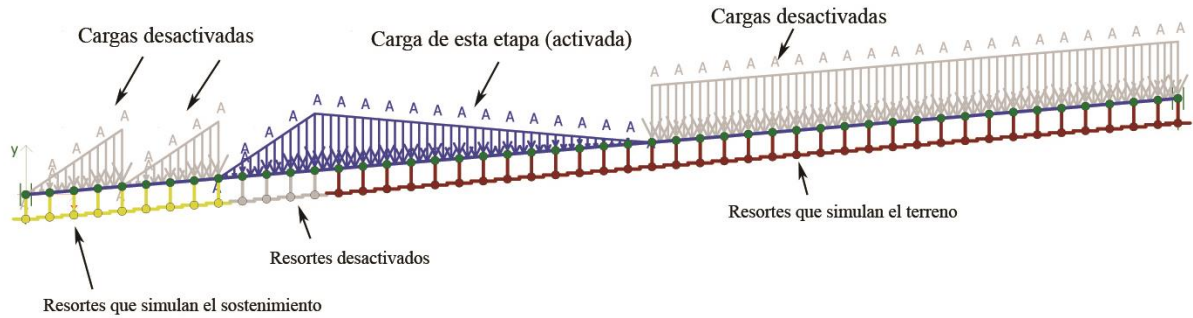


Figura 6.28. Avance de la carga para el modelo de resortes

El resultado del modelo son los elementos mecánicos en el micropilote para cada etapa como ejemplo se presente la Figura 6.29 en la que se observa el momento flexionante generado para una etapa constructiva.

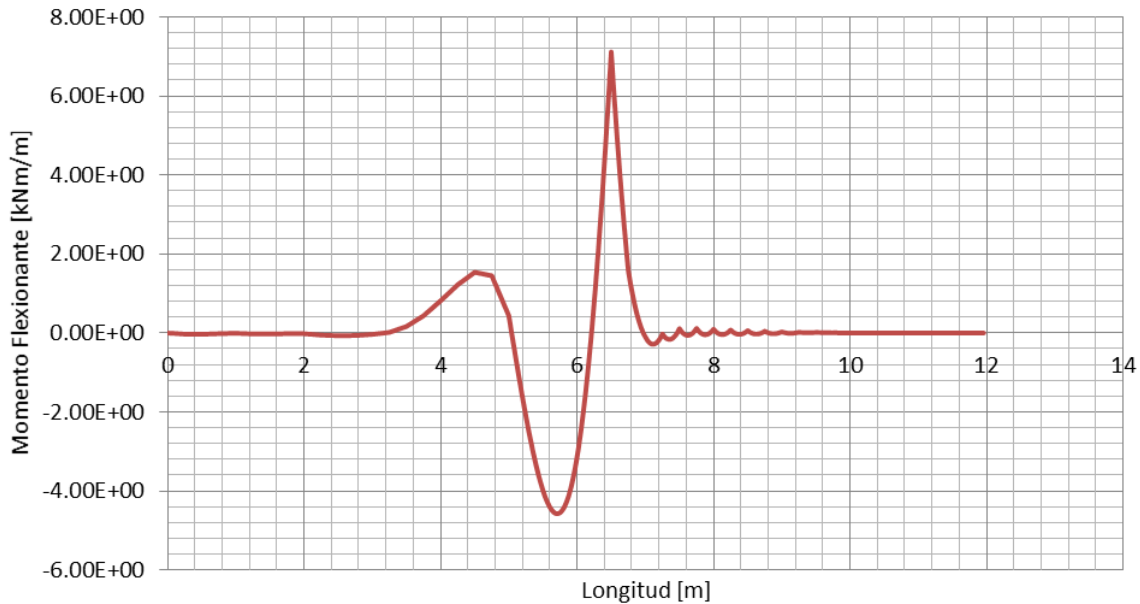


Figura 6.29. Elementos mecánicos en el micropilote a 6 m de avance

6.5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.5.1. Comparación de los FS sin micropilotes

En primer lugar se analizaron los resultados del factor de seguridad cuando no existe avance sin sostenimiento ($a=0$ m); bajo estas circunstancias puede considerarse por ejemplo, un frente para el cual debe interrumpirse el avance por un gran periodo de tiempo. Los resultados de los diversos métodos se observan en la gráfica de la Figura 6.30.

En dicha figura se ilustra la variación del factor de seguridad con respecto a los parámetros de resistencia de Mohr-Coulomb; como puede observarse, los tres enfoques utilizados siguen hipótesis distintas, por tal motivo poseen distintas tendencias. Por lo anterior, se asumió que dada la similitud entre los métodos analíticos y los resultados del modelo numérico, los métodos analíticos pueden utilizarse para diseñar los micropilotes con el procedimiento propuesto.

Para cada corrida (combinación), en FLAC se requirió de aproximadamente un día sin contar el tiempo que tomó elaborar el modelo y programar las etapas de excavación; por el tiempo de que pudo disponerse, en el trabajo sólo se presentan los resultados de la variación con respecto a un parámetro de resistencia, es decir: $c=1.0$ ton/m² variando ϕ y por otro lado $\phi=30^\circ$ variando la cohesión; y se supuso que el resultado con respecto a otro valor de la cohesión o del ángulo de fricción interna sería muy similar.

La variación del factor de seguridad en el modelo numérico que se calcula mediante la reducción de los parámetros de resistencia tiene tendencias no lineales con respecto a la cohesión y al ángulo de fricción interna, mientras que en los métodos analíticos sí hay una correspondencia lineal con respecto a la cohesión pero no con respecto al ángulo de fricción interna.

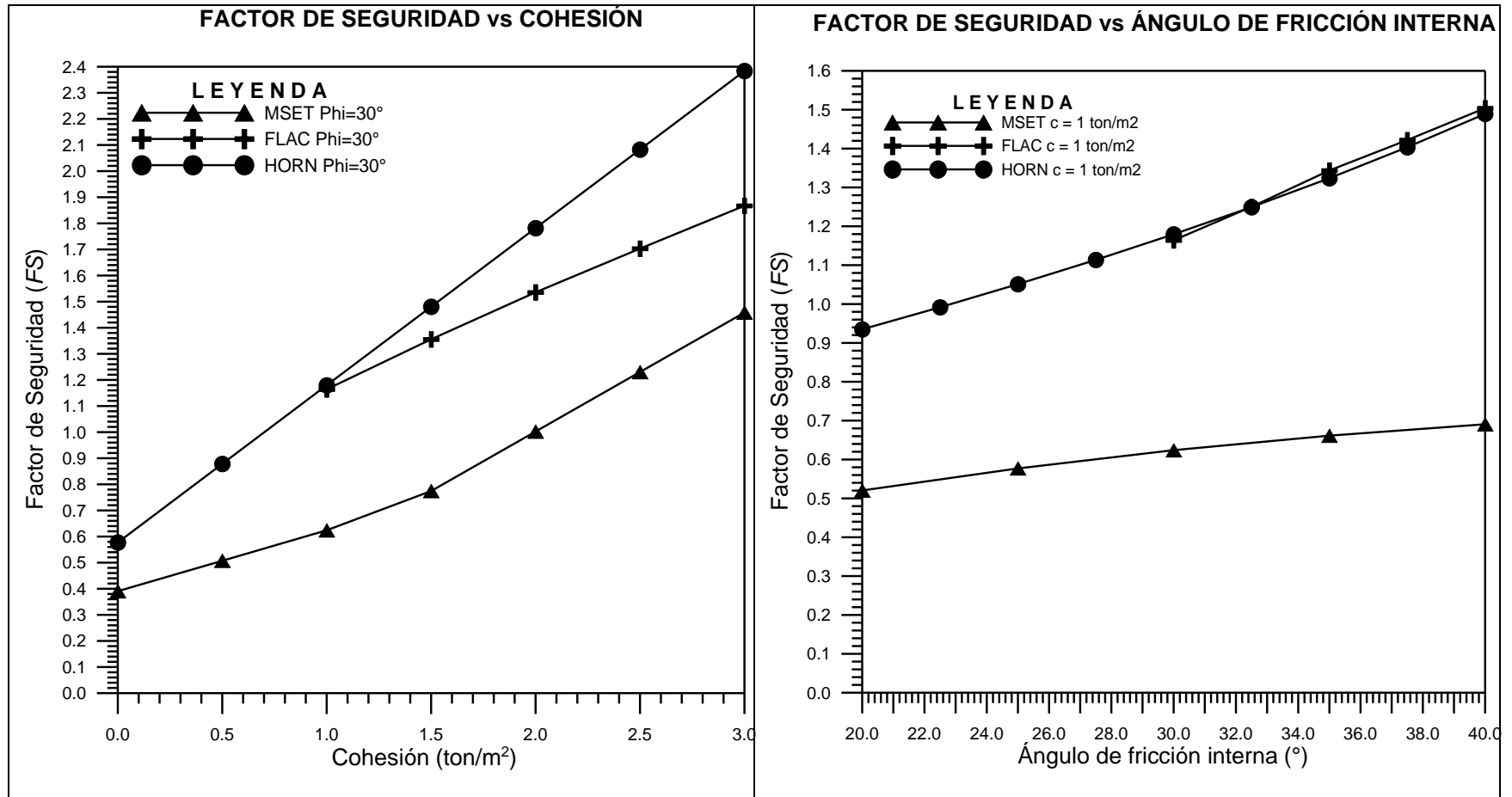


Figura 6.30. Comparación de Factores de Seguridad para $a=0$, sin SEF

6.5.2. Comparación de las cargas obtenidas

En las gráficas de la Figura 6.31 y Figura 6.32 pueden observarse las cargas obtenidas cuando el sostenimiento está en el frente obtenidas con el método analítico de Tamez, Rangel y Holguín (1997) y con el método simple que se basa en el mecanismo de Horn.

Analizando las tendencias con un ángulo de fricción interna constante de la Figura 6.31 se observa que un incremento en ϕ ocasiona una reducción significativa de la carga que tiene que soportar el SEF en ambos métodos analíticos y se observa la misma tendencia. Asimismo se analizó el caso de la Figura 6.32, en cuyas gráficas permanece la cohesión como una constante para conocer la variación de la carga a soportar con el SEF con respecto al ángulo de fricción interna con los dos métodos analíticos estudiados en el presente ejemplo cuando el sostenimiento está en el frente ($a=0$).

En la Figura 6.32 se deduce que, para pasar de un FS=1.0 a FS=1.2, la carga que tiene que aportar el SEF calculada con el mecanismo de Horn es de 80 ton y con el MSET de 200 ton. De acuerdo con la Figura 6.33, dicha aportación del SEF corresponde a colocar hasta 11 micropilotes más para Horn y hasta 35 micropilotes más si se utiliza el MSET en comparación con los necesarios para alcanzar el FS=1.0.

Un incremento de 10° en el ángulo de fricción interna ocasionó una reducción de aproximadamente 100 ton en la carga calculada con el método basado en el mecanismo de Horn pero de casi 150 ton cuando se calcula con el MSET.

Un ligero incremento en la cohesión genera una reducción muy grande en la carga calculada que tienen que soportar los micropilotes (mayor a 50% en algunos casos) y por lo tanto en el número o tipo de micropilotes a utilizar en el SEF cuando se diseña con el MSET; por otro lado, en el método simple basado en el mecanismo de Horn también se reduce la carga al incrementar un poco la cohesión pero el efecto es mucho menor.

Un cambio en la cohesión (menor a 0.5 ton/m^2) generaría un incremento mucho mayor en las fuerzas resistentes que aumenta el factor de seguridad en 0.2 y por tanto una gran reducción en la carga que tiene que ser aportada por el SEF como se observa en la Figura 6.31.

En la Figura 6.31 se observa el cambio de pendiente de la carga calculada con el MSET debido a la capacidad de carga del prisma 1 calculada con la ec. (3.33), que como se explicó anteriormente tiene valor negativo cuando los parámetros de resistencia son bajos, pero el valor real mínimo de la capacidad de carga es cero, lo que ocasiona que algunos términos en la expresión del FS se anulen.

En la Figura 6.32 se observa la variación de la carga que tienen que soportar los micropilotes con respecto al ángulo de fricción interna para dos cohesiones ($c=0 \text{ ton/m}^2$ y $c=1 \text{ ton/m}^2$). En primer lugar se observa que el cambio en la cohesión modifica la tendencia de la carga calculada con ambos métodos aunque es más evidente en el MSET; sin embargo, la carga necesaria para subir 0.2 el FS permanece constante (200 ton para el MSET y 60 ton para Horn).

Para todos los casos que se analizaron, la carga que tiene que aportar el SEF que calcula el MSET es mayor que la que calcula el mecanismo simplificado a partir de Horn.

Existe gran variación en los resultados del número de micropilotes necesario calculado con métodos analíticos; por tal motivo debe realizarse una calibración con instrumentación o con modelos numéricos que permitan conocer qué hipótesis de simplificación estructural es más cercana al funcionamiento esperado de los micropilotes.

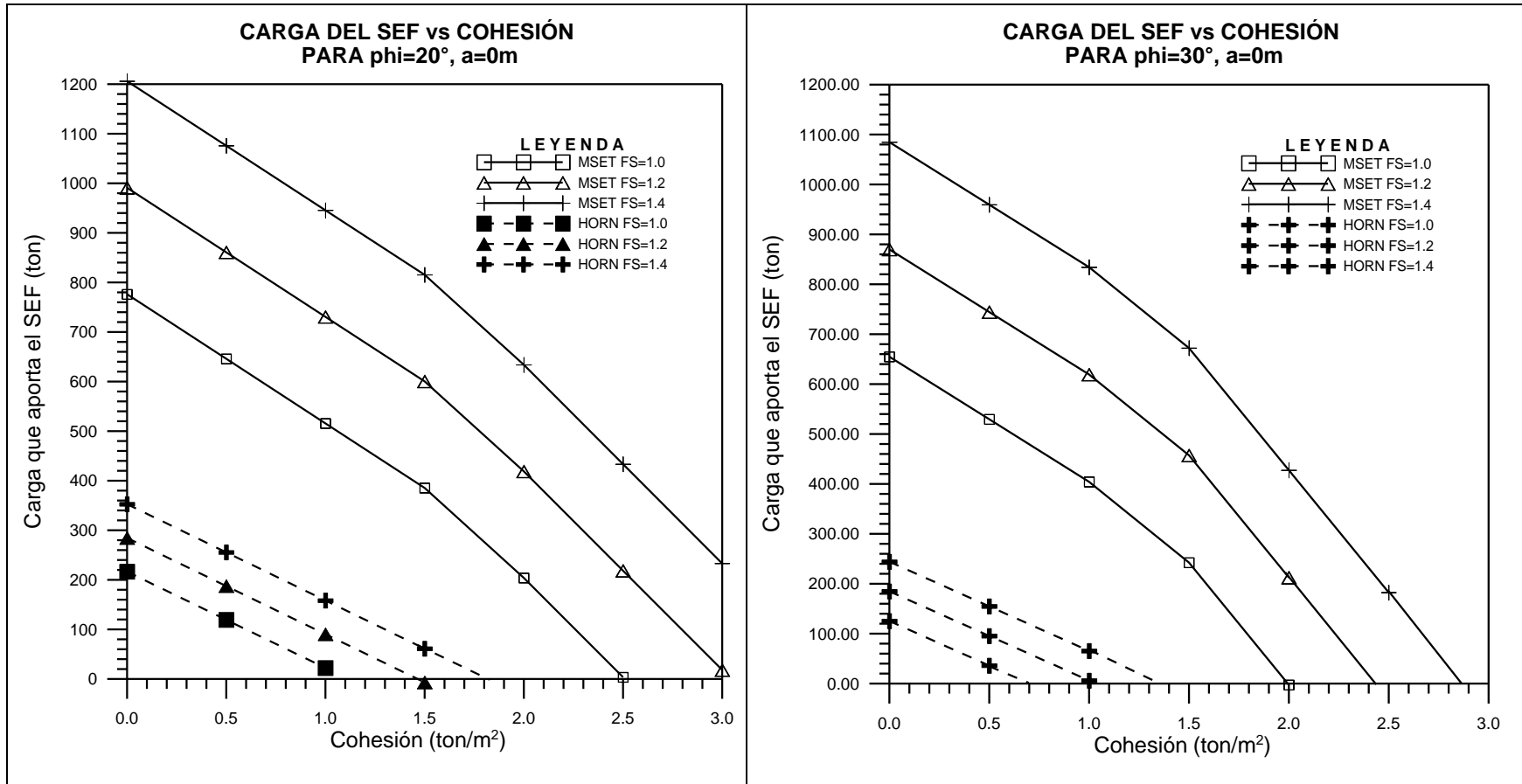


Figura 6.31. Carga del SEF vs cohesión para diferentes phi, a=0m

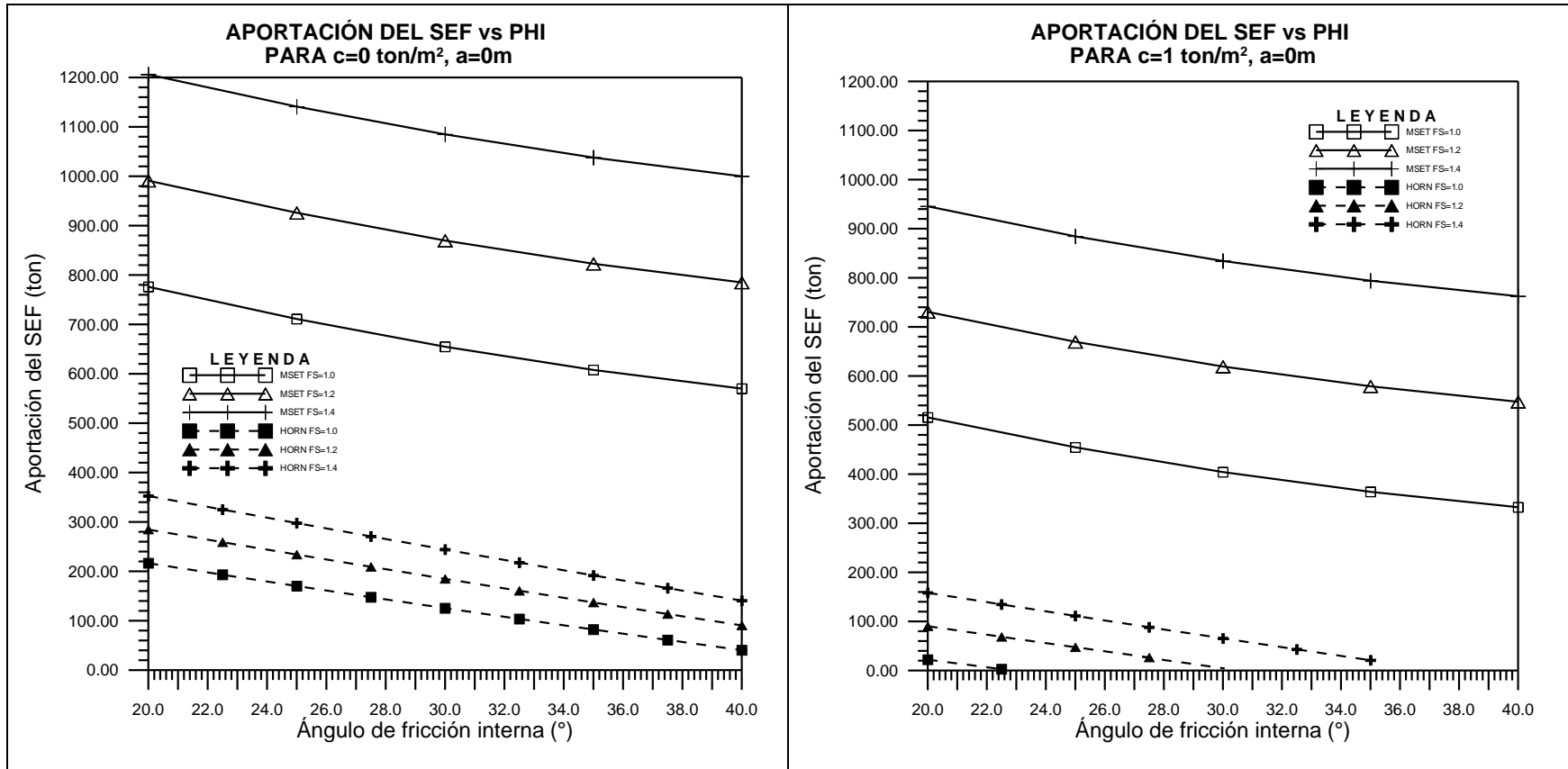


Figura 6.32. Carga del SEF vs phi para diferente cohesión, a=0m

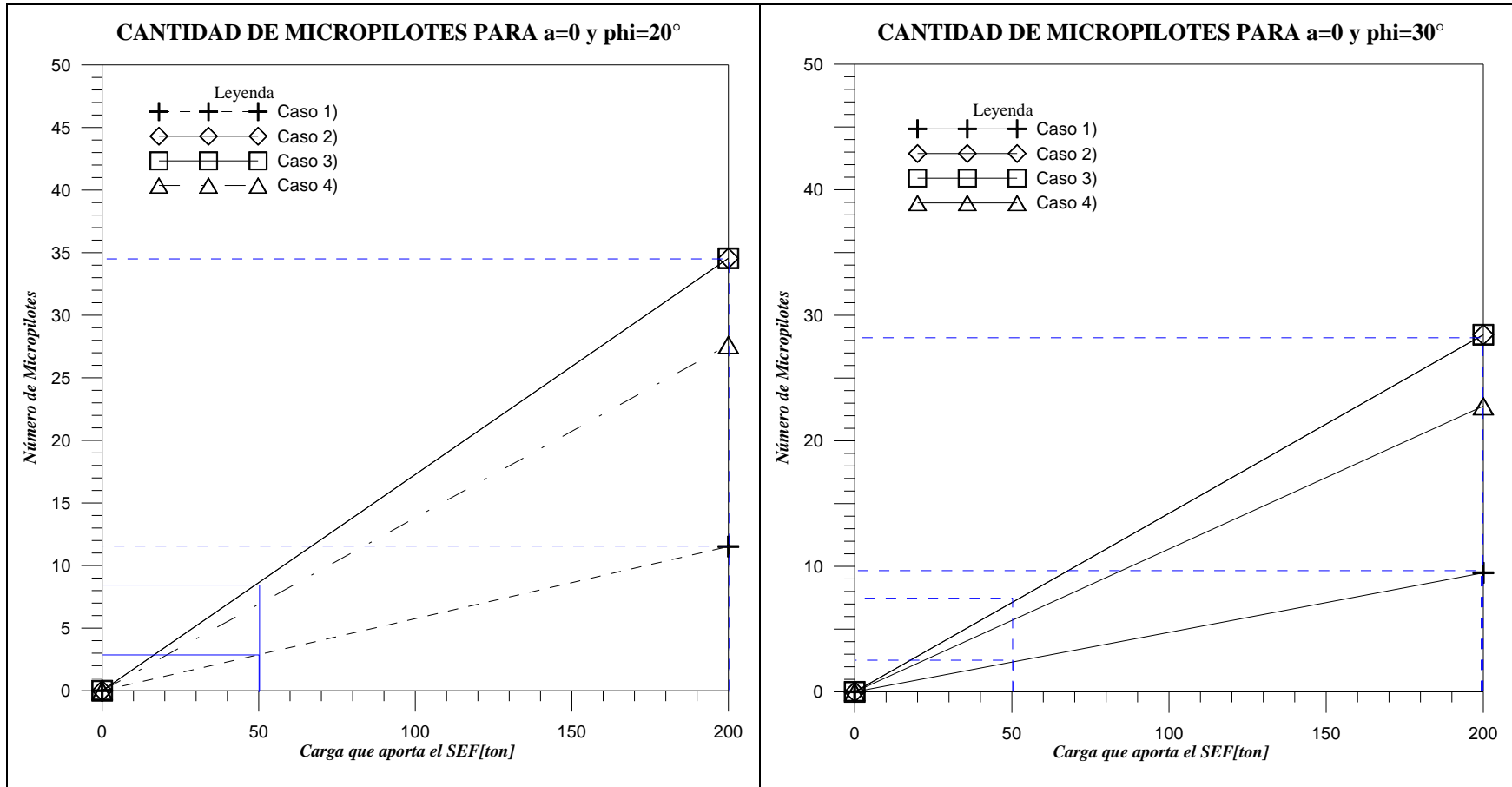


Figura 6.33. Número de micropilotes para incrementar FS en 0.2 vs Carga a=0 phi=30 para los distintos casos de apoyo de la viga

6.5.3. Comparación del número de los SEF requeridos

La carga máxima uniformemente distribuida que pueden soportar para las 4 hipótesis de simplificación estructural y para las condiciones mencionadas en el inciso (6.4) son:

Caso	q_{MP}	Unidades
1) Doblemente empotrada	3.46	ton/m
2) Simplemente apoyada	2.03	ton/m
3) Fija en un extremo y empotrada en el otro	2.03	ton/m
4) Caso híbrido biapoyada-biempotrada (MFE)	2.53	ton/m

En todos los casos la limitante es el momento flexionante último. En los resultados, puede observarse que si se quiere diseñar el SEF para las condiciones calculadas en la Figura 6.21 del inciso (6.4.2) con el criterio del Ministerio de Fomento de España en los que la q_{MP} mínima es de 6 ton/m, debería modificarse la sección o la separación de los micropilotes para asegurar que no fallen (al menos de forma local).

Hasta este momento se genera un rango de los micropilotes necesarios para llegar al factor de seguridad deseado que depende del método analítico que haya decidido utilizarse para el cálculo del factor de seguridad y de la hipótesis de simplificación estructural que se asumió para el micropilote. De esta forma, el número de micropilotes necesario para obtener los factores de seguridad deseados que se calculó extrayendo la carga que debe soportar de la Figura 6.31 y se buscó el número de micropilotes necesario para soportar tal carga bajo esas condiciones en una gráfica como la Figura 6.19.

Lo anterior no constituye aún un procedimiento de diseño porque no indica el número exacto de micropilotes a utilizar, es decir, se requiere otro análisis para determinar qué opción genera mejores resultados en cuanto al cálculo del funcionamiento de los micropilotes como a la aportación a la estabilidad; por tal motivo, se efectuaron análisis con un modelo numérico que calculó los elementos mecánicos en los micropilotes y su aportación al factor de seguridad.

Los resultados del ejemplo llevado a cabo se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 6.10. Número de micropilotes calculado para el sostenimiento en el frente ($a=0$)

c ton/m ²	phi °	Método de análisis	FS deseado	Carga aportada por el SEF ton	No MP necesario mínimo (caso 1)	No MP necesario máximo (casos 2 y 3)
0	30	MSET	1	654.83	31	94
0	30	MSET	1.2	869.80	42	124
0	30	MSET	1.4	1084.77	51	156
0	20	MSET	1	776.19	45	134
0	20	MSET	1.2	991.08	52	172
0	20	MSET	1.4	1206.05	75	210
1	30	MSET	1	404.23	20	58
1	30	MSET	1.2	619.19	30	88
1	30	MSET	1.4	834.16	40	120
1	20	MSET	1	515.68	30	90
1	20	MSET	1.2	730.64	42	128
1	20	MSET	1.4	945.61	55	165
2	30	MSET	1	-	0	0
2	30	MSET	1.2	212.43	10	30
2	30	MSET	1.4	427.39	20	60
2	20	MSET	1	203.88	12	36
2	20	MSET	1.2	418.84	24	74
2	20	MSET	1.4	633.81	36	110
0	30	HORN	1	125.41	6	18
0	30	HORN	1.2	184.76	9	27
0	30	HORN	1.4	244.10	12	35
0	20	HORN	1	216.50	13	38
0	20	HORN	1.2	284.58	18	50
0	20	HORN	1.4	352.66	20	60
1	30	HORN	1	-	0	0
1	30	HORN	1.2	6.09	1	1
1	30	HORN	1.4	65.44	3	9
1	20	HORN	1	22.19	2	4
1	20	HORN	1.2	90.27	5	16
1	20	HORN	1.4	158.35	10	28
2	30	HORN	1	-	0	0
2	30	HORN	1.2	-	0	0
2	30	HORN	1.4	-	0	0
2	20	HORN	1	-	0	0
2	20	HORN	1.2	-	0	0
2	20	HORN	1.4	-	0	0

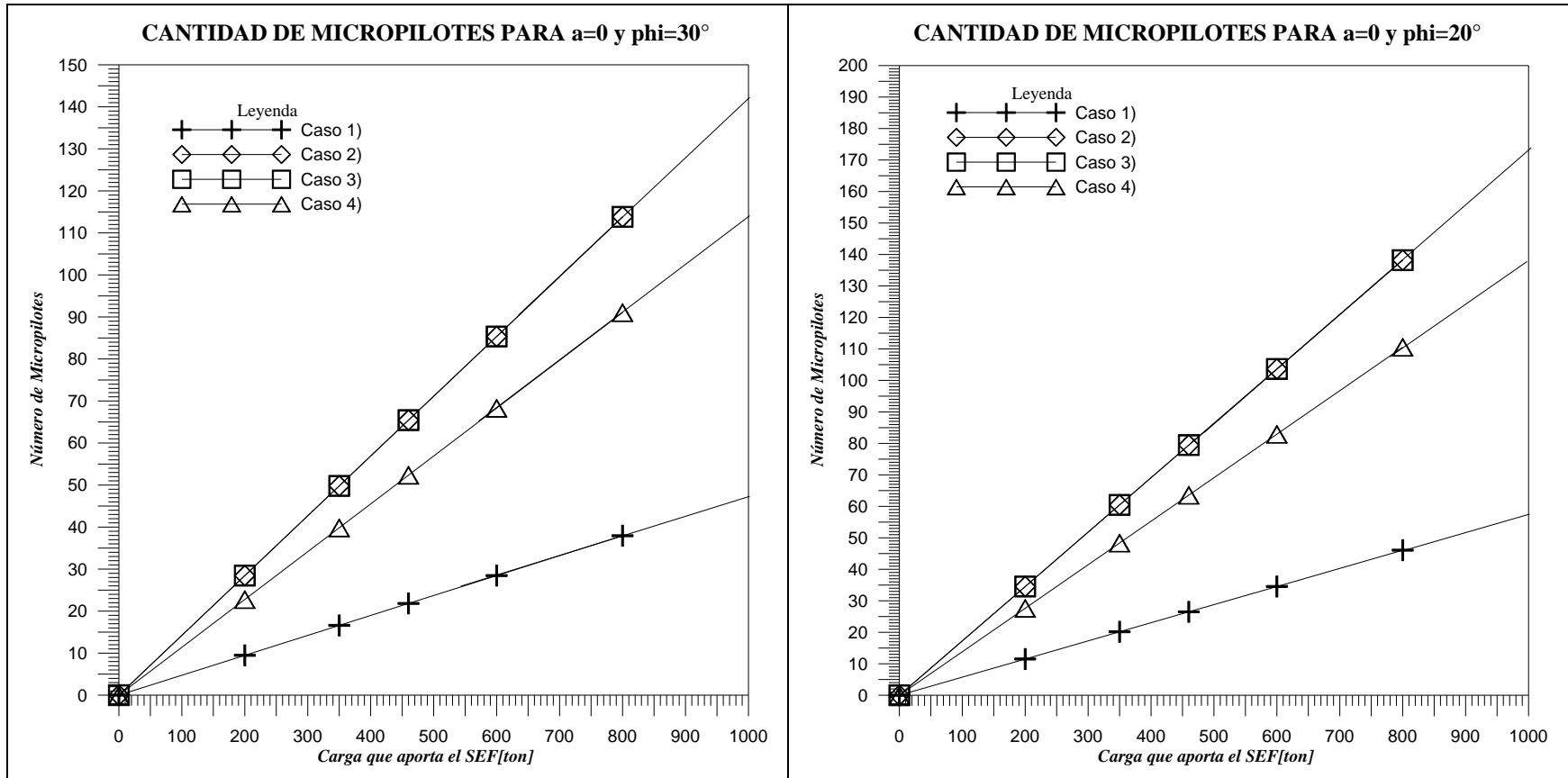


Figura 6.34. Micropilotes vs carga para $\phi=30^\circ$ (izquierda) y para $\phi=20^\circ$ (derecha) de los cuatro casos de simplificación de la viga

6.5.4. Comparación de los FS con micropilotes

Existe un gran número de maneras en las que se pueden comparar ambos métodos pero se determinó que la forma más eficiente era determinando un número y tipo de micropilotes con los cuales se calcularía el factor de seguridad mediante los métodos analíticos y el modelo numérico.

Las siguientes consideraciones generales de diseño están tomadas de Sánchez (2014):

- En excavaciones en túnel bajo paraguas de micropilotes podrán utilizarse disposiciones en sección transversal como las que se muestran en la Figura 2.6.
- La longitud de los micropilotes, en general, no será superior a los 25 m ($L \leq 25m$), con inclinaciones respecto a la horizontal inferiores o iguales a los 15° ($i \leq 15^\circ$).
- El traslape entre micropilotes de dos avances sucesivos estará en función de la longitud de avance, de las características del terreno y de la configuración geométrica del emplazamiento, pero en ningún caso deberá ser inferior a 3 m ($L \geq 3 m$).
- La separación entre micropilotes en una misma sección transversal deberá ser de entre 0.30 y 0.60 m medidos a ejes ($0.30 \leq s_i \leq 0.60 m$).
- La separación entre micropilotes en una misma sección transversal y la armadura tubular a disponer pueden calcularse, en ausencia de datos más específicos y a efectos de prediseño, considerando los micropilotes como vigas sometidas al peso de las tierras que soportan y aplicando los principios de la resistencia de materiales con las observaciones que a más adelante se describen.

El número de micropilotes que se utilizó es 36 y la razón es que corresponde a una separación comúnmente utilizada de 40 cm entre ellos. Con el modelo numérico se deseaba conocer los elementos mecánicos que se presentarían.

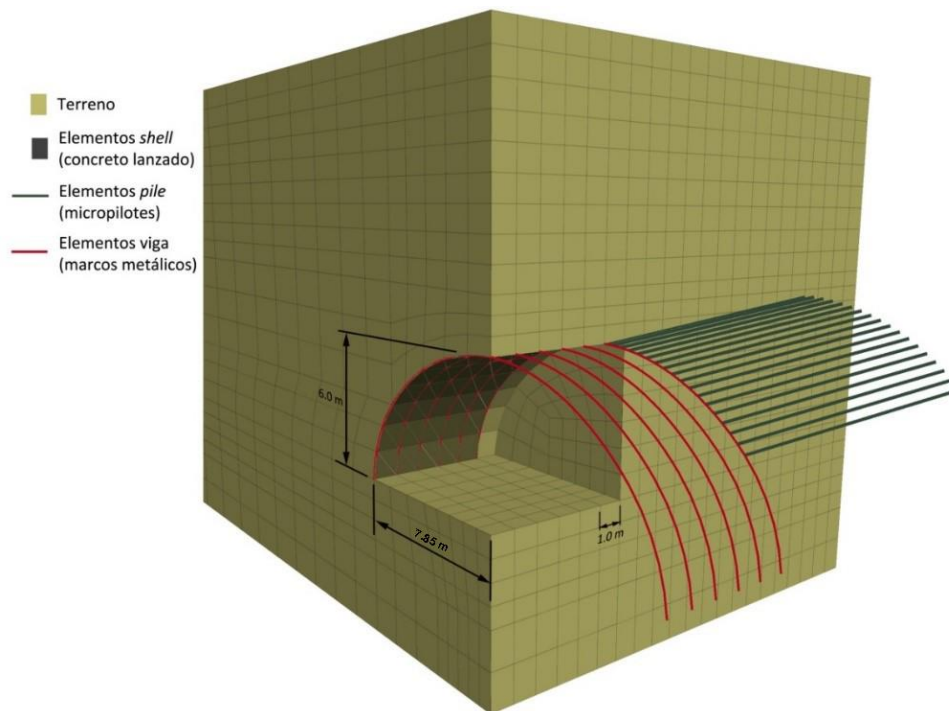


Figura 6.35. Modelo 3D del túnel con micropilotes

El procedimiento de excavación del modelo 3D en FLAC ilustrado en la Figura 6.35 se llevó a cabo de la siguiente manera: en primer lugar se excavaron 20 m de túnel y se colocó el sostenimiento hasta el frente (esta posición del frente se consideró como 0 m para las gráficas siguientes) y se reinicializaron los desplazamientos a cero, a partir de este punto se colocaron los micropilotes en contacto con el marco que estaba en el frente y son cargados por el terreno.

Se realizaron etapas constructivas con avances de 1 m cada una registrando los desplazamientos y elementos mecánicos en cada micropilote hasta alcanzar los 30 m dentro de la malla (posición del frente a 10 m para las gráficas siguientes).

Los micropilotes se modelaron con elementos tipo pile y los parámetros calculados e introducidos al modelo se presentan en el anexo A.2 y son los siguientes:

Parámetros del micropilote		
Elemento estructural	Pile	
Separación	0.4	m
Perímetro	0.32	m
Módulo de Young	2.1e11	N/m ²
Módulo de Poisson	0.2	
Área de sección transversal	2.65E-03	m ²
Momento de inercia con respecto al eje y	2.61E-06	m ⁴
Momento de inercia con respecto al eje z	2.61E-06	m ⁴
Momento de inercia polar	5.220E-06	m ⁴
Momento de plastificación	34520	N-m
Ángulo de fricción del resorte de acoplamiento en dirección normal	37	°
Ángulo de fricción del resorte de acoplamiento en dirección al corte	37	°
Cohesión del resorte de acoplamiento en dirección normal, por unidad de longitud	5E6	N/m
Cohesión del resorte de acoplamiento en dirección al corte, por unidad de longitud	5E6	N/m
Rigidez del resorte de acoplamiento en dirección al corte, por unidad de longitud	1.00e11	N/m ²
Rigidez del resorte de acoplamiento en dirección normal, por unidad de longitud	1.00e11	N/m ²

Los factores de seguridad del modelo con paraguas se obtuvieron para diversas combinaciones y se compararon con los resultados de los modelos analíticos mientras que los elementos mecánicos sirvieron para hacer una comparación con el modelo de resortes como se observa más adelante.

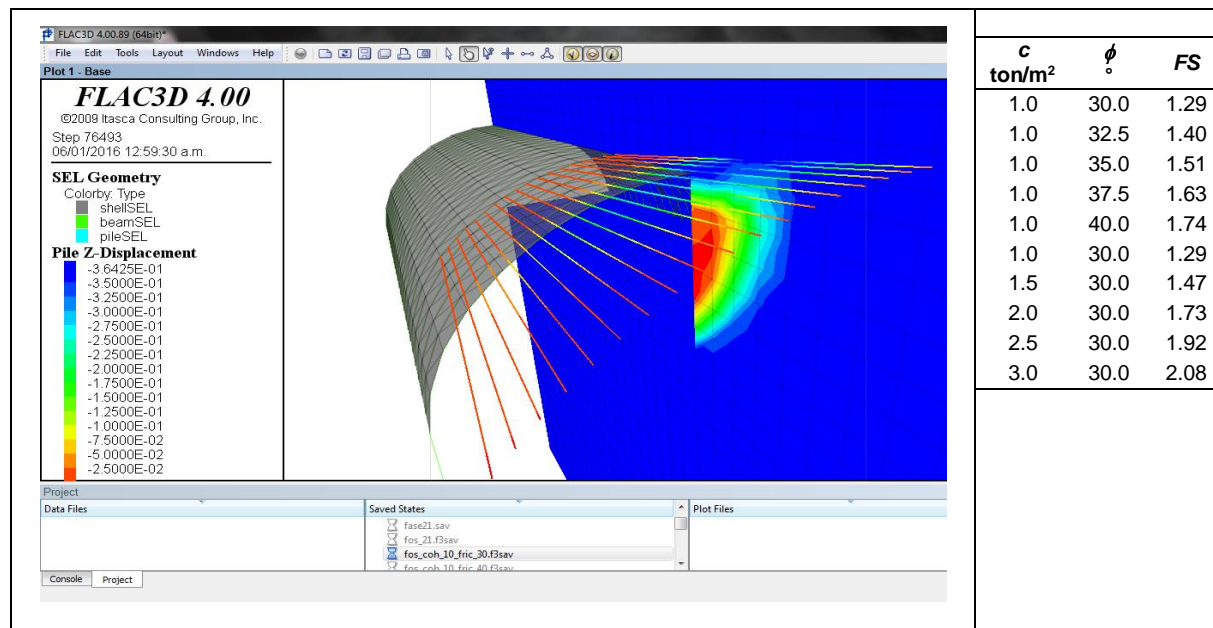


Figura 6.36. Resultados del FS para distintos c y phi con SEF a=0

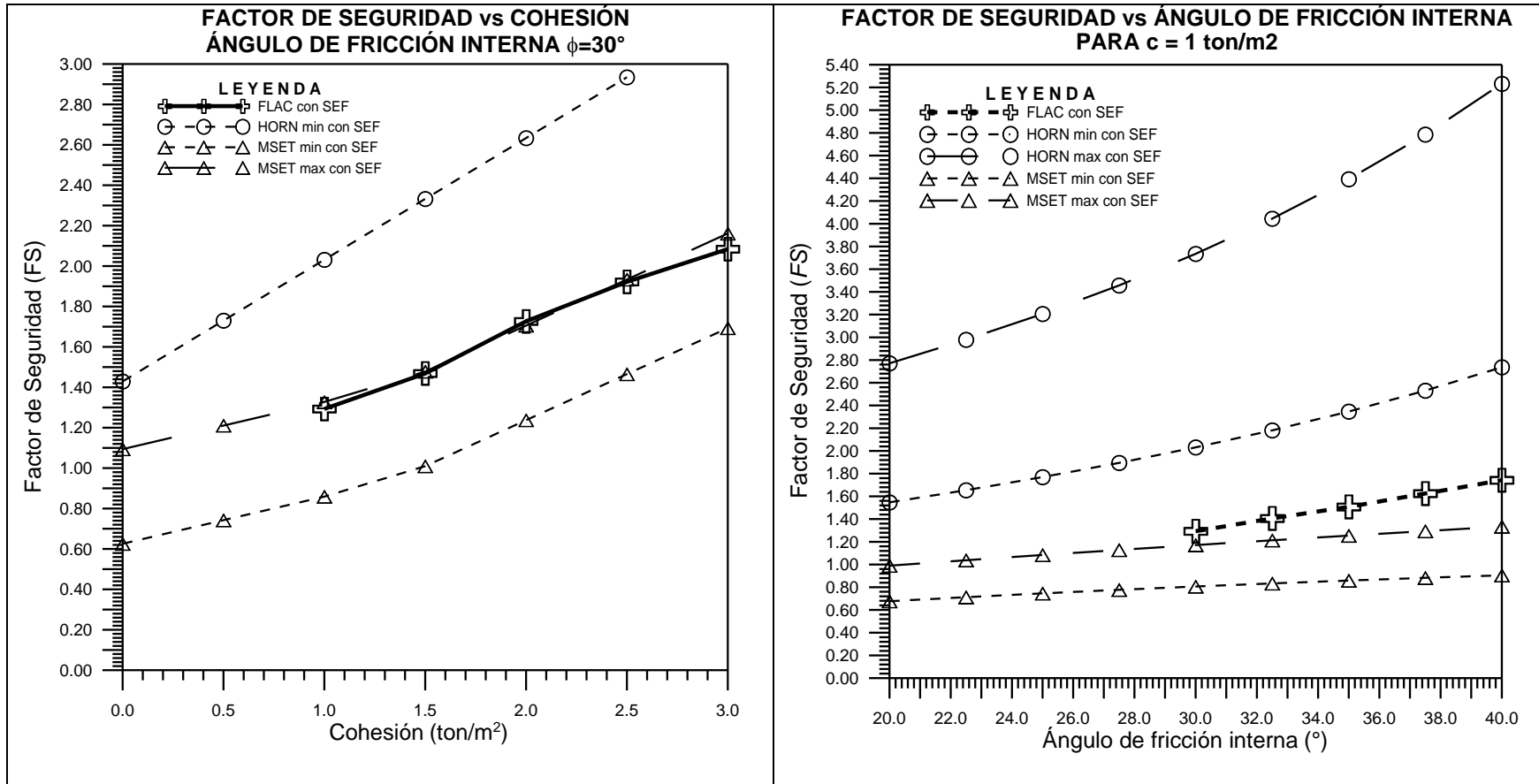


Figura 6.37. Factores de seguridad para $a=0$ con SEF

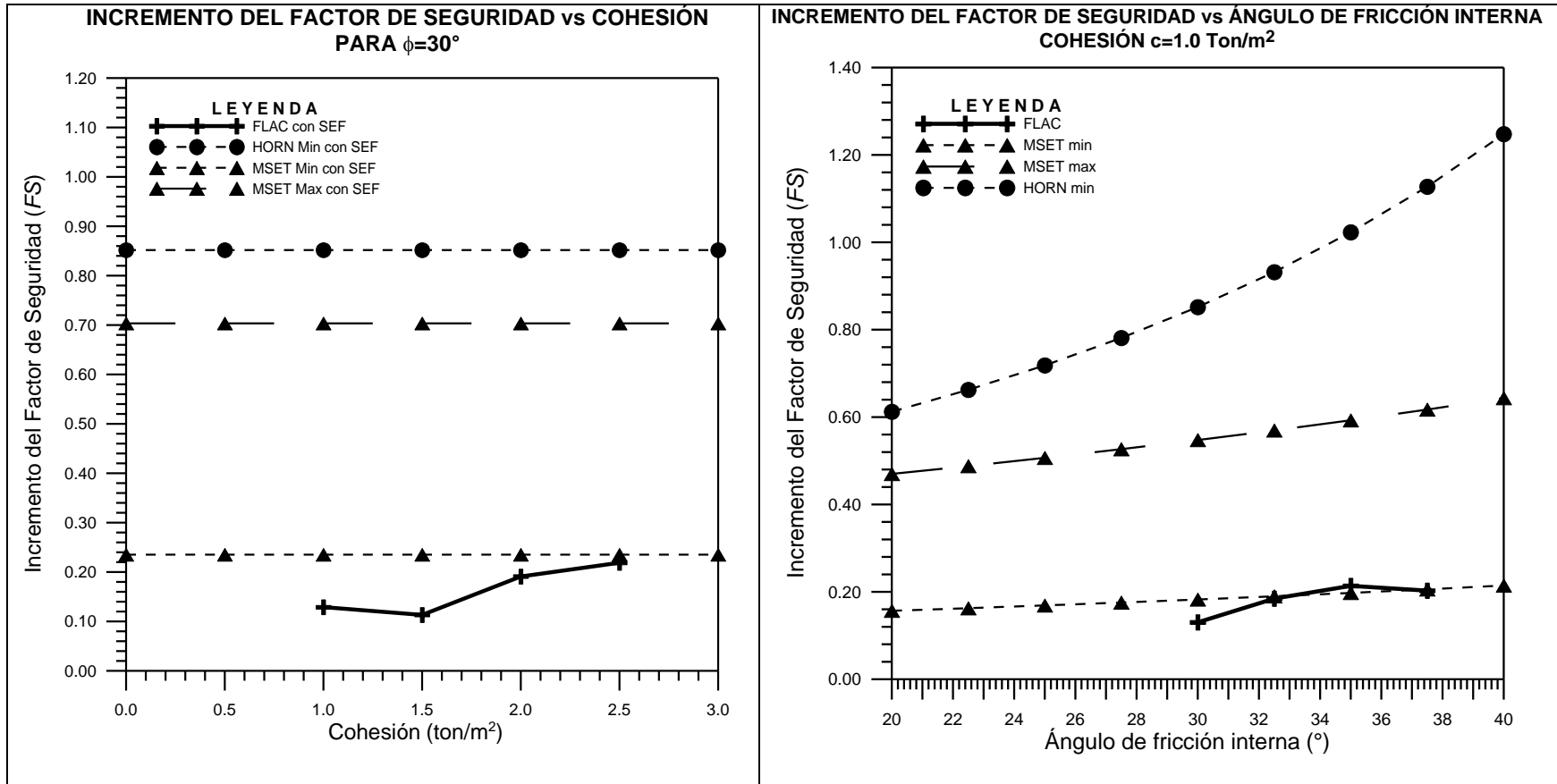


Figura 6.38. Incremento en el FS para $a=0$ por el SEF

En seguida, se compararon los resultados de FLAC y PLAXIS contra los resultados de las simplificaciones para conocer cuál de las hipótesis de simplificación estructural se adapta mejor al comportamiento observado en los métodos numéricos, con el objetivo de que al final del presente análisis se señale una simplificación estructural única para el diseño de los micropilotes

En primer lugar se observa que los resultados que se acercan más a los calculados con el modelo 3D de FLAC, son aquellos que calcularon una aportación menor, es decir, los que calcularon una menor carga a soportar que corresponden al caso 2 y 3 (simplemente apoyada y fija en un extremo y empotrada en el otro, respectivamente). Y por lo anterior se recomienda colocar el número máximo de micropilotes que se calculó con los casos 2 y 3 para alcanzar el factor de seguridad deseado.

Es importante remarcar que aunque en el método analítico se calculó la máxima carga que pueden soportar los micropilotes, lo más probable es que sean cargados por el terreno sin acercarse siquiera a la falla local. Sin embargo, para asegurar que no fallen localmente pueden analizarse otros enfoques similares al criterio del Ministerio de Fomento de España.

Las acciones que se calculan dependen totalmente del nivel de seguridad establecido como mínimo aceptable, de modo que si se acepta admitir para los sistemas de presostenimiento un FS ligeramente mayor a la unidad (tal vez hasta 1.2), podría diseñarse un sistema suficientemente adecuado sin poner el riesgo la excavación.

6.6. ANÁLISIS DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS EN LOS MICROPILOTES

El objetivo de esta sección es demostrar que, aunque en el procedimiento de diseño con métodos analíticos se supone que el micropilote falla, los elementos estructurales que se presentarán en el micropilote no ocasionan una falla local; para ello se analizan los resultados de modelos numéricos. Los modelos numéricos desarrollados en FLAC y PLAXIS (modelo de resortes) permitieron calcular los elementos mecánicos presentes en los micropilotes en cada fase del proceso excavación, simuladas mediante etapas de cálculo.

El modelo de resortes desarrollado en PLAXIS de la forma descrita en el inciso 6.4.3 arrojó los elementos mecánicos que pueden estar presentes en el micropilote a lo largo del proceso de excavación al considerar los efectos que produce cada actividad con etapas de cálculo que busca reproducir con mayor fidelidad el avance, tanto de la excavación como de la carga que soportan los micropilotes.

El modelo tridimensional elaborado en FLAC3D también considera el procedimiento constructivo en avances continuos de 1 m sin sostenimiento pero la carga del terreno sobre los micropilotes es impuesta por la movilización que calcula el modelo numérico.

La comparación del momento flexionante y fuerza cortante calculados con el modelo 3D muestra que su comportamiento es totalmente dependiente de la posición del frente como puede observarse en la Figura 6.39 y Figura 6.40.

El modelo semianalítico que se desarrolló con PLAXIS calculó momentos flexionantes y fuerzas cortantes máximos y mínimos de valores casi constantes durante todas las etapas de excavación mientras que en el modelo 3D desarrollado en FLAC, los elementos mecánicos se incrementan a medida que se realizan los avances, como se observa en la Figura 6.41 y Figura 6.42.

A pesar de que los elementos mecánicos en los primeros metros del micropilote son diferentes con ambos métodos, los máximos calculados de la fuerza cortante y momento flexionante que corresponden a los últimos metros del micropilote y que además son los que se requieren para el diseño estructural, son prácticamente iguales.

Los elementos mecánicos en el micropilote obtenidos mediante ambos modelos son mucho menores que los resistentes calculados con la propuesta de esta tesis, que son: $M_D=3.04 \text{ ton-m}$ y $V_D=33.6 \text{ ton}$ y también menores que la norma europea como puede verse en la Figura 6.23. Lo anterior significa que no fallarán localmente.

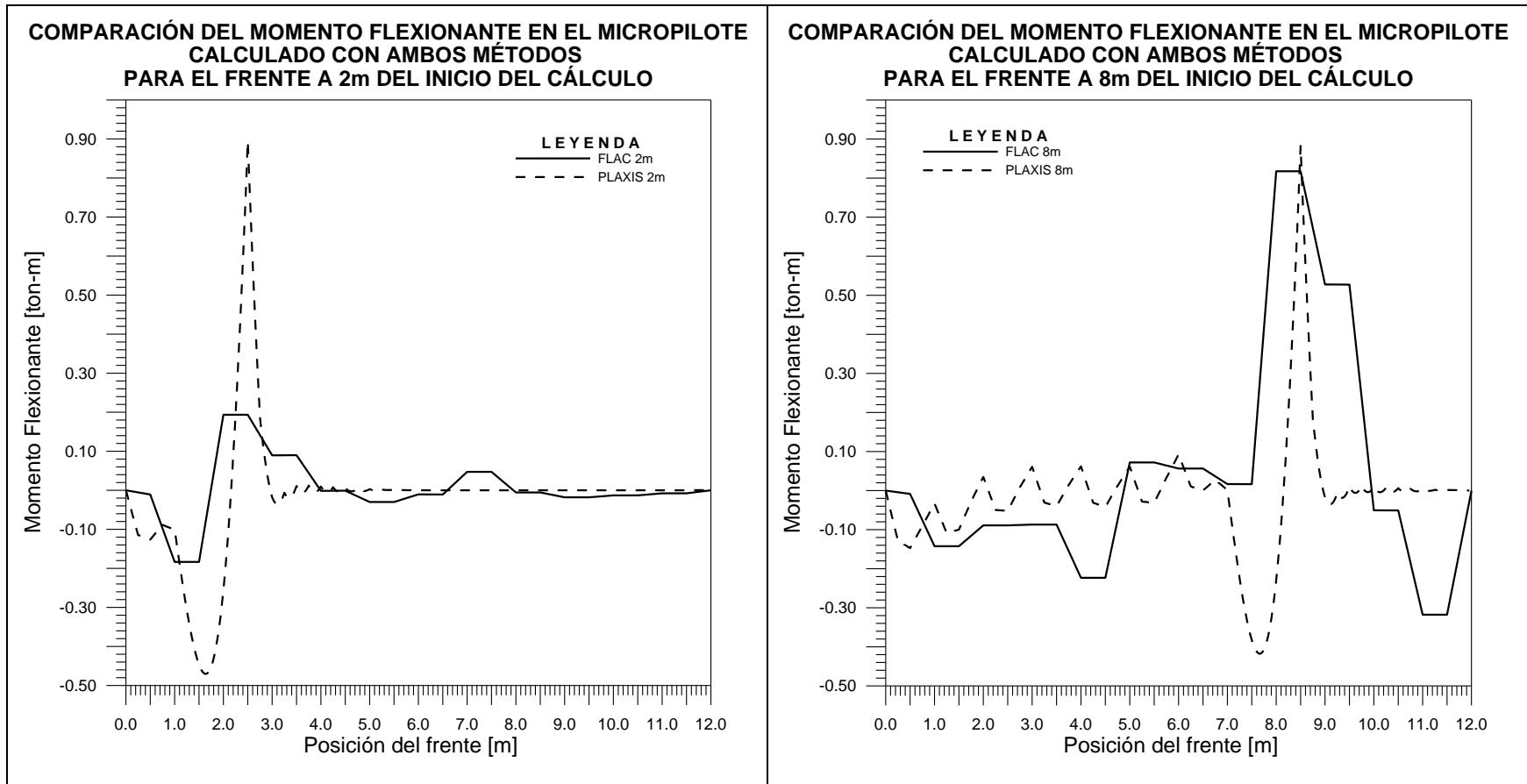


Figura 6.39. Momento flexionante generado en el micropilote con ambos métodos numéricos.

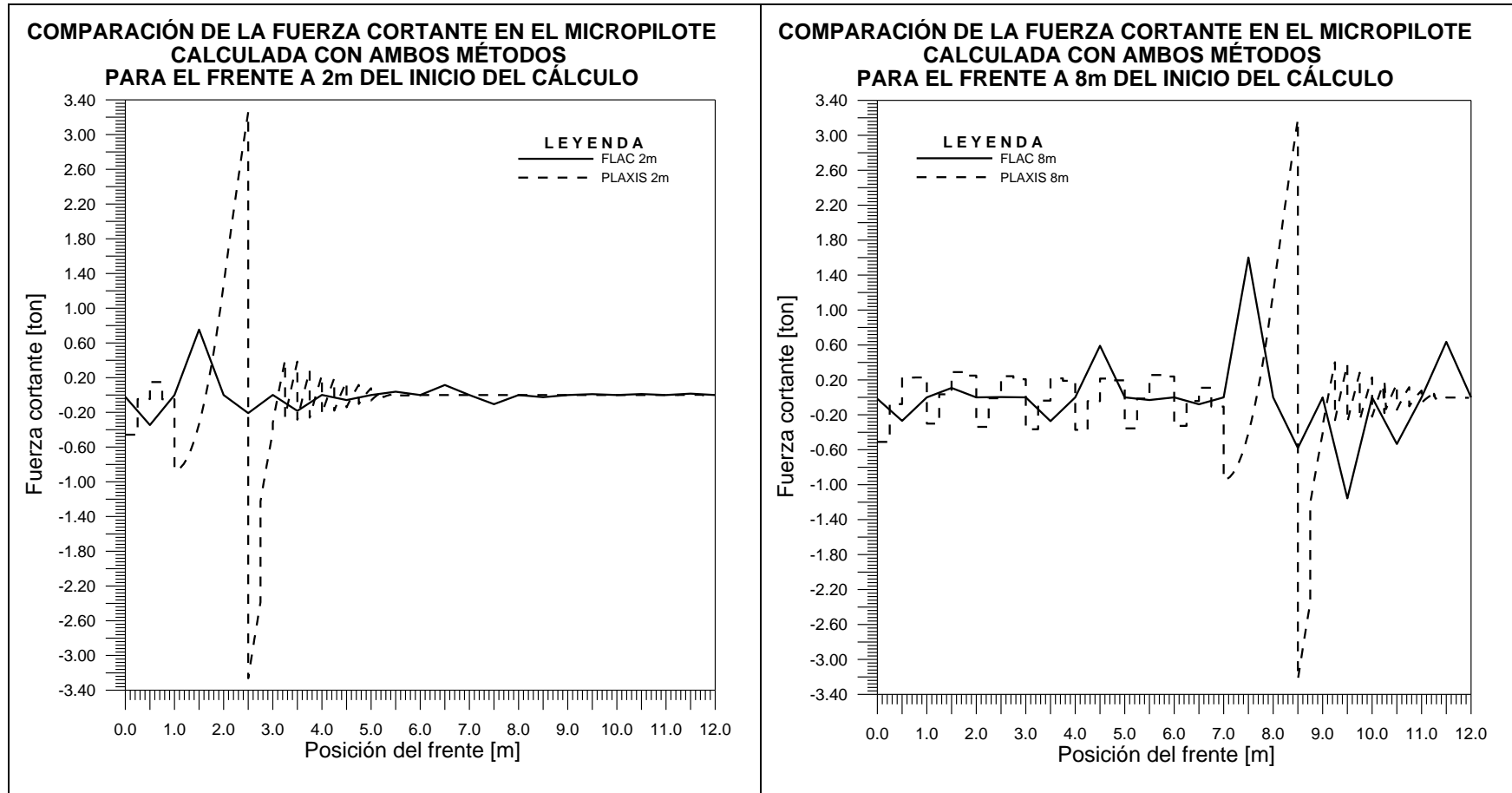


Figura 6.40. Fuerza cortante generada en el micropilote con ambos métodos numéricos.

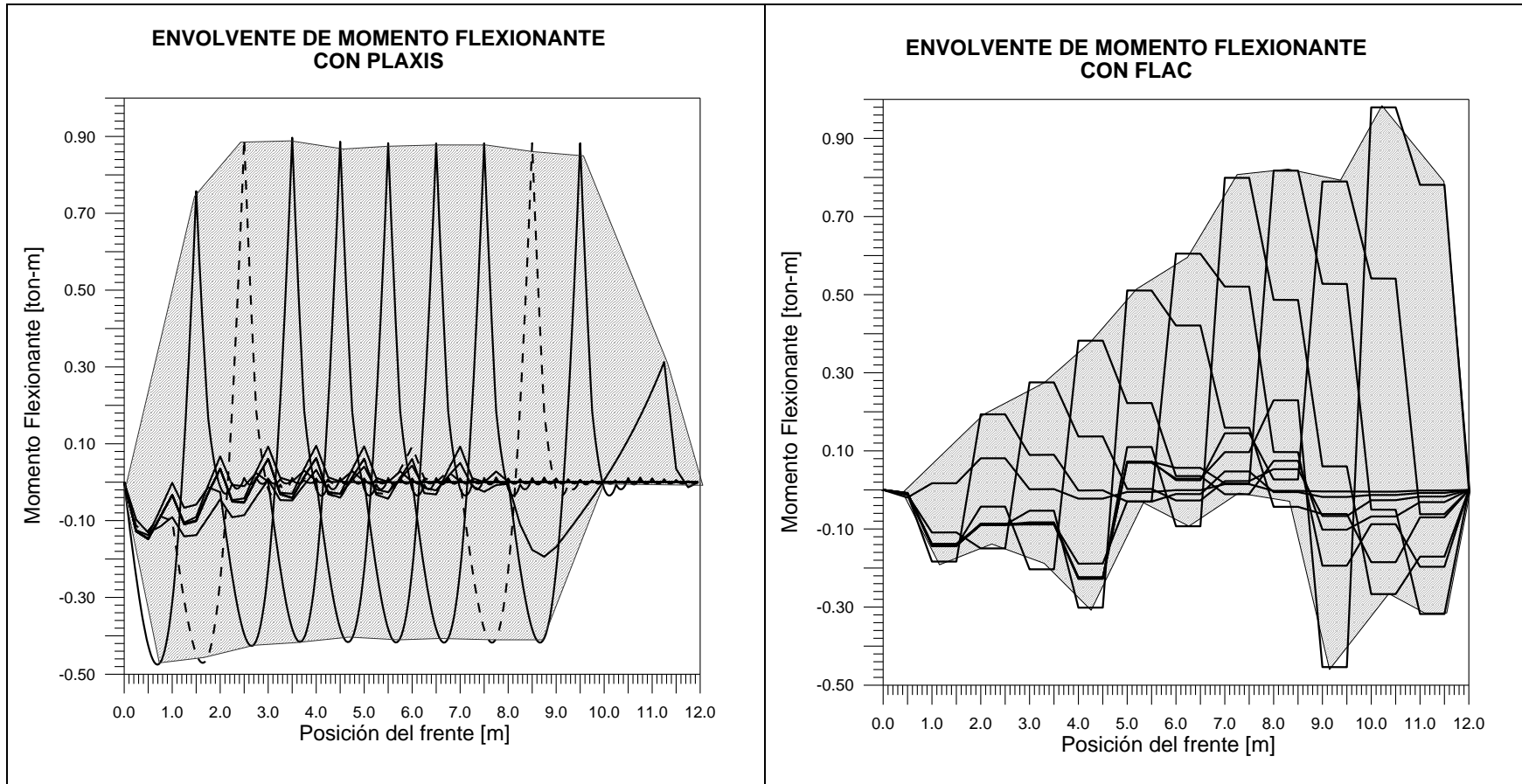


Figura 6.41. Envolturas de momento flexionante calculado con ambos métodos numéricos en el micropilote

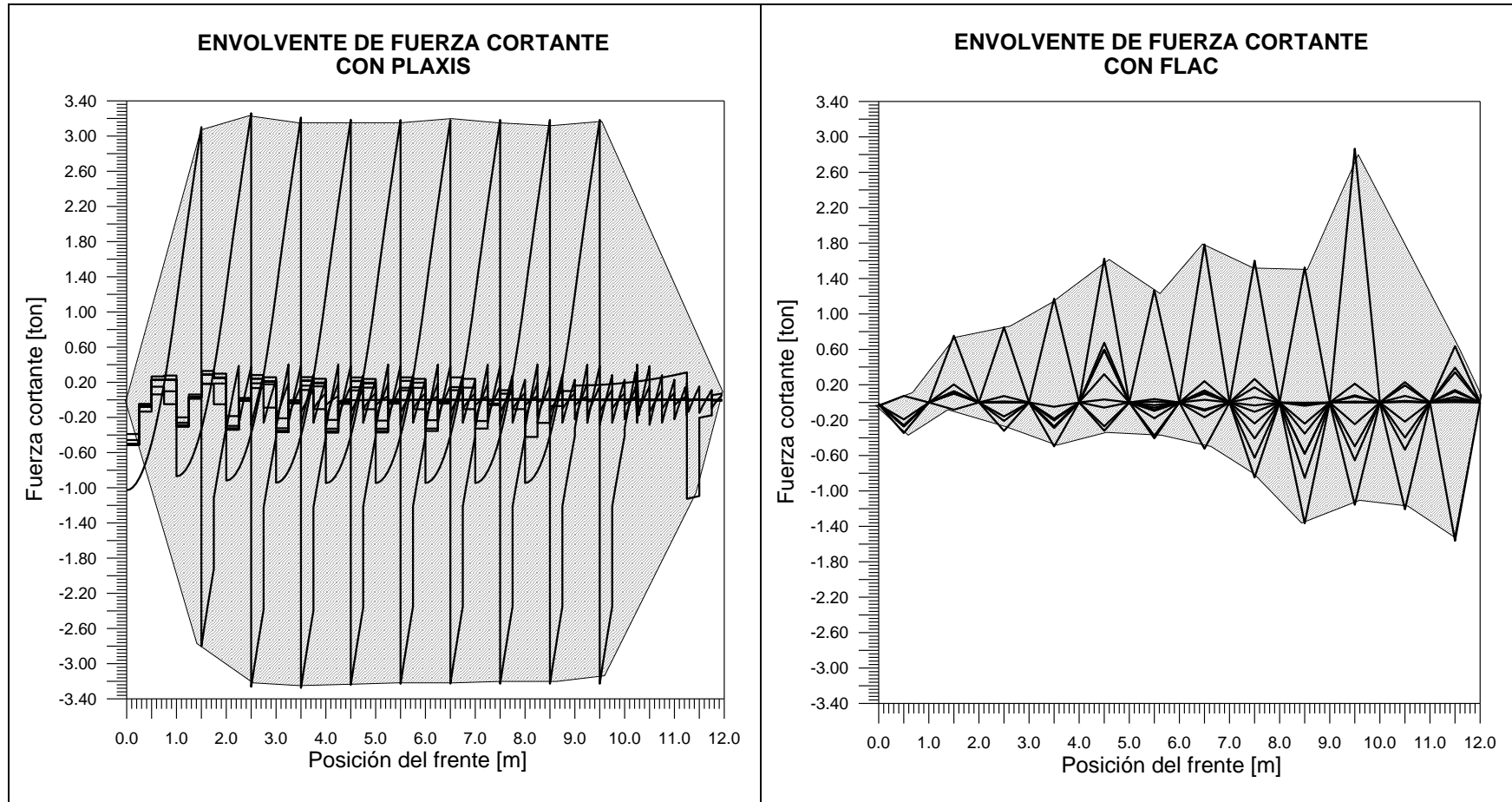


Figura 6.42. Envolvente de la fuerza cortante calculada con ambos métodos numéricos en el micropilote

6.7. ESTABLECIMIENTO FORMAL DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DEL SEF

Las cuatro propuestas de simplificación estructural tienen como fundamento la incertidumbre de la respuesta del micropilote bajo las cargas que tienen que soportar, cuando se instalan en el frente de un túnel. El modelo tridimensional con micropilotes se elaboró con el objetivo de conocer la magnitud y distribución de los elementos estructurales en los tubos.

A reserva de analizar más resultados y tomando el presente análisis únicamente como un método rápido de diseño que posee limitaciones y que por ahora no pretende sustituir a la construcción de un modelo tridimensional, se establece la siguiente metodología de diseño que surgió de la comparación de resultados. De esta forma, el procedimiento resultado de los análisis en esta tesis se establece formalmente en la Figura 6.44.

La simplificación estructural que más se asemeja tanto en comportamiento como en el factor de seguridad, es la de la Figura 5.3 y corresponde a una viga con un soporte fijo articulado en un extremo y un empotramiento en el otro:

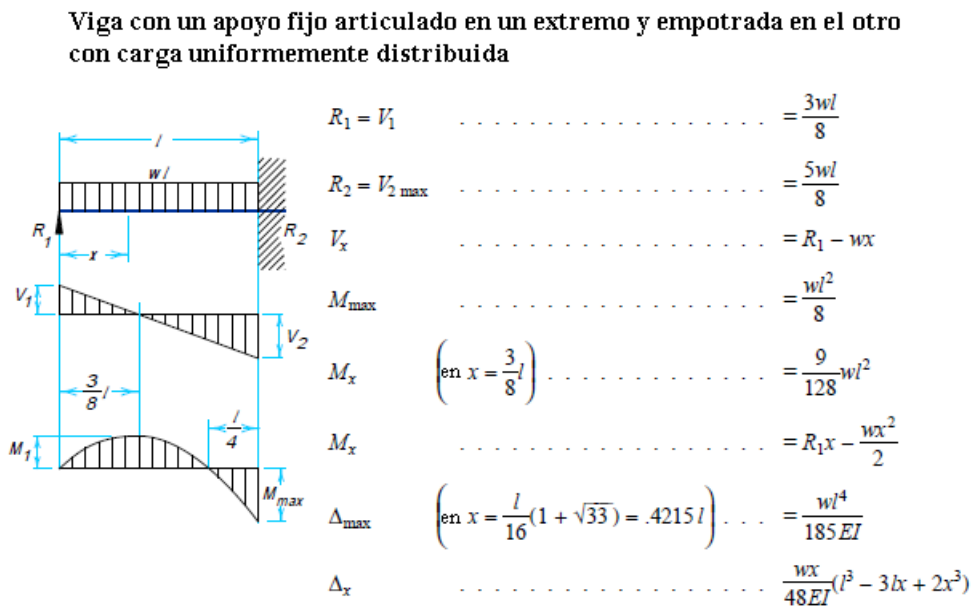


Figura 6.43. Simplificación estructural para diseño del SEF tomada de AISC (1994)

Procedimiento de diseño de los Sistemas de Enfilaje Frontal (SEF) para Túneles

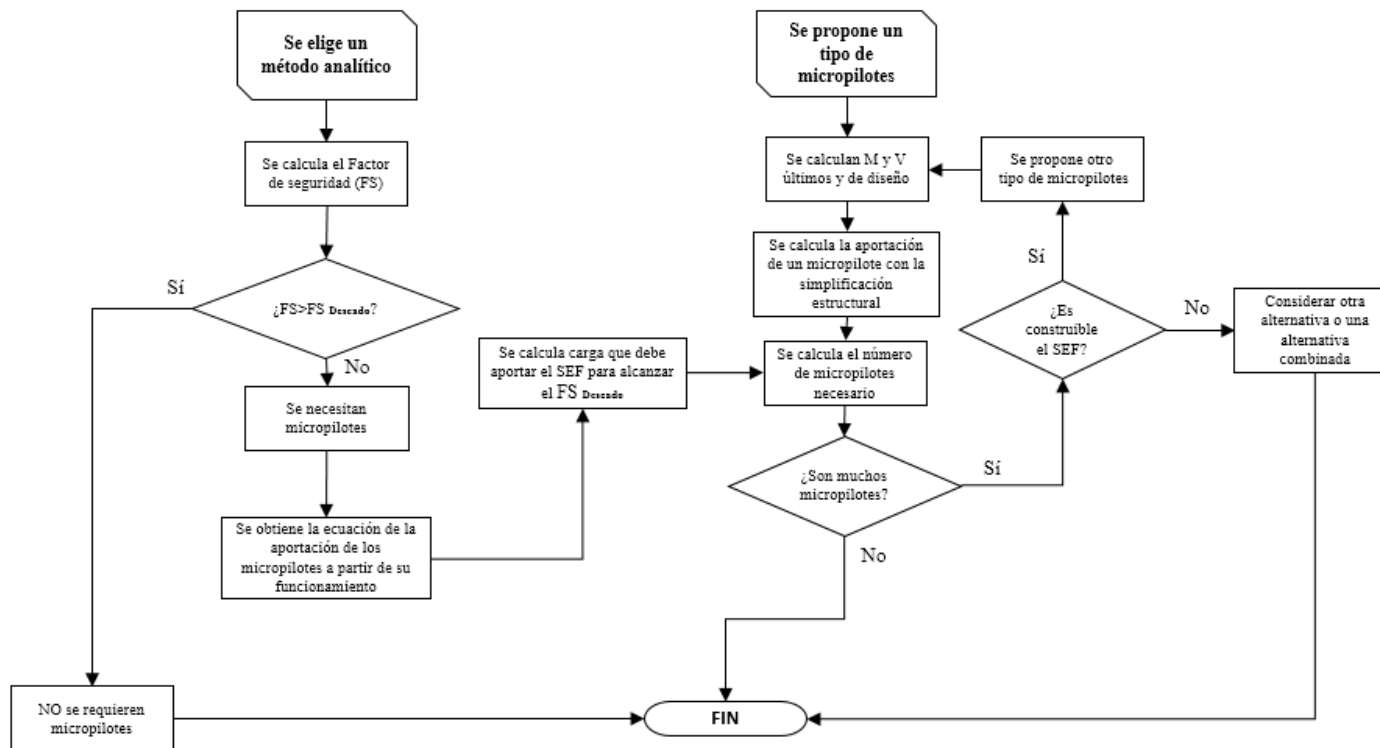


Figura 6.44. Procedimiento de diseño de los SEF

(PÁGINA INTENCIONALMENTE DEJADA EN BLANCO)

CONCLUSIONES

Con el análisis del frente sin Sistema de Enfilaje Frontal (SEF) y con él, más la comparación de resultados; se comprobó que el procedimiento presentado en esta tesis (Figura 6.44), permite diseñar sistemas de enfilaje frontal a partir de las cargas que se calculan con métodos analíticos, lo cual representa una herramienta rápida ante el riesgo de falla en el frente.

No debe olvidarse que la confiabilidad del procedimiento es totalmente dependiente del método analítico elegido para el cálculo de la estabilidad en el frente. Por tal motivo, las investigaciones que surjan a partir de esta tesis, pueden comparar resultados con otros métodos y tomar en cuenta: una geometría distinta, otra cobertura, diferentes parámetros de resistencia o incluso, cambiar la ley de resistencia de materiales considerada.

El uso de micropilotes parece tener mayor aplicabilidad para suelos granulares con muy poca o nula cohesión o roca extremadamente fracturada, cuando el factor de seguridad calculado sea muy cercano al deseado, ya que la aportación de un sistema de enfilaje frontal a la estabilidad es relativamente baja; en esta tesis se ha calculado que el SEF difícilmente incrementa más de un 0.5 al Factor de Seguridad (FS).

Aunque es pequeña la aportación del SEF al FS, tal incremento puede ser suficiente para hacer la diferencia entre perder el frente o no, cuando se avanza en terrenos muy fracturados o cuando se tiene que parar el frente de excavación por alguna circunstancia. Por otro lado, en casos donde se requiera un mayor incremento al FS, será necesario considerar una combinación de sistemas de presostenimiento o incluso mejorar el terreno a excavar.

Es importante discutir y establecer hasta qué nivel de seguridad (ya sea factor de seguridad, LRFD o probabilidad de rotura) es recomendable asumir cuando se requiere usar un método de presostenimiento (en algunas ocasiones no contribuyen a la estabilidad ni siquiera a corto plazo y se eliminan con la excavación). Por tal motivo, debe evitarse la utilización de hipótesis de cálculo demasiado conservadoras; de hacer caso omiso a esta recomendación, los cálculos arrojarán sistemas que son prácticamente imposibles de implementar y no corresponden con las solicitudes a las que estarán impuestos.

BIBLIOGRAFÍA

- AISC. (1994). *LRFD Vol. I Structural Members, Specifications & Codes*. EUA.
- Aksoy , C. O., & Onargan, T. (2010). The role of umbrella arch and face bolt as deformation preventing support system in preventing building damages. *in Tunnelling and underground space technology* 25, pp. 553-559.
- ANSI/AISC . (2010). *360-10 Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION.
- Arnaiz, M. (2003). *Sobre la inestabilidad de terrenos arenosos en túneles de Madrid perforados con tuneladora. Tesis Doctoral*. Universidad Politécnica de Madrid.
- Barla, G. (n.d.). *www.tunnel.ethz.ch*. Retrieved from http://www.tunnel.ethz.ch/events/barla_1
- Bauman , T., Sternath, R., & Schwarz, J. (1997). Face stability of tunnels in soft rock-Posibilities for the computational analysis. *Proc. 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng. Vol. 3*, (pp. 1389-1392). Hamburg.
- Broere, W. (2001). *Tunnel Face Stability & New CPT Applications*. Amsterdam: DUP Science.
- Broms, B., & Bennemark, H. (1967). Stability of clay at vertical openings. *Proceedings of the ASCE* (pp. 71-95). Journal of the Soil Mechanics an Foundations Division.
- Chambon, P., & Corté, J. (1994). Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face. *Journal of Geotechnical Engineering Vol. 120, No. 7*.
- Coulter, S., & Martin, D. (2004). Ground Deformations Above a Large Shallow Tunnel Excavated Using Jet Grouting. *EUROROCK 2004 and 53rd Geomechanics Colloquy* (pp. 155-160). www.rocscience.com. Retrieved from www.rocscience.com.
- Dolsak, W., & Gonzalez, J. (2014, April 9). *Modern pre-support methods in conventional tunneling. Presentación*. México: Dywidag Systems International (DSI).
- Gilbert, D., Mirza, A., Li, X., Rasekh, H., & Aziz, N. (2015). Stregth Properties of Fibre Glass Dowels Used for Strata Reinforcement in Coal Mines. *15th Coal Operators' Conference, University of Wollong* (pp. 365-375). The Australasian Institute of Mining and Metallurgy and Mine Managers Association of Australia.
- Hibbeler, R. C. (2011). *Mecánica de materiales, 8a. ed.* Prentice Hall.
- Hoek, E. (2001, Septiembre). Big tunnels in bad rock (2000 Terzaghi lecture). *ASCE Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering, No.9 Septiembre* , 726-740.
- HSE. (1996). *Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) Tunnels*. Londres: HSE.
- ITASCA. (2009). *FLAC3D Version 4.0 Reference Manual: Structural Elements*. Mimeapolis, Minnesota USA.
- ITASCA, C. G. (2010). Manual del programa FLAC3D versión 4.0.

- Jaeger, J., & Cook, N. (1971). *Fundamentals of Rock Mechanics*. London: Chapman & Hall.
- Janin, J. P. (2012). *Tunnels en milieu urbain: Prévisions des tassements avec prise en compte des présoutènements (reinforce du front de taille et voûte-parapluie)*. PhD. Institut national des sciences appliquées de Lyon.
- Kirsch, A. (2009). *On the face stability of shallow tunnels in sand. Advances in Geotechnical Engineering and Tunneling*. Berlin: Logos Verlag Berlin GmbH.
- Kirsch, E. G. (1898). Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. *Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure Vol. 42*, 797-807.
- Leca, E., & Dormieux, L. (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Geotechnique 40, No. 4*, pp. 581-606.
- Meli, R. (1985). *Diseño Estructural*. México, D.F.: Editorial Limusa.
- Melis, M. (Diciembre de 2004). El colapso del túnel ferroviario por inestabilidad del frente en suelos y rocas blandas o muy diaclasadas. *Ciencia y Técnica de la Ingeniería Civil*, págs. 33-64.
- Melis, M. (2005). El colapso del túnel ferroviario por inestabilidad del frente en suelos y rocas blandas muy diaclasadas (segunda parte). *Ciencia y Técnica de la Ingeniería Civil*, 7-24.
- Ministerio de Fomento . (2005). *Guia para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*.
- Monnet, A., & Jahangir, E. (2014). Preliminar 3D Modelling of Structural behaviour of Face Bolting and Umbrella Arch in Tunneling. *Plaxis Bulletin: Autumn issue*, pp. 16-21.
- Oke, J., Vlachopoulos, N., & Diederichs, M. S. (2014). Numerical analyses in the design of umbrella arch systems. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 6*, 546-564.
- Oreste, P. (2011). The stability of the excavation face of shallow civil and mining tunnels. *Acta Geotécnica Slovenica* , 57-65.
- Oreste, P. (2011, 2). The stability of the excavation face of shallow civil and mining tunnels. *Acta Geotechnica Slovenica*, pp. 57-65.
- Oreste, P., & Peila, D. (1998). A new theory for steel pipe umbrella design in tunnelling. Rotterdam: Negro Jr & Ferreira.
- Ortuño, L. (2003). *Cálculo de la Estabilidad de Taudes en suelos*. Madrid: INTEVIA.
- Peck, R. (1969). Deep excavation and tunnelling in soft ground. *Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (pp. 225-290). Mexico.
- PLAXIS 2D-Version 8. (2006). *Reference Manual*. Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherlands.
- Polo Narro, J. (2000). *Sondeos, Inyecciones y Trabajos Especiales S.A. (SITE)*. Retrieved from www.site.biz: http://www.site.biz/descargas/Conferencias_pdf/Paraguas.pdf

- Polo Narro, J. (n.d.). Paraguas pesados de micropilotes.
- Potts, D. M., & Zdravković, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering*. Thomas Telford.
- Pruntzopoulos, G. (2011). Tunnel face reinforcement and protection-Optimization using 3D finite element analyses. *21 st. European Young Geotechnical Engineers Conference*, (pp. 435-440). Rotterdam.
- Rico, A., & del Castillo, H. (1977). *La ingeniería de Suelos en la Vías Terrestres Vol II*. México: Limusa Wiley.
- Romana, M. (2000). Uso de las clasificaciones geomecánicas en las boquillas de túneles.
- Sánchez, F. (2014). *Ingeniería de Túneles*. Libro por publicar; registro 03-2015-012110003000-1 SEP-INDAUTOR.
- Semprich, S. (1980). Berechnung der Spannungen und Verformungen im Bereich de Ortsburst von Tunnelbauwerken in Fels. *Report of the Inst. of Geotech. Engng of the RWTH Aachen, Report No. 8*.
- Senís, M., Varona, P., & Velasco, P. (2005). Modelización 2D versus 3D en el análisis de la estabilidad de taludes de emboquilles. Valencia: VI Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables.
- Sloan, S. (2005). Geotechnical stability analysis: New methods for an old problem. *Australian Geomechanics*, pp. 1-28.
- St. John, C. M., & Van Dillen, D. E. (1983). Rockbolts: A New Numerical Representation and Its Application in Tunnel Design. *Rock Mechanics-Theory-Experiment-Practice (Proceedings of the 24th U-S. Symposium on Rock Mechanics)* (pp. 13-26). New York: Association of Engineering Geologists: Texas A&M University.
- Stöckl, C. (2002). *Numerische Berechnung der Tragwirkung von Rohrschirmen mit PFC-2d. Diplomarbeit*. Graz University of Technology, Institute for Rock Mechanics and Tunneling.
- Tamez, E., Rangel, J. L., & Holguín, E. (1997). *Diseño Geotécnico de Túneles*. México D.F.: TGC Geotecnia S.A. de C.V.
- Terzaghi, K. (1946). Rock Defects and Loads on Tunnel Supports. *Rock Tunneling with Steel Supports* (pp. 19-99). Youngstown, Ohio: Commercial Shearing Co.
- U.S. Army Corps of Engineers. (1997). *Tunnels and shafts in rock*. Washington, DC.
- UNE-EN 14199. (2006). *Norma - Ejecución de trabajos geotécnicos especiales: Micropilotes*. AENOR.
- Vermeer, P. A., & Ruse, N. (2000). Face stability when tunneling in soil and homogeneous rock. *Proc. Developments in Theoretical Soil Mechanics - The John Booker Memorial Symposium*, (pp. 123-138). Sydney.

- Vermeer, P., Ruse, N., & Marcher, T. (2002). Tunnel Heading Stability in Drained Ground. *FELSBAU 20. No. 6*, pp. 8-18.
- Vlachopoulos, N., & Forbes, B. (2015, Julio-Septiembre). Estrategias de Soporte Temporal para Túneles: Optimización y ensayos. *Obras Subterráneas. AMITOS*, 16-23.
- Volkman, G. M., & Schubert, W. (2007). Geotechnical Model for Pipe Roof Supports in Tunneling. *Proc. of the 33rd ITA-AITES World Tunnel Congress, Underground Space-The 4th Dimension of Metropolises, Vol. 1* (pp. 755-760). London: Taylor & Francis Group.
- Yee, K. (1966). Numerical solution of initial boundary value problems involving Maxwell's equations in isotropic media. *IEEE Trans. Antenna Propagat. vol. AP-14*, 302-307.

(PÁGINA INTENCIONALMENTE DEJADA EN BLANCO)

ANEXOS

A.1. DETERMINACIÓN ANALÍTICA DE ESFUERZOS EN TORNO A UNA CAVIDAD, EXTRACTO DE SÁNCHEZ (2014)

En la primera mitad del siglo XIX la mecánica del medio continuo y la teoría de la elasticidad se desarrollaron dentro de una importante rama de la física matemática (Navier, 1821, 1826; Cauchy, 1822; Poisson, 1828, seguido 50 años más tarde por Saint Venant y Lavy 1870, 1871). Una de las primeras soluciones para obtener la distribución bidimensional de esfuerzos alrededor de una apertura circular dentro de un cuerpo elástico fue publicada por Kirsch en 1898. Las ecuaciones de Kirsch, como hoy en día se conocen fueron derivadas en 1969 por Jaeger y Cook utilizando el método desarrollado por Kolosov (1909) y Muskhelishvili (1963), en el que los desplazamientos y los esfuerzos en términos de dos funciones analíticas de variable compleja.

Estas ecuaciones representan la forma más elemental para representar los estados de esfuerzos en el entorno de un túnel (Figura A.1) y son de una importancia crucial para comprender la esencia del comportamiento del terreno ante la construcción de cavidades subterráneas.

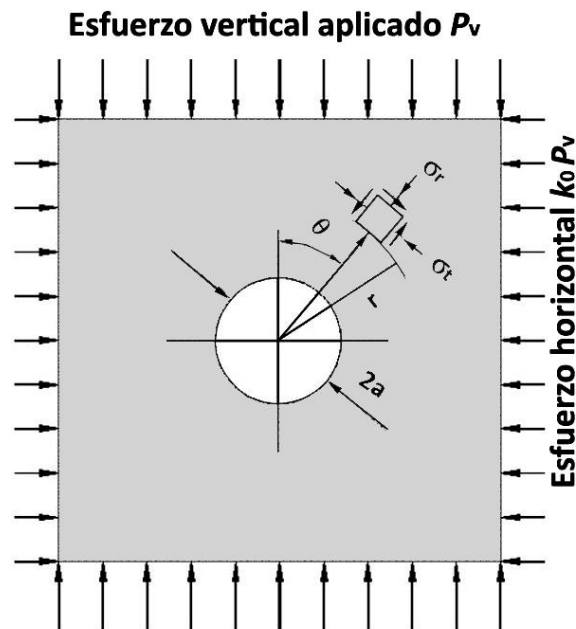


Figura A.1. Esfuerzos alrededor de una cavidad circular en una placa

Los detalles de la derivación de las ecuaciones de Jaeger y Cook salen del alcance de estas notas y para consultarlos el lector puede referirse a la obra original (Jaeger & Cook, 1969). Las componentes de esfuerzo radial y tangencial en el punto (r, θ) del continuo se escriben como:

$$\begin{aligned}\sigma_r^{r,\theta} &= \frac{1}{2} \gamma z \left[(1+k_0) \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) + (1-k_0) \left(1 - 4 \frac{R^2}{r^2} + 3 \frac{R^4}{r^4} \right) \cos(2\theta) \right] \\ \sigma_\theta^{r,\theta} &= \frac{1}{2} \gamma z \left[(1+k_0) \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) - (1-k_0) \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4} \right) \cos(2\theta) \right] \\ \tau_{r\theta}^{r,\theta} &= \frac{1}{2} \gamma z \left[-(1-k_0) \left(1 + 2 \frac{R^2}{r^2} - 3 \frac{R^4}{r^4} \right) \sin(2\theta) \right]\end{aligned}\tag{A.1}$$

donde γz representa el esfuerzo vertical geostático y k_0 es el coeficiente de esfuerzo horizontal inicial.

A partir de estas expresiones pueden calcularse los esfuerzos principales en el plano del papel, en un punto arbitrario (r, θ) del continuo:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta) + \left[\frac{1}{4} (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 \right]^{\frac{1}{2}} \\ \sigma_3 &= \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta) - \left[\frac{1}{4} (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 \right]^{\frac{1}{2}}\end{aligned}\tag{A.2}$$

Y los esfuerzos en el espacio cartesiano x, y :

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{1}{2} \left[(\sigma_r + \sigma_\theta) + (\sigma_\theta - \sigma_r) \cos(2\theta) + 2\tau_{r\theta} \sin(2\theta) \right] \\ \sigma_y &= \frac{1}{2} \left[(\sigma_r + \sigma_\theta) - (\sigma_\theta - \sigma_r) \cos(2\theta) - 2\tau_{r\theta} \sin(2\theta) \right] \\ \tau_{xy} &= \frac{(\sigma_\theta - \sigma_r)}{2} \sin(2\theta) - \tau_{r\theta} \cos(2\theta)\end{aligned}\tag{A.3}$$

Estas ecuaciones son fácilmente programables y representables gráficamente. Los esfuerzos geostáticos (iniciales) vertical y horizontal en cualquier punto (i) del continuo, están representados por:

$$\sigma_z^i = \gamma z_i = p_z; \quad \sigma_h^i = k_0 \times \gamma z_i = p_h\tag{A.4}$$

En la Figura A.2 se muestran los contornos de igual magnitud de esfuerzos principales σ_1 alrededor de una cavidad para una distribución de presiones constante ($p_z=cte.$, $p_h=cte$) y para una distribución variable (σ_z^i, σ_h^i).

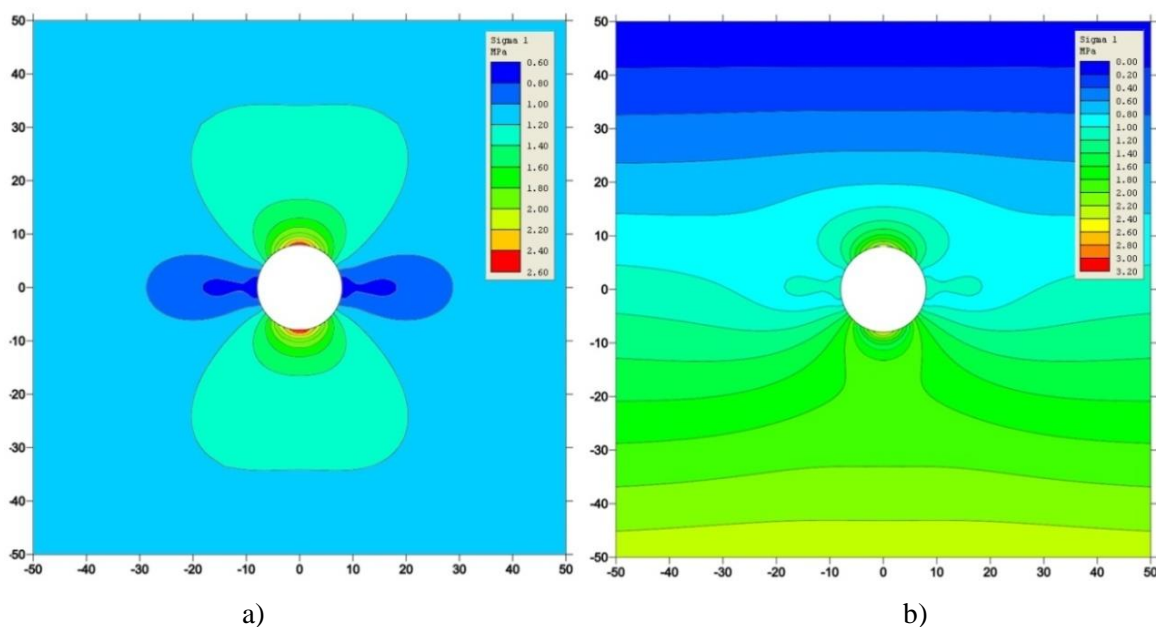


Figura A.2. Distribución de esfuerzos principales entorno a una cavidad circular para: a) presión constante y b) presión variable

A.1.1 Fuerzas de excavación

Las *fuerzas de excavación* son un artificio matemático utilizado comúnmente en programas de elementos finitos y diferencias finitas para activar el proceso de cálculo al retirar una porción de la malla.

En la presente sección, se propone una formulación para controlar el grado de redistribución de esfuerzos en torno a la cavidad circular, a través de la aplicación de una presión interior, no uniforme en el contorno del túnel. La razón de que la presión sea no-uniforme radica en que, si se aplica una presión igual en todos los puntos del contorno (uniforme) es imposible restablecer el estado inicial de esfuerzos, ya que se asume que éste varía con la profundidad. En la Figura A.3 se muestra la distribución de esfuerzos radiales en el contorno del túnel antes de ser excavado. Estos mismos esfuerzos deben ser contrarrestados por una presión interna (P_i) si se desea restablecer el estado inicial, una vez excavado el túnel. Visto de otro modo, si la presión interna se va disminuyendo gradualmente puede controlarse el nivel de redistribución alcanzado en el medio.

Es importante notar que al aplicar la presión interna P_i en el contorno de la excavación deben generarse tanto esfuerzos tangenciales como cortantes, que a su vez serán función de la presión interna y de su posición.

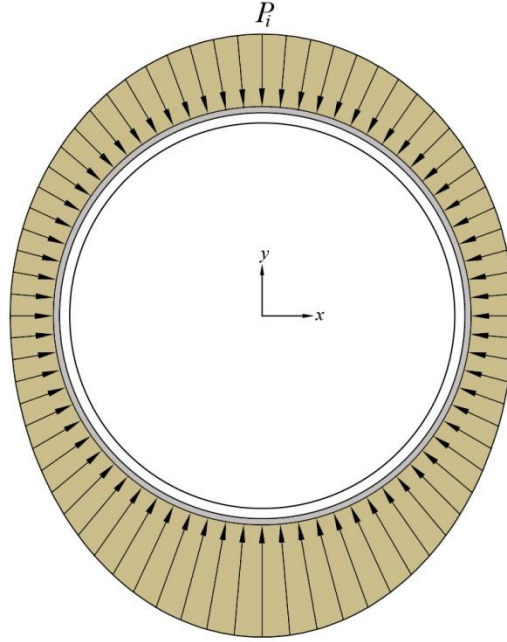


Figura A.3. Distribución de esfuerzos radiales en torno al túnel aun sin excavar σ_R^0

Para encontrar las expresiones que permiten calcular los tres esfuerzos polares $\sigma_r^{r,\theta}$, $\sigma_\theta^{r,\theta}$, $\tau_{r\theta}^{r,\theta}$ en función de la presión aplicada en el interior del túnel (P_i) lo primero que debe hacerse es determinar el estado de esfuerzos original (es decir, el geostático, previo a la excavación del túnel) que existe en el borde del túnel, de acuerdo con el sistema polar definido por (r, θ) . Se trata de los esfuerzos geostáticos, en coordenadas polares, que actúan en la dirección θ y el radio $r=R$: σ_R^0 , σ_θ^0 , $\tau_{R\theta}^0$.

$$\begin{aligned}\sigma_R^0 &= \frac{\sigma_v^{r=R} + \sigma_h^{r=R}}{2} + \frac{\sigma_v^{r=R} - \sigma_h^{r=R}}{2} \cos(2\theta) \\ \sigma_\theta^0 &= \frac{\sigma_v^{r=R} + \sigma_h^{r=R}}{2} - \frac{\sigma_v^{r=R} - \sigma_h^{r=R}}{2} \cos(2\theta) \\ \tau_{R\theta}^0 &= \frac{\sigma_R^0 - \sigma_\theta^0}{2} \tan(2\theta)\end{aligned}\tag{A.5}$$

Las ecuaciones (A.5) pueden expresarse en términos únicamente del esfuerzo vertical inicial en el borde del túnel:

$$\begin{aligned}\sigma_R^0 &= \frac{\sigma_v^{r=R}}{2} [(1+k_0) + (1-k_0) \cos(2\theta)] \\ \sigma_\theta^0 &= \frac{\sigma_v^{r=R}}{2} [(1+k_0) - (1-k_0) \cos(2\theta)] \\ \tau_{R\theta}^0 &= \frac{\sigma_v^{r=R}}{2} (1-k_0) \sin(2\theta)\end{aligned}\tag{A.6}$$

Como ya se anticipó, si en el interior del túnel se introduce una presión radial P_i no uniforme (que varíe de acuerdo con la profundidad), es posible restablecer el estado de esfuerzos geostático original, en el que el esfuerzo principal mayor es $\sigma_1 = \gamma z$ y el menor $\sigma_3 = k_0 \gamma z$.

Si se define la presión interior como $P_i = \sigma_R^0$, entonces, sustituyendo en (A.6) y reordenando, las ecuaciones en el borde de la excavación quedan como:

$$\begin{aligned}\sigma_R^0 &= P_i = \frac{\sigma_v^{r=R}}{2} [(1+k_0) + (1-k_0)\cos(2\theta)] \\ \sigma_\theta^0 &= \frac{1}{2} \gamma z [(1+k_0) - (1-k_0)\cos(2\theta)] - P_i \frac{(1+k_0) - 3(1-k_0)\cos(2\theta)}{(1+k_0) + (1-k_0)\cos(2\theta)} \\ \tau_{R\theta}^0 &= P_i \frac{\sin(2\theta)}{(1+k_0) + (1-k_0)\cos(2\theta)}\end{aligned}\quad (A.7)$$

Estas ecuaciones representan los esfuerzos que es necesario aplicar en el borde del túnel para que no exista ninguna redistribución. Entonces, si se define un factor de aplicación de la carga P_i ($0.0 \leq f_a \leq 1.0$), tal que al afectarla pueda controlarse el nivel de relajamiento del medio ($f_a=0$ =relajamiento total; $f_a=1$ =relajamiento nulo), entonces las ecuaciones (A.7) quedan como:

$$\begin{aligned}\sigma_r^R &= f_a P_i \\ \sigma_\theta^R &= \frac{1}{2} \gamma z [(1+k_0) - (1-k_0)\cos(2\theta)] - f_a P_i \frac{(1+k_0) - 3(1-k_0)\cos(2\theta)}{(1+k_0) + (1-k_0)\cos(2\theta)} \\ \tau_{r\theta}^R &= f_a P_i \frac{\sin(2\theta)}{(1+k_0) + (1-k_0)\cos(2\theta)}\end{aligned}\quad (A.8)$$

donde, de acuerdo con (A.6) y (A.7):

$$P_i = \frac{\sigma_{v_0}^{R,\theta}}{2} [(1+k_0) + (1-k_0)\cos(2\theta)] \quad (A.9)$$

Es una función del esfuerzo vertical inicial en un punto del borde del túnel.

Con las ecuaciones (A.8) uno puede generar una redistribución gradual de los esfuerzos en el contorno del túnel para simular procesos de excavación en los que los elementos del sostenimiento reciben el trabajo del medio a partir de un cierto porcentaje de relajación del terreno.

Para extender las ecuaciones (A.8) al resto del medio continuo es necesario encontrar las expresiones que devuelvan el estado de esfuerzos a su configuración original a través de la presión interna P_i .

En primer lugar se definen tres funciones arbitrarias B , C y D tales que, para el túnel excavado, sean capaces de devolver al medio a su estado original:

$$\begin{aligned}
\sigma_r^{r,\theta} - B &= \frac{\sigma_{v_0}^{r,\theta}}{2} \left[(1+k_0) + (1-k_0)\cos(2\theta) \right] \\
\sigma_\theta^{r,\theta} - C &= \frac{\sigma_{v_0}^{r,\theta}}{2} \left[(1+k_0) - (1-k_0)\cos(2\theta) \right] \\
\tau_{r\theta}^{r,\theta} - D &= \frac{\sigma_{v_0}^{r,\theta}}{2} (1-k_0)\sin(2\theta)
\end{aligned} \tag{A.10}$$

Las expresiones a la derecha de la igualdad son los esfuerzos geostáticos (iniciales) polares en cualquier punto del medio en función únicamente del esfuerzo vertical inicial $\sigma_{v_0}^{r,\theta}$. Luego, sustituyendo (A.1) en (A.10) y resolviendo las ecuaciones se obtiene:

$$\begin{aligned}
B &= -\frac{\sigma_{v_0}^{r,\theta}}{2} \left[(1+k_0)\frac{R^2}{r^2} + (1-k_0)\left(4\frac{R^2}{r^2} - 3\frac{R^4}{r^4}\right)\cos(2\theta) \right] \\
C &= -\frac{\sigma_{v_0}^{r,\theta}}{2} \left[(1+k_0)\frac{R^2}{r^2} - 3(1-k_0)\frac{R^4}{r^4}\cos(2\theta) \right] \\
D &= -\frac{\sigma_{v_0}^{r,\theta}}{2} \left[(1-k_0)\left(-2\frac{R^2}{r^2} + 3\frac{R^4}{r^4}\right)\sin(2\theta) \right]
\end{aligned} \tag{A.11}$$

De donde se definen las funciones:

$$\begin{aligned}
N_r &= \frac{1}{2} \left[(1+k_0)\frac{R^2}{r^2} + (1-k_0)\left(4\frac{R^2}{r^2} - 3\frac{R^4}{r^4}\right)\cos(2\theta) \right] \\
N_\theta &= \frac{1}{2} \left[-(1+k_0)\frac{R^2}{r^2} + 3(1-k_0)\frac{R^4}{r^4}\cos(2\theta) \right] \\
N_\tau &= \frac{1}{2} \left[(1-k_0)\left(-2\frac{R^2}{r^2} + 3\frac{R^4}{r^4}\right)\sin(2\theta) \right]
\end{aligned} \tag{A.12}$$

Por otro lado, el esfuerzo vertical inicial en cualquier punto del túnel puede expresarse como:

$$\sigma_{v_0}^{R,\theta} = \gamma(H - R \cos \theta) \quad (\text{A.13})$$

donde H es la altura desde la superficie hasta el centro del túnel, R el radio del túnel y θ el ángulo del punto en cuestión. Estableciendo que la diferencia entre el esfuerzo inicial vertical $\sigma_{v_0}^{r,\theta}$ que existe en un punto arbitrario alejado del túnel ($p^{r,\theta}$) y el esfuerzo vertical inicial en el borde $\sigma_{v_0}^{R,\theta}$ (con la misma dirección θ) viene dada por:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_{v_0} &= \sigma_{v_0}^{R,\theta} - \sigma_{v_0}^{r,\theta} = \gamma[(H - R \cos \theta) - (H - r \cos \theta)] \\ \Delta \sigma_{v_0} &= -\gamma(r - R) \cos \theta \end{aligned}$$

Entonces el esfuerzo vertical en el punto arbitrario es:

$$\sigma_{v_0}^{r,\theta} = \sigma_{v_0}^{R,\theta} - \gamma(r - R) \cos \theta \quad (\text{A.14})$$

Anteriormente se estableció que P_i es una función del esfuerzo vertical inicial en un punto del borde del túnel (A.9), entonces (A.14) puede describirse como:

$$\sigma_{v_0}^{r,\theta} = \frac{2P_i}{[(1+k_0) + (1-k_0)\cos(2\theta)]} - \gamma(r - R) \cos \theta \quad (\text{A.15})$$

Multiplicando el primer término por el factor de aplicación de la carga, f_a :

$$A(P_i) = \frac{2f_a P_i}{[(1+k_0) + (1-k_0)\cos(2\theta)]} - \gamma(r - R) \cos \theta \quad (\text{A.16})$$

Se define $A(P_i)$ como una función de la presión interna aplicada en el borde del túnel, que será capaz de controlar el porcentaje de redistribución que se genera en cualquier punto del entorno.

Finalmente, calculando los esfuerzos mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}\sigma_r^{r,\theta} &= \frac{1}{2}\gamma z \left[(1+k_0)\left(1-\frac{R^2}{r^2}\right) + (1-k_0)\left(1-4\frac{R^2}{r^2}+3\frac{R^4}{r^4}\right)\cos(2\theta) \right] + A(P_i)[N_r] \\ \sigma_\theta^{r,\theta} &= \frac{1}{2}\gamma z \left[(1+k_0)\left(1+\frac{R^2}{r^2}\right) - (1-k_0)\left(1+3\frac{R^4}{r^4}\right)\cos(2\theta) \right] + A(P_i)[N_\theta] \\ \tau_{r\theta}^{r,\theta} &= \frac{1}{2}\gamma z \left[-(1-k_0)\left(1+2\frac{R^2}{r^2}-3\frac{R^4}{r^4}\right)\sin(2\theta) \right] + A(P_i)[N_\tau]\end{aligned}\quad (\text{A.17})$$

Es posible controlar el porcentaje de redistribución en la totalidad del dominio de análisis, haciendo variar f_a entre cero y uno.

A.1.2 Ejemplo de aplicación de Kirsch extendido

a) Dado el túnel de la Figura A.4 determinar el estado de esfuerzos en coordenadas polares, cartesianas y en esfuerzos principales; b) introducir las ecuaciones del estado de esfuerzos dependiente de la presión interior P_i y calcular los esfuerzos principales para un porcentaje de relajación de $(1-f_a)$ de 0%, 30% y 100%.

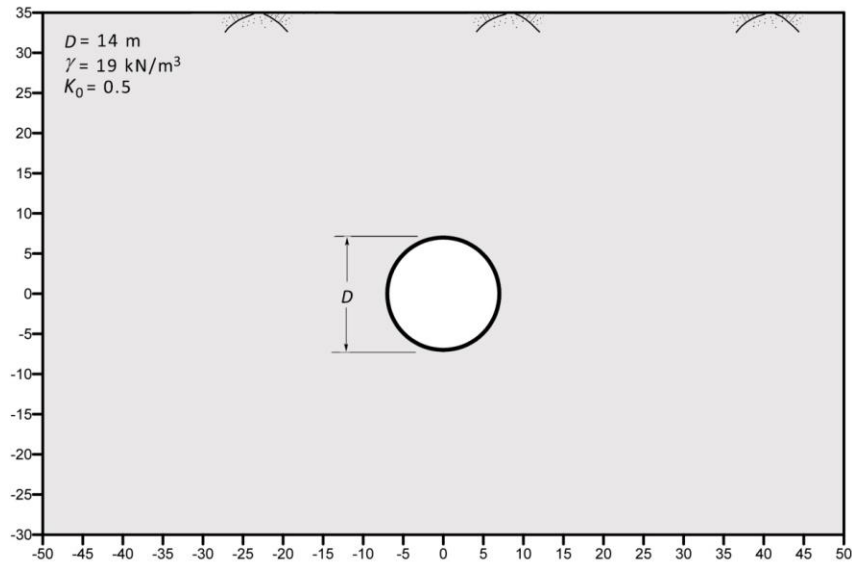


Figura A.4. Problema de túnel circular en un medio continuo

Resultados

En la Figura A.5 se muestran los resultados del esfuerzo principal mayor σ_I (A.2) a partir de los esfuerzos en coordenadas polares obtenidos con las ecuaciones (A.17) y para un factor de aplicación de la carga $f_a=1.0$, es decir, sin relajación.

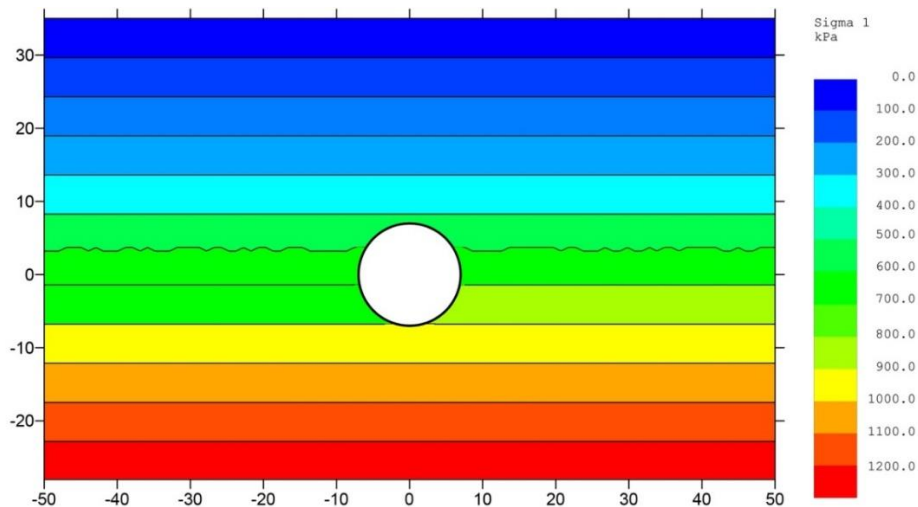


Figura A.5. Distribución del esfuerzo principal mayor σ_1 para un factor de aplicación de la carga radial $f_a=1.0$ (0% de relajación)

La Figura A.6 corresponde con un factor de aplicación de la carga $f_a=0.7$, es decir, con una relajación del 30%

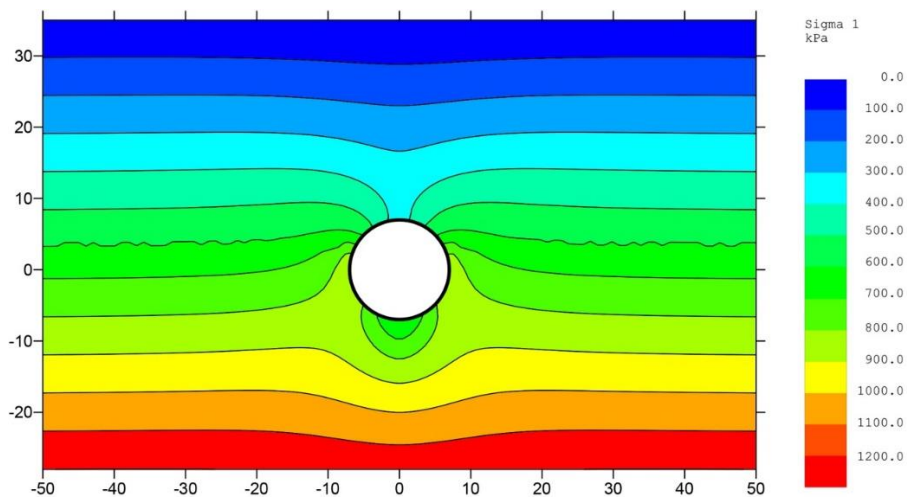


Figura A.6. Distribución del esfuerzo principal mayor σ_1 para un factor de aplicación de la carga radial $f_a=0.7$ (30% de relajación)

Finalmente, en la Figura A.7 se muestran los contornos de σ_1 para una relajación completa ($f_a=0.0$).

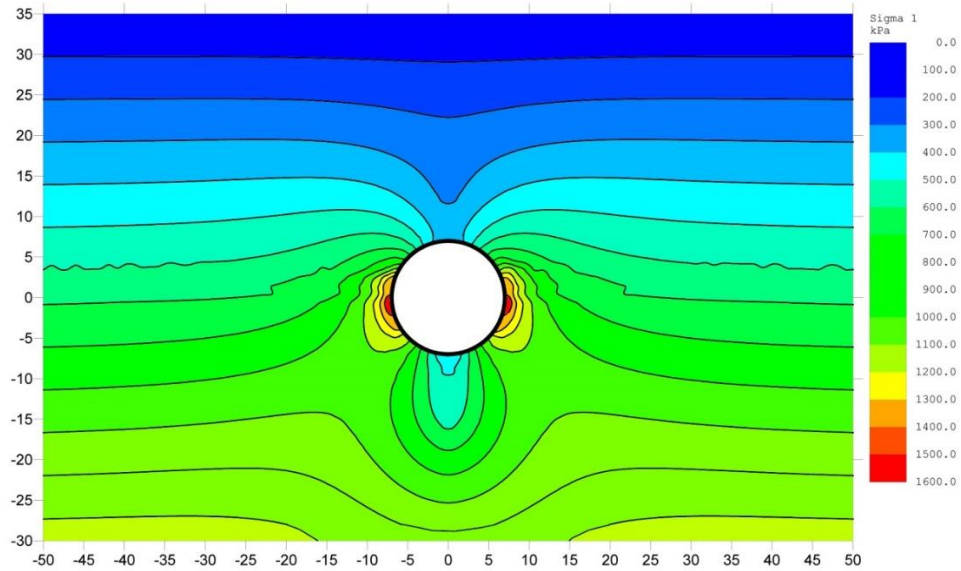


Figura A.7. Distribución del esfuerzo principal mayor σ_1 para un factor de aplicación de la carga radial $f_a=0.0$ (100% de relajación)

A.1.3 Deformaciones en el entorno de la cavidad

A partir de la Figura A.8 y de acuerdo con las definiciones de compatibilidad en medios continuos, las componentes del tensor de deformaciones en coordenadas polares se expresan como³:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_r &= \frac{\partial u_r}{\partial r} \\
 \varepsilon_\theta &= \frac{u_r}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} \\
 \varepsilon_{r\theta} &= \frac{1}{2} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial r} - \frac{u_\theta}{r} \right)
 \end{aligned}
 \tag{A.18}$$

³ La derivación completa de estas ecuaciones puede consultarse en Obert & Duvall (1967)

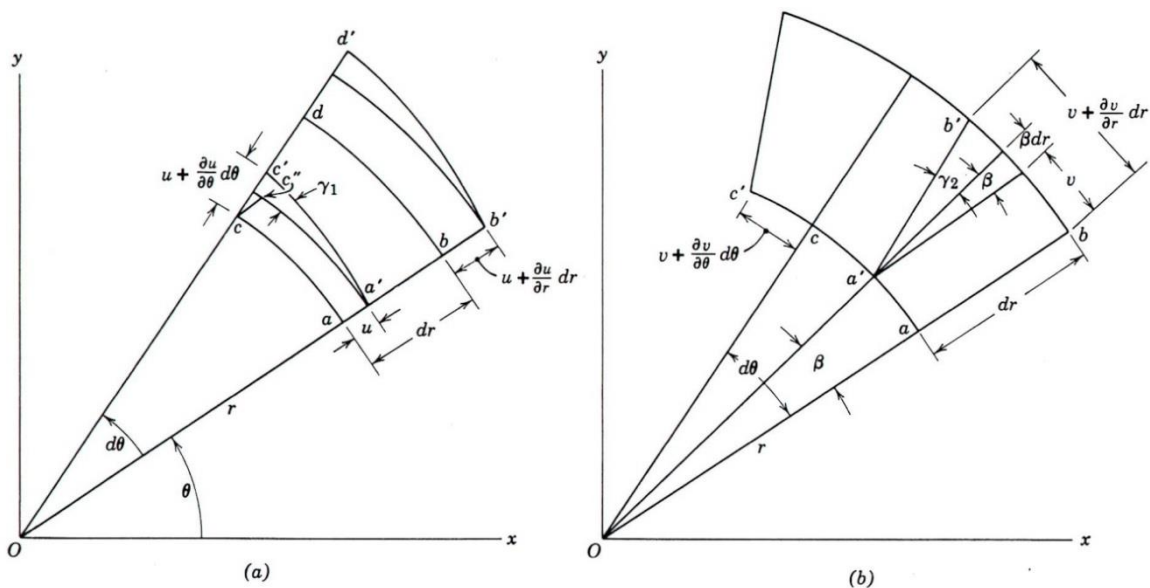


Figura A.8. Componentes de deformación en coordenadas polares
 Tomada de Overt y Duvall (1967)

De acuerdo con la teoría de la elasticidad, para condiciones de deformación plana, la inversa de la ley de Hooke puede escribirse como:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} \left[(1-\nu^2)\sigma_x - \nu(1+\nu)\sigma_y \right] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} \left[(1-\nu^2)\sigma_y - \nu(1+\nu)\sigma_x \right] \\ \gamma_{xy} &= \frac{\tau_{xy}}{G}\end{aligned}\tag{A.19}$$

donde E es el módulo de Young, ν el módulo de Poisson y ε_x , ε_y , γ_{xy} las componentes de deformación en el plano x,y . De la misma forma, estas expresiones pueden escribirse en coordenadas polares:

$$\begin{aligned}\varepsilon_r &= \frac{1}{E} \left[(1-\nu^2)\sigma_r - \nu(1+\nu)\sigma_\theta \right] \\ \varepsilon_\theta &= \frac{1}{E} \left[(1-\nu^2)\sigma_\theta - \nu(1+\nu)\sigma_r \right] \\ \gamma_{r\theta} &= \frac{\tau_{r\theta}}{G}\end{aligned}\tag{A.20}$$

Sustituyendo (A.20) en (A.18):

$$\begin{aligned}\frac{\partial u_r}{\partial r} &= \frac{1}{E} \left[(1-\nu^2) \sigma_r - \nu(1+\nu) \sigma_\theta \right] \\ \frac{u_r}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} &= \frac{1}{E} \left[(1-\nu^2) \sigma_\theta - \nu(1+\nu) \sigma_r \right] \\ \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial r} - \frac{u_\theta}{r} \right) &= \frac{2\tau_{r\theta}}{G}\end{aligned}\quad (\text{A.21})$$

Los desplazamientos totales en el entorno deben ser producto, no de los esfuerzos totales generados en el medio sino de los incrementos que se producen al realizar la excavación.

$$\begin{aligned}\Delta \sigma_r &= \sigma_r^0 - \sigma_r^{r,\theta} \\ \Delta \sigma_\theta &= \sigma_\theta^0 - \sigma_\theta^{r,\theta} \\ \Delta \tau_{r\theta} &= \tau_{r\theta}^0 - \tau_{r\theta}^{r,\theta}\end{aligned}\quad (\text{A.22})$$

donde:

$$\begin{aligned}\sigma_r^0 &= \frac{\sigma_v}{2} \left[(1+k_0) + (1-k_0) \cos(2\theta) \right] \\ \sigma_\theta^0 &= \frac{\sigma_v}{2} \left[(1+k_0) - (1-k_0) \cos(2\theta) \right] \\ \tau_{r\theta}^0 &= \frac{\sigma_v}{2} (1-k_0) \sin(2\theta)\end{aligned}\quad (\text{A.23})$$

Sustituyendo (A.1) y (A.23) en (A.22) y luego en (A.21) e integrando sobre r y θ se obtiene:

$$\begin{aligned}u_r &= \frac{(1-\nu^2)\sigma_v^0}{2E} \left[(1+k_0) \frac{R^2}{r} + (1-k_0) \left(4 \frac{R^2}{r} - \frac{R^4}{r^3} \right) \cos(2\theta) \right] + \\ &\quad + \frac{\nu(1+\nu)\sigma_v^0}{2E} \left[(1+k_0) \frac{R^2}{r} - (1-k_0) \frac{R^4}{r^3} \cos(2\theta) \right] \\ u_\theta &= \frac{(1-\nu^2)\sigma_v^0}{2E} \left[-(1-k_0) \left(\frac{R^4}{r^3} + 2 \frac{R^2}{r} \right) \sin(2\theta) \right] - \\ &\quad - \frac{\nu(1+\nu)\sigma_v^0}{2E} \left[(1-k_0) \left(\frac{R^4}{r^3} - 2 \frac{R^2}{r} \right) \sin(2\theta) \right]\end{aligned}\quad (\text{A.24})$$

Finalmente, para encontrar los desplazamientos horizontales y verticales en el medio, basta con proyectar los desplazamientos radiales y tangenciales sobre x , y y de acuerdo con la dirección θ .

$$\begin{aligned}u_x &= u_r \sin(\theta) + u_\theta \cos(\theta) \\ u_y &= u_r \cos(\theta) - u_\theta \sin(\theta)\end{aligned}\quad (\text{A.25})$$

A.2. PARÁMETROS DE LOS MICROPILOTES UTILIZADOS PARA EL MODELO DE FLAC3D

Para modelar en FLAC a los micropilotes se utilizan elementos de tipo pileSEL que se definen como un segmento uniforme y de sección transversal doblemente simétrica entre dos nodos (ITASCA, 2009). Se considera la interacción normal y friccionante entre la pila y la malla, de esta forma, las pileSELS combinan características de los elementos viga y los elementos cable.

Cada pileSEL tiene su propio sistema de coordenadas y posee las siguientes 20 propiedades:

- 1) **density** Densidad, ρ (opcional, se necesita si se ejecuta en modo dinámico o la gravedad está activada) [M/L³]
- 2) **emod** Módulo de Young, E [F/L²]
- 3) **nu** Módulo de Poisson, ν
- 4) **pmoment** Momento de plastificación, M_p (opcional, si no se especifica se asume como infinito) [F*L]
- 5) **thexp** Coeficiente de expansión térmica, α_t [1/T]
- 6) **xcarea** Área de la sección transversal, A [L²]
- 7) **xciy** Segundo momento de inercia con respecto al eje y del pileSEL, I_y [L⁴]
- 8) **xciz** Segundo momento de inercia con respecto al eje z del pileSEL, I_z [L⁴]
- 9) **xcj** Momento de inercia polar, J [L⁴]
- 10) **ydirection** Vector Y cuya proyección en la sección transversal del pileSEL define el eje y su sistema de coordenadas (opcional, si no se especifica es igual al eje y ó x global, de modo que no sea paralelo al eje x del pileSEL)
- 11) **cs_scoh** Cohesión por unidad de longitud del resorte de acoplamiento en dirección al corte, c_s [F/L]
- 12) **cs_sfric** Ángulo de fricción del resorte de acoplamiento en dirección al corte, ϕ_s [°]
- 13) **cs_sk** Rigidez por unidad de longitud del resorte de acoplamiento en dirección al corte, k_s [F/L²]
- 14) **cs_ncoh** Cohesión por unidad de longitud del resorte de acoplamiento en dirección normal, c_n [F/L]
- 15) **cs_nfric** Ángulo de fricción del resorte de acoplamiento en dirección normal, ϕ_n [°]
- 16) **cs_ngap** Holgura para que actúe resorte de acoplamiento en dirección normal, g (por default: apagado)
- 17) **cs_nk** Rigidez por unidad de longitud del resorte de acoplamiento en dirección normal, k_n [F/L²]
- 18) **perimeter** Perímetro expuesto, p [L]
- 19) **slide** Efecto de deslizamiento para grandes deformaciones (por default: apagado)
- 20) **slide_tol** Tolerancia de deslizamiento para grandes deformaciones

Los micropilotes empleados son pesados, por lo tanto, para obtener sus parámetros de resistencia se utilizó el método de la sección transformada comúnmente aplicado a vigas compuestas, con ello puede transformarse la lechada en acero y analizar el elemento como una sección completa de un sólo material.

A continuación se mencionan las principales hipótesis para obtener los parámetros de éstos elementos:

- El tubo está lleno de lechada.
- El barreno es exactamente del diámetro exterior del tubo.
- El corte ocurrirá sobre el perímetro del tubo y en el material de menor resistencia (terreno o mortero).
- El confinamiento no incrementa la resistencia a fricción del micropilote.

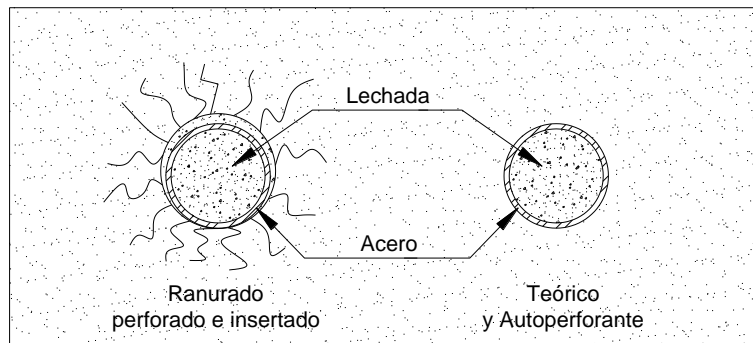


Figura A.9. Vista esquemática del enfalaje pesado

Los parámetros tanto del tubo como de la lechada son los de la Tabla 6.4.

Para calcular los parámetros se convirtió la lechada en acero, de modo que el coeficiente de transformación para generar la sección homogénea es:

$$n = \frac{E_a}{E_l} = 10.606 \quad (\text{A.26})$$

1 *density*

Como no se ejecuta en modo dinámico, no se necesita especificar la densidad (**density**).

2 *emod*

Como se transformó la lechada en acero el módulo de Young es:

emod 21e10 [Pa]

3 ν

De igual forma, el módulo de Poisson también es el del acero:

ν 0.2

4 p_{moment}

Se utilizó la ec. (4.4) para encontrar el momento plástico del tubo y se sumó con el momento plástico de la lechada con los siguientes parámetros:

Símbolo	Significado	Valor	Unidades
W^p	Módulo plástico de la sección de acero obtenido con la ec. (4.5)	6.27585E-05	m
f_y	Límite elástico del acero N80	550	MPa
ϕ_s	Coefficiente de seguridad para el acero tubular	1	
F_u	Coefficiente de reducción para considerar la resistencia de las uniones	1	
$W^p_{lechada}$	Módulo plástico de la lechada obtenido con la ec. (4.5) para la sección transformada $W^p = \frac{\left(\frac{d_i}{n}\right)^3}{6}$	9.38928E-08	m
$\gamma_{s lechada}$	Coefficiente de seguridad para la lechada	1	
M_R	Momento resistente del tubo	34.51714933	kN-m
$M_{U lechada}$	Momento resistente de la lechada	0.001877856	kN-m
M_p	Momento de plastificación de la sección compuesta $M_p = M_R + M_{U lechada}$	34.51902719	kN-m

5 $thexp$

En éste modelo no se consideraron los efectos térmicos por lo tanto no se requiere especificar el coeficiente de expansión térmica **thexp**.

6 $xcarea$

Para encontrar el área de la sección compuesta se utiliza la siguiente expresión:

$$A_{eff} = A_s + n \cdot A_c \quad (A.27)$$

En éste caso

$$n = \frac{E_c}{E_s} \quad (A.28)$$

De ésta forma

$$A_{eff} = A_s + n \cdot A_c \quad (A.29)$$

$$A_{eff} = 26.49 \text{ cm}^2$$

7 *xc_{iy}* y *xc_{iz}*

El segundo momento de inercia con respecto al eje y del pileSEL, $I_y = I_z = I_{eff}$

$$I_y = I_s + I_{lechada}/n = 261.2 \text{ cm}^4$$

8 *xc_j*

El momento de inercia polar de la sección se define como la suma de los dos segundos momentos de área de la sección transversal.

$$J = I_y + I_z \quad (A.30)$$

$$J = 522.49 \text{ cm}^4$$

9 *ydirection*

La dirección en y de cada pileSEL es el vector Y cuya proyección en la sección transversal del pileSEL define el eje y su sistema de coordenadas (opcional, si no se especifica es igual al eje y ó x global, de modo que no sea paralelo al eje x del pileSEL).

En éste modelo tomará por defecto al eje x global que coincide con el eje y, por lo tanto es necesario modificarlo en dirección del vector $-\hat{i} = (-1,0,0)$

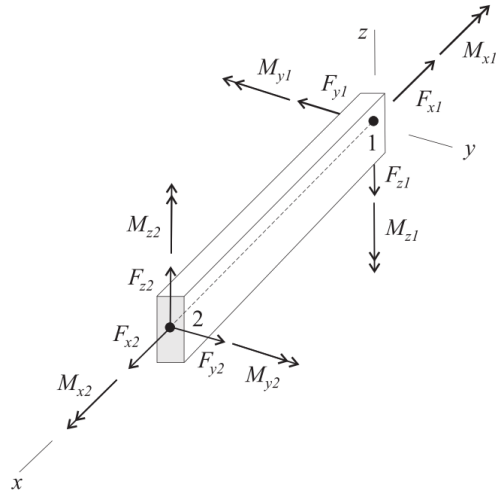


Figura A.10. Convención de signos de un pileSEL, tomado de ITASCA (2009)

10 cs_scoh , cs_sfric y cs_sk

Se supone la superficie sobre la cual ocurrirá el corte en la interface terreno tubo, es decir, se establece que el barreno es del mismo tamaño del tubo, aunque esto sólo sea cierto en autoperforantes, estamos del lado de la seguridad haciendo ésta consideración; La falla ocurrirá en el material que ofrezca menor resistencia entre el terreno y la lechada.

Para comparar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno con la lechada puede aplicarse la hipótesis de Coulomb con el esfuerzo normal debido a la cobertura media del enfilaje:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \tag{A.31}$$

La representación mecánica del elemento se muestra en la Figura A.11.

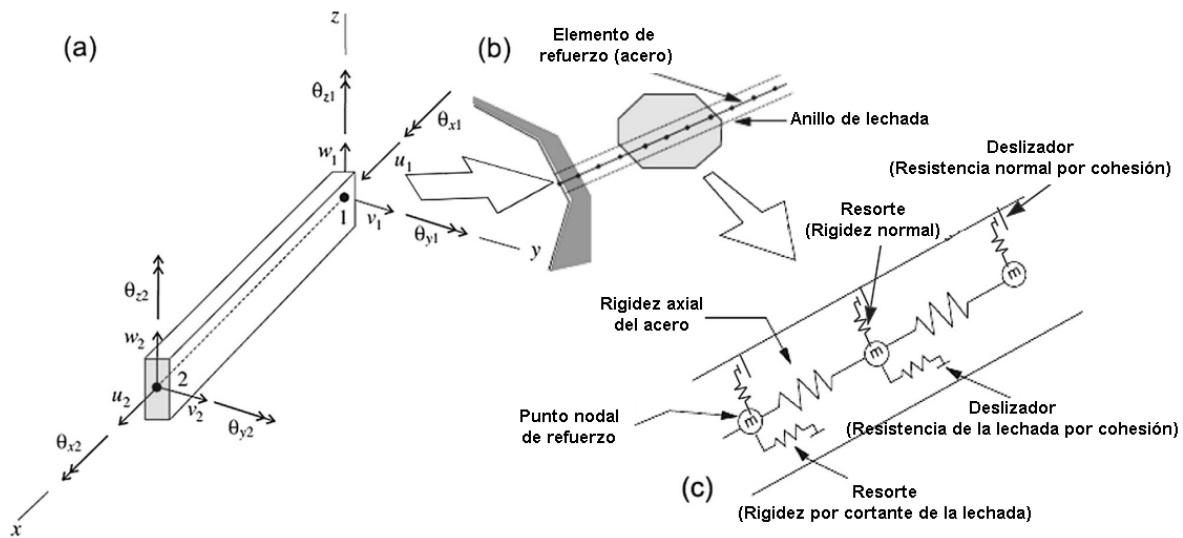


Figura A.11. Representación mecánica de un elemento PILE SEL (ITASCA, 2009)

La fricción tangencial del micropilote $cs_sfric=37^\circ$

La cohesión tangencial:

$$cs_scoh=f_c(1-\sin\phi)/(2\cos\phi)=5\text{ MPa} \quad (\text{A.32})$$

La rigidez tangencial se tomó como: $cs_sk=100000\text{ MPa}$

11 cs_ncoh , cs_nfric y cs_nk

Si se asume que el material en el que ocurre la falla es isotrópico, los parámetros de resistencia en dirección normal son iguales a los previamente encontrados para la dirección al corte, por lo tanto:

$$cs_ncoh = cs_scoh$$

$$cs_nfric = cs_sfric$$

$$cs_nk = cs_sk$$

12 cs_ngap

No se considera ninguna holgura para que actúe resorte de acoplamiento en dirección normal; por default se considera apagado éste parámetro, por lo tanto no es necesario especificarlo.

13 $perimeter$

14 Es igual al perímetro del taladro de perforación: $perimeter=319.19\text{mm}$

15 $slide$ y $slide_tol$

No es objeto de estudio de la presente tesis el efecto de desplazamiento para grandes deformaciones, por tal motivo, no se especifica el parámetro 19 y 20.