



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

**EFFECTOS DE LA SOBRE EXCAVACIÓN EN EL COMPORTAMIENTO DE
TÚNELES EXCAVADOS MEDIANTE EL MÉTODO CONVENCIONAL**

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

MAURICIO PÉREZ DÍAZ

TUTOR:

DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA
INSTITUTO DE INGENIERIA

Ciudad Universitaria, CD. MX.

Marzo 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Auvinet Guichard Gabriel

Secretario: Dr. Jaime Paredes Alberto

1 er. Vocal: Dr. Mayoral Villa Juan Manuel

2 do. Vocal: Dr. Rivera Constantino Rigoberto

3 er. Vocal: Dra. Ossa López Alexandra

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Ciudad Universitaria, Ciudad de México, México.

TUTOR DE TESIS:

DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA

FIRMA

AGRADECIMIENTOS

A mis padres

Porque gracias a sus sacrificios y constante apoyo jamás he dejado de perseguir mis objetivos y metas en la vida.

A mi hermano y a su familia

Por su gran cariño y aprecio a pesar de encontrarme lejos.

A Carolina

Por brindarme siempre su apoyo, comprensión y amor incondicional.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral

Por sus valiosísimos consejos, comentarios y aportaciones durante esta etapa de formación humana y profesional, con lo que se ha ganado mi admiración y respeto.

A mis compañeros del Instituto de Ingeniería

Por brindarme su amistad, apoyo y excelente ambiente de trabajo.

Al Instituto de Ingeniería

Por brindarme el espacio y facilidades para realizar esta investigación.



RESUMEN

En la ingeniería de túneles, pueden llegar a surgir serios problemas causados por la presencia de espacios vacíos entre la estructura y el suelo circundante. Cuando es empleado el Método Convencional como procedimiento constructivo del túnel, dichos espacios o cavidades pueden generarse durante el mismo, por diversas causas como, la mala ejecución de los trabajos de instalación del sostenimiento, por un lado, y por otro la susceptibilidad del suelo de sufrir desconchamientos o caídos al intemperizarse o al estar expuesto a las vibraciones propias de los trabajos de excavación.

Tales circunstancias han sido estudiadas de forma experimental, analítica y numérica, dejando en claro que una interfaz de contacto interrumpido túnel-suelo provoca considerables efectos de redistribución de fuerzas en la masa de suelo y en la estructura, no obstante las condiciones para su estudio han implicado ciertas restricciones físicas, tales como: cavidades regulares, secciones circulares (en el túnel), condiciones de deformación plana (análisis bidimensionales), además de omitir el proceso constructivo, dejando al alcance varias áreas de oportunidad para profundizar en el tema.

En el presente estudio, se define el impacto que las cavidades generan en el comportamiento de los elementos de soporte del túnel (i.e. elementos mecánicos, y desplazamientos), y el terreno circundante (i.e. concentración de esfuerzos e incremento de desplazamientos). Para esto se desarrollan modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas con el software FLAC^{3D}, en donde se simula el procedimiento constructivo de un túnel, modelando las etapas de excavación y colocación del sostenimiento de acuerdo con el Método Convencional.

Para definir, la localización y dimensión de las cavidades, se implementan simulaciones mediante números aleatorios generados a partir de las condiciones observadas durante el procedimiento constructivo, con las cuales se crean múltiples escenarios de la presencia de las cavidades en los modelos. A partir de los resultados recopilados aquí, se establece claramente el efecto de la presencia de cavidades y su impacto en el desempeño general del sistema túnel-suelo. Asimismo, se obtienen modelos simplificados a partir de análisis de regresión, que son implementados como funciones de desempeño de los diferentes problemas generados por las cavidades, los cuales se evalúan mediante un enfoque probabilístico para definir los niveles de confiabilidad.



OBJETIVO

Realizar la evaluación de desempeño de un túnel ante carga sostenida, simulando la presencia de cavidades en la interfaz sostenimiento-suelo, en varios escenarios establecidos de manera aleatoria según las condiciones del sitio. A manera de medir los cambios en el comportamiento global del sistema túnel-suelo, y definir para un cierto caso estudio si representa una amenaza considerable en la estabilidad del procedimiento constructivo, según los resultados obtenidos en los análisis.

ALCANCES

Llevar a cabo una investigación bibliográfica para definir cuál es el estado del arte en cuanto al diseño de túneles construidos mediante el Método Convencional con el fin de determinar que restricciones físicas consideran los métodos analíticos utilizados convencionalmente en la práctica y que diferencias se hallan al comparar los resultados con los obtenidos mediante modelos numéricos. Realizar una descripción general del problema de las cavidades, analizar los resultados que han obtenido otros autores en estudios donde aborden un problema similar y definir las áreas de oportunidad que existen. Proponer una metodología, basándose en un marco de referencia, para abordar el problema de las cavidades en escenarios más realistas. Implementar la metodología propuesta a un caso estudio donde se presente la problemática en cuestión. Mediante los resultados obtenidos establecer los cambios en el comportamiento del túnel. Finalmente evaluar los cambios en la estabilidad de la masa de suelo y los elementos de sostenimiento definidos en el proyecto del caso estudio.



ÍNDICE

RESUMEN.....	i
OBJETIVO.....	ii
ALCANCES.....	iii
ÍNDICE.....	iv
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. ANTECEDENTES.....	4
2.1. Breve historia de los Métodos Tradicionales de Construcción de Túneles.....	4
2.2. Concepto del Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles NATM.....	6
2.3. El uso del SPT y el Presiómetro en la exploración y caracterización geotécnica.....	8
2.4. Estabilidad durante el procedimiento constructivo en túneles.....	14
2.4.1. Estados límite de falla.....	14
2.4.1.1. Estabilidad del frente del túnel.....	15
2.4.1.2. Estabilidad del sostenimiento.....	20
2.4.2. Estados límite de servicio.....	26
2.5. Interacción suelo-revestimiento.....	29
2.5.1. Método de Convergencia-Confinamiento.....	30
2.5.2. Método de Relajación de Rigideces.....	32
2.5.3. Soluciones analíticas.....	33
2.6. Métodos numéricos.....	36
2.7. Definición del problema y estudios recientes.....	40
2.7.1. Modelos numéricos.....	41
2.7.2. Modelos analíticos.....	43
2.7.3. Modelos físicos.....	47
3. MARCO METODOLÓGICO.....	49
3.1. Teoría de la Confiabilidad.....	49
3.1.1. Distribución y dispersión de las variables.....	50
3.1.2. Histogramas y diagramas de frecuencia relativa.....	51
3.1.3. Simulación de problemas con variables aleatorias.....	54



3.2.	Correlación de datos y análisis de regresión.....	57
3.3.	Métodos de análisis de confiabilidad	60
3.3.1.	Índices de confiabilidad y probabilidad de falla.....	60
3.3.2.	Método de Monte Carlo	61
3.3.3.	Método de las Series de Taylor	63
3.3.4.	Método de Estimación Puntual.....	64
3.3.5.	Comentarios sobre los métodos	64
4.	METODOLOGÍA PROPUESTA	65
4.1.	Condiciones ideales de excavación.....	67
4.2.	Generación de cavidades	67
4.3.	Análisis del escenario promedio.....	68
4.4.	Análisis de sensibilidad.	69
4.5.	Análisis de confiabilidad.....	69
5.	CASO ESTUDIO.....	71
5.1.	Ubicación del proyecto.....	71
5.2.	Método de excavación y tipo de sostenimiento	72
5.3.	Generación de cavidades durante el procedimiento constructivo	74
5.4.	Información geotécnica disponible	75
5.5.	Determinación de la estratigrafía del sitio	75
5.6.	Determinación de parámetros de diseño	77
5.7.	Definición de los diagramas de interacción.....	78
5.8.	Descripción del modelo numérico	80
6.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	81
6.1.	Diferencias entre el caso base y el escenario promedio.....	81
6.1.1.	Estabilidad de frente de la excavación	81
6.1.2.	Desplazamientos en la masa de suelo.....	84
6.1.3.	Interacción suelo-revestimiento	85
6.1.4.	Elementos mecánicos en el sostenimiento	89



6.2.	Impacto de las variables aleatorias.....	92
6.2.1.	Estabilidad de frente del túnel.....	92
6.2.2.	Estabilidad del sostenimiento.....	96
6.3.	Nivel de desempeño esperado.....	101
7.	CONCLUSIONES.....	105
8.	REFERENCIAS	107



1. INTRODUCCIÓN

El modelado de problemas, particularmente de geoingeniería, implica la utilización de consideraciones especiales y una filosofía de diseño diferente a la que se sigue para el diseño con materiales fabricados. Prueba de esto, es que los análisis y diseños de estructuras y excavaciones en o sobre geomateriales, se logran comúnmente, con pocos datos específicos del sitio, y siendo conscientes de que las propiedades de los materiales pueden variar considerablemente, por su grado de heterogeneidad. Debido a que muchas veces obtener datos suficientes de campo en un sitio de roca o suelo, así como de pruebas de laboratorio, a juicio del modelador, se encuentra fuera de los alcances que le designan al proyecto (Itasca , 2009). Por otro lado, existen las limitaciones de cálculo, que muchas veces se remiten al uso de modelos analíticos formulados para soluciones particulares de situaciones muy simplificadas, en donde no es posible aprovechar la información disponible, aun cuando sea suficiente para implementar modelos más complejos. Dado entonces, que los datos de entrada necesarios para las predicciones de diseño, así como las herramientas de cálculo, son limitados, se deben realizar ciertas hipótesis que suponen restricciones físicas del problema real.

Como parte de la formación del ingeniero en geotecnia, el entender las causas de las restricciones físicas, que se suponen en los modelos de problemas en los que se ve envuelto, así como los efectos que provocan en sus resultados, es crucial. Dentro de este entendimiento se deriva la habilidad de ver a través de la esencia del problema e identificar los factores clave que necesitan ser modelados, así como la necesidad de idealizar otros, como la caracterización del material o la representación de las condiciones de frontera del problema, a partir de la información y herramientas disponibles, en aras de que una solución adecuada pueda ser obtenida. Las soluciones cerradas son en general solo obtenibles para un cierto rango de condiciones limitadas, por lo que siempre será tentativo convencerse así mismo de que un problema puede ser ajustado dentro de esos rangos de condiciones, para facilitar la obtención de una solución. Sin embargo, siempre será necesario verificar si en la conceptualización del problema, para ajustarse a esas restricciones, no se elimina alguna característica clave de este.

Una de las opciones que se tienen para abordar dicha verificación, es considerar como punto de partida una situación ideal (adoptando las restricciones físicas de un modelo teórico extensamente aceptado). En donde tener la posibilidad de realizar modelos numéricos mediante algún programa computacional, para obtener una solución, se vuelve una herramienta de gran capacidad.



Debido a que estos programas, nos dan la facilidad de agregar al modelo ideal o base cada vez más factores volviéndolo más cercano a la condición real de campo, y también de variar los parámetros que los definen al aplicar un enfoque probabilista para verificar su impacto en los resultados, siempre y cuando la resolución del modelo se encuentre dentro de un tiempo de cálculo razonable. Para lograr esto, es importante proceder de forma congruente, respaldándose en información confiable al aumentar su grado de complejidad. De manera que, a través de los resultados de cada uno de los modelos, sea posible determinar aquellos factores que puedan resultar clave para tomarse en cuenta en el diseño y cuales no (análisis de sensibilidad), y posteriormente adecuar aquellos modelos teóricos que representen el comportamiento del problema o proponer nuevos (Muir Wood, 2004).

En el caso de túneles excavados mediante el Método Convencional MC, definido por ITA Working Group (2009) se ha encontrado una mayor vulnerabilidad en la etapa de su procedimiento constructivo, ya que es cuando se presentan los Factores de Seguridad más bajos y cuando el desempeño de su revestimiento primario es fuertemente afectado. De acuerdo con De la Rosa & Mayoral (2016) para suelos rígidos, del total de desplazamientos generados en la excavación del túnel, el 50 y 47 % en promedio, ocurren en las etapas de excavación y de colocación del recubrimiento primario respectivamente. Hablando entonces de la estructura del túnel, la mayor parte del desplazamiento se produce antes de colocar el recubrimiento secundario, el cual toma alrededor del 3 al 8% de la resistencia a compresión axial máxima, y solo una pequeña porción de la presión total, debido a que la mayor parte de las cargas son absorbidas por el recubrimiento primario, cuyo nivel de daño cambia al aumentar el avance de excavación del túnel.

Al analizar la información anterior, es claro que para este caso, los factores clave a considerar en la modelación del procedimiento constructivo de un túnel excavado mediante el MC, además de la correcta conceptualización de las propiedades representativas del suelo y de la estructura, se encuentran en la adecuada representación de todas las etapas y longitudes de avances de excavación, así como la colocación de los elementos de sostenimiento y su interacción con el terreno, dado que el presente problema, es verificar la estabilidad y generación de desplazamientos en la excavación y alrededor de ella, durante el proceso de construcción.

Aunque parezca que la mayoría de los factores clave en la modelación de túneles, para simular su comportamiento ante diferentes condiciones durante su procedimiento constructivo, así como durante su vida útil, ya han sido considerados en el actual estado del arte de su análisis, eventualmente surgen casos en donde es necesario incluir algún otro factor o parámetro fuera de lo común para tener una acertada representación del problema.



En el actual caso de estudio, se analiza el comportamiento de un túnel excavado mediante el MC, donde los procesos de colocación del sostenimiento, implican la utilización de técnicas de concreto lanzado sobre el terreno y colocación de marcos de acero. Durante el proceso de excavación se ha detectado un problema debido a varias causas, que van desde la mala ejecución de los trabajos de colocación del sostenimiento, hasta la susceptibilidad del terreno de sufrir desconchamientos o caídos al intemperizarse, que genera complicaciones de sobreexcavación o de adherencia del concreto, de manera que, al pasar a la siguiente etapa de construcción del túnel, quedan zonas donde el sostenimiento, carece de un contacto adecuado con el terreno, provocando redistribuciones de esfuerzos y campos de desplazamientos no previstos, así como cambios importantes en los elementos mecánicos de los elementos de soporte. Si se contempla tal condición, es evidente que la interacción túnel-suelo se ve fuertemente influenciada, cambiando de forma considerable, la respuesta de la estructura ante sollicitaciones de carga.

En esta tesis, se lleva a cabo la investigación de los efectos que inducen la presencia de cavidades en el terreno circundante y en los elementos de soporte de un túnel, durante y al final de su procedimiento constructivo. Adoptando la filosofía descrita en este apartado, se parte desde una situación ideal donde se ignora tal condición, hacia otra donde se incluye, tomando en cuenta varios escenarios construidos mediante números aleatorios. El problema se analiza mediante modelos tridimensionales de diferencias finitas realizado con el software FLAC^{3D}.



2. ANTECEDENTES

2.1. Breve historia de los Métodos Tradicionales de Construcción de Túneles

El desarrollo de las técnicas de construcción de túneles proviene desde la minería antigua, época en la que empezaron a realizarse galerías de manera más metódica. Primeramente, se comenzó a utilizar una técnica de construcción, donde un minero sostenía la barrena y el otro la golpeaba usando un mazo, técnica que perduraría miles de años bautizándolo después en inglés como *double jacking*. En cuanto al soporte del terreno, desde el inicio los antiguos mineros percibieron que, la entibación de excavaciones, para garantizar la seguridad de los trabajadores era primordial, desde entonces, las técnicas de soporte y estabilización han sido basadas en: el fracturamiento de la roca, la vida útil de la excavación y, las condiciones de esfuerzo-deformación en el interior del medio (Diamond & Kassel, 2018; ITA-AITES). Un resumen general del desarrollo de los métodos convencionales de construcción de túneles se puede ver en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1. Aportaciones históricas en los métodos tradicionales de construcción de túneles (Diamond & Kassel, 2018).

AÑO	REFERENCIA	APORTACIÓN
40000 a. C.	Edad de piedra	Primeras galerías excavadas con huesos y piedras angulosas, y técnicas primitivas de soporte
6500 a. C.	Edad de los metales	Las herramientas metálicas sustituyen a las de piedra y hueso, siendo el estaño el más utilizado.
a. C. - 450	Edad antigua	Utilización del martillo y cincel, así como entibación con puntales de madera y revestimiento de arcilla
500 - 1400	Edad media	George Bauer publica sus escritos y grabados sobre geología, mineralogía y minería
1450 -1600	Renacimiento	Avances en el estudio de los principios del diseño de arcos de mampostería y su aplicación como revestimiento en túneles
1820	Siglo XIX	Implementación de las barrenadoras mecánicas y la dinamita, en la construcción de los grandes túneles alpinos.
1890	Teoría de la elasticidad	Desarrollo de la mecánica del medio continuo, publicación de las ecuaciones de Kirsch y observación del “efecto de arco”
1914-1945	Guerras mundiales	Sustitución de puntales de madera por marcos metálicos, y aplicación del concreto lanzado y barras de anclaje.



El auge en la construcción de túneles en Europa, la diversidad de terrenos y sus inherentes dificultades, generó una serie de métodos de construcción definidos de acuerdo con su nacionalidad, siendo los principales el sistema inglés, el alemán, el belga, el austríaco, el francés y el italiano. Diferían un poco en cuanto a secuencias de excavación, aplicación de sistemas de soporte y colocación del revestimiento definitivo, no obstante, todos eran adaptables a distintos terrenos con algunas variaciones. En México, en el año de 1831, cuando las inundaciones eran los principales motivos de afectaciones en la ciudad, se construyó el túnel viejo de Tequixquiac, para evacuar el agua y soslayar tal problemática (Sanchez, 2017). Para entonces existía en el país una gran influencia europea, por lo que para el proyecto se propuso una excavación mediante etapas y soportes de puntales de madera (correspondiente con el método belga), y revestimiento de mampostería. El método empleado se puede observar en la Figura 2-1, para esta época la mayoría de los métodos de construcción de túneles seguían los mismos principios.

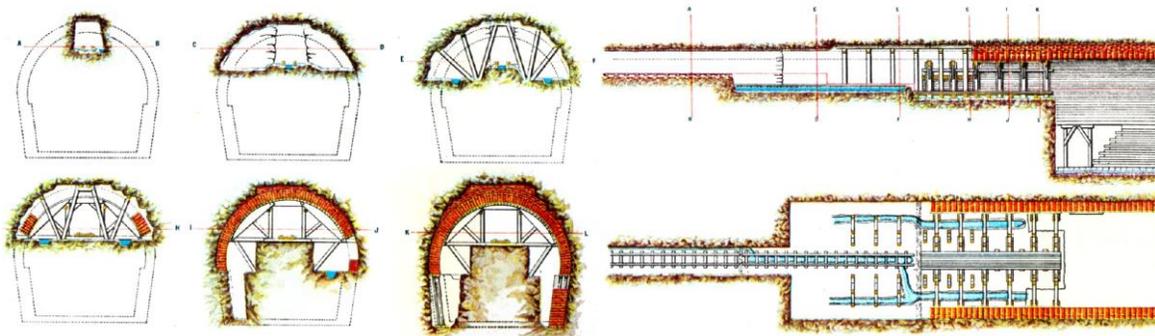


Figura 2-1. Procedimiento constructivo propuesto para la excavación del túnel Tequixquiac por el Ing. Federico Garay.
(Sanchez, 2017)

Después de entender que la presión de roca en el revestimiento disminuía al incrementar la convergencia, se pensó en la forma de tomar en cuenta el auto soporte del terreno, aplicando un sostenimiento temporal de una cierta deformabilidad, con una capa delgada de concreto. Fue entonces cuando se descubrió la importancia de medir las deformaciones de la estructura temporal con respecto al tiempo, ya que gracias a éstas fue posible estimar el momento en que las deformaciones mostraban cierta tendencia a estabilizarse, instante en el cual se colocaba un revestimiento definitivo. Posteriormente el profesor Ladislaus Von Rabcewicz consideró este método de construcción como predecesor del llamado NATM (Nuevo Método Austríaco de Construcción de Túneles, por sus siglas en inglés) (Karakus & Fowell, 2004).



2.2. Concepto del Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles NATM

Varios de los métodos de construcción de túneles como los mencionados en el apartado anterior, se encontraron ampliamente basados en el enfoque observacional, introducido por (Terzaghi & Peck, 1948). Müller (1978), explica que, el Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles (NATM, por sus siglas en inglés) no es un determinado procedimiento de excavación y soporte, sino un concepto para la construcción de túneles, basado en la finalidad de movilizar la capacidad de soporte de la masa de la roca, para lograr un diseño óptimo y económico. Dos años después, el comité austriaco de la Asociación Internacional de Túneles ITA, publicó la definición oficial del NATM.

- “El Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles está basado en un concepto según el cual el terreno (roca o suelo) que circunda a una excavación subterránea se convierte en un componente estructural que soporta cargas mediante la activación de un cuerpo anular de terreno soportante”.

El proceso del método aborda de forma general lo siguiente:

- Clasificación del terreno, excavación y soporte, con base en la información geotécnica.
- Definición de la clase de soporte y excavación por lo siguiente:
 - Longitud de avance máxima (longitud máxima permisible de excavación sin soporte)
 - Medidas de soporte y sostenimiento (concreto lanzado, dovelas, anclas, marcos metálicos, etc.)
 - Subdivisión de la sección transversal en múltiples etapas según lo demanden su tamaño y condiciones del terreno.
 - Momento de instalación de las medidas de soporte o sostenimiento
 - Pre-sostenimiento con sistemas de enfilaje frontal o paraguas de micropilotes
 - Soporte y sostenimiento adicional de manera local, con anclas, pernos, cables, etc.
- Instrumentación y monitoreo
- Medidas de mejoramiento del terreno previas a la excavación del túnel.

La evaluación del monitoreo permite la verificación de las consideraciones de diseño o el ajuste del proceso de excavación. Donde la clave para el uso exitoso de un revestimiento primario radica en su capacidad de redistribuir los esfuerzos en la masa, controlando sus deformaciones, puesto que se crea una interacción intensa entre el soporte y el suelo, ya que teóricamente se adhiere a la superficie de la excavación.



En la Figura 2-2 se muestra la relación entre los esfuerzos radiales σ_r , la deformación del terreno circundante al túnel Δ_r , el soporte externo e interno requeridos P_i^a y P_i^I respectivamente, y el tiempo de aplicación de soporte T . La curva σ_r/Δ_r , a menudo denominada curva característica de reacción del terreno describe esquemáticamente la relación entre la deformación de la abertura del túnel y el soporte del túnel proporcionado por el revestimiento primario. El aflojamiento indeseable del suelo comienza en el punto B de la curva σ_r , si no se proporciona el soporte mínimo P_i^{min} , después de tal punto el suelo pierde confinamiento y, en consecuencia, su capacidad de autosoporte, lo cual demanda una estructura definitiva capaz de soportar pasivamente la sobrecarga del terreno aflojado, representado por la curva N.

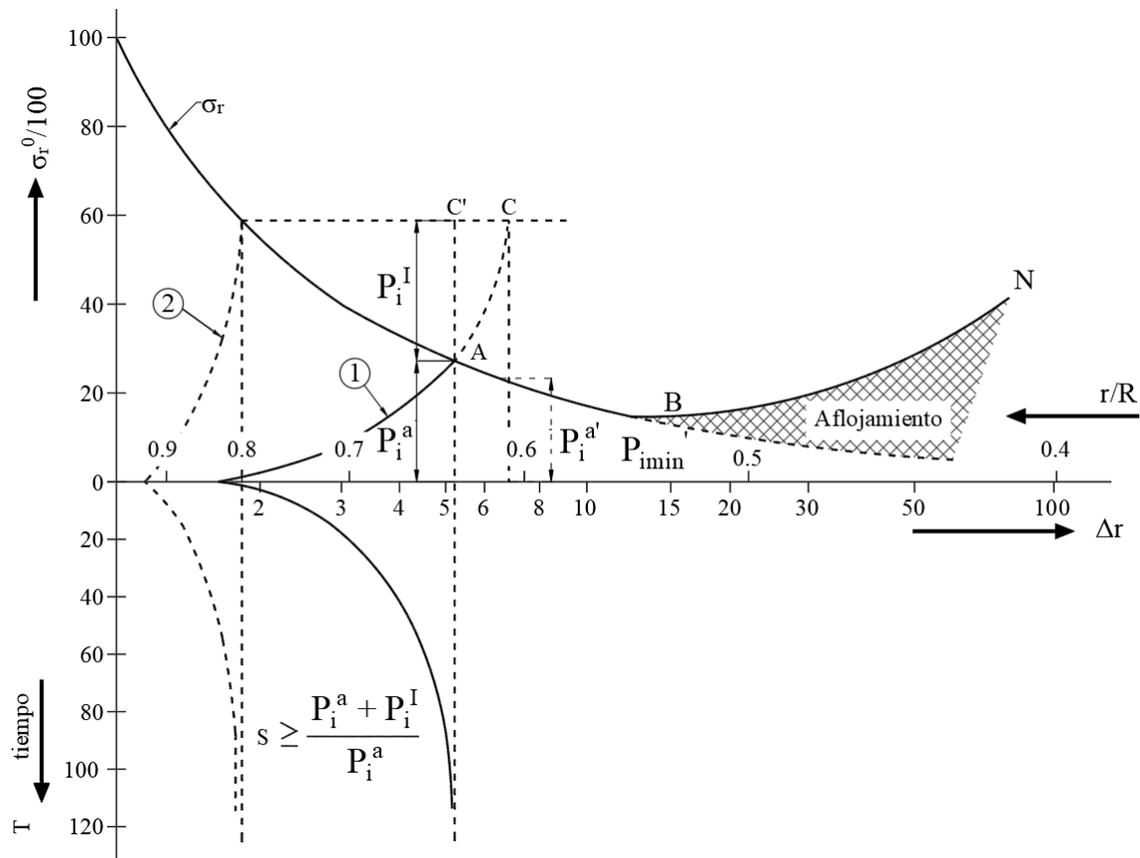


Figura 2-2. Curvas de interacción suelo-revestimiento definidas por Fenner & Pacher (Rabcewicz, 1973)

De acuerdo con la curva característica del terreno y el soporte, es posible determinar un factor de seguridad "s", que depende de la relación entre el momento de la instalación del soporte, la fluencia del terreno y la resistencia del soporte necesario, lo cual hace a las curvas características, las herramientas fundamentales para los fines de diseño del NATM. Al esperar que se generaren deformaciones más grandes, será requerido un soporte del túnel más económico, y en caso contrario para evitar deformaciones significativas será requerido un soporte mejorado.



El uso del NATM y demás métodos de construcción de túneles a frente abierto, debido a su flexibilidad de adaptación, se expandió de la construcción de túneles en roca a la construcción de túneles urbanos en terrenos predominantemente blandos y entornos altamente urbanizados con estructuras sensibles sobre la alineación del túnel, cambiando en forma contrastante su enfoque. En terrenos rocosos con entornos rurales se procura encontrar el equilibrio en el terreno circundante con la mejor economía posible para el soporte. No obstante, en entornos urbanos, al hacer túneles a poca profundidad con sobrecarga en terrenos blandos (suelos), el objetivo principal es minimizar el impacto en la superficie y en las estructuras adyacentes para disminuir los desplazamientos.

Como se puede ver, el actual campo de aplicación de dichos métodos, englobados actualmente como el Método Convencional (ITA Working Group, 2009), además de los túneles rurales de ferrocarril y carretera, es la construcción de esquemas de túneles con geometrías complejas, condiciones difíciles del terreno, túneles cortos, túneles de gran tamaño y de baja cobertura, de manera que con ayuda de equipos modernos, materiales de construcción de alta calidad (principalmente concreto lanzado) y técnicas novedosas de instalación de soporte, dan al método, la posibilidad de construir estructuras subterráneas complejas y desafiantes en casi todo tipo de terreno. Siendo esta su mayor ventaja, la flexibilidad de adaptación.

2.3. El uso del SPT y el Presiómetro en la exploración y caracterización geotécnica

Para la definición de un Modelo Geológico-Geotécnico en el que se analizará un proyecto de túnel, son requeridos varios tipos de técnicas de investigación geotécnica. Aunque la mayoría son similares a los aplicados para proyectos de carreteras, puentes, edificios, presas, el alcance es específico. Los objetivos y enfoques de las investigaciones son considerablemente diferentes para los proyectos de túneles, además de que pueden variar significativamente con las condiciones del subsuelo y los métodos de construcción.

El método de exploración más usado para cualquier tipo de proyecto es sin duda el sondeo por Penetración Estándar (SPT), el cual consiste en hincar un tubo muestreador, llamado penetrómetro estándar, por medio de golpes, en un total de 60 cm dividido en 4 tramos de 15 cm (*A*, *B*, *C*, y *D* respectivamente). El valor representativo de golpes es la suma, contabilizados para los 2 tramos centrales de 15 cm, lo que nos da un parámetro para medir de forma aproximada la resistencia del suelo. Con el tipo de muestras que se obtienen solo es posible realizar pruebas para obtener propiedades índices, debido que el muestreador, no cumple la relación de áreas (1) definida por Hvorslev (1949), resultando más del 100%.



$$Ar\% = \left(\frac{De^2 - Di^2}{Di^2} \right) * 100 < 10\% \quad (1)$$

Dónde:

- Ar%* relación de área
- De* diámetro exterior del tubo
- Di* diámetro interior del tubo

No obstante, debido a su amplio uso universal, se han propuesto un sin número de correlaciones empíricas con base en el número de golpes N_{spt} obtenido en la prueba, para la obtención de diferentes propiedades de resistencia y deformación (c, ϕ, E_{50}, V_s), dependiendo del tipo de suelo que se esté explorando. Para realizar este análisis se considera que un tramo obtiene un valor de rechazo cuando se llega a los 50 golpes. Conforme se tiene un valor de rechazo en el tramo de avance del ensayo SPT se tiene una metodología para la determinación del número de golpes. De acuerdo con los distintos registros posibles de SPT, se tienen las siguientes combinaciones de resultados:

Tabla 2-2. Condiciones del ensayo SPT para calcular el número de golpes.

CASO	CONDICIÓN	N_{spt}
Caso 1 o caso general	$B < 50$ y $C < 50$	$N_{spt} = B + C$
Caso 2	$C > 50$ y $X_3 \leq 15$ cm	$N_{spt} = \frac{(50 + B) * 30}{15 + C}$
Caso 3	B o $C > 50$	$N_{spt} = 100$

¹Como la AASHTO no permite valores superiores a 100, se establece como límite superior 100 golpes para el cálculo.

Con el objetivo de que el cálculo en suelos muy densos o compactos no quede penalizado por el hecho de que los registros de campo correspondan a un valor máximo de 50 golpes, se establece una correspondencia entre una escala y la otra dependiendo del propio resultado del ensayo SPT. De acuerdo con LRFD Bridge Design Specifications (2012) AASHTO, tal correspondencia puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$SPT = \frac{(50 + B) * 30}{15 + C} \quad (2)$$



Otro instrumento bastante usado, sobre todo en materiales donde obtener una muestra inalterada, resulta muy complejo, es el Presiómetro, un dispositivo que se puede utilizar para determinar las propiedades mecánicas del terreno in situ (Mair & Wood, 1987). Hay varios diferentes tipos de dispositivos, siendo el más usado el tipo Menard, que difieren un poco en cuanto a sus características, pero en esencia todas operan de la siguiente manera:

- Se introduce una celda con pared flexible, en el interior de un barreno a cierta profundidad,
- La cavidad se expande con el empuje de las paredes del dispositivo,
- Se mide la relación entre la presión de la cavidad y la expansión de la cavidad,
- Es posible aplicar varios ciclos de carga y descarga dependiendo del tipo de respuesta a medir

En resumen, el Presiómetro proporciona un tipo de respuesta esfuerzo-deformación, a partir de la cual se pueden deducir ciertas propiedades del terreno. La naturaleza de esta respuesta depende, en gran medida, del grado de perturbación del suelo durante la creación de la cavidad cilíndrica, los presiómetros más recientes utilizan una técnica autopercutor, siendo una especie de tuneladora vertical, que intenta reducir la perturbación a un mínimo absoluto (Muir Wood, 2004).

De acuerdo con un modelo analítico que asume un comportamiento elasto-plástico perfecto, de la expansión de una cavidad cilíndrica, en un medio infinito, debido a una presión radial, se pueden interpretar los resultados de un ensaye presiométrico para dar valores de rigidez (G), resistencia (Cu), esfuerzos in situ (p'_0) y quizás aún más detalles de la respuesta mecánica del suelo. Aunque la prueba es teóricamente consistente, el modelo puede no ser una descripción precisa de la forma en que se comporta el terreno según la carga impuesta, por lo que se han hecho trabajos, donde se verifica la relación de los parámetros que se obtienen de la prueba con los que utilizamos comúnmente, llegando a obtener parámetros empíricos de corrección, como el conocido parámetro Menard “ α ” con relación al esfuerzo in situ (Sedran, et al., 2013), o al tipo de suelo (Baguelin, Jezequel, & Shields, 1978; Briaud, 1992).

$$\alpha = E_M/E \quad (3)$$

De acuerdo con la anterior descripción general de dos de los equipos más utilizados en la exploración geotécnica, es claro que el conocimiento empírico sigue siendo un elemento fundamental en la caracterización del suelo cuando se trata de la definición de un “Modelo Geotécnico de Diseño”. Es necesario mencionar que antes de los modelos basados preferentemente en soluciones analíticas o teóricas, existe una larga historia del modelado empírico en la ingeniería geotécnica, lo cual se basa únicamente en la experiencia con problemas que guardan cierta similitud con el actual, por lo que



será siempre necesario apoyarnos de tal conocimiento, con el objetivo de verificar la congruencia de los parámetros obtenidos en laboratorio, o de obtener parámetros representativos del suelo donde no se cuente con información.

En la Tabla 2-3 se presenta el resumen de una serie de correlaciones empíricas para diferentes tipos de suelos según su clasificación SUCS (Bowles, 1997), el grado de preconsolidación (OCR, por sus siglas en inglés) NC para $OCR=1$ y OC para $OCR>1$, o el índice plástico IP, utilizadas para definir los parámetros de cohesión C , ángulo de fricción interna φ , y módulo de Young secante E_{50} , a partir del número de golpes N_{spt} y del parámetro N_{60} el cual representa el número de golpes obtenido en el ensaye SPT corregido al 60% de la energía, que se obtiene mediante la expresión (4) de acuerdo con (Skempton, 1986):

$$N_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S \quad (4)$$

Donde:

- C_N Factor de corrección por el esfuerzo vertical efectivo de campo normalizado con la presión atmosférica igual a $(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
- C_E Factor de corrección por eficiencia del martillo
- C_B Factor de corrección por el diámetro del barreno
- C_R Factor de corrección por la longitud de la barra de perforación
- C_S Factor de corrección por el uso de lodos de perforación

Por otro lado en la Tabla 2-4 se muestran algunos valores del parámetro α para la definición de la respuesta esfuerzo-deformación, a partir de la presión límite P_L , módulo presiométrico E_M y presión efectiva media p'_0 obtenidas en un ensaye presiométrico, para el caso de la obtención de C , a partir de la P_L se ha observado que normalmente los valores obtenidos son sobreestimados a los valores reales, por lo que su uso no es muy recomendable.



Tabla 2-3. Correlaciones empíricas a partir de N_{spt}

AUTOR	TIPO DE SUELO	EXPRESIÓN		
		C (kPa)	φ (°)	E_{50} (kPa)
(Sowers, 1979)	-	$^1N_{spt} * f, f =$	-	-
	CH	$^17.1 - 16.5$	-	-
	CH-CL	$^14.7 - 9.5$	-	-
	CL, MH	$^12.4 - 4.7$	-	-
(Stroud, 1974)	35<IP<65	$^14.0 - 5.0$	-	-
	IP<20	$^1> 6.0$	-	-
(Sivrikaya & Togrol, 2006)	Fino granular	$^16.1$	-	-
	CH	$^17.52$	-	-
	Arcilla	$^16.38$	-	-
	CL, MH	$^14.98$	-	-
	ML	$^14.22$	-	-
	MH	$^13.8$	-	-
(Kulhawy & Mayne, 1990)	Arcilla / Arenas	$Pa(0.06 * N_{60})$	$\tan^{-1} \left\{ \frac{N_{60}}{\left[12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma'_o}{Pa} \right) \right]} \right\}^{0.34}$	-
(Hara, et al., 1996)	Arcilla	$Pa(0.29 * N_{60}^{0.72})$	-	-
(Hettiarachchi & Brown, 2009)	Arcilla / Arenas	$Pa(N_{60} * 0.041)$	-	-
(Balachandran, et al., 2017)	Arcilla limosa	$8.42 * N_{60} * 0.8$	-	-
	Limo arcilloso	$8.22 * N_{60} * 0.34$	-	-
	Todos los suelos	$8.32 * N_{60} * 0.74$	-	-
(Peck, et al., 1953)	Arenas	-	$(0.3N_{60})^{0.5} + 27$	-
(Kishida, 1969)	Arenas	-	$(20N_{60})^{0.5} + 15$	-
(Peck, et al., 1973)	Granulares	-	$0.346N_{SPT} - 0.00137N_{SPT}^2 + 27.264$	-
(Wolff, 1989)	Arenas	-	$27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054N_{60}^2$	-
(Hatanaka & Uchida, 1996)	Arenas	-	$[15.4 + N_{60}]^{0.5} + 20$	-
(Bowles, 1997)	Arenas NC	-	-	$500(N_{60} + 15)$ $7000\sqrt{N_{60}}$ $6000N_{60}$
	Arenas saturadas	-	-	$250(N_{60} + 15)$
	Arenas (general)	-	$\sqrt{18N_{60} + 15}$ $0.36N_{60} + 27$ $4.5N_{60} + 20$	$(2600 a 2900)N_{60}$
	Arenas OC	-	-	$(40000 + 1050N_{60})\sqrt{OCR}$
	Arenas gravosa	-	-	$1200(N_{60} + 6)$ $600(N_{60} + 6) N_{60} \leq 15$ $600(N_{60} + 6) + 2000 N_{60} > 15$
	Arena arcillosa	-	-	$320(N_{60} + 15)$
	CL-ML	-	-	$300(N_{60} + 6)$



Tabla 2-4. Valores de α y correlaciones a partir de P_L , E_M y p_0 de un ensaye con Presiómetro.

AUTOR	TIPO DE SUELO		EXPRESIÓN	
	Clasificación	E_M/P_L (kPa)	p'_o (kPa)	E_{50} (kPa)
(Briaud, 1992)	-	-	-	$^1E_M/\alpha$, $\alpha =$
	Turba NC	6 - 11	-	11
	Arcilla OC	>16	-	11
	Arcilla NC	9 - 16	-	$^12/3$
	Arcilla remoldeada	7 - 9	-	$^11/2$
	Limo OC	>14	-	$^12/3$
	Limo NC	8 - 14	-	$^11/2$
	Limo remoldeado	6 - 8	-	$^11/2$
	Arena OC	>12	-	$^11/2$
	Arena NC	7 - 12	-	$^11/3$
	Arena intemperizada	5 - 7	-	$^11/3$
	Arenas y gravas OC	>10	-	$^11/3$
	Arenas y gravas NC	6 - 10	-	$^11/4$
	Arenas y gravas intemperizadas	-	-	$^11/4$
	Roca muy fracturada	-	-	$^11/3$
	Roca ligeramente fracturada	-	-	$^11/2$
	(Sedran, et al., 2013)	Suelos cohesivos		50
			100	$1.35E_M - 0.86$
			150	$1.65E_M - 2.43$
			200	$2.02E_M - 2.93$
			350	$2.87E_M - 5.12$



2.4. Estabilidad durante el procedimiento constructivo en túneles

De acuerdo con lo descrito en el capítulo 2.2, se puede entender la importancia que adquiere llevar el control de esfuerzos y deformaciones alrededor del túnel, donde lo ideal es iniciar el proceso de construcción, con un conocimiento a priori de la respuesta que tendrá el terreno, para lo cual se diseña la excavación del túnel, y los elementos de sostenimiento de este. Lamentablemente en proyectos de esta índole, (como se mencionó en el capítulo anterior) las condiciones del subsuelo y los métodos de construcción pueden variar significativamente, debido a que saber todas las condiciones que se tendrán en el frente de excavación a lo largo de todo el proyecto, queda fuera de nuestro alcance, así se tenga la más extensa exploración geotécnica. Debido a esto, es necesario implementar un programa de instrumentación adecuado, con el objetivo principal de medir directamente en el sitio los desplazamientos del terreno, tanto en superficie como dentro del túnel, y de esta forma verificar si el túnel exhibe el comportamiento esperado o en dado caso, identificar si los valores medidos se encuentra dentro de tolerancias; a raíz de este primer objetivo se deriva un segundo, el cual consiste en calibrar a través de una adecuada función de regresión (Sui & Xiao, 2014), los parámetros de comportamiento del terreno y posteriormente verificar si es necesario realizar adaptaciones al proyecto.

En áreas urbanas densamente pobladas, un aspecto fundamental, es contar con una definición adecuada de los estados límite de falla, y de servicio, de manera que sea posible garantizar la mejor solución desde el punto de vista económico, y también evitar fallas costosas durante la construcción (Mayoral, 2014). Cuando se trata de una excavación mediante el Método Convencional donde se tiene un frente abierto se debe tener especial precaución, debido a que a pesar del monitoreo que se lleva durante la ejecución del proyecto, no se pueden controlar como tal las presiones y desplazamientos en el frente, a diferencia de otros métodos para construcción de túneles, como los llamados métodos mecanizados con escudo presurizado (TBM, por sus siglas en inglés), donde se aplica la técnica del balance de presión de tierra (EPB, por sus siglas en inglés) (Anagnostou & Kovári, 1996). En la literatura se han registrado ya, varias fallas famosas, en donde se ha implementado el Método Convencional (Health and Safety Executive, 1996; Melis Maynar, 2005; Karakus & Fowell, 2004).

2.4.1. Estados límite de falla

Esta condición que exige seguridad en todo tipo de obras civiles es referida a su punto de colapso, para las estructuras geotécnicas tal punto se asocia a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. En suelos duros, en el peor de los casos ocurre de manera súbita, debido a su comportamiento rígido-plástico, es decir que no exhibe apreciables deformaciones antes de alcanzar su punto de fluencia.



Para que se movilice la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, es necesario generar una alteración en su estado inicial de esfuerzos, lo cual puede ser provocado por varios factores naturales o antrópicos. Dado a tal alteración es necesario verificar la estabilidad del sistema, mediante una función de desempeño (Mayoral, 2014) donde se evalúe la relación entre fuerzas o momentos resistentes y actuantes, que son las variables de la función, donde la condición necesaria que demanda el equilibrio es que tal relación sea mayor a la unidad. En el caso del diseño del procedimiento constructivo de túneles, en particular cuando son construidos a frente abierto, dos problemas de diseño diferentes pueden distinguirse: la estabilidad del frente del túnel y la estabilidad del soporte.

2.4.1.1. Estabilidad del frente del túnel

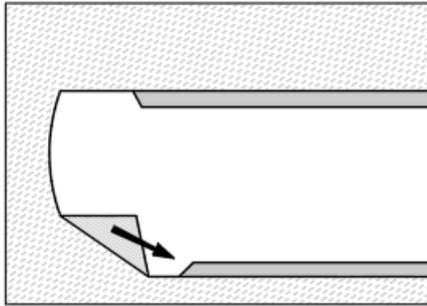
La estabilidad del frente del túnel es una característica geotécnica típica. Generalmente analizada por medio de métodos estados límite y postulando mecanismos de falla apropiados. Esta condición suele ser la más crítica en túneles de baja cobertura y excavados en suelos bajo zonas urbanas, debido a las sobrecargas de superficie y la cercanía del frente con la misma, se desarrolla un mecanismo de falla conocido como falla de frente, donde se forma una superficie que inicia con un ángulo igual a $45 + \varphi/2$ (Melis Maynar, 2005) desde la contra-bóveda en el frente de excavación o el contacto del terreno resistente con el inestable, prolongándose de forma curva (circular, espiral logarítmica, segmentos de arco, etc.) hasta cierta distancia hacia el frente, adquiriendo diferentes morfologías, en función de la condición geotécnica, etapa de construcción o técnica de excavación empleada, esto se puede observar en la Figura 2-3.

Para evaluar esta condición de estabilidad de manera analítica se han formulado varios métodos que simulan básicamente el colapso por bloques, cuñas prismáticas y conos de revolución, definidos a partir de líneas rectas, espirales logarítmicas, segmentos de arco etc. Lamentablemente la mayoría han sido basados para calcular la presión mínima que necesita el frente para estar en equilibrio mediante los métodos mecanizados con tuneladora, TBM, no obstante, algunos criterios pueden también ser aplicables a una excavación con frente abierto, al definir como nula la presión aplicada en el frente y en las paredes sin revestir (Melis Maynar, 2011), siempre y cuando la función de desempeño se pueda poner en función del Factor de Seguridad definido como el cociente entre acciones resistentes y actuantes. En la Tabla 2-5 se muestra una serie de criterios que se han desarrollado para el cálculo de la estabilidad de frente, según varios autores, en los esquemas correspondientes se muestra el significado de cada variable empleada.

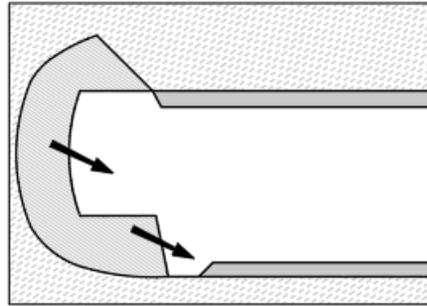


TUNELES PROFUNDOS

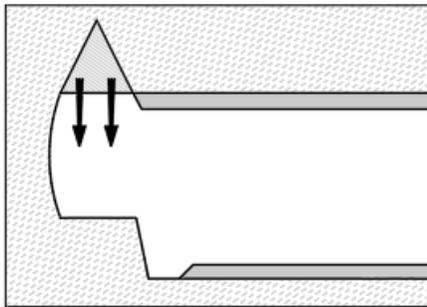
(a) Fallas de Banqueo



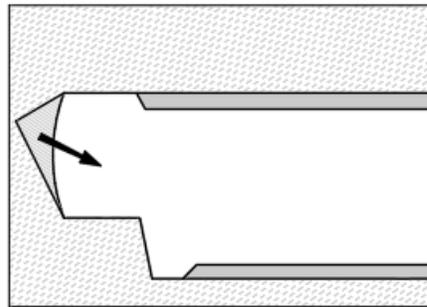
(b) Fallas de frente completo



(c) Fallas en la bóveda

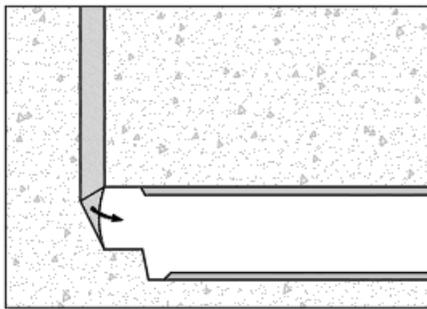


(d) Fallas de frente locales

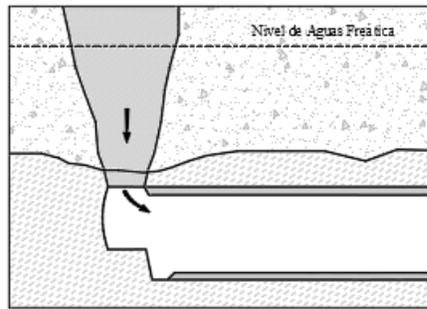


TUNELES SOMEROS

(e) Fallas de frente con chimenea



(f) Fallas de colapso de bóveda bajo niveles de agua



(g) Fallas de colapso de bóveda

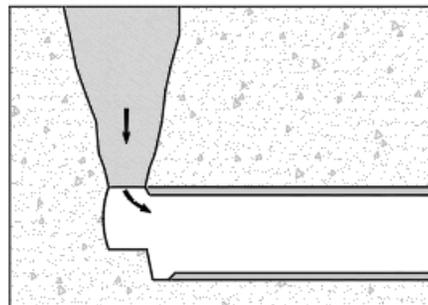
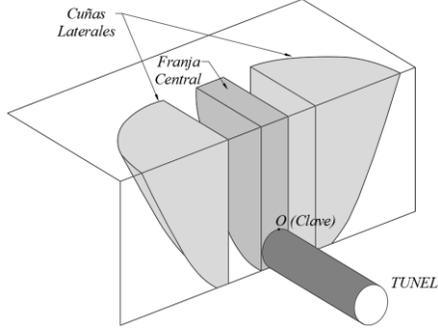
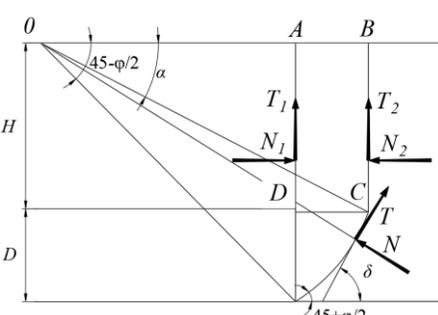
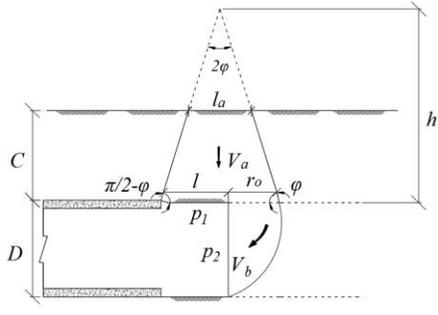


Figura 2-3. Esquema del mecanismo de falla por inestabilidad en el frente de excavación. (Health and Safety Executive, 1996)



Tabla 2-5 (continuación). Criterios de equilibrio límite para calcular la estabilidad de frente.

AUTOR	EXPRESIONES	MECANISMO DE FALLA
(Melis Maynar, 2005)	$R = \frac{H + D}{\cos(45 + \varphi/2)} ; b = R \sin(45 + \varphi/2) ; c = R - b ; \alpha = \sin^{-1}(H/R)$ $x_{max} = R \cos(\alpha) - R \cos(45 - \varphi/2) ; x_1 = \Delta x + x_0 = (x_0, x_1, x_2 \dots x_{max})$ $\delta_1 = \sin^{-1}\left(\frac{b + x_1}{R}\right) ; z_1 = R * \cos(\delta_1) ; l_1 = \frac{\Delta x}{\cos(\delta_1)}$ $W_{1F} = (D * \gamma * \Delta x * z_1) ; W_{1L} = (\psi * \gamma * \Delta x * x_1 * z_1) ; W_1 = W_{1F} + W_{1L}$ $N_{1F} = W_{1F} * \cos(\delta_1) ; T_{1Fela} = W_{1F} * \sin(\delta_1) ; T_{1Fmax} = N_{1F} * \tan \varphi + D * C * l_1$ $T_{1F} = \min(T_{1Fela}, T_{1Fmax})$ $N_{1L} = W_{1L} * \cos(\delta_1) ; T_{1Lela} = W_{1L} * \sin(\delta_1) ; T_{1Lmax} = N_{1L} * \tan \varphi + C * \psi * x_1 * l_1$ $T_{1L} = \min(T_{1Lela}, T_{1Lmax}) ; N_1 = N_{1F} + N_{1L} ; T_1 = T_{1F} + T_{1L}$ $B_{T1} = abs\left(H - z_1 - x_1 * \tan(\delta_1) / \sqrt{1 + \tan^2(\delta_1)}\right) ; M_{T1} = \sum_i^{max} (B_{Ti} * T_i)$ $B_{N1} = abs\left(-H \tan(\delta_1) + z_1 * \tan(\delta_1) - x_1 / \sqrt{1 + \tan^2(\delta_1)}\right) ; M_{N1} = \sum_i^{max} B_{Ni} * N_i$ $N_{bF} = \frac{D}{2} * (1 - \sin \varphi) * \gamma * H^2 ; N_{bL} = \psi x_{max} \frac{(1 - \sin \varphi)}{2} \gamma H^2$ $T_{bF} = N_{bF} \tan \varphi + DCH ; T_{bL} = N_{bL} \tan \varphi + \psi x_{max} CH$ $T_b = T_{bF} + T_{bL} ; M_{Tb} = T_b * x_{max}$ $F_{R_inf} = \frac{\Delta x (1 - \sin \varphi)}{2} * \gamma \tan \varphi * z_1^2 + \Delta x * C * z_1 ; M_{FR_inf} = 2 \sum_i^{max} (F_{R_inf} * x_i)$ $F_{R_sup} = x_{max} * 0.5 * (1 - \sin \varphi) * \gamma \tan \varphi * H^2 + x_{max} * C * H$ $M_{FRsup} = x_{max} * F_{R_sup} ; M_{Act_inf} = \sum_i^{max} W_i * x_i$ $W_{sup} = (\pi x_{max}^2 / 2) * H \gamma ; B_{sup} = 0.6002 x_{max} ; M_{Act_sup} = W_{sup} * B_{sup}$ $M_{ActF} = D \frac{x_{max}^2}{2} * H \gamma ; FS = \frac{M_{T1} + M_{N1} + M_{Tb} + M_{FR_inf} + M_{FR_sup}}{M_{Act_sup} + M_{Act_inf} + M_{ActF}}$ $r_0 = D * \left(e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi}\right)^{-1} ; h = \frac{l + r_0}{2 + \tan \varphi} ; l_a = 2(h - C) \tan \varphi$ $P_{wa} = \frac{1}{2} \gamma V_a [(l + r_0)h - l_a(h - C)] ; P_{wb} = -\frac{1}{3} V_a \gamma r_0^2 * \frac{\left(-e^{\frac{3\pi}{2} \tan \varphi} + 3 \tan \varphi\right)}{9 \tan^2 \varphi + 1}$ $P_{p1} = p_1 * l * V_a ; P_{p2} = V_a * r_0 * e^{\pi \tan \varphi} * p_2$ $Q_a = (2h - l_a \cot \varphi) * V_a * c ; Q_{b1} = Q_{b2} = \frac{1}{2} c * V_a * r_0 * \cot \varphi * (e^{\pi \tan \varphi} - 1)$ $D_r = \frac{1}{2} k_t V_a r_0 e^{\pi \tan \varphi} ; P_{wa} + P_{wb} - P_{p1} - P_{p2} = Q_a + Q_{b1} + Q_{b2} + D_r$ $p_2 = \frac{P_{wa} + P_{wb} - P_{p1} - Q_a - Q_{b1} - Q_{b2} - D_r}{V_a * r_0 e^{\pi \tan \varphi}}$	  
(Zhang, et al., 2017)		



En la actualidad no existe una normativa internacionalmente adoptada que defina y regule el diseño de túneles con revestimientos de concreto lanzado, (Tamez, et al., 1997) recomiendan que para suelos con falla frágil es requerido un $FS > 2$ y para aquellos que exhiben falla plástica un $FS > 1.6$, los ingenieros geotécnicos a menudo se refieren también a otros códigos definidos para estructuras geotécnicas, como Normativa Europea (Eurocode 7, 2013). El enfoque que maneja de forma general tal normativa es la aplicación de factores parciales, dependiendo de las acciones favorables o desfavorables envueltas en el sistema, para el caso de las propiedades del suelo en los análisis de equilibrio límite, los factores se aplican dividiendo al parámetro del suelo. En la Tabla 2-6 se muestran los factores parciales que deben ser aplicados a los parámetros del suelo para análisis donde no se toma en cuenta la estructura.

Tabla 2-6. Factores parciales para los parámetros del suelo según (Eurocode 7, 2013)

PARÁMETRO DEL SUELO	SÍMBOLO	VALOR
Angulo de fricción interna	γ_{ϕ}	1.25
Cohesión efectiva	γ_c	1.25
Resistencia no drenada	γ_{cu}	1.4
Resistencia a la compresión simple	γ_{qu}	1.4
Peso específico	γ_γ	1.0

Otra manera para establecer las condiciones de seguridad, con base en el nivel de desempeño, consiste en adoptar un enfoque probabilístico en donde se consideren como variables aleatorias aquellas que determinen la función de desempeño. De modo que la capacidad y la demanda se puedan representar por una función de densidad de probabilidad (ver Figura 2-4). El diseño óptimo será el que minimice la probabilidad de falla P_f y aumente el índice de confiabilidad β (haciendo que C y D tengan el menor traslape posible o aceptable), de acuerdo con la escala del proyecto tomando en cuenta la probabilidad de falla y las consecuencias en caso de su ocurrencia. La Tabla 2-7 muestra el nivel de desempeño esperado, asociado al índice de confiabilidad y a la probabilidad de falla según el cuerpo de ingenieros de la armada de Estados Unidos (U.S.A.C.E., 1997). En el capítulo 3.3 se realiza una descripción de los métodos que más se emplean en la práctica y campo de la investigación, para la evaluación de la probabilidad de falla e índice de confiabilidad de un problema geotécnico.

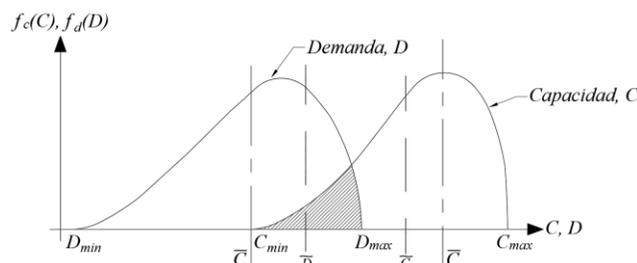


Figura 2-4. Funciones de densidad y probabilidad de capacidad y demanda.



Tabla 2-7. Índices de confiabilidad objetivo (U.S.A.C.E., 1997)

NIVEL DE DESEMPEÑO ESPERADO	ÍNDICE DE CONFIABILIDAD	PROBABILIDAD DE DESEMPEÑO INSATISFACTORIO (%)
Alto	5	3×10^{-5}
Bueno	4	3×10^{-3}
Superior al promedio	3	0.1
Debajo del promedio	2.5	0.6
Pobre	2.0	2.3
Insatisfactorio	1.5	7.0
Peligroso	1.0	16

2.4.1.2. Estabilidad del sostenimiento

Dentro de los elementos de sostenimiento de túneles, el concreto lanzado reforzado con fibras de acero se ha vuelto el común denominador en casi todas las técnicas que se implementan en la práctica, ya que (según lo expuesto en apartados anteriores) es un elemento intrínseco del Método Convencional. A pesar de su uso universal, los criterios actuales para el diseño del concreto lanzado como revestimiento de túneles, tiende a variar mucho, lo cual depende de factores como: los requisitos de diseño, la práctica local y la experiencia del diseñador del túnel. Debido a que escasean normativas universalmente aceptadas sobre cómo evaluar la seguridad de un túnel o la aceptabilidad de su diseño, dichos factores juegan un papel muy importante. Sin embargo, como diseñador, existirá siempre un deseo general de definir un factor de seguridad cuantitativo para el diseño, por lo que los métodos empíricos basados en índices de calidad de roca (Barton, et al., 1974; Bieniawski, 1973) se han vuelto insatisfactorios al tratar de justificar un diseño, lo cual se ha tornado en una transición bastante difícil, puesto que hay muy pocos métodos que se consideran aceptables para definir un factor de seguridad. Uno de estos, descrito por varios autores (Kaiser, 1985; Sauer, et al., 1994; Carranza-Torres & Diederichs, 2009) se basa en el uso de diagramas de capacidad o de interacción del revestimiento, como envolvente de diseño ante las cargas impuestas al mismo (elementos mecánicos) inherentes al proceso de construcción del túnel (ver Figura 2-5).

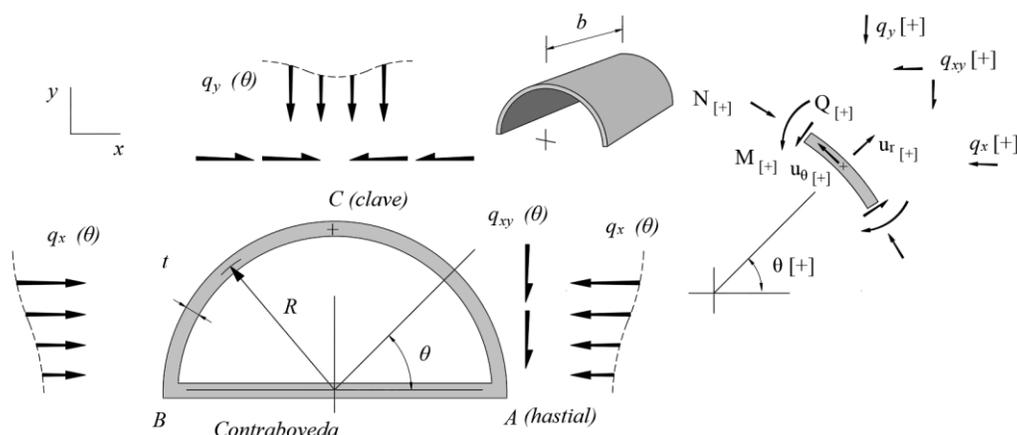


Figura 2-5. Cargas actuantes en el revestimiento primario de túneles. (Carranza-Torres & Diederichs, 2009)



Aun con la gran aceptación que ha tenido tal método en el diseño de túneles, la normativa universal comúnmente consultada, generalmente carece de detalles y no lo menciona, tales como la Guía de Diseño para el Revestimiento de Túneles de la “ (British Tunnelling Society, 2004), o el Manual para Diseño y Construcción Túneles de la “ (FHWA, 2009). En consecuencia, el diseñador de túneles de la práctica tiene pocas opciones para respaldar su diseño, así que se ha optado por el uso de las normativas referentes al concreto simple y concreto lanzado. De manera universal se han implementado como referencia algunas especificaciones y metodologías de la normativa europea “ (Eurocode 2, 2004) y de Estados Unidos (American Concrete Institute, 2005), en el caso de la Ciudad de México se ha optado también por el uso de las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto (RCDF, 2017).

En todas las normativas anteriormente mencionadas, el parámetro de mayor relevancia es la resistencia nominal (definida en laboratorio, antes de aplicar cualquier factor de resistencia) a la compresión simple del concreto $f'c$, ya que prácticamente todas las demás propiedades mecánicas se pueden derivar de esta de forma empírica, según lo dicta cada normativa, puesto que al referirse al nivel de seguridad que tiene el diseño del túnel se puede hacer referencia al factor de reducción aplicado al $f'c$ o σ_c , de manera que es posible definir un diagrama de interacción, para un factor de seguridad especificado y así establecer un diseño permisible, al asegurar que todas las cargas impuestas al revestimiento, se encuentren dentro del diagrama (ver Figura 2-6 y Figura 2-7).

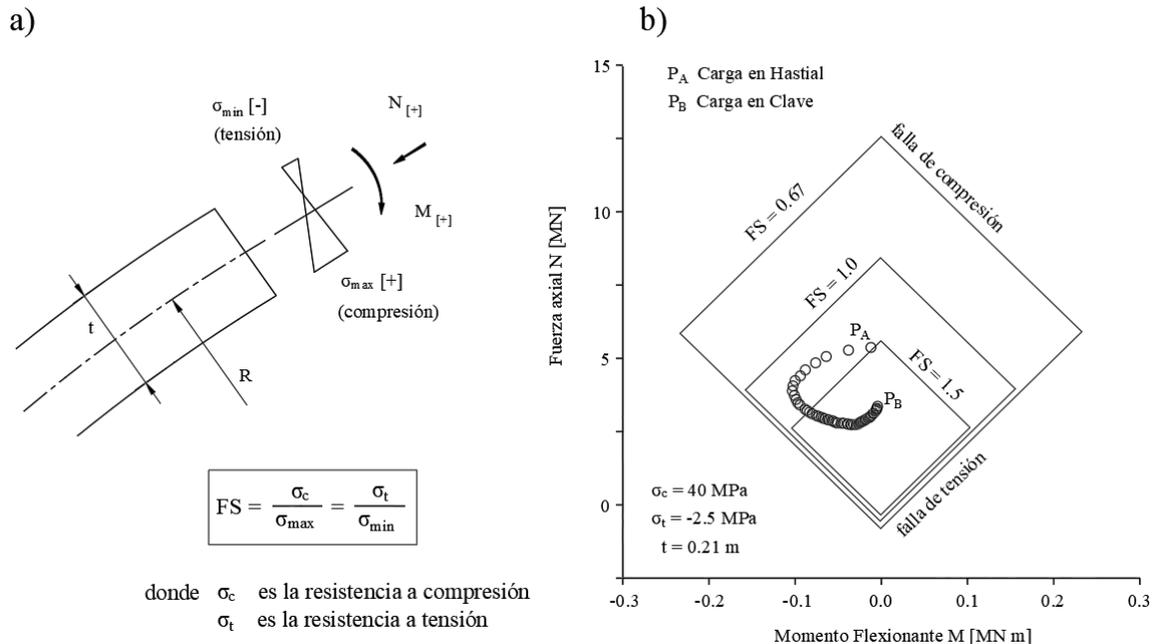


Figura 2-6. (a) Factor de Seguridad definido en términos del máximo y mínimo esfuerzo axial de un arco circular. (b) Diagramas de interacción M-N con diferentes Factores de Seguridad, para una sección de concreto lanzado sin refuerzo. (Carranza-Torres & Diederichs, 2009)

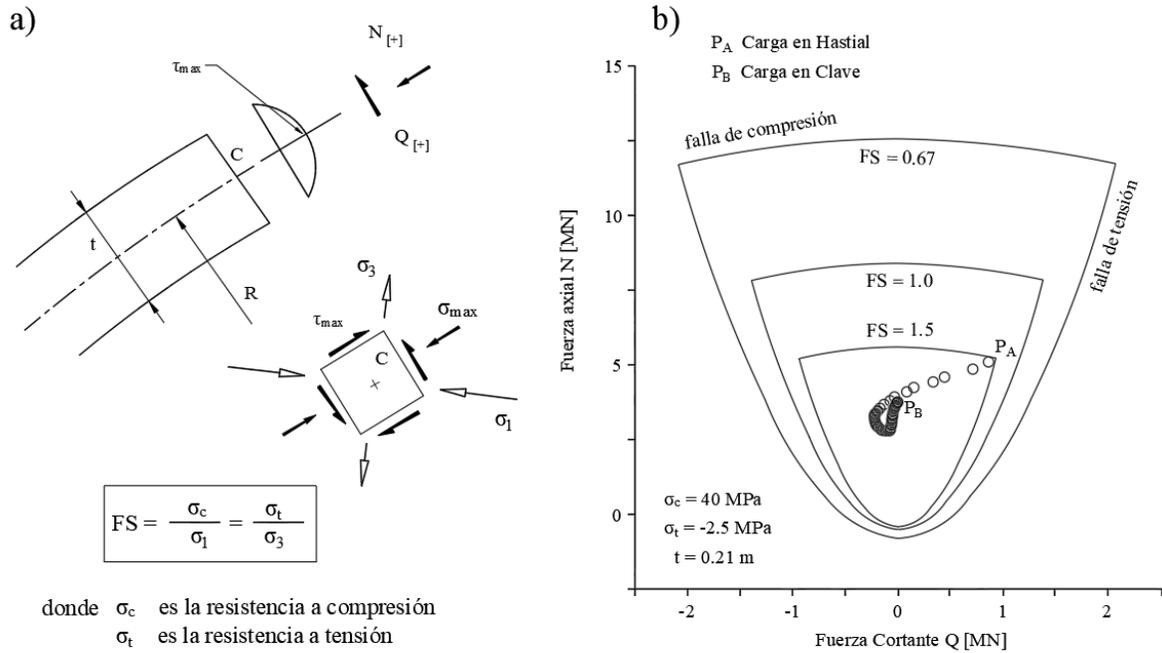


Figura 2-7. Factor de Seguridad definido en términos del esfuerzo principal mayor y menor, inducidos por fuerzas normal y de cortante de un arco circular. (b) Diagramas de interacción Q-N con diferentes Factores de Seguridad, para una sección de concreto lanzado sin refuerzo. (Carranza-Torres & Diederichs, 2009).

Para definir dichos diagramas es necesario saber cuál es el comportamiento mecánico del material utilizado como revestimiento, por lo que, se han realizado varios estudios que buscan aumentar el entendimiento del concreto lanzado reforzado con fibras de acero, a través de pruebas de laboratorio en elementos sometidos a flexión (Dupont, 2003; Barros, et al., 2005). En estos, se ha encontrado principalmente que, las fibras de acero incrementan la ductilidad del concreto a flexotensión en función de la dosificación que se use en la mezcla, así como de la resistencia y forma de las fibras.

Debido a lo anterior, tales pruebas se han denominado como de capacidad de absorción de energía, ya que miden el área bajo la curva esfuerzo-deformación que el espécimen desarrolla en la prueba en régimen a tensión, al sobrepasar la resistencia pico a tensión (Sanchez, 2017). Conforme a tales resultados, se ha optado por desestimar la aportación que las fibras pueden llegar a tener en el régimen a compresión del concreto, debido que es baja en comparación con lo que aporta en régimen a tensión. De manera que, se ha podido definir un comportamiento esfuerzo-deformación típico a tensión y compresión, de una sección de concreto lanzado reforzado con fibras de acero, mediante ciertos parámetros que se han establecidos en dichos estudios, este comportamiento constitutivo se caracteriza por la curva mostrada en la Figura 2-8.

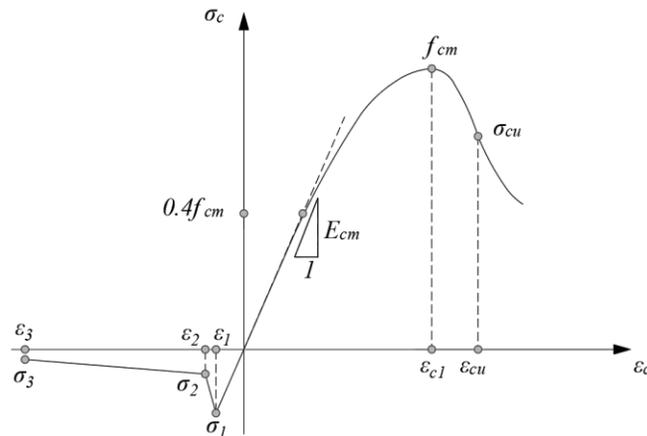


Figura 2-8. Curva esfuerzo deformación para el concreto reforzado con fibras de acero (Eucode 2, 2004)

De acuerdo con las diferentes partes de la curva mostrada, se puede observar que existe un tramo tanto en tensión como en compresión donde el concreto que comporta de forma elástica lineal, y que posterior a un cierto valor de deformación en ambos sentidos el comportamiento es no lineal. De acuerdo con esto, se han formulado algunos métodos para definir los diagramas de interacción. Para el actual estado del arte, los más utilizados son los siguientes:

- a) **Método de la sección equivalente** (Carranza-Torres & Diederichs, 2009), (Hoek, et al., 2008), desarrollado para túneles mineros, está basado en formulaciones de la teoría de la elasticidad y toma en cuenta una sección de material elástico-homogéneo. A partir de los parámetros elásticos de los elementos de sostenimiento (E_{cm}, ν) de la sección del túnel, así como de su disposición (separación) y su geometría (momento de inercia, I) es posible tomar en cuenta cada uno de estos (concreto lanzado, marcos de acero, etc..) en un material compuesto con propiedades elásticas equivalentes. Para definir los diagramas de interacción M-N es necesario solo hacer el cálculo de tres de sus coordenadas, que corresponden al esfuerzo axial máximo y mínimo $\sigma_{max}, \sigma_{min}$ asociados directamente a la resistencia a compresión y tensión del elemento, así como del punto en el cual se da el momento flexionante máximo M_{max} , comúnmente denominado como falla balanceada, la cual sucede cuando se llega al límite de resistencia por compresión y tensión de manera simultánea N_{cr} . El diagrama de interacción Q-N se encuentra definido por dos parábolas separadas por el punto en el cual se da la fuerza cortante máxima Q_{cr} . De este método resultan los diagramas M-N y Q-N de las Figura 2-6 y Figura 2-7, en la Tabla 2-8 se muestran las ecuaciones necesarias para definir los mismos, para la definición de las propiedades del concreto a partir de su resistencia a la compresión simple $f'c$, se pueden tomar las correlaciones señaladas en la normativa mexicana (RCDF, 2017).



Tabla 2-8. Expresiones para la determinación de los diagramas de interacción por el método de la sección equivalente.

MÉTODO	DIAGRAMA M-N	DIAGRAMA Q-N
Sección equivalente (Carranza-Torres & Diederichs, 2009)	$\frac{\sigma_{max}}{FS} = \frac{N}{A} + \frac{M_t}{2I} ; \quad \frac{\sigma_{min}}{FS} = \frac{N}{A} - \frac{M_t}{2I}$ $N_{max} = \frac{A\sigma_{max}}{FS} ; \quad N_{min} = \frac{A\sigma_{min}}{FS}$ $M_{max} = \mp \left(\frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{FS} \right) \frac{I}{t}$ $N_{cr} = \frac{A(\sigma_{max} - \sigma_{min})}{2FS}$	$\sigma_{max} = \frac{N}{A} ; \quad \tau_{max} = \frac{3Q}{2A}$ $\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_{max}}{2} \mp \sqrt{\left(\frac{\sigma_{max}}{2} \right)^2 + \tau_{max}^2} ; \quad FS = \frac{\sigma_c}{\sigma_1} = \frac{\sigma_t}{\sigma_3}$ $N = \frac{\sigma_c A}{FS} - \frac{9Q^2 FS}{4\sigma_c A} \rightarrow \text{falla por compresión}$ $N = \frac{\sigma_c A}{FS} - \frac{9Q^2 FS}{4\sigma_c A} \rightarrow \text{falla por tensión}$ $Q_{cr} = \mp \frac{A}{FS} \sqrt{-\frac{4\sigma_c \sigma_t}{9}} ; \text{ donde } \sigma_t \text{ es negativo}$

b) Método σ - ϵ (Sauer, et al., 1994), (Vandewalle, et al., 2003), con este método es posible considerar la no linealidad del comportamiento mecánico del concreto y de los demás elementos de sostenimiento como son los marcos de acero, por lo que es necesario calcular todos los parámetros que definen la curvas esfuerzo deformación de cada elemento como la mostrada en Figura 2-8. El método idealiza una viga como elemento resistente, el procedimiento consiste en establecer el equilibrio de fuerzas y momentos de una sección con cierto peralte d , para lo cual es necesario determinar el eje neutro y_0 , que es el punto donde ocurre la falla balanceada. El punto que define la frontera de la parte de la sección que se considera a compresión y a tensión se supone a diferentes alturas, y en cada caso se establece el equilibrio de fuerzas que se calcula integrando las áreas bajo las curvas de tensión y compresión, el equilibrio de momentos se calcula tomando como brazo de palanca la distancia entre el eje neutro y_0 y el centroide del diagrama de tensión o compresión. Este análisis se debe hacer en varios puntos a manera de definir el equilibrio para cada uno de ellos, al final de este análisis queda definido el diagrama de interacción M-N. Este procedimiento se muestra en la Figura 2-9. Para este tipo de análisis existe también software de cálculo estructural que permite obtener diagramas de interacción, uno de ellos es el programa *Response 2000* desarrollado por el profesor (Bentz, 2000). En la Figura 2-10 se muestran los diagramas de interacción que se obtienen de este análisis, y en la Tabla 2-9 se muestran la expresiones necesarias para definir la curva esfuerzo-deformación del concreto lanzado reforzado con fibras de acero. La resistencia a flexo tensión f_t y la resistencia residual definida por $f_{R,1}$ y $f_{R,4}$ se deben obtener de pruebas de absorción de energía, en caso de prescindir de estas, f_t puede estimarse mediante lo señalado en la normativa mexicana (RCDF, 2017), en el caso de la resistencia



residual puede optarse por no tomar en cuenta esa parte de la curva para definir el diagrama de interacción.

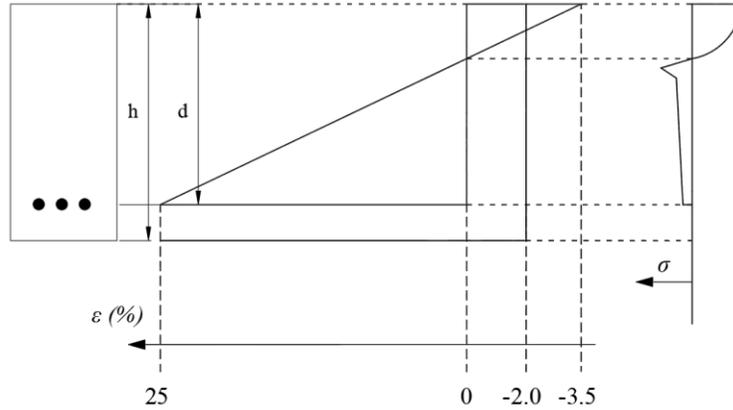


Figura 2-9. Distribución de esfuerzos y deformaciones en la sección resistente de acuerdo con el Método σ - ϵ . (Vandewalle, et al., 2003)

Tabla 2-9. Expresiones para la definición de la curva esfuerzo deformación de la Figura 2-8.

Método σ - ϵ (Vandewalle, et al., 2003)	$\sigma_1 = 0.7\bar{f}_t(1.6 - d) ; \epsilon_1 = \sigma_1/E_{cm}$
	$\sigma_2 = 0.45f_{R,1}k_h ; \epsilon_2 = \epsilon_1 + 0.01\%$
	$\sigma_3 = 0.37f_{R,4}k_h ; \epsilon_3 = \epsilon_{tu}$
	$k_h = 1.0 - 0.6 \frac{h(cm) - 12.5}{47.5} 12.5 \leq h \leq 60 $
	$\frac{\sigma_c}{f'c} = -\left(\frac{\kappa\eta - \eta^2}{1 + (\kappa - 2)\eta}\right) ; \eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} ; \kappa = \frac{E_{cm}}{E_{c1}}$
	$\epsilon_{c1} = \frac{0.7f'c^{0.31}}{1000} ; E_{c1} = \frac{f'c}{\epsilon_{c1}} ; \epsilon_c = \epsilon_{cu}\left(1 - \frac{y}{y_0}\right)$
	$y_0 = \frac{\epsilon_{cu}d}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{tu}} \rightarrow \text{eje neutro}$

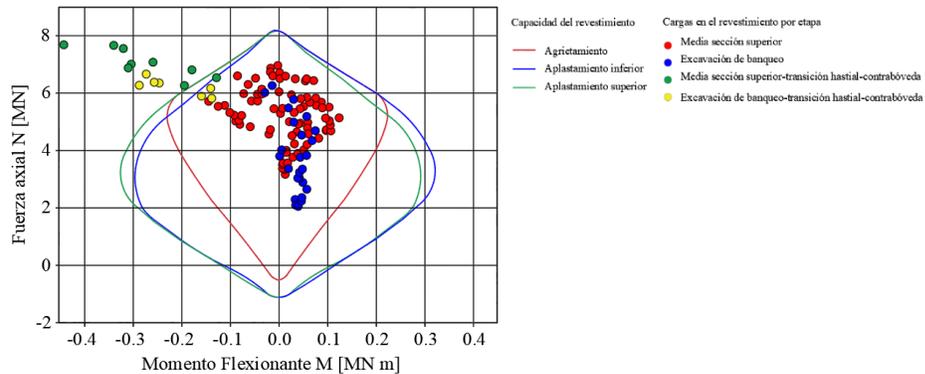


Figura 2-10. Diagramas de interacción para la combinación M-N del revestimiento primario (Hoek, 2003).



2.4.2. Estados límite de servicio

Esta otra condición, verifica que el funcionamiento de la estructura, para el cual fue diseñada, se cumpla en todo momento, de manera que los niveles de deformación esperados sean menores a una cierta estandarización o valores adoptados en la práctica, de acuerdo con el tipo de estructura y geo material donde se desplante. En la construcción de túneles, esta condición adquiere otro enfoque, debido a que, en la mayoría de los casos, las deformaciones se dan en mayor proporción durante el procedimiento constructivo. Es por lo que una parte integral del Método Convencional es la verificación, por medio del monitoreo in situ, de los desplazamientos esperados en el terreno y en el revestimiento, de acuerdo con el diseño del proyecto, de manera detallada y sistemática, en respuesta al proceso de excavación.

Para tal propósito, se establece un programa de instrumentación y monitoreo específico con relación al trabajo de excavación en general, es decir, dentro del túnel y en superficie. Si bien el monitoreo de la deformación es el foco principal de la instrumentación, el verdadero objetivo son los esfuerzos históricos en el revestimiento primario de concreto lanzado y los esfuerzos en la interfaz con el suelo. No obstante, la confiabilidad de las celdas de presión, la complejidad de instalación y la dificultad para obtener lecturas precisas han llevado a la dependencia del monitoreo de deformación para las aplicaciones de túneles, Sin embargo, actualmente se han empezado a implementar celdas de presión especiales para quedar embebidas en el revestimiento, las cuales son capaces de dar lecturas casi en tiempo real.

Los datos de monitoreo se deben recopilar, procesar e interpretar oportunamente para proporcionar evaluaciones tempranas de las siguientes acciones:

- Selección adecuada del tipo de revestimiento primario y el momento de su instalación
- Movilización de la capacidad del terreno para auto-soportarse, con ayuda del revestimiento
- Desempeño de la técnica de excavación e instalación de soporte
- Medidas de seguridad para el personal en el túnel y en superficie, como para los transeúntes
- Comportamiento esfuerzo-deformación a largo plazo para la evaluación final de la seguridad
- Adecuación de supuestos estados de esfuerzos in situ, utilizados en el diseño original.

Para verificar que el comportamiento del túnel sea el previsto en el diseño, particularmente en túneles de baja cobertura excavados en ambientes urbanos, se deben medir principalmente los siguientes parámetros:



- a) Las deformaciones interiores del túnel a través de secciones de convergencia, mediante cambios de longitud entre puntos opuestos en los hastiales y también en el centro de la clave,
- b) Los asentamientos generados en superficie, durante la construcción, por lo menos dos veces por semana y diarias en las partes donde se advierte que el túnel se está deformando.

Las secciones de convergencia indican las deformaciones en el claro de los túneles entre pares de puntos fijos instalados en la superficie del revestimiento, antes e inmediatamente después de su colocación y durante toda la construcción estas se miden en secciones que se ubican a cada cierta distancia, en donde son colocados por lo regular cinco puntos de medición localizados, en la clave y los cuatro restantes en los hastiales a diferente altura. Para el caso de las deformaciones en superficie, se miden las distorsiones angulares y los asentamientos diferenciales (Santoyo, et al., 2013).

En la Figura 2-11 se muestra un esquema de una sección de control, en donde se emplean varios instrumentos para monitorear de manera conjunta los parámetros descritos anteriormente. Los valores permisibles de tales parámetros, obtenidos en muchos casos tomados de la literatura técnica, se anotan en la siguiente tabla.

Tabla 2-10. Criterios de comportamiento de túneles (Santoyo, et al., 2013)

CRITERIO DE INTERPRETACIÓN/ACCIÓN	DISTORSIÓN ANGULAR	ASENTAMIENTO DIFERENCIAL (mm)
Admisible/ Se continua la construcción	1/1000	20
Emergencia/ Instalación de marcos metálicos	1/500	40
Inadmisible/ Suspensión de la construcción	1/100	200

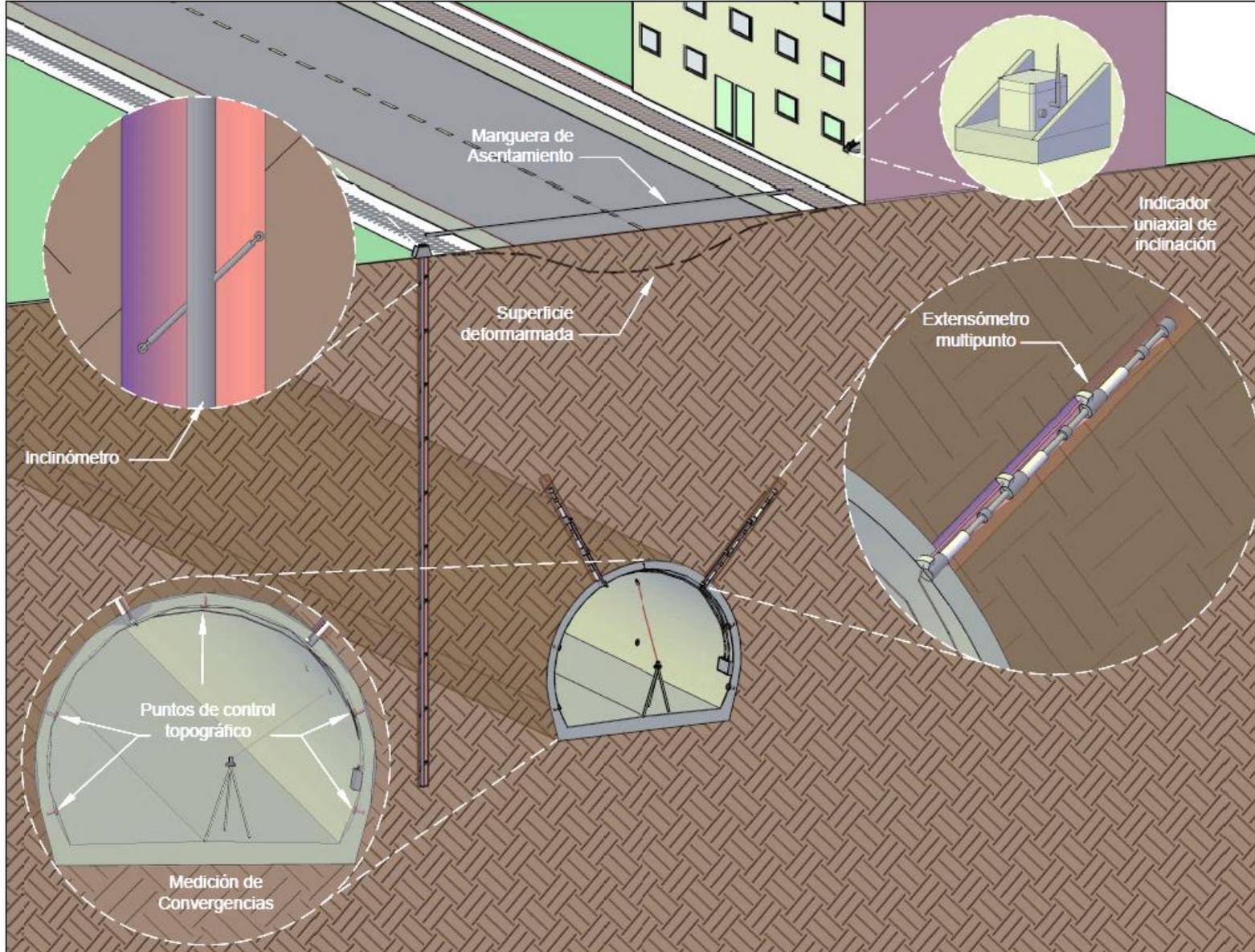


Figura 2-11. Esquema de una sección instrumentada de un túnel urbano construido mediante el Método Convencional.



2.5. Interacción suelo-revestimiento

En el apartado anterior se trató el tema de la estabilidad del túnel, lo cual se refiere únicamente a las condiciones límite, que son propiamente el problema de estabilidad de frente y del sostenimiento. No obstante, verificar la estabilidad de la masa de suelo que queda “sostenida” es principalmente un problema de interacción suelo-estructura, así como el cálculo de las cargas que actuarán en el revestimiento y en qué medida según avance el frente de excavación, lo cual implica tomar en cuenta la resistencia y rigidez del suelo como del soporte estructural (temporal y definitivo).

El diseño de la estructura en túneles construidos mediante el Método Convencional se lleva a cabo en dos etapas. Primeramente, se diseña el revestimiento primario, que actúa como un soporte preliminar durante la construcción, y es colocado de manera inmediata al terminar la etapa de excavación en la longitud de avance, consiste en una capa continua de concreto lanzado cuya resistencia y rigidez evolucionará con el paso de tiempo (Mayoral, 2014), (la utilización de soporte adicional dependerá de las condiciones del terreno); posteriormente se diseña un segundo revestimiento de concreto reforzado, de mayor rigidez y resistencia, que es usualmente colocado después para asegurar la estabilidad a largo plazo de la estructura, la cual no sostendrá carga alguna, hasta que el revestimiento primario se estabilice.

Para ambos casos, es necesario estimar la magnitud y distribución de la presión alrededor de la estructura del túnel, lo cual corresponderá a la alteración del estado de esfuerzos durante la excavación e instalación del sostenimiento, desde las condiciones iniciales (ver Figura 2-2), para lo cual deben considerarse los efectos de interacción suelo-revestimiento.

Para lograr este cometido se han propuesto varias metodologías basadas en la experiencia y en modelos teóricos, dando origen a las llamadas curvas de interacción suelo-revestimiento, curvas características o curvas Fenner – Pacher, reintroducidas por Peck (1969), Lombardi (1973) y Rabcewicz (1973) respectivamente, en donde de forma simplificada establecen las condiciones esfuerzo-deformación de la excavación y el revestimiento, conforme evolucionan los desplazamientos radiales promedio u_r . Otra metodología que se ha implementado recientemente se basa en el uso de métodos numéricos, es decir, elementos finitos, diferencias finitas o elementos discretos, los cuales son capaces de tomar en cuenta la interacción de la estructura con el terreno, ya que permiten la representación de ambos elementos y también una aproximación de la secuencia de construcción. A continuación, se describen ambas metodologías y la manera en la que se implementan.



2.5.1. Método de Convergencia-Confinamiento

La construcción de estas curvas (ver Figura 2-2), permite un cálculo de la deformación en la secuencia de instalación de los revestimientos en el contexto del túnel, a medida que la excavación avanza gradualmente. Estas curvas que son parte integral del Método Convencional buscan representar la naturaleza tridimensional del problema, en donde la influencia de la alteración de esfuerzos ocurre de manera tanto transversal, como longitudinal, respecto al eje del túnel, de manera similar al esquema mostrado en la Figura 2-12.

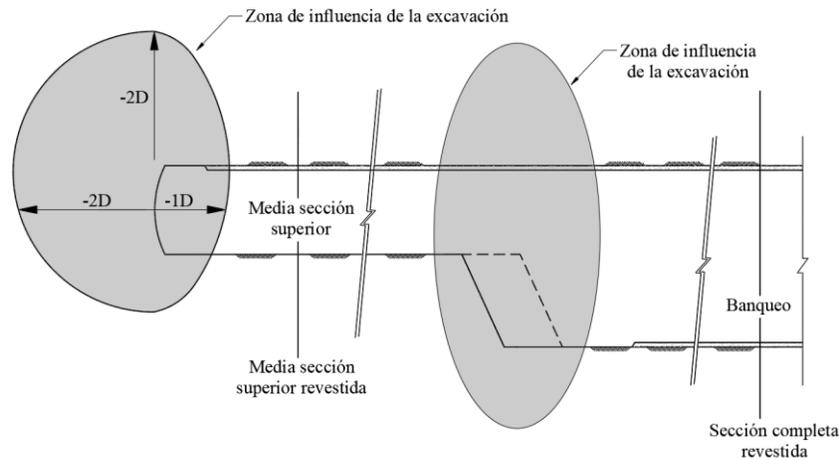


Figura 2-12. Zonas de influencia alrededor de la excavación del túnel. (FHWA, 2009)

A pesar de la gran tridimensionalidad, se ideó la manera de poder representar el problema en condiciones de deformación plana, incluyendo ciertas consideraciones, que se basan principalmente en el esquema mostrado en la Figura 2-13. De acuerdo con esto anterior, si hipotéticamente el revestimiento del túnel se instalara antes de excavar (caso a), sin alterar el estado de esfuerzos en el suelo, y después se hiciera la excavación, el revestimiento estaría sujeto completamente a una presión tierras en reposo en la profundidad del túnel; por otro lado, un revestimiento instalado a más de tres radios detrás del frente de excavación no soportaría carga alguna, como en el caso c.

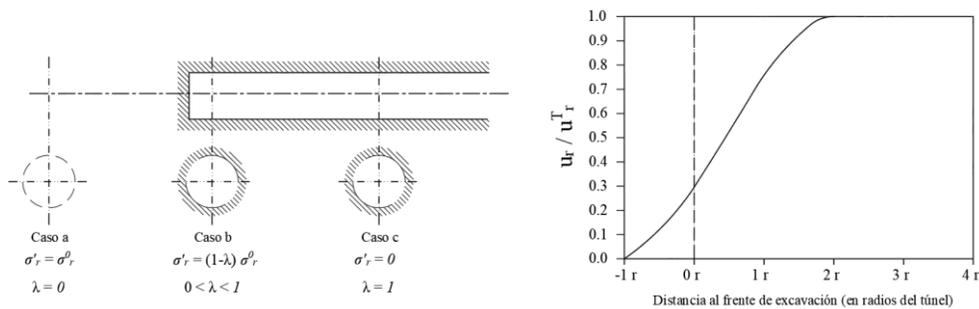


Figura 2-13. Evolución de la convergencia del túnel conforme al avance del frente. (Panet & Guenot, 1982)



En condiciones más realistas, el revestimiento se instala en un área detrás del frente, donde cierta cantidad de desplazamiento ya ha tenido lugar y los esfuerzos se han redistribuido hacia el frente y a los lados del túnel (ver Figura 2-12). Como resultado, el revestimiento lleva solo una cierta fracción, $(1 - \lambda)\sigma_r^0$, de los esfuerzos radiales iniciales (caso b).

El parámetro λ , introducido por Panet & Guenot (1982), caracteriza la cantidad de esfuerzo liberado que ha tenido lugar en el suelo antes de la colocación del revestimiento, como resultado de la redistribución tridimensional de esfuerzos alrededor de la excavación. Haciendo referencia a la Figura 2-13, es igual a cero para el caso a, y uno para el caso c, por lo tanto, para el caso b está entre cero y uno. El parámetro λ representa también la cantidad de desplazamiento radial o convergencia, correspondiente a la redistribución de esfuerzos alrededor de la abertura durante la construcción.

$$\lambda = \frac{u_r}{u_r^\infty} \quad (5)$$

Basándose en el análisis numérico de un problema tridimensional y, de acuerdo con su experiencia, fue como Panet & Guenot (1982) sugirieron que el problema podía ser analizado en condición de deformación plana, en un plano transversal al eje del túnel, proviniendo una adecuada representación de las condiciones en el frente de excavación. Este método fue llamado de convergencia-confinamiento y toma en cuenta los efectos tridimensionales, mediante la representación del terreno excavado por una presión ficticia equivalente según la siguiente expresión:

$$\sigma'_r = (1 - \lambda)\sigma_r^0 \quad (6)$$

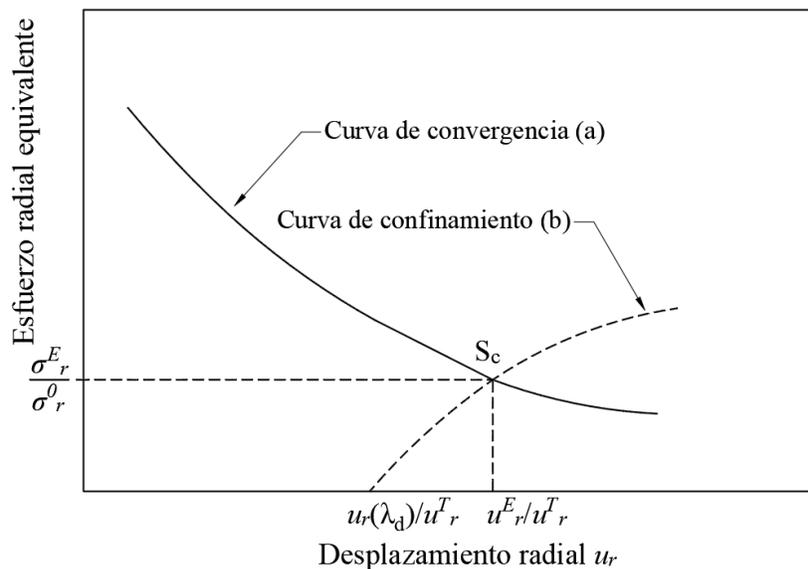


Figura 2-14. Esquema de la técnica convergencia-confinamiento (Leca & Clough, 1992).



Donde λ se incrementa desde cero hasta cuando se modela la construcción del revestimiento, si se grafican en cada etapa de excavación los valores de σ^f_r/σ^0_r vs λ , de acuerdo a la expresión 6 se obtendrá la curva de convergencia y, teniendo también las propiedades del revestimiento, se puede establecer la curva de confinamiento, donde la proyección hacia el eje de las abscisas de la intersección convergencia-confinamiento nos dará la porción de esfuerzo que soportará la estructura acuerdo con σ'_r (ver Figura 2-14).

2.5.2. Método de Relajación de Rigideces

Otra manera de representar la influencia tridimensional en una sección transversal del túnel es a través de la técnica de relajación de rigideces o de reblandecimiento (softening), que se utiliza para modelar la deformación previa a la excavación del suelo cerca del frente. Con esta técnica, el terreno a excavar se reemplaza por un terreno más blando, con un módulo reducido E/n_r , donde ($n_r > 1.0$), de esta manera un nuevo estado de equilibrio se calcula con esfuerzos reducidos en el área del túnel, siendo más realistas, se reduce también la relación de Poisson ν del suelo en el área de excavación para tener mejor en cuenta el movimiento horizontal del terreno, a lo largo del eje del túnel (Leca, 1989). Esta técnica es empleada tradicionalmente en programas de modelado numérico bidimensional, uno de ellos es el programa RS2 o Phase 2 de la compañía Rocscience (www.rocscience.com). En el cual se le pide al usuario especificar las etapas de cálculo, que equivalen a los valores de E que tendrá el material de la excavación hasta llegar a la condición de la remoción total (ver Figura 2-15), (Vlachopoulos & Diederichs, 2014) hacen una extensa discusión de los usos y limitaciones de este método.

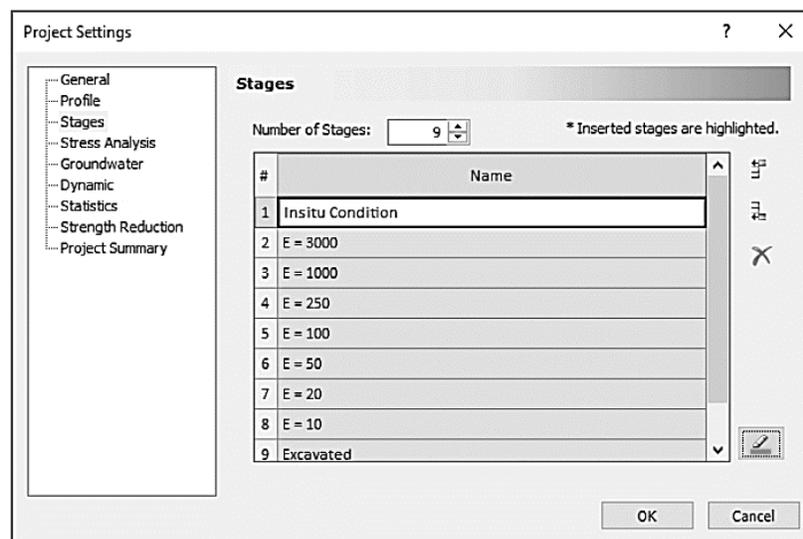


Figura 2-15. Etapas de cálculo del programa RS2 (www.rocscience.com)



El factor de reblandecimiento n controla la cantidad de liberación de esfuerzo que se da por delante del frente de excavación. Cuanto mayor es el valor de n_r , mayor es la redistribución de esfuerzos alrededor de la futura excavación del túnel (ver Figura 2-15). Para condiciones geométricas y geotécnicas dadas, el coeficiente promedio de liberación de esfuerzo λ , asociado con la aplicación de un factor de reblandecimiento n , se estima utilizando la ecuación 7.

$$(1 - \lambda) = \frac{\sigma_r^{n_r}}{\sigma_r^0} \quad (7)$$

Dónde:

σ_r^0 Esfuerzo radial promedio en condiciones iniciales

$\sigma_r^{n_r}$ Esfuerzo radial promedio después del reblandecimiento

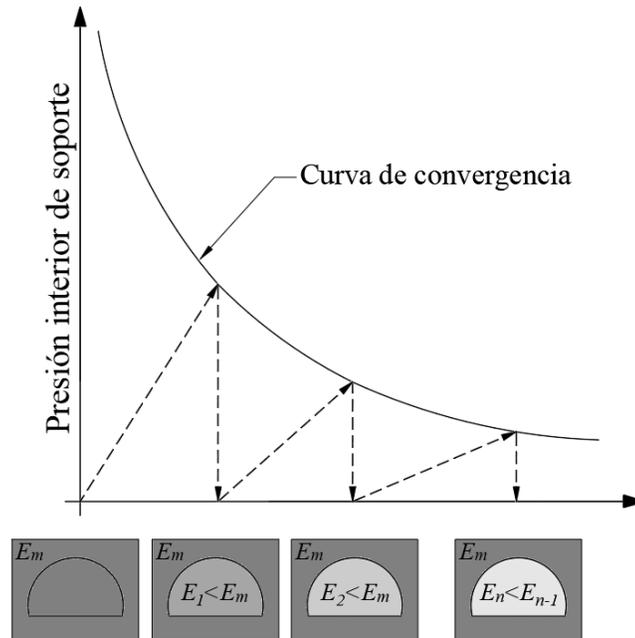


Figura 2-16. Esquema de funcionamiento de la técnica de reblandecimiento (Sanchez, 2017)

2.5.3. Soluciones analíticas

Existen actualmente en la literatura técnica varios métodos desarrollados para determinar analíticamente la variación de la presión radial promedio alrededor de una cavidad en el terreno a medida que la sección analizada entra en la zona de influencia de la excavación, no obstante, todas aquellas son soluciones cerradas que han sido formuladas tomando en cuenta algunas consideraciones que simplifican el problema, por lo que su uso es limitado, las que más sobresalen son las siguientes:

- Condiciones unidimensionales
- Material homogéneo e isótropo
- Cavity circular
- Contacto perfecto entre el revestimiento y el terreno

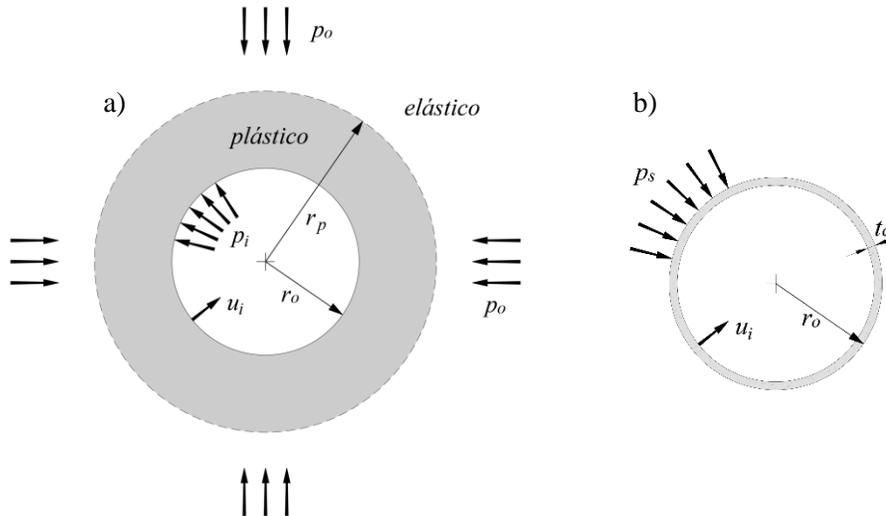


Figura 2-17. Idealización de la interacción suelo-revestimiento a) en la masa de suelo b) en el revestimiento. (Hoek, et al., 1998)

La forma en que se idealiza el problema de interacción se muestra en la Figura 2-17, la curva de convergencia representa en la Figura 2-17 a) la variación de una presión interior p_i cuyo valor inicial es el valor de la presión o esfuerzo de confinamiento p_o , que disminuye al incrementar el desplazamiento radial u_i , a medida que el radio de la zona plastificada de la masa de suelo r_p aumenta, lo cual simula el avance del frente de excavación en una cierta sección del túnel. La curva de confinamiento representa la Figura 2-17 b) donde una sección transversal de soporte anular de espesor t_c , radio externo r_p , rigidez k_C , y resistencia p_{scmax} , es instalado tras una cierta distancia del frente de excavación, la presión uniforme p_s , representa la carga transmitida por el terreno al soporte que induce un desplazamiento radial u_i , que por compatibilidad de deformaciones debe ser igual al desplazamiento radial u_i de la pared del terreno indicado en la Figura 2-17 a).

Algunas metodologías toman en cuenta un comportamiento elástico y algunas un comportamiento elasto plástico con base en algún criterio de fluencia (la mayoría Mohr-Coulomb para suelos y Hoek & Brown para rocas), y las más recientes incluyen el efecto del reblandecimiento, posterior a la resistencia pico. La ventaja que poseen estas herramientas analíticas es que nos proporcionan un mejor entendimiento del fenómeno de interacción suelo-revestimiento a medida que se lleva a cabo la excavación. Algunas de las soluciones que se implementan con mayor frecuencia se muestran en las Tabla 2-11 y Tabla 2-12.



Tabla 2-11. Soluciones analíticas para la determinación de las curvas características del terreno.

AUTOR	CURVAS DE CONVERGENCIA
(Tamez, et al., 1997)	$u = (\gamma H_o - p_a) \frac{(1+\nu)r}{E} ; p_{al} = \gamma H_o(1 - \sin \varphi) - c \cos \varphi \rightarrow \text{rango elástico}$ $u = r \left(1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}} \right) ; p_{a,total} = p_a + \gamma(r_p - r)\psi \rightarrow \text{rango plástico}$ $A = \frac{2(1+\nu)}{E} c_u \left(\frac{r_p}{r} \right)^2 ; r_p = r e^{\left[\frac{1}{2} \left(\frac{\gamma H_o - p_a}{c_u} - 1 \right) \right]} \rightarrow \text{suelos cohesivos}$ $A = \frac{2(1+\nu)}{E} (\gamma H_o - T) (\sin \varphi) \left(\frac{R_p}{r} \right)^2$ $R_p = r \left[(1 - \sin \varphi) \frac{\gamma H_o + T}{p_a + T} \right]^{\frac{(1-\sin \varphi)}{2 \sin \varphi}}$ $T = c_u \cot \varphi$ <div style="text-align: right; margin-top: 10px;"> $\left. \begin{array}{l} \text{suelos} \\ \text{cohesivo} \\ \text{- friccionantes} \end{array} \right\}$ </div>
(Stille, et al., 1989)	$\frac{r_e}{r_i} = \left\{ \frac{\left[\frac{2}{1+K} (p_0 + a) - a \right] + a_r}{p_i + a_r} \right\}^{\frac{1}{K_r - 1}} \quad \sigma_{re} = \frac{2}{1+K} (p_0 + a) - a$ $u_i = r_i + \frac{(1+\nu)}{E} (p_0 - \sigma_{re}) \quad \text{para } r_e/r_i > 1$ $u_i = r_i \frac{A}{f+1} \left[2 \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^{f+1} + (f-1) \right] \quad \text{para } r_e/r_i < 1$ $a = \frac{c}{\tan \varphi} \quad K = \tan^2(45 + \varphi/2)$ $A = \frac{(1+\nu)}{E} (p_0 - \sigma_{re}) \quad f = \frac{\tan(45 + \varphi/2)}{\tan(45 + \varphi/2 - \psi)}$
(Fairhurst, 1991)	$p_t = [p_0(1 - \sin \varphi) - c \cos \varphi + c_r \cot \varphi_r] * \left(\frac{a}{b} \right)^\alpha - c_r \cot \varphi_r \quad \alpha = \frac{2 \sin \varphi_r}{1 - \sin \varphi_r}$ $(u_r^t)_{r=a} = \frac{(1+\nu)}{E} \left(\frac{b^2}{a} \right) [p_0 \sin \varphi + c \cos \varphi] + \left[\frac{(b^2 - a^2)(K-1)}{2a} \right]$
(Alonso, 2003)	$\varepsilon_\theta^e = \frac{p_0(K-1) + 2c\sqrt{K}}{2G(K+1)}$ $u_i = - \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^{K^\psi} \frac{2\varepsilon_\theta^e}{1+K^\psi} - \varepsilon_\theta^e \frac{K^\psi - 1}{1+K^\psi} r_i$
(Orestie, 2009)	$u_i = \frac{1}{2G} \left\{ \frac{r_e^{K^\psi+1}}{r_i^{K^\psi}} (p_0 + a) \sin \varphi + (1-2\nu)(p_0 + a_r) \left(\frac{r_e^{K^\psi+1}}{r_i^{K^\psi}} - r_i \right) - \right.$ $\left. \frac{[1 + K^r K^\psi - \nu(K^\psi + 1)(K^r + 1)]}{(K^r + K^\psi) r_i^{K^r-1}} (p_i + a_r) \left(\frac{r_e^{K^\psi+1}}{r_i^{K^\psi}} - r_i^{K^r-1} \right) \right\}$
(Muir Wood, 2004)	$\sigma_\theta = A + B\sigma_r ; A = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} ; B = K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} ; K_\epsilon = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} ; \beta = \frac{r_1^2 [A + (B-1)p_0]}{2G(B+1)}$ $\sigma_{r1} = \frac{2p_0 - A}{B+1} ; u_1 = \frac{\beta}{r_1} ; u_0 = u_1 \frac{\beta}{r_1} \left(\frac{r_1}{r_0} \right)^{1/K_\epsilon} ; \lambda = \frac{1}{r_1^{\beta-1}} \frac{2[A + p_0(B-1)]}{B+1} ; \sigma_r = \frac{1}{B-1} (\lambda r_1^{\beta-1} - A)$



Tabla 2-12. Soluciones analíticas para la determinación de las curvas de confinamiento (curva de sostenimiento).

AUTOR	CURVAS DE CONFINAMIENTO
(Tamez et al., 1997)	$u_c = \frac{p_a D_m^2}{4t E_c} ; \quad u_{dmax} = \frac{1}{2}(1 - K_0) \frac{(1 + \nu_c) \gamma H_0}{2k} ; \quad u_{zmax} = \frac{\gamma H_0 D}{E_z} ; \quad u_{clave} = u_c + u_{dmax} + u_{zmax}$ $q = \alpha c \sqrt{K_p} - 0.5 \gamma_1 A_1 + p_f K_p \quad (3.4 \leq \alpha \leq 6) ; \quad u_{co} = \frac{(1 + \nu_c) \gamma H_0}{2E_1}$
(Hoek, et al., 1998)	$k_c = \frac{E_c [r_i^2 - (r_i - t_c)^2]}{(1 + \nu_c) [(1 - 2\nu_c) r_i^2 - (r_i - t_c)^2]} ; \quad p_i = k_c \frac{u_{ie}}{r_i}$ $u_i = u_{i0} + \frac{p_i + r_i}{k_c} ; \quad p_{scmax} = \frac{\sigma_{c.conc}}{2} \left[1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right]$
(Carranza-Torres & Fairhurst, 2000)	$k_c = \frac{E_c}{(1 + \nu_c) r_i} \frac{r_i^2 - (r_i - t_c)^2}{[(1 - 2\nu_c) r_i^2 + (r_i - t_c)^2]} ; \quad p_i = k_c u_r$ $p_{scmax} = \frac{\sigma_{c.conc}}{2} \left[1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right]$
(Muir Wood, 2004)	$\sigma_{i\theta} = \sigma_{r0} \frac{r_0}{t} ; \quad \frac{u_0}{r_0} = \frac{1 - \nu_c^2}{E_c} \sigma_{i\theta}$

2.6. Métodos numéricos

Con base en la funcionalidad de las curvas características, se ha observado que el uso de modelos bidimensionales es suficiente para túneles con alineamientos rectos. No obstante, cuando se esperan regímenes de esfuerzos tridimensionales, como en las intersecciones entre túneles, o donde se llevan a cabo investigaciones detalladas al frente del túnel, como el comportamiento de los paraguas de micropilotes, se deben utilizar forzosamente modelos tridimensionales. Sin embargo, la mejor simulación que se puede obtener en un proyecto de túneles es mediante un modelo tridimensional, por lo que, si se tienen las herramientas necesarias para lograrlo, su uso es obligado.

Para representar el comportamiento del suelo, es necesario aplicar leyes constitutivas adecuadas para tomar en cuenta los rangos elásticos y plásticos de los materiales respectivos (modelos elastoplásticos perfectos), debido a que en muchas ocasiones es muy probable que se presente la fluencia o que se llegue a un estado de esfuerzos en el que tal punto se encuentre cercano. Esto depende también de las condiciones de drenaje del problema, para el caso no drenado es recomendable aplicar los criterios de Tresca o Von Mises, y para el caso drenado Mohr-Coulomb o Drucker-Prager que dependen del estado de esfuerzos debido a que estos nos permiten determinar si nuestro problema es estable, ya que las superficies de fluencia que integran dichas leyes constitutivas limitan las trayectorias de esfuerzo desviadoras y además se encuentran fijas (ver Figura 2-18).

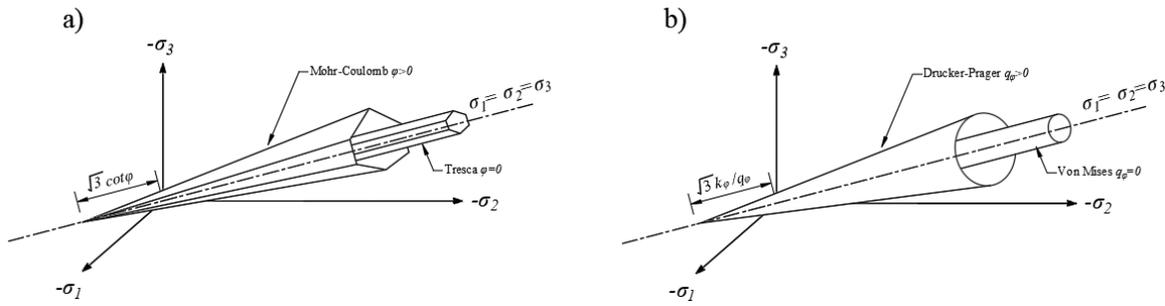


Figura 2-18. Leyes constitutivas en el espacio de esfuerzos principales a) Mohr-Coulomb b) Drucker-Prager (Itasca, 2009)

Para las evaluaciones estructurales del revestimiento de concreto lanzado es importante distinguir entre un concreto lanzado "joven" cuando se acaba de instalar y cuando se ha endurecido a su resistencia de diseño de 28 días. Para representar en los cálculos el concreto lanzado recién colocado se debe usar un módulo de elasticidad más bajo, un valor de aproximadamente 1/3 del total es un valor adecuado para aproximar el concreto lanzado joven en aplicaciones bidimensionales. En las simulaciones tridimensionales, el concreto lanzado puede modelarse con módulos de elasticidad correspondientes con la ganancia de resistencia anticipada en la etapa respectiva donde se instala (FHWA, 2009) (ver Figura 2-19).

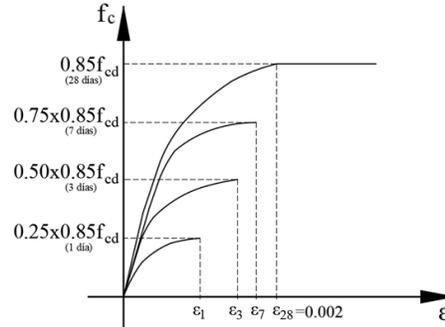


Figura 2-19. Evolución de la relación esfuerzo-deformación del concreto lanzado (Mayoral, 2014).

La secuencia de excavación e instalación de soporte se puede realizar de manera más realista en modelos tridimensionales. Por otro lado, en condiciones de deformación plana, se deben utilizar técnicas auxiliares, que simulen la redistribución de esfuerzos que el suelo frente a la cara de la excavación experimenta antes de ser removido, de manera adecuada, como la técnica de convergencia-confinamiento o la técnica de relajación de rigidices o reblandecimiento, ambas descritas en los apartados anteriores. Para esto es necesario evaluar las acciones impuestas al revestimiento, de acuerdo con la resistencia que el concreto tenga en ese instante, por lo que es posible utilizar las metodologías descritas en el apartado 2.4.1.2 para la definición de los diagramas de interacción correspondientes a la edad del concreto, como se muestra en la Figura 2-20.

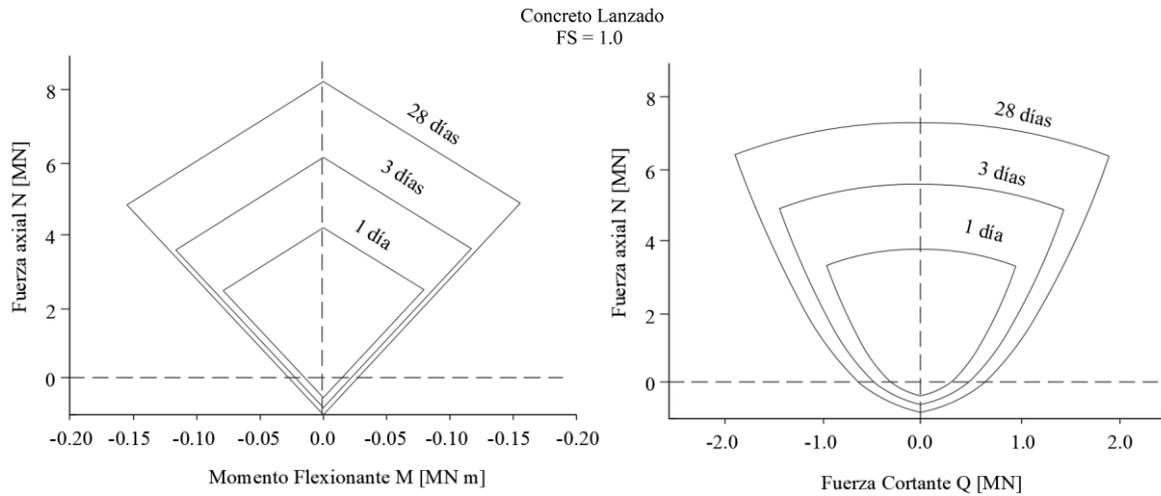


Figura 2-20. Diagramas de interacción para diferentes edades del concreto lanzado (Hoek, et al., 2008).

Para la representación de los elementos estructurales, normalmente existen ya modelos matemáticos que simulan el comportamiento mecánico de algún tipo de elementos a partir de ciertas propiedades, y que son capaces desarrollar el trabajo de soporte en el medio con el cual interactúan. En modelos bidimensionales para la representación del revestimiento se pueden implementar elementos PLATE, que son elementos estructurales rectos y finitos, en modelos tridimensionales se deben implementar elementos SHELL que son elementos estructurales finitos planos, en este caso los elementos BEAM se pueden implementar para la representación de marcos metálicos (Itasca, 2009).

Una vez que el modelo constitutivo a emplear y los parámetros se han elegido adecuadamente para representar el comportamiento del suelo como de la estructura, se construye la geometría del modelo. Se debe contemplar desde un inicio la división de la sección del túnel conforme a las etapas de excavación y a la presencia de elementos estructurales, de manera que se puedan activar o desactivar fácilmente estas zonas dependiendo de la etapa, tanto de manera transversal como longitudinal (Itasca, 2009). El grado de refinamiento de la malla debe corresponder también a la zona de mayor interés en el modelo, es decir, donde se espera que se dé la mayor parte de la alteración del estado de esfuerzos, en este caso las zonas cercanas al túnel deben tener un grado de refinamiento mucho mayor que todo el dominio general del modelo (ver Figura 2-21).

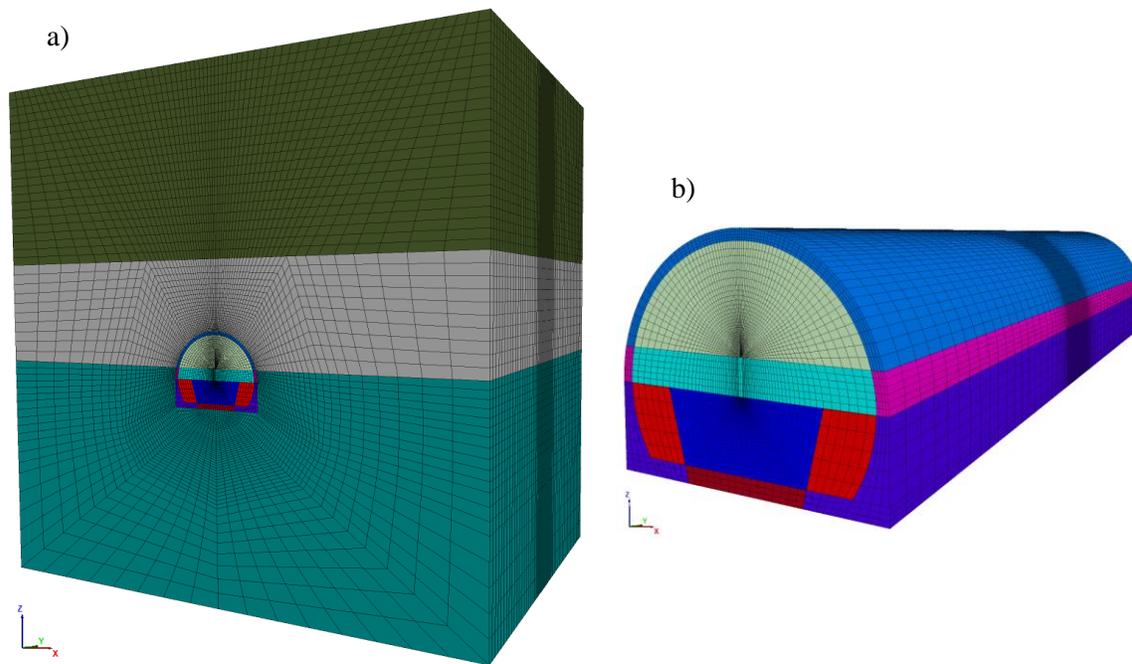


Figura 2-21. Malla de diferencias finitas realizada en FLAC^{3D} a) diferentes grados de refinamiento en el dominio del modelo b) etapas constructivas del túnel.

Antes de empezar a simular nuestro procedimiento constructivo, es necesario representar el estado de esfuerzos in situ, incluidos el campo de esfuerzos geostáticos y las cargas superficiales, según corresponda. Para lo cual se aplica una fuerza de cuerpo, correspondiente a la aceleración de la gravedad. Antes de esto es necesario especificar las condiciones de frontera de nuestro modelo las cuales generalmente se suponen fijas ya que el análisis será de tipo estático. Una vez establecidas las condiciones iniciales, se procede con la simulación de las etapas constructivas de excavación y colocación del sostenimiento, para lo cual se debe resolver el modelo en cada una de ellas para determinar el nuevo campo de esfuerzos y deformaciones. Para el caso de modelos tridimensionales se deberá simular la remoción del material de acuerdo con los avances de excavación fijados en el proyecto, en el caso de los modelos bidimensionales se deberán aplicar las técnicas descritas anteriormente de manera adecuada, en la práctica se ha adoptado un parámetro de λ del orden de 0.35.

Una vez logrado esto, se completa el modelado de la excavación del túnel y la instalación del soporte inicial. La instalación del revestimiento final del túnel generalmente ocurre una vez que todas las deformaciones de la abertura del túnel han cesado. Para tener en cuenta este hecho, los cálculos realizan la instalación del revestimiento final en un estado libre de esfuerzo. El revestimiento final se carga solo a largo plazo como resultado de un deterioro (parcial) del soporte inicial, de efectos reológicos a largo plazo (viscosidad), agua subterránea (abatimiento del NAF) o cargas dinámicas (sísmicas), si corresponde al caso de análisis (FHWA, 2009).



Dado que mediante la construcción y resolución del modelo numérico se realiza la determinación del estado de esfuerzos presente en el medio, después de cada etapa de excavación y colocación de soporte (alteración de estado de esfuerzos), es posible obtener directamente la distribución de esfuerzos cortantes en la zona de interés, pudiendo ser las más desfavorables en el frente del túnel, la corona o los hastiales. De manera que es posible verificar la estabilidad de la excavación del túnel, al obtener la condición de equilibrio (FS) mediante la razón de capacidad sobre demanda (Mayoral, 2014), expresada como:

$$FS = \frac{\tau_{cap}}{\tau_{act}} \quad (8)$$

Dónde:

$$\tau_{cap} = c + p' \tan \varphi$$

$$\tau_{act} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}$$

$$p' = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ Esfuerzos principales

Con esta metodología es posible definir zonas dentro de la masa del suelo, donde sea posible alcanzar un estado de fluencia, debido al incremento de los esfuerzos locales actuantes hasta igualar o rebasar la capacidad local (resistencia al esfuerzo cortante), a diferencia de obtener en un FS global debido a un mecanismo dado, como el calculado a partir del equilibrio límite o el método de reducción de resistencia (Itasca, 2009).

2.7. Definición del problema y estudios recientes

Como se ha visto en los apartados anteriores, los revestimientos de túneles generalmente están diseñados para soportar parte o completamente una presión de sobrecarga dependiendo de la geometría, geología, condiciones del túnel y el terreno circundante, así como del momento en el cual se instala el sostenimiento. Una de las consideraciones más generales al calcular la carga del revestimiento, es que se supone un contacto completo entre el revestimiento y el suelo soportado durante toda la vida útil del túnel. No obstante, en la mayoría de los casos esta condición no se cumple, debido a varios factores, que generan cavidades en el revestimiento. El daño en túneles causado por cavidades puede ser debido a causas naturales o antrópicas. Estas pueden ser provocadas generalmente por erosión hídrica, rellenos inadecuados o construcción de mala calidad.



La presencia de cavidades puede conducir a una redistribución de la presión que actúa sobre el revestimiento y, en consecuencia, cambiar las fuerzas internas en la estructura del revestimiento. Otros efectos pueden ser experimentados por estructuras adyacentes, como asentamientos de instalaciones. No obstante, las consecuencias más negativas de las cavidades pueden aparecer como deterioro importante del revestimiento con una asociada capacidad de carga reducida o incluso una falla del revestimiento, a medida que la roca circundante se afloja progresivamente alrededor de la cavidad (Meguid & Dang, 2009).

De acuerdo con lo descrito anteriormente, se han realizado estudios de diferente índole, de forma experimental (Leung & Meguid, 2011), analítica (Yasuda, et al., 2017) y numérica (Wang, et al., 2014) dejando en claro que la interfaz de contacto imperfecto alrededor del túnel juega un papel fundamental en la respuesta de su estructura, no obstante, las condiciones para su estudio se han considerado muy idealizadas, dejando al alcance varias áreas de oportunidad para profundizar en el tema. A continuación, se resumen algunos de los estudios más relevantes que se han llevado a cabo para estudiar el fenómeno y los resultados y conclusiones a las que han llegado según las condiciones impuestas en sus modelos de análisis.

2.7.1. Modelos numéricos

Varios túneles en china se han reportado con cierto deterioro, en donde las causas más importantes incluyen grietas en el revestimiento, cavidades detrás del revestimiento, infiltración de agua, y deformación del túnel (Liu, 2007). Para esto Wang, et al. (2014) estudiaron los efectos de las cavidades o huecos en el revestimiento de túneles considerando diferentes tamaños, ubicaciones y profundidades, numéricamente a través de análisis de elementos finitos elastoplásticos. Los modelos numéricos se realizaron en condiciones de deformación plana, en la Figura 2-22 se muestra la malla típica de elementos finitos utilizada en los análisis. Para introducir los vacíos al modelo, se remueven los elementos circundantes en el dominio de las cavidades.

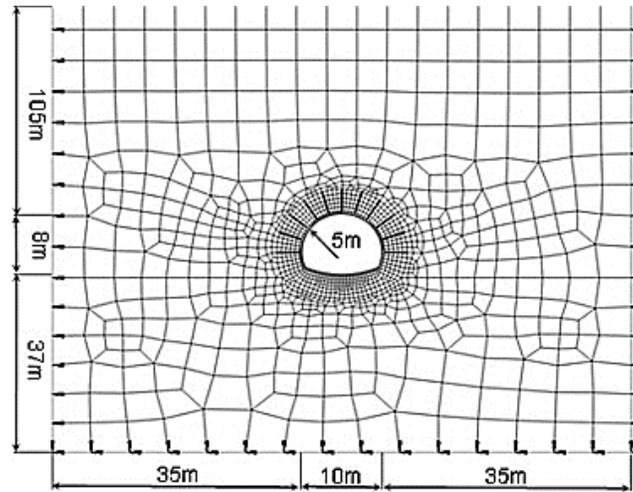


Figura 2-22. Malla de elementos finitos utilizada en las simulaciones. (Wang, et al., 2014)

Los resultados y conclusiones más relevantes del estudio señalaron que el esfuerzo axial y el momento flexionante del revestimiento son afectados de manera muy importante por la presencia de un vacío, en particular en el lugar donde se sitúa, el momento puede revertir su signo y provocar grietas o incluso fallas en el revestimiento. Un vacío induce una redistribución de esfuerzos en la roca alrededor del túnel, cuando se sitúa en la corona tiende a producir descarga de la roca en la corona e inversión de carga a los lados del túnel (ver Figura 2-23).

Según Wang, et al. (2014) cuanto más grande es el vacío, mayor es la transferencia de esfuerzos a otras áreas de la roca alrededor del túnel, en magnitud y dimensiones. Esta transferencia parece ser menos intensiva para una roca dura que para una más blanda (ver Figura 2-24). Para este último, mayores deformaciones de la roca alrededor del vacío son necesarios y también un volumen mayor de roca alrededor del túnel está cargado. Sin embargo, el aumento mayor parece ocurrir donde se encuentra el vacío.

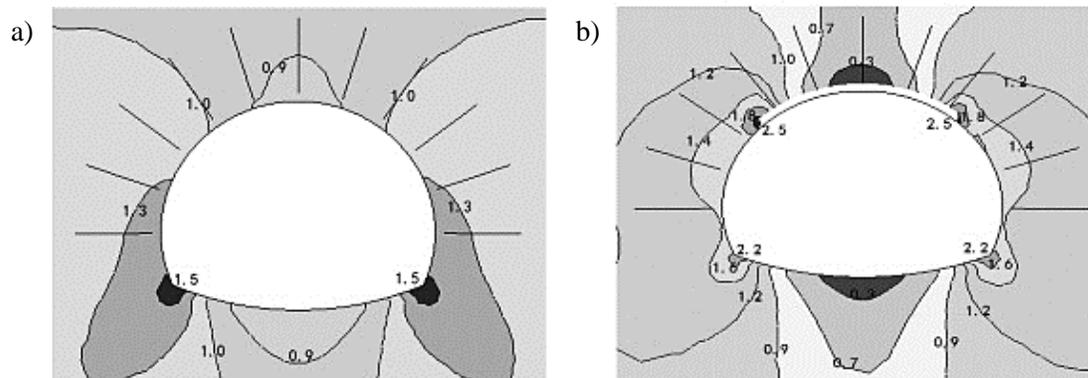


Figura 2-23. Contornos de esfuerzos principales normalizadas, $\sigma_1 / \gamma h$, en roca para cavidades en la corona. (a) Esfuerzo mayor normalizado sin vacíos (b) esfuerzo mayor normalizado, con un vacío de abertura 90°. (Wang, et al., 2014)

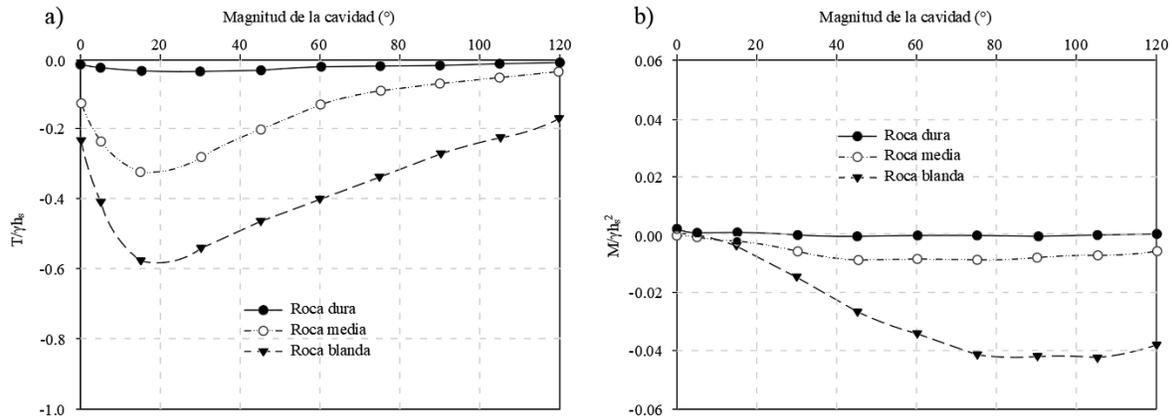


Figura 2-24. Fuerzas axiales y momentos flexionantes del revestimiento para diferentes tipos de rocas, normalizado con el caso sin vacíos. (a) Esfuerzo axial en la bóveda. (b) Momento flexionante en la bóveda. (Wang, et al., 2014)

Si bien el trabajo presentado es limitado ya que proporciona una simulación bidimensional de un problema tridimensional, resalta claramente los problemas asociados con la presencia de una cavidad, no obstante, la presencia puede no ser fácilmente detectada por medios convencionales como como la medición de las convergencias del túnel, debido a que muy a menudo se detectan solo después de que el revestimiento ha sido dañado.

2.7.2. Modelos analíticos

Muchos túneles en Japón se han construido utilizando métodos convencionales, por lo que a menudo tienen separaciones, o vacíos, entre el revestimiento y el suelo, lo que puede inducir deformaciones indeseables y esfuerzos imprevistos en el revestimiento. Para atender esta problemática, Yasuda, et al. (2017) propusieron soluciones elásticas bidimensionales para un túnel circular profundo con vacíos detrás del revestimiento, bajo carga estática.

Dentro de las consideraciones más relevantes que utilizaron para formular dichas soluciones, se pueden mencionar, la suposición de un túnel circular con un vacío detrás de un revestimiento, como se muestra en la Figura 2-25, la utilización de una condición de deformación plana en la sección transversal del túnel y el vacío tratado como una condición de ausencia de contacto entre el revestimiento y el suelo con una longitud a lo largo del eje del túnel lo suficientemente larga, para satisfacer dicha condición, y se ignora su volumen.



Se supone que el túnel está lo suficientemente profundo bajo la superficie del suelo y se encuentra, bajo un estado de esfuerzo de campo definido por la componente vertical p y componente horizontal kp , donde k es el coeficiente de tierras en reposo. Se considera que la compresión es positiva, y se supone que p y kp se imponen después de la construcción del revestimiento. Se supone que la masa del suelo es infinita, elástica, homogénea e isotrópica, y el revestimiento se trata como un material finito, elástico, homogéneo e isotrópico.

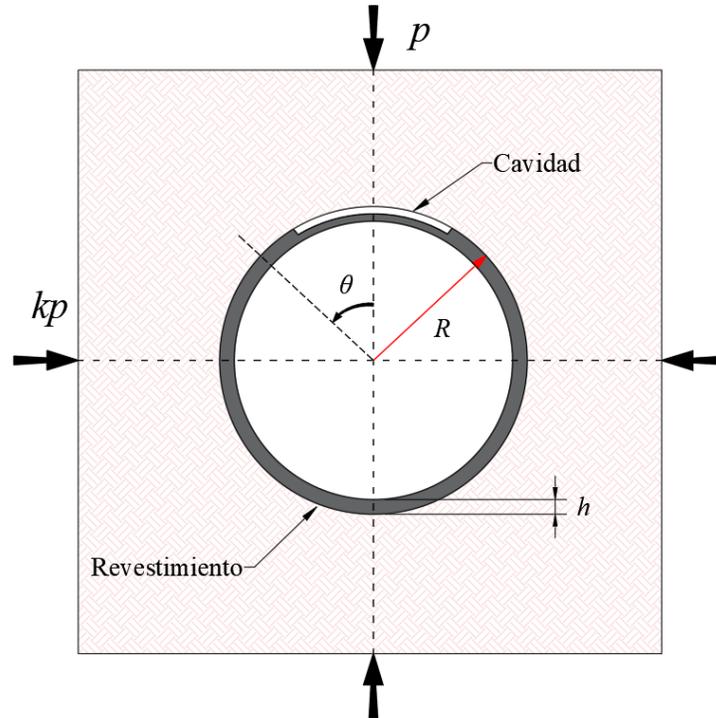


Figura 2-25. Túnel circular bajo un estado de esfuerzos definidos por las componentes principales p y kp . (Yasuda, et al., 2017)

La Figura 2-26 muestra las soluciones aproximadas para el revestimiento cuando hay un vacío. Los resultados $f_{r(2)}^*$, $u_{r(2)}^*$ y $\sigma_{\theta\theta(2)}$ son normalizados para cada solución por los resultados del caso de la ausencia de vacíos, resalta de manera brusca los resultados de la Figura 2-26 a) donde se aprecia que la concentración de esfuerzos es del orden de 11 veces el obtenido en el caso sin vacíos.

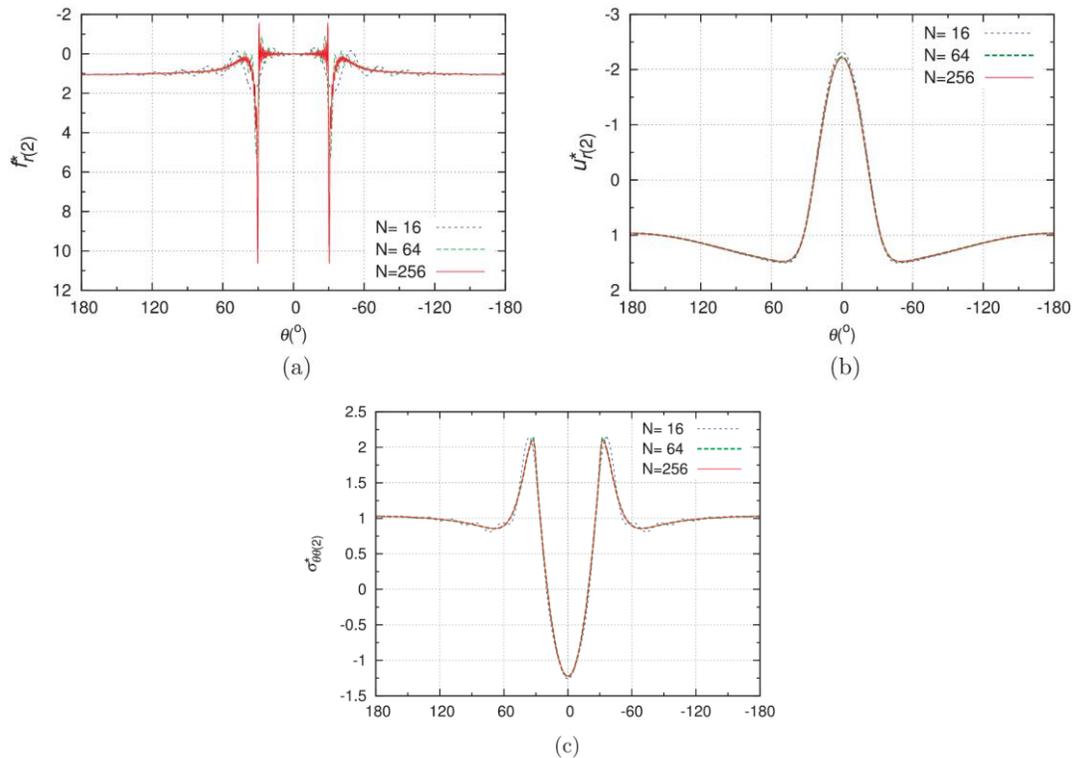


Figura 2-26. Soluciones aproximadas en la interfaz suelo-revestimiento $r=R$ (con compresión isotrópica, condición de no deslizamiento, roca, y un vacío de 60°): (a) carga radial del revestimiento, (b) desplazamiento radial del revestimiento, y (c) esfuerzo circunferencial de la superficie externa del revestimiento. (Yasuda, et al., 2017)

La Figura 2-27 muestra la distribución de esfuerzo circunferencial de la cara interna del revestimiento para varios rangos de vacíos y la Figura 2-28 muestra el máximo y mínimo esfuerzo circunferencial, normalizados por el caso de ausencia de vacíos. Se puede apreciar que el esfuerzo máximo ocurre dentro del vacío, mientras que el mínimo en el extremo de este. El esfuerzo máximo con el vacío es aproximadamente 3.5 veces más alto que en el suelo y 2 veces más grande que en la roca comparándolo con el caso sin vacíos. Cuanto mayor sea la rigidez del revestimiento en relación con el suelo, mayor será la concentración de esfuerzo causada por el vacío. Como se muestra en la Figura 2-28, el esfuerzo máximo circunferencial se vuelve más alto a medida que aumenta el tamaño del vacío, no obstante, se vuelve menor cuando el tamaño excede una cierta cantidad.

El vacío causa un aumento en el momento flexionante, y al mismo tiempo, causa un decremento de la fuerza axial en la superficie en la que se aplica la carga sobre el revestimiento. Como resultado, ahí asciende a un valor extremo de máximo esfuerzo circunferencial.

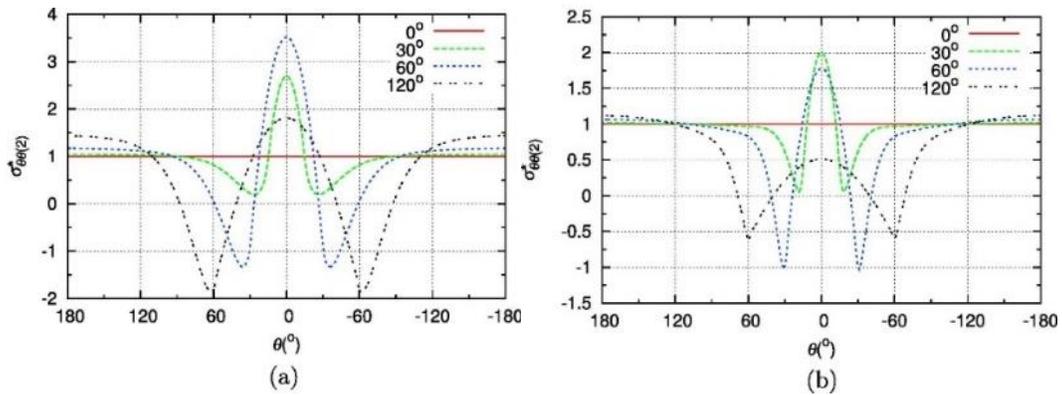


Figura 2-27. Distribución de esfuerzos circunferenciales de la cara interna del revestimiento para varios rangos de vacíos (con compresión isotrópica y condición de no deslizamiento) (a) en suelo (b) en roca. (Yasuda, et al., 2017)

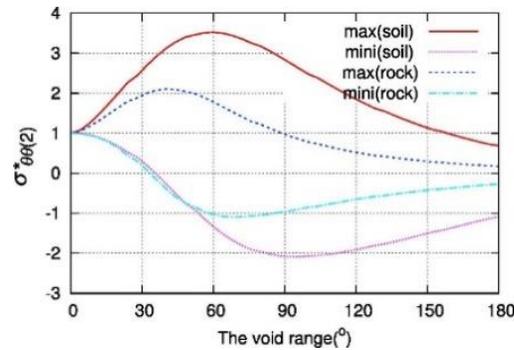


Figura 2-28. Esfuerzos circunferenciales máximos y mínimos de la cara interna del revestimiento para varios rangos de vacíos (con compresión isotrópica) y condición de no deslizamiento. (Yasuda, et al., 2017)

En resumen, los resultados numéricos muestran que la presencia de un vacío hace que el estado de esfuerzos del revestimiento cause una concentración bastante considerable en las zonas del revestimiento inmediatas a la cavidad, cambiando las condiciones predominantes en el revestimiento de esfuerzo axial a momento flexionante. Como resultado, bajo compresión isotrópica, el revestimiento está en un estado de esfuerzos donde domina la fuerza axial y el momento flexionante es bajo, no obstante, la presencia de un vacío conduce a una gran concentración de esfuerzos en el revestimiento que, a su vez, provoca deformaciones indeseables en él, y entre más alta sea la rigidez del revestimiento con relación a la del suelo, más alta será la concentración de esfuerzos en el mismo causada por un vacío.



2.7.3. Modelos físicos

Lo estudios anteriores han contribuido al entendimiento de como la presencia de las cavidades podrían afectar el desempeño de la estructura de un túnel. No obstante, los estudios experimentales son siempre necesarios, ya sea para confirmar los resultados que se han obtenido anteriormente o también para proveer información adicional del problema. Para esto Leung & Meguid (2010) realizaron un estudio experimental en el que se simula un túnel circular embebido por un suelo sin cohesión. Su experimento consistió en inducir una separación local del terreno y el revestimiento en tres diferentes localizaciones de un modelo a escala de un túnel circular, midiendo los efectos en cada caso.

El sistema mecanizado del revestimiento es integrado en 6 segmentos curvos, lo cuales tienen la facilidad de ser controlados de manera uniforme, no obstante, el total de la circunferencia no es cubierto en su totalidad, debido a que se integra también una ventana retráctil, cuya función es simular una disminución en la restricción de deformación del suelo en una zona específica. Para medir la distribución de la presión de tierras sobre el revestimiento, se colocaron seis celdas de carga conectados a un sistema de adquisición de datos, 4 de ellos con una capacidad de 1200 g y exactitud de $\pm 0.02\%$ y dos de 250 g y $\pm 0.02\%$ respectivamente. La ubicación de los sensores fue escogida con base en estudios numéricos previos (Meguid & Dang, 2009), donde se sugiere que los cambios en la presión sobre el revestimiento generados por la presencia de cavidades se dan en mayor proporción en las zonas aledañas en el revestimiento, inmediatas a la cavidad. En la Figura 2-29 se muestra dicha ubicación.

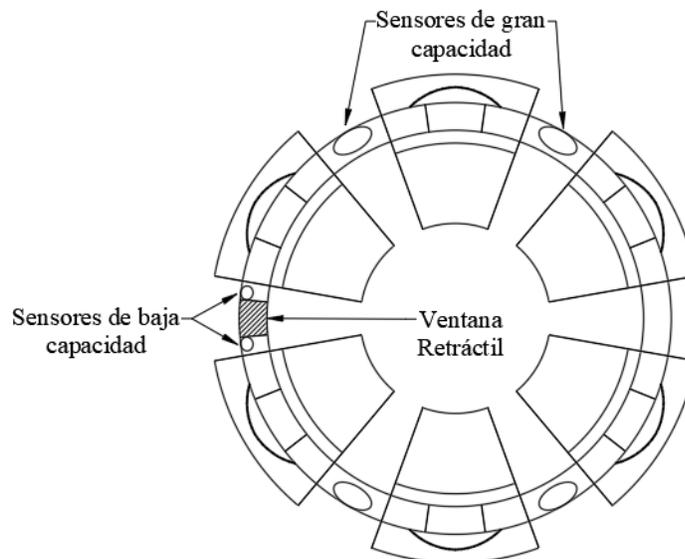


Figura 2-29. Ubicación de sensores sobre el revestimiento en la prueba experimental. (Meguid & Dang, 2009)



Una vez que se establecieron las condiciones iniciales, el siguiente paso fue contraer el túnel para inducir el movimiento radial del suelo y simular la relajación de esfuerzos que pudo haber tenido lugar durante el procedimiento constructivo. La contracción fue cuidadosamente monitoreada por transductores de desplazamiento lineal variable (LVDT), por sus siglas en inglés) hasta alcanzar una disminución de 2 mm de diámetro. El siguiente paso consistió en retraer la ventana, para simular una pérdida de soporte local. Ya que la ventana podría retraerse hasta 3 mm, el procedimiento se dividió en dos partes representadas por movimientos de 1.5 mm. Después de cada retracción, se registraron las lecturas del sensor y la prueba fue completada. Los experimentos fueron ejecutados tres veces, una vez para cada posición de la ventana. El resumen de los resultados obtenidos se muestra en la Figura 2-30.

Los resultados revelaron cambios consistentes en la presión medida por los dos sensores adyacentes a la ventana retráctil. A pesar de que, en todos los ensayos, los cambios en la presión medida por los cuatro sensores restantes no fueron significativos. Lo cual coincide con lo señalado por (Meguid & Dang, 2009) quienes lo atribuyen a la redistribución local alrededor del área de pérdida de contacto, debido a esto los resultados no se incluyeron en el estudio.

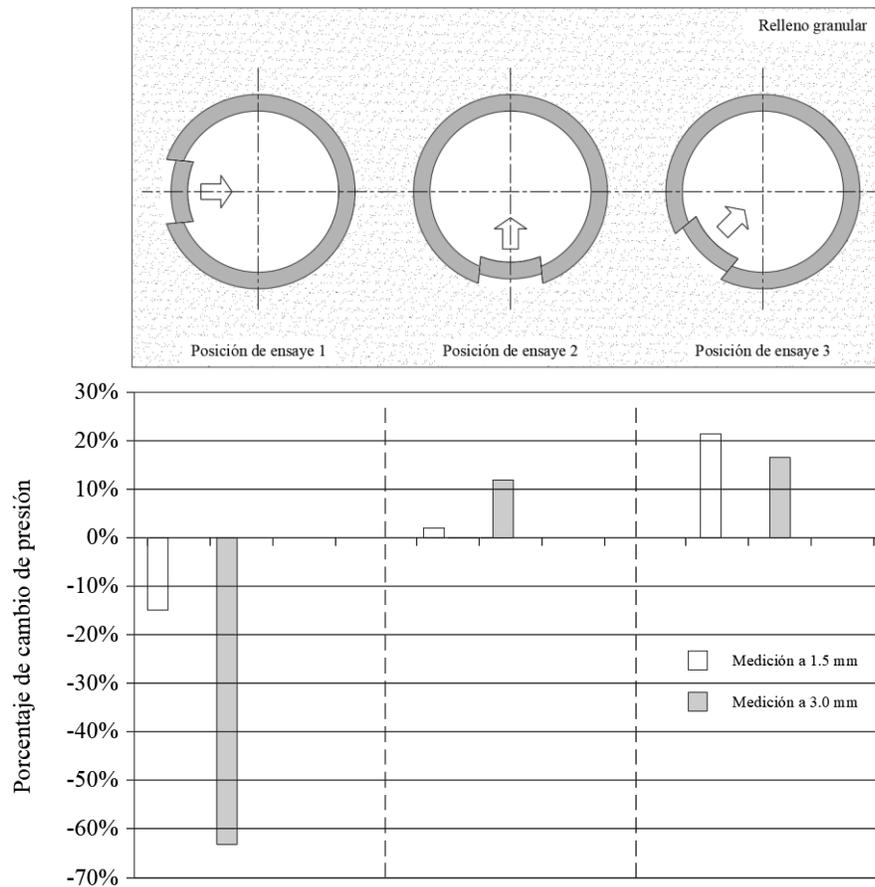


Figura 2-30. Resultados de la prueba en cada una de las posiciones ensayadas. (Meguid & Dang, 2009)



Los cambios medidos en la presión de contacto, fue normalizada con respecto a la presión en la condición inicial. De lo cual se concluyó que la presión de contacto generalmente aumenta en la vecindad inmediata del área que ha experimentado pérdida de contacto, siendo el proceso de redistribución más significativo cuando el vacío se encuentra en los costados del túnel. Esto exhibe al fenómeno de arqueado del suelo que se desarrolla alrededor de la ventana retraída que conduce la redistribución de la presión a las áreas circundantes. No obstante, los experimentos a gran escala podrían ayudar a verificar los hallazgos anteriores para túneles de gran diámetro bajo una presión real, y con una instrumentación más completa.

3. MARCO METODOLÓGICO

El diseño de túneles y demás espacios subterráneos implica en la mayoría de los casos, importantes niveles de incertidumbre que son inherentes al proyecto como tal. Algunas de las fuentes que más resaltan son la geología del sitio, las condiciones iniciales de esfuerzo y la presencia de agua. Ahora bien, toda esta incertidumbre proviene de dos principales ramas, la aleatoria referida a la variabilidad *in situ* del material, y la epistémica donde se considera la disponibilidad de información limitada acerca de las condiciones del subsuelo, así como los errores cometidos durante el proceso de muestreo y realización de ensayos (Baecher & Christian, 2003). Toda esta incertidumbre es posible tomarla en cuenta en los análisis para definir la seguridad y riesgo que implica el diseño de una estructura, de lo cual se encarga la teoría de la confiabilidad.

3.1. Teoría de la Confiabilidad

Los factores de seguridad utilizados convencionalmente en los análisis geotécnicos están basados en la experiencia, sin embargo, no toman en cuenta el grado de incertidumbre en las diferentes condiciones que se presentan, lo cual no es lógico. Los cálculos de confiabilidad proveen un significado de los efectos combinados de incertidumbre, y un significado distintivo entre condiciones en donde la incertidumbre es alta o baja. A pesar de tener un valor potencial, la teoría de la confiabilidad no es muy usada en la ingeniería geotécnica práctica. A cambio de esto, para subsanar dicha incertidumbre, se utilizan factores de seguridad o factores parciales altos, lo que muchas veces deriva en costos excesivos de las obras (Langford & Diederichs, 2013).



Al hacer uso de la teoría de la confiabilidad en los análisis de estabilidad, se calculan probabilidades de falla P_f e índices de confiabilidad β , y dado que son procedentes de los factores de seguridad, se deben asociar únicamente con particulares mecanismos de falla para el caso de las estructuras geotécnicas, como deslizamiento de taludes, fallas por capacidad de carga, inestabilidad de frente en túneles. etc. De manera que, al definir el diseño de una estructura en términos probabilistas, es posible realizar una evaluación de riesgo donde se pueda incluir la seguridad del diseño de la estructura. Debido a esto el manejo del riesgo, se ha vuelto parte integral del diseño de obras subterráneas en el ámbito internacional, por lo que se han establecido guías de cómo llevar un adecuado manejo del riesgo que implican la participación tanto del cliente como del contratista (ITA Working Group 2, 2004).

3.1.1. Distribución y dispersión de las variables

Cuando se realizan varios ensayos para medir valores de alguna propiedad física en cierto material, comúnmente se encuentran diferentes valores en cada una de ellas, lo cual surge de varias fuentes de incertidumbre descritas anteriormente, el que tan diferentes o parecidos sean los valores, se le conoce en el lenguaje de la probabilidad como, dispersión de la muestra. En este contexto, las propiedades físicas del suelo o de la roca, son apropiadamente llamadas “variables” donde un simple valor como el promedio o media aritmética \bar{x} de estas, es usado en los cálculos:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (9)$$

Donde:

\bar{x} es la media aritmética para n valores medidos de x .

$\sum_{i=1}^n$ es la sumatoria de valores desde 1 hasta n .

x_i es el i -ésimo, valor medido.

n es el número de valores

Esto es debido a que por conveniencia o a veces por desconocimiento, se asume una distribución normal de los datos, en donde la medida de tendencia central que más nos da una idea de, en que rango se concentran los valores medidos es el promedio \bar{x} , no obstante, para otros tipos de distribuciones de probabilidad, medidas como la mediana (valor para el cual la mitad de mediciones son menores y la otra mayores) o la moda (valor con mayor frecuencia), pueden ser más útiles según el objetivo del análisis, puesto que pueden tener una asimetría bastante considerable.



Para un mejor aprovechamiento de los datos, los métodos de confiabilidad implementan medidas de dispersión que son de igual importancia, tales como la desviación estándar σ y el coeficiente de variación COV . Los métodos de confiabilidad más usados consideran también, que las variables no se encuentran correlacionadas, por dos razones:

- 1) La determinación de coeficientes correlacionados para valores de parámetros geotécnicos es difícil e incierto.
- 2) La incorporación de coeficientes correlacionados complica los análisis de confiabilidad.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \quad (10)$$

Donde:

σ es la desviación estándar de la muestra para n valores medidos de x .

Mientras que la desviación estándar es un útil indicador de la dispersión en una variable, el grado de dispersión es más fácil de ver en el contexto expresado en términos del COV , el cual es el cociente de la desviación estándar dividido entre la media:

$$COV = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (11)$$

Donde

COV es el coeficiente de variación, usualmente expresado como porcentaje.

3.1.2. Histogramas y diagramas de frecuencia relativa

Para representar las series de datos usualmente se realizan gráficas de barras, denominadas histogramas. La altura de las barras representa los valores medidos que caen dentro de ciertos rangos, que deben ser suficientes para tener una buena apreciación de la distribución de los datos, si n es el total de datos observados se recomienda utilizar k número de intervalos, dado por $k = 1 + 3.3 \log n$. Al normalizar el valor de la altura de la barra entre el número del total de mediciones, el gráfico se denomina diagrama de frecuencia relativa. Los datos pueden también representarse en los mismos rangos de manera acumulada, al sumar las alturas de cada barra en cada rango (ver Figura 3-1).

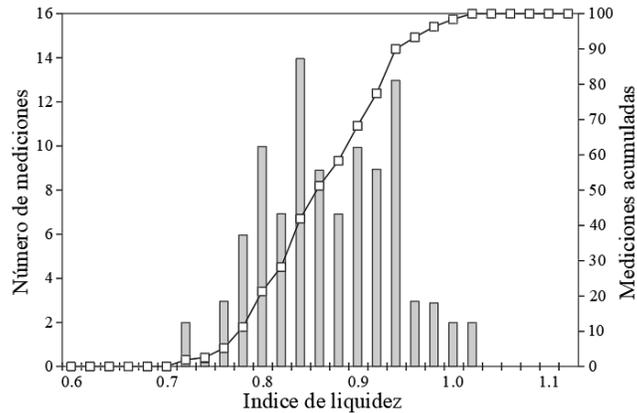


Figura 3-1. Ejemplo de un histograma y una distribución acumulada del índice de liquidez de una arcilla marina. (Baecher & Christian, 2003)

En muchos problemas, es de mayor conveniencia aproximar la distribución de probabilidad mediante una función matemática, definida por ciertos parámetros. Y dado que se trabaja con un espacio muestral continuo, es posible tratar a la probabilidad con un significado parecido al de la densidad que tiene cierto material. Por lo que a las curvas que muestran con una mejor aproximación la distribución de datos de un espacio muestral S , se les denomina funciones de densidad de probabilidad PDF (por sus siglas en inglés). En este contexto la probabilidad es entonces la integral definida bajo la curva de la PDF sobre S :

$$P(x_1 \leq x \leq x_2) = \int_{x_1}^{x_2} f(x) dx \tag{12}$$

Por lo que la integral de total de la PDF sobre S es igual a:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1 \tag{13}$$

Partiendo de este significado, si calculamos el área bajo la curva PDF desde menos infinito hasta x_i :

$$F(x_i) = P(x \leq x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} f(x) dx \tag{14}$$

Se obtiene la función de densidad acumulada CDF (por sus siglas en inglés), la cual nos provee la probabilidad de que x_i sea menor o igual que cualquier valor de x . En la Figura 3-2 se muestra la CDF y PDF con distribución normal para una serie de valores de resistencia no drenada S_u , de cierto material, que tienen un promedio de $S_u = 14.36 \text{ kPa}$ y $\sigma = 2 \text{ kPa}$. En este caso, la probabilidad de que el valor de S_u sea menor que 12 kPa es del 13%, según la CDF.

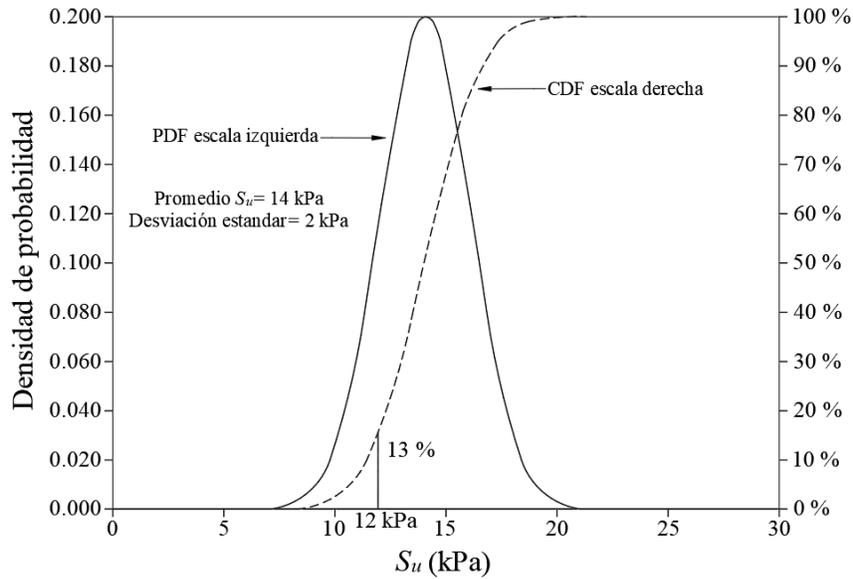


Figura 3-2. PDF y CFD, para un conjunto de valores de S_u . (Phoon & Ching, 2015)

En ingeniería se suele también representar las PDF's por sus momentos. Donde el n -ésimo momento de una PDF con equilibrio en el origen es:

$$E(x^n) = \int_{-\infty}^{+\infty} x^n f(x) dx \quad (15)$$

Donde la integral ponderada sobre la PDF es denominada como la esperanza. Para el caso de $n = 1$, se obtiene el promedio \bar{x} , por lo que el n -ésimo momento referido a \bar{x} , se denomina primer momento central:

$$\bar{x} = E[x - E(x)]^n = \int_{-\infty}^{+\infty} [x - E(x)]^n f(x) dx \quad (16)$$

Del mismo modo el segundo momento central, es referido a la varianza como:

$$\sigma^2 = E[x - E(x)]^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} [x - E(x)]^2 f(x) dx \quad (17)$$

El tercero y cuarto momento se utilizan para la caracterización de distribuciones de probabilidad más peculiares, como lo es el *sesgo* o coeficiente de asimetría que muestra el grado de asimetría de la distribución y el cuarto momento conocido como *curtosis*, que mide que tan pronunciada o achatada es la distribución, en función de que tan anchas son las colas superior e inferior de la curva.



Según la distribución de los datos, se designa una distribución de probabilidad teórica que mejor se ajuste a la forma del histograma, donde lo más apropiado es llevar a cabo ciertas metodologías para verificar que tan adecuada es nuestra PDF, como la prueba de bondad de ajuste de Chi-cuadrada y la prueba de máxima desviación de Kolmogorov-Smirnov. No obstante, la forma más práctica de verificar el ajuste de la curva teórica es a través de la observación y juicio del ingeniero, al graficar el histograma y compararlo con diferentes tipos de distribución.

3.1.3. Simulación de problemas con variables aleatorias

Algunas distribuciones de probabilidad son provenientes en sí, de ciertos problemas físicos considerados como aleatorios, es decir que poseen una distribución de probabilidad uniforme, donde existe igual probabilidad de ocurrencia de la variable observada. En el caso de los problemas geotécnicos varios de ellos vienen dados por esta condición, debido a la variabilidad natural de las características de los geomateriales. De acuerdo con Baecher & Christian (2003) varios tipos de distribuciones se derivan de procesos aleatorios, tales como las distribuciones de Poisson, Exponencial, Normal y Normal logarítmica.

En el caso de los problemas donde el objetivo es calcular la estabilidad de un potencial mecanismo de falla, el cual se propaga a través de varios estratos, es evidente la contribución de diversas variables aleatorias, en donde la resistencia de cada estrato es tomada en cuenta para definir una resistencia global de todo el mecanismo. No obstante, dicha resistencia puede ser definida solo con cierta incertidumbre, por lo que es necesario asumir cierta distribución de los valores probables, así sea representativa de la variabilidad natural de los geomateriales.

En la Figura 3-3 se muestra una serie de histogramas de variables aleatorias distribuidas uniformemente. En el primero de ellos $N = 1$ muestra 100 realizaciones de una variable aleatoria, $N = 2$ muestra 100 realizaciones de una variable aleatoria que es la suma de dos variables distribuidas uniformemente, divididas entre 2, y de la misma manera para $N=5$ y $N=10$, donde $x = (x_1 + x_2 \dots + x_n)/N$. Como se puede apreciar en la figura a medida que N aumenta, las distribuciones se van concentrando más al centro y se van haciendo más escasas en las orillas, acercándose cada vez más a la forma de campana, es decir, cada vez que N crece, la distribución de la suma de variables aleatorias independientes se aproxima asintóticamente a una distribución Normal.

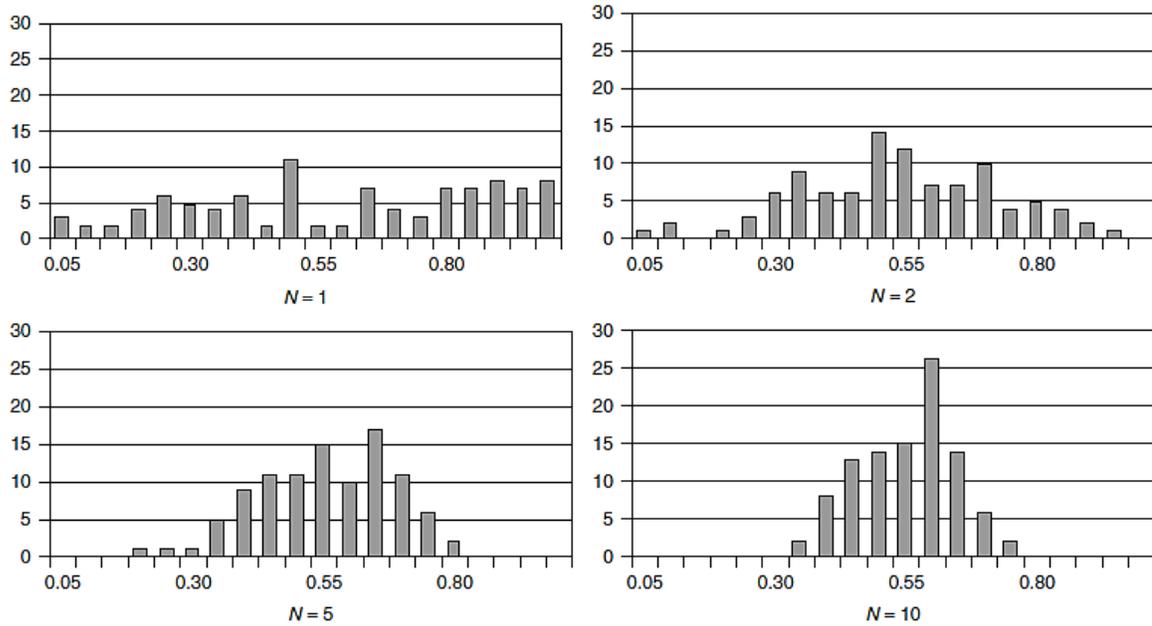


Figura 3-3. Histogramas de las sumas normalizadas de 1, 2, 5 y 10 variables aleatorias distribuidas uniformemente.

(Baecher & Christian, 2003)

Esto es consistente con el Teorema del límite central (Feller, 1967), que establece que la distribución de la suma de N variables aleatorias se acerca a la Normalidad cuando N se vuelve mayor. Es por esta razón, que para incertidumbres como la resistencia promedio de un mecanismo de falla que atraviesa varios estratos, la distribución normal es un modelo apropiado que representa adecuadamente la variabilidad natural de los geomateriales, la cual es representada por:

$$Normal\ p(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \bar{x}}{\sigma} \right)^2 \right] \quad (18)$$

Donde:

$p(x)$ es la probabilidad de un valor particular de x

Del mismo modo que el caso anterior otros cálculos involucran el producto de variables aleatorias. Por ejemplo, en ciertas propiedades de materiales como las rocas, según el sistema para evaluar el índice de calidad, se aplican una serie de coeficientes que modifican las medidas. De igual manera, al hacer uso de una cierta función de desempeño de equilibrio límite, por ejemplo, las variables son multiplicadas por otras para obtener la distribución del Factor de Seguridad, como se verá más adelante. En estos casos se representan de manera general en la forma:

$$z = k_1 k_2 \dots k_n x \quad (19)$$

Al aplicar el logaritmo en cada lado de la ecuación, se obtiene:



$$\log z = \log k_1 + \log k_2 \dots + \log k_n + \log x \quad (20)$$

Por lo tanto, dado que $\log z$ es una suma de logaritmos, de igual manera su distribución tiende asintóticamente a una distribución Normal cuando el valor de N crece, de ahí el origen de la distribución log Normal. En la Figura 3-4 se muestra la distribución de x y de $\log x$ cuando $N > 1$, en la ecuación 19.

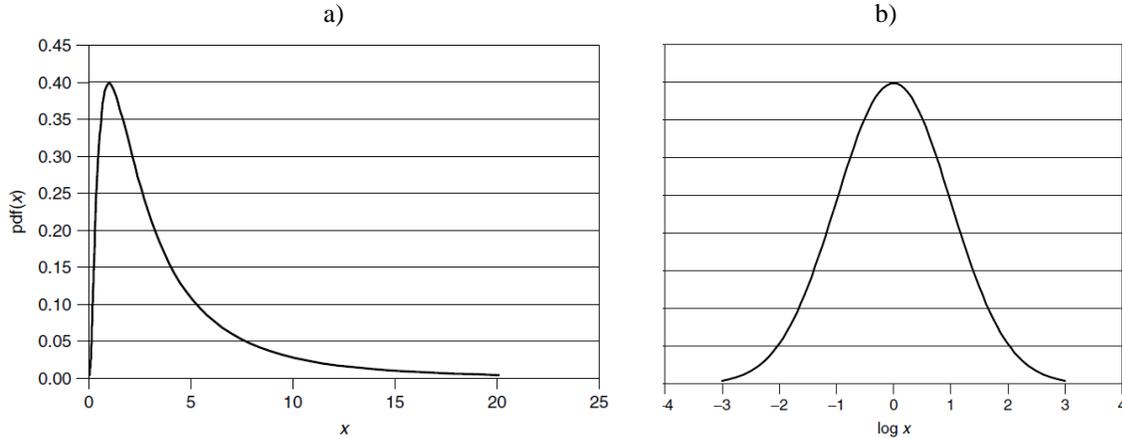


Figura 3-4. Distribución de a) x y b) $\log x$, cuando $N > 1$. (Baecher & Christian, 2003)

Este tipo de distribución de probabilidad teórica viene representada por:

$$\text{Lognormal } p(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \vartheta}{\zeta} \right)^2 \right] \quad (21)$$

Donde

$p(x)$ es la probabilidad de un valor particular de x

ζ es la desviación estándar del logaritmo natural de x $\zeta = \sqrt{\ln(1 + COV^2)}$

ϑ es el promedio del logaritmo natural de x $\vartheta = \ln(\bar{x}) - \frac{1}{2} \zeta^2$

Una peculiaridad de la PDF log Normal, es que no se extiende a la izquierda de cero, cuando la distribución Normal si lo hace, ya que se extiende infinitamente lejos hasta la izquierda y a la derecha del valor promedio. Dicha propiedad hace más adecuada a la distribución Logarítmica para representar variables como el FS, ya que no pueden ser negativos. En este caso el ancho de la campana es gobernado por ζ cuyo valor es aproximadamente igual al COV . (Phoon & Ching, 2015)



3.2. Correlación de datos y análisis de regresión

A menudo ocurre que, tras ciertas observaciones realizadas de manera empírica o experimental, resalta alguna relación entre las variables que podemos identificar como causas del fenómeno observado o como variables de entrada en el experimento. Gran parte de la tarea que se tiene respecto a la resolución de algún problema mediante la ayuda de un modelo empírico o experimental es la de encontrar o aproximar mediante alguna razón matemática aquellas relaciones que definen el vínculo entre las causas del fenómeno y sus consecuencias.

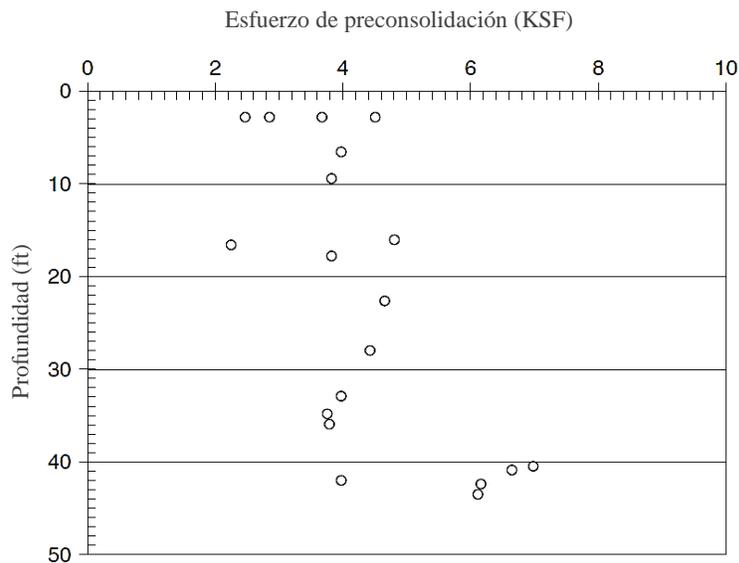


Figura 3-5. Esfuerzo de preconsolidación en una formación de arcillas preconsolidada del Golfo de México en función de la profundidad (Baecher & Ladd, 1997).

En la Figura 3-5, se muestran los valores del esfuerzo de preconsolidación en una formación arcillosa del Golfo de México con relación a la profundidad, en donde se observa un aumento gradual conforme incrementa la profundidad. De acuerdo con Ladd & Foott (1974), la resistencia no drenada de una arcilla es proporcional al esfuerzo de preconsolidación, sabiendo esto, es posible realizar un análisis de confiabilidad para modelar el aumento de la resistencia no drenada de la arcilla a medida que aumenta su profundidad. Sin embargo, para hacerlo, es necesario definir una relación cuantitativa entre la profundidad y el esfuerzo de preconsolidación.

Para ajustar parámetros en una relación funcional con datos experimentales, el método más comúnmente usado es el de mínimos cuadrados. En donde el modelo más sencillo es el representado por una función lineal, de manera que el análisis adopta el nombre de regresión lineal, con la forma:



$$y' = a + bx_i \quad (22)$$

$$y_i = y' + us \quad (23)$$

Donde:

y' es el valor obtenido mediante el modelo de regresión

y_i es el valor observado en el experimento o fenómeno

x_i es el vector de variables de entrada o independientes

a, b constantes escalares llamados parámetros de regresión (ordenada al origen y pendiente)

us son los errores aleatorios del modelo

El método consiste en obtener la mejor línea de ajuste para ciertos valores experimentales (x_i, y_i) ($i=0,1, \dots, n$), mediante la determinación del valor mínimo de la suma de los cuadrados de us , según:

$$Mr = \sum_{i=1}^n (y_i - y')^2. \quad (24)$$

sustituyendo (22) en (24) se obtiene:

$$Mr = \sum_{i=1}^n (y_i - a + bx_i)^2. \quad (25)$$

Para esta última, el mínimo se obtiene derivando parcialmente para cada parámetro de regresión:

$$M \frac{\partial M}{\partial a} = 0 \quad (26)$$

$$M \frac{\partial M}{\partial b} = 0 \quad (27)$$

Después de agrupar y sustituir términos se llega a:

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i)(y_i - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i)}{\sum_{i=1}^n (x_i - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i)^2} \quad (28)$$

$$a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i - b \times \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (29)$$



Sin embargo, muchas veces el comportamiento del sistema no se ajusta a una tendencia lineal, de manera que es necesario utilizar otro tipo de curvas con trayectoria no lineal, las más utilizadas son las mostradas en la siguiente tabla:

Tabla 3-1. Funciones de curvas de no lineales.

FUNCIÓN DE AJUSTE	ECUACIÓN
Logarítmica	$y' = a (\ln x_i) + b$ (30)
Polinómica	$y' = a_n x_i^n + \dots + a_2 x_i^2 + a_1 x_i + a_0$ (31)
Potencial	$y' = a x_i^b$ (32)
Exponencial	$y' = a b^{x_i}$ (33)
Hiperbólica	$y' = \frac{x_i}{a + b x_i}$ (34)

Al usar las expresiones anteriores el método de mínimos cuadrados puede realizarse mediante la misma metodología, minimizando la sumatoria de los cuadrados del error, o residuo u , por lo que el análisis sigue siendo una regresión lineal. No obstante, es necesario realizar una adecuación dependiendo de la función de ajuste utilizada, una alternativa es llevar a cabo una sustitución de las variables envueltas en el análisis, de la forma siguiente (Sui & Xiao, 2014):

Para una función hiperbólica, de acuerdo con la ecuación (34):

$$y' = \frac{x_i}{a + b x_i}$$

$$\frac{1}{y'} = \frac{a + b x_i}{x_i} = \frac{a}{x_i} + b$$

Entonces se realiza la sustitución de variables:

$$Y = \frac{1}{y'} \quad ; \quad X = \frac{1}{x_i} \quad ; \quad b = A \quad ; \quad a = B$$

Y por último se conforma la ecuación lineal, similar a la ecuación (22):

$$Y = A + BX \tag{35}$$

Utilizando un procedimiento similar, se adecuan los demás tipos de funciones de ajuste para la implementación del método de mínimos cuadrados. El grado de correspondencia de la curva ajustada y los valores experimentales, se cuantifica mediante el coeficiente de determinación R^2 expresado como:

$$R^2 = 1 - \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - y')^2}{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \tag{36}$$



Donde:

\bar{y} es la media de los valores experimentales

n el número de datos usados en el análisis

Cuanto más cercano sea a la unidad el valor de R^2 en el dominio $0 < R^2 \leq 1$ el ajuste de la curva es mejor.

3.3. Métodos de análisis de confiabilidad

3.3.1. Índices de confiabilidad y probabilidad de falla

La finalidad de los métodos de análisis es la definición de las probabilidades de falla P_f e índices de confiabilidad β . La probabilidad de falla tiene un significado simple, que corresponde a la probabilidad de ocurrencia de un FS dado. Para el caso de β , representa el número de desviaciones estándar entre el valor más probable del factor de seguridad FS_{MLV} (el obtenido mediante análisis determinísticos) y un valor establecido como condición límite, usualmente se toma el valor de la unidad, no obstante, pueden fijarse otros valores límite para realizar tal estimación, para condiciones a corto plazo suele adoptarse un valor de $FS=1.5$. Este valor está únicamente relacionado con la probabilidad de falla, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3-2. Relación entre el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla (*Phoon & Ching, 2015*)

ÍNDICE DE CONFIABILIDAD β	PROBABILIDAD DE FALLA P_f (%)
0.50	31
1.00	16
1.50	6.7
2.00	2.3
2.50	0.62
3.00	0.13
4.00	3E-3
5.00	3E-5

El valor β puede definirse de manera analítica, dependiendo de la distribución de probabilidad asumida del FS, para los dos tipos de distribución más comúnmente usadas, normal y log normal, el índice de confiabilidad se define de la manera siguiente:

$$\beta_{Normal} = \frac{F_{MLV} - 1}{\sigma} \quad (37)$$



$$\beta_{Lognormal} = \frac{\ln\left(\frac{F_{MLV}}{\sqrt{1 + (COV)^2}}\right)}{\zeta} \quad (38)$$

Es necesario tener un claro entendimiento del concepto de “probabilidad de falla”, cuya ocurrencia de evento no necesariamente es catastrófico, dependiendo del mecanismo de falla asociado. Se pueden contrastar, por ejemplo, la falla que se daría en un muro de contención (lenta y de poca distancia) y un talud natural como lo es una ladera (movimiento súbito y de gran magnitud). Para esto, el cuerpo de ingenieros de los estados unidos (U.S.A.C.E., 1997), prefiere utilizar el término “probabilidad de desempeño insatisfactorio” y describir las consecuencias físicas de la ocurrencia.

En los apartados siguientes, se describen tres de los métodos más usados para calcular la probabilidad de falla e índice de confiabilidad.

3.3.2. Método de Monte Carlo

Para implementar la simulación de Monte Carlo (Baecher & Christian, 2003), es necesario definir en primera instancia la función de desempeño del problema que se desea analizar, es decir el cálculo del FS, la cual debe ser una ecuación analítica sencilla, en donde se deberán clasificar como aleatorias aquellas variables que se consideren de mayor incertidumbre. El método consiste entonces, en generar un muestreo de puntos para cubrir todo el espacio muestral de cada una de las variables de entrada consideradas como aleatorias, para los cuales se realiza la evaluación del FS de manera repetitiva mediante la función de desempeño elegida. De manera que, el método utiliza consideraciones con respecto a las distribuciones de las variables implicadas en los cálculos más que las distribuciones del FS.

Con el método de Monte Carlo la probabilidad de falla es determinada por conteo, entre todos los resultados, cuando el número de veces que el FS calculado es menor o igual que cierto valor de FS definido como condición límite (FS=1.5 por ejemplo). Es decir, si 50 de 5000 análisis resultaron con FS<1.5 usando variables distribuidas de manera aleatoria, significa que la probabilidad de falla es del 1.0%.

Sin embargo, es necesario establecer un rango de datos entre los cuales se realizará el análisis de Monte Carlo, por lo que primeramente es necesario definir los parámetros de dispersión dependiendo de la distribución de los datos, ya sea el *COV* o la σ .



La exactitud de los resultados de la P_f en el método de Monte Carlo está gobernada primordialmente por la fidelidad de los parámetros de dispersión implicados en el análisis, para que los resultados obtenidos sean representativos. En segundo lugar, la exactitud del método dependerá también del número de cálculos que se realicen, donde es necesario realizar una gran cantidad, para lo cual es preferible utilizar un programa de computadora en el que fácilmente se pueda programar la función de desempeño del FS. En la Figura 3-6 se muestra el efecto del número de operaciones en la obtención de la P_f usando Monte Carlo, en donde Phoon & Ching (2015) realizaron la evaluación ante los posibles mecanismos de falla de un muro de contención.

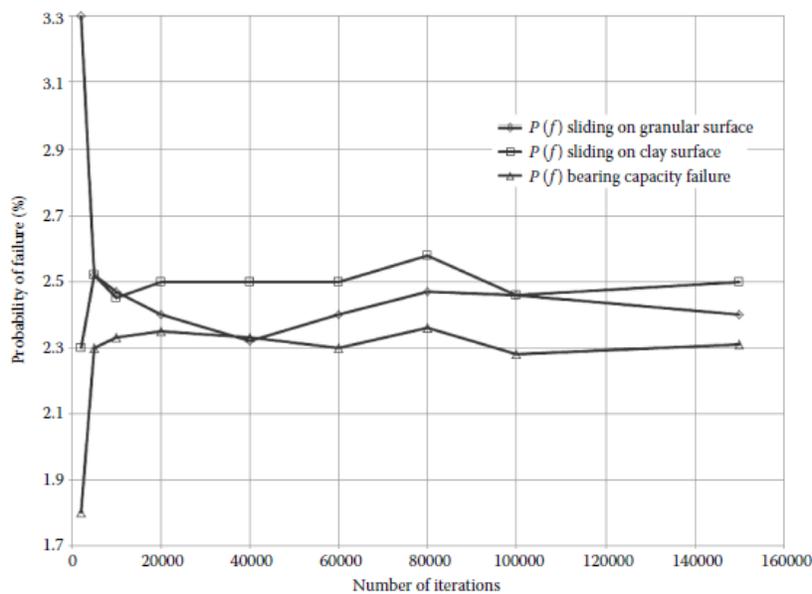


Figura 3-6. Probabilidad de falla para varias simulaciones de Monte Carlo, en un muro de contención (Phoon & Ching, 2015).

Para definir un número adecuado de operaciones es recomendable realizar varias simulaciones utilizando un número diferente, de manera que se pueda realizar un gráfico similar al mostrado en la Figura 3-6, de manera que se puede visualizar a partir de cuantas operaciones el valor de la P_f se estabiliza. El análisis de Monte Carlo provee una útil comparación con otros métodos, ya que no depende de la distribución asumida del FS.



3.3.3. Método de las Series de Taylor

Este método, y su aplicación a la ingeniería geotécnica ha sido descrito por varios autores, como Harr (1987), Wolff (1996) y Baecher & Christian (2003), así también por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de Estados Unidos (U.S.A.C.E., 1997), ya que es simple, así como fácil de entender y aplicar. Es catalogado dentro de los métodos de primer orden y segundos momentos (FOSM, por sus siglas en inglés), puesto que para su implementación requiere únicamente la definición del segundo momento de la distribución del FS (ver apartado 3.1.2) de manera que, únicamente son requeridos $2N + 1$ evaluaciones del factor de seguridad, donde N es el número de variables consideradas como aleatorias. Esto ha permitido, extender su uso desde modelos analíticos hasta modelos numéricos. El método consiste, de manera general, en definir el COV del FS y posteriormente el valor de β . Para lo cual es necesario seguir los siguientes pasos:

1. Estimar \bar{x} y σ de cada una de las variables consideradas como aleatorias en el problema.
2. Realizar la evaluación del FS utilizando los valores de \bar{x} para cada variable, es decir, el análisis determinístico, el cual se establecerá como el valor más probable del factor de seguridad F_{MLV} .
3. Usar la técnica de las Series de Taylor para estimar la desviación estándar y el coeficiente de variación del factor de seguridad, definidas por:

$$\sigma_F = \sqrt{\left(\frac{\Delta F_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta F_2}{2}\right)^2 \dots + \left(\frac{\Delta F_N}{2}\right)^2} \quad (39)$$

$$COV_F = \frac{\sigma_F}{F_{MLV}} \quad (40)$$

Donde:

$$\Delta F_{1...N} = (F_{1...N}^+ - F_{1...N}^-)$$

F_1^+, F_1^- son el FS calculado con el valor de la primera variable aleatoria más y menos la σ respectivamente

En las operaciones anteriores, los valores de todas las otras variables aleatorias deben ser mantenidas en sus valores correspondientes a \bar{x} . De manera que, los valores de ΔF_2 hasta ΔF_N son calculados al variar los valores de la segunda y demás variables.

4. Una vez definidos los valores de F_{MLV} , σ_F y COV_F , es posible determinar el índice de confiabilidad con la ecuación (37) o (38), dependiendo de la distribución asumida del FS.



3.3.4. Método de Estimación Puntual

El método de estimación puntual es también un método de análisis de primer orden y segundo momento. Fue introducido por Rosenblueth (1975) y su uso en la ingeniería geotécnica discutido por otros autores como Baecher & Christian (2003), Harr (1987) y Wolff (1996). Este método requiere 2^N evaluaciones del FS, que son definidas mediante las combinaciones de variables consideradas como aleatorias, donde cada una es una desviación estándar arriba o abajo del promedio. Los siguientes pasos son necesarios para la implementación del método:

1. Estimar \bar{x} y σ de cada una de las variables consideradas como aleatorias en el problema.
2. Calcular el FS con cada variable incrementándola o reduciéndola por una desviación estándar, dependiendo del resultado de la relación 2^N para la obtención de la matriz de casos.
3. Asignar una probabilidad ponderada a cada caso. Cuando las variables no están correlacionadas, la probabilidad es la misma para cada uno y se calcula con la ecuación:

$$P = \frac{1}{2^N} \quad (41)$$

4. Calcular FS_{prom} promediando los valores calculados del FS obtenidos en todos los casos.
5. Usando FS_{prom} y los resultados del FS para cada caso, calcular la desviación estándar del FS con la ecuación:

$$\sigma_F = \sqrt{\sum P_i F_i^2 - FS_{prom}^2} \quad (42)$$

6. Calcular el índice de confiabilidad usando las ecuaciones (37) o (38), dependiendo de la distribución asumida del FS.

3.3.5. Comentarios sobre los métodos

Los métodos descritos anteriormente tienen sus ventajas y desventajas, dependiendo de la aplicación que se les quiera dar. No obstante, de manera general son fáciles de aplicar, lo cual es importante. En el caso de las series de Taylor, una ventaja es que es posible apreciar cuál de las variables tiene un mayor impacto en el cálculo del FS, en contraste con el método de estimación puntual, donde más de una variable es cambiada al mismo tiempo, no obstante, en ambos métodos se necesitan relativamente pocos casos para su implementación, lo cual hace posible realizar los cálculos del FS mediante modelos numéricos. En el método de Monte Carlo, es posible realizar a la vez un análisis de sensibilidad debido a que se explora el impacto de cada variable en todo su espacio muestral, la limitante principal es que son requeridos un gran número de evaluaciones, por lo que es requerida una función de desempeño sencilla para definir el FS.



4. METODOLOGÍA PROPUESTA

En los capítulos anteriores, se estableció de manera general el contexto en el que se diseñan en la actualidad los túneles construidos mediante el Método Convencional, se explicó cuál es su filosofía de diseño y como se implementa dependiendo de las condiciones en la que el túnel será construido, ya que el método tiene una gran flexibilidad de adaptación. En cuanto a los métodos de análisis para revisar la estabilidad del túnel durante la excavación, en la masa de suelo que esta fuera de la interacción con la estructura (falla de frente, bóveda o hastiales), en aquella que queda sostenida (interacción suelo-revestimiento), así como en los elementos que le brindan el soporte temporal durante el procedimiento constructivo, se describieron cuáles son las principales consideraciones que se toman en cuenta y que solo son aplicables a ciertos casos.

Además de las herramientas analíticas que se han desarrollado se habló también de como los programas de métodos numéricos son una poderosa herramienta de cálculo, que nos ayuda a representar el comportamiento de un túnel durante su procedimiento constructivo, así como la masa de suelo que circunda la excavación. Mediante estos métodos es posible simular condiciones más realistas, con geometrías y estratigrafías complejas, en el caso de modelos tridimensionales es posible simular de manera bastante acertada las etapas de excavación y colocación de sostenimiento, mientras que para modelos bidimensionales es necesario apoyarse de técnicas como la de relajación de rigideces o de convergencia-confinamiento.

Finalmente se describieron los estudios recientes que han incluido en sus modelos de análisis (numéricos, teóricos y físicos) la presencia cavidades por detrás del sostenimiento, encontrando de manera general que, efectivamente se producen en el sostenimiento grandes concentraciones de esfuerzo ante carga sostenida, lo cual se traduce en un desconfinamiento en la masa suelo que circunda al túnel, así como en un cambio de los elementos mecánicos en el sostenimiento. Aunque los hallazgos que se han tenido son bastante importantes y representan un gran avance en el entendimiento de la interacción suelo-revestimiento en túneles, la manera en la que han abordado el problema deja algunas cuestiones inconclusas.

La metodología que a continuación se propone para abordar el problema, busca establecer condiciones más realistas de cómo se presentan realmente las cavidades, lo cual tiene que ver principalmente con el contorno del problema, el cual presenta una gran incertidumbre, debido a que a ciencia cierta la predicción de donde se formará la cavidad resulta bastante complejo al igual que detectar de manera certera su presencia y extensión. De manera esquemática se muestra la metodología empleada en la Figura 4-1, y en los apartados siguientes se realiza la descripción de la misma.

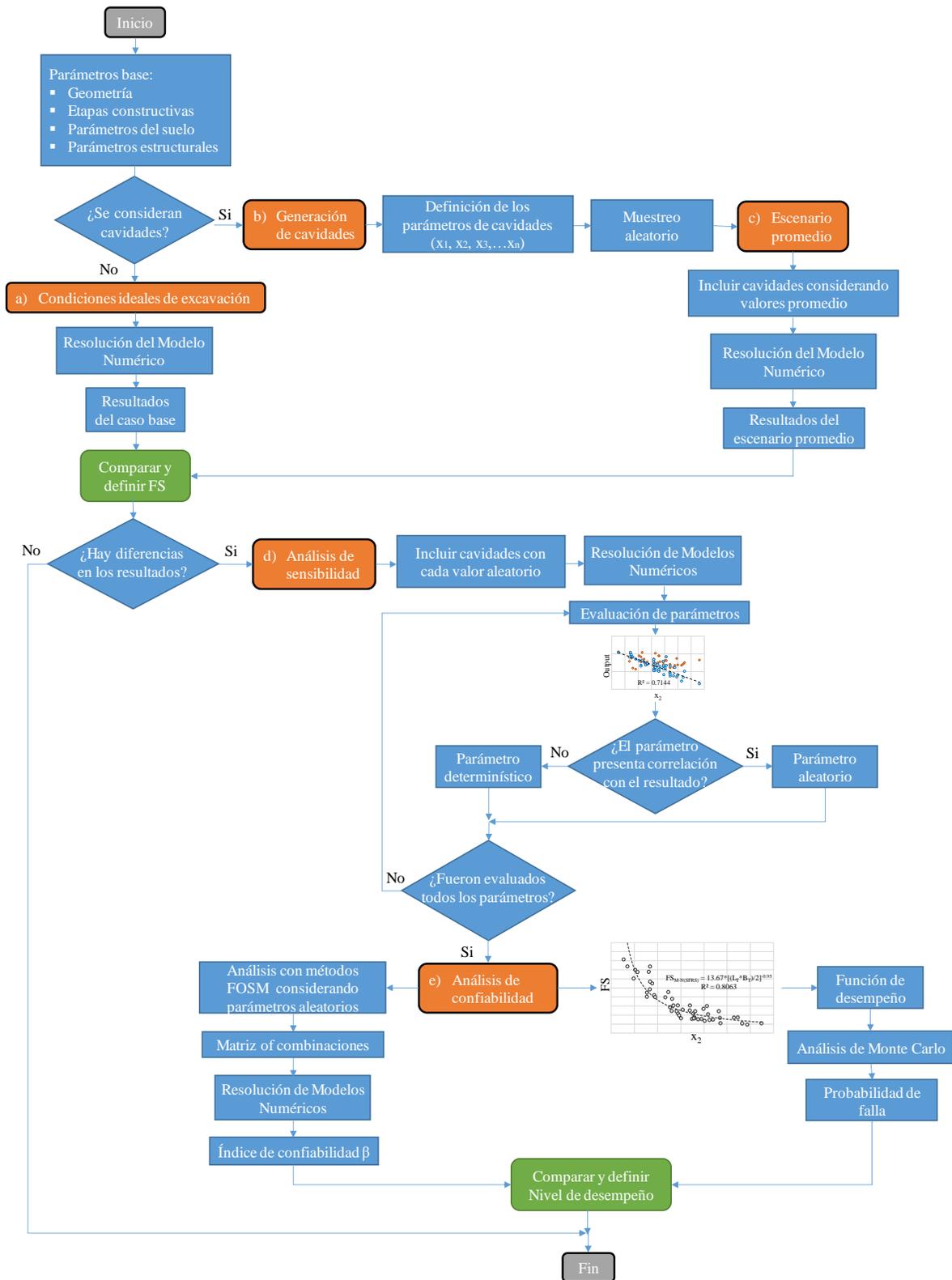


Figura 4-1. Esquema de la metodología empleada.



4.1. Condiciones ideales de excavación

En primera instancia, se propone llevar a cabo un análisis de desempeño del túnel en estudio, a través de un modelo numérico tridimensional de diferencias finitas realizado con el software FLAC^{3D}, considerando las características geotécnicas del terreno y características estructurales de los elementos de sostenimiento, así como las etapas de excavación y colocación de estos definidas en el caso estudio. Los objetivos principales de este análisis son:

- **Definir la estabilidad y comportamiento de la masa de suelo**, durante el procedimiento constructivo y al final de este, obteniendo los factores de seguridad y desplazamientos generados en superficie.
- **Verificar la respuesta y estabilidad del sostenimiento**, a través de los diagramas de interacción definidos según las propiedades del mismo.

De manera resumida los modos de “falla” o condiciones límite que se considerarán en los análisis serán los mostrados en la tabla siguiente:

Tabla 4-1. Modos de falla considerados en los análisis de estabilidad a corto plazo del túnel.

LUGAR DE FALLA	CONDICIONES LÍMITE
TERRENO	Asentamientos excesivos en superficie
	Falla de frente
SOSTENIMIENTO	Falla por flexo-compresión (M-N)
	Falla por cortante (Q-N)

Para este análisis se considerará una superficie de excavación uniforme, acorde a la sección transversal proyectada, y suponiendo un contacto perfecto entre el sostenimiento y el terreno, a lo cual nos referiremos como “caso base”.

4.2. Generación de cavidades

De acuerdo con los estudios previos descritos de manera breve en el apartado 2.7, en donde (Leung y Meguid, 2011; Yasuda, et al., 2017; Wang, et al., 2014) abordan el tema de las cavidades con diferentes metodologías, se determinó que las características clave para modelar los posibles escenarios de análisis, son referentes a la ubicación y dimensiones de la cavidad estimada, por lo que se consideraron las variables mostradas en la Figura 4-2 y en la Tabla 4-2.

Tabla 4-2. Parámetros estadísticos de las variables aleatorias.

CARACTERÍSTICA	VARIABLE	DISTRIBUCIÓN
Ubicación	θ [°]	Uniforme
Profundidad	P [m]	Uniforme
Amplitud transversal	B1, B2 [m]	Uniforme
Longitud	L1, L2 [m]	Uniforme

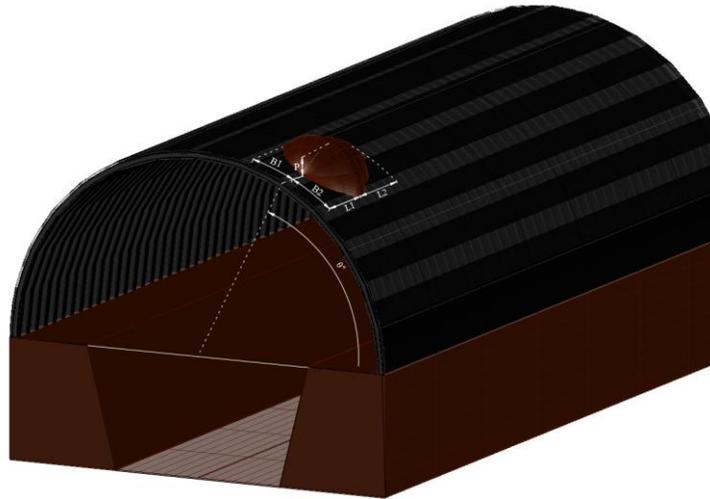


Figura 4-2. Esquema de las variables consideradas en la construcción de escenarios aleatorios.

Con el objetivo de explorar los posibles escenarios cubriendo todo el espacio muestral de cada variable, se propone considerar una distribución de probabilidad uniforme continua para cada una de ellas, la cual tiene una forma rectangular, donde los únicos parámetros necesarios para definir su distribución son los valores mínimos y máximos a y b posibles, donde la media y varianza vienen dadas por:

$$\bar{x} = \frac{\min + \max}{2} \quad (43)$$

$$\sigma^2 = \frac{(\max - \min)^2}{12} \quad (44)$$

De manera que los valores encontrados dentro del dominio $\min \leq x \leq \max$ de cada variable tiene igual probabilidad $p(x) = 1 / (\max - \min)$ de ocurrencia, y fuera de tal dominio $p(x) = 0$.

4.3. Análisis del escenario promedio

Una vez establecidos los posibles escenarios en los que podrá presentarse una cavidad, se tomarán en primera instancia los valores medios de cada variable (expresión 43), para incluir la presencia de la cavidad en el modelo numérico, a lo cual llamaremos “escenario promedio”. Tras la resolución del modelo numérico representativo del escenario promedio, será posible observar el efecto que provoca una cavidad en la respuesta del sostenimiento y en la estabilidad de la masa de suelo al compararla con el caso ideal sin cavidades.



4.4. Análisis de sensibilidad.

Siguiendo el diagrama de flujo expuesto en la Figura 4-1, al verificar si hay diferencias considerables entre los resultados obtenidos en el caso base y el escenario con cavidades promedio, se podrá decidir si es necesario continuar con el siguiente nivel de análisis, o simplemente concluir que para el caso analizado no hay efectos notorios en la respuesta del sistema. En caso de tener una respuesta positiva, se propone repetir el procedimiento expuesto en el punto anterior conformando los escenarios correspondientes a cada valor obtenido en el muestreo aleatorio, con el objetivo de definir cuál de las variables, tiene un mayor impacto en las condiciones límite considerados en la Tabla 4-1 y la relación que guarda con el mismo.

Los resultados de cada modelo serán representados en diagramas de dispersión normalizados por los resultados obtenidos en el caso base, a modo de analizarlos en un esquema comparativo, y definir su impacto en el comportamiento general del sistema túnel-suelo.

En los casos donde se observe cierta correlación de las variables de entrada con los resultados obtenidos se realizarán análisis de regresión, aplicando el método de los mínimos cuadrados, y a través del coeficiente de determinación R^2 , se definirá la curva de tendencia que represente el mejor ajuste con los valores experimentales de acuerdo con la metodología descrita en el apartado 3.2.

Una vez definidas las variables que provoquen un impacto en la respuesta del sistema túnel-suelo, se buscará obtener una relación directa entre estas y los FS que definen cada condición límite, con el objetivo de establecer un modelo simplificado para la evaluación del desempeño.

4.5. Análisis de confiabilidad.

Hasta este punto se habrá podido definir de manera cuantitativa y cualitativa, los efectos que provocan las cavidades tanto en la respuesta de los elementos de sostenimiento como en la masa de suelo, y que variables son las que provocan un mayor impacto en la respuesta del sistema. Además de definir cuanto bajan los FS de cada condición límite considerada. No obstante, tal comparación determinista no toma en cuenta los niveles de incertidumbre de las variables definidas como de mayor impacto. Para lo cual se propone llevar a cabo análisis de confiabilidad mediante los métodos descritos en el apartado 3.3.

Por un lado, se llevará a cabo el método de Monte Carlo, y puesto que son necesarios un gran número de operaciones para calcular la probabilidad de falla, se utilizarán como funciones de desempeño los modelos simplificados obtenidos en los análisis de regresión del apartado anterior para definir la probabilidad de falla en cada condición de estabilidad.



De forma paralela, se implementarán los métodos de las Series de Taylor y de Estimación Puntual, estableciendo la matriz de casos que son necesarios evaluar en cada método, en donde será posible evaluar el FS mediante un modelo numérico por cada caso, y calcular el índice de confiabilidad β para cada modo de falla. Por último, se establecerán los niveles de desempeño esperados, de acuerdo con la Tabla 2-7, al compararse con las probabilidades de falla e índices de confiabilidad obtenidos en los análisis. De esta manera se definirá que tanto disminuyen los niveles de desempeño en el túnel al incluir el efecto de las cavidades.



5. CASO ESTUDIO

5.1. Ubicación del proyecto

El proyecto de túnel tomado como objeto de estudio, es construido al poniente de la Ciudad de México, en la Figura 5-1 se muestra la ubicación del proyecto con respecto a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México (RCDF, 2017). Desde el punto de vista geológico, esta zona se encuentra dentro de la formación “Tarango”, que está compuesta principalmente por arenas limosas muy cementadas y limos arenosos, densos a muy densos, que exhiben una considerable resistencia al esfuerzo cortante y baja compresibilidad. Sin embargo, a veces también se pueden encontrar rellenos arcillosos artificiales o bolsas de arenas pumíticas.

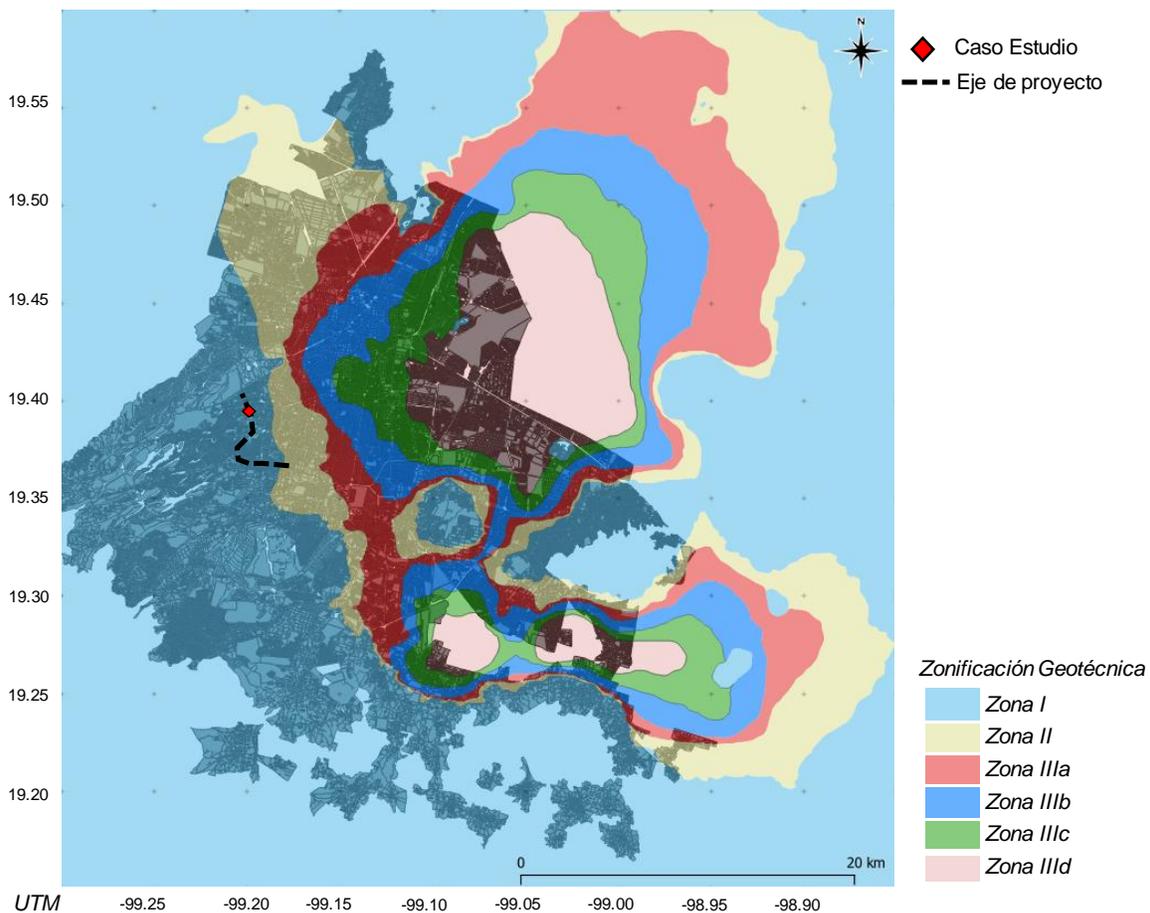


Figura 5-1. Ubicación del proyecto, en la zonificación geotécnica del valle de la Ciudad de México.



5.2. Método de excavación y tipo de sostenimiento

Por las características del proyecto y la variabilidad de las condiciones geotécnicas del sitio, se eligió, como método de excavación, el Método Convencional (ITA Working Group, 2009), por su flexibilidad de adaptación. El tramo del túnel analizado tiene una sección transversal en forma de herradura, con un ancho de 10,64 m y una altura de 8,50 m.

La secuencia de avance divide la sección transversal en tres excavaciones parciales, media sección superior, banqueo central y banqueos laterales de manera alternada. El tipo de sostenimiento empleado consiste en una capa de concreto lanzado de 20 cm de espesor reforzado con fibras de acero, CL, y marcos de acero son sección IR 152 x 37,2, MA, y un revestimiento secundario conformado por una estructura de concreto reforzado de 40 cm de espesor. En la Figura 5-2 se muestra la sección transversal del proyecto con las diferentes etapas de excavación y el tipo de sostenimiento utilizado.

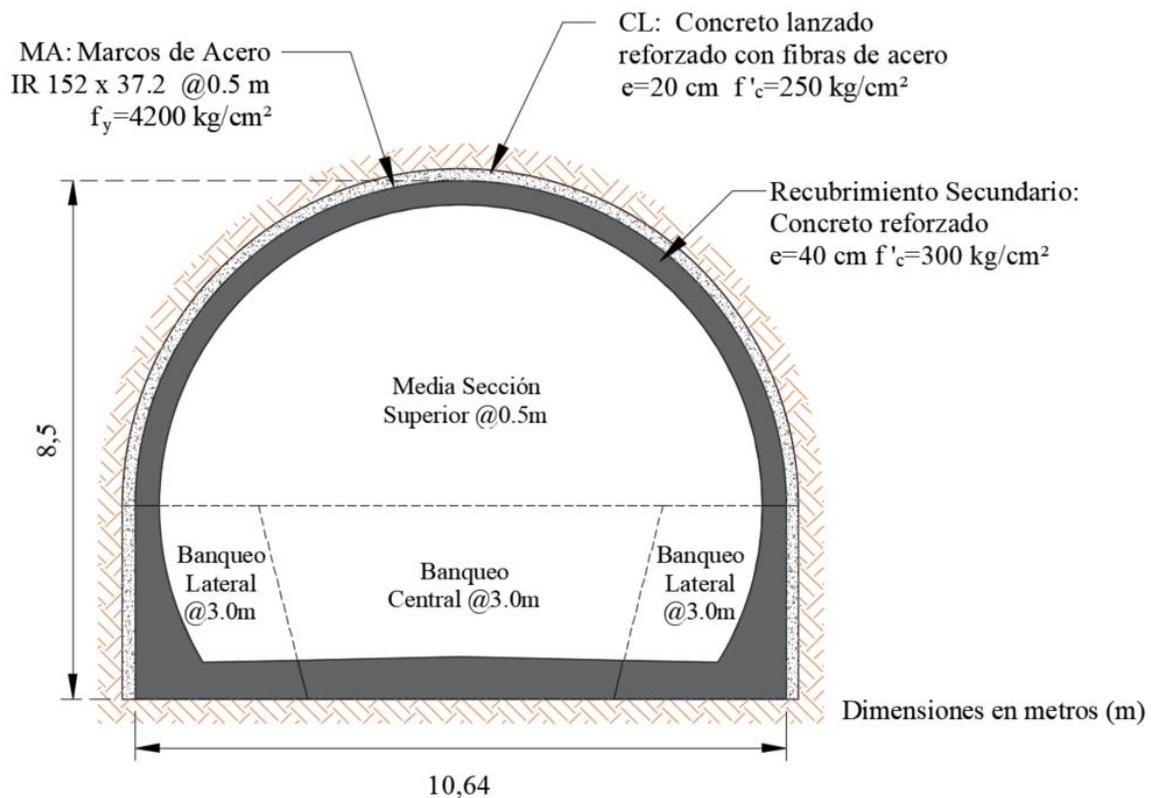


Figura 5-2. Sección transversal tipo correspondiente al tramo de túnel en estudio (dimensiones en metros).



El procedimiento constructivo se muestra de manera esquemática en la Figura 5-3, en donde se siguen cuatro pasos principales: a) Excavación de la sección media superior hasta una longitud de 0,5 m, estabilizando el terreno mediante concreto lanzado reforzado con fibras y marcos de acero a cada 0,5 m. b) Una vez que se alcanza una longitud de excavación de cuatro veces el radio del túnel (es decir, aproximadamente 19,5 m) siguiendo el proceso descrito en el Paso 1, se construye una rampa de 9 m de largo y se excava el banco central. c) La sección completa de los muros del túnel se excava alternativamente en avances de 3 m, estabilizándolos nuevamente mediante concreto lanzado y marcos de acero. d) Se coloca un revestimiento secundario, compuesto de concreto armado, cerrando toda la sección del perímetro del túnel. Este proceso se repite secuencialmente desde los Pasos 1 a 4, hasta no encontrar una condición geotécnica diferente.

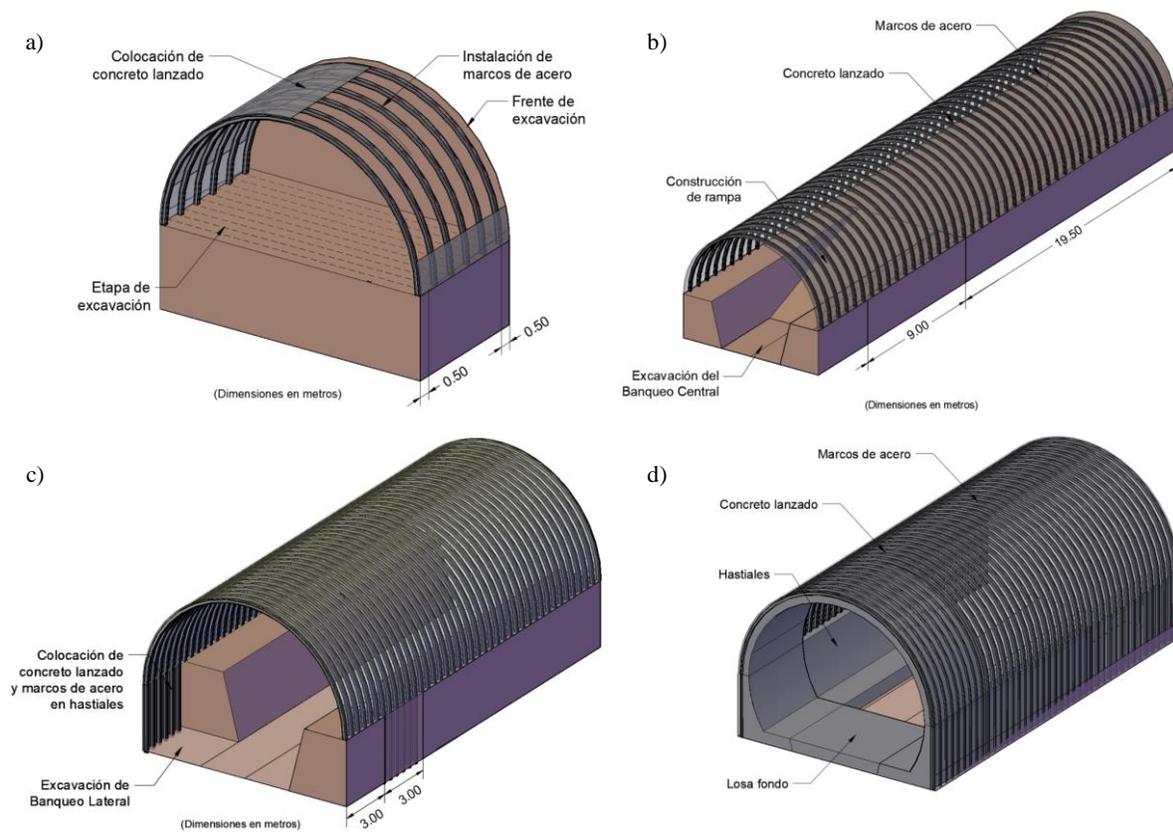


Figura 5-3. Esquema del procedimiento constructivo realizado en el proyecto.



5.3. Generación de cavidades durante el procedimiento constructivo

Durante la construcción del tramo, se observaron zonas donde se generan cavidades entre el terreno, los marcos metálicos y el concreto lanzado, debido a dos cuestiones: la dificultad para lograr una superficie de excavación uniforme (ya que el material de excavación es una arena pumítica que al desconfinarsse pierde resistencia y granea a la más ligera vibración), y el reducido espacio que queda entre cada marco metálico y los elementos de retención que los unen. Para remediar esto, se ha tenido que optar por lograr el contacto entre los marcos metálicos mediante “retaque” con madera y la posterior inyección de lechada hasta cuando se finaliza la construcción de la estructura definitiva, es decir hasta después de terminar el Paso 4. No obstante, durante todo el procedimiento constructivo tal problemática se encuentra presente, lo cual causa que exista un carente y dudoso contacto entre el sostenimiento y el terreno. En la Figura 5-4 se muestra lo descrito anteriormente.

Durante el desarrollo del procedimiento constructivo en el tramo en estudio se buscó obtener un estimado de la dimensión y ubicación de las zonas donde el sostenimiento pierde contacto con el terreno. En la Tabla 5-1 se muestran los valores definidos para los parámetros establecidos en el apartado Tabla 4-2, de acuerdo con las estimaciones realizadas en campo.

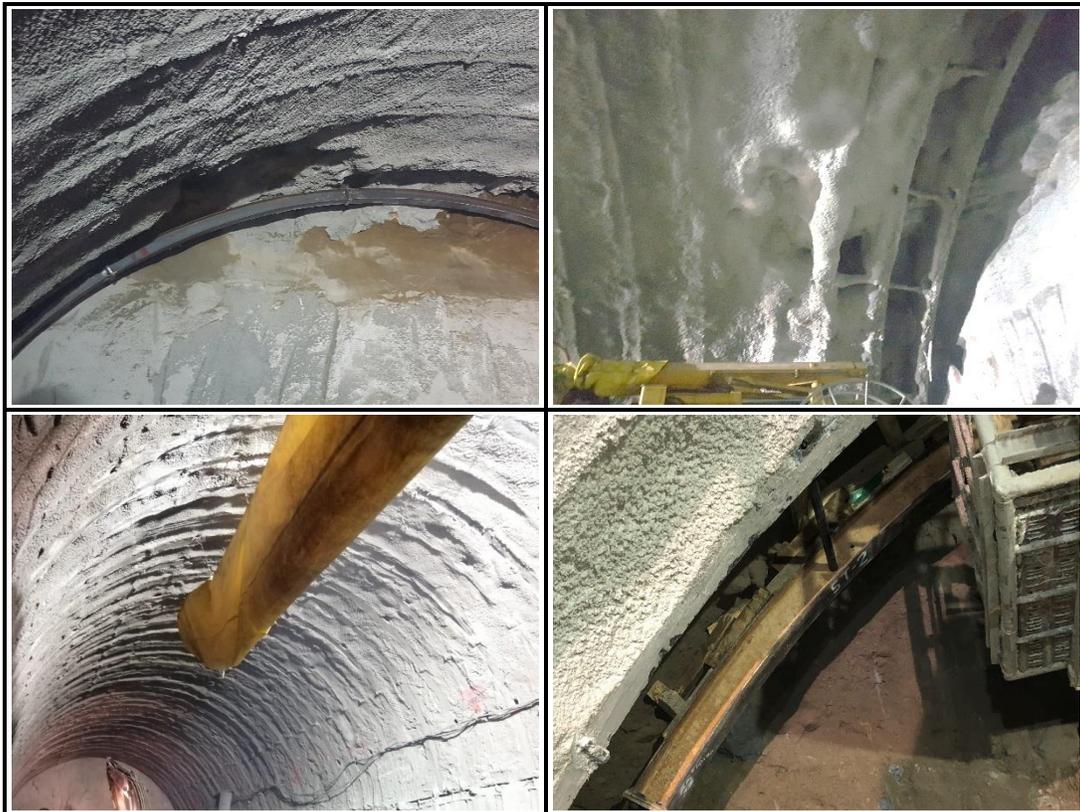


Figura 5-4. Cavidades en el revestimiento generadas durante el procedimiento constructivo en la bóveda del túnel.



Tabla 5-1. Valores de los parámetros estadísticos de las cavidades.

CARACTERÍSTICA	VARIABLE	DISTRIBUCIÓN	min	max	\bar{x}
Ubicación	θ [°]	Uniforme	30	150	90
Profundidad	P [m]	Uniforme	0.10	0.90	0.50
Amplitud transversal	B1, B2 [m]	Uniforme	0.50	3.20	2.00
Longitud	L1, L2 [m]	Uniforme	0.50	2.50	1.50

5.4. Información geotécnica disponible

Para caracterizar debidamente el material presente en la zona de estudio y determinar la estratigrafía a lo largo del tramo del túnel, se consideraron dos sondeos a 40 m de profundidad denominados SP-1 y SP-2. Los cuales se llevaron a cabo mediante la implementación de la técnica de penetración estándar (SPT), con el objetivo de estipular la secuencia estratigráfica del sitio. De las muestras alteradas obtenidas mediante el tubo partido, se realizaron pruebas índice de laboratorio incluyendo contenido de agua w_L , distribución granulométrica (gravas G, arenas S y partículas finas F), límites de consistencia e índice plástico IP, así como clasificación SUCS para caracterizar el material presente en el sitio (Bowles, 1997).

Para determinar las propiedades mecánicas de los materiales, se realizaron ensayos mediante un Presiómetro tipo Menard, el cual es un instrumento bastante usado, sobre todo en suelos donde obtener una muestra inalterada resulta muy complejo, debido a que es posible determinar las propiedades del terreno in situ, mediante la correcta obtención de los parámetros presiométricos. En cada uno de los barrenos realizados mediante los dos sondeos de penetración estándar, se llevaron a cabo ensayos con Presiómetro, aproximadamente a cada 2 m en el sondeo SP-1 y a cada 1 m en el sondeo SP-2.

5.5. Determinación de la estratigrafía del sitio

Con base en la información geotécnica disponible se realizó una interpretación para la definición de las unidades geotécnicas en la zona de estudio, las cuales representan las condiciones geotécnicas del terreno a lo largo del eje de trazo del túnel en el tramo de interés. En total se agruparon 6 unidades geotécnicas considerando cierta similitud en sus propiedades índice y mecánicas obtenidas en la exploración geotécnica. Dichas unidades se describen a continuación:

- Unidad I: Material de relleno compuesto por arcilla arenosa de baja plasticidad, con contenidos variables de gravas y cascajo.



- Unidad II: Limo arenoso color café claro de baja plasticidad y consistencia dura.
- Unidad III: Arena limosa color café con gravas, de compacidad densa
- Unidad IV: Gravas limosas con arena color café claro y pardo de compacidad muy densa
- Unidad V: Arena pumítica mal graduada color gris con limo y gravas de compacidad suelta a media y densa en algunas zonas, y boleos empacados de hasta 1'' de diámetro.
- Unidad VI: Arena limosa conglomerática de muy alta compacidad y dureza con contenidos variables de gravas y bloques andesíticos sub-angulosos de tamaños milimétricos hasta métricos.

En la Figura 5-5 se muestra la estratigrafía conformada para la realización del modelo numérico de diferencias finitas, en esta Figura se puede apreciar la localización de cada una de las unidades geotécnicas descritas anteriormente, así como el proyecto del túnel correspondiente al tramo en estudio.

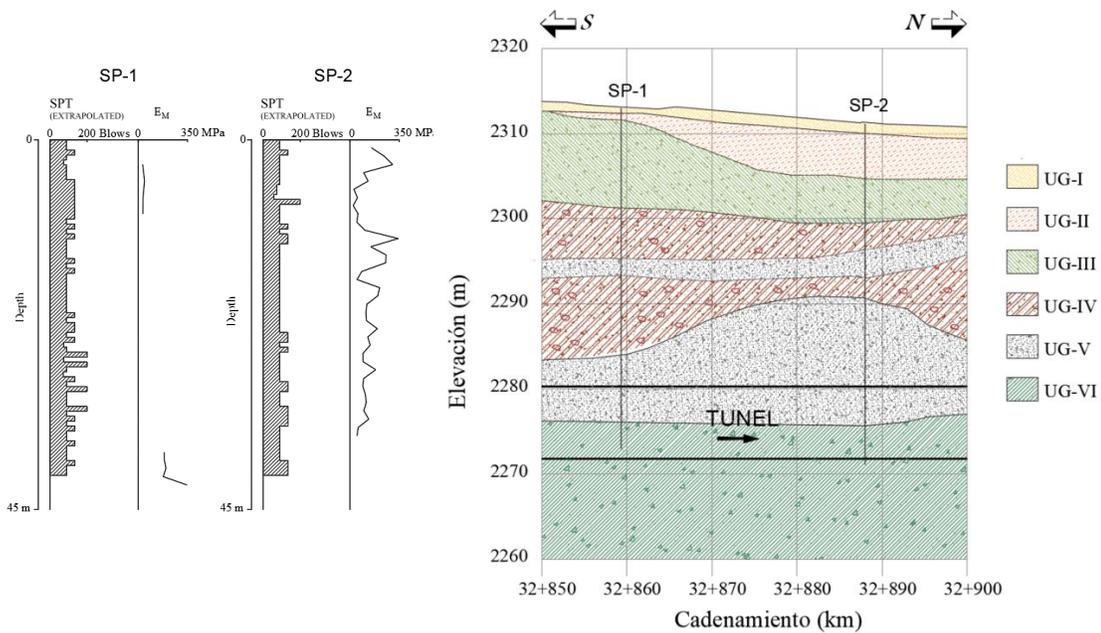


Figura 5-5. Estratigrafía utilizada en la revisión de la estabilidad del túnel en el tramo de estudio.



5.6. Determinación de parámetros de diseño

Para la definición de un Modelo Geológico-Geotécnico en el que se analizará el proyecto de túnel, es requerida una definición certera de los parámetros tanto de resistencia como de respuesta esfuerzo-deformación, dado que durante la simulación del procedimiento constructivo el objetivo principal es la determinación de los asentamientos que se generaran en superficie y las convergencias y divergencias dentro del túnel, así como los factores de seguridad que estarán presentes durante todo el proceso de excavación y la presión del terreno que soportará el sostenimiento. Para esto se obtuvieron los parámetros de diseño según las diferentes técnicas utilizadas en la exploración.

Para complementar la información proveniente de pruebas mecánicas de laboratorio, se consideraron también los registros del número de golpes N_{SPT} obtenidos en el sondeo de penetración estándar. Una vez definido el número de golpes representativo de cada una de las unidades geotécnicas, se determinaron los parámetros c y φ mediante una serie de correlaciones empíricas utilizadas en suelos similares a los que se encontraron en la exploración geotécnica, (ver Tabla 2-3).

Para la definición de los parámetros de deformación a partir de los perfiles de presión límite P_L , módulo presiométrico E_M y presión efectiva media p'_0 obtenidos en los ensayos presiométricos, se obtuvo el módulo de elasticidad de cada una de las unidades geotécnicas mediante el parámetro Menard “ α ” con relación al tipo de suelo (Baguelin, Jezequel, & Shields, 1978; Briaud, 1992), según la expresión (3). Los valores obtenidos mediante toda la información geotécnica descrita se resumen en la Tabla 5-2.

Tabla 5-2. Propiedades índice y mecánicas obtenidas de la información geotécnica.

UNIDAD	Laboratorio						SPT correlaciones			PMT		ν			
	w_L	I_p	Granulometría (%)			SUCS	γ	c	φ	E	c_{SPT}		φ_{SPT}	E_{SPT}	E_{PMT}
	(%)	(%)	G	S	F										
UG-I	30	22	2	18	80	CL	1.50	-	-	-	1.75	28	4280	2040	0.35
UG-II	22	8	10	33	57	ML	1.62	-	-	-	30.4	31	10400	32010	0.30
UG-III	16	9	18	48	34	SM	1.75	6.1	34	53110	29.2	32	9480	12435	0.33
UG-IV	21	11	43	40	17	GM	1.96	12.0	37	38025	39.2	38	7440	58105	0.25
UG-V	11	4	30	57	12	SP-SM	1.74	0.5	18	1040	19.6	31	3160	19370	0.32
UG-VI	15	10	13	62	25	SM	1.80	-	-	-	17.2	37	4385	63300	0.28

De acuerdo con toda la información detallada anteriormente se definieron los parámetros de diseño de la estratigrafía mostrada en la Figura 5-5, con los cuales se alimentó el modelo numérico, donde se utilizó una ley constitutiva Mohr-Coulomb, por lo que los parámetros definidos para las unidades geotécnicas fueron cohesión c , ángulo de fricción interna φ , módulo de Young E y relación de poisson ν . Los valores de dichos parámetros se muestran en la Tabla 5-3.



Tabla 5-3. Parámetros utilizados en el modelo numérico de diferencias finitas.

UNIDAD	γ (ton/m ³)	c (ton/m ²)	ϕ (°)	E (ton/m ²)	ν
UG-I	1.50	1.40	28	2140	0.35
UG-II	1.62	11.30	29	23450	0.30
UG-III	1.75	7.90	30	10705	0.33
UG-IV	1.96	13.30	34	35680	0.25
UG-V	1.74	1.00	27	6625	0.32
UG-VI	1.80	15.20	35	48420	0.28

5.7. Definición de los diagramas de interacción

Para realizar una evaluación adecuada del sostenimiento del túnel, se optó por implementar el uso de los diagramas de capacidad o interacción mediante el método σ - ϵ descrito en el apartado 2.4.1.2 en donde se tomaron en cuenta la leyes constitutivas mostradas en la Figura 5-6. De acuerdo con la disposición de los elementos de sostenimiento y sus características geométricas como el peralte d , y el momento de inercia I , descritas en el punto 5.2, y mecánicas (resistencia a la compresión σ_c , resistencia a la compresión σ_t , módulo de Young E y relación de Poisson ν) los parámetros considerados son los mostrados en la Tabla 5-4.

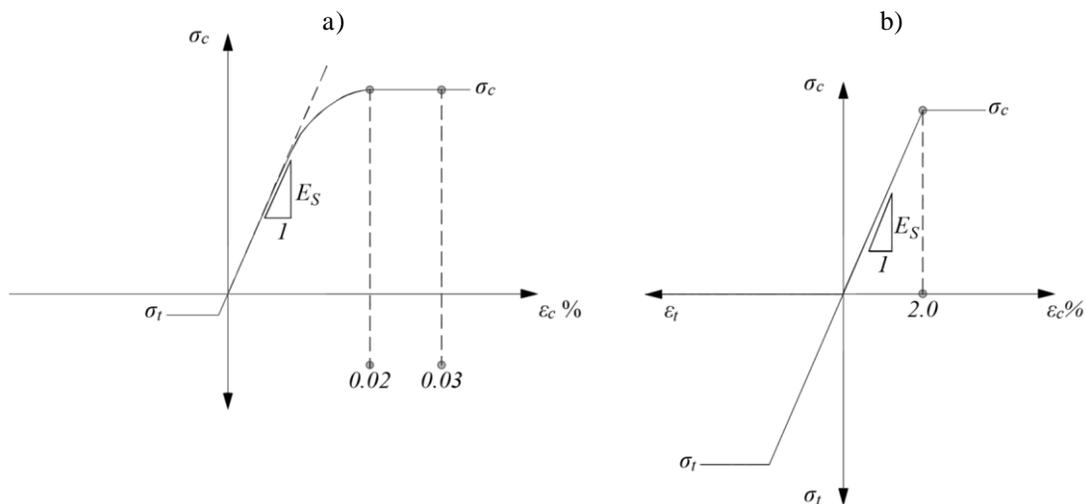


Figura 5-6. Leyes constitutivas usadas para la definición de los diagramas de interacción a) para el concreto lanzado y b) para los marcos de acero.

Tabla 5-4. Parámetros mecánicos de los elementos de sostenimiento

ELEMENTO	d (m)	I (m ⁴)	σ_c (ton/m ²)	σ_t (ton/m ²)	E (ton/m ²)	ν
Concreto Lanzado*	0.200	6.6E-4	2500	-191.65	2.1E+7	0.2
Marcos de Acero	0.152	2.2E-5	42000	-42000	2.2E+6	0.3

*Los parámetros del concreto corresponden a la resistencia alcanzada a los 28 días de curado.



Debido a que no se cuenta con pruebas de absorción de energía realizadas al concreto lanzado reforzado con fibras de acero, no se consideró el aumento de la resistencia residual en el cálculo de los diagramas de interacción del concreto lanzado. En las Figura 5-7 y Figura 5-8 se muestran los diagramas de interacción calculados según los parámetros expuestos en la Tabla 5-4 y las leyes constitutivas mostradas en la Figura 5-6.

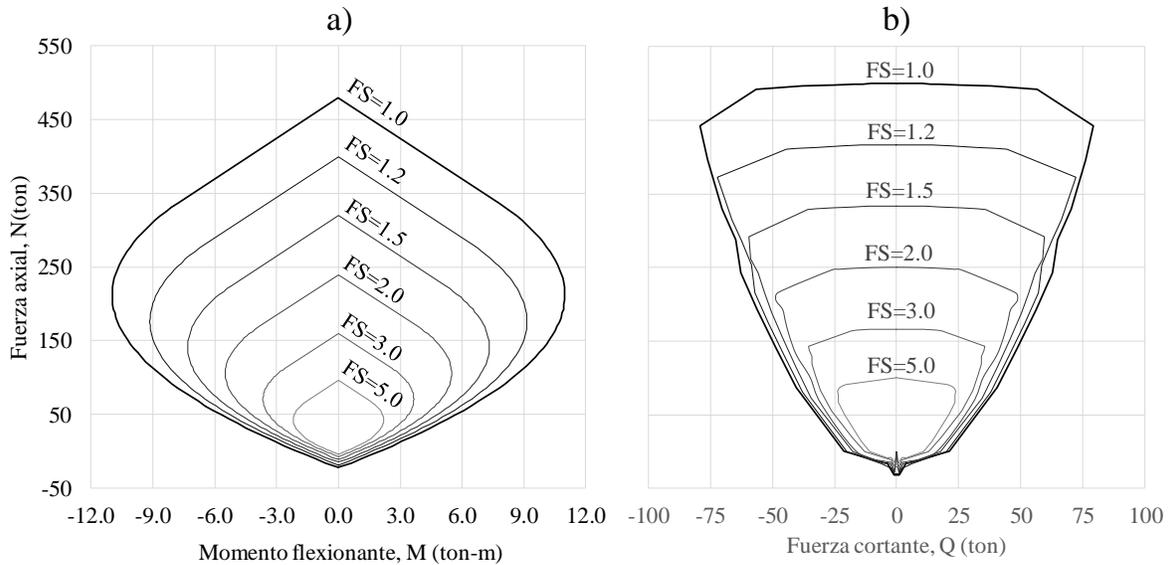


Figura 5-7. Diagramas de interacción del concreto lanzado a) M-N y b) Q-N.

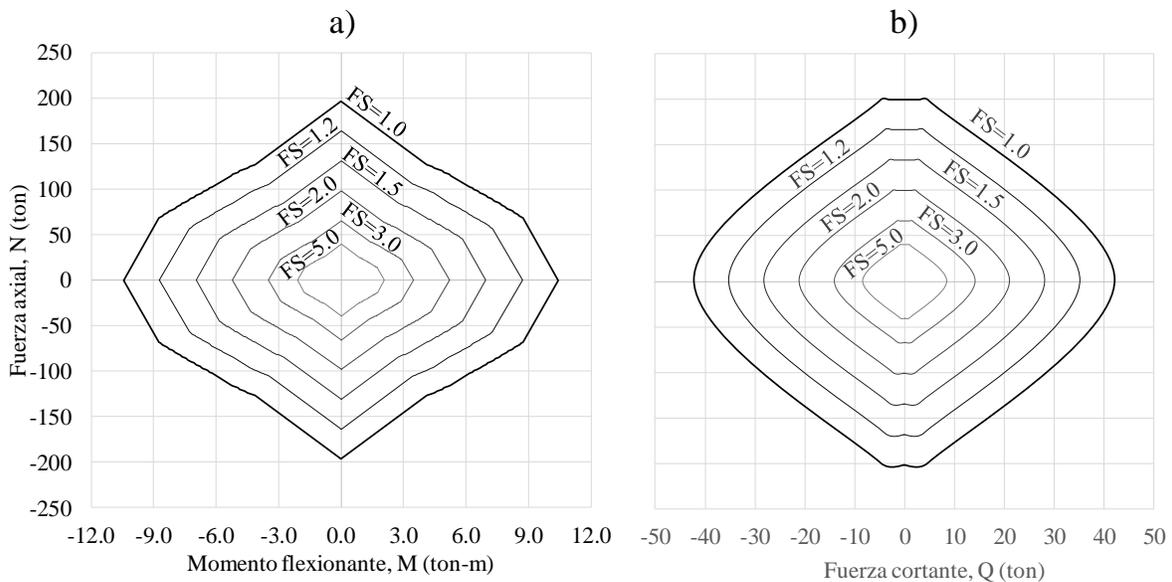


Figura 5-8. Diagramas de interacción del marco de acero a) M-N y b) Q-N.



5.8. Descripción del modelo numérico

En general, se desarrollaron un total de cincuenta modelos tridimensionales de diferencias finitas mediante el programa FLAC^{3D} (Itasca, 2009), en los cuales se determinó la estabilidad de la masa de suelo y la respuesta del sostenimiento del túnel para cada escenario aleatorio conformado. Para representar el comportamiento del suelo se consideró adecuado implementar el modelo Mohr-Coulomb debido a que se registró presencia del nivel freático en la exploración geotécnica. Los parámetros que se tomaron en cuenta son los mostrados en la Tabla 5-3, y la distribución de las unidades geotécnicas se idealizaron de forma horizontal de acuerdo con la sección crítica, determinada entre los cadenamientos 32+860 y 32+900 (ver Figura 5-5).

Cada modelo está compuesto por 746240 elementos tridimensionales que representan la masa de suelo por la cual se excava el túnel. Dentro del dominio de cada modelo se procuró un mayor refinamiento de la malla en la periferia del túnel y en la sección de control establecida, donde los elementos tienen una dimensión aproximada de 0.25 m de lado. En la discretización de la geometría de los elementos se consideró también la división de la sección del túnel conforme a las etapas de excavación y a la presencia de elementos estructurales de acuerdo con la Figura 5-2, de manera que fuese posible activar o desactivar fácilmente estas zonas dependiendo de la etapa, tanto de manera transversal como longitudinal (Itasca, 2009), en esta discretización se tomó en cuenta también la presencia de la cavidad simulada, según las distribuciones de cada variable mostradas en la Tabla 5-1. En la Figura 5-9, se muestra la malla de diferencias finitas tipo, considerada en todas las simulaciones.

Las simulaciones, consistieron en la representación del proceso de construcción según la metodología descrita en el punto 5.2. Las condiciones de frontera de los modelos se consideraron fijas en la base del modelo, y con apoyos móviles en las caras laterales del mismo ya que el análisis será de tipo estático. Una vez establecidas las condiciones iniciales de esfuerzo mediante la aplicación de una fuerza de cuerpo correspondiente a la aceleración de la gravedad, se procedió con la simulación de las etapas constructivas de excavación y colocación del sostenimiento, para lo cual se resuelve el modelo en cada una de ellas para determinar el nuevo campo de esfuerzos y deformaciones. Para representar el efecto de los elementos de sostenimiento en el modelo se utilizaron elementos tipo SHELL para el concreto lanzado y elementos tipo BEAM para los marcos de acero, cuya ley constitutiva se supuso como elástica lineal, de manera que pudieran admitirse esfuerzos de cualquier magnitud en la estructura, y poder evaluar los casos en los que la estructura no es capaz de soportar las cargas impuestas, a través de los diagramas de interacción. Por lo que solo se tomaron los parámetros elásticos de la Tabla 5-4.

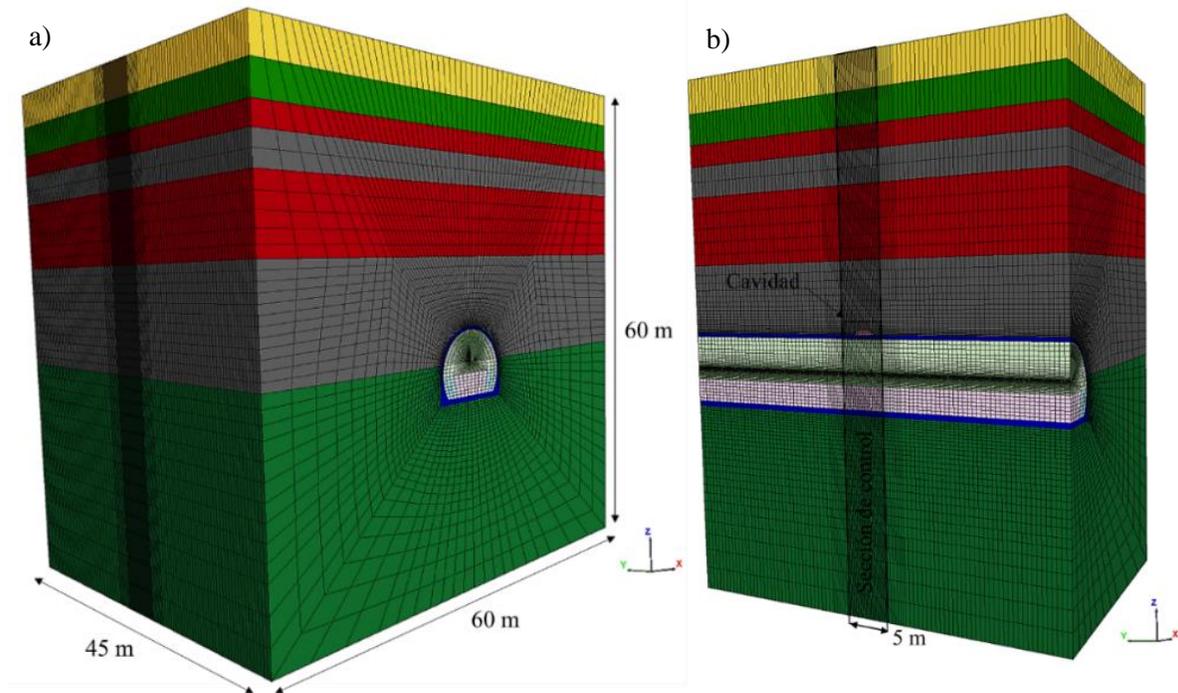


Figura 5-9. Modelo tridimensional de diferencias finitas: a) Dominio global del modelo b) Sección de control

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1. Diferencias entre el caso base y el escenario promedio

Para determinar el efecto que provoca una cavidad en la redistribución de esfuerzos de la masa de suelo y en la respuesta del sostenimiento, se tomaron los valores \bar{x} de cada variable de la Tabla 5-1. Todas las variables correspondientes a las propiedades del suelo y de los elementos de sostenimiento se consideraron como determinísticos. A continuación, se discuten los resultados más destacados.

6.1.1. Estabilidad de frente de la excavación

Inicialmente se determinaron las condiciones de esfuerzos que se presentan durante el procedimiento constructivo de la media sección superior, que es la etapa en la cual se remueve la mayor parte del área de excavación y donde se encuentran las cavidades, de manera que es cuando se provoca una mayor alteración del estado de esfuerzos alrededor de la excavación y en el frente. El dominio del modelo se cortó sobre el eje del túnel para poder apreciar la variación de los resultados de manera longitudinal y transversal, la escala de colores se ajustó al rango de valores presentes en las inmediaciones del frente de excavación, para observar con mayor detalle cómo se redistribuyen los resultados en esta zona.



En la Figura 6-1 se muestran los contornos de esfuerzo de confinamiento p' en la masa de suelo obtenidos en el modelo. En el caso a) el frente de excavación se encuentra en un tramo donde se ignora la presencia de cavidades (caso base), para este escenario el frente se desconfinan hasta un rango de esfuerzos de entre 2.0 y 2.5 ton/m². Ahora al observar la Figura 6-1 b) donde si hay cavidad es notorio un contraste en los colores predominantes del frente donde la mayoría se torna rojo, que de acuerdo con la escala de colores corresponde a un rango de valores de entre 0.5 y 1.0 ton/m², otro detalle que se puede apreciar es que las zonas que se desconfinan se extienden hacia arriba y hacia delante de la excavación, en los resultados obtenidos en el escenario promedio.

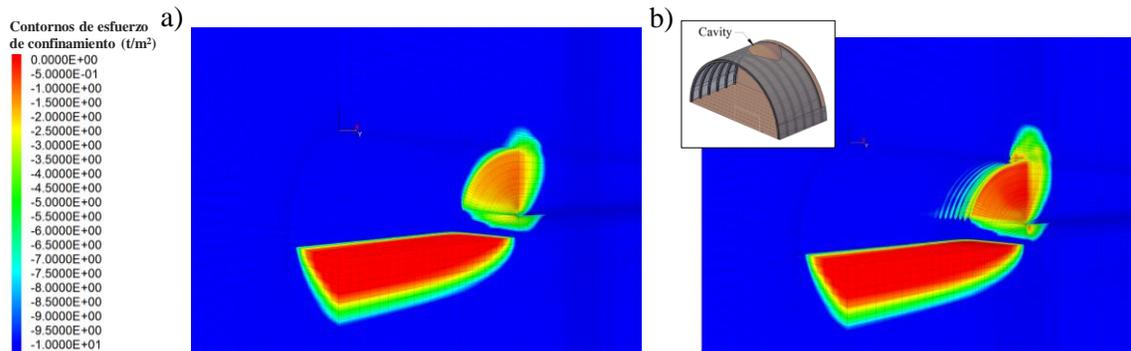


Figura 6-1. Contornos de esfuerzo de confinamiento en el suelo alrededor del túnel a) Caso base b) Caso con cavidades.

En la Figura 6-2 se muestran los contornos de esfuerzo cortante octaédrico τ_{act} en la masa de suelo obtenidos en el modelo. Al igual que en los resultados previos se muestran aquellos referentes al caso base en la Figura 6-2 a) y para el escenario promedio en la Figura 6-2 b). Al hacer la comparación de las dos figuras no se observa gran diferencia en cuanto a los colores predominantes en el frente, por lo que se puede externar que en ambos casos el valor de esfuerzo τ_{act} se encuentra en un rango de entre 0.7 y 1.5 ton/m². No obstante, en la Figura 6-2 b), si se perciben zonas donde se concentran los esfuerzos, como en las orilla de la cavidad, que es donde inicia el contacto del sostenimiento con el suelo.

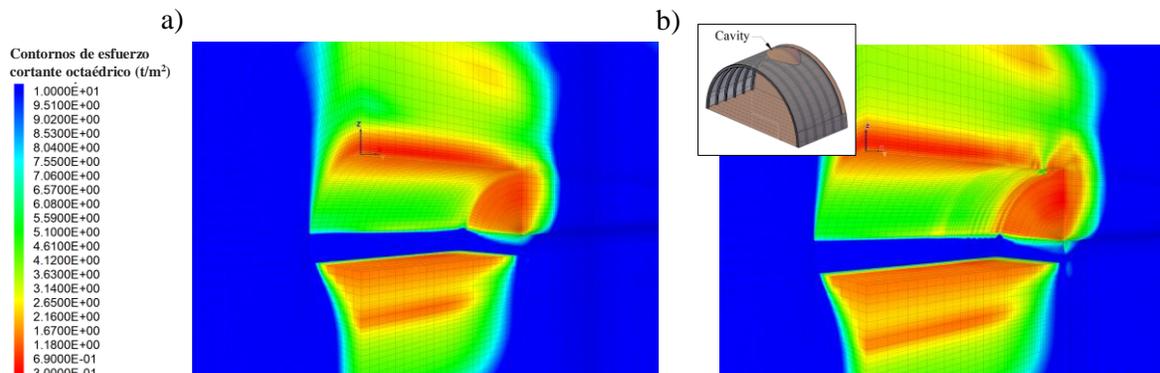


Figura 6-2. Contornos de esfuerzo de esfuerzo cortante octaédrico en la masa de suelo alrededor del túnel a) Caso base b) Caso con cavidades.



Al mostrar los resultados anteriores, se ha demostrado que la presencia de la cavidad produce un efecto de desconfinamiento de la masa de suelo alrededor de la excavación y una concentración de esfuerzos en la zona donde termina la cavidad. Ese fenómeno es muy razonable, puesto que el área de apoyo es menor, de manera que debe ocurrir una redistribución de esfuerzos provocada por el efecto de arqueado del suelo, donde los esfuerzos actuantes en la zona que pierde contacto con el apoyo migran hacia las zonas de vecindad inmediata donde se empieza a tener contacto.

Una vez definidas las condiciones de esfuerzo en el modelo, se calculó la estabilidad del frente de excavación según la metodología descrita en el apartado 2.6, para ambas condiciones analizadas. Se utilizaron también las soluciones de equilibrio límite mostradas en la Tabla 2-5 para el cálculo de la estabilidad del frente, con el objetivo de definir cuál de los criterios tiene más similitud en los resultados con los obtenidos mediante el modelo numérico. En la Tabla 6-1 se resumen los resultados obtenidos.

Tabla 6-1. Factores de seguridad para la estabilidad de frente.

CRITERIO DE ESTABILIDAD	CASO SIN CAVIDAD	CASO CON CAVIDAD
(Tamez, et al., 1997)	1.51	-
(Sternath & Baumann, 1997)	1.46	-
(Vermeer, et al., 2002)	1.26	-
(Melis Maynar, 2005)	1.42	-
(Zhang, et al., 2017)	1.45	-
FLAC ^{3D}	1.44	1.22

Al observar los resultados obtenidos se puede definir que todos los criterios arrojan un valor superior a 1.25, excepto para el caso donde se presenta la cavidad, aunque muy ligeramente, lo cual significa que el caso en estudio cumple con las condiciones de estado límite de falla definidos por el Euro código, según los factores parciales a aplicados a los parámetros de resistencia, al tomar un enfoque determinístico. No obstante, al comparar los FS del caso con y sin cavidades, se puede ver una disminución significativa, que podemos asociar a la disminución del confinamiento en el frente, como se observó en la Figura 6-1. De los criterios de equilibrio límite, se puede comentar que el método de (Tamez, et al., 1997) es el que arroja los resultados menos conservadores, lo cual es importante resaltar, puesto que es un método bastante usado para definir la estabilidad de frente, al comparar los demás métodos con los resultados obtenidos mediante el modelo numérico se observa una menor dispersión.

6.1.2. Desplazamientos en la masa de suelo

Posteriormente se evaluaron los desplazamientos generados por el procedimiento constructivo del túnel en el dominio global del modelo. En la Figura 6-3 se muestran los contornos de desplazamiento máximo en una etapa intermedia del procedimiento para el caso base en a) y en b) en una zona con cavidad. La diferencia entre ambos casos es notable de manera inmediata, puesto que fácilmente se puede ver que en el caso b) los desplazamientos son mayores en el frente de excavación.

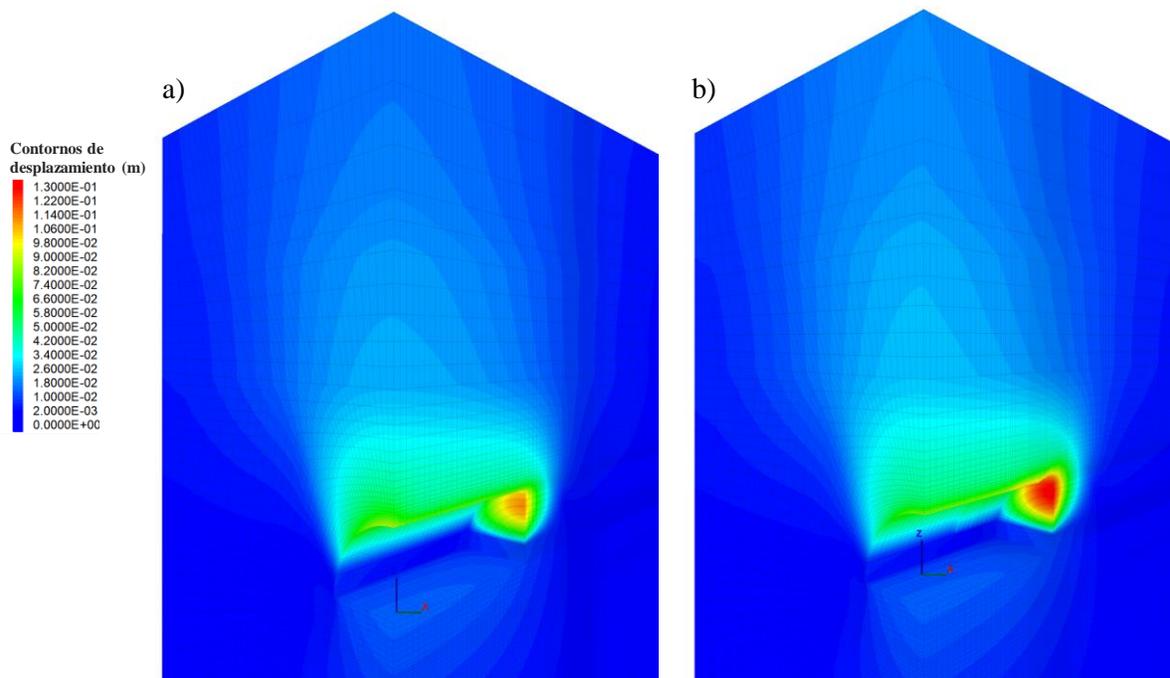


Figura 6-3. Contornos de desplazamiento en el suelo obtenidos en el modelo a) Caso sin cavidades b) Caso con cavidades.

Si se observan los desplazamientos en zonas más alejadas del túnel, como aquellos presentes en la superficie, se puede apreciar a simple vista que no hay diferencias notables entre un caso y otro. Para revisar más a detalle esta cuestión, se obtuvieron las gargantas de deformación transversal en la parte central del modelo en superficie, así como el perfil de asentamiento longitudinal sobre el mismo eje, ambos al final del procedimiento constructivo para la obtención de los desplazamientos totales. En la Figura 6-4 se muestran dichas gráficas, y en efecto no se observa diferencia alguna entre las gráficas correspondientes al caso a) y al caso b), de manera que se puede definir que para este caso la presencia de la cavidad genera un impacto únicamente local en la masa de suelo alrededor de la excavación, y por consiguiente no es necesario pasar al siguiente nivel de análisis para evaluar esta condición límite, según la metodología establecida.

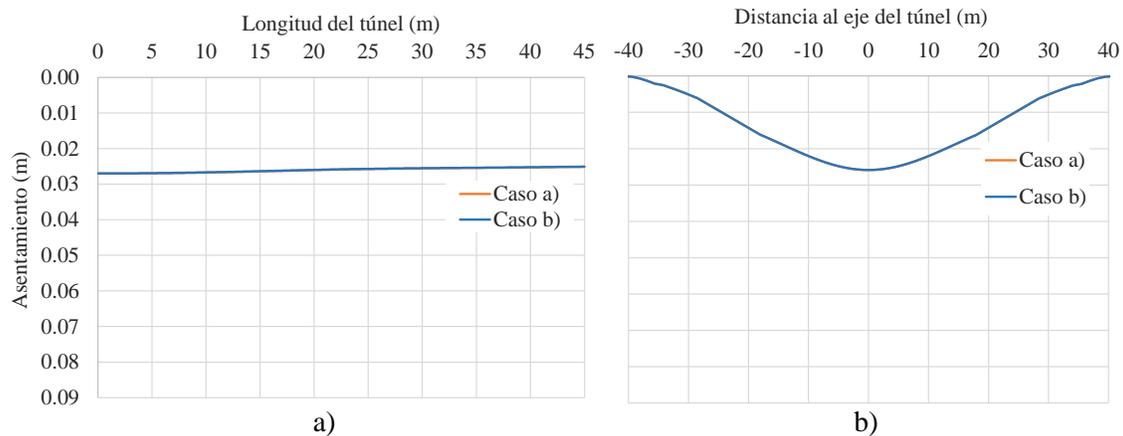


Figura 6-4. Asentamientos en superficie al final del procedimiento constructivo a) Perfil longitudinal b) Perfil transversal

Al comparar los resultados de asentamiento total en superficie con los valores permisibles establecidos por (Santoyo, et al., 2013) en la Tabla 2-10 se puede definir que la excavación cumple con el estado límite de servicio, puesto que en el perfil transversal de asentamiento se observa una distorsión de 1/1500 que se encuentra por debajo del valor admisible de 1/1000.

6.1.3. Interacción suelo-revestimiento

En el apartado anterior se ilustraron los resultados referentes a la estabilidad de frente del túnel y asentamientos superficiales, lo cual se relaciona con los estados límite de falla y de servicio en la masa de suelo, que interactúa con la excavación de una obra subterránea. Otro problema que es necesario verificar, se refiere a las condiciones de la masa de suelo que queda “sostenida” por los elementos estructurales que se colocan como soporte temporal durante el procedimiento constructivo, lo cual es principalmente un problema de interacción suelo-estructura, ya que viene relacionado con la cantidad de carga que actuará en dichos elementos, según avance el frente de excavación.

En la Figura 6-5 se muestran los esfuerzos verticales en la masa de suelo al final del procedimiento constructivo, en donde es posible apreciar cómo se distribuyen las presiones del terreno que queda en contacto con los elementos de sostenimiento. Los resultados con mayor contraste se pueden observar en la bóveda del túnel, en donde la mayor parte se aprecia con un color naranja, que si se lee la escala de colores vemos que corresponde a un valor aproximado de 18 ton/m², no obstante al acercarse a la zona donde se encuentra la cavidad observamos que los colores cambian, en el centro a un color rojo que podríamos asociar a un valor cercano a 0 ton/m², y en las orillas a un color amarillo correspondiente a un valor aproximado a 34 ton/m².

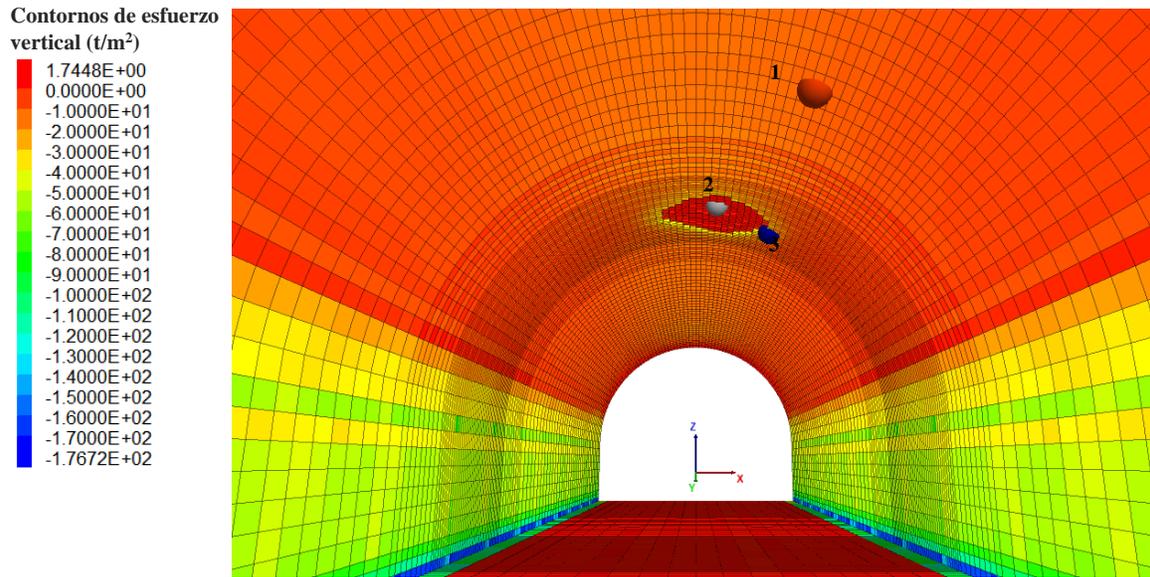


Figura 6-5. Esfuerzos verticales en la masa de suelo, al final del procedimiento constructivo.

Al analizar de manera más detallada los resultados anteriores, es posible percatarse que la presión resultante en las orillas de la cavidad es del orden de dos veces el valor obtenido en las partes lejanas a la misma, lo cual es lógico puesto que, lo que estamos observando es como la presión de 18 ton/m² que debería soportar la zona que no tiene contacto con la estructura, se redistribuye a la vecindad inmediata que, si tiene contacto con esta. Para apreciar con mejor detalle este fenómeno, se colocaron puntos de control en las zonas de interés, descritas anteriormente, su ubicación en el modelo se puede observar de igual manera en la Figura 6-5. Las variables monitoreadas durante el procedimiento constructivo fueron las correspondientes a desplazamientos y esfuerzos radiales

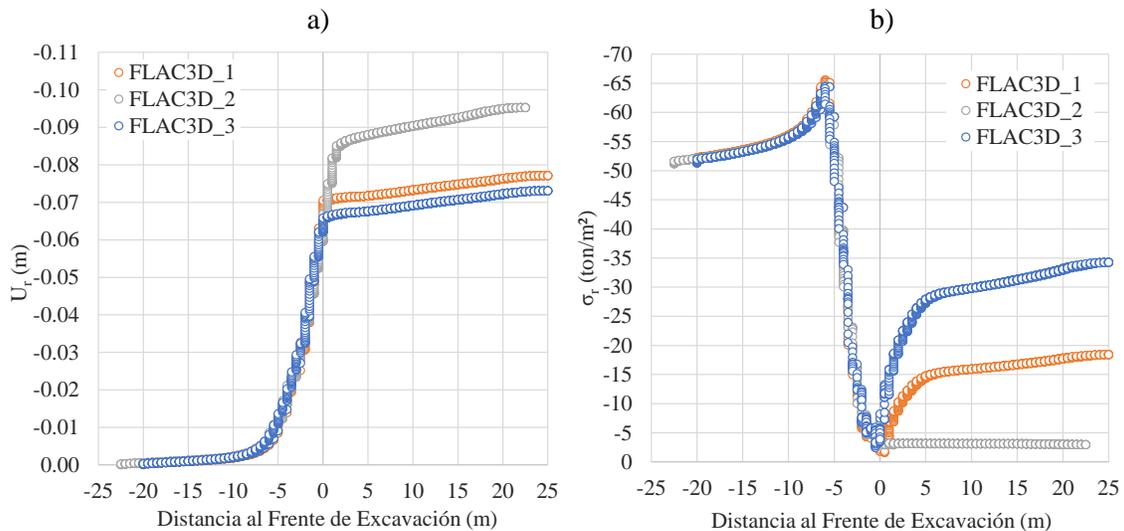


Figura 6-6. Variables monitoreadas durante el procedimiento constructivo en el suelo a) desplazamientos y b) esfuerzos.



En la Figura 6-6 a) y b) se muestra la evolución de esfuerzos y desplazamientos a medida que avanza el frente de excavación, el valor de cero en el eje de las abscisas corresponde al momento en el cual el frente de excavación se encuentra en el punto de control monitoreado. En cuanto a los desplazamientos, el punto 1 y 3, que son los que tienen contacto con la estructura, sufren relativamente los mismos desplazamientos, puesto que estos se ven restringidos por el soporte colocado, de manera que podemos apreciar un quiebre en las curvas correspondientes al momento que se llega al valor de cero, que es cuando se instala el soporte. En el punto 2, donde no hay contacto con la estructura, observamos que el desplazamiento desarrollado es mayor, sin embargo la trayectoria parece ser la misma que los otros puntos, solo que el quiebre ocurre posteriormente, si proyectamos dicho punto hacia el eje de las abscisas, podemos observar un valor aproximado de 1.5m, es decir que tal punto se estabiliza hasta que el frente se encuentra 1.5m por delante del mismo, ahora bien si observamos los valores \bar{x} que tomamos para definir la cavidad en la Tabla 5-1, es posible percatarse que la longitud parcial de la cavidad también mide 1.5m, tal coincidencia nos dice que, el punto se estabiliza hasta que todo el rededor de la cavidad encuentra el contacto con la estructura.

En cuanto a la evolución de los esfuerzos observamos como las tres curvas siguen la misma trayectoria, hasta que se llega al valor de cero en el eje de las abscisas, a partir de este punto las curvas empiezan a tomar comportamientos diferentes. Entre el punto 1 y 3, observamos que la relación 1:2 se mantiene en todo momento una vez que la estructura entra en contacto con el terreno, por el contrario, el punto 2 queda desconfinado una vez que el frente de excavación pasa por este, puesto que jamás llega a tener contacto con la estructura. Para observar conjuntamente el fenómeno de interacción se graficaron las dos variables en un mismo esquema, esfuerzo vs desplazamiento, a lo que podemos establecer como las curvas características del terreno, tales curvas se calcularon también con las soluciones mostradas en el apartado 2.5.3. con el objetivo de verificar las discrepancias entre los resultados que se obtienen con dichas soluciones y con el modelo numérico. En la Figura 6-7, se pueden observar dichas curvas.

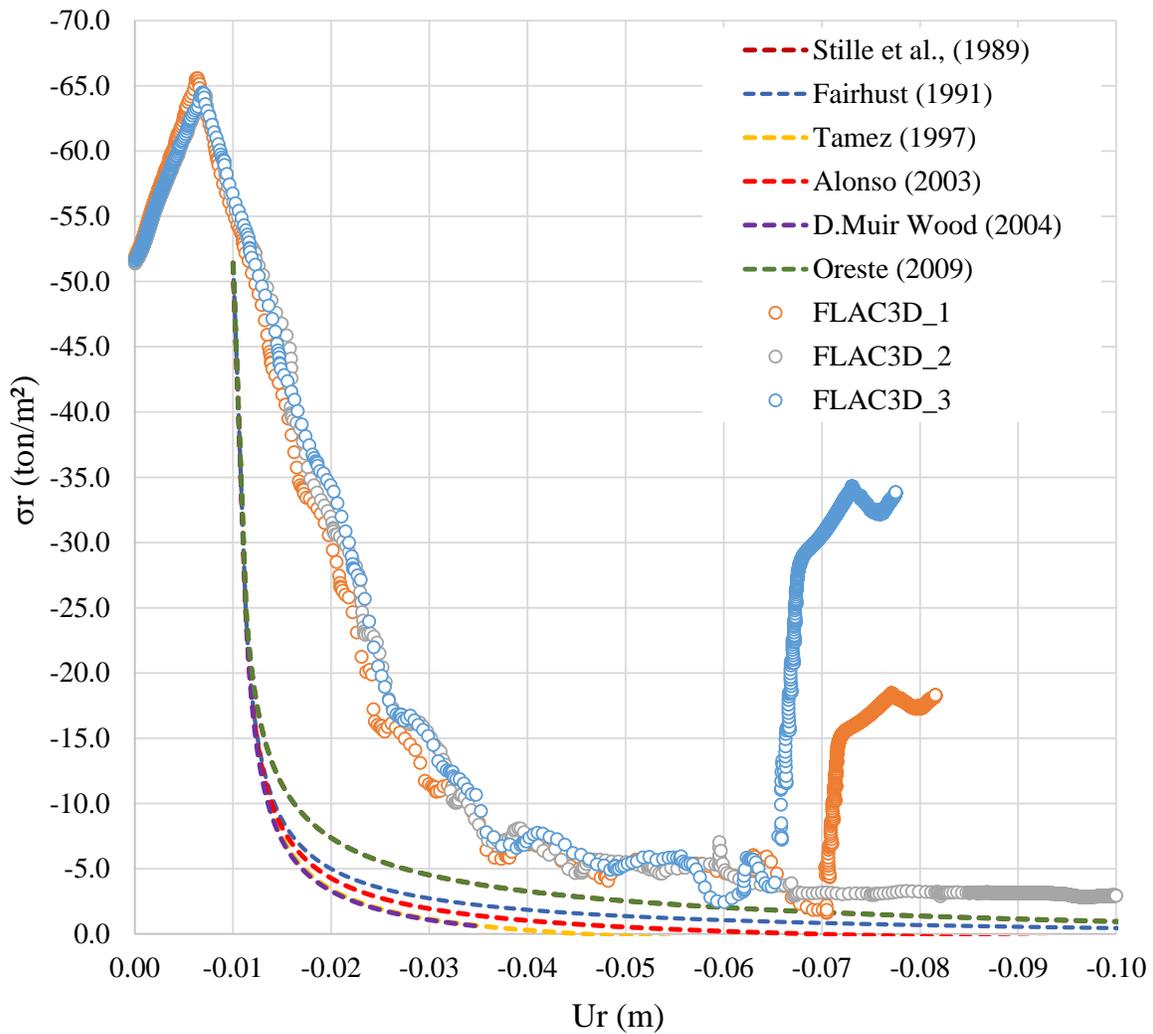


Figura 6-7. Curvas características obtenidas mediante soluciones analíticas y modelos numéricos.

Al verificar las curvas obtenidas mediante las soluciones analíticas, se nota un comportamiento más estable en comparación con las obtenidas mediante los modelos numéricos, es decir que, el terreno se deforma menos a medida que ocurre el desconfinamiento, esto es causado por la manera en que idealizan el problema dichas soluciones, las cuales consideran una geometría circular de la excavación, que difiere con la forma real de herradura considerada en los modelos numéricos. Es muy importante resaltar dicha cuestión, puesto que se podría subestimar la presión actuante en el revestimiento al utilizar tales soluciones.

6.1.4. Elementos mecánicos en el sostenimiento

En el apartado anterior se comentó la manera en que interactúa el terreno con el sostenimiento en la zona donde se desarrolla la cavidad y fuera de ella. Según los resultados obtenidos las presiones se concentran en mayor medida en las orillas de la cavidad, que es la parte donde se descarga toda la presión que no es tomada por la zona que carece de contacto con el sostenimiento. Para verificar con mayor detalle los efectos en cada uno de los elementos, se obtuvieron los elementos mecánicos N, Q y M generados por las presiones del terreno.

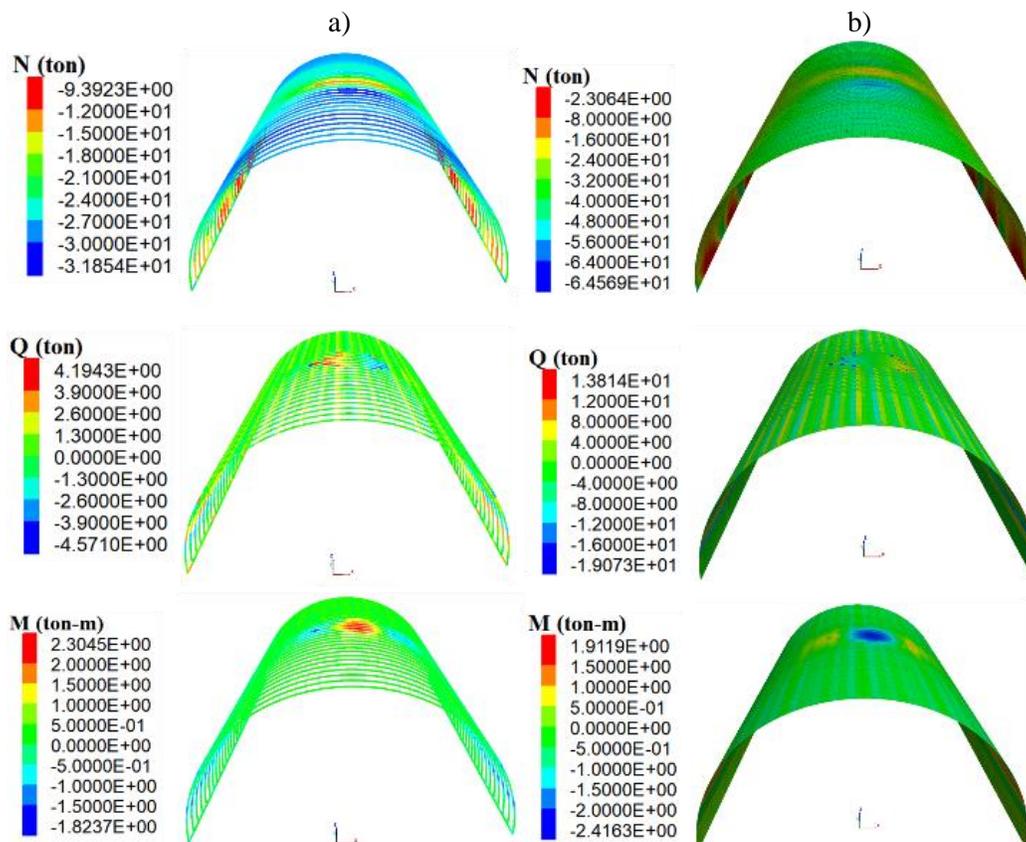


Figura 6-8. Elementos mecánicos N, Q y M, al final del procedimiento constructivo a) elementos BEAM b) elementos SHELL.

En la Figura 6-8 se muestran los elementos mecánicos del sostenimiento al final del procedimiento constructivo, en donde se puede ver como se redistribuyen las fuerzas en las zonas aledañas a donde se simuló la cavidad. Tres fenómenos son los que se pueden resaltar de estos resultados: 1) Las fuerzas axiales disminuyen en la zona donde hay ausencia de contacto entre el terreno y el sostenimiento (partes en rojo y naranja), y se concentran en la vecindad longitudinal antes de llegar a tal zona (partes en azul). 2) Hay una concentración de fuerza cortante en las orillas de la zona donde se interrumpe el contacto (partes en rojo y en azul), donde al parecer descarga toda la presión del terreno que no se



ejerce en dicha zona. 3) El momento flexionante se concentra claramente en la zona de ausencia de contacto (color rojo en BEAM y color azul en SHELL), que se asocia al mismo fenómeno que provoca la disminución de fuerzas axiales.

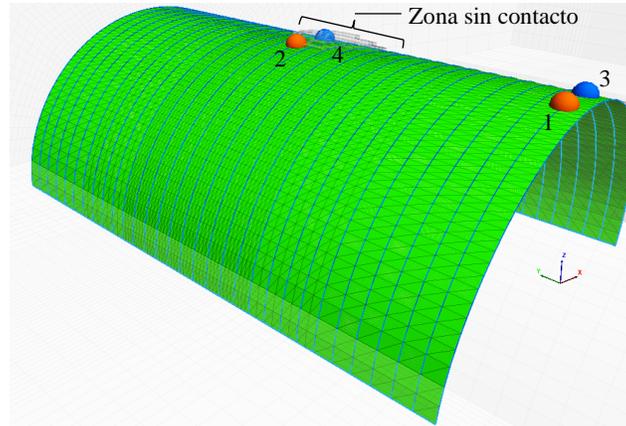


Figura 6-9. Ubicación de los puntos de control en el modelo.

Para monitorear la respuesta de cada elemento de sostenimiento durante todo el procedimiento constructivo, se colocaron puntos de control en la zona dentro de la cual se desarrolla la cavidad y también fuera de ella (ver Figura 6-9). Las variables monitoreadas corresponden a las fuerzas internas N, Q y M, transversales al eje del túnel, y los desplazamientos hacia dentro de la excavación.

En la Figura 6-10 se muestra la evolución de los desplazamientos y elementos mecánicos del sostenimiento durante el procedimiento constructivo, es decir, a medida que el frente de excavación se aleja del elemento estudiado, a partir del momento en el que se instala. De la gráfica a), destaca el comportamiento que exhibe el punto colocado al centro de la zona de la cavidad, el cual es ascendente aproximadamente en los 5 primeros metros de excavación por delante de la sección.

En la gráfica b) se observa como los elementos que se encuentran dentro de la zona de la cavidad, no alcanzan a desarrollar toda la fuerza axial que deberían, como lo exhiben los puntos que se encuentran fuera de esta. En las gráficas c) y d), la tendencia es diferente, ya que los puntos que se encuentran en las inmediaciones de la cavidad desarrollan una mayor magnitud que los puntos fuera de ella.

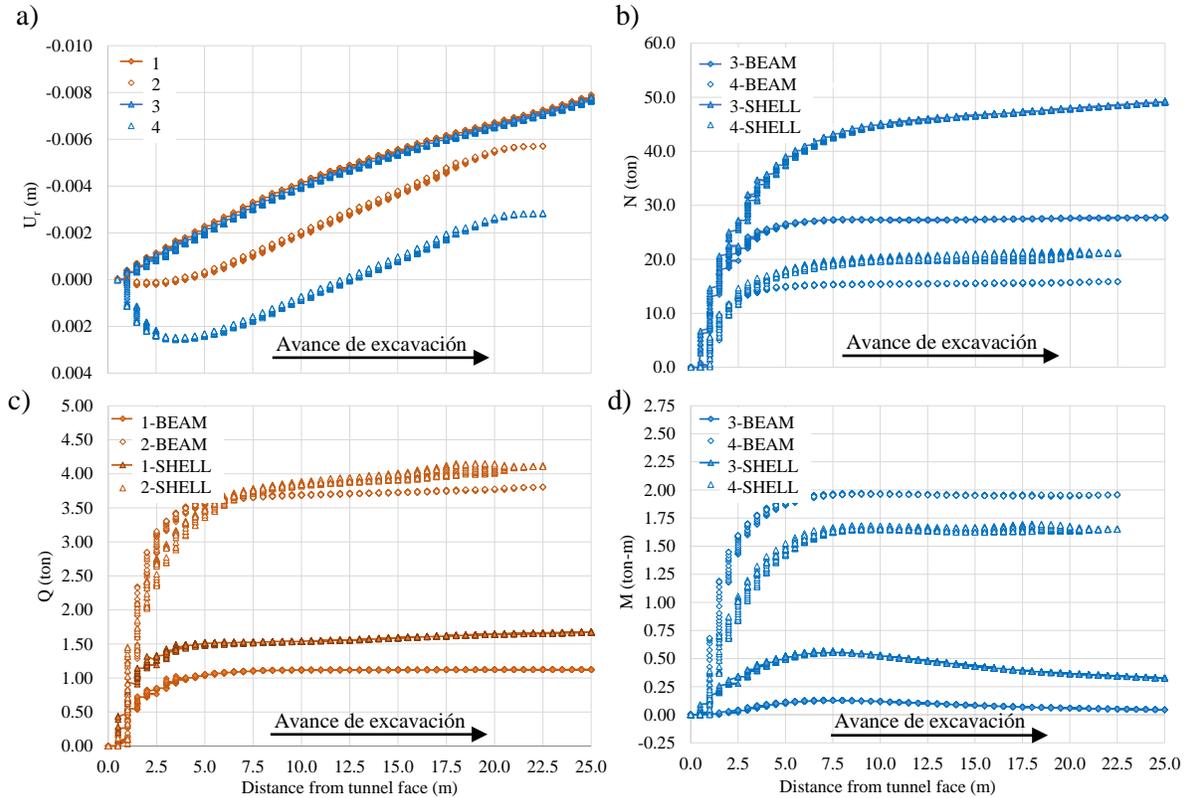


Figura 6-10. Monitoreo de desplazamientos y elementos mecánicos, durante el procedimiento constructivo del túnel.

Ahora que se tiene una perspectiva más general de la problemática, es posible interpretar de una mejor manera el comportamiento que exhiben los elementos de sostenimiento por la presencia de la cavidad. El desarrollo de desplazamientos ascendentes y el aumento en los momentos flexionantes, parecen estar correlacionados a la misma causa, que obedece a un desequilibrio en el sistema túnel-suelo, entre presiones verticales y presiones horizontales, al existir ausencia de presión vertical en la zona de contacto interrumpido de la estructura, esta tiende a moverse hacia arriba al ser presionada lateralmente, lo que conlleva que el elemento se flexione.

Es importante resaltar también, que las problemáticas expuestas en la Figuras anteriores se desarrollan en mayor parte dentro de los primeros 5 metros de avance de la excavación, por lo que se puede externar que para impedir que sucedan se debe implementar una solución dentro este rango. Se puede resaltar también la diferencia de comportamiento entre los elementos BEAM que alcanzan sus valores de carga máxima y se mantiene constantes después de un cierto valor, a diferencia de los elementos SHELL que tardan más en alcanzar su carga máxima, lo cual es provocado por la simulación del proceso de curado del concreto.



De acuerdo con la metodología expuesta en el punto 2.4.1.2 y los resultados mostrados en la Figura 6-8, se realizó el cálculo del FS considerando las combinaciones de carga más desfavorables para cada elemento de sostenimiento. Los FS obtenidos reflejan una buena estabilidad del sistema al considerar como datos de entrada los valores \bar{x} de la Tabla 5-1, de manera que en un análisis convencional se concluiría que se cumplen con las condiciones de seguridad establecidas, por ejemplo, un $FS > 1.5$ para condiciones a corto plazo como lo sugiere Langford y Diederichs (2013). Los resultados se resumen en la Tabla 6-2.

Tabla 6-2. Factores de seguridad obtenidos en cada condición de estabilidad.

ELEMENTO DE SOSTENIMIENTO	COMBINACIÓN DE CARGA	FACTOR DE SEGURIDAD	
		CASO BASE	ESCENARIO PROMEDIO
Concreto lanzado	M-N	10.3	2.5
	Q-N	9.8	2.0
Marcos de acero	M-N	9.4	3.6
	Q-N	13.8	9.2

6.2. Impacto de las variables aleatorias

Una vez definidos los efectos que provoca de manera general la presencia de la cavidad en la estabilidad del frente del túnel así como en la respuesta del sostenimiento, se continuó con la definición de cuál de las variables mostradas en la Tabla 5-1, tiene un mayor impacto en los modos de falla considerados (ver Tabla 4-1) y la relación que guarda con los mismos, de acuerdo con la metodología descrita en el apartado 3.3. En los apartados siguientes se discuten los resultados más destacados del análisis.

6.2.1. Estabilidad de frente del túnel

En el apartado 6.1.1 se encontró que la presencia de la cavidad afecta en la estabilidad del frente del túnel, lo cual se atribuyó principalmente a una disminución de la variable p' , es decir un desconfinamiento mayor, al crecer el bulbo de esfuerzos de la excavación, por otro lado, no se notó contraste alguno entre los esfuerzos cortantes octaédricos τ_{act} entre los escenarios estudiados. Basándose en tales resultados, únicamente se realizó el análisis de sensibilidad para la variable p' . Para tener más claro el efecto de cada variable, los resultados obtenidos se normalizaron por el esfuerzo de confinamiento p'_0 , obtenido en el caso base.



La variación observada de los esfuerzos de confinamiento normalizados p'/p'_0 , con respecto a las variables de entrada (θ , P, L1, y BT), se analizó mediante diagramas de dispersión, los cuales se muestran en la Figura 6-11. Para las variables en donde se observó cierta tendencia con respecto a los valores de esfuerzo de confinamiento obtenidos, se realizaron análisis de regresión.

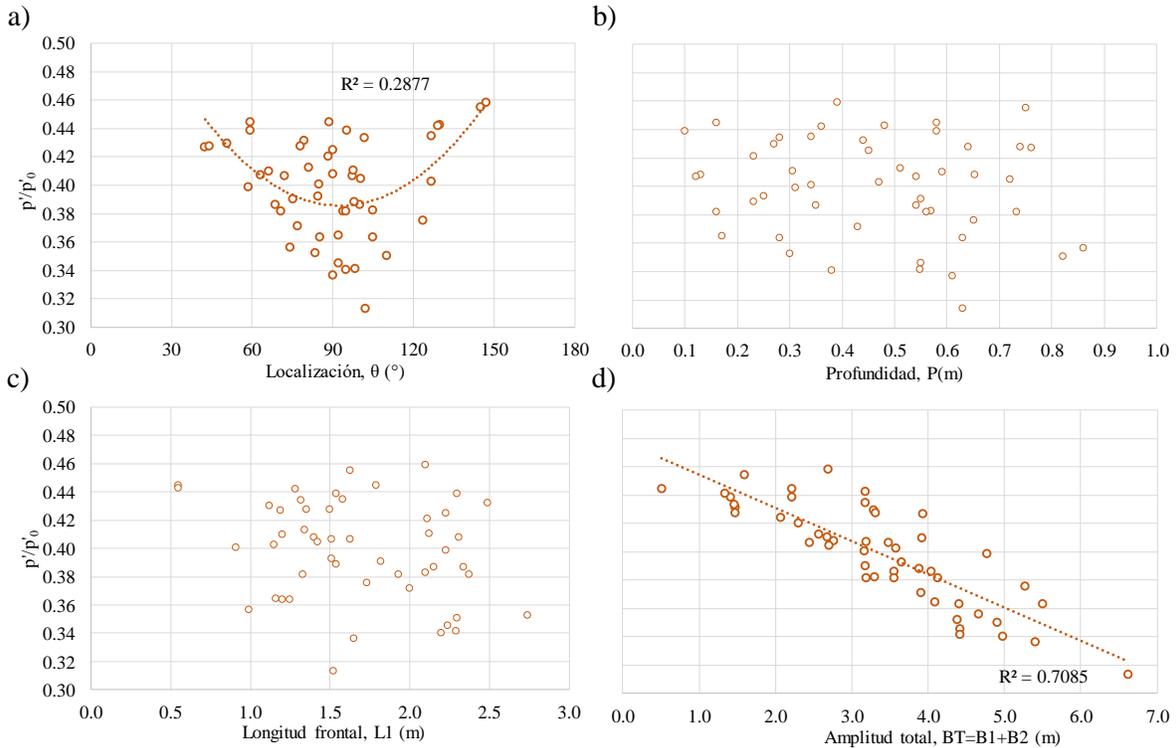


Figura 6-11. Diagramas de dispersión del esfuerzo de confinamiento en función de las variables de la cavidad a) θ localización, b) P profundidad, c) L1 longitud frontal y d) BT amplitud total.

En la Figura 6-11 a) se muestra el impacto de la variable θ sobre el esfuerzo de confinamiento normalizado, de manera inmediata es posible notar que los casos donde se obtuvieron los valores más bajos, la cavidad se ubicó en la clave del túnel y a medida que la cavidad se aleja hacia los costados del túnel, los valores crecen, por lo que la curva de mejor ajuste resultó para este caso una parábola cóncava con punto de inflexión en 90° . Aunque la tendencia es clara, se puede notar que el coeficiente de determinación R^2 resulta con un valor bajo, debido a que la dispersión es grande, si bien para los casos donde la cavidad se localizó a los costados del túnel se obtuvieron únicamente valores altos, para los casos localizados al centro se encontraron valores de todos los rangos.

Al analizar ahora el diagrama de dispersión de la variable de amplitud transversal BT, definida como B1+B2, en la Figura 6-11 d), es bastante clara la relación que guarda con el esfuerzo de



confinamiento, la cual es, a medida que la amplitud crece el confinamiento disminuye, y como se puede observar dicha relación es lineal.

En este caso el valor de R^2 es mucho mayor, de manera que, se puede establecer que la variable de amplitud tiene un mayor impacto en el sistema, lo cual causa la dispersión en el diagrama de la variable θ , es decir que, la causa de que resulten valores de todos los rangos en los casos donde la cavidad se ubicó al centro del túnel, es debido a las variaciones en la amplitud transversal. Tal conjetura puede realizarse puesto que se pudo observar también, que en las Figuras 6-11 b) y c) las variables P y $L1$, no tienen impacto considerable en el sistema.

Al verificar de manera conjunta los resultados, se puede resaltar también el grado en el cual disminuye el esfuerzo de confinamiento en el frente de excavación, con respecto al valor obtenido en el escenario donde no se considera presencia de cavidades, de manera aproximada podemos definir que el valor de p' puede disminuir desde 0.5 hasta 0.3 veces el valor de p'_0 , al existir cavidades por detrás del sostenimiento, lo cual es preocupante puesto que la estabilidad se ve afectada.

Con base en los resultados discutidos anteriormente, se estableció que los parámetros más importantes de la cavidad aleatoria en la estabilidad del frente del túnel fueron θ y BT , por lo que se propuso una relación entre estas variables y el factor de seguridad a través de un diagrama de dispersión. Dado que la variable predominante resultó ser la amplitud cuya relación con la salida es lineal, se buscó afectar su pendiente mediante un coeficiente de reducción, debido a que la relación obtenida para BT parece verse afectada cuando la cavidad se aleja de la clave del túnel, el coeficiente tiene que depender de la ubicación, de manera que se puede denominar, coeficiente de localización C_θ . Para esto, la curva de regresión lineal deberá tener la forma:

$$Y = A + B(BT * C_\theta) \quad (45)$$

Donde:

$$C_\theta = f(\theta) \quad (46)$$

Y Resultado del modelo

A, B Parámetros de regresión

Esta relación se puede establecer normalizando la salida por su valor máximo y tomando como punto base el valor mínimo, siguiendo este procedimiento, se obtuvo la siguiente curva que se muestra en la Figura 6-12.

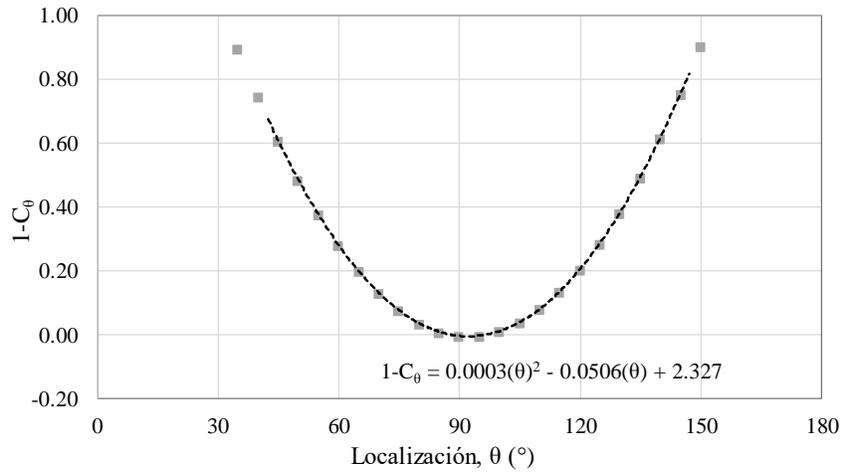


Figura 6-12. Relación de la localización con el coeficiente de reducción.

En la Figura 6-13 se muestra el diagrama de dispersión del FS por falla de frente con relación a la amplitud transversal BT afectada por el coeficiente de localización C_θ . Se puede observar un muy buen ajuste con la función lineal obtenida, puesto que el valor de R^2 resulta muy cercano a la unidad. La disminución en la dispersión con respecto a la curva ajustada se logró al incluir las dos variables de entrada en un mismo diagrama, puesto que ambas tienen un impacto significativo en la respuesta del sistema.

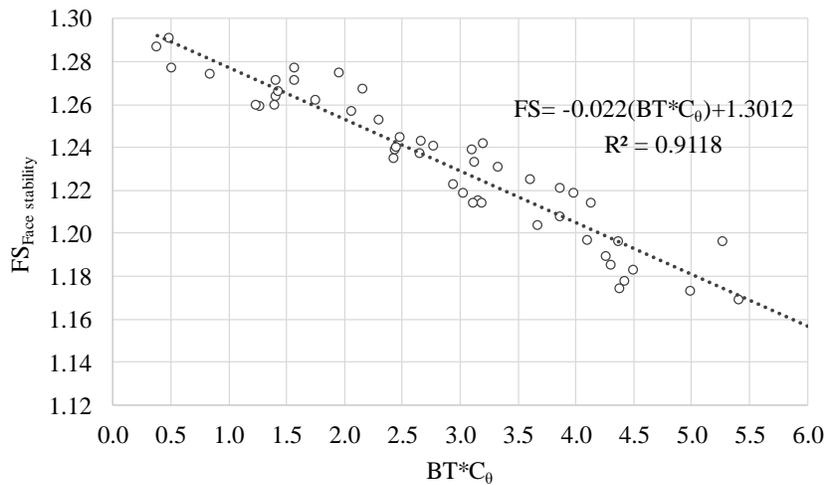


Figura 6-13. Relación de la amplitud afectada por el coeficiente de localización con el FS por falla de frente del túnel.



6.2.2. Estabilidad del sostenimiento

De acuerdo con el apartado 6.1.4, se sabe que la presencia de la cavidad detrás del revestimiento produce una reducción de la fuerza axial, y un aumento del momento flexionante y de la fuerza cortante. De manera que, el siguiente paso fue identificar qué característica de la cavidad tiene una mayor influencia en esas variables de salida (N, Q y M) y su relación. Los resultados se determinaron para cada elemento de soporte en las zonas donde se identificaron los valores más críticos, en el centro de la cavidad y en los bordes.

No se consideró relevante mostrar los resultados referentes a las variables de ubicación θ y profundidad P, ya que no se observó tendencia alguna con relación a las variables de salida, puesto que se puede externar que la gran dispersión de respuestas es provocada por el dominio que tienen las demás variables sobre el problema. Esta resolución es válida solo para la estabilidad del sostenimiento, dado que para otras evaluaciones de estabilidad como la falla de frente la relevancia de las variables en el problema puede ser diferente.

En la Figura 6-14, se muestran los diagramas de dispersión entre las variables de respuesta del sostenimiento N, Q y M (normalizados por el valor obtenido para cada una en el caso base N_0 , Q_0 y M_0) y la amplitud transversal de la cavidad, definida como B_1+B_2 .

Para la variable N, se determinó una curva de tendencia lineal como aquella de mejor ajuste, de acuerdo con el coeficiente R^2 obtenido. Se puede observar que solo se consiguió un buen ajuste para los puntos obtenidos en el centro de la zona de pérdida de contacto, donde la curva de tendencia marca una disminución de la variable N, a medida que se aumenta la amplitud de la cavidad.

Para las variables Q y M, se determinó como curva de mejor ajuste una función potencial, de acuerdo con el coeficiente R^2 obtenido. Para Q se puede observar que se obtuvo un buen ajuste solo para los puntos obtenidos en las orillas de la cavidad, y para M, solo en los puntos obtenidos en el centro, en ambos casos la curva de ajuste marca un aumento de la variable, a medida que se aumenta la amplitud de la cavidad.

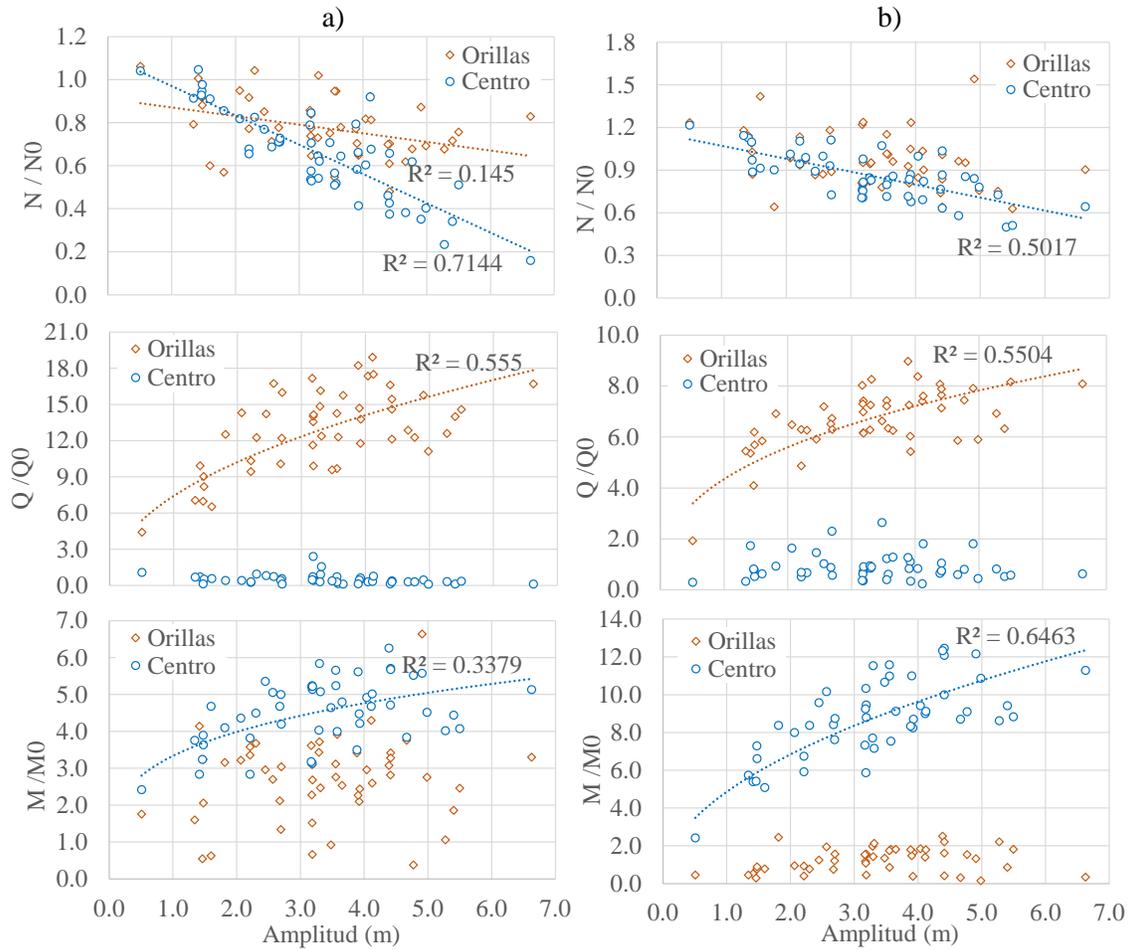


Figura 6-14. Diagramas de dispersión entre las variables N, Q y M, y la amplitud de la cavidad, a) concreto lanzado b) marcos de acero

En la Figura 6-15, se muestran los diagramas de dispersión con respecto a la longitud de la cavidad, definida como $L1+L2$. Para las variables N y Q, no se determinó tendencia alguna para los puntos obtenidos. Para la variable M, se determinó una curva de tendencia según una función potencial, no obstante, se puede observar que el ajuste no es tan bueno, de manera que, si es posible observar cierta tendencia, pero existen algunos puntos que no se ajustan a la curva definida, lo cual puede ser provocado por el impacto que otra variable tiene sobre el sistema, que puede ser solo la amplitud. Por lo que se puede externar que la variable M es dependiente tanto de la amplitud y la longitud de la cavidad.

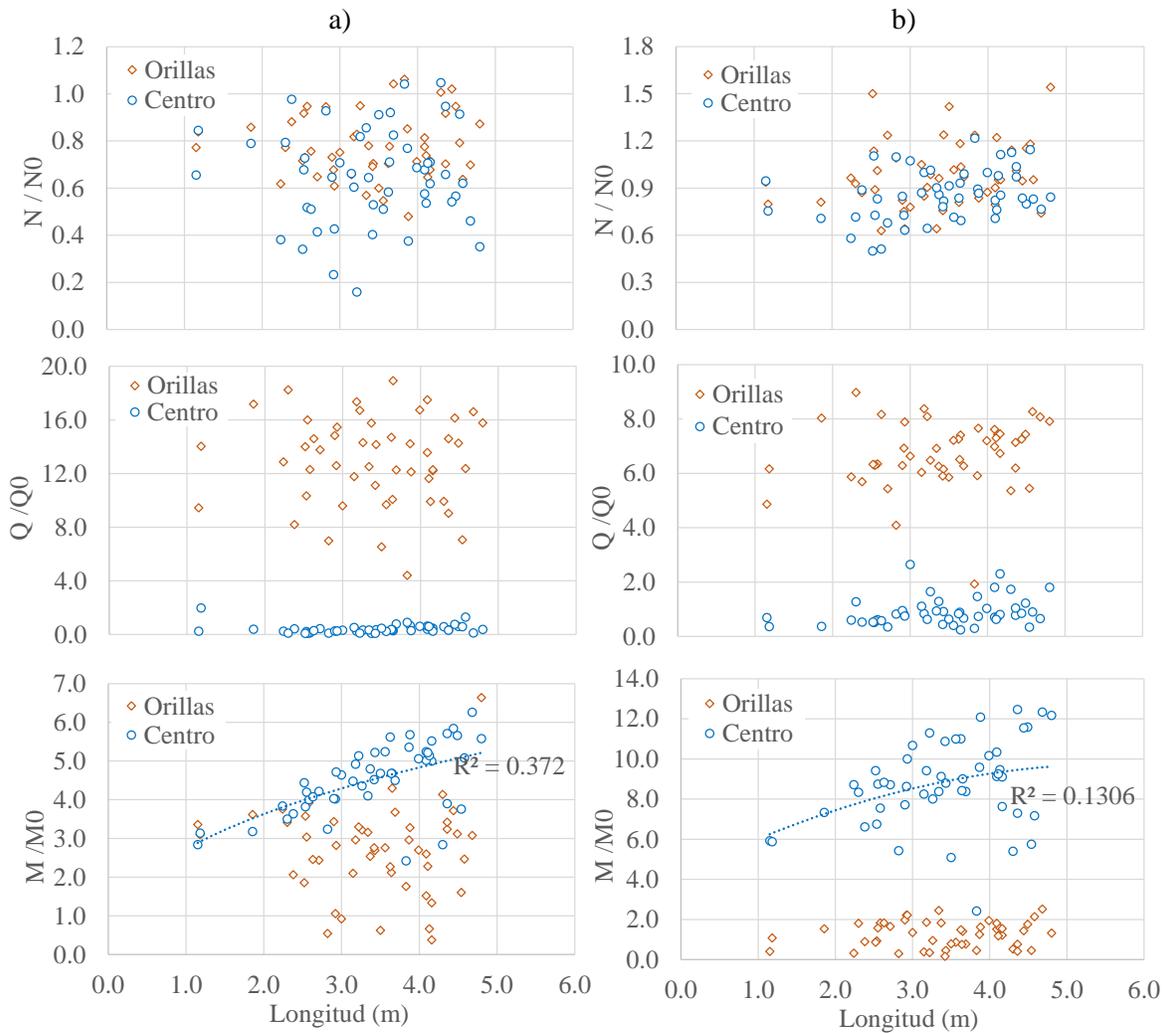


Figura 6-15. Diagramas de dispersión entre las variables N, Q y M, y la longitud de la cavidad, a) concreto lanzado b) marcos de acero

Después de observar los resultados de las figuras anteriores, se determinó adecuado graficar los resultados en función del área de la cavidad, en la cual se encuentran implícitas tanto la amplitud como la longitud.

En la Figura 6-16 se muestran los diagramas de dispersión con respecto al área aproximada de la cavidad definida como $(L1+L2) * (B1+B2) / 2$. En los diagramas se puede destacar que, para las variables N y Q, si se observa una tendencia con la variación del área, no obstante, para las dos variables se observa un mejor ajuste solo al considerar la amplitud. Para el caso de M, la curva de tendencia con una función potencial marca un mejor ajuste con los puntos, de manera que todos parecen obedecer a la variación del área, donde M aumenta o disminuye de manera directa y proporcional.

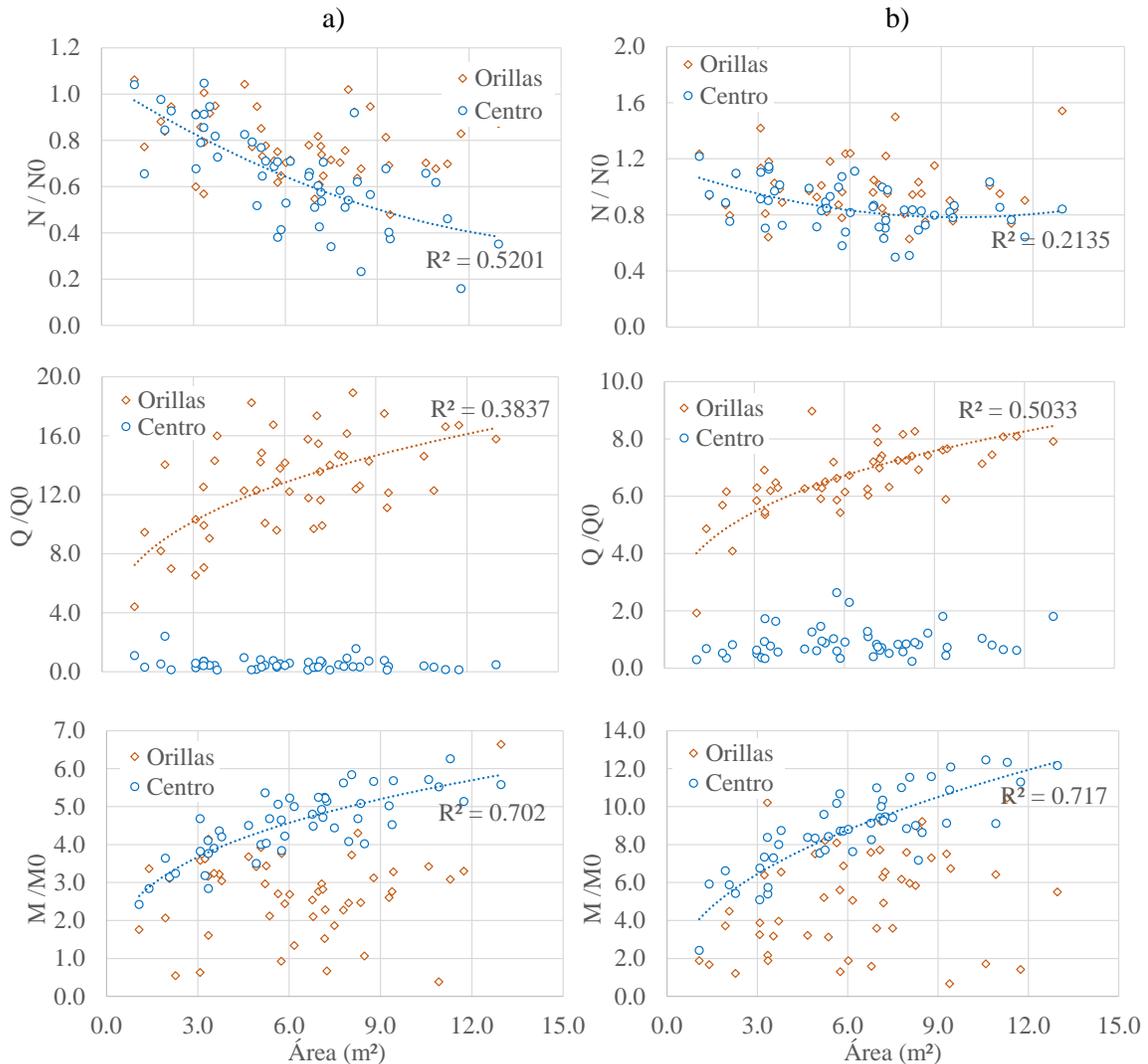


Figura 6-16. Diagramas de dispersión entre las variables N, Q y M, y el área de la cavidad.

Al verificar de manera conjunta todos los resultados se puede resaltar también el grado en el cual disminuyen o crecen las cargas en el sostenimiento con respecto a la zona donde se considera un contacto perfecto con el terreno, en el caso de N su magnitud disminuye hasta 0.2 veces el valor de N_0 y las variables Q y M aumentan su magnitud hasta valores de 20 y 14 veces los valores de Q_0 y M_0 respectivamente, desde este punto de vista, la problemática que provoca la presencia de las cavidades, parece adquirir relevancia.

Una vez definidas las variables de mayor influencia en el sistema, que corresponden a la amplitud y longitud de la cavidad, que son evaluadas conjuntamente como el área, se calcularon los FS para cada condición de estabilidad definida en la Tabla 4-1, que corresponden a los diagramas de interacción para las combinaciones de carga M-N y Q-N definidos en las Figura 5-7 y Figura 5-8 .



De forma consecuente se realizaron diagramas de dispersión y se ajustaron curvas de tendencia con la misma metodología empleada en los análisis anteriores, comparando las variables resultantes de mayor influencia con los FS obtenidos para cada elemento de sostenimiento.

En la Figura 6-17, se muestran los diagramas de dispersión en donde se obtuvo un buen ajuste con respecto a la curva de tendencia, que en este caso resultó una función potencial en todos los casos. Para la combinación de carga M-N evaluada en la parte central de la zona donde se interrumpe el contacto suelo-sostenimiento, la variable que más claramente provoca variaciones en el FS es el área. Para la combinación de carga Q-N evaluada en las orillas de la zona donde se interrumpe el contacto, la variable que más claramente provoca variaciones en el FS es la amplitud, esta condición solo fue posible definir para el caso del concreto lanzado, ya que para los marcos de acero no se identificó tendencia alguna.

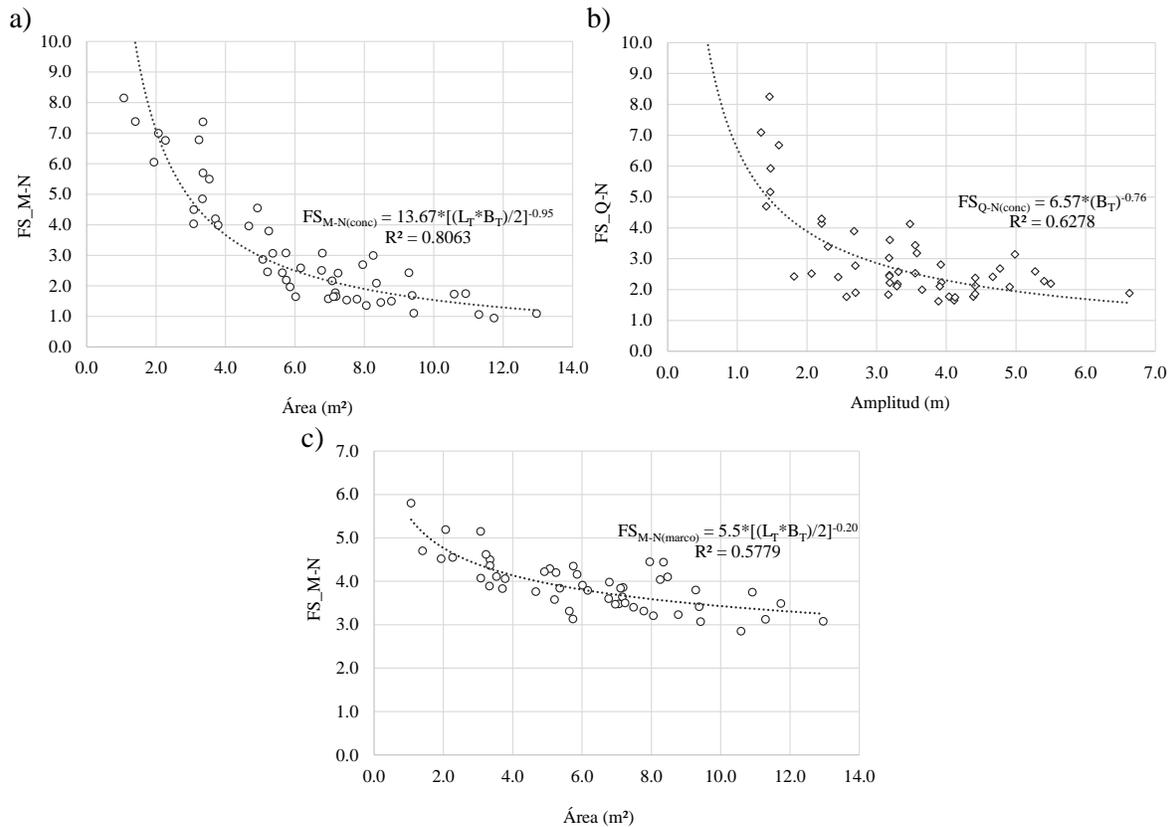


Figura 6-17. Curvas de ajuste de amplitud y área con el FS a) concreto lanzado M-N b) concreto lanzado Q-N y c) marcos de acero.



6.3. Nivel de desempeño esperado

Al establecer las variables que son necesarias modelar como aleatorias para representar los cambios en la estabilidad tanto del frente del túnel como del sostenimiento, debidos a la presencia de cavidades, fue posible proseguir con el análisis de confiabilidad en donde solo es necesario modelar como aleatorias aquellas variables que provocan un cambio considerable en la respuesta del sistema para la definición de las probabilidades de falla e índices de confiabilidad.

Como se pudo ver en las Figura 6-13 y Figura 6-17, los cambios en la estabilidad del frente y en el desempeño del sostenimiento, debidos a la presente problemática, pueden evaluarse de manera simplificada solo con saber la localización, la longitud y la amplitud transversal de la zona donde se pierde el contacto con el terreno. De manera que las ecuaciones que definen a las curvas de ajuste en los diagramas de las Figura 6-13 y Figura 6-17, pueden utilizarse como funciones de desempeño del problema.

Para esto, se obtuvieron inicialmente los parámetros de dispersión y tendencia central de las variables de entrada base, correspondientes a θ , B_T y L_T , para las cuales se consideró una distribución Normal, en concordancia con el Teorema del Límite central (Feller, 1967). En la Tabla 6-3 se muestran los valores de los parámetros necesarios para definir la distribución de tipo Normal para las variables en cuestión.

Tabla 6-3. Parámetros estadísticos de las variables aleatorias.

VARIABLE	DISTRIBUCIÓN	\bar{x}	σ
θ [°]	Normal	90	23.54
B_T [m]	Normal	3.35	1.28
L_T [m]	Normal	0.50	0.10

En la Figura 6-18 se muestran los histogramas, diagramas de frecuencia relativa DFR y las distribuciones Normales según los parámetros de la Tabla 6-3, para la localización θ , amplitud B_T y la longitud L_T . En donde se puede observar que la distribución Normal representa correctamente la distribución de valores para las variables en cuestión.

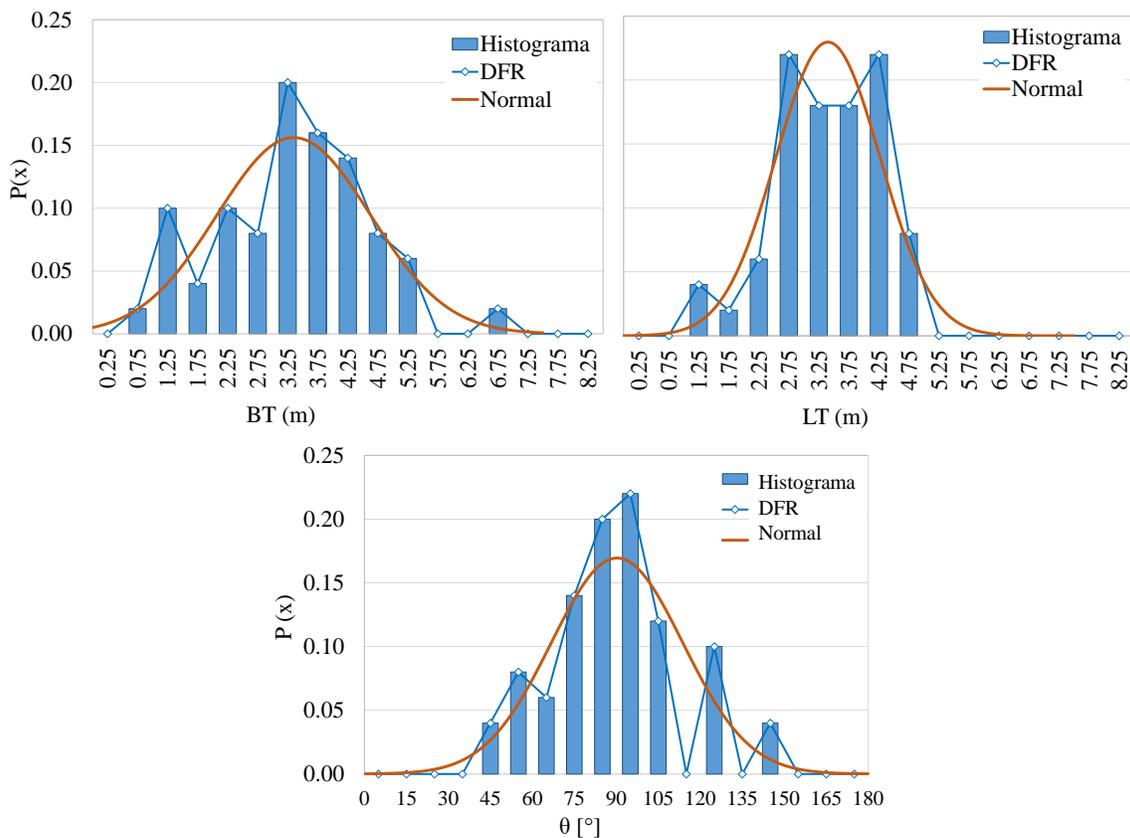


Figura 6-18. Distribución de los valores de θ , BT y LT

De acuerdo con la metodología descrita en el apartado 4.5 se llevó a cabo el cálculo de la probabilidad de falla, mediante las funciones de desempeño definidas en las Figura 6-13 y Figura 6-17, donde fue posible implementar el método de Monte-Carlo. En el cálculo de las probabilidades de ocurrencia del FS se realizaron un total 100 000 simulaciones para cada función de desempeño, que es el número para el cual se observó una estabilización de la probabilidad de desempeño insatisfactorio, que en este caso se consideró para un valor de $FS \leq 1.25$ en el caso de la falla de frente, y un valor de $FS \leq 1.5$, para la estabilidad del sostenimiento.

Posteriormente, se implementaron los métodos de primer orden y segundo momento, en donde se utilizaron los resultados obtenidos de FS en los modelos numéricos. Puesto que el número de variables aleatorias definidas son 2 para cada condición de falla, fueron necesarios 5 casos en el método de las Series de Taylor y 4 casos en el método de Estimación Puntal. Para estos métodos fue necesario asumir una determinada distribución del Factor de Seguridad, según Phoon & Ching (2015) es más razonable utilizar la distribución lognormal debido a que no permite valores negativos, donde el objetivo principal es la definición del índice de confiabilidad β . En la Tabla 6-4 se resumen lo valores obtenidos.



Tabla 6-4. Probabilidades de falla en índice de confiabilidad calculadas para cada evaluación de estabilidad.

Elemento	Condición límite Combinación de carga	Probabilidad de falla (%)	Índice de confiabilidad β	
		Monte-Carlo	Serie de Taylor	Estimación puntual
Frente de excavación	-	9.75	1.17	1.36
CL	M-N	5.71	1.48	2.21
	Q-N	0.22	4.38	7.88
MA	M-N	0.0001	20.32	11.78
	Q-N	-	16.29	18.10

Se puede observar que para el caso de la estabilidad de frente y del concreto lanzado la estabilidad es dudosa, puesto que los valores resultantes de probabilidad de falla son significativos. En la Tabla 2-7 se muestran valores de probabilidad de falla e índice de confiabilidad en función del Nivel de desempeño esperado para la estructura según el cuerpo de ingenieros de la armada de Estados Unidos (U.S.A.C.E., 1997). Si se comparan dichos valores con los obtenidos en el análisis se puede definir que los marcos de acero muestran un buen desempeño ante las combinaciones de carga y condiciones estudiadas, mientras que el frente del túnel y el concreto lanzado exhiben un desempeño pobre y por debajo del promedio, cuyo significado físico pueda ser el constante graneado del material en el frente y en la clave así como de desprendimientos y la generación de agrietamientos en el concreto lanzado, durante el procedimiento constructivo, tal como se observó en campo.

La obtención de un valor alto de probabilidad de falla puede estar asociado a dos factores que influyen en el análisis de confiabilidad, una baja relación de capacidad sobre demanda del sistema o una gran dispersión en la respuesta. Para realizar esta determinación, se llevó a cabo el cálculo de la probabilidad de ocurrencia para varios valores de FS, llevando a cabo la metodología descrita en los párrafos anteriores, mediante el método de Monte Carlo.

En la Figura 6-19 se grafican los resultados obtenidos de este análisis, donde se puede ver la distribución de densidad de probabilidad y las probabilidades de densidad acumulada del FS para cada condición de estabilidad evaluada. Se puede observar que para la evaluación de la estabilidad de frente la mayoría de los valores de FS son bajos, aunque no presente mucha dispersión, en el caso del concreto lanzado el promedio de resultados arroja un valor adecuado de FS, no obstante, se muestra una dispersión considerable, a diferencia de la evaluación realizada en el marco de acero donde la dispersión es menor.



Al contrastar los resultados recién mostrados con los obtenidos en el análisis determinístico (ver Tabla 6-2) donde se determinó que los elementos de sostenimiento cumplían con los estándares de seguridad, es posible percatarse de la importancia que existe en tomar en cuenta la incertidumbre del problema a través de un análisis de confiabilidad, puesto que es posible determinar qué tan confiables son los valores calculados.

Para este caso con ayuda de la Figura 6-19 b) donde se puede leer directamente la probabilidad de que el FS sea igual o menor a un cierto valor, es posible determinar que existe un 12, 24, 41 y 28% de probabilidad de que los FS de seguridad sean menores a los calculados mediante el análisis determinístico, donde se tomaron en cuenta solo los valores medios de cada variable.

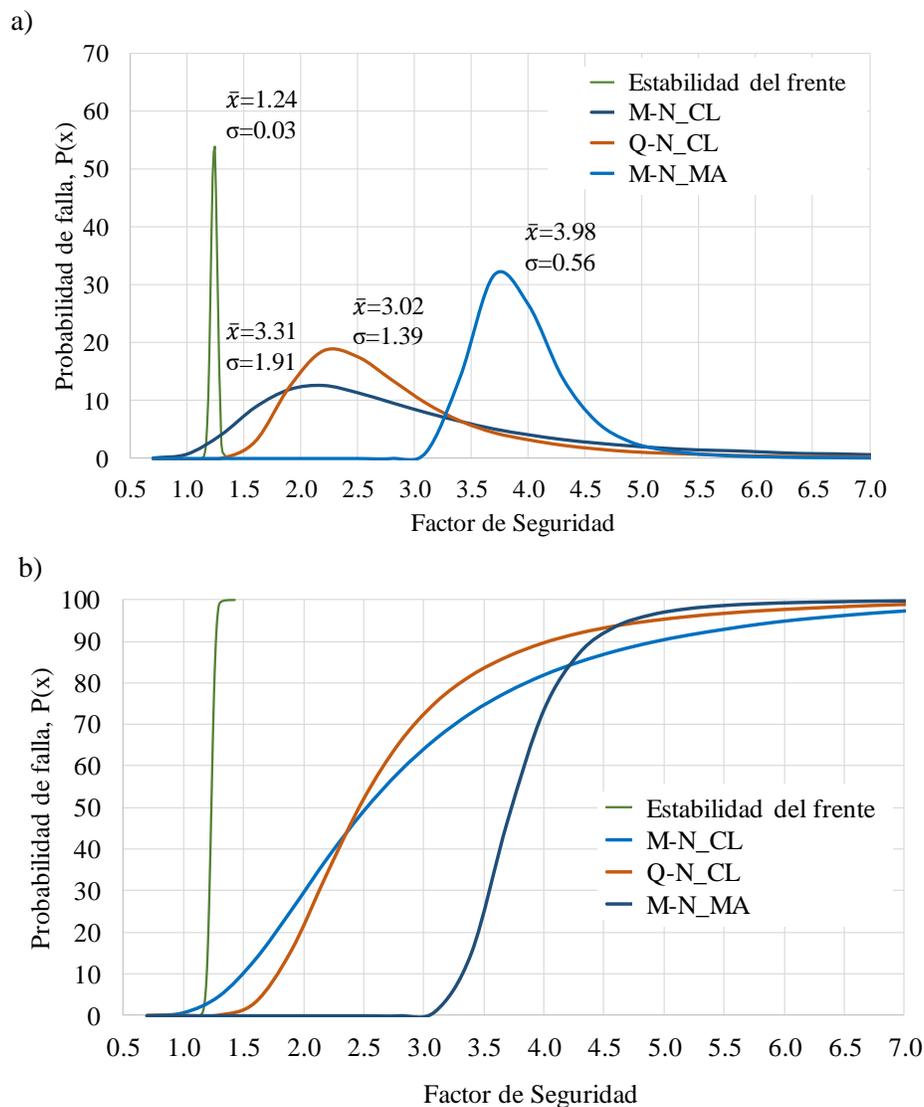


Figura 6-19. Distribuciones de densidad de probabilidad del FS para las diferentes condiciones de estabilidad a) relativa b) acumulada.



7. CONCLUSIONES

A través de los diferentes análisis realizados en el estudio, fue posible responder a varias preguntas sobre los efectos causados por la presencia de cavidades en la estabilidad de frente del túnel y en la respuesta de los elementos de sostenimiento de este, los hallazgos que se consideraron de mayor relevancia se describen a continuación:

- La presencia de la cavidad, al encontrarse en el frente, produce un incremento en el desconfinamiento de la masa de suelo alrededor de la excavación y una concentración de esfuerzos en la zona donde termina la cavidad, puesto que el bulbo de esfuerzo incrementa.
- Debido a que el área de contacto suelo-sostenimiento, se produce una redistribución de esfuerzos causada por el efecto de arqueado natural del suelo, donde los esfuerzos en la zona que pierde contacto con el soporte migran a las zonas donde si hay contacto.
- Se encontró que la presencia de la cavidad afectaba a la estabilidad del frente del túnel, principalmente debido a una disminución de la variable p' (esfuerzo de confinamiento), a medida que crece el bulbo de esfuerzos de la excavación.
- En el sostenimiento del túnel las fuerzas axiales N disminuyen y los momentos flexionantes M aumentan en el centro del área de pérdida de contacto entre el suelo y el sostenimiento, además, se genera una concentración de fuerza cortante Q en los bordes de dicha zona donde se concentra la presión del suelo que no es tomada por la parte que pierda contacto.
- El cambio en la magnitud de N y M se debe a un desequilibrio en el sistema túnel-suelo, entre las presiones verticales y las presiones horizontales ya que la ausencia de cualquiera de los dos en el área de pérdida de contacto provoca la flexión del elemento.
- Los problemas presentados en el revestimiento se desarrollan principalmente dentro de los primeros 5 metros (dos radios) de avance de excavación, por lo que se puede afirmar que la implementación de una solución después de dicho avance no impediría las afectaciones al sostenimiento.
- Los valores más bajos de FS para la estabilidad de frente del túnel se identificaron cuando la cavidad se encuentra en la corona de este y cuando la amplitud es mayor, y a medida que esta se aleja hacia los costados del túnel la afectación disminuye, así como cuando la amplitud es menor.
- Para las condiciones geotécnicas estudiadas aquí, el confinamiento en la cara del túnel disminuye de 0,5 a 0,3 veces el valor de p'_0 , en el área de soporte donde se desarrolla la cavidad, la magnitud de N puede disminuir hasta 0,2 veces el valor de N_0 y las variables Q y M pueden aumentar su magnitud considerablemente los valores de Q_0 y M_0 respectivamente.



- Se determinó que es posible evaluar los cambios en la estabilidad de la cara del túnel y el desempeño del sostenimiento, debido a la presencia de una cavidad, de manera simplificada sólo conociendo la ubicación, la amplitud transversal y la longitud de la zona donde se pierde el contacto con el suelo, a través de las expresiones:

$$FS_{Falla\ de\ frente} = -0.022 * (B_T * C_\theta) + 1.301 \quad (46)$$

$$FS_{M-N(Concreto\ lanzado)} = 13.67 * [(B_T * L_T)/2]^{-0.95} \quad (47)$$

$$FS_{Q-N(Concreto\ lanzado)} = 6.57 * (B_T)^{-0.76} \quad (48)$$

$$FS_{M-N(Marcos\ de\ acero)} = 5.50 * [(B_T * L_T)/2]^{-0.20} \quad (49)$$

- A través del análisis de confiabilidad, se determinó que los marcos de acero muestran un alto desempeño bajo las combinaciones de carga y las condiciones estudiadas, mientras que el concreto lanzado y la estabilidad de frente del túnel exhiben un desempeño pobre e insatisfactorio, cuyo significado físico pueda ser el constante graneo del material en el frente y en la clave así como desprendimientos, además de la generación de agrietamientos en el concreto lanzado, durante el procedimiento constructivo, tal como se observó en campo.
- Los resultados obtenidos por Monte Carlo realizados con las expresiones 46, 47, 48 y 49, mostraron una muy buena aproximación en el nivel de desempeño obtenido a través de los métodos FOSM, que consideran el FS calculado con los modelos numéricos para cada caso. Por lo tanto, se puede destacar que los modelos simplificados obtenidos representan bastante bien la variación del nivel del nivel de desempeño de cada elemento de sostenimiento cuando hay presencia de cavidades detrás de ellos.
- Contrastando los resultados del análisis de confiabilidad con los obtenidos en el análisis determinista, es posible darse cuenta de la importancia de tener en cuenta la incertidumbre del problema a través de un análisis de confiabilidad, ya que es posible determinar cuán fiables son los valores calculados.

Los resultados y discusiones llevadas a cabo en este estudio tienen como objetivo principal ilustrar a los efectos de un problema latente en el procedimiento de construcción del túnel, que debe tratar de evitarse, aplicando soluciones tempranas y adecuadas, como la inyección de lechada, antes de pasar al siguiente avance de excavación, cuando se observan condiciones similares a las que se muestran en este artículo. Puesto que, es de esperar que el desempeño del sistema túnel-suelo se vea significativamente afectado.



8. REFERENCIAS

- Alonso, E., 2003. Ground response curves for rock masses exhibiting strain-softening behavior. *International Numerical Analyses Meth. Geomech*, Volumen 27, pp. 1153-1185.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2012. *LFRD Bridge Design Specifications*.
- American Concrete Institute, 2005. *Building Code Requirements for structural Concrete*. Farnington Hills, Michigan: ACI 318-05.
- Anagnostou, G. & Kovari, K., 1996. Face Stability Conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields. *Tunnelling and Underground Space Technology*, pp. 165-173.
- Baecher, G. B. & Ladd, C. C., 1997. Formal observational approach to staged loading. *Transportation Research Record*.
- Baecher, G. & Christian, J., 2003. *Reliability and statics in geotechnical engineering*. s.l.:Wiley.
- Baguelin, F., Jezequel, J. F. & Shields, D. H., 1978. *The pressuremeter and foundation engineering*. s.l.:TransTech Publications.
- Balachandran, K., Liu, J., Cao, L. & Peaker, S., 2017. *Statistical Correlations between undrained shear strength (Cu) and both SPT- N value and net limit pressure (PL) for cohesive glacial tills*. s.l., s.n.
- Barros, J., Cunha, V., Ribeiro, A. & Antunes, J., 2005. Post cracking behavior of steel fiber reinforced concrete. *Materials and structures*, Volumen 32, pp. 45-76.
- Barton, N., Lien, R. & Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6(4), pp. 189-239.
- Bentz, E., 2000. *Sectional Analysis of Reinforced Concrete*. s.l., PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- Bieniawski, Z., 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans S. Afr. Inst. Civ.*, Volumen 15, pp. 335-344.
- Bowles, J. E., 1997. *Foundation Analysis and Design, Fifth Edition*. Peoria, Illinois: McGraw-Hill.
- Briaud, J. L., 1992. *The Pressuremeter*. s.l.:Balkema.
- British Tunnelling Society, 2004. *Tunnel lining design guide*. London: Thomas Telford.
- Carranza-Torres, C. & Diederichs, M., 2009. Mechanical analysis of circular liners with particular reference to composite supports- e.g., liners consisting of shotcrete and steel sets. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volumen 24, pp. 506-532.
- Carranza-Torres, C. & Fairhurst, C., 2000. Application of the Convergence-Confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15(Issue 2), pp. 187-213.



- Chambon, P. & Corté, J. -F., 1990. Stabilité du front de taille d'un tunnel. *Revue Francaise de Géotechnique*, pp. 51-59.
- Chambon, P. & Corté, J. F., 1997. Shallow tunnels in cohesionless soil: Stability of tunnel face. *Journal of Geotech Engineering, ASCE*, 120(7), pp. 1148-1165.
- De la Rosa, D. & Mayoral, J. M., 2016. Análisis por desempeño del recubrimiento de túneles en suelos cementados. *XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica*.
- Deere, D. U., Peck, R. B., Monsees, J. E. & Schmidt, B., 1969. *Design of tunnel liners and support systems*, Urbana: Report for the U.S. Department, University of Illinois.
- Diamond, R. & Kassel, B. G., 2018. A History of the Urban Underground Tunnel (4000 B.C.E. - 1900 C.E.). *Journal of Transportation Technologies*, 08(01), pp. 11-43.
- Duncan, J. M., 2000. Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(4), pp. 307-316.
- Dupont, D., 2003. *Modelling and experimental validation of the constitutive law (sigma-epsilon) and cracking behavior of steel fibre reinforced concrete*. Belgium: Dissertation submitted to the Faculty of Applied Science for the Degree of Doctor in Civil Engineering.
- Eucode 2, 2004. *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium: CEN, EN 1992-1-1.
- Eurocode 7, 2013. *Geotechnical Design Worked examples*, s.l.: European Union.
- Fairhurst, C., 1991. General philosophy of support design for underground structures in hard rock. *Underground Structures. Design and Construction*, Volumen Elsevier, pp. 1-55.
- Feller, W., 1967. *An introduction to probability theory and its applications*. 3 ed. New York: Wiley.
- FHWA, 2009. *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Civil Elements*. New York: FHWA-NHI-10-034.
- Hara, A. et al., 1996. Shear modulus and shear strength of cohesive soils. *Soils found*, pp. 1-12.
- Harr, M. E., 1987. *Reliability-Based Design in Civil Engineering*. New York: McGraw-Hill.
- Hatanaka, M. & Uchida, A., 1996. Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils found*, pp. 1-9.
- Health and Safety Executive, 1996. *Safety of new Austrian tunnelling method (NATM) tunnels. A review of sprayed concrete tunnels with particular refernce to LondonClay*. Sudbury: (HSE) Books.
- Hettiarachchi, H. & Brown, T., 2009. Use of SPT Blow Counts to Estimate Shear Strength Properties of Soils: Energy Balance Approach. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* ©ASCE, pp. 830-834.
- Hoek, E., 2003. *Integration of geotechnical and structural design in weak rock tunnels*, Toronto: s.n.



Hoek, E., Carranza-Torres, C., Diederichs, M. & Corkum, B., 2008. *Integration of geotechnical and structural design in tunneling*, Minneapolis: The 2008 Kersten Lecture.

Hoek, E., Kaiser, P. & Bawden, W., 1998. *Support of underground excavations in hard rock*. s.l.:Balkema.

Hvorslev, M. J., 1949. *Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes*.

ITA Working Group 2, 2004. Guidelines for tunnelling risk management: International Tunnelling Association, Working Group N. 2. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volumen 19, pp. 217-237.

ITA Working Group, 2009. *General Report on Conventional Tunnelling Method*, s.l.: ITA Report N 2. AFTES-ITA web site..

ITA-AITES, n.d. *About Tunneling - ITA-AITES*. [Online]
Available at: <https://tunnel.ita-aites.org/en/cases-histories/history>

Itasca, 2009. *FLAC3D*. Minneapolis, Minesota, USA: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, User's Guide.

Kaiser, P., 1985. *Rational assesment of tunnel liner capacity*. Montreal, Proceedings of the 5th Canadian Tunneling Conference.

Karakus, M. & Fowell, R. J., 2004. *An insight into the New Austrian Tunnelling Method (NATM)*. Sivas, Turkey, ROCKMEC'2004-VIIth Regional Rock Mechanics Symposium.

Kishida, H., 1969. Characteristics of liquefied sands during Mino-Owari, Tohankai and Fukui earthquakes. *Soils found, vol. 9, no. 1*, pp. 75-92.

Kulhawy, F. H. & Mayne, P. W., 1990. *Manual on estimating soil properties for foundation design*, Palo Alto, California: Electric Power Research Institute.

Ladd, C. & Foott, R., 1974. New design procedure for stability of soft clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100(7), pp. 763-786.

Langford, J. C. & Diederichs, M., 2013. Reliability based approach to tunnel lining design using a modified point estimate method. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Volumen 60, pp. 263-276.

Leca, E., 1989. *Analysis of NATM and shield tunneling in soft ground*. s.l.:Virginia Polytechnic institute and state university.

Leca, E. & Clough, G. W., 1992. Preliminary Design for NATM Tunnel Support in Soil. *Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118* ©ASCE, pp. 558-575.

Leca, E. & Dormieux, L., 1990. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Geotechnique* 40(4), pp. 581-606.

Leung, C. & Meguid, M. A., 2011. An experimental study of the effect of local contact loss on the earth pressure distribution on existing tunnel linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, pp. 139-145.



- Liu, C.-C., 2007. Causes and Classification Methods of Tunnel Unusual Phenomena in Taiwan. *National Taiwan University*, pp. 58-65.
- Lombardi, G., 1973. Dimensioning of Tunnel Linings with Regard to Construction Procedures. *Tunnels and Tunneling*, Vol. 5(No. 4), pp. 340-351.
- Mair, R. & Wood, D., 1987. *Pressuremeter testing methods and interpretation*. London: CIRIA Ground Engineering Report: In-situ testing, CIRIA and Butterworths.
- Mayoral, J. M., 2014. Performance evaluation of tunnels built in rigid soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, pp. 1-10.
- Meguid, M. & Dang, H., 2009. The effect of erosion voids on existing tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology* 24 (3), pp. 278-286.
- Meguid, M., Saada, O., Nunes, M. & Mattar, J., 2008. Physical modeling of tunnels in soft ground: a review. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 (2), pp. 185-189.
- Melis Maynar, M., 2005. El colapso del túnel ferroviario por inestabilidad del frente en suelos y rocas blandas o muy diaclasadas. *Ciencia y Técnica de la Ingeniería Civil*, pp. 7-24.
- Melis Maynar, M., 2011. *Proyecto y Construcción de Túneles y Metros en suelos y rocas blandas o muy rotas*. Madrid: Ingeniería de Ferrocarriles, Metros y Túneles, s.l..
- Muir Wood, D., 2004. *Geotechnical Modelling*. s.l.:Taylor & Francis.
- Müller, L., 1978. Removing Misconceptions on the New Austrian Tunnelling Method. *Tunnels and tunneling*.
- Oreste, P., 2009. The convergence-confinement method: roles and limits in modern geomechanical tunnel design. *American Journal of Applied Sciences*, 6(4), p. 757.
- Panet, M., 1986. Calcul du Soutènement des Tunnels a Section Circulaire par la Methode Convergence-Confinement avec un Champ de Contraintes Initiales Anisotropes. *Tunnels et Ouvrages Souterrains* 77, pp. 228-232.
- Panet, M. & Guenot, A., 1982. *Analysis of convergence behind the face of a tunnel*. pp. 197-204.
- Peck, R. B., 1969. *Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground*. Ciudad de México, Proceedings Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Peck, R. B., Hanson, W. E. & Thornburn, T. H., 1953. *Foundation Engineering*. New York: Wiley.
- Peck, R. B., Hanson, W. E. & Thornburn, T. H., 1973. *Foundation Engineering, 2nd Ed.*. New York: Wiley.
- Phoon, K.-K. & Ching, J., 2015. *Risk and Reliability in Geotechnical Engineering*. s.l.:Taylor & Francis Group, LLC.
- Rabcewicz, L., 1973. Principles of Dimensioning the Support System for the New Austrian Tunneling Method. *Water Power*, Vol. 25(No. 3), pp. 88-93.



RCDF, 2017. *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Ciudad De México: Gaceta Oficial de la CDMX.

Reid, A. & Taylor, J., 2010. The misuse of SPT in fine soils and the implications of Eurocode 7. *Ground Engineering*, pp. 28-31.

RILEM 162-TDF: "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete", 2003. Sigma-Epsilon-design method, RILEM 162-TDF: "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete". *Materials and Structures*, Volume 36, pp. 560-567.

Rosenblueth, E., 1975. Point estimates for probability moments. *Proceedings, National Academy of Science*, 72(10), pp. 3812-3814.

Sanchez, F., 2017. *Concreto lanzado en túneles*. Ciudad de México: CONSULTEC Ingenieros Civiles y Asociados S. C..

Santoyo, E., Bermudez, E. & Contreras, R., 2013. El método de Tamez y sus contribuciones al diseño y construcción de túneles. *Geotecnia 229*, *Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica*, pp. 29-33.

Sauer, G., Gall, V., Bauer, E. & Dietmaier, P., 1994. Design of tunnel concrete linings using limit capacity curves. *Computers Methods and Advances in Geomechanics*, pp. 2621-2626.

Sedran, G., Failmezger, R. A. & Drevininkas, A., 2013. *Relationship Between Menard EM and Young's E Moduli for Cohesionless Soils*. Paris, ISSMGE.

Sivrikaya, O. & Togrol, E., 2006. Determination of undrained shear strength of fine-grained soils by means of SPT and its application in Turkey. *Engineering Geology*, pp. 52-69.

Skempton, A. K., 1986. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging, and overconsolidation. *Geotechnique*, 36(3), pp. 425-447.

Sowers, G., 1979. Introductory Soil Mechanics & Foundations. *Geotechnical engineering*, Volumen 92, pp. 114-117.

Sternath, R. & Baumann, T., 1997. Face support for tunnels un loose ground. *Tuunels for people*, pp. 317-323.

Stille, H., Holmberg, M. & Nord, G., 1989. Support of weak rock with grouted bolts and shtocrete.. *Internatinal Journal on Rock Mechanics, Min. Sci.*, 26(1).

Stroud, M. A., 1974. *The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks*.. Stockholm, Stockholm, National Swedish Building Research, pp. 367-375.

Sui, W.-f. & Xiao, L., 2014. Tunnel Monitoring Measurement Data Applications for Function Regression. *Transportation Systems © ASCE 2014*, pp. 1110-1120.

Tamez, E., Rangel, J. L. & Holguin, E., 1997. *Diseño geotécnico de túneles*. Diseño geotécnico de túneles: TGC Geotecnia.

Terzaghi, K. V. & Peck, R. B., 1948. *Soil mechanics in engineering practice*. s.l.:John Wiley & Sons, Inc.



U.S.A.C.E., 1997. *Introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering*, Washington, DC: U.S. Army Corps of Engineers.

Vermeer, P., Ruse, N. & Marcher, T., 2002. Tunnel heading stability in drained ground. *Felsbau*, Issue 20, pp. 8-18.

Vlachopoulos, N. & Diederichs, M. S., 2014. Appropriate Uses and Practical Limitations of 2D Numerical Analysis of Tunnels and Tunnel Support Response. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(2), pp. 469-488.

Wang, J., Huang, H., Xie, X. & Bobet, A., 2014. Void-induced liner deformation and stress redistribution. *Tunnelling and Underground Space Technology*, pp. 263-276.

Wolff, T. F., 1989. Pile capacity prediction using parameter functions. *ASCE Geotechnical Special Publication No. 23*, pp. 96-107.

Wolff, T. F., 1996. Probabilistic slope stability in theory and practice. *Uncertainty in the Geologic Environment*, pp. 419-433.

Yasuda, N., Tsukada, K. & Asakura, T., 2017. Elastic solutions for circular tunnel with void behind lining. *Tunnelling and Underground Space Technology* 70, pp. 274-285.

Zhang, Z., Shi, X., Wang, B. & Huayun, L., 2017. Stability of NATM tunnel faces in soft surrounding rocks. *Computers and Geotechnics*, Issue 96, pp. 90-102.