

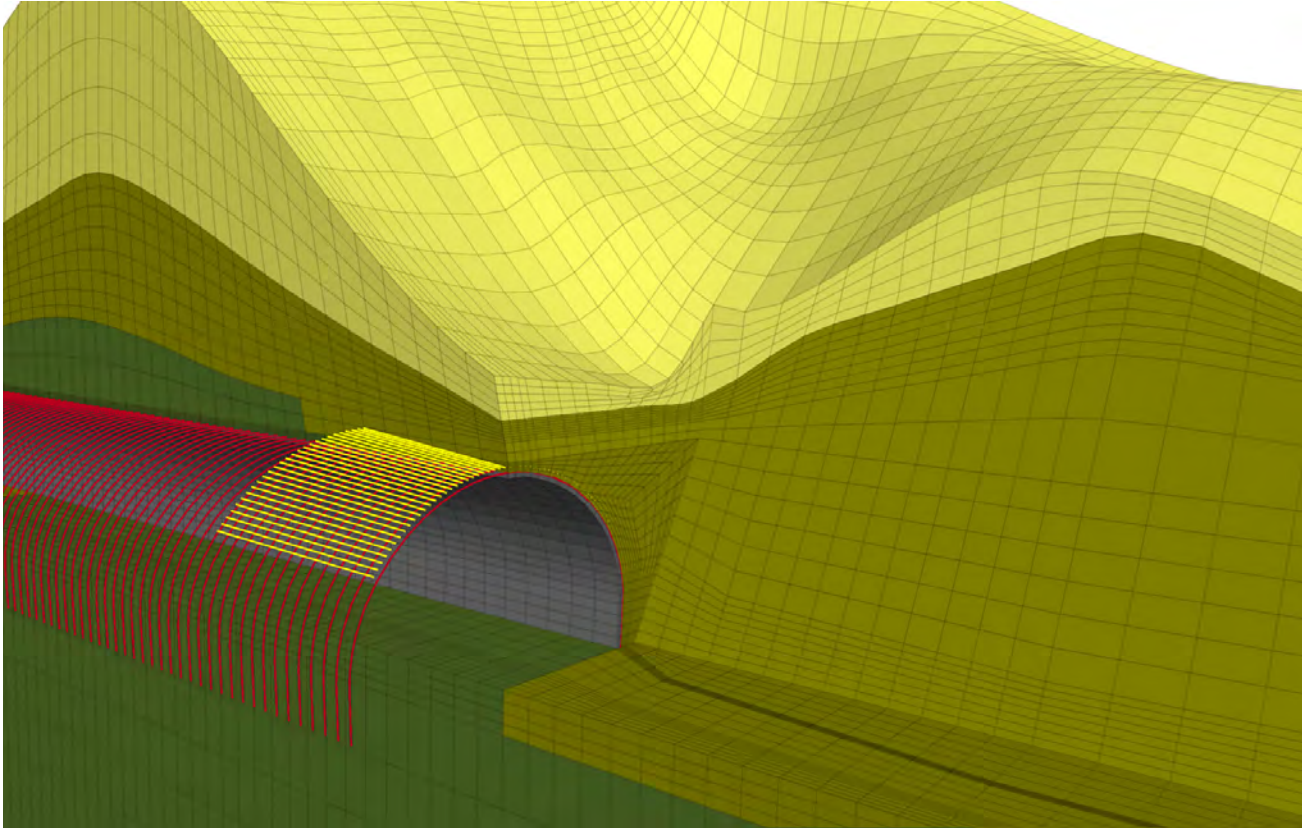


CAPÍTULO 6. DEFINICIÓN DE FASES DE EXCAVACIÓN Y ANÁLISIS



DIRECCIÓN GENERAL DE
SERVICIOS TÉCNICOS

CAPÍTULO 6. ANÁLISIS DE EXCAVACIONES



Modelo de diferencias finitas, túnel Puerta Costa Grande, Guerrero, México.
Consultec Ingenieros Asociados, S.C. 2012

6.1. INTRODUCCIÓN

El presente capítulo aborda los aspectos fundamentales (los mínimos básicos) que deben tenerse en cuenta durante los análisis y los diseños de obras subterráneas.

El desarrollo tecnológico de las últimas décadas, especialmente en el área de la informática, ha permitido explotar recursos numéricos de grandes alcances para el análisis de problemas de ingeniería de alto grado de complejidad. Actualmente es casi un premisa que las obras subterráneas han de analizarse y diseñarse empleando programas de cómputo avanzado. No obstante, estas herramientas no dejan de exigir un entendimiento profundo de los fenómenos físicos y su tratamiento matemático; hay una gran cantidad de condicionantes geotécnicos, mecánicos, estructurales e hidráulicos que deben ser abordados adecuadamente antes de plantear una solución numérica al problema de un túnel; muchos de ellos, incluso, deben resolverse primero conceptual y analíticamente, a modo de tener un panorama de la respuesta que se espera de los modelos y no permitir que estos sean los que la determinen. Si no se toma en cuenta lo anterior y si no se tiene un dominio completo de todos los factores que pueden influir en los resultados, estas grandes herramientas pueden representar armas de doble filo.

6.2. GENERALIDADES Y DEFINICIONES

Con objeto de facilitar la comprensión de lo expuesto en este capítulo, a continuación se presentan las definiciones de los términos más importantes y representativos involucrados en el diseño de excavaciones subterráneas.

Idealización: Es el procedimiento por el cual los modelos de cálculo asumen hechos sobre los fenómenos físicos y mecánicos que se modelizan, que son indudablemente ficticios pero que pretenden apegarse lo más posible a la realidad. Comúnmente los principios asumidos se utilizan para hacer que estos modelos sean más sencillos de comprender o de resolver. Si se han hecho las consideraciones adecuadas, generalmente la idealización no altera la exactitud predictiva del modelo.

Modelo de cálculo o modelo matemático: Un modelo de cálculo es una representación matemática de la realidad de un sistema estructural; es una forma de simular los elementos que intervienen en la respuesta general de una estructura y en su interacción con el terreno. Las relaciones matemáticas entre los componentes del modelo deben representar de manera realista las existentes entre las diferentes entidades o aspectos del sistema real. Una vez representado el sistema en forma de modelo, pueden aplicarse las herramientas matemáticas para deducir o predecir su comportamiento. El éxito o fracaso depende de la precisión con la que se construya esta representación y la fidelidad con la que se concreten hechos y situaciones naturales en forma de variables relacionadas entre sí. La geometría de estos modelos puede estar definida en dos (2D) o tres dimensiones (3D). Los modelos pueden considerar la respuesta estática o dinámica de un sistema y pueden incluir propiedades físicas, elásticas, resistentes, hidráulicas y térmicas.

Discretizar: Subdividir un cuerpo continuo en una serie de elementos interconectados entre sí, los cuales deben cumplir las condiciones de equilibrio de fuerzas y compatibilidad de desplazamientos a modo de obtener una respuesta estructural equivalente y con el propósito de facilitar y hacer más precisos los procedimientos de cálculo.

Capacidad estructural¹: Puede definirse como la respuesta fuerza-desplazamiento (o esfuerzo-deformación) de un sistema estructural o de un esquema estructural; un sistema estructural puede estar compuesto, por ejemplo, por un anclaje con todos sus componentes (incluyendo al terreno) y un esquema estructural es un determinado arreglo de diferentes sistemas trabajando en conjunto (un esquema de anclaje, por ejemplo). La respuesta de un sistema o de un esquema estructural determinará qué tan adecuado es ante una serie de requerimientos determinados por el tipo y características de la obra.

Demanda²: La demanda se define como la respuesta fuerza-desplazamiento (o esfuerzo-deformación) necesaria para poner en equilibrio un mecanismo de inestabilidad, el cual está determinado por: la geometría de la excavación y su orientación respecto a la estructura de la roca o a los esfuerzos in situ; las propiedades mecánicas del suelo, en su caso, o de la roca intacta; la estructura del macizo y las propiedades de las discontinuidades; el ambiente que prevalece en la excavación (estados de esfuerzos, régimen hidrogeológico, etc.). A su vez, un mecanismo de inestabilidad puede ser estructuralmente controlado (por la estructura del macizo) o controlado por esfuerzos (falla de la masa por alcanzar estados críticos de esfuerzos) o por una combinación de ambos.

A partir de las definiciones de capacidad estructural y demanda, Windsor (1998) establece que “claramente existe una demanda para el mecanismo en su conjunto que debe ser satisfecha por la capacidad del esquema completo así como una demanda para cada sistema, que debe ser satisfecha por éste”.

¹ Definiciones tomadas de Windsor (1998)

² Ídem 1

En la Figura 6.1 se explican, a través de curvas características³, los conceptos de capacidad y demanda en términos de fuerzas y desplazamientos. En la Figura 6.1-(a) la demanda es independiente de los desplazamientos; esta situación es típica de túneles en los que pueden producirse colapsos súbitos por caída de bloques o cuñas. En tales casos, si la capacidad estructural excede a la demanda, el mecanismo es puesto en equilibrio a un cierto nivel de desplazamientos, dependiendo de la rigidez del sistema. La Figura 6.1-(b) ejemplifica los casos en los que la demanda tiene una dependencia inicial sobre los desplazamientos, lo cual es común en túneles con procesos de deformacionales importantes y de largo plazo o con mecanismos de inestabilidad controlados por esfuerzos. En dichos casos, la capacidad de absorber desplazamientos y la rigidez del sistema en conjunto determinarán si el mecanismo puede ser contrarrestado (Windsor, 1998).

De hecho, en la definición del llamado *Nuevo Método Austriaco de Túneles*, puede entreverse que, lo que llaman su “filosofía de diseño”, está fundamentada en un esquema como el de la Figura 6.1-(b) y posiblemente la gran cantidad de fracasos que ha tenido dicho “Método” se debe a una incorrecta interpretación del concepto de demanda dependiente de las deformaciones, así como en el haber pretendido extender tal concepto a la totalidad de las formaciones geológicas y a la gran variabilidad de escenarios geotécnicos que pueden presentarse en un solo túnel. La realidad en el diseño de túneles es que, en cada caso particular, es necesario tener una definición conceptual clara de la interacción *Capacidad estructural-Demanda*, que puede adaptarse a uno de los esquemas de la Figura 6.1, o a una combinación de ambos.

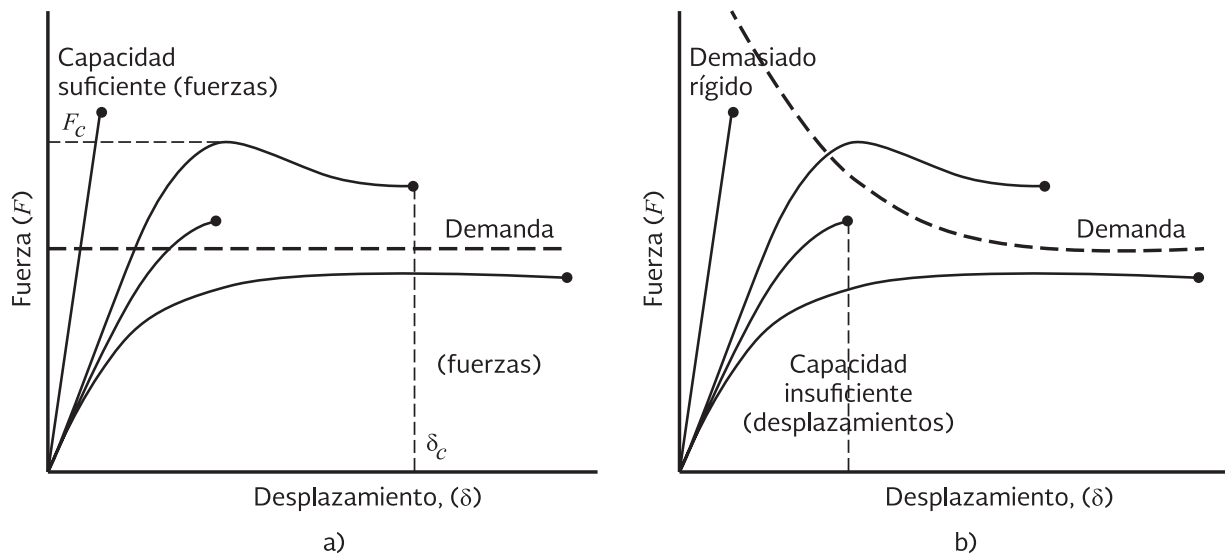


Figura 6.1. Conceptos de capacidad y demanda: a) demanda independiente de los desplazamientos; b) demanda dependiente de los desplazamientos. Figura elaborada a partir de Windsor (1998).

6.2.1. Consideraciones previas a los análisis y los diseños

A lo largo de muchísimos años las soluciones a los problemas de ingeniería se han resuelto a partir de formulaciones basadas en la mecánica del medio continuo. De forma un tanto simplista, puede decirse que lo anterior obedece a razones históricas y a la manera en que se desarrollaron las teorías de esfuerzos y deformaciones, el estudio del comportamiento de los materiales, etc. Y tal es el caso también de la geotecnia, que desde sus inicios se ha valido de las formulaciones clásicas para sustentar matemáticamente sus propias teorías.

³ Panet, 1995

La mayoría de los túneles de carretera son excavados en macizos rocosos y por ende es preciso distinguir las aproximaciones físico-matemáticas que han de establecerse para el correcto tratamiento de problemas asociados a medios discontinuos de aquellas en las que el terreno puede asumirse como un medio homogéneo continuo e isótropo (suelos).

La mecánica de rocas, en particular, desde sus inicios se estableció como una rama de la ingeniería que innegablemente requería de aproximaciones más allá de las teorías continuas clásicas; desde épocas muy tempranas de su desarrollo se plantearon los primeros métodos de análisis en medios discretos, pero aun con las limitaciones que la falta de potentes sistemas de cálculo imponían.

Los orígenes de los grandes métodos numéricos para análisis tenso-deformacional también se dieron dentro del marco teórico de la mecánica del medio continuo y, aunque para aquellas épocas ya se vislumbraba la posibilidad de extenderlos al discontinuo, se sabía que trabajar con elementos discretos interactuando entre sí y en condiciones dinámicas, acarrea necesidades de cálculo mucho mayores.

Por tal motivo, en un principio, la mecánica de rocas, en su afán de estudiar la respuesta tenso-deformacional de macizos rocosos fracturados, tuvo que valerse de todo tipo de técnicas matemáticas para representar las condiciones reales del terreno a partir de modelos equivalentes de medio continuo. Y a pesar que varios de estos métodos han evolucionado mucho con el tiempo y se han desarrollado leyes constitutivas capaces de considerar orientaciones en el medio con comportamientos distintos, aún prevalecen muchas de las limitaciones implícitas en su utilización. Y aún con los progresos actuales, la representación de un macizo rocoso estructurado en términos de sus propiedades resistentes y deformacionales continúa siendo un reto colosal. Por otro lado, los ensayos a gran escala útiles para determinar sus propiedades de manera más aproximada resultan extremadamente costosos y tienen grandes complicaciones técnicas.

El gran auge de los programas de análisis numérico, que al principio se dio en instituciones de investigación y que posteriormente pasó a un nivel comercial muy generalizado, está basado en importantes adelantos en cuanto a técnicas de resolución de sistemas de ecuaciones y algoritmos no lineales, pero también en los enormes avances informáticos. En pocas décadas ha sido posible desarrollar paquetes capaces de potenciar, cada vez a mayor escala, el uso de técnicas de cálculo que durante mucho tiempo permanecieron latentes.

Pero aun así, lo que resuelve un programa numérico no es más que la representación de un problema real a través de un modelo geomecánico elaborado por ingenieros. Lo anterior incluye la geometría del terreno y de las obras, los procedimientos constructivos, los estados de esfuerzos originales y la forma en que estos cambian durante la construcción, los elementos estructurales y su manera de interactuar con el terreno, así como las leyes constitutivas que pueden representar la respuesta física de los distintos materiales involucrados en el problema.

El nivel de aproximación a la realidad depende, por un lado de la correcta conceptualización del modelo y por el otro de la capacidad del programa para simular las acciones producidas durante la obra, sus fenómenos asociados, las estructuras presentes y el comportamiento de los materiales. Dentro del término *conceptualización* caben cuestiones como: la representación del terreno en cuanto a su topografía, la presencia de edificaciones cercanas (y las cargas que éstas transmiten al terreno), la estratigrafía, geohidrología, estructura geológica, las propiedades físicas y mecánicas, la posible anisotropía y los estados iniciales de esfuerzos.

Por otro lado están las técnicas usadas en la simulación de los procesos de excavación y construcción; la adecuada representación de las estructuras, el tiempo y la forma de su colocación y los elementos adicionales que se requieren para representar correctamente su trabajo en interacción con el terreno y por último la correcta selección de los modelos constitutivos y su robustez para aproximarse al comportamiento tenso-deformacional (elástico y elastoplástico) del terreno y las estructuras.

Los programas numéricos empleados deben estar diseñados especialmente para resolver problemas tenso-deformacionales y de estabilidad en geotecnia. Deben contar con modelos constitutivos avanzados para la simulación del comportamiento no-lineal de los materiales (isótropos y anisótropos), además de poseer las herramientas básicas para modelar procesos de construcción y excavación. Entre otras cosas, deben estar dotados de elementos especiales para el tratamiento de estructuras (revestimientos de concreto, marcos metálicos, etc.), elementos para simular anclajes, pasivos o de tensión, elementos para modelar geotextiles, así como elementos tipo interface para simular la interacción de los elementos estructurales con el terreno permitiendo tener en cuenta prácticamente todos los factores que influyen en el comportamiento global de la unidad estructura-terreno. Finalmente, deben incluir varios dispositivos fundamentales para la aproximación del problema geomecánico real, como la creación de estados iniciales de esfuerzos, consolidación del terreno, presencia y flujo de agua, etcétera.

Los programas numéricos de análisis tenso-deformacional tienen varias décadas de desarrollo y en ese tiempo se ha creado tal número de herramientas en torno suyo que, actualmente, son el sistema de cálculo más difundido para la resolución de todo tipo de problemas mecánicos. Particularmente en el diseño de obras subterráneas, dichos métodos son los que ofrecen las mayores posibilidades.

Los códigos modernos tienen la capacidad suficiente para tratar materiales con un alto grado de no-linealidad; para trabajar con casi cualquier geometría y secuencia de excavación-sostenimiento; para incluir un gran número de materiales distintos y para modelizar adecuadamente los fenómenos de interacción entre el terreno y los diferentes sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento.

Hoy en día, el nivel de desarrollo de las técnicas asociadas a los análisis numéricos (pre y post procesadores, por ejemplo), hace posible en los despachos de cálculo especializados en diseño, generar modelos con un grado de sofisticación importante. Se cuenta con la posibilidad de elegir entre modelos bidimensionales y tridimensionales, construibles mediante códigos comerciales de gran calidad. La decisión sobre el nivel de sofisticación que se le ha de asignar al tratamiento de un problema en específico depende de muchos factores, que pueden ser: el costo, el tiempo disponible para el estudio, la cantidad y calidad de la información con que se cuenta para aproximar el modelo, la trascendencia del problema y el grado de complejidad.

Por un lado, los análisis en dos dimensiones, aunque son económicos en términos de modelización y costo computacional, requieren del establecimiento de ciertas hipótesis para la adecuada simulación de los procesos excavación-sostenimiento, por el efecto tridimensional real que se produce en el frente de excavación y sus cercanías. Estas hipótesis dependen de factores que no son de fácil control y por tanto guardan un importante grado de incertidumbre.

En cuanto a la modelización tridimensional, ésta suele ser mucho más compleja y no siempre es rentable de acuerdo con el costo del proyecto o los estudios que se están realizando. Además, para que la inversión que implica elaborar un modelo tridimensional sea justificable debe contarse con una idea suficientemente aproximada del terreno en cuanto a la estratigrafía y la presencia de estructuras; en ocasiones resulta muy complejo, en términos geométricos, modelizar y mallar las intersecciones entre fases de excavación, estructuras geológicas y elementos del sostenimiento del túnel: conseguir una adecuada discretización puede requerir un tiempo y esfuerzo muy importantes, así como encontrar el equilibrio entre el grado de refinamiento de las mallas y el costo computacional asociado. Los análisis tridimensionales pueden requerir equipos de cómputo considerablemente más caros que los convencionales y los tiempos de cálculo, aun hoy en día (año 2015) pueden ser de días o semanas.

Sin embargo, además de los programas propiamente de cálculo numérico, existen herramientas complementarias muy potentes que permiten generar superficies y sólidos de geometría compleja e intersecciones entre estos, así como modeladores digitales de terreno y malladores que incluyen técnicas de discretización muy avanzadas. Combinando estas herramientas, en cualquier despacho de cálculo, es posible elaborar modelos complejos.

En la práctica profesional, sigue habiendo escepticismo por parte de algunos especialistas que piensan que no es justificable el enorme esfuerzo que representa un análisis de esta naturaleza, especialmente si se toman en cuenta las incertidumbres que normalmente existen en cuanto a la geología, los estados de esfuerzos, los parámetros de los materiales y otras.

Las empresas desarrolladoras de los códigos comerciales de cálculo numérico que hoy en día están disponibles para prácticamente cualquier despacho de ingeniería, han invertido muchísima tecnología en crear interfaces de usuario amigables y sencillas. Esto tiene grandes ventajas ya que permite ahorrar mucho tiempo en la construcción y programación de los modelos e invertirlo después en realizar cálculos cada vez más y más sofisticados. Desafortunadamente, su empleo se ha hecho accesible también a personas que sólo tienen que invertir unas cuantas horas en desarrollar las “habilidades” suficientes para operarlos y en muchas ocasiones esto tiene consecuencias verdaderamente desastrosas.

Es muy importante tener en cuenta que el manejo adecuado de estas herramientas requiere de un alto nivel de formación académica, lo cual implica el dominio de conceptos numéricos, geotécnicos y estructurales avanzados, así como un amplio conocimiento de las técnicas constructivas propias de la disciplina con la que se trabaja, su implementación real en obras civiles y una buena dosis de criterio.

En conclusión, la elección del tipo y grado de refinamiento de los modelos de análisis dependerá de la forma en que los clientes y los especialistas valoren los factores anteriormente descritos. Sin embargo, también es posible establecer metodologías de análisis y diseño integral, que sirvan para cubrir una amplia gama de situaciones típicas de las excavaciones, como se explicará más adelante.

6.2.2. Selección de los criterios de cálculo

Antes de abordar un problema geotécnico relacionado con una excavación subterránea es importante definir la manera de resolverlo, por ejemplo: mediante la simple experiencia (planteando la solución en esquemas o planos), a través de técnicas sencillas de cálculo analítico o mediante análisis tenso-deformacionales.

En muchas ocasiones las soluciones a problemas específicos relacionados con la construcción de un túnel requieren más de la experiencia y el sentido común del ingeniero que de los potentes sistemas de cálculo. Sobre todo porque dichas soluciones suelen requerirse en tiempos muy cortos que no dan oportunidad de llevar a cabo estudios y modelos o porque simplemente éstos no se justifican.

Por ejemplo, la aparición imprevista y repentina de un afluyente de agua subterránea que dificulta las condiciones de avance y merma las condiciones de estabilidad, la mayoría de las veces, se soluciona colocando drenes y permitiendo que el flujo se estabilice o, en casos extremos, inyectando el terreno para impermeabilizar la zona cercana a la excavación. En este tipo de situaciones, por lo general no se puede esperar a que se realicen estudios hidrogeológicos, se elabore un modelo de flujo del agua subterránea hacia el túnel, se calcule la influencia del flujo y la presión sobre la resistencia del terreno y/o las discontinuidades, se determinen los niveles de estabilidad general de la excavación y finalmente se analicen y diseñen los elementos de soporte, estabilización y reforzamiento necesarios.

La solución tiene que ser inmediata y práctica y, si el problema persiste y la economía y la seguridad de la obra lo ameritan, entonces sí se justificará realizar los estudios antes mencionados.

Durante la etapa de diseño la situación es diferente, si se parte de base de que el ingeniero cuenta con tiempo y recursos para elaborar los estudios. Aun así, todo dependerá precisamente de la cantidad de tiempo y de recursos que se asignen y del interés del cliente en que el proyecto cuente con un buen nivel de ingeniería.

Trazar un esquema de toma de decisiones sobre la manera en que deben calcularse los túneles en la etapa de diseño no resulta del todo fácil debido a la gran cantidad de variables involucradas. A continuación se enlistan las más importantes:

a) Suelo, roca o ambos

Como ya se dijo, la mayoría de los túneles de carretera se excavan en roca, sin embargo, suelen incluir tramos importantes de suelo, sobre todo en las zonas de portales o en partes específicas del trazo en que las condiciones geológicas así lo han dispuesto (zonas de falla, zonas de alteración intensa). También es común que se presenten secciones mixtas, en las que parte de la excavación está en un macizo rocoso y la otra en un depósito de suelos. Asimismo, en ocasiones la roca es débil o está tan descompuesta que ha perdido ya sus propiedades estructurales y su resistencia y deformabilidad se asemejan más a las de los suelos.

Para cada una de estas situaciones existe una aproximación mecánica distinta y por supuesto técnicas más y menos adecuadas.

En el caso de los suelos, estos siempre se modelizarán como elementos de medio continuo; en cuanto a las rocas, la idoneidad de la aproximación (continuo o discontinuo) dependerá de su estructura, tal y como se verá en las próximas secciones de este capítulo.

En cuanto a los modelos constitutivos, aunque el criterio de Mohr-Coulomb sigue siendo el más universal y utilizado de todos, los programas modernos ya cuentan con opciones más adecuadas a suelos y rocas; para suelos están los criterios basados en los modelos de estados críticos (tipo Cam-Clay) y los modelos hiperbólicos con endurecimiento isótropo (*Hardening Soil Model*, de PLAXIS⁴); para rocas, el modelo de Hoek & Brown (2002) y los modelos para macizos fracturados como el Modelo de Juntas Ubicuas (*Ubiquitous Joint Model*, disponible en Flac⁵ y en Phase2⁶) o el Modelo de Rocas con Juntas (*Jointed Rock Model*, de PLAXIS).

Cuando se trabaja con suelos, el tipo de análisis dependerá también del grado de saturación y de las propiedades físicas que determinen si el comportamiento se dará en condiciones drenadas o no drenadas así como si el terreno se encuentra consolidado y si se requerirán etapas adicionales de consolidación para disipar excesos de presión intersticial.

En rocas, lo primero que ha de decidirse es si se requieren análisis tenso-deformacionales o si los diseños (o pre-diseños) pueden apoyarse únicamente en técnicas analíticas de estabilidad de bloques y/o cuñas. Para esto resultan muy útiles las definiciones de capacidad estructural y demanda presentadas al inicio del presente inciso.

b) Análisis 2D o 3D

Como se explicó anteriormente, el grado de complejidad de un modelo tenso-deformacional de tres dimensiones es varios órdenes de magnitud mayor al de un modelo 2D, no sólo por el tiempo y la potencia de cálculo que requiere sino porque el propio trabajo de modelización así lo implica.

En la mayoría de los casos los análisis de esfuerzos y deformaciones de un túnel pueden, con las debidas hipótesis, resolverse adecuadamente en dos dimensiones, esto debido a que son estructuras cuya longitud es mucho mayor en el eje longitudinal que en el plano transversal, es decir, admiten correctamente la simplificación de deformación plana. Hoy en día un modelo bidimensional puede construirse y resolverse muy rápidamente, siempre y cuando se tengan bien definidos todos los elementos que lo componen.

⁴ Plaxis bv. Reg. KvK 24239980 Computerlaan 14, 2628 XK Delft, The Netherlands

⁵ FLAC^{3D}(TM), ©2009 ITASCA Consulting Group, Inc.

⁶ PHASE2 Copyright © 1990-2011 Rocscience Inc.

Sin embargo, hay muchas situaciones en las que la tridimensionalidad se impone de manera determinante y las hipótesis bidimensionales dejan de resultar válidas. A continuación se listan algunos ejemplos:

- Primeros metros de excavación en un emportalamiento
- Intersección de dos túneles o de un túnel con otras galerías
- Problemas de inestabilidad en el frente que no son posibles de resolver con métodos analíticos
- Cálculo de estructuras de reforzamiento hacia el frente de la excavación (sistemas de enfilaje frontal)
- Una marcada anisotropía buzando paralela al eje de avance del túnel
- Situaciones en las que alguna estructura geológica afecta a la excavación en dirección paralela o semi-paralela al avance
- Transiciones geométricas de la sección del túnel a lo largo del avance
- Etc.

De estos ejemplos hay dos que pueden solventarse mediante técnicas analíticas relativamente simples pero con importantes limitaciones. Tal es el caso del cálculo de la estabilidad del frente y de los sistemas de enfilaje frontal.

c) Niveles de incertidumbre

En el Capítulo 4 de este Manual se hizo énfasis en la gran incertidumbre con la que es necesario tratar cuando se resuelven problemas geotécnicos, en especial en el caso de los macizos rocosos y muy particularmente en las obras subterráneas.

Por lo anterior, durante el proceso de toma de decisiones sobre la manera más conveniente de aproximarse a una solución, es muy recomendable saber medir dichas incertidumbres; a veces resulta más sensato plantear una solución sencilla y práctica que construir modelos complejos. Un programa numérico, por más tecnología que tenga como sustento, nunca superará la experiencia y el buen juicio de un ingeniero bien capacitado.

Sin embargo, desde un punto de vista particular, debe distinguirse que no todos los factores que intervienen en el cálculo de un túnel son aleatorios ni comparten la misma naturaleza; mientras que unos están asociados con la estructura y propiedades del terreno, otros se relacionan más con la geometría y tipo de sección de la excavación, las cuales deben cumplir ciertas especificaciones o necesidades. Y también están los agentes externos, tales el clima, el agua, la sismicidad de la zona por mencionar algunos. En cierta manera conocer el grado o nivel de influencia de cada factor sigue siendo bastante subjetivo y depende en muchas ocasiones de la experiencia del diseñador. Para tal caso es indispensable realizar estudios de sensibilidad empleando técnicas geoestadísticas y probabilísticas que reduzcan la incertidumbre inicial.

d) Elementos de soporte, estabilización y reforzamiento

También en la toma de decisiones sobre cuáles métodos de cálculo elegir intervienen los tipos de sostenimiento propuestos para construir el túnel. De entre todos los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento comúnmente empleados los hay que se adecuan mejor o peor a las distintas técnicas de análisis. Lo anterior se discute ampliamente en el Capítulo 9 de este Manual.

En resumen, los condicionantes básicos para una correcta modelización y que definen un cálculo analítico o numérico suficientemente representativo de un túnel son los siguientes:

- Las condiciones iniciales del terreno (estado inicial de esfuerzos), que de manera muy general, están determinadas por:
 - la topografía en superficie
 - la presencia y, en su caso, la profundidad del nivel freático

- el peso específico de los materiales en condiciones secas y húmedas
- el coeficiente de esfuerzo lateral, k_0
- la posibilidad de que existan esfuerzos tectónicos en el macizo
- en su caso, el grado de consolidación del terreno
- la disposición de las distintas unidades geológicas o geotécnicas
- la presencia de estructuras en superficie
- Bajo la presencia de agua: condiciones drenadas o no drenadas, tipo de flujo, permeabilidades, etc.
- El modelo constitutivo del terreno:
 - Isótropo o anisótropo
 - Elastoplasticidad perfecta o con *hardening-softening*
 - Elastoplasticidad asociada o no asociada (control de la dilatación)
 - Dependencia o no de la rigidez con el confinamiento y la deformación
 - Diferencia de comportamiento en procesos de carga o descarga-recarga
 - Otros muchos que salen del ámbito de la ingeniería práctica de proyectos
- Forma de simular en dos dimensiones el desfase entre la excavación de un avance y la implementación de los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento (relajación de esfuerzos o relajación de rigideces)
- En el caso de análisis numéricos, la discretización:
 - la extensión del dominio de análisis (malla), tanto en dirección horizontal como vertical y la presencia o no de elementos de contorno en las fronteras
 - la densidad de la malla: número y tamaño de los elementos
 - el tipo de elementos utilizados: rectangulares, triangulares, lineales, cuadráticos o de orden superior

Los métodos de cálculo en ingeniería y en especial en el ámbito de la geotecnia no dejan de ser aproximaciones y los resultados que con éstos se obtienen dependen de forma muy importante de la selección de los parámetros que rigen el comportamiento mecánico de los materiales, así como de la correcta modelización de los distintos eventos que ocurren en el transcurso de la obra. Como ya se ha dicho, la metodología seguida en el análisis del comportamiento de un túnel tiene que basarse en una integración geotécnica rigurosa. Como herramienta básica para conseguir los objetivos de los análisis deben realizarse estudios de sensibilidad; una vez establecidos los criterios de análisis es importante realizar una serie de simulaciones que contemplen los rangos de posible variación de factores que influyen de forma importante en el comportamiento del modelo.

6.2.3. Cálculo numérico

6.2.3.1. Modelización de las fases y etapas de excavación y sostenimiento

Los esfuerzos y deformaciones en muchas estructuras dependen significativamente de la historia y detalles del procedimiento constructivo y las cargas. Aunque se podrían citar muchos ejemplos de diversas disciplinas de la ingeniería civil, el reconocimiento de esta situación es de particular importancia en la ingeniería geotécnica.

Las situaciones que se analizan en los casos de excavaciones subterráneas involucran cambios mayores en la configuración de la estructura debido a la remoción de algunos componentes y la inclusión de otros. Cuando el comportamiento del material es inelástico, el estado final de las deformaciones puede depender de manera muy importante en la secuencia de los eventos. Por esto, el primer requisito que debe cumplir un programa numérico para cálculo de túneles es el de ser capaz de realizar cálculos en serie, es decir que a partir de un cierto estado del problema,

debe poder realizarse un análisis subsiguiente, partiendo del estado de esfuerzos y deformaciones alcanzado hasta ese momento. De manera contraria, cuando el material es elástico lineal, la solución obviamente no puede depender del número o la secuencia de pasos de excavación.

Es importante mencionar que el programa de análisis numérico utilizado debe contar con un tratamiento matemático adecuado para la modelación de los procesos de excavación y la colocación de elementos de estabilización y soporte y reforzamiento, así como del desfase de tiempo entre el avance y el sostenimiento con su correspondiente redistribución parcial de los estados de esfuerzos como el método de relajación de esfuerzos en el caso de análisis en dos dimensiones.

En los análisis tridimensionales, los códigos comerciales normalmente permiten al usuario programar las secuencias de excavación-sostenimiento de forma muy realista por lo que puede prescindirse de hipótesis de redistribución gradual de esfuerzos y entrada en carga de los elementos del sostenimiento.

6.2.3.2. Parte constitutiva

En el planteamiento geomecánico de un problema de excavación es de fundamental importancia la correcta (o aproximada) modelación de los materiales en cuanto a su relación esfuerzo deformación (ley constitutiva). Los estados de esfuerzos que se obtengan de los análisis dependerán en gran medida de las características de los modelos constitutivos empleados.

Una de las principales limitaciones, y que continúa siendo uno de los obstáculos más difíciles de librar en geotecnia, en especial en el caso de las rocas, es la correcta identificación de los parámetros mecánicos. Aún con la alta sofisticación de los actuales aparatos de ensayo en laboratorio se presentan problemas que hacen cuestionables los resultados obtenidos de las muestras. Pero la más grande dificultad se encuentra al pretender extrapolar estos resultados a la gran masa de roca que se tratará de modelizar.

Para la modelación de macizos compuestos por roca dura, sanos o fracturados pueden utilizarse modelos cohesivo-friccionante tipo Mohr-Coulomb o Hoek & Brown, elastoplástico-perfectos o no asociados (control de la dilatancia). Con dichos modelos, en un código para aplicaciones geotécnicas, comúnmente no pueden alcanzarse deformaciones plásticas muy importantes y los elementos que alcanzan la rotura no admiten mayores esfuerzos, cediendo el trabajo a los elementos más cercanos, lo cuales no hayan llegado a la rotura.

Por su parte, para rocas blandas o suelos, pueden utilizarse modelos cohesivo-friccionante con endurecimiento isótropo en función de las deformaciones plásticas volumétricas. También pueden incluir un control adecuado de la dilatancia (plasticidad no asociada). Con dichos modelos, los elementos que alcanzan la plastificación, continúan admitiendo carga y van aproximándose más lentamente a la rotura, mientras generan deformaciones plásticas de mayor magnitud. Este tipo de modelos suele estar formado por dos superficies, una llamada propiamente superficie de fluencia (*cap* volumétrico) y la otra, superficie de rotura (cohesivo friccionante).

Otro tipo de comportamiento que puede ser modelizado en códigos comerciales es el de tipo anisótropo, que también puede ser elastoplástico. El modelo utilizado debe estar especialmente desarrollado para rocas fracturadas y permitir definir una, dos o tres direcciones de anisotropía cada una de las cuales puede tener una superficie de fluencia tipo Mohr-Coulomb. Con este tipo de modelos es posible definir la anisotropía en términos de deformabilidad y de resistencia.

6.2.3.3. Medios continuos, discontinuos y continuo-equivalentes

En geomecánica pocos son los problemas en los que puede suponerse una continuidad absoluta del medio. Se trata de problemas simples en los que no existen discontinuidades físicas, ni en el terreno ni a modo de contactos con estructuras civiles, tales que determinen el comportamiento en general y la estabilidad en particular. (Figura 6.2).

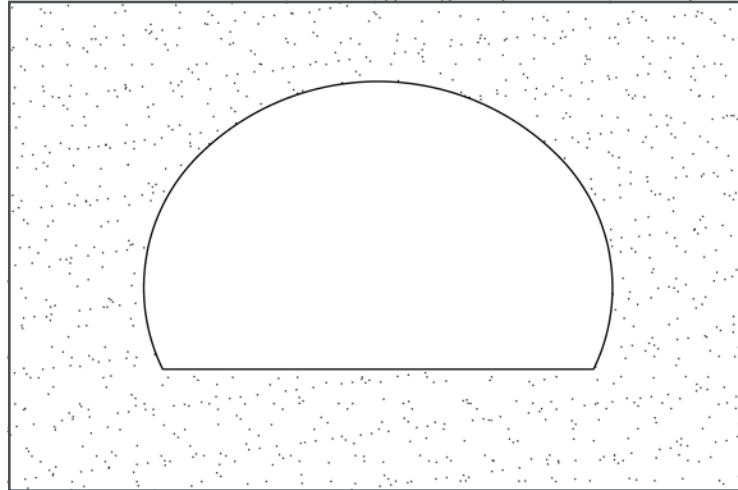


Figura 6.2. Problema de medio continuo.

En casi cualquier problema de ingeniería geotécnica existirá alguna estructura interactuando con el terreno y a partir de ese momento lo correcto es considerar interfaces entre ellos (Figura 6.3).

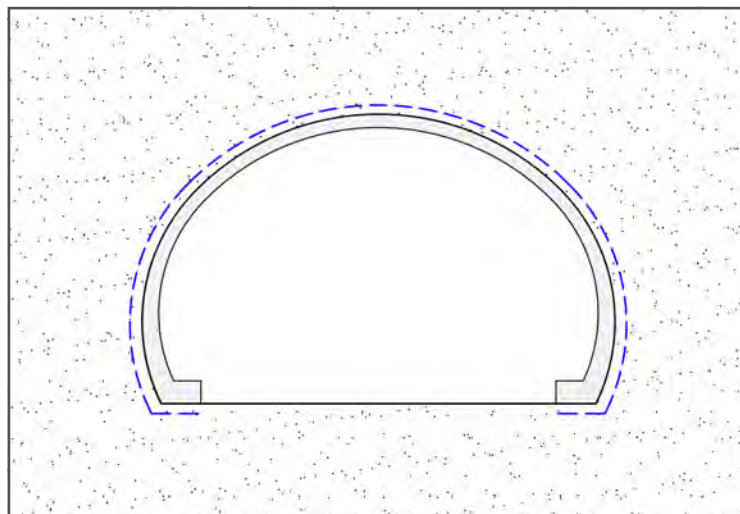


Figura 6.3. Problema de medio continuo con estructura interactuante.

En problemas más complejos, pueden aparecer discontinuidades físicas considerables dentro del terreno como fallas o grandes fracturas que permitan movimientos diferenciales entre zonas importantes del dominio: se rompe la continuidad y el concepto de compatibilidad de deformaciones tiene que reducirse a zonas concretas del modelo (continuo discreto, Figura 6.4).

Cada problema en particular tiene sus requerimientos de modelización, que parten de la teoría que se adecua más a su solución. En cuanto a la selección entre el uso de la mecánica del medio continuo o del discontinuo, según varios autores, no existen realmente lineamientos específicos que determinen el método a utilizar y en muchas ocasiones se torna en una decisión un tanto subjetiva que tiene que ver con el tamaño del dominio así como con la escala y densidad de las discontinuidades respecto a éste.

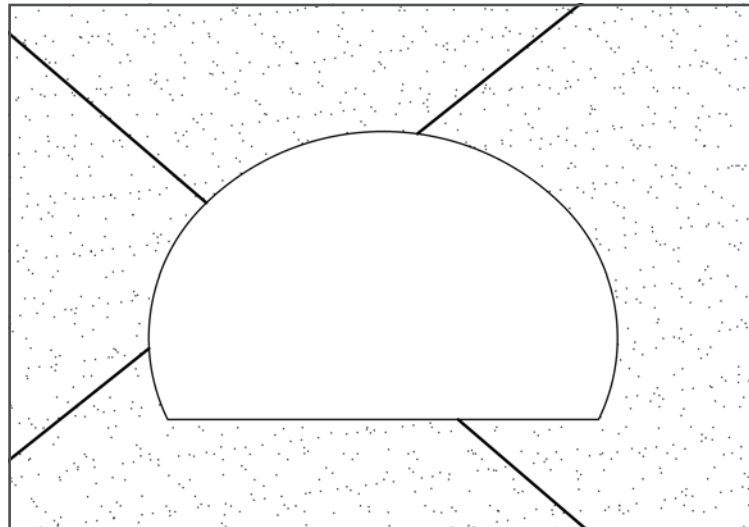


Figura 6.4. Problema de medio continuo discreto.

Cuando el medio está definido por un número específico de familias de discontinuidades, con características geo-estructurales tales que forman bloques individuales o cuñas, cuya escala respecto al tamaño de la excavación puede ser determinante para la estabilidad y en donde la mayoría de los movimientos, o al menos los más importantes, se presentan a modo de deslizamientos a lo largo de las juntas o en forma de caídas, rotaciones o dislocaciones locales, lo más adecuado es atacar el problema a través de la teoría del medio discontinuo (Figura 6.5).

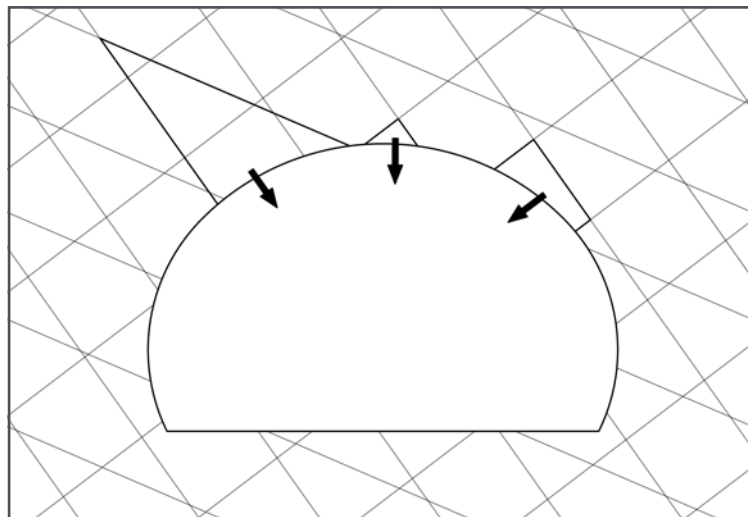


Figura 6.5. Problema de medios discretos.

Si el medio se encuentra densamente fracturado y la escala de los bloques es muy pequeña respecto a la de la excavación, vuelve a ser factible el uso de la teoría del medio continuo, pero bajo el concepto de medio pseudocontinuo o *continuo equivalente* (Figura 6.6). Esta es una forma de incorporar discontinuidades en los modelos de manera implícita, es decir, a través de formulaciones constitutivas que consideran la influencia de éstas en el comportamiento global del medio (modelos de juntas ubicuas, por ejemplo).

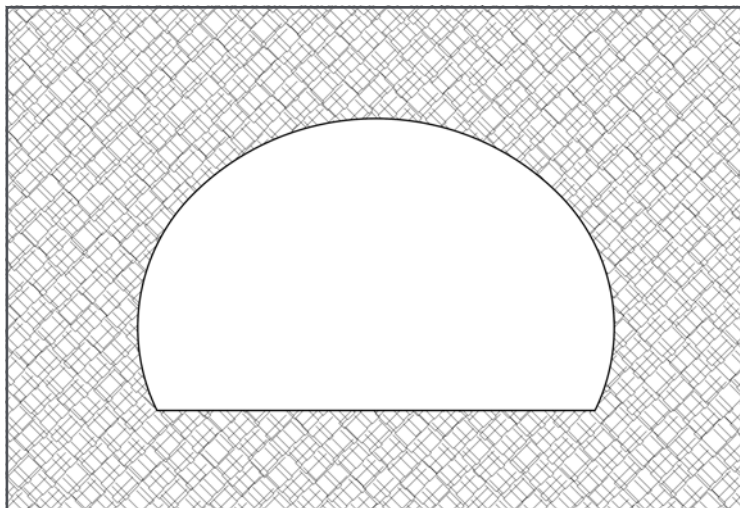


Figura 6.6. Problema de medio continuo equivalente.

Al encontrarse con un número muy grande de discontinuidades, el ingeniero se ve en la imposibilidad de obtener información precisa de cada una de ellas: no es posible trabajar con cada junta individualmente.

En el ámbito de los modelos de continuo equivalente hay básicamente dos tipos de aproximación; la primera consiste en establecer unas ciertas propiedades globales, que pretenden representar el comportamiento mecánico de un macizo rocoso formado por un entramado de bloques a través de parámetros equivalentes. Como ya se anticipó, tales parámetros por lo general no pueden ser obtenidos directamente a partir de ensayos, debido a la enorme dificultad técnica y económica para realizarlos y porque, aun llevándolos a cabo, es muy probable que los resultados obtenidos no sean del todo representativos para la escala real del problema. Un ejemplo de este tipo de modelos es el propuesto por Hoek y Brown (2002)

Entonces, el método para estimar los parámetros consiste en una serie de aproximaciones estadísticas, basadas en ensayos de laboratorio convencionales sobre núcleos de roca intacta o sobre discontinuidades específicas, así como en la caracterización de las fracturas, que por lo general se realiza en el campo y en algunos otros datos que determinan lo que hoy en día se conoce como Calidad Geotécnica. En la actualidad existe una colección muy importante de correlaciones empíricas entre índices de calidad y parámetros mecánicos equivalentes.

La segunda aproximación se basa en considerar la presencia de las discontinuidades a través de una formulación matemática que condicione la respuesta mecánica del modelo a la dirección en que se aplican las fuerzas. Tal es el caso de las leyes constitutivas anisótropas, como los modelos elásticos ortótropos y transversalmente isotropos y los modelos *ubiquitous joint model* o el *jointed rock model*, en los que pueden definirse hasta tres sistemas de discontinuidades, de alguna manera, virtuales, debido a que la respuesta en resistencia del continuo se presenta de manera diferente en ciertas direcciones preestablecidas.

6.2.3.4. Modelos continuos en medios no estructurados

Este primer grupo de modelos se refiere a medios que no poseen estructura bloquizada, como se da en algunas formaciones de tobas, brechas, conglomerados, roca masiva, o rocas que, aunque en sus orígenes hayan tenido estructura, la perdieron por alteración o metamorfismo. En esta clasificación entran muchos materiales geotécnicos que se encuentran en la transición entre suelo duro y roca blanda.

A pesar de que se reconoce que en este tipo de materiales existe un factor de escala importante, de acuerdo con el cual la respuesta del medio a la escala de un túnel no será la misma que a la escala de una probeta, al no haber discontinuidades que determinen el comportamiento y lo definan como un entramado de elementos discretos, se asume que las propiedades obtenidas en laboratorio o a través de ensayos *in situ*, son extrapolables a la totalidad del dominio de cálculo.

Los cálculos de túneles construidos en terrenos no estructurados son los que sin duda se adecuan mejor a las teorías de análisis basadas en la mecánica del medio continuo. Además, como ya se dijo, no requieren de técnicas especiales para determinar un comportamiento constitutivo equivalente.

6.2.3.5. Modelos de medio continuo equivalente

Tal y como se explicó anteriormente, un modelo de medio continuo equivalente se basa en la determinación, a través de correlaciones empíricas y datos estadísticos, de ciertas propiedades mecánicas que pretenden representar el comportamiento mecánico de un macizo estructurado, pero sin la posibilidad de simular movimientos relativos entre elementos individuales tal y como sucede en la mecánica de bloques y cuñas.

Existen varias teorías y correlaciones disponibles en la literatura de mecánica de rocas. Algunas se apoyan en técnicas de prospección geofísica, otras en la caracterización geotécnica de los macizos rocosos en términos de índices de calidad y otras en estudios estadístico-experimentales que tratan de manera conjunta las propiedades de las discontinuidades y de la roca intacta.

De todas ellas, las que han adquirido más popularidad en el medio de la geomecánica son las de Barton, Bieniawski y Hoek & Brown. Estas se basan en estudios estadísticos sobre datos experimentales, la mayoría provenientes de obras en las que, a través de ensayos de gran escala o retroanálisis basados en mediciones de comportamientos específicos, establecen correlaciones entre los índices de calidad (*RMR*, *Q*, *GSI*) y algunos de los parámetros mecánicos más importantes para representar la respuesta tenso-deformacional de los macizos rocosos.

Uno de los problemas más grandes con los que se encuentra el ingeniero al tratar de estimar las propiedades de un macizo rocoso es, en primer lugar, la gran variedad de criterios que existen en la literatura y la enorme dispersión que se obtiene al comparar unos con otros. Además, cada una de estas aproximaciones se basa en algún índice de calidad en particular y muchas veces es difícil correlacionar unos con otros ya que toman en cuenta características distintas de las rocas.

6.2.3.6. Modelos discontinuos

Los modelos de medio discontinuo más típicos en geotecnia se apoyan en el Método de los Elementos Discretos (MED). Aun en fechas recientes, este método ha sido considerado como relativamente nuevo aunque puede decirse que ya está suficientemente probado como técnica numérica aplicada al análisis y diseño en los proyectos de ingeniería de rocas. Aunque todavía no es utilizado tan extensivamente como las técnicas de análisis en medios continuos (método de elementos y de diferencias finitas), el método de los elementos discretos puede jugar un valioso papel, proporcionando una herramienta única para evaluar el efecto que las discontinuidades presentes en el macizo rocoso tienen en el diseño ingenieril.

Este método trata el problema de un medio discontinuo como un sistema discreto en el que interactúan cuerpos individuales. La característica fundamental es que se trata separadamente cada elemento (bloque) y se analiza la interacción entre ellos: se permiten desplazamientos finitos y rotaciones de los bloques individuales; los contactos entre bloques pueden ser rígidos o deformables (ley de compresión de las juntas), al igual que los propios bloques. Las leyes que rigen el comportamiento de las juntas son relativamente simples; sin embargo, cuando se considera un número importante de bloques o cuando se trabaja en tres dimensiones, los tiempos de cálculo y la demanda de almacenamiento y procesamiento de los equipos de cómputo crece enormemente.

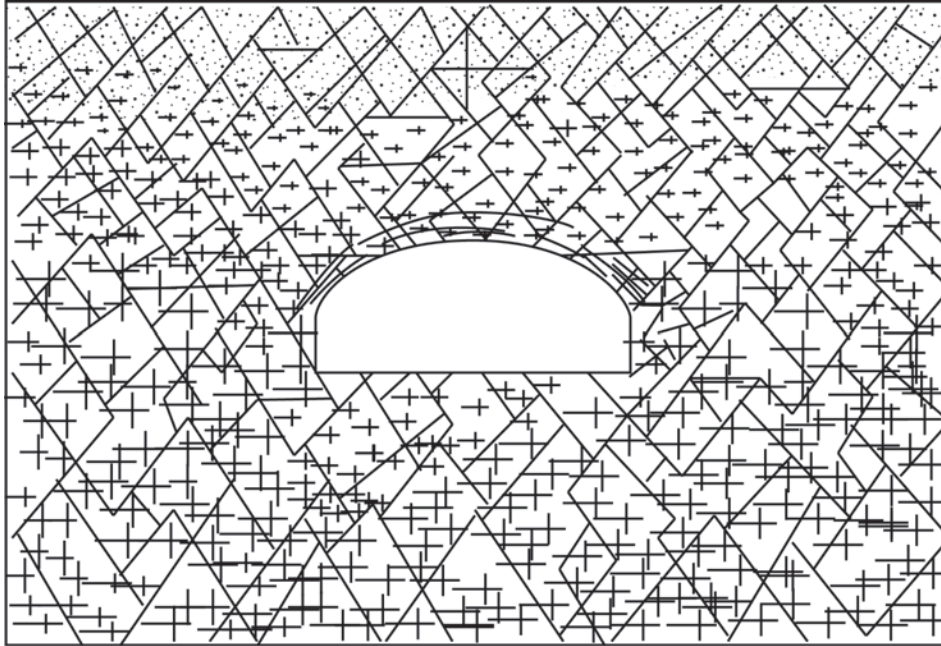


Figura 6.7. Malla de elementos discretos en una gran caverna en roca bloquizada. A partir de Barton (1995).

La formulación y desarrollo del MED, iniciado por P. Cundall en 1971, ha progresado durante los últimos 40 años. Fue concebido originalmente como una representación bidimensional de un macizo rocoso fracturado, aunque posteriormente ha sido extendido a otros campos como la investigación del flujo de partículas, de los mecanismos microscópicos originados en materiales granulares y del desarrollo de fracturas en rocas y concreto. Además el MED ha sido objeto de atención de varios investigadores; fruto de este interés nace en 1980 el programa UDEC⁷, que fue el primer software que combina en un único código la formulación para representar cuerpos rígidos y deformables (bloques) separados por discontinuidades. Este código, también puede ser utilizado en análisis estáticos y dinámicos.

En 1983 se iniciaron los trabajos para desarrollar una versión tridimensional del MED, estos trabajos desembocaron en la aparición del programa 3DEC⁸ que fue inicialmente utilizado para estudiar el fenómeno de estallido de rocas (*rockbursting*) en minas subterráneas profundas.

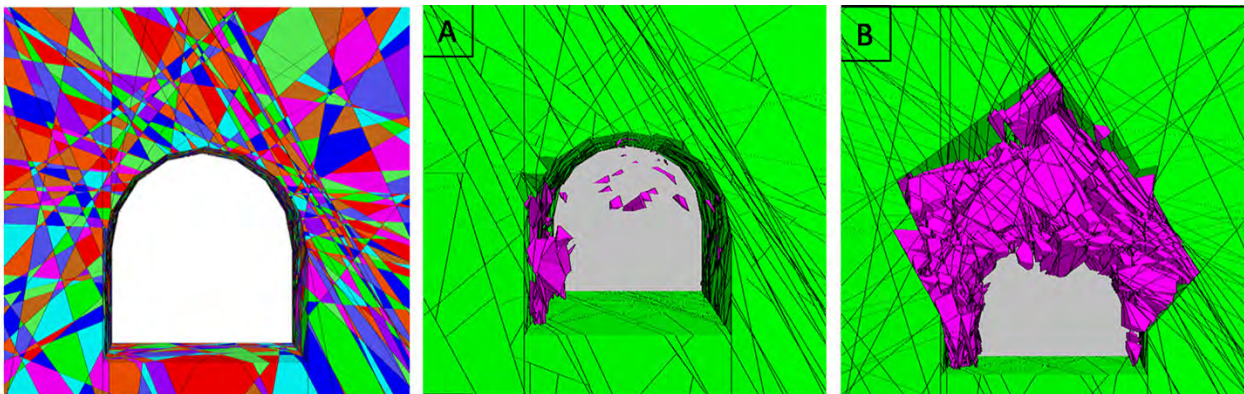


Figura 6.8. Modelo de túnel y generación de mecanismos de colapso de bloques con el programa 3DEC[™].

⁷ UDEC[™] Distinct element modeling of jointed and blocky material in 2D; ©2015 Itasca Consulting Group, Inc.

⁸ 3DEC[™] Distinct element modeling of jointed and blocky material in 3D; ©2015 Itasca Consulting Group, Inc.

6.2.3.7. Métodos discretos vs continuo equivalente

Hoek (1983 y 2007) reconoce las diversas escalas de un macizo rocoso y establece que el criterio de rotura de Hoek-Brown (comportamiento isótropo), solo es aplicable en aquellos casos en los que exista un número elevado de juntas con condiciones de superficie similares (Figura 6.9).

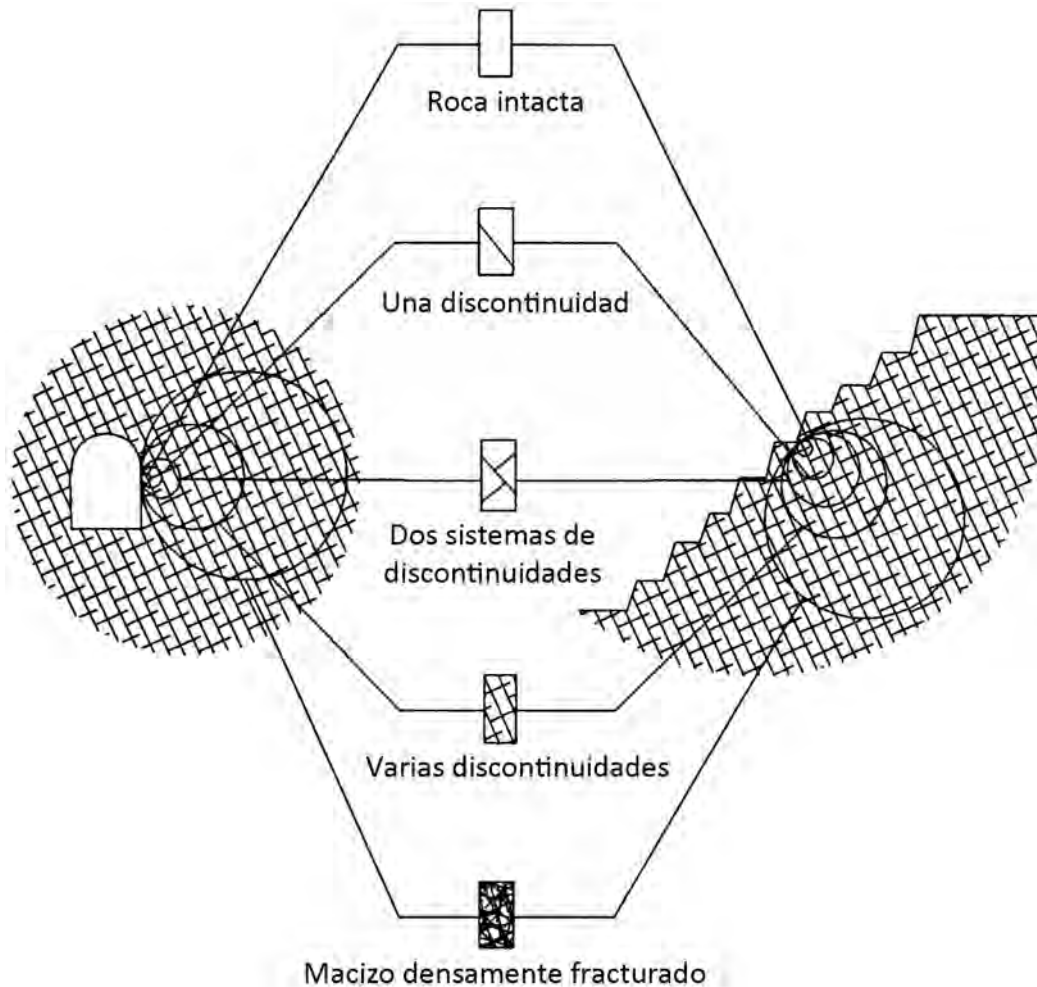


Figura 6.9. Rango de aplicabilidad del criterio de rotura de Hoek-Brown. Hoek (2007).

Barton (1996), también reconociendo este efecto escala postula que los medios continuos deben quedar relegados a macizos rocosos de calidad muy mala ($Q < 0.01$) o muy buena ($Q > 100$). Para el rango intermedio de Q , que según la correlación con el RMR propuesta por Barton (1995) supone $20 < RMR < 80$, recomienda el uso de modelos de elementos discretos (Figura 6.10).

Kaiser et al. (2000) relacionan los mecanismos de inestabilidad de túneles excavados en macizos rocosos en función de su RMR y del estado tensional caracterizado por la relación entre el esfuerzo principal mayor in-situ y la resistencia a compresión simple. Tal como se aprecia en la Figura 6.11, para macizos rocosos masivos ($RMR > 75$) el papel que juegan las juntas es menor y los métodos continuos serían aplicables. Para valores de RMR inferiores a 75, los mecanismos de rotura involucran a las juntas. Para niveles tensionales bajos (con respecto a la resistencia a compresión simple de la roca intacta) podrían aplicarse elementos discretos con bloques rígidos. Al aumentar el estado tensional se producen mecanismos que combinan el desplazamiento de bloques con la rotura frágil de la matriz rocosa. En estos casos serían de aplicación los elementos discretos con bloques deformables.

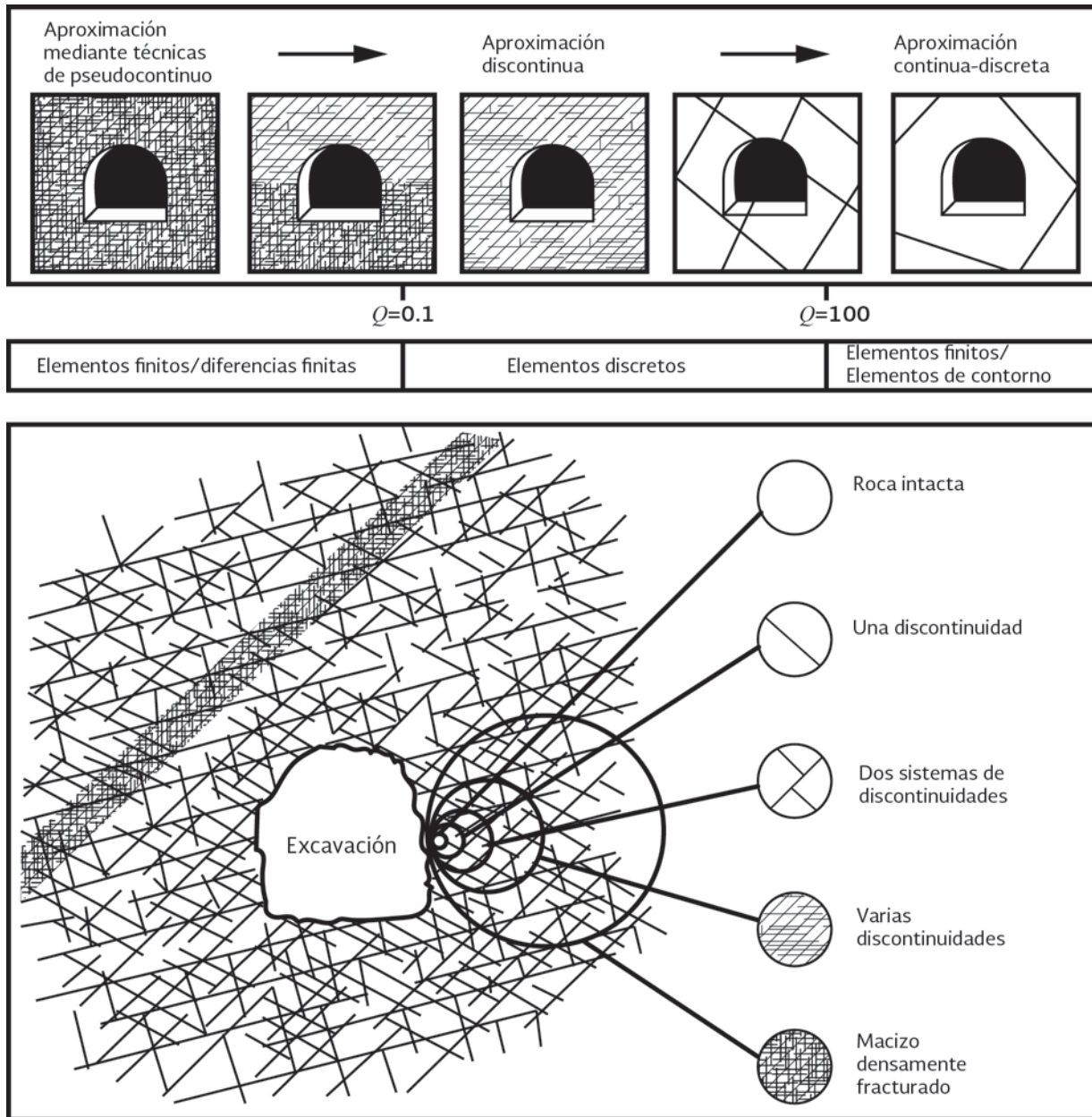


Figura 6.10. Rango de aplicación de modelos numéricos. A partir de Barton (1996).

Martin et al (2003) simplifican esta tipología de inestabilidad en tan solo tres clases. Para macizos rocosos con $GSI < 30$, si la resistencia a compresión simple es menor a dos veces el esfuerzo vertical se produce una deformación plástica; si el material es más competente se producen mecanismos gravitacionales con control estructural. Este mismo mecanismo se produce para macizos rocosos con $GSI > 40$ y estados tensionales bajos mientras que para estados tensionales elevados se produce rotura frágil.

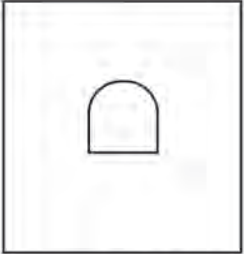
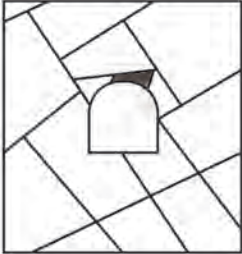
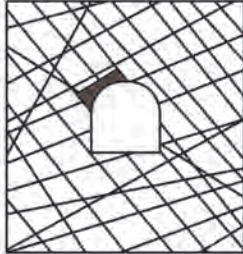
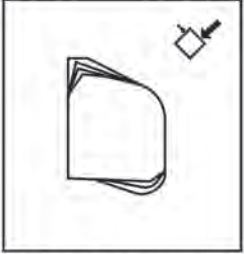
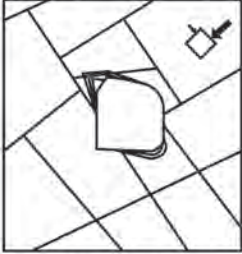
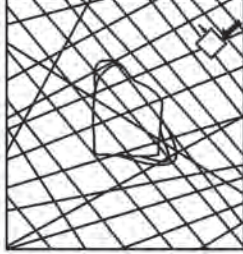


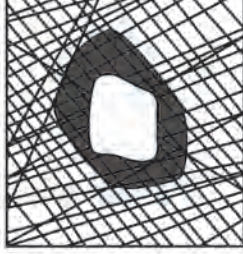
	Masiva (RMR>75)	Moderadamente fracturada (50<RMR<75)	Muy fracturada (RMR<50)
Bajo nivel de esfuerzos $(\sigma_v/\sigma_c) < 0,15$	 Respuesta lineal elástica	 Bloques y cuñas que caen o deslizan	 Dislocamiento y caída de bloques del contorno excavado
Nivel de esfuerzos medio $0,15 > \sigma_v/\sigma_c \geq 0,4$	 Falla frágil adyacente al contorno de la excavación	 Falla frágil localizada de la roca matriz y movimiento de bloques	 Falla frágil localizada de la roca matriz y desplazamiento a través de las discontinuidades
Alto Nivel de esfuerzos $\sigma_v/\sigma_c < 0,4$	 Falla frágil alrededor de la excavación	 Falla frágil de la roca matriz alrededor de la excavación y movimiento de bloques	 Roca fluente o expansiva comportamiento elastoplástico/continuo

Figura 6.11. Mecanismos de inestabilidad en túneles. A partir de Kaiser (2000).

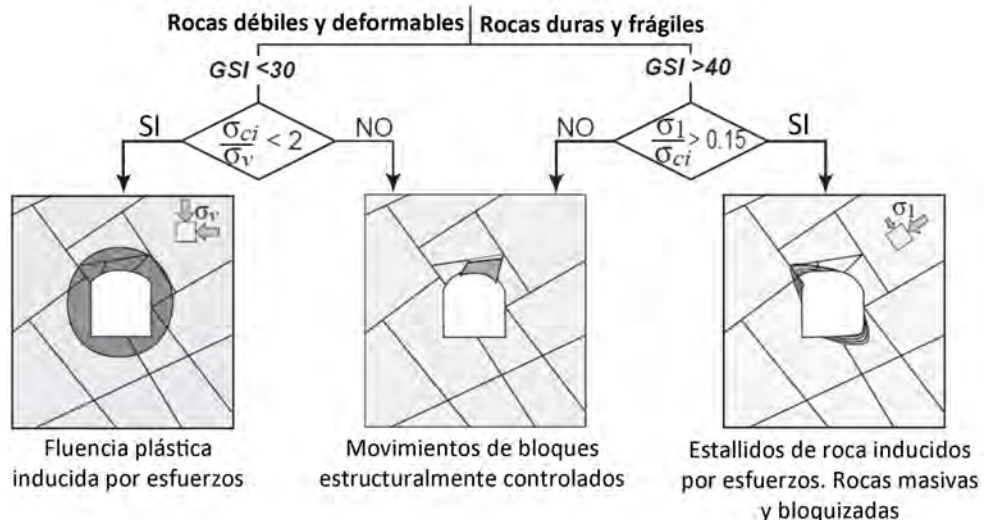


Figura 6.12. Mecanismos de inestabilidad Martin et al (2003).

Basado en los mecanismos de inestabilidad de Martin et al (2003), Lorig (2013) propone los métodos de análisis descritos en la Tabla 6.1.

Método de análisis	Modo de inestabilidad		
	Plastificación	Control estructural	Rotura frágil
Empírico	Ábaco de Hoek, Q	Q	Q
Analítico	Convergencia-confinamiento	Equilibrio límite (UNWEDGE)	KIRSCH con criterio de rotura Tresca
Numérico	Métodos continuos	Métodos discretos	Métodos continuos y/o discretos

Tabla 6.1. Métodos de análisis recomendados según Lorig (2013).

6.2.4. Modelización de la excavación de acuerdo a la naturaleza litológica del terreno

Las hipótesis hechas en proyecto sobre el comportamiento que se espera presente la excavación contribuyen a la selección de los modelos constitutivos más adecuados. El principal problema al momento de elegir uno u otro modelo constitutivo consiste en definir *a priori* si el comportamiento del macizo tenderá más hacia lo frágil o hacia lo dúctil. En el caso de las rocas muy fracturadas, la realidad estará siempre en un punto medio, más o menos sesgado hacia uno u otro límite, de acuerdo con la deformabilidad, la resistencia, la profundidad de la obra, etcétera. En el caso más frágil, la rotura del material entorno al túnel, se produce de manera más súbita y a deformaciones más pequeñas. Lo anterior no necesariamente significa el colapso de la bóveda ya que la estabilidad estará regida por el estado y la orientación de las discontinuidades que delimiten los bloques, por qué tan rígidos sean éstos y, por lo mismo, el tiempo que tardarán en aflojarse. Por eso es muy importante estabilizar la bóveda de forma rápida y eficaz. El caso más dúctil normalmente se asocia a rocas blandas, rocas extremadamente fracturadas o suelos. En estos casos, la zona plástica suele extenderse más, debido a que la falla del material es más gradual. También puede haber una mayor dependencia de la rigidez del material, del nivel de esfuerzos alcanzados por el medio, así como del nivel de deformaciones. Por ejemplo, mientras más confinado está el terreno, puede presentar de entrada un comportamiento más rígido, mientras que por otro lado, dicha rigidez se pierde rápidamente con el nivel de deformaciones desviadoras alcanzadas al perturbar el macizo.

Actualmente los códigos comerciales de análisis numérico todavía no ofrecen la posibilidad de trabajar con modelos constitutivos muy avanzados que permitan tomar en cuenta todas las particularidades del comportamiento geotécnico de las rocas y situarse en la zona adecuada entre el comportamiento frágil y el comportamiento dúctil. Por otro lado, conforme los modelos disponibles en el mercado ofrecen más posibilidades, el número de incertidumbres crece y el adecuado uso de éstos exige campañas de exploración y de laboratorio que pocas veces se justifican en una obra subterránea convencional.

Por lo anterior, si la tendencia es a usar modelos más simples, lo cual casi siempre es el caso, es muy importante que el modelo seleccionado reproduzca el comportamiento que será dominante en el problema de contorno bajo estudio. Por ejemplo, si el problema involucra la estabilidad del terreno, es importante modelizar adecuadamente su resistencia, mientras que si la preocupación surge de los posibles movimientos inducidos por una obra, es más importante modelizar de forma aproximada su rigidez.

Aun cuando es posible aproximarse a la realidad del problema mediante la elección de modelos constitutivos adecuados, los programas para cálculo numérico tienen limitaciones importantes que están relacionadas con la difícil modelización de los mecanismos de falla en estados límite y el comportamiento de los modelos en el régimen post-pico. Este tema es actualmente el que ocupa el primer lugar en los centros de investigación de comportamiento mecánico de materiales

alrededor del mundo y, a pesar de que ha habido avances importantísimos en las últimas décadas, los tratamientos matemáticos para atacar este tipo de problemas son tan complejos que actualmente siguen siendo inaplicables en la ingeniería práctica. Ante la cuestión de por qué es tan importante conocer el estado límite y el posterior comportamiento del modelo, puede decirse que esto se debe a que el objetivo principal de los análisis numéricos en geotecnia es diseñar estructuras económicas con el suficiente margen de seguridad, lo cual sólo puede lograrse si se conoce dicho estado.

Existen varios tipos de condiciones naturales que pueden generar problemas de estabilidad al excavar un túnel, como son: la orientación desfavorable de discontinuidades, la orientación desfavorable de los esfuerzos in situ respecto al eje del túnel, flujo de agua hacia el interior de la excavación a través de fracturas, acuíferos o rocas cársticas, la formación de cuñas o bloques inestables por combinación de algunas familias de discontinuidades con el contorno abierto por el túnel, etcétera (Figura 6.13).

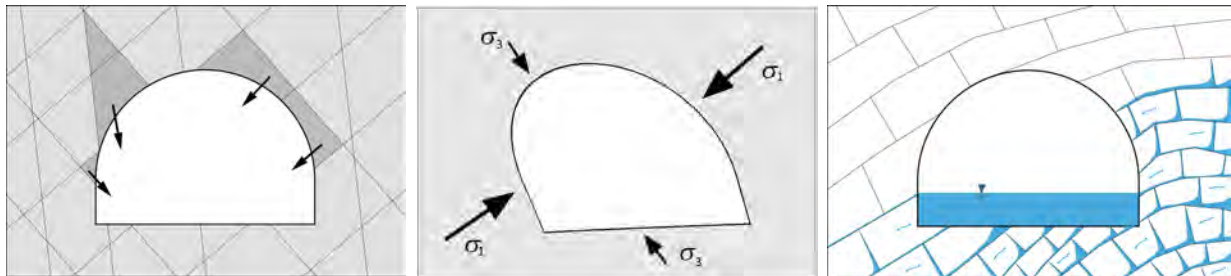


Figura 6.13. Algunas condiciones naturales de inestabilidad en excavación de túneles en roca.

Por otro lado, la excavación del túnel genera una serie de procesos inducidos que se suman a las condiciones naturales:

- a) Pérdida de resistencia del macizo que rodea la excavación como consecuencia de la descompresión creada (rotura del material, apertura de discontinuidades, fisuramiento por voladuras, alteraciones, flujo de agua hacia el interior del túnel, etc.).
- b) Reorientación de los campos tensionales.
- c) Otros efectos como subsidencias en superficie, movimientos de ladera, cambios en el régimen de los acuíferos, etc.

Las condiciones de estabilidad del túnel estarán determinadas por la respuesta del macizo rocoso ante las acciones naturales, así como ante las inducidas; las medidas necesarias de soporte, estabilización y reforzamiento del terreno serán función de la combinación de acciones que resulte más desfavorable para la estabilidad.

6.3. ANÁLISIS PARA DISTINTAS CONDICIONES DE RESPUESTA DEL MEDIO

6.3.1. Presiones activas o de montaña

En terrenos de calidad media a mala y en situaciones en las que el estado de esfuerzos es considerable (o existe tectonismo activo), en zonas de falla a profundidades importantes y, en general, en situaciones que tienen efectos en el comportamiento deformacional de la excavación, normalmente se requiere llevar los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento muy cerca del frente de excavación. Esto significa que dichos sistemas deben ser diseñados para sobrellevar una parte importante de la llamada presión de montaña, debido a que, al momento de colocarlos, los procesos de redistribución y deformación aun no habrán terminado.

Los análisis realizados deben servir como base para seleccionar la secuencia de excavación y sostenimiento más adecuada para los terrenos definidos. Es decir, deben llevarse a cabo varias simulaciones, empleando diferentes geometrías de las etapas de excavación, hasta encontrar la que brinda mayor estabilidad a los análisis. Asimismo, deben probarse distintos sistemas de estabilización y soporte y distintos tiempos para su colocación, observando su influencia en el nivel de estabilidad alcanzado, el cual puede deducirse del campo de deformaciones y la extensión de la zona plastificada alrededor de la excavación.

En la simulación del proceso constructivo deben establecerse criterios para calcular de manera realista los distintos eventos que influirán de forma determinante en el comportamiento de la obra, por ejemplo, modelizar la excavación de forma tal que represente de manera realista el avance, es decir, que la redistribución de estados tensionales se genere de acuerdo con el método de excavación previsto y que se consideren adecuadamente la presencia y el momento de implementación de los elementos de sostenimiento, que pueden ser: concreto lanzado, anclas, marcos metálicos, ensilajes o el propio revestimiento definitivo.

Es importante mencionar que las excavaciones desarrollan fenómenos muy íntimamente relacionados con la naturaleza tridimensional del problema y que esto influye de forma definitiva en la adecuada modelización de los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento. Modelizar un túnel de forma simplificada, en dos dimensiones por ejemplo, requiere de un tratamiento especial que simule o tenga en cuenta de forma correcta, dichos fenómenos.

Debido a la todavía actual dificultad de realizar análisis tridimensionales, comúnmente se recurre a métodos que constituyen simplificaciones numéricas bidimensionales. El problema fundamental es cómo crear un estado de esfuerzos realista previo al paso del frente de excavación a través de la sección transversal analizada. Los métodos simplificados de análisis se basan en una relajación de esfuerzos previa a la instalación de los sistemas de sostenimiento de tal forma que en la modelización se simule la deformación que ocurre en el medio por delante del frente y durante el tiempo en que dichos sistemas comienzan a trabajar. Los métodos más frecuentemente utilizados son el *Método de Reducción de la Rigidez* (método α) y el *Método de Relajación de esfuerzos* (método β , Schikora y Fink, 1982).

La esencia de ambos métodos es la representación de la redistribución tridimensional de los esfuerzos, en particular del efecto de arco longitudinal, mediante una serie de cálculos bidimensionales sucesivos. El avance del túnel se caracteriza por una pronunciada redistribución de esfuerzos que puede interpretarse como un efecto de arco en las direcciones longitudinal y transversal. Por su parte, el arqueado longitudinal se extiende desde varios metros por delante del frente de la excavación hasta varios metros por detrás. Dicho efecto, así como la propagación del asentamiento de la clave a lo largo del eje del túnel, sólo puede ser analizado correctamente con un modelo tridimensional.

En la fase de proyecto es fundamental realizar un estudio paramétrico para la secuencia de excavación y sostenimiento utilizando distintos valores del porcentaje de redistribución de esfuerzos que se permite para cada evento constructivo.

En la Figura 6.14 se muestran esquemáticamente los distintos eventos de la construcción de un túnel y la distribución de las deformaciones verticales asociadas en sentido longitudinal. Actualmente se considera que, de acuerdo al tipo de terreno, la zona donde está ocurriendo la redistribución puede extenderse hasta dos diámetros por delante del frente de excavación y dos o más diámetros por detrás, dependiendo del tipo de sistema de soporte, estabilización o reforzamiento.

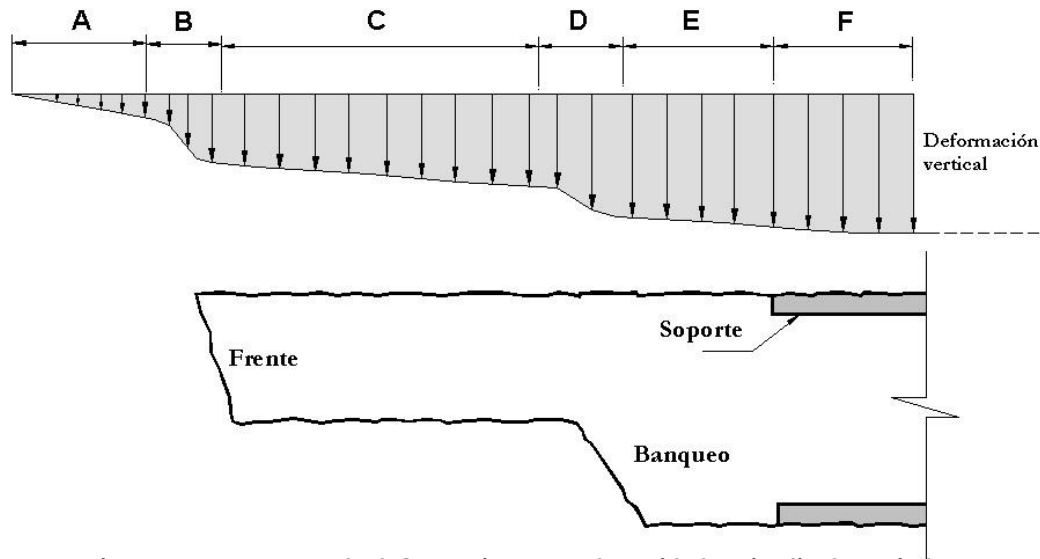


Figura 6.14. Esquema de deformaciones en el sentido longitudinal asociadas a distintos eventos constructivos.

6.3.1.1. Consideraciones básicas para el análisis bajo presiones de montaña

a) En los casos de excavación a poca profundidad

Se considera que cuando el macizo rocoso está formado por roca dura y fracturada y la profundidad de la sección analizada es escasa, el proceso de redistribución de esfuerzos con sus correspondientes deformaciones hacia el interior de la excavación, se generará por completo antes de que sean emplazados los sistemas de sostenimiento. Por lo anterior se establece la hipótesis de que el concreto lanzado alcanzará su resistencia de trabajo después de que la excavación se encuentre en un estado de completa estabilidad. El concreto lanzado, por lo general, servirá más que como una estructura de soporte, como elemento estabilizador que proporcionará resistencia al corte a las zonas más próximas al contorno del túnel y además será una gran protección contra el intemperismo de la roca. Por su parte los marcos, en caso de colocarse, servirán de soporte ante la posible gravitación de cuñas o bloques inestables y/o zonas de material aflojado.

Cuando se crucen zonas de falla, zonas de depósitos de suelo o zonas de roca extremadamente mala, debido a la poca profundidad, los nuevos estados tenso-deformationales inducidos por la excavación tenderán a generarse rápidamente. Sin embargo, la debilidad del macizo implica un alto riesgo de que se produzcan mecanismos mayores de inestabilidad. Por lo anterior, es muy importante que los sistemas de estabilización (concreto lanzado), soporte (marcos y/o enfilaje frontal) y reforzamiento (anclas) se implementen oportunamente y que la excavación se realice con extremo cuidado, mediante avances cortos y/o múltiples secciones de avance (fases).

b) En los casos de excavación profunda

Al contrario del caso anterior, se considera que cuando el macizo rocoso está formado por roca dura y fracturada y cuando la profundidad de la sección analizada es importante, el proceso de redistribución de esfuerzos, con sus correspondientes deformaciones hacia el interior de la excavación, no se habrá generado por completo al momento de colocar los sistemas de sostenimiento. Por lo anterior se establece la hipótesis de que el concreto lanzado alcanzará su resistencia de trabajo antes de que la excavación se encuentre en un estado de completa estabilidad y que las anclas y marcos metálicos comenzarán a trabajar desde el momento de su implementación.

En casos de macizos de calidad extremadamente mala (zonas de falla, zonas de material triturado y/o milonitizado) los estados de esfuerzos existentes a grandes profundidades harán

que la estabilización de las deformaciones hacia el interior de la excavación tome tiempos muy considerables (posiblemente semanas o hasta meses) y esto implica que los sistemas sostenimiento deben ser colocados de manera muy oportuna y asegurarse que trabajen lo más adecuadamente posible. Al igual que en los casos de poca profundidad, es muy importante que la excavación se realice con extremo cuidado, en tramos cortos y/o múltiples secciones de avance. En estos casos la instrumentación jugará un papel fundamental en el control de la estabilidad de la obra.

c) En los casos en que haya sistemas estructurales de soporte (marcos metálicos y revestimiento)

Cuando se coloquen marcos metálicos, el trabajo mayor de sostenimiento podrían realizarlo éstos, de acuerdo con el nivel de relajación que haya experimentado el macizo al momento de su colocación y entrada en carga.

En la mayoría de los casos, con el sólo trabajo de los elementos del sostenimiento se alcanza la total estabilidad de la excavación y, en caso de colocarse un revestimiento definitivo, éste cumplirá con aspectos funcionales del túnel y no necesariamente de soporte.

El revestimiento definitivo sólo deberá de ser calculado para el tipo de solicitaciones relacionadas con la presión de montaña cuando, al momento de su colocación, el proceso de relajación del macizo no haya terminado. Para que esto suceda, por lo general, deben presentarse las siguientes situaciones (combinadas o aisladas): las deformaciones siguen presentándose; se producen fenómenos de fluencia lenta (*creep or creeplike inward directed displacements*) o de estallidos de roca (*rock burst, spalling*) y rotura de algunos elementos del sostenimiento. Pero para que dichos fenómenos se presenten existe una condición fundamental: que el terreno en la vecindad del túnel haya sobrepasado su resistencia por motivo de la redistribución de esfuerzos.

La relajación del macizo debe analizarse a modo de estudio de sensibilidad, de acuerdo con el llamado *Método de Relajación de Esfuerzos* que consiste en permitir un cierto nivel de redistribución de esfuerzos y generación de deformaciones en la malla de elementos finitos previo a la colocación de los elementos del sostenimiento. También existe el *Método de Relajación de Rigideces* que consiste en ir reduciendo gradualmente el módulo de elasticidad de los elementos de la malla de análisis que son excavados.

6.3.2. Excavaciones en túneles sujetos a presiones de aflojamiento

En el apartado anterior se estudió el efecto de las presiones activas de terreno, también llamadas presiones de montaña y la forma de calcular las solicitaciones a que son sometidas las estructuras por efecto de la redistribución de esfuerzos, la cual, al momento de ser colocados los elementos del sostenimiento aún no ha cesado.

Los análisis ante cargas por aflojamiento del terreno parten de la hipótesis de que, cuando éstas se generan, las deformaciones producto de la redistribución de esfuerzos han terminado por completo, por lo que las consideraciones estáticas para el cálculo son muy diferentes al caso activo.

Se trata entonces, de análisis estructurales más en la esencia de cargas muertas actuando sobre una sección apoyada e interactuando con el terreno en algunas partes.

El fenómeno del aflojamiento ocurre comúnmente cuando el macizo rocoso presenta poca deformabilidad y el túnel no es muy profundo, y cuando no es de esperarse que los estados deformacionales alcanzados por la excavación jueguen un papel significativo en la estabilidad de la obra. Dicha estabilidad, estará regida por mecanismos potenciales preexistentes en el macizo rocoso y que están fundamentalmente definidos por los sistemas de fracturamiento, formando bloques de roca potencialmente inestables. El fenómeno de descompresión asociado a cada avance de la excavación, tenderá a abrir los sistemas de juntas y a debilitarlos, teniendo como consecuencia directa un rápido aflojamiento de las zonas cercanas al túnel que presenten estados de esfuerzos críticos.

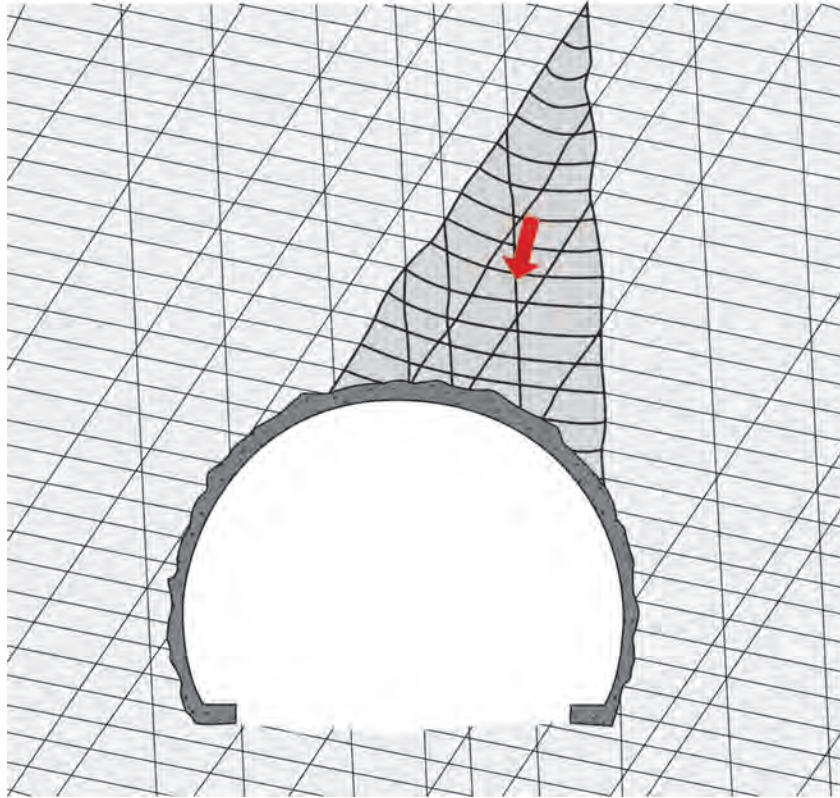


Figura 6.15. Esquema de cargas por aflojamiento.

Como ya se ha dicho, en terrenos en los que la calidad de la roca es de media a buena y la profundidad es reducida o de menor magnitud, los procesos de redistribución de esfuerzos y generación de deformaciones se completan en plazos relativamente cortos. Bajo tal situación, resulta conveniente excavar la totalidad del túnel utilizando únicamente sistemas de soporte de tipo temporal (marcos) y de estabilización o reforzamiento (anclas y concreto lanzado) para, un cierto tiempo después, si las necesidades funcionales del túnel así lo requieren, colocar un revestimiento definitivo.

En estos casos, los sostenimientos podrían requerir un tipo de análisis en el que no es necesario aplicar los conceptos de redistribución gradual de esfuerzos, puesto que al momento de ser colocados, la excavación se encontrará en una situación de casi total estabilidad. El diseño de dichas estructuras deberá asociarse a otro tipo de solicitaciones de carga. En estos casos normalmente se supone que, a mediano o largo plazo, debido a fenómenos asociados con la descompresión del macizo, se pudieran crear zonas de material *aflojado* que gravitarían sobre el soporte. Cabe aclarar que estas suposiciones suelen ser conservadoras ya que precisamente los sistemas de estabilización y reforzamiento, como el concreto lanzado y las anclas, evitan de forma importante que se generen tales fenómenos.

Debido a que el proceso de aflojamiento puede ocurrir en tramos del túnel que no pueden ser determinados con anticipación y es influenciado por factores incontrolables, no parece posible una predicción al respecto (Terzaghi 1968).

En este tipo de rocas una aproximación razonable es asumir una carga en el techo del túnel que corresponde a un volumen estimado de material aflojado. La interacción del revestimiento con la masa de roca considera un envolvimiento parcial de la estructura en un medio elástico continuo; el módulo de elasticidad del medio continuo corresponderá con la deformabilidad de la roca en su rama de carga. En el cómputo se obliga a que no existan esfuerzos de tensión transmitidos en la intercara entre la roca y el revestimiento; bajo algunas circunstancias esta consideración necesita de un proceso iterativo (Kovári, 1977). Para fines de tales cómputos, también deben tomarse en cuenta algunas

relaciones útiles entre factores importantes como la forma y el ancho de la sección transversal, la rigidez del revestimiento y la deformabilidad de la roca. De este modo, un estudio paramétrico razonable puede llevarse a cabo con estimaciones pesimistas y optimistas de la carga que pueden ser hechas considerando el procedimiento de excavación (destrutivo o protectorio), la estructura de la roca (juntas, estratificación, etc.) y el tamaño de la horadación. Algunas consideraciones similares se pueden hacer para el módulo de elasticidad.

En obras de túnel en las que la naturaleza geológica de los materiales puede implicar una gran variabilidad de posibles situaciones geotécnicas, es extremadamente difícil establecer, *a priori*, si existe la probabilidad de que se presente una cierta combinación de factores como los anteriormente considerados. Siendo que es factible estimar *in situ* la rigidez del macizo, dentro de un rango aceptable de aproximación, resulta muy incierto predecir el tamaño de una potencial zona de aflojamiento o las dimensiones de una posible cuña. Por lo tanto, para fines de establecer patrones de diseño, las únicas herramientas con las que se cuenta son las correlaciones empíricas y el buen juicio que el geotecnista o geólogo de frente demuestre durante los trabajos de seguimiento y caracterización de las excavaciones.

No obstante lo anterior, en ocasiones se producen desprendimientos que salen totalmente del control del seguimiento geotécnico durante de la excavación. Debido a que algunas fracturas tienen un carácter conspicuo, es decir, que a simple vista no representan ningún peligro, sucede que por factores tales como el intemperismo, la humedad o las vibraciones producidas por los explosivos, (o por agentes que sencillamente no son visibles), colapsan súbitamente, generando caídos que llegan a tener dimensiones importantes (Figura 6.16).



Figura 6.16. Caído súbito de un bloque en el túnel Lambederos. Autopista Durango-Mazatlán, abril del 2010.

6.3.3. Túneles en roca fluyente

6.3.3.1. Consideraciones empíricas

En túneles y obras subterráneas profundas llegan a presentarse casos en los que, bajo ciertas circunstancias, la excavación produce deformaciones de gran magnitud en el mediano y/o largo plazo, las cuales pueden generar un cierre importante de la sección tal que debe ser contrarrestado o corregido con métodos no convencionales. Este fenómeno es conocido como roca fluyente (*squeezing ground*).

Este fenómeno suele presentarse en rocas con baja resistencia y alta deformabilidad tales como filitas, esquistos, serpentinitas, argilitas, tobas, algunos tipos de flysch y algunas rocas ígneas químicamente alteradas.

En la Figura 6.17 se muestra el resultado de una prueba triaxial (Kovári, 1998) en una probeta de filita sometida a una presión de confinamiento lateral constante de 150 kPa. El valor máximo correspondiente al esfuerzo axial es de solamente 1.0 MPa. La prueba se detuvo cuando la probeta alcanzó una deformación del 8%.

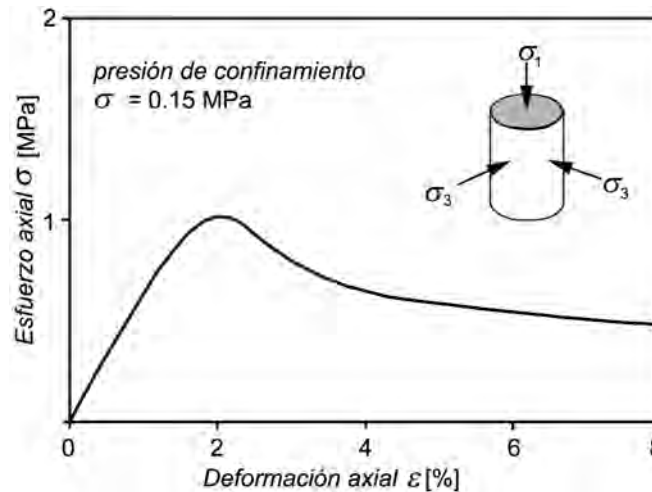


Figura 6.17. Resultado de prueba triaxial con esfuerzo axial del 8% sobre probeta (A partir de de Kovári, 1998).



Figura 6.18. Probeta una vez sometida a prueba mostrada en Figura 6.17 (Tomado de Kovari, 1998).

Al aumentar la deformación la presión en la roca disminuye. Debido a ello, tradicionalmente, y especialmente en ingeniería de minas, la estrategia ha sido la de permitir grandes deformaciones hasta que el terreno se estabilice para posteriormente escavar nuevamente y obtener la geometría especificada.

También es necesario tener en cuenta que la presencia de mantos acuíferos o una presión capilar alta favorecen la deformación y la fluencia de la roca. Este fenómeno suele observarse también alrededor de los drenes.

En estos casos es normal que las deformaciones no se distribuyan de manera uniforme en la sección del túnel. Por lo general las deformaciones en la parte inferior de la sección no son

significativas mientras que en la parte superior y laterales pueden aparecer corrimientos importantes. La magnitud de las deformaciones también suele ser muy variable. Se ha observado que en zonas con la misma litología pueden existir grandes diferencias en el comportamiento de este tipo de rocas en distancias muy pequeñas.

6.3.4. Túneles en materiales expansivos

6.3.4.1. Fenomenología

El fenómeno de hinchamiento se presenta en formaciones de roca o suelo que contienen materiales expansivos. De acuerdo con Anagnostou (2011) El término “hinchamiento” se refiere a la propiedad de ciertas rocas de incrementar su volumen al absorber agua. Los mecanismos de expansividad involucran grandes deformaciones diferidas en el tiempo que son ocasionadas por una combinación de actividades físico-químicas complejas, por el ingreso del agua y también por cambios en los estados de esfuerzos.

En rocas con materiales arcillosos expansivos, las heterogeneidades naturales debidas a las fracturas de la roca, la distribución irregular de los materiales expansivos en el macizo, las condiciones heterogéneas de flujo de agua, las condiciones de contorno (diferentes rigideces) y muchos otros factores conducen a una distribución irregular de las presiones bajo el revestimiento. Por todos estos motivos debe descartarse el uso de modelos simplificados de análisis y lo normal es recurrir a técnicas numéricas las cuales ofrecen muchas más posibilidades para la consideración de los mencionados factores.

Durante la construcción de túneles, el fenómeno de expansividad ocasiona levantamientos del piso de muy largo plazo que, en túneles vehiculares y de ferrocarril, comúnmente rompen e inutilizan las losas de la calzada (Figura 6.19-a). “Si uno intenta prevenir el levantamiento del piso por medio de una contrabóveda curva (*invert*) se produce la llamada presión de hinchamiento Figura 6.19-b), que puede dañar el revestimiento u ocasionar que el túnel se levante completamente (Figura 6.19-c)” (Anagnostou, 2011).

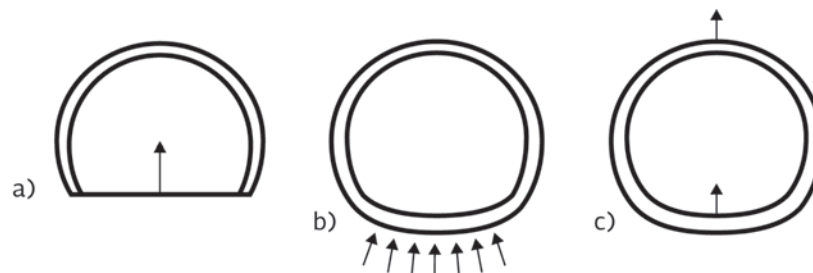


Figura 6.19. Típicos problemas en túneles excavados en materiales expansivos: a) levantamiento del piso; b) presión de hinchamiento; c) levantamiento de la sección. Tomado de Anagnostou, 2011.

También es común que estas presiones afecten a las partes bajas del revestimiento, produciendo daños importantes y hasta la falla completa del mismo (Figura 6.20).



Figura 6.20. Rotura de la parte baja de un revestimiento. Tomada de Heidkamp y Katz, 2004.

6.3.4.2. Tipos de expansividad

El fenómeno de hinchamiento se produce básicamente en dos tipos de formaciones rocosas: en primer lugar, aquellas que contienen arcillas expansivas y en segundo, las rocas salinas, que contienen minerales de anhídrita y yeso. Dentro del primer grupo suelen encontrarse algunas argilitas, esquistos arcillosos y algunas margas. Al tipo de hinchamiento que producen estos materiales se le conoce como expansividad física. El segundo grupo, cuyo hinchamiento se conoce como expansividad química, tiene una presencia abundante en varios países de Europa, y particularmente en la formación conocida como el Keuper de Suiza y el suroeste de Alemania.

A la fecha en México no se conoce ningún caso de túnel de carretera dañado por expansividad de la roca o que haya generado este tipo de problemas durante su construcción, sin embargo, sí son comunes las formaciones sedimentarias (margas) que contienen cantidades importantes de arcilla expansiva y al detectarlas se recomienda ampliamente enviar muestras al laboratorio para analizar su potencial expansivo.

6.3.5. Túneles sujetos a desprendimiento de bloques o cuñas

La estructura geológica ejerce una gran influencia en la estabilidad del túnel y en general, se considera que las orientaciones paralelas o semi-paralelas al eje son situaciones desfavorables.

En casos de túneles donde la estructura del macizo rocoso está definida por distintas familias de discontinuidades (fracturas, estratificación, foliación), la estabilidad de la excavación puede estar regida por la potencial formación de bloques o cuñas inestables. En el proyecto deben definirse los mecanismos cinemáticamente admisibles de inestabilidad basados en la cartografía estructural que se lleva a cabo durante la campaña de estudios y posteriormente durante el seguimiento de la obra.

El procedimiento más común consiste en definir cuñas-tipo, basándose en técnicas estadísticas y con éstas revisar los sostenimientos propuestos para la excavación; para fines de cálculo estructural, resulta conveniente implementar técnicas de análisis de sensibilidad tales que, puedan acotar los niveles de seguridad para rangos amplios de posibles situaciones geotécnicas.

Las discontinuidades se distinguen entre sistemáticas y singulares. Las diaclasas, planos de estratificación y de esquistosidad pertenecen al primer grupo y se presentan prácticamente en todas las rocas, con mayor incidencia en las zonas poco profundas del macizo, donde los procesos de descompresión, meteorización, circulación de agua y la presencia de rellenos arcillosos son más frecuentes.

Las discontinuidades más importantes desde el punto de vista de la estabilidad, son las singulares, como las fallas. Éstas pueden acumular esfuerzos tectónicos importantes y pueden formar planos principales de rotura cuya resistencia es muy baja. La incidencia de las fallas en la estabilidad de una excavación depende de las características de las mismas, que pueden ser:

- Una o varias superficies de discontinuidad, planos de despegue o contactos mecánicos entre distintos materiales.
- Una zona de espesor variable y de baja resistencia formada por materiales blandos, inestables, plásticos o expansivos.
- Fallas caracterizadas por una zona de alta transmisividad hidráulica.

En la Figura 6.21 se muestra una importante falla presente en la bóveda de una excavación y en la Figura 6.22 un detalle de la misma en el que puede apreciarse una banda de arcilla húmeda y plástica de unos 25 cm de espesor; por debajo de esta, una zona de roca triturada y muy alteradas y por encima, roca más sana pero con fracturas paralelas, abiertas y oxidadas. Se trata de un escenario típico en el que aparecen este tipo de estructuras asociadas al tectonismo regional y que localmente, aunque el resto del macizo sea de buena calidad, pueden representar algún problema de estabilidad.



Figura 6.21. Vista de una falla importante en la bóveda de un túnel.



Figura 6.22. Detalle de la falla.

El estudio de la estabilidad como función de las discontinuidades sistemáticas debe basarse en una rigurosa recolección de datos estructurales representativos y en cantidad suficiente para tratar estadísticamente la información. Desafortunadamente la mayor parte de los datos que es posible recolectar durante la fase de estudios y proyecto proviene de la superficie del terreno (las muestras extraídas de los sondeos representan información muy puntal que muchas veces no alcanza la profundidad de la excavación), donde las condiciones de alteración y descompresión del macizo suelen ser muy distintas a las que encontrará el túnel en profundidad. Por lo anterior, la estabilidad de una excavación regida por la formación de bloques, sólo puede calcularse de forma estimativa, basándose en una serie de hipótesis sobre la orientación y las condiciones de las juntas, que sólo serán verificables durante la ejecución de la obra.

De acuerdo con Evert Hoek (1995), los pasos a seguir para tratar el problema de cuñas potencialmente inestables son los siguientes:

Determinar las orientaciones y buzamientos promedio de las familias más representativas

- Identificar las cuñas potenciales, tanto las que pueden deslizar (en la clave y en las paredes) como las que pueden caer (en las paredes y el frente).
- Calcular el factor de seguridad de dichas cuñas, dependiendo del modo de falla.
- Calcular la cantidad de refuerzo requerido para que el factor de seguridad de cada cuña esté dentro de un rango aceptable.

La técnica más comúnmente utilizada para la representación de las cuñas y sus modos de falla es a través de estereogramas.

6.3.5.1. Representación estereográfica de las cuñas y/o bloques potencialmente inestables

La proyección estereográfica es una herramienta esencial para los geólogos e ingenieros civiles que permite realizar una representación visual de los planos de discontinuidad en 3D (o en 2D) y comprender la geometría de las cuñas potenciales (Figura 6.23).

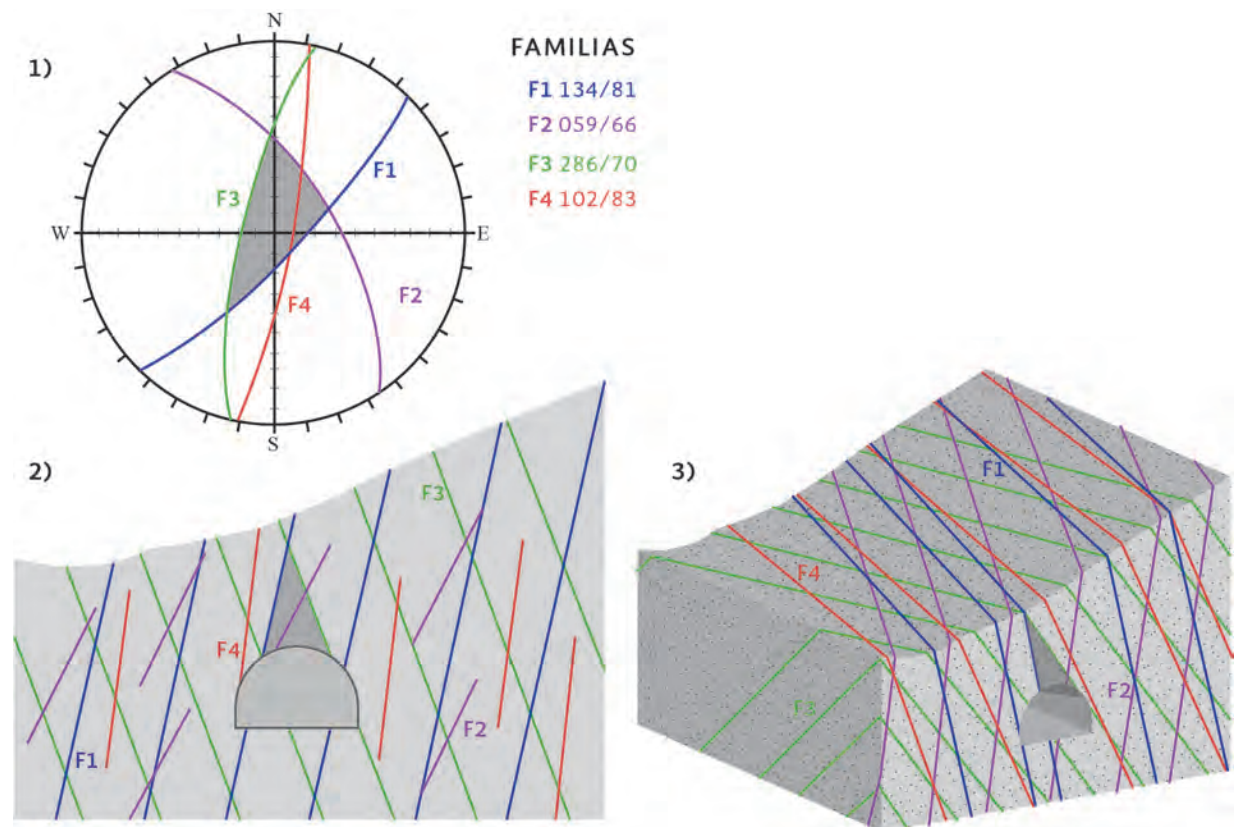


Figura 6.23. 1) Proyección estereográfica de cuña crítica, 2) Representación en sección transversal, 3) Representación en bloques.

La cuña se forma a partir de la intersección de dos o más planos de discontinuidad (diaclasas, fallas, estratificación, esquistosidad). Un plano de discontinuidad suele definirse por su inclinación respecto a la horizontal; a esta inclinación se le denomina buzamiento o echado (*dip*); a la orientación azimutal de la línea de máxima pendiente se le denomina dirección del echado o rumbo (*dip direction*), estos datos son necesarios e indispensables en la elaboración de una proyección estereográfica, para lo cual es necesario:

- Recolectar los datos estructurales más representativos de la zona y determinar las familias de discontinuidades.
- Definir la orientación de los planos mayores de falla
- Conocer la orientación del eje de proyecto
- Determinar las combinaciones de familias más desfavorables para la clave y las paredes del túnel (formación de cuñas).

6.3.5.2. Formulación para los análisis de estabilidad del túnel

Existen tres modos diferentes de falla para una cuña en el interior de un túnel: caída, deslizamiento en un plano y deslizamiento en 2 planos. Para cada caso pueden determinarse ecuaciones que permiten estimar el factor de seguridad (Hoek, 2007).

El cálculo de la estabilidad de un túnel en función de la formación de bloques potencialmente inestables puede apoyarse en códigos comerciales como el programa UNWEDGE (de la empresa Rocscience⁹). Este programa permite estudiar la posibilidad de formación de cuñas en 6 hipotéticos planos de rotura, mismos que se muestran en la Figura 6.24 así como obtener el factor de seguridad para cada cuña. Adicionalmente cuenta con algunos elementos de sostenimiento como concreto lanzado y anclas con los cuales también pueden calcularse los factores de seguridad debido a su intervención.

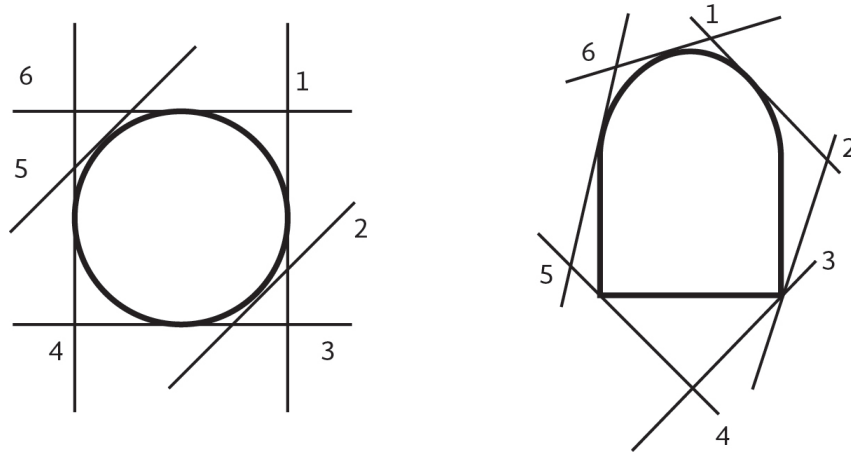


Figura 6.24. Posibles planos de formación de cuñas.

6.3.5.3. Determinación de las propiedades de las discontinuidades¹⁰

Para calcular los niveles de seguridad de cuñas y bloques potencialmente inestables, sobre todo cuando estos pueden deslizarse sobre planos de discontinuidad, es necesario estimar las propiedades de resistencia al corte, que a su vez son función de las características de las juntas. Existen varios criterios útiles para este tipo de cálculos, de los cuales, algunos están tratados en el Capítulo 5 de este Manual.

6.3.5.4. Análisis de sensibilidad

En el cálculo de la estabilidad de túneles sujetos a desprendimientos de bloques o cuñas, las mayores incertidumbres se generan durante el proceso de definición de la geometría de los mecanismos así como en la asignación de las propiedades de las discontinuidades.

El tamaño, forma y los modos de movimiento de una cuña o bloque dependen de los siguientes factores:

- Orientación de las discontinuidades que los forman
- Espaciamiento
- Persistencia
- Combinaciones más desfavorables

⁹ UNWEDGE© Rocscience Inc. 1993-2004

¹⁰ Texto basado en las notas de E. Hoek: Practical Rock Engineering; A.A. Balkema 1995, disponible en www.rocscience.com

En cuanto a la orientación, lo más común es que, durante los levantamientos de campo y dependiendo del número de registros que sea posible recolectar, los datos varíen dentro de un cierto rango, para cada una de las familias; estas variaciones se representan mediante contornos de densidad o de porcentaje de concentración de polos en un estereograma (concentraciones de Fisher o de Schmidt). Entonces, una familia podrá tener un rumbo que va de tantos a tantos grados y un echado de tantos a tantos grados.

Algo parecido sucederá con el espaciamiento; normalmente se medirán distancias distintas entre discontinuidades de la misma familia dentro de un cierto rango que puede variar en centímetros, decímetros o metros, dependiendo de la densidad de fracturamiento. Además, es común que entre familias existan diferencias considerables de espaciamiento: una familia puede tener un espaciamiento promedio de 5 cm mientras que otra de varios metros.

La persistencia suele ser característica del tipo de discontinuidad de que se trate; por ejemplo, las que se deben a la estratificación de una formación sedimentaria pueden considerarse infinitas en el ámbito de la parte del macizo estudiada, así como las fracturas que obedecen a patrones dados por tectónicas regionales (litoclasas); las fracturas secundarias u ocasionales pueden tener interrupciones y sus persistencias medirse en centímetros o metros; otras como los clivajes u otras fracturas producto de pliegues en formaciones sedimentarias también suelen interrumpirse.

Si en un macizo existen más de tres familias importantes de discontinuidades resulta difícil saber cuál o cuáles combinaciones serán las que generen mecanismos más peligrosos. Para determinar lo anterior es necesario realizar análisis combinatorios en los que los resultados se ordenen ya sea por factor de seguridad, tamaño de las cuñas, áreas que ocupan en sus intersecciones con el túnel o en necesidades de sostenimiento.

Por lo que respecta a la resistencia, como se trató anteriormente, ésta viene determinada por las propiedades de las discontinuidades y son varias las que la determinan: rugosidad, apertura, relleno, alteración, humedad, etc. Es muy común que cada familia tenga las suyas propias y además, que éstas varíen de acuerdo con la posición dentro del terreno y otros factores como la cercanía a zonas de alteración, zonas de plegamientos, zonas con mayores o menores flujos de agua, etc.

Por último, en la cinemática potencial de los bloques o cuñas también intervienen los estados de esfuerzos en el macizo rocoso y éstos estarán determinados por la profundidad, la historia tectónica y más aún, se verán alterados como producto de la excavación.

Todo lo anterior y sus posibles combinaciones producen un número casi infinito de variables que simplemente no es posible controlar durante un prediseño o un proyecto. Por eso, el ingeniero ha de buscar, valiéndose también de técnicas probabilísticas y dentro de rangos razonables, los escenarios más desfavorables o posibles para elegir los tipos de sostenimiento más adecuados. Esto conlleva asimismo una buena dosis de experiencia y sentido común.

Durante la excavación resultará siempre mucho más fácil acotar los niveles de incertidumbre y optimizar los diseños de los sostenimientos.

6.4. MODELOS DE CÁLCULO TENSO-DEFORMACIONAL

6.4.1. Generalidades

Entiéndase por cálculo tenso-deformacional todo aquel que, para su solución, deberá cumplir con los requisitos que para ello establece la Mecánica: equilibrio de fuerzas (o esfuerzos), compatibilidad de desplazamientos (o deformaciones) y leyes constitutivas. Además, debe estar definido por unas ciertas condiciones de frontera (geométricas, mecánicas, hidráulicas, etc.). Por tanto, lo anterior no incluye los métodos de equilibrio límite ni los métodos de análisis límite (teoremas de la cota superior e inferior).

Un cálculo tenso-deformacional en geotecnia y en especial el análisis de la excavación de un túnel, puede realizarse con cualquiera de las técnicas de los llamados Grandes Métodos Numéricos: Método de los Elementos de Contorno (BEM); Método de los elementos Finitos (FEM); Método de las Diferencias Finitas (FDM); Método de los Elementos Discretos (DEM) o combinaciones como FEM-Discreto-Continuo o DEM+FDM¹¹. Todos estos métodos pueden aplicarse en dos y tres dimensiones.

Terminado el proceso de integración geotécnica y una vez predefinidas las etapas constructivas en lo que respecta a la geometría de las fases de avance de la excavación, los tipos de sostenimiento y la manera en que serán colocados (Capítulo 4), se procede a construir el modelo de cálculo.

Como se ha explicado anteriormente, el modelo puede contar con un grado de aproximación a la realidad, hoy en día, bastante aceptable, no sólo por sus características geométricas sino porque que también puede contar con elementos estructurales que simulen adecuadamente la presencia y el comportamiento de los sostenimientos.

En prácticamente todos los casos el procedimiento sigue los pasos que a continuación se listan:

- a) Construcción del modelo de caras (2D) o sólidos (3D): incluye topografía, estratigrafía, geometría de las obras civiles (excavaciones y/o nuevos elementos)
- b) Definición de condiciones de contorno: apoyos, cargas externas, niveles freáticos o condiciones de flujo de agua, etc.
- c) Discretización o “mallado”; subdivisión en elementos finitos, zonas de diferencias finitas, elementos discretos o elementos de contorno.
- d) Asignación de propiedades a los distintos materiales incluidos en el modelo
- e) Simulación del estado inicial de esfuerzos
- f) Simulación de los procesos de excavación y sostenimiento
- g) Análisis de sensibilidad
- h) Verificación de las condiciones de seguridad
- i) Procesamiento, análisis y discusión de los resultados

Los modelos de caras o sólidos son los que después serán discretizados por un programa llamado “mallador”; muchos códigos de elementos finitos comerciales incluyen malladores; los malladores a su vez contienen herramientas de mallado que permiten al usuario generar mallas de mejor calidad. También existen los malladores independientes, que no corresponden a ningún programa en específico y que permiten generar mallas que después son exportadas a los códigos de cálculo.

Las condiciones de apoyo únicamente deben asegurar que el modelo no tenga movimientos en sus fronteras, aunque por lo general, en los bordes verticales solo se restringen los movimientos horizontales. Es importante que las fronteras laterales se ubiquen más allá de la zona de influencia de la excavación en el dominio de análisis; es decir, que los desplazamientos que genere la excavación no se vean afectados por la restricciones al movimiento impuestas en las paredes del modelo y por ende que la zona de redistribución tampoco llegue a los bordes.

Conseguir esto último en ocasiones implica extender la malla demasiado y dependiendo de los requerimientos económicos del modelo (sobre todo cuando se trabaja en 3D) podrán hacerse algunas concesiones siempre y cuando la posición de los bordes no afecte demasiado los resultados.

La Figura 6.25 muestra un modelo de sólidos para su discretización en elementos; la Figura 6.26 muestra un modelo de caras planas para discretización que corresponde con una sección transversal del anterior. En ambos casos las paredes verticales se suponen apoyadas en el eje perpendicular al plano que las define y en la base se suponen apoyos en todas direcciones.

¹¹ Por sus siglas en inglés: BEM, Boundary Element Method; FEM, Finite Element Method; FDM, Finite Difference Method; DEM, Distinct Element Method

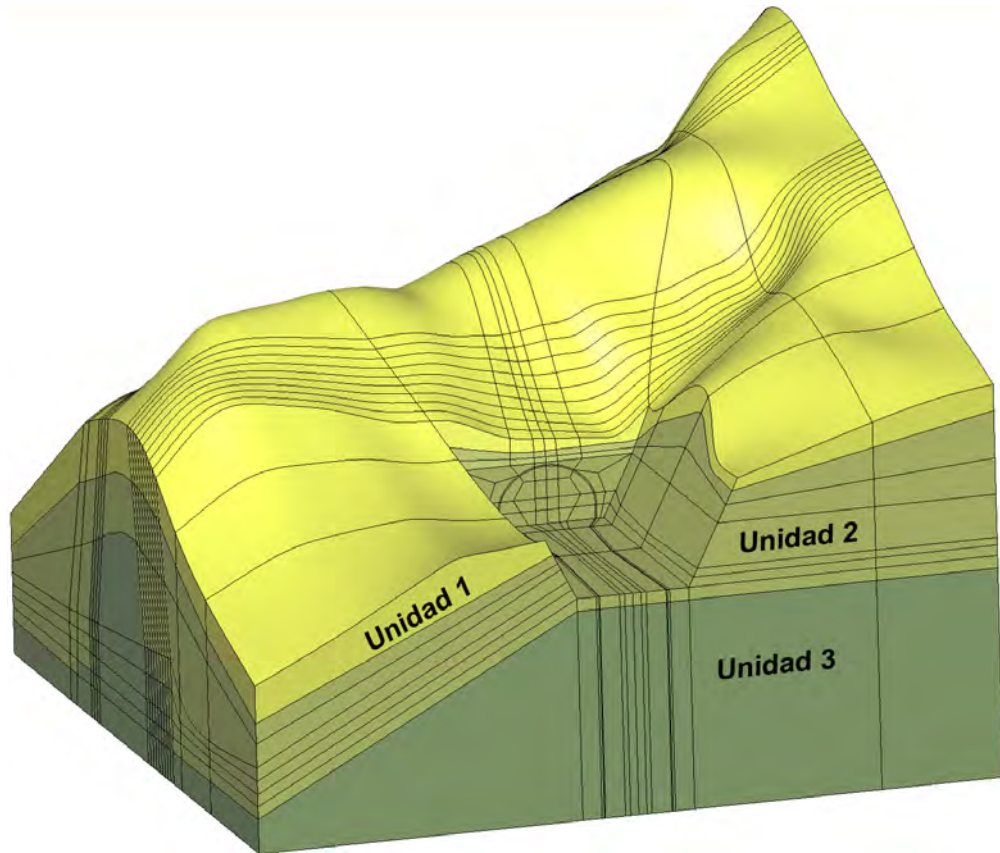


Figura 6.25. Modelo de sólidos para discretización.

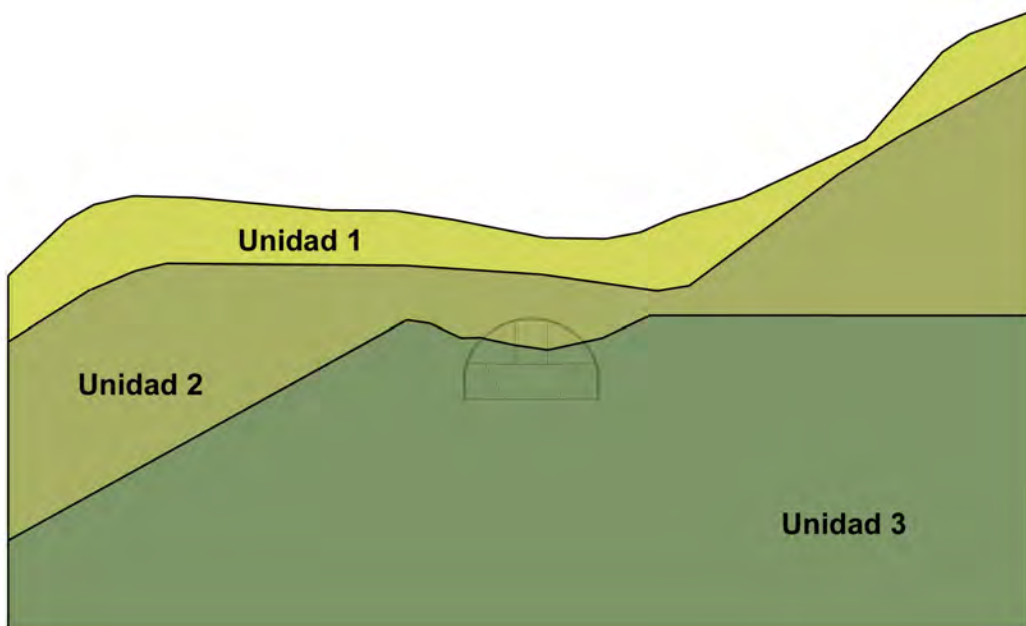


Figura 6.26. Modelo de cara planas para discretización.

La asignación de las propiedades de los materiales por lo general también se realiza desde el propio código de análisis y corresponderá con lo expuesto en el Capítulo 4 de este Manual y con los modelos constitutivos disponibles en el programa.

De lo expuesto hasta ahora, los incisos a) a d) corresponden con una parte de la modelización denominada “pre-proceso” que es bastante común en todas las técnicas. A partir de que comienzan a realizarse cálculos específicos, hay que distinguir entre unas y otras metodologías.

6.4.2. Simulación del estado inicial de esfuerzos

De acuerdo con lo explicado en el Capítulo 4 de este Manual, la mayoría de los problemas geotécnicos, sobre todo los que involucran excavaciones y más aún, los que se resuelven bajo el concepto de análisis tenso-deformacional, requieren de la generación de un estado inicial de esfuerzos en el terreno acorde con la naturaleza de la formación en la que se encuentre la obra.

Los programas numéricos permiten aproximar los esfuerzos in situ a partir de algunas técnicas y la mejor opción dependerá sobre todo de las condiciones topográficas y estratigráficas de la obra y el terreno.

a) Método k_0

Cuando el terreno en superficie es horizontal, bastará con determinar el valor del coeficiente de esfuerzos horizontales y realizar el cálculo del estado inicial mediante la técnica conocida como “Método k_0 ” (k_0 method).

Los programas de elementos finitos por lo general incluyen un módulo de inicialización de esfuerzos mediante esta técnica que no requiere realizar cálculos tenso-deformacionales. Simplemente a cada punto de integración de la malla se le asigna un valor de esfuerzo vertical igual al peso específico del (o los) material (es) encima de éste multiplicado por la profundidad ($\sigma_v = \gamma \times z$), mientras que para el esfuerzo horizontal se hace lo propio pero afectándolo por el valor de k_0 ($\sigma_h = k_0 \times \gamma \times z$). Una vez asignados a todos los puntos sus correspondientes estados iniciales de esfuerzos, puede procederse a excavar o construir elementos.

Algunos programas pueden dar resultados satisfactorios con superficies de terreno irregulares siempre y cuando a cada punto de integración se le asignen los esfuerzos correspondientes al peso del material entre el punto en cuestión y la superficie, medido sobre una línea vertical y no respecto a una cota de referencia.

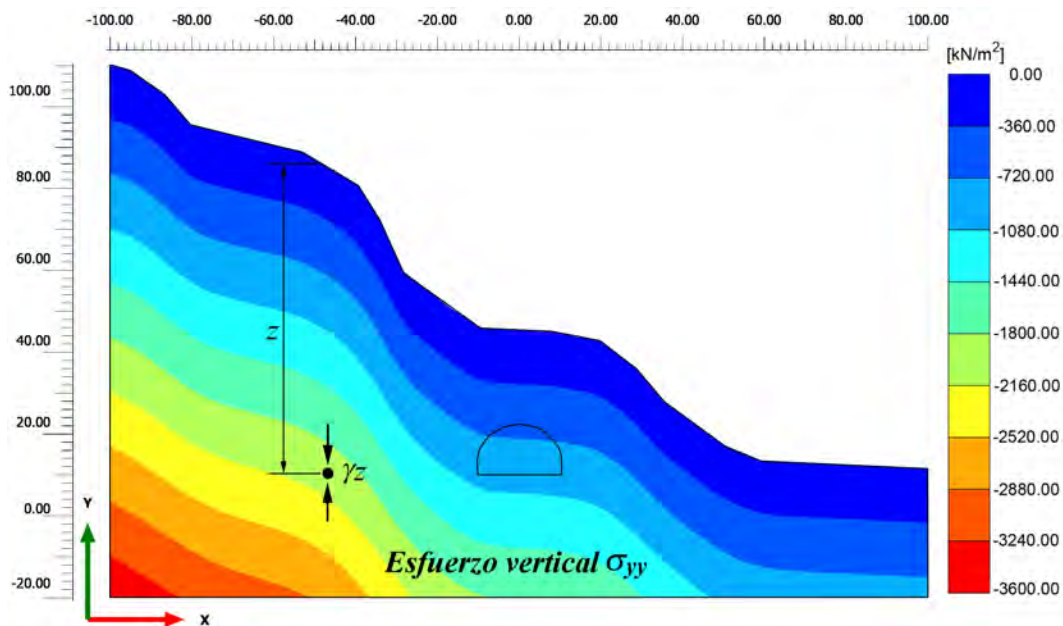


Figura 6.27. Contornos de igual magnitud de esfuerzo vertical. Estado inicial de esfuerzos en una ladera.

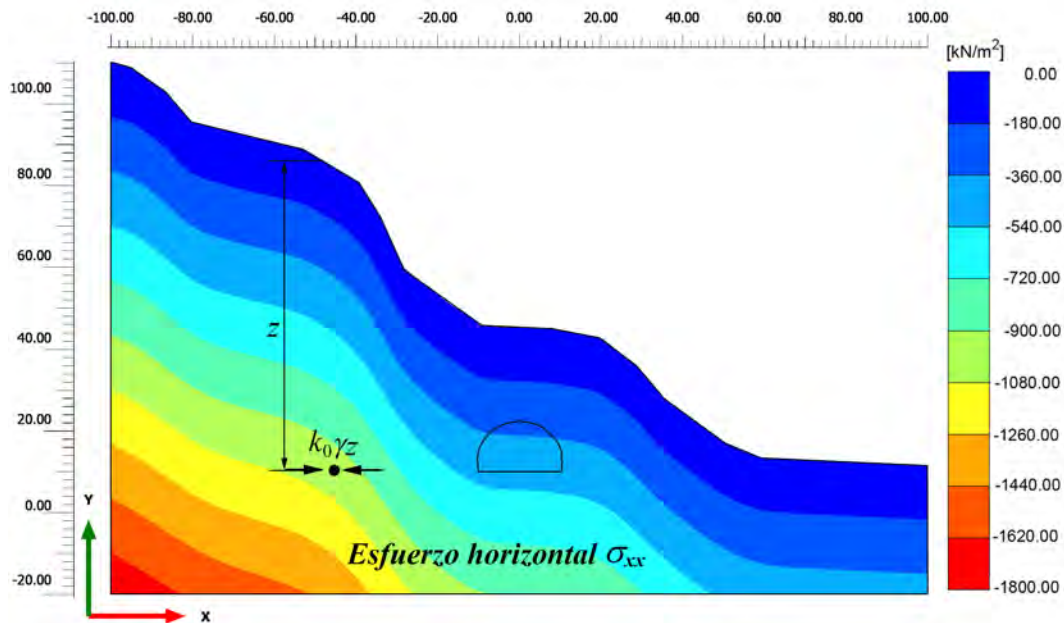


Figura 6.28. Contornos de igual magnitud de esfuerzo horizontal para un coeficiente $k_0=0.5$. Estado inicial de esfuerzos en una ladera.

Nótese en la Figura 6.28 cómo los contornos de σ_{xx} son idénticos a los de σ_{yy} , pero su magnitud corresponde con un $k_0=0.5$. No todos los programas comerciales cuentan con este tratamiento, sino que toman una elevación de referencia para calcular los estados de esfuerzos.

Por lo anterior, cuando no es posible determinar el estado inicial de esfuerzos en un terreno irregular, por el método k_0 , es necesario recurrir a otras técnicas.

b) Método del peso propio

El método del peso propio consiste en activar los elementos de la malla que representan al terreno original y realizar un cálculo tenso-deformacional que convergerá cuando el programa encuentre el equilibrio del sistema. Durante el proceso, a diferencia del método k_0 , se generarán desplazamientos en los nodos y la malla terminará deformada, por lo que será necesario removerlos al final de la etapa de cálculo.

El problema con este método es que la distribución de los esfuerzos horizontales respecto a los verticales ya no obedecerá a un cierto k_0 que defina el usuario, sino a la relación dada por la teoría de la elasticidad:

$$k = \frac{\nu}{1 + \nu} \quad (6.1)$$

donde ν es el módulo de Poisson del terreno. Nótese que la teoría elástica no permite el uso de módulos de Poisson ν de ≥ 0.5 por lo que la relación máxima entre esfuerzos horizontales y verticales que puede obtenerse es de $k=0.66$.

c) Método de la descarga

El método de la descarga consiste en una “simulación” del proceso que generó la topografía. Para esto ha de crearse una malla rectangular perfecta, dividida en dos partes: la inferior queda delimitada por la topografía que pretende representarse y la superior es simplemente el complemento para formar el rectángulo (Figura 6.29-1). En una primera etapa se calcula el estado inicial de esfuerzos utilizando el coeficiente k_0 deseado (en esta fase no se realiza ningún cálculo tenso-deformacional);

posteriormente, se remueve el complemento del rectángulo (Figura 6.29-2); entonces, los esfuerzos iniciales se redistribuirán hasta encontrar un nuevo estado de equilibrio con su correspondiente generación de estados deformacionales; luego, los desplazamientos generados han de removerse y finalmente podrá iniciarse el cálculo de la obra civil en cuestión (Figura 6.29-3).



Figura 6.29. Proceso de análisis para el método de la descarga.

Con este método se consigue que los esfuerzos horizontales iniciales determinados (fase 2 de la Figura 6.29) guarden una relación muy cercana a k_0 (no idéntica) con los verticales, además de que las orientaciones de los esfuerzos principales seguirán la configuración de la topografía de manera adecuada.

Una limitación de este método es que, dependiendo de las propiedades resistentes de los materiales, pueden generarse estados de rotura durante el proceso de redistribución de la etapa 2, especialmente en zonas de esquinas o donde el terreno real sea especialmente débil. Una forma de paliar este efecto es realizar la descarga en múltiples etapas e ir removiendo desplazamientos.

6.4.3. Análisis de las distintas etapas constructivas

Una vez construido el modelo y creado el estado inicial de esfuerzos se procede a programar lo que será la simulación de la obra del túnel. Esta etapa de los análisis todavía se considera como parte del pre-proceso.

Como ya se ha visto, existen múltiples formas de avanzar con la excavación y de sostenerla; la definición del procedimiento constructivo depende de muchos factores que ya fueron abordados en el Capítulo 4 y complementados en la primera parte de este capítulo; a partir de la complejidad ya expuesta puede decirse que cada túnel y su correspondiente modelo serán únicos.

Sin embargo, casi todos los túneles seguirán una secuencia constructiva en la que, por un lado se excava y por el otro se sostiene (el orden puede ser indistinto); excavación y sostenimiento siempre irán de la mano, de forma que, en la modelización del proceso, debe procurarse un buen apego a la realidad; la distinción principal entre una u otra manera de realizar los cálculos será el carácter bidimensional o tridimensional de los modelos.

En los siguientes párrafos se desarrollan algunos conceptos importantes sobre modelización en dos y tres dimensiones.

6.4.3.1. Análisis en 2D. Criterios para la simulación de la excavación y el efecto del avance del frente en la colocación y el desempeño de los sostenimientos

Como se explicó anteriormente, las excavaciones subterráneas producen fenómenos de una gran tridimensionalidad, por lo que al analizarlos en un plano es necesario recurrir a técnicas que de alguna manera simulen los efectos que se generan en la dirección perpendicular al avance. En la sección 6.2.2 se explicaron algunos factores importantes que intervienen en el proceso de selección de los criterios de cálculo y se adelantó que existen distintas formas de simular en dos dimensiones el desfase entre la excavación de un avance y la implementación de los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento. A continuación se explican los más comunes.

a) El Método de Relajación de Esfuerzos

El *Método de Relajación de esfuerzos* es actualmente el más utilizado en cálculo de túneles en dos dimensiones. Sin embargo, los factores de redistribución de esfuerzos utilizados continúan sin estar del todo definidos. Existen varias publicaciones al respecto que proponen valores para este factor, aunque la única forma de obtener valores verdaderamente adecuados para una excavación en particular es mediante una campaña intensiva de instrumentación y mediante la calibración con modelos tridimensionales. Una de las fórmulas más difundidas para determinar el porcentaje de redistribución que se genera antes del paso del frente a través de una determinada sección es la propuesta por Panet (1995), según la cual, la presión sobre el sostenimiento es:

$$P_i = (1 - \lambda) P_0$$

$$\lambda = \lambda_0 + (1 - \lambda_0) [1 - e^{(-d/0.7r_i)}] \quad (6.2)$$

donde $\lambda_0 \approx \frac{1}{3}$; d es la distancia al frente y r_i es el radio de la excavación.

La metodología en la que se apoya el método de relajación de esfuerzos o *Método Beta* parte de las consideraciones e hipótesis básicas que a continuación se listan:

- Durante el proceso de excavación, el terreno responderá a cada avance con su correspondiente relajamiento y desplazamiento hacia el interior y después de varios ciclos tenderá a estabilizarse.
- Al momento de colocar los sistemas de sostenimiento existirán deformaciones preexistentes en el terreno, ocurridas durante el tiempo en que el tramo de avance permaneció sin soporte y debidas al proceso de redistribución (relajamiento de esfuerzos), por lo cual, dichos sistemas no recibirán la totalidad de las cargas debidas al estado inicial.
- En el análisis, cada etapa de excavación se simulará en dos fases, la primera llamada *fase de relajación* (en la que se aplica λ) y la segunda, *fase de presión efectiva* (en la que se aplica β); únicamente la fase de presión efectiva será relevante para la revisión de los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento.

La técnica para simular lo anterior con un programa de elementos finitos bidimensional se ilustra en la Figura 6.30. En esta figura, las flechas que apuntan hacia el túnel se conocen como *fuerzas de excavación* y son las que aplica un código de análisis numérico para poner en carga al modelo ante un evento de remoción de elementos; se calculan transformando los estados de esfuerzos (iniciales o previos a una etapa de excavación subsiguiente) en fuerzas equivalentes sobre los nodos del contorno que será removido (excavado). Los factores de relajación (λ) y de presión efectiva (β) se aplican directamente sobre estas fuerzas para controlar el nivel de trabajo preestablecido.

El valor del coeficiente β puede ser asignado “de acuerdo a la experiencia” del proyectista aunque existen varias publicaciones que han tratado este tema (Schikora y Fink, 1982; Kielbasa y Duddeck, 1991; Peli et al. 1991; Baudendistel 1985). Sin embargo los resultados que se presentan en la literatura son más bien de carácter cualitativo, debido a que los factores de reducción dependen de un gran número de factores difíciles de correlacionar como los parámetros de los materiales, la rigidez del soporte, la longitud de los avances, la longitud de túnel sin soportar, el claro y la geometría de la excavación. Más aún, las publicaciones tratan básicamente la excavación de túneles a sección completa, mientras que la excavación por etapas es una práctica común.

En conclusión, durante la fase de proyecto, es necesario hacer estudios de sensibilidad y analizar la forma en que evolucionan los factores que importa conocer, como los desplazamientos y la extensión de la zona plástica, para distintos valores del coeficiente de relajación y posteriormente, la manera en que se comportan los sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento al recibir las cargas remanentes y cómo esto influye en el estado final alcanzado por la excavación.

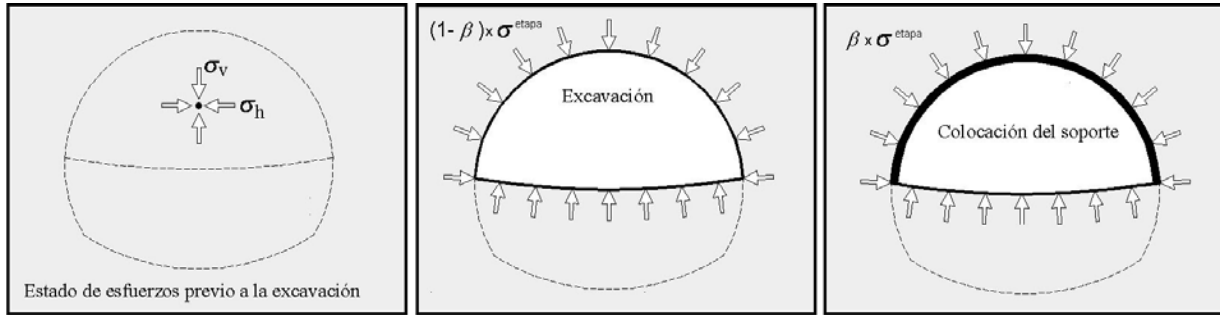


Figura 6.30. Esquema de análisis bidimensional. Método Beta

b) El Método de Relajación de rigideces

El método de relajación de rigideces simula el avance del túnel reemplazando, en etapas sucesivas, el material excavado en una malla de elementos finitos (o diferencias finitas), por uno menos rígido permitiendo que los esfuerzos en éste entren en equilibrio con los esfuerzos de la roca o suelo circundante.

Inicialmente la parte excavada del túnel y el material que lo rodea están en equilibrio y tienen las mismas propiedades; la secuencia comienza reemplazando la zona del túnel por otra con igual resistencia pero menor rigidez, a la que se le impone una condición inicial de cero esfuerzos; se corre el programa y las convergencias que se generan ponen en carga al nuevo material; este proceso se repite varias veces y en cada una se va colocando un material más y más flexible, hasta llegar a una rigidez igual a cero, lo cual representaría el túnel totalmente excavado (Figura 6.31). También es posible reducir la rigidez del túnel hasta un cierto valor que represente el porcentaje de relajación deseado y posteriormente colocar el sostenimiento o el revestimiento.

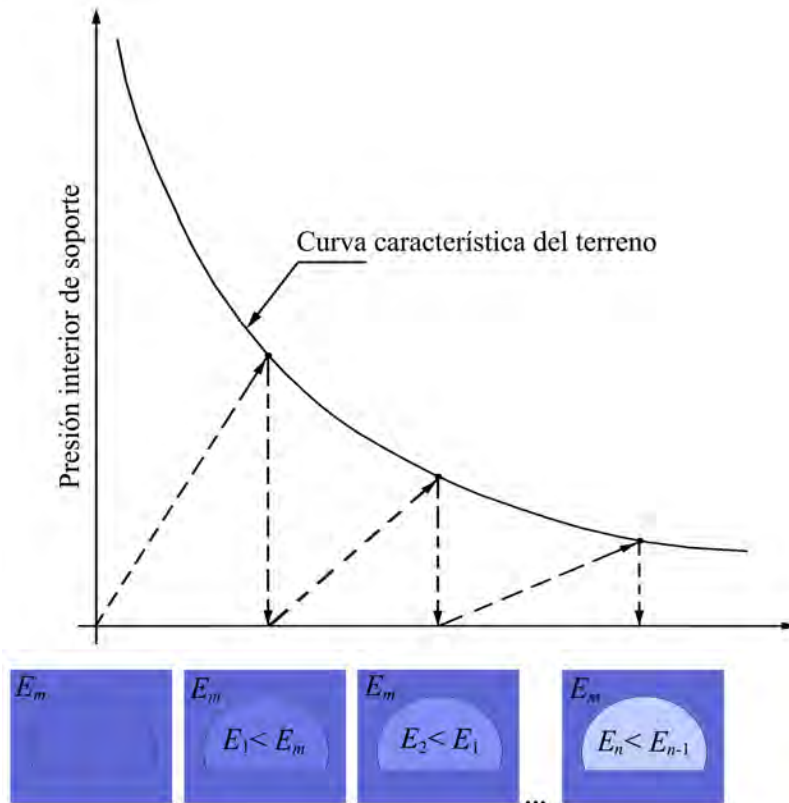


Figura 6.31. Esquema del método de relajación de rigideces.

6.4.3.2. Avance de la excavación y el sostenimiento

Las fases de excavación deben analizarse mediante cálculos secuenciales, es decir, que el orden y el desfase entre ellas, así como los tiempos de colocación de los elementos del sostenimiento estarán adecuadamente programados en el modelo. Los programas de cómputo empleados deberán tener la capacidad de almacenar resultados (estados tenso-deformacionales) de una fase constructiva y emplearlas en la subsiguiente.

La mejor forma de explicar la modelización del avance de la excavación y la colocación de sostenimientos es mediante un ejemplo.

6.4.4. Ejemplo de análisis tenso-deformacional de un túnel carretero

6.4.4.1. Caracterización geológico-geotécnica

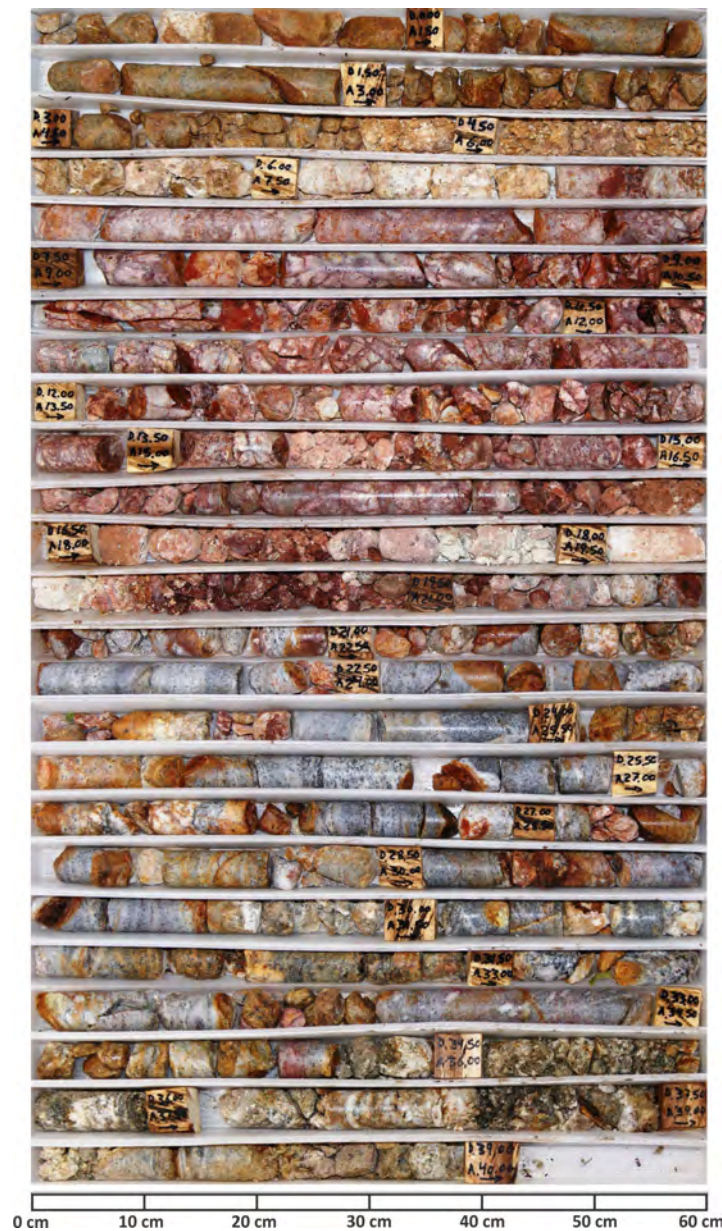


Figura 6.32. Sondeo realizado en el tramo correspondiente a los análisis del ejemplo.

Un túnel de carretera de gran sección (4 carriles) emplazado en una pequeña loma. La litología se define como gneiss de moscovita; el macizo rocoso se encuentra sumamente fracturado e intemperizado. Se determinaron 6 familias de discontinuidades: tres principales y tres secundarias; las fracturas son onduladas a ligeramente planas y algo rugosas; muestran en algunos casos aberturas que varían de 1 a 4 mm con relleno de material areno-limoso, color pardo oscuro y en ocasiones sin relleno; las superficies pueden presentar una película de óxidos de fierro de hasta 2 milímetros de espesor. En la Figura 6.32 se muestra una fotografía de un barreno realizado en la zona del túnel que corresponde con el caso estudiado en este ejemplo.

A partir de las muestras que fue posible obtener de los sondeos se realizaron ensayos a compresión simple y se obtuvo una caracterización, de acuerdo con la clasificación de Deere y Miller (1966) de CM (resistencia media, relación de deformabilidad media) y R4 (Dura), de acuerdo con la clasificación ISRM (1981).

En la Figura 6.33 se muestran algunas de las probetas ensayadas y en la Figura 6.34 los resultados estadísticos del estudio de resistencia a la compresión simple de la roca matriz.



Figura 6.33. Algunas probetas después del ensayo de compresión simple.

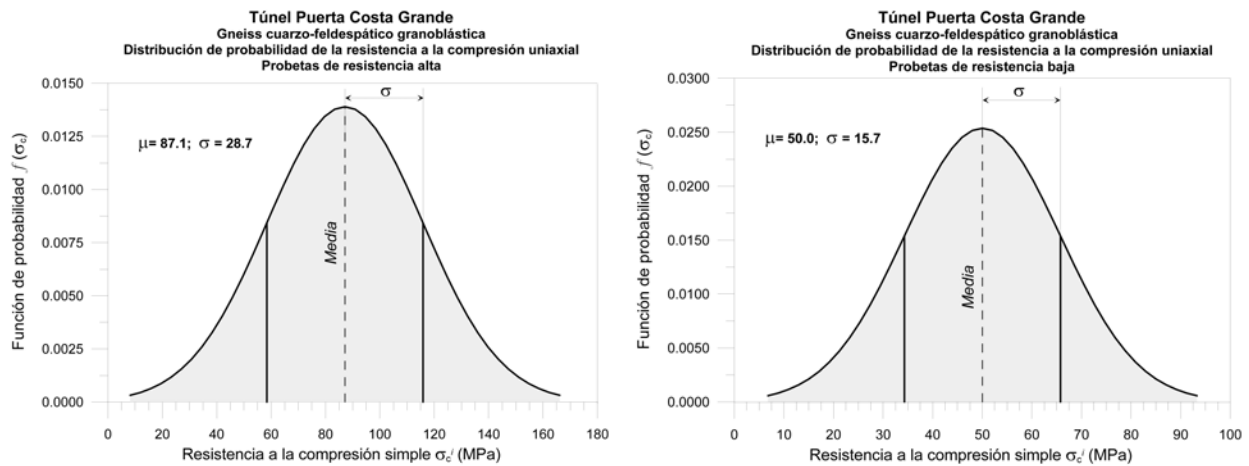


Figura 6.34. Distribuciones de probabilidad de la resistencia a la compresión simple del Gneiss cuarzo-feldespático de textura granoblástica (gneiss de moscovita).

Se definieron 3 unidades geotécnicas basándose en los índices de calidad determinados en la fase de estudios y se denominaron Unidad 1, Unidad 2 y Unidad 3; su disposición en los modelos es la que aparece en la Figura 6.25 (3D) y en la Figura 6.26 (2D).

Las tres unidades corresponden con el paquete litológico formado por el gneiss de moscovita y su orden va de peor a mejor calidad.

La Unidad 1 incluye las peores condiciones, el macizo se encuentra extremadamente fracturado y alterado; se estima que el comportamiento mecánico de esta unidad estará regido básicamente por condiciones de roca muy mala, extremadamente fracturada con la posible formación de zonas de aflojamiento en la clave; se espera que, debido a su baja rigidez, las deformaciones alcancen magnitudes algo importantes y se prolonguen durante algunos días; esta unidad geotécnica afecta a ambos portales y los primeros metros de excavación del túnel.

La Unidad 2 corresponde con las condiciones intermedias, aunque sigue siendo un macizo de mala calidad; la roca se encuentra muy fracturada, alterada y descomprimida; está afectada, en general, por las mismas 6 familias de discontinuidades que interesan a todo el macizo rocoso; se estima que el comportamiento mecánico de esta unidad estará regido por condiciones de roca mala a muy mala a mala, muy fracturada con la eventual formación de cuñas y bloques potencialmente inestables, aunque de tamaño menor debido a la intensidad del fracturamiento; la deformabilidad puede ser relativamente alta; esta unidad geotécnica afecta la mayor parte del trazo del túnel, especialmente la zona central.

La Unidad 3 coincide con las mejores condiciones que se registraron en el estudio (aunque no llegan a ser buenas) y está afectada por las mismas familias; se estima que su comportamiento mecánico estará regido por la formación de cuñas y bloques potencialmente inestables y por una respuesta deformacional menor a la de las unidades anteriores.

A partir de las técnicas y correlaciones presentadas en el Capítulo 4 de este Manual y con fines de realizar estudios de sensibilidad, se establecieron los índices de calidad para prediseño y se estimaron los parámetros para cálculo, así como los rangos de posible variación de algunos de ellos. En la Tabla 6.2 se presentan dichos índices y parámetros.

Parámetro	Unidad I	Unidad II	Unidad III
<i>RMR</i>	18 – 25	25 – 30	30 – 40
<i>GSI</i>	18 – 20	20 – 25	25 – 35
<i>Q</i>	0.02 – 0.06	0.06 – 0.12	0.12 – 0.7
γ_s (KN/m ³)	24	24	24
γ_w (KN/m ³)	26	26	26
<i>E_m</i> (MPa)	600 – 3,000	2,000 – 6,000	4,000 – 10,000
<i>v_m</i>	0.28	0.27	0.25
<i>c_m</i> (kPa)	60 – 100	100 – 400	400 – 1000
Mohr-Coulomb			
ϕ_m (°)	25 – 30	27 – 35	33 – 39
Mohr-Coulomb			
ψ_m (°)	2 – 3	3 – 6	5 – 7
Mohr-Coulomb			
<i>m_b</i>	0.074 a 0.13	0.081 a 0.17	0.17 a 0.27
Hoek and Brown			
<i>s</i>	0.00002 a 0.000025	0.000023 a 0.000045	0.000045 a 0.00017
Hoek and Brown			
σ_c^i (MPa)	30 – 65	55 – 90	60 – 100
Hoek and Brown			
<i>a</i>	0.55 – 0.54	0.54 – 0.53	0.53 – 0.51
Hoek and Brown			
<i>k₀</i>	0.66 a 1.35	0.66 a 1.35	0.66 a 1.35

Tabla 6.2. Parámetros de análisis para el macizo rocoso del ejemplo.

Nótese que los valores de calidad y los grados de fracturamiento del macizo rocoso, en el caso de las unidades 1 y 2, son suficientemente bajos como para considerar válida la aproximación de pseudocontinuo o continuo equivalente en los análisis tensodeformacionales. La Unidad 3 estaría en el límite y, si se analiza por separado, sería más conveniente representarla a través de modelos discretos o calcular la estabilidad del túnel a partir de técnicas basadas en mecanismos estructuralmente controlados. En la Figura 6.35 se muestra la posición de los rangos de calidad GSI de las tres unidades definidas en la tabla de Hoek (1995).

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX, GSI, PARA ROCAS FRACTURADAS (Hoek y Marinos, 2000) A partir de la litología, la estructura y las condiciones de las discontinuidades, estimar el valor promedio del GSI. No intentar ser demasiado precisos, establecer un rango entre 33 y 37 es más realista que GSI = 35. Nótese que la tabla no tiene en cuenta las fallas estructuralmente controladas. En los casos en los que existan planos débiles con orientación desfavorable a la excavación, éstos dominarán el comportamiento de la masa. La resistencia de discontinuidades susceptibles al intemperismo se verá reducida si hay presencia de agua en el medio. En rocas de muy mala calidad y en presencia de agua conviene mover las categorías a la derecha.		CONDICIONES DE LOS PLANOS DE LAS DISCONTINUIDADES				
		MUY BUENA Muy rugosas, inalteradas, frescas	BUENA Rugosas, poco alteradas, algo de óxido	REGULAR Onduladas, moderadamente intemperizadas y alteradas	MALA Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo rellenos compactos de materiales angulosos	MUY MALA Pulidas y/o falladas, muy alteradas, conteniendo relleno arcilloso u otros rellenos blandos
ESTRUCTURA		CALIDAD DE LOS PLANOS DISMINUYE →				
	ROCA INTACTA O MASIVA-especímenes de roca intacta o masiva <i>in situ</i> con algunas discontinuidades ampliamente espaciadas	90			N/A	N/A
	BLOQUIZADA-masa de roca no tectonizada formada por bloques cúbicos con buena trabazón entre ellos formados por 3 familias de discontinuidades	80	70			
	MUY BLOQUIZADA- masa de roca parcialmente tectonizada formada por múltiples bloques angulosos con regular trabazón y definidos por más de 4 familias de discontinuidades		60	50		
	BLOQUIZADA/TECTONIZADA/PLEGADA-formada por bloques angulosos con múltiples sistemas que se intersectan. Persistencia de planos de estratificación o esquistosidad			40	30	
	DESINTEGRADA- trabazón pobre, roca altamente fracturada con una combinación de fragmentos angulosos y redondeados				20	
	LAMINADA/CIZALLADA- no forma bloques debido al escaso espaciamiento de débiles planos de esquistosidad o de cizalla	N/A	N/A			10

Figura 6.35. Tabla de GSI (Hoek, 1995) que incluye los rangos de calidad para las unidades 1, 2 y 3.

6.4.4.2. Procedimiento constructivo

Para este ejemplo se consideró un procedimiento constructivo tipo D^(c) de acuerdo con las definiciones del Capítulo 4 de este Manual.

El procedimiento consiste en la excavación de la media sección superior en dos fases con tres frentes: 2 secciones laterales (F1-izquierda, F1-derecha) y posteriormente el pilar central (F2). Las galerías laterales avanzan por delante, con pases no mayores a 3.0 m y un desfase entre ellas no mayor a 1.5 m; después de cada avance se debe amacizar la roca e inmediatamente después colocar una capa de concreto lanzado reforzado con fibras de 5 cm de espesor de $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$. Posteriormente se retira el pilar central en tramos de 1 metro amacizando la roca en el avance y colocando de 5 cm de concreto lanzado con fibras de acero de $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ en la superficie expuesta de la bóveda; las rastras de los marcos metálicos se colocan hasta un par de metros por dentro de las galerías laterales; fijación de las rastras y colocación de los segmentos de los marcos metálicos con una separación de 1.0 m; colocación y ajuste de tubos separadores y tensores de varilla entre marcos. Una vez sujetos los marcos se colocan 15 cm de concreto lanzado reforzado con fibras de acero $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ en toda la bóveda cubriendo parte del marco. Finalmente, se coloca un relleno de concreto lanzado sin fibras de 10 cm de espesor $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ cubriendo completamente los marcos metálicos y el espacio entre ellos. Se especifica no proceder a realizar el siguiente avance de las galerías laterales hasta no haber fijado el último marco.

El banqueo se realiza en dos frentes retirando, primero la zona central hasta 20 m atrás de la excavación de la media sección superior (o, si así conviene al contratista, una vez que la media sección superior haya concluido), y posteriormente las laterales. La excavación de los núcleos laterales izquierdo y derecho, se efectúa de manera alternada, en tramos no mayores a 3.0 metros, lanzando en cada fase una capa de concreto de 5 cm de espesor reforzado con fibras de acero $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ en la zona expuesta de las paredes del banqueo; después del lanzamiento de la primera capa, se colocan y fijan las patas a los marcos, así como tubos separadores y tensores de varilla entre segmentos de marco; posteriormente se lanzan, por capas, 15 cm de concreto reforzado con fibras de acero $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ en las paredes del banqueo, cubriendo parcialmente los marcos; por último se coloca un relleno de concreto lanzado $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ sin fibras de 10 cm de espesor cubriendo completamente los marcos metálicos y el espacio entre ellos. La Figura 6.36 muestra un esquema del procedimiento.

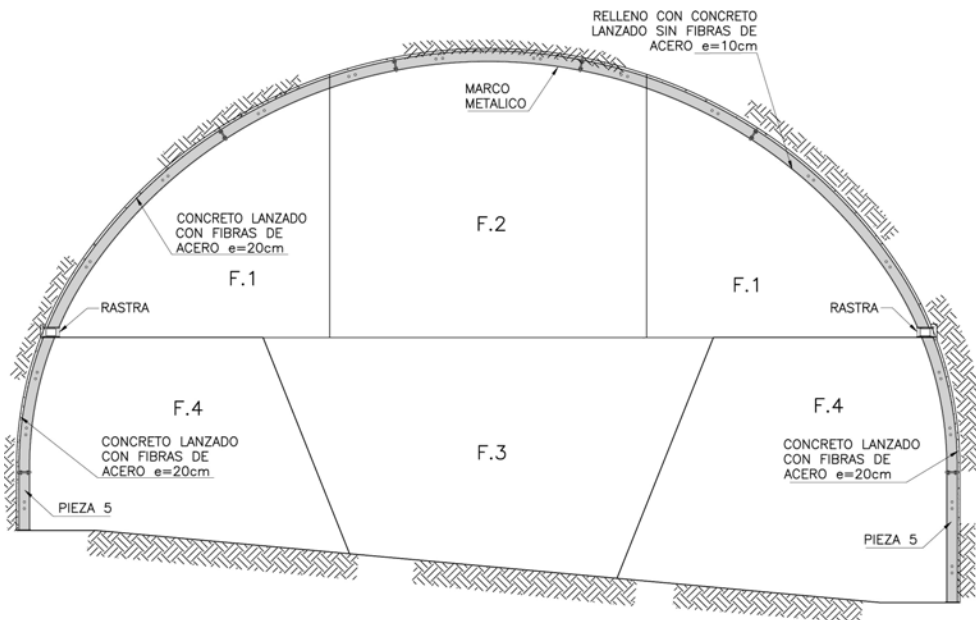


Figura 6.36. Esquema constructivo para la Condición Geotécnica D^(c).

Para modelizar los diferentes sistemas de soporte, estabilización y reforzamiento del túnel mediante el método de elementos finitos fueron utilizados elementos especiales adecuados para cada caso, así como una serie de hipótesis y criterios para la adecuada simulación de propiedades como la rigidez y la resistencia. En el Capítulo 9 de este Manual se presenta una detallada descripción de estos elementos y criterios.

En el proyecto se especifica que la estructura de los marcos se fabrique mediante el acoplamiento de tramos rolados de perfiles IR estándar de 254×58.2 kg/m para formar la sección completa (Figura 6.37). Las propiedades de los marcos son las siguientes:

- $d = 252 \text{ mm}$
- $b = 203 \text{ mm}$
- $A = 74.2 \text{ cm}^2$
- $I_x = 8,699 \text{ cm}^4$
- $S_x = 690 \text{ cm}^3$
- $Z_x = 767 \text{ cm}^3$
- $w = 58.2 \text{ kg/m}$

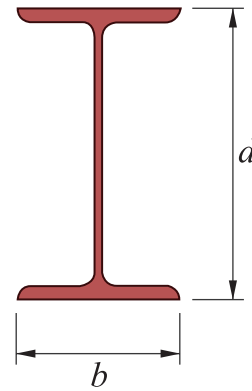


Figura 6.37. Sección resistente de los marcos metálicos IR estándar de 254 × 58.2 kg/m.

6.4.4.3. Primera aproximación: modelización en dos dimensiones

La malla de elementos finitos corresponde con el modelo de la Figura 6.26. La geometría de las etapas de excavación y las zonas destinadas al concreto lanzado coinciden exactamente con lo especificado en la Figura 6.36, con la salvedad de que no se considera la calzada inclinada. Se trata de una malla “fina” (de elementos pequeños) formada por triángulos de orden alto (15 nodos por elemento); la zona de concreto lanzado de 30 cm está subdividida en 4 partes de 7.5 cm cada una con el fin de simular la puesta de estos elementos por capas tal y como lo especifica el proyecto y también para conseguir un comportamiento en elasticidad adecuado. La Figura 6.38 muestra un detalle de la malla en la zona del túnel.

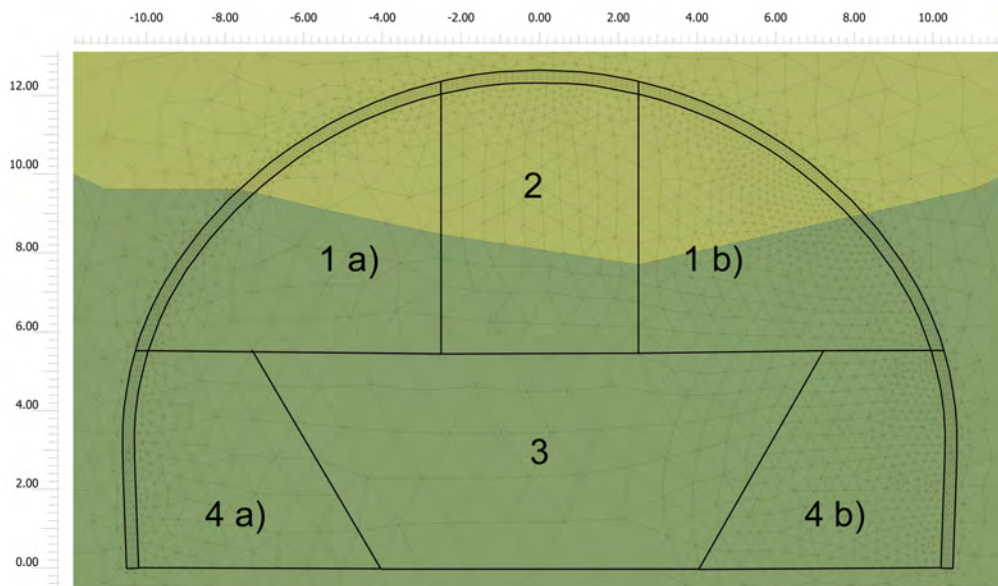


Figura 6.38. Detalle de la malla de elementos finitos en la zona del túnel.

El concreto lanzado en el modelo se simula mediante elementos sólidos de medio continuo con propiedades elastoplásticas de acuerdo con la edad que se les asigna en cada etapa de cálculo. Los marcos metálicos están representados mediante elementos tipo viga, elastoplásticos, con propiedades de rigidez y resistencia propias del perfil estructural especificado en el proyecto.

En la Tabla 6.3 se muestran los parámetros de rigidez y resistencia asignados a los elementos estructurales que simulan los marcos metálicos.

Parámetro	Marcos metálicos A-572-50 (1xIR 254x58.2 kg/m @ 1.0 m)
EA (kN/m)	1.56e+06
EI(kNm ² /m)	1.83e+04
ν	0.15
W(kN/m/m)	0.582
M _p (kNm/m)	270
N _p (kN/m)	2608

Tabla 6.3. Parámetros de análisis de los marcos.

a) Generación de curvas características preliminares; verificación inicial de la rigidez del sostenimiento.

En una primera etapa de sensibilización se crea una curva característica de lo que sería la excavación a sección completa, utilizando los parámetros mínimos estimados en la caracterización geotécnica. Esto con el fin de estudiar la respuesta del terreno y la excavación ante el escenario más pesimista posible.

Una vez generado el estado inicial de esfuerzos, se excava la totalidad del túnel y se realiza un cálculo de relajación en, por ejemplo, 10 pasos de $\Delta\lambda=0.10$ (Método de relajación de rigideces); en cada paso de carga se miden las fuerzas de excavación y se construye un gráfico de las fuerzas aplicadas en el contorno del túnel vs los desplazamientos generados durante la relajación.

Si el terreno es de muy mala calidad o si las dimensiones del túnel son importantes, lo más probable es que se produzca un colapso antes de terminar el cálculo de la relajación. O si el modelo llega a mantenerse estable, puede ser que las deformaciones sean excesivas o que el nivel de seguridad al final sea muy precario.



Figura 6.39. Colapso de modelo sin sostenimiento.

En la Figura 6.39 se muestra el colapso del modelo que en este caso sucedió al 57% de la relajación ($\lambda=0.57$).

Partiendo del esquema de sostenimiento propuesto en el prediseño, es posible definir una estructura en el modelo del túnel con una rigidez equivalente e introducirla en algún momento del cálculo de la relajación para verificar si se obtiene la respuesta fuerza-desplazamiento necesaria para mantener en equilibrio el mecanismo de inestabilidad o para atenuar las deformaciones y mejorar el nivel de seguridad.

Considerando un perfil IR 254×58.2, cuya área transversal es $A_s=74.2 \text{ cm}^2$, embebido en una masa de 30 cm de espesor de concreto lanzado, se obtiene una relación de áreas de:

$$r_a = \frac{A_s}{A_c} = \frac{0.00742(\text{m}^2 \times \text{m})}{0.30(\text{m}^2 \times \text{m})} = 0.0247$$

Luego, considerando un módulo de elasticidad del acero de $2.1 \times 10^8 \text{ (kPa)}$ y calculando el módulo de elasticidad del concreto con la siguiente fórmula:

$$E_{c28} = 4,400 \sqrt{f'_{c28}} \text{ (MPa)} \tag{6.3}$$

Se obtiene un módulo de elasticidad homogeneizado de:

$$E_{hom} = E_{c28} \times r_a + E_s(1 - r_a) = 20.54 \times 10^7 \text{ (kPa)}$$

Dicho módulo puede multiplicarse por el área y el momento de inercia de una sección rectangular de 30 cm para obtener las rigideces axial y a flexión del elemento estructural de sostenimiento (elemento tipo viga).

A continuación, se determina la fase de cálculo a partir de la cual, si se colocan los elementos estructurales, el modelo es capaz de mantenerse en equilibrio. Haciendo varias pruebas, en este caso, se definió que introduciendo la estructura después de alcanzado el 20% de la relajación, el túnel no colapsa. Es decir, si se introduce después, el modelo pierde el equilibrio junto con la estructura.

En la Figura 6.40 se muestran los contornos de igual magnitud de desplazamiento total al final del proceso de relajamiento y con la presencia de la estructura de sostenimiento.

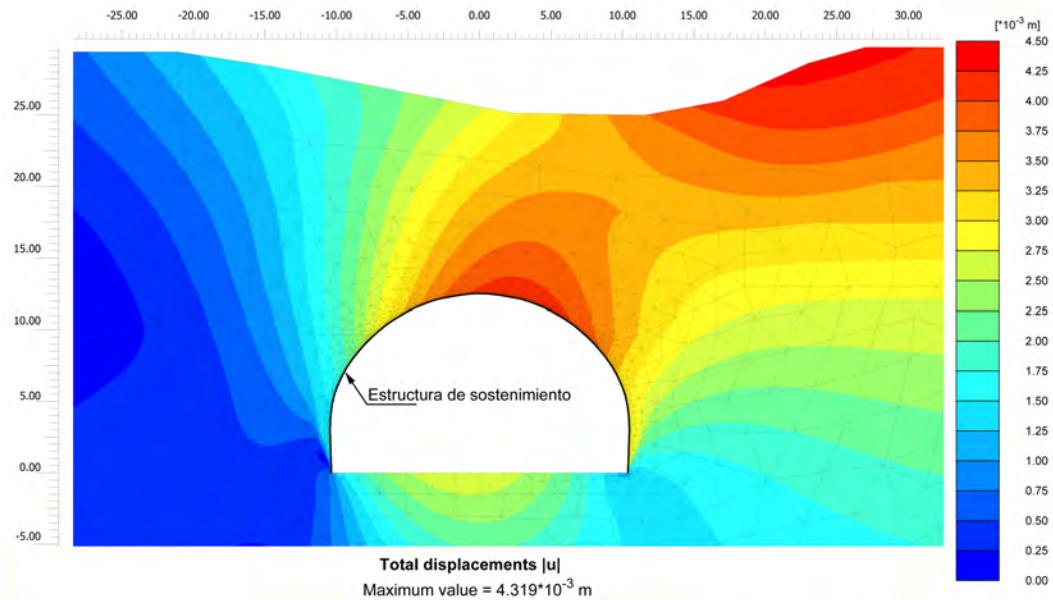


Figura 6.40. Contornos de igual magnitud de desplazamiento total al final del proceso de relajamiento.

En la Figura 6.41 se muestran las curvas características obtenidas en esta fase preliminar de análisis. Las curvas características se generan a partir del promedio de los desplazamientos acumulados en varios puntos del contorno excavado y midiendo las fuerzas de excavación que el programa aplica sobre este, normalizándolas respecto a las correspondientes al estado inicial de esfuerzos (Figura 6.30).

La línea punteada negra representa la manera en que se deforma el túnel a medida que va incrementándose el nivel de relajación (valores entre paréntesis); nótese que para un valor de $\lambda=0.57$ el modelo colapsa habiendo alcanzado desplazamientos promedio de casi 5 mm.

La línea de color rojo representa la respuesta elástica del modelo, es decir, la forma en que evolucionan los desplazamientos conforme se relaja el terreno, pero sin considerar la resistencia de este. Su presencia en la gráfica es únicamente una referencia.

La curva de color azul es la curva característica con sostenimiento. Esta se despega de la curva sin sostenimiento en un valor del 20% de la relajación, que corresponde al momento en que es colocada la estructura y finalmente se detiene en un valor de desplazamientos de unos 3 mm para un 100% de la relajación aplicada, con un 28% de la fuerza actuante normalizada; es decir, la estructura proporciona la respuesta fuerza-desplazamiento necesaria para el equilibrio y contribuya a disminuir el nivel de deformación del túnel.

La curva ascendente de color negro representa el trabajo de la estructura; a medida que absorbe carga, su deformación acompaña a la del terreno y en el momento en que se cruzan ambas curvas (la de la estructura y la característica del terreno) se establece el equilibrio. El máximo de esta curva $(P/P_0)^{ult}$ representa la totalidad de la fuerza de sostenimiento que aporta la estructura.

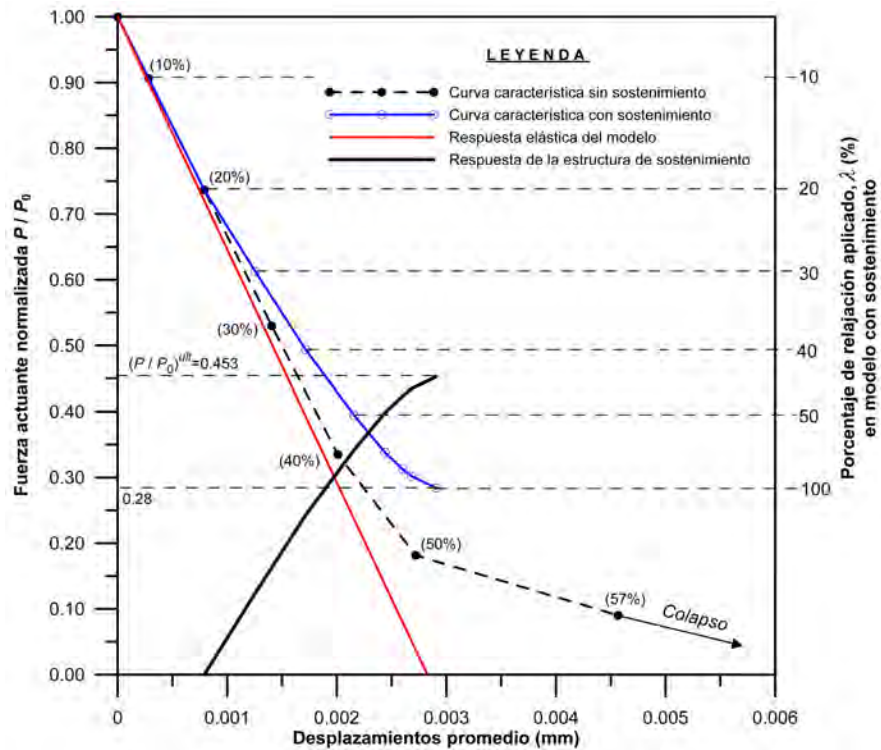


Figura 6.41. Curvas características obtenidas en la fase preliminar de análisis, para excavación del túnel a sección completa.

A pesar de que pudo establecerse que la presencia de la estructura en un determinado momento del proceso de redistribución de esfuerzos generado por la excavación induce el equilibrio, falta definir

aún si dicho momento es el adecuado o si corresponde con la realidad de una excavación como la del ejemplo. Además, aún es necesario revisar la capacidad estructural del esquema de sostenimiento ante las solicitaciones impresas por la deformación del túnel.

Nótese que para mantener el equilibrio, fue necesario introducir el sostenimiento desde la etapa en que se tenía tan solo un 20% de redistribución. Un túnel de aproximadamente 220 m², excavado en un material de tan mala calidad y con una cobertura escasísima, difícilmente se habrá relajado sólo un 20% al tener el avance terminado y poder introducir los elementos de sostenimiento. De esta manera se justifica inmediatamente la necesidad de dividir la excavación en fases, al menos media sección superior y banqueo.

Repitiendo el ejercicio anterior pero excavando únicamente la media sección superior del túnel se obtienen las curvas características de la Figura 6.42.

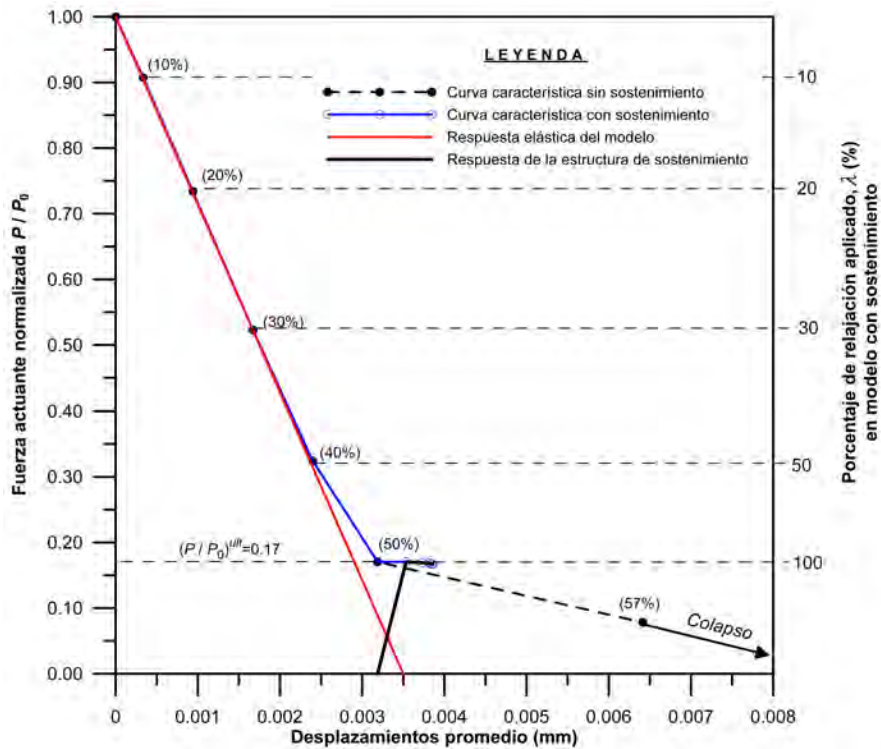


Figura 6.42. Curvas características obtenidas del análisis de excavación de la media sección superior del túnel.

Como puede observarse en la Figura 6.42, excavando únicamente la media sección superior del túnel es posible retrasar la puesta de los elementos estructurales hasta el 50% de la relajación total del macizo, lo cual, por un lado es más realista para el tipo de excavación analizado y por el otro, hace que la demanda estructural sea menor.

Las conclusiones más importantes de este primer inciso son que:

- Con el conjunto de parámetros más desfavorable estimado sería posible mantener el equilibrio de la excavación de la sección completa, con el sostenimiento propuesto, siempre y cuando se permitiera sólo una relajación del macizo del 20%.
- Dadas las características geométricas del túnel, la calidad geotécnica del macizo y la profundidad de la obra, sería poco realista pretender excavar la sección completa del túnel y que los elementos de sostenimiento entraran en total carga cuando la relajación llevara sólo un 20%; por lo anterior, se propone excavar en al menos dos fases: media sección superior y banqueo.

Al simular la excavación de la media sección superior pudo retrasarse la colocación del sostenimiento hasta un nivel de relajación del 50%, lo cual sin duda es más realista. Sin embargo, tales condiciones podrían ser inseguras para la estabilidad de la excavación. Si se realiza un cálculo del nivel de estabilidad (la metodología está explicada en el Capítulo 5 de este Manual) se obtiene un factor de seguridad de 1.06 para la fase en la que justo acaba de colocarse la estructura de soporte (Figura 6.43).

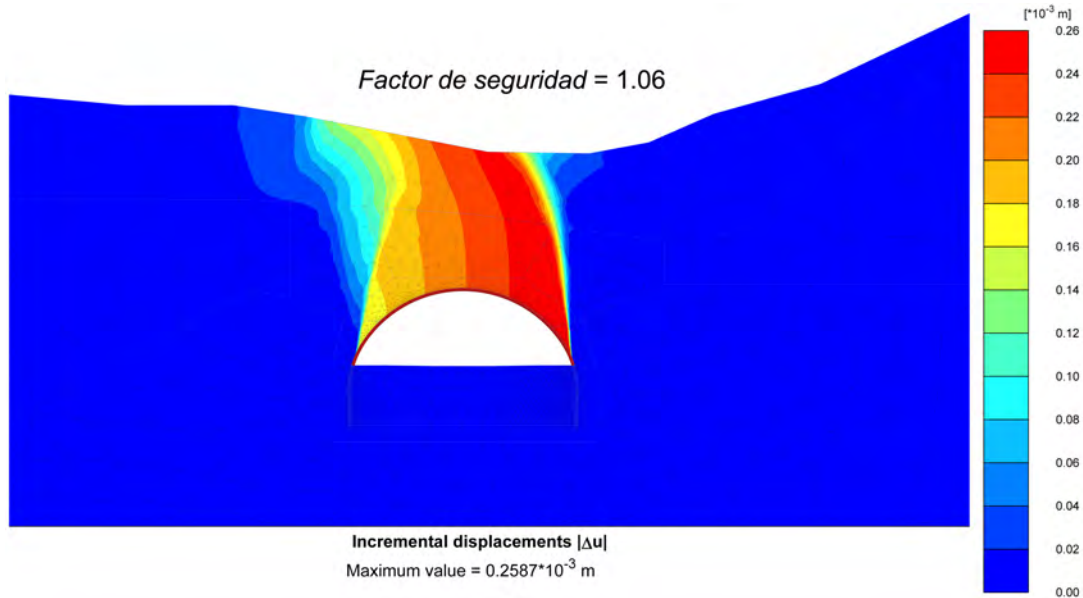


Figura 6.43. Contornos de igual magnitud de desplazamiento total incremental para un cálculo de Factor de Seguridad posterior a la colocación del sostenimiento.

Por lo anterior se propone excavar la media sección superior en 3 frentes, tal y como lo indica el procedimiento de la Figura 6.36.

b) Simulación de las etapas de excavación-sostenimiento

En esta sección se analiza el procedimiento constructivo contemplando prácticamente todos los detalles de la definición incluida en el inciso 6.4.4.2. El proceso de endurecimiento del concreto al que se hace referencia se encuentra explicado en el Capítulo 9 de este Manual. A continuación se lista las fases de análisis:

- 1) Creación del estado inicial de esfuerzos (σ^{ini}).
- 2) Excavación del avance lateral izquierdo de la media sección superior hasta un nivel de relajación $(1-\beta = 0.20) \times \sigma^{etapa}$ (Método Beta).
- 3) Colocación de la primera capa de concreto lanzado con fibras de acero de edad 1 día, correspondiente al avance de la excavación hasta un nivel de relajación $(1-\beta = 0.25) \times \sigma^{etapa}$.
- 4) Excavación del avance lateral derecho de la media sección superior hasta un nivel de relajación $(1-\beta = 0.30) \times \sigma^{etapa}$, cambio de las propiedades del concreto lanzado a la resistencia y rigidez de 2 días en el avance izquierdo.
- 5) Colocación de la primera capa de concreto lanzado con fibras de acero de edad 1 día, correspondiente al avance lateral derecho hasta un nivel de relajación $(1-\beta = 0.35) \times \sigma^{etapa}$.
- 6) Excavación del pilar central de media sección superior central hasta un nivel $(1-\beta = 0.40) \times \sigma^{etapa}$, cambio de las propiedades de los elementos de concreto lanzado de la fase anterior izquierda-derecha por las correspondientes a la resistencia y rigidez de 3 y 2 días de edad respectivamente.
- 7) Colocación de la primera capa de concreto lanzado con fibras de acero de edad 1 día, correspondiente al avance del pilar central hasta un nivel de relajación $(1-\beta = 0.45) \times \sigma^{etapa}$.

- 8) Colocación de los marcos metálicos de la media sección superior y colocación de las 3 capas siguientes de concreto lanzado embebiendo al marco, con edad de 1 día y aumento de 1 día en la edad de las capas colocadas previamente; etapa llevada hasta un nivel de relajación $(1-\beta=0.54)\times\sigma^{etapa}$.
- 9) Aumento de 6 días en la edad de todas las capas de concreto lanzado; etapa llevada hasta un nivel de relajación $(1-\beta=0.70)\times\sigma^{etapa}$.
- 10) Aumento de 7 días en la edad de todas las capas de concreto lanzado; etapa llevada hasta un nivel de relajación $(1-\beta=0.80)\times\sigma^{etapa}$.
- 11) Asignación de una edad de 28 días a todas las capas de concreto lanzado; etapa llevada hasta un nivel de relajación $(1-\beta=0.90)\times\sigma^{etapa}$.
- 12) Aplicación del remanente de carga $(1-\beta=1.0)\times\sigma^{etapa}$
- 13) Excavación del banqueo central hasta un nivel de relajación $(1-\beta=0.30)\times\sigma^{etapa}$.
- 14) Excavación del hastial izquierdo hasta un nivel de relajación $(1-\beta=0.35)\times\sigma^{etapa}$.
- 15) Colocación de las 4 capas de concreto lanzado de edad 1 día y la pata del marco, correspondiente al avance lateral izquierdo hasta un nivel de relajación $(1-\beta=0.40)\times\sigma^{etapa}$.
- 16) Excavación del hastial derecho hasta un nivel de relajación $(1-\beta=0.45)\times\sigma^{etapa}$, cambio de las propiedades del concreto lanzado a la resistencia y rigidez de 3 días en el avance izquierdo.
- 17) Colocación de las 4 capas de concreto lanzado de edad 1 día y la pata del marco, correspondiente al avance lateral derecho hasta un nivel de relajación $(1-\beta=0.50)\times\sigma^{etapa}$.
- 18) Aumento de 7 días en la edad de todas las capas de concreto lanzado del banqueo; etapa llevada hasta un nivel de relajación $(1-\beta=0.70)\times\sigma^{etapa}$.
- 19) Aumento de 7 días en la edad de todas las capas de concreto lanzado del banqueo; etapa llevada hasta un nivel de relajación $(1-\beta=0.80)\times\sigma^{etapa}$.
- 20) Asignación de una edad de 28 días a todas las capas de concreto lanzado del banqueo; etapa llevada hasta un nivel de relajación $(1-\beta=0.90)\times\sigma^{etapa}$.
- 21) Aplicación del remanente de carga $(1-\beta=1.0)\times\sigma^{etapa}$

En la Figura 6.44 se muestran algunas de las etapas de cálculo.

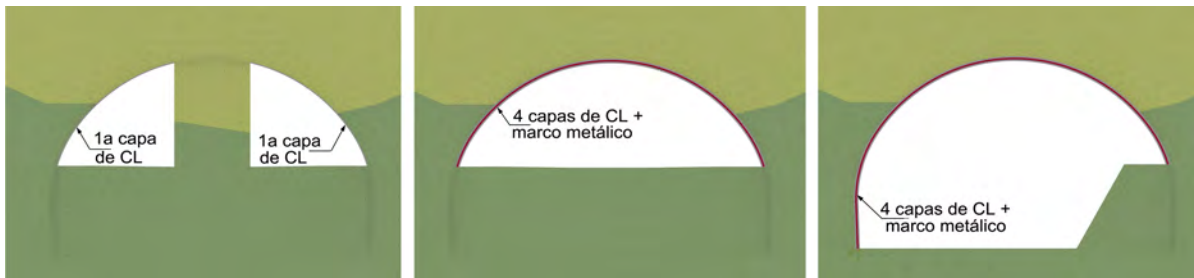


Figura 6.44. Algunas etapas de cálculo de la excavación y el sostenimiento.

c) Análisis de sensibilidad

Los análisis de sensibilidad más comunes que se realizan para establecer espectros de posible comportamiento de las excavaciones y los sostenimientos son:

- Parámetros físicos
- Parámetros mecánicos
- Profundidad de la excavación
- Coeficiente de esfuerzos horizontales, k_0
- Factores de relajamiento
- En su caso, posición del nivel freático
- En su caso, condiciones de flujo hacia la excavación
- En su caso, condiciones de consolidación

Como se ha dicho en reiteradas ocasiones a lo largo de este Manual, las incertidumbres geotécnicas juegan un papel muy importante en el análisis y diseño de los túneles. En cuanto a los parámetros físicos y mecánicos, así como el del coeficiente k_0 , durante la integración geotécnica se establecen los rangos de su posible variación y en los análisis numéricos resulta sencillo hacerlos variar, llevando a cabo varios conjuntos de cálculos y comparando sus resultados.

Respecto a los factores de relajación, posiblemente se trata del aspecto más incierto de los cálculos bidimensionales; la fórmula de Panet [Ecuación (6.2)] no contempla aspectos importantísimos que son determinantes en el comportamiento de túneles de carretera excavados en roca y, en la fase de prediseño, cuando no se cuenta con el apoyo de un modelo tridimensional, tal vez, lo único recomendable es hacer corridas con distintos valores (dentro de lo razonable) y estudiar la respuesta del modelo.

En la etapa de construcción, si se lleva a cabo un seguimiento adecuado del comportamiento de las obras, a través de una instrumentación de buena calidad, resulta relativamente sencillo calibrar los modelos a la respuesta medida y de esta manera disminuir de forma muy importante los niveles de incertidumbre.

En el caso del nivel freático, si se cuenta con datos piezométricos medidos durante un periodo de tiempo importante, que al menos abarque una o dos temporadas de lluvias y secas, sería el caso ideal. Pero en proyectos convencionales de túneles de carreteras esto rara vez sucede. Entonces, si se tiene algún registro confiable obtenido durante la perforación de los sondeos, o si hay evidencias de niveles freáticos y se estima que éstos van a ser determinantes en el comportamiento de la excavación, puede incluirse un análisis de sensibilidad para distintas posiciones.

En cuanto al flujo, esta parte de la posición que tenga el nivel freático y por lo tanto en un estudio de filtraciones hacia el túnel aplica también la sensibilización respecto a las condiciones iniciales. Adicionalmente el flujo suele estudiarse a partir de la permeabilidad (isótropa y/o anisótropa) que se estime para las distintas unidades que conforman al terreno y por lo tanto, los valores asignados a este parámetro son susceptibles de ser analizados con técnicas de sensibilidad.

Cuando existan unidades compuestas por suelos finos que tengan tendencia a comportarse de manera no drenada durante los procesos de excavación, deberán simularse mediante leyes constitutivas que contemplen este tipo de fenómenos. Además, casi por lo general, en este tipo de caso, es necesario simular procesos de consolidación en los que se disipen al máximo posible los excesos de presión de poro generados por la obra. En estos casos, la sensibilidad respecto a la permeabilidad de los materiales también es fundamental.

d) Presentación de resultados

Los resultados más importantes que deberán presentarse en la memoria de cálculos de un túnel convencional de carretera son los desplazamientos, los estados de esfuerzos en rotura o próximos a esta y las deformaciones de corte cuando éstas pueden ilustrar mecanismos potenciales de rotura.

Desplazamientos: Además de su típica representación mediante contornos de igual magnitud, para que los resultados de obtenidos sean útiles, es necesario asociarlos con factores que sean importantes en su generación, tanto cualitativa como cuantitativamente. Por ejemplo, pueden construirse gráficos que muestren:

- La influencia de determinados parámetros (o de los índices de calidad geotécnica) en la magnitud de los desplazamientos
- La influencia del coeficiente de esfuerzos horizontales k_0
- La influencia de la profundidad
- La influencia de la rigidez y resistencia del sostenimiento
- La influencia de los factores de relajación
- La influencia de la posición del nivel freático y de los pesos específicos saturados y secos
- Cuando hay flujo, la influencia de la permeabilidad
- Etc.

La Figura 6.45 muestra cómo varía la magnitud de los desplazamientos totales al final de la excavación en función de los índices de calidad GSI y para los dos extremos del coeficiente k_0 estimados. En esta serie de cálculos, los parámetros mecánicos corresponden con los rangos establecidos de calidad geotécnica mismos que se presentan en la Tabla 6.2.

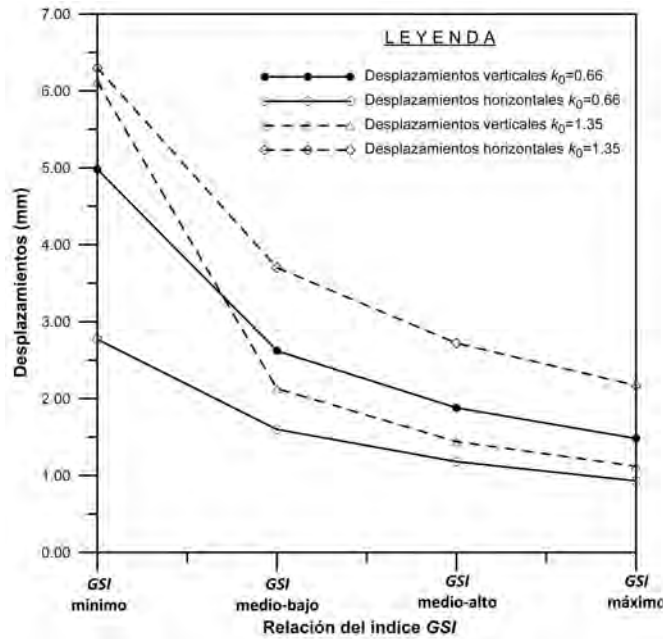


Figura 6.45. Variación de los desplazamientos máximos en el contorno del túnel en función de la calidad GSI de Hoek (1995) para los dos extremos del coeficiente k_0 estimados.

Prácticamente todos los túneles de carretera deben instrumentarse; conocer la respuesta del terreno ante los procesos de excavación y sostenimiento, además de contribuir a la seguridad, permite optimizar los diseños durante la construcción.

Actualmente resulta muy sencillo procesar los resultados de los programas de cómputo de tal forma que se asemejen a los datos que se obtienen mediante distintas técnicas de instrumentación. De esta forma, el monitoreo de la obra puede compararse con el comportamiento del modelo y así, ir ajustando los cálculos a la realidad observada conforme avanza el túnel.

Si en los cálculos se establecen niveles de peligrosidad o umbrales de alerta, en la obra pueden anticiparse situaciones no deseadas y corregir a tiempo.

A continuación se presentan algunos ejemplos de procesamiento útil de los resultados de modelos tenso-deformacionales.

Convergencias: Las convergencias siempre se medirán por detrás del frente, una vez que el macizo haya desarrollado parte de su relajación, por lo que las deformaciones que pueden medirse no son las totales, sino el remanente antes de la estabilización de la excavación. Para que los resultados del cómputo sean útiles para compararlos con los medidos, pueden colocarse puntos de control de desplazamientos en los mismos sitios donde se piensa colocarlos en la obra. Dependiendo si las convergencias se medirán mediante cables extensométricos o mediante técnicas topográficas, los resultados pueden graficarse en congruencia con estas. En la Figura 6.46 se muestran los puntos colocados en la malla de elementos finitos para la obtención de resultados de desplazamientos.

El procesamiento de los resultados se lleva a cabo de tal forma que éstos representen alargamientos y/o acortamientos de los cables, tal y como se obtienen en la realidad con la técnica extensométrica.

El túnel del presente ejemplo, en la realidad, podría comenzar a instrumentarse mediante convergencias a partir de que fuera removido el pilar central, colocado el marco metálico y cubierto con concreto lanzado; entonces los resultados de deformación llevarían un desfase importante respecto al tiempo en el que comenzaron a generarse redistribuciones de esfuerzos la sección de control (antes de que este pasara por ella). Este importante factor debe considerarse también en la representación de los resultados del modelo y las deformaciones deben distinguirse en “medibles” y “no medibles”.

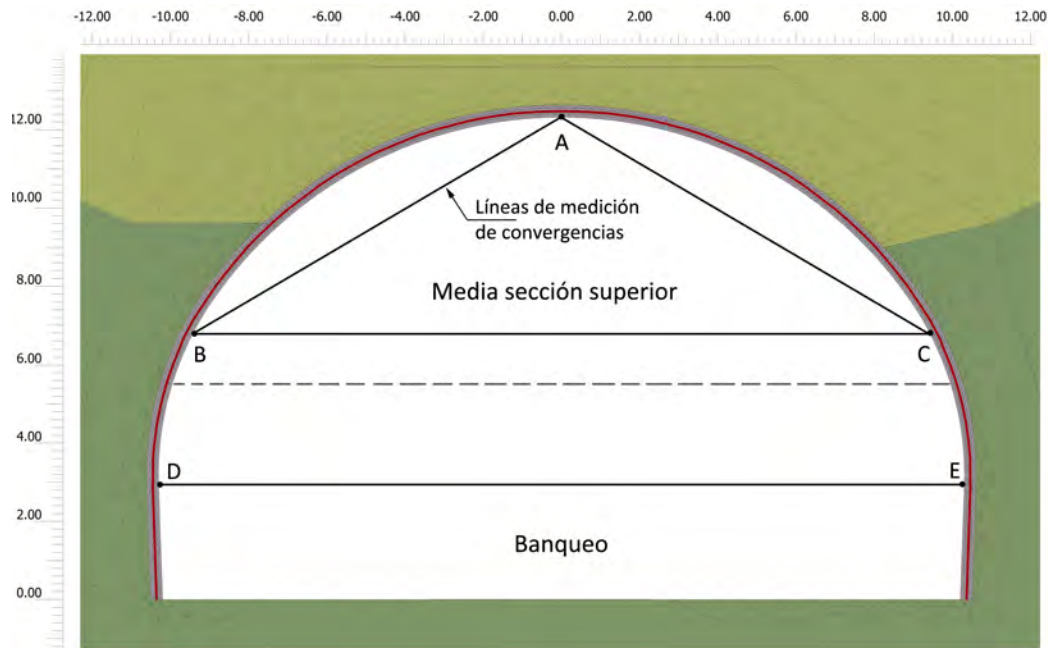


Figura 6.46. Esquema típico de medición de convergencias mediante cables extensométricos en el modelo de elementos finitos.

La Figura 6.47 muestra la gráfica de convergencias representadas a través de los cambios de longitud de las líneas de medición. Nótese que en el modelo se generan las deformaciones más importantes antes de que, en teoría, pase el frente de la galería de avance izquierda a través de la sección. Esto se logra mediante la excavación del avance lateral izquierdo de la media sección superior hasta un nivel de relajación $(1-\beta = 0.20) \times \sigma^{\text{etapa}}$ (Método Beta), tal y como se indica en la descripción de la simulación de las etapas de excavación-sostenimiento, previamente presentada.

En la gráfica se considera el paso del primer frente como el “día 0”. La escala de días del gráfico es teórica y obedece a las relaciones que previamente se establecieron entre las edades del concreto lanzado (inciso b de esta sección) y los distintos eventos constructivos que se modelizan. Así, como puede verse, el proceso de avance de las dos galerías laterales, la remoción del pilar central, la colocación y retaque del marco metálico, en el modelo toman 5 días; entonces, se supone que la instrumentación comienza en el día 6. Después, de manera hipotética se asume que el banqueo tardará en llegar unos 30 días más, suficientes para que el concreto lanzado termine su proceso de endurecimiento y las deformaciones del terreno hayan cedido completamente.

Todas las deformaciones generadas hasta antes del día de “inicio de la instrumentación” no pueden medirse durante la obra mediante monitoreo de convergencias, entonces, se consideran como “no medibles”; por ende, a partir del día 6 de la simulación, las deformaciones se considerarán como “medibles”.

Nótese que la magnitud de las deformaciones medibles es mucho más baja que la de las que sucedieron antes de poder instrumentar. Salvo en el caso de túneles muy profundos y en condiciones de roca fluyente o expansiva, esta situación es la más común, por lo que resulta muy útil, presentar por separado los resultados de las deformaciones medibles, a partir de un cero relativo.

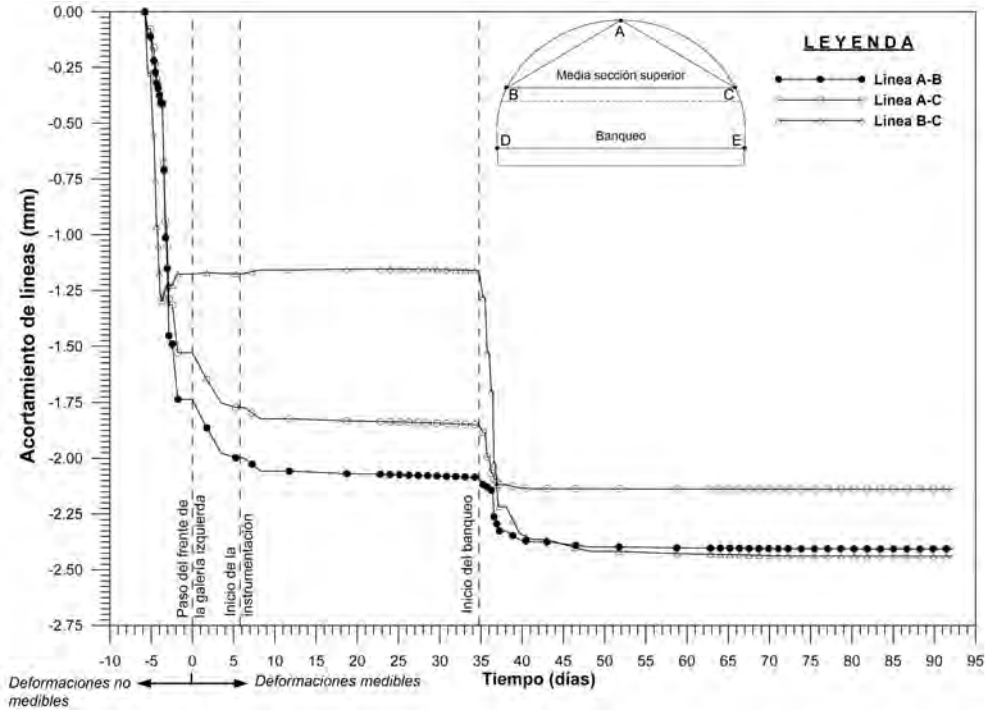


Figura 6.47. Gráfica de convergencias de la media sección superior para todo el proceso de cálculo.

La Figura 6.48 muestra las convergencias calculadas a partir del “inicio de la instrumentación” (cero relativo) y su comportamiento durante todo el proceso de cálculo de la media sección superior.

Finalmente, la Figura 6.49 muestra las convergencias desde el cero relativo para todo el proceso de cálculo incluyendo la línea D-E colocada en el banqueo.

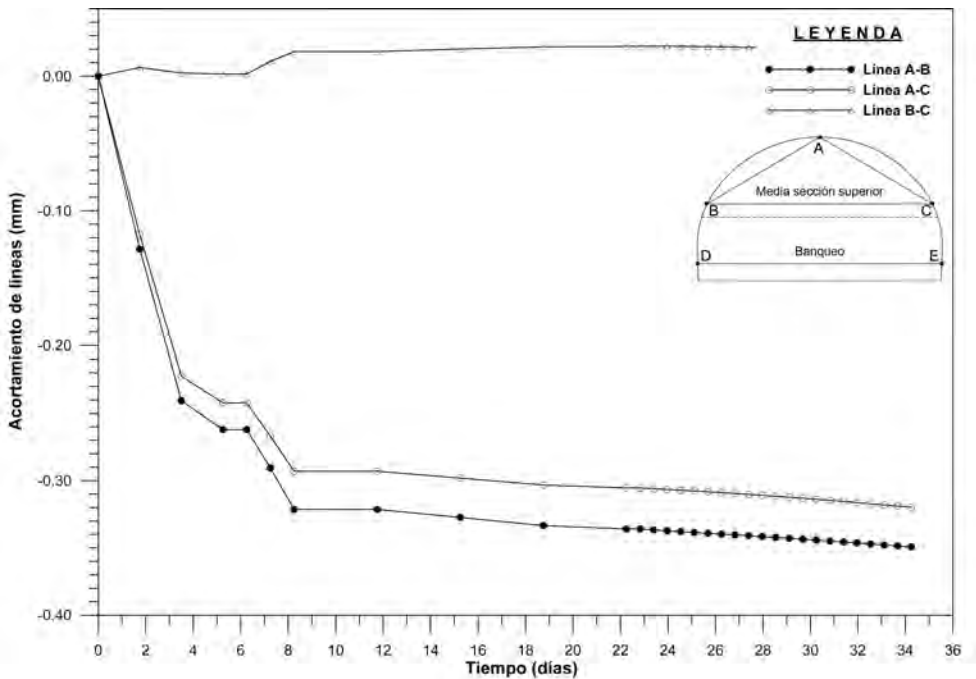


Figura 6.48. Gráfica de convergencias para la media sección superior.

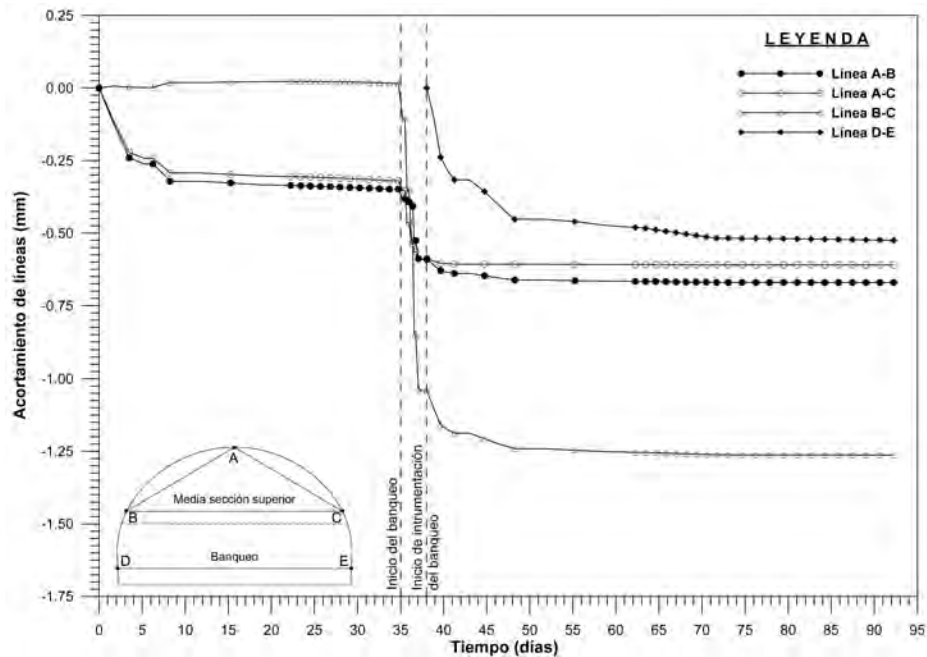


Figura 6.49. Gráfica de convergencias medibles para todo el proceso de cálculo.

Extensómetros e inclinómetros: En casos en que la vigilancia de los niveles de seguridad es crítica, como cuando hay estructuras cercanas y el túnel se excava a pocos metros de profundidad, o cuando se teme por la estabilidad global del terreno, es conveniente introducir extensómetros. Si el túnel es muy somero, conviene ponerlos desde la superficie, ya que podrá instrumentarse desde antes que el frente de la excavación pase por la sección de control. La información que se obtiene mediante esta técnica es valiosísima para la calibración de los modelos debido a que puede conocerse la respuesta del terreno anticipadamente y sobre todo, evitando el retraso natural propio de las mediciones de convergencias.

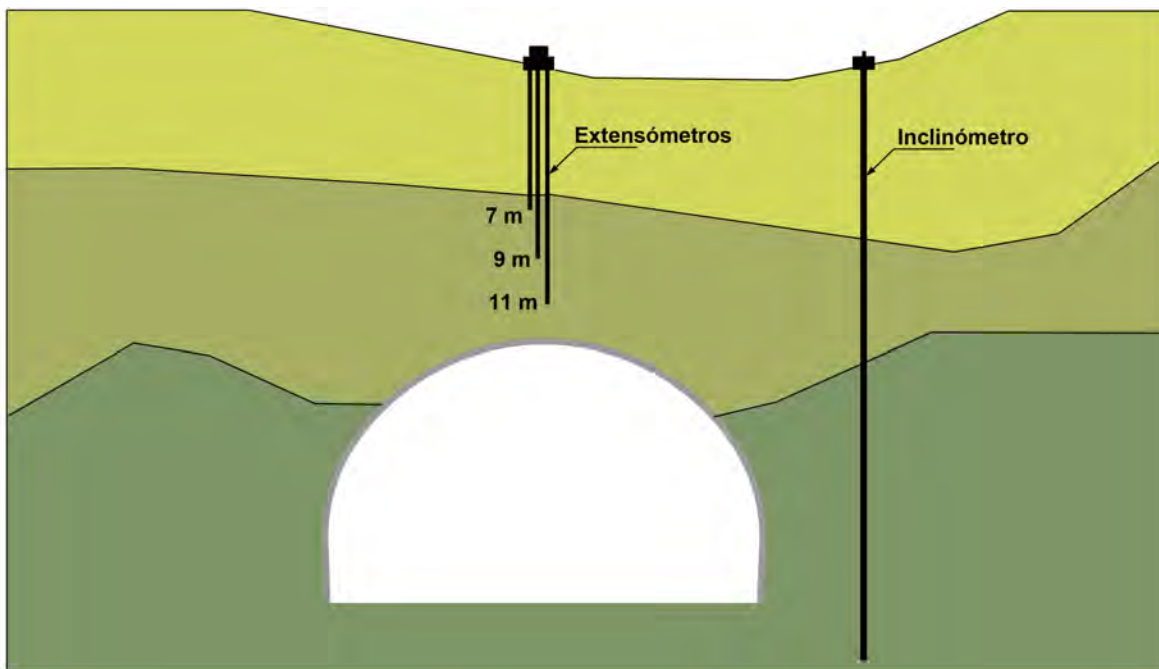


Figura 6.50. Ejemplo de la disposición de extensómetros e inclinómetros en el modelo de cálculo.

La Figura 6.51 muestra los resultados obtenidos de los puntos extensométricos colocados en el modelo para todo el proceso constructivo del túnel.

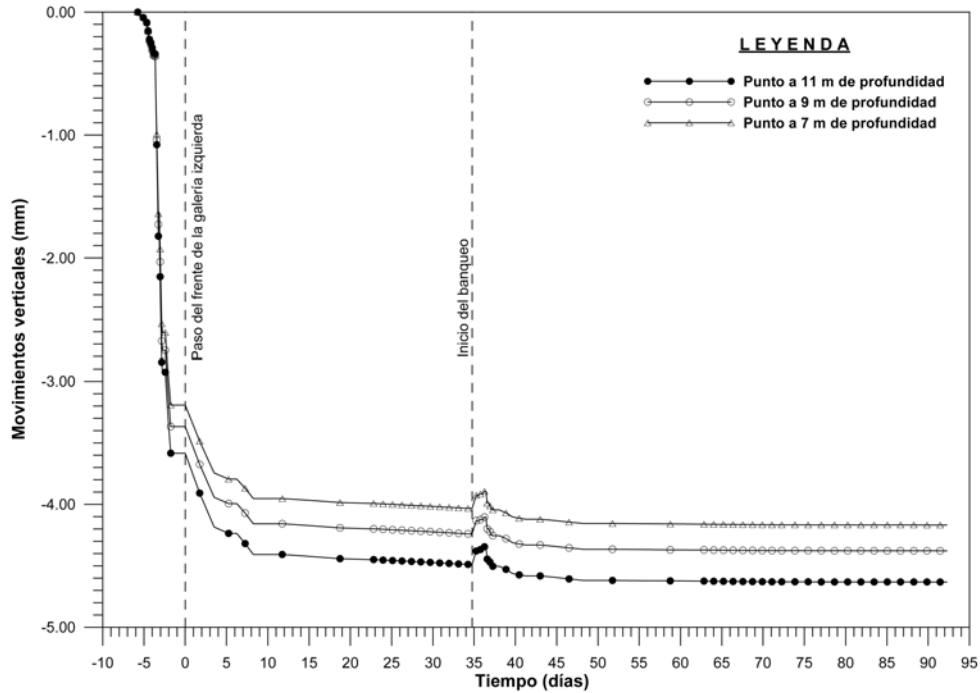


Figura 6.51. Resultados de los extensómetros en el modelo.

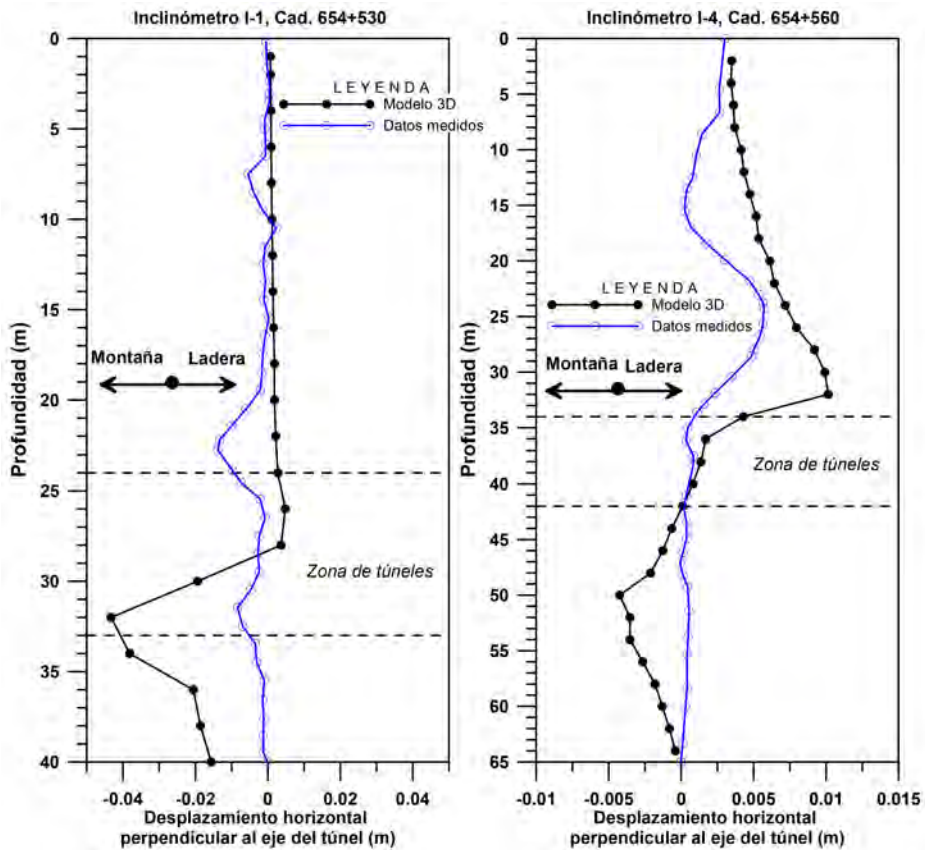


Figura 6.52. Ejemplo de inclinómetros modelizados y resultados reales instrumentados. Túnel Xicotepec II, Tomado de Sánchez et al (2014).

Los casos en los que se colocan inclinómetros cercanos a los túneles son similares a los de los extensómetros, con la ventaja de que pueden llevarse a mucha más profundidad; son especialmente útiles cuando el túnel se ubica cercano a una ladera tal que la excavación pudiera conducir a un colapso de esta. Mediante cálculos rigurosos y un buen tratamiento de los resultados, pueden establecerse niveles de alerta y umbrales de alarma.

La Figura 6.52 muestra un ejemplo de resultados de los inclinómetros modelizados para las obras de rescate del túnel Xicoteppec II, en la Autopista México-Tuxpan y los resultados medidos. Se trata de un túnel que colapsó llevándose consigo una parte muy importante de la ladera en la que se aloja; las obras de reconstrucción requirieron de medidas de seguridad extraordinarias.

Niveles de esfuerzos: En muchas ocasiones los niveles de esfuerzos en el entorno del túnel son determinantes para su estabilidad; la manera de representar las zonas que se encuentran en estado de rotura es a través de “puntos plásticos”. Varios programas comerciales colocan símbolos sobre los puntos de integración de los elementos finitos para indicar que dicha región se encuentra en estado de plastificación o rotura (Figura 6.53). A medida que haya más puntos plásticos en la vecindad del túnel, mayor será la probabilidad de que se produzca una falla (local o generalizada).

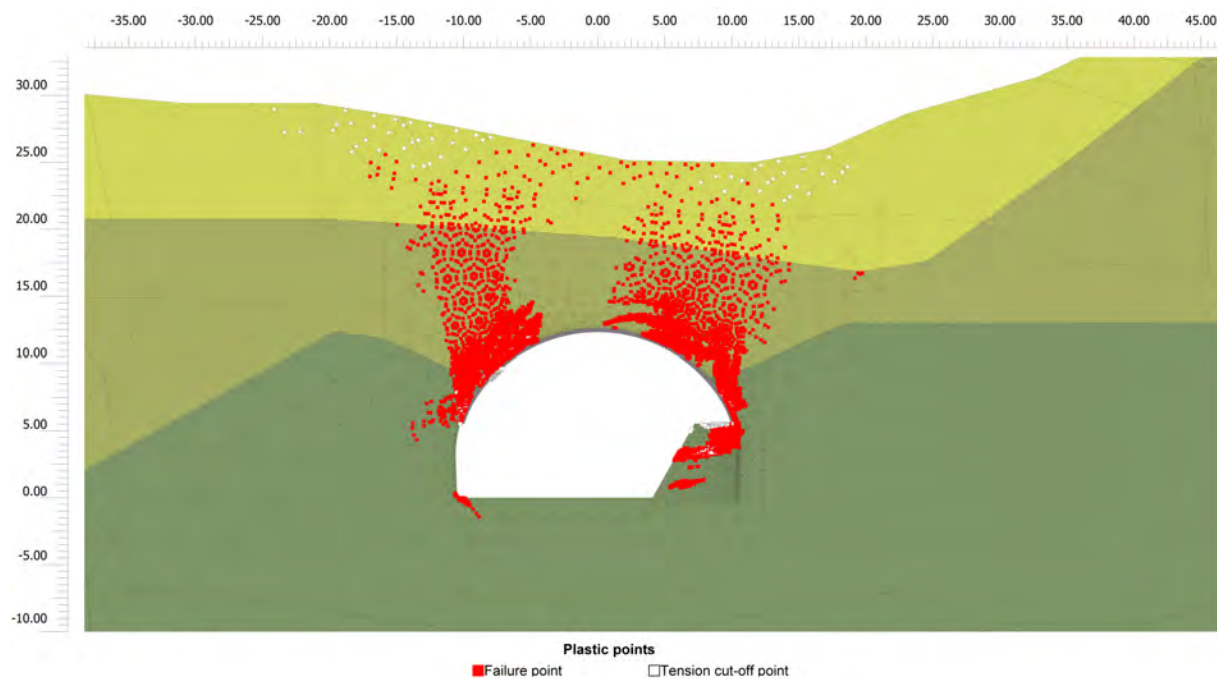


Figura 6.53. Puntos plásticos generados en el entorno del túnel para la segunda etapa del banqueo.

Otra forma de representar los niveles de esfuerzos es a través de contornos de “factor de esfuerzos”; el programa mide la “distancia” (en el espacio de los esfuerzos, donde se define el criterio de rotura) que existe entre el estado de esfuerzos actuando en un determinado punto y la envolvente de rotura del criterio de resistencia del material al que pertenece dicho punto. Esa “distancia” representa el “esfuerzo disponible” o el “esfuerzo relativo” y se cuantifica como factor, con valores que van del 0 al 1, donde 0 representa un elemento muy lejos de la rotura y 1, un elemento en estado de rotura.

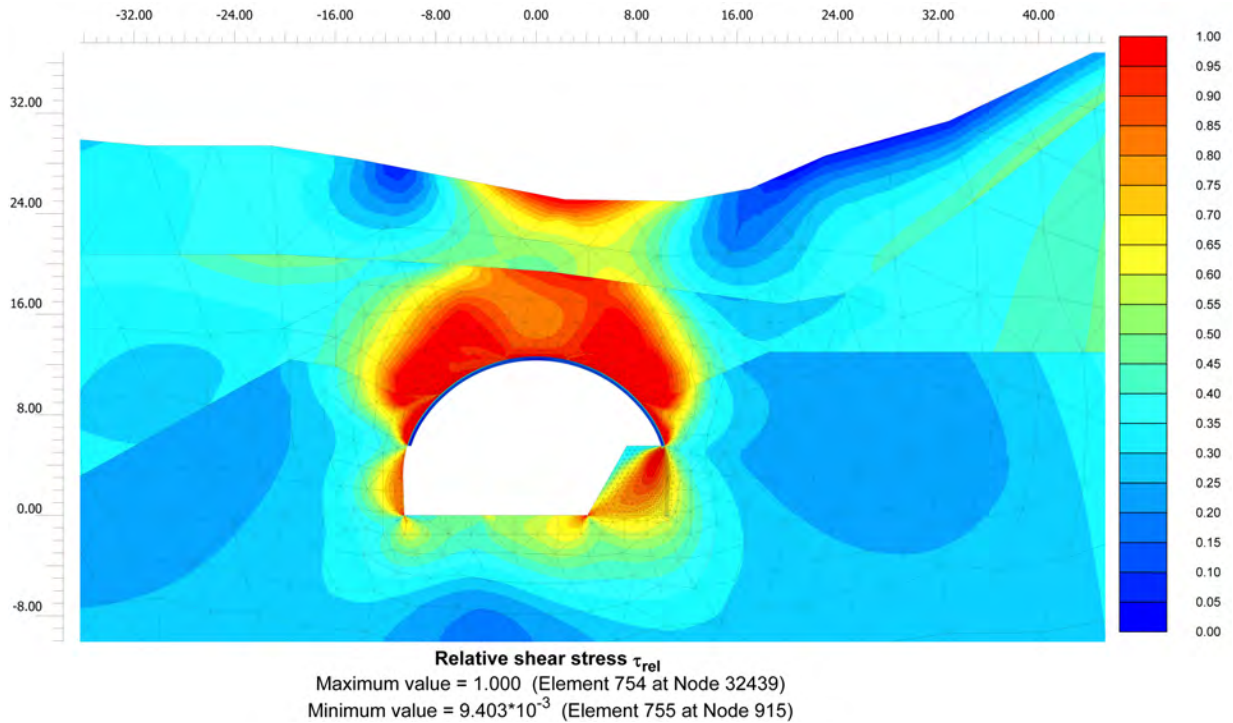


Figura 6.54. Contornos de “esfuerzos relativos de corte, τ_{rel} (factor de esfuerzos) generados durante la segunda etapa del banqueo.

Deformaciones desviadoras incrementales: A medida que el terreno plastifica, si el trabajo en deformaciones continua, las deformaciones desviadoras van concentrándose en “bandas de corte”. Estos resultados son muy útiles para bosquejar los mecanismos potenciales de colapso en el terreno (Figura 6.55).

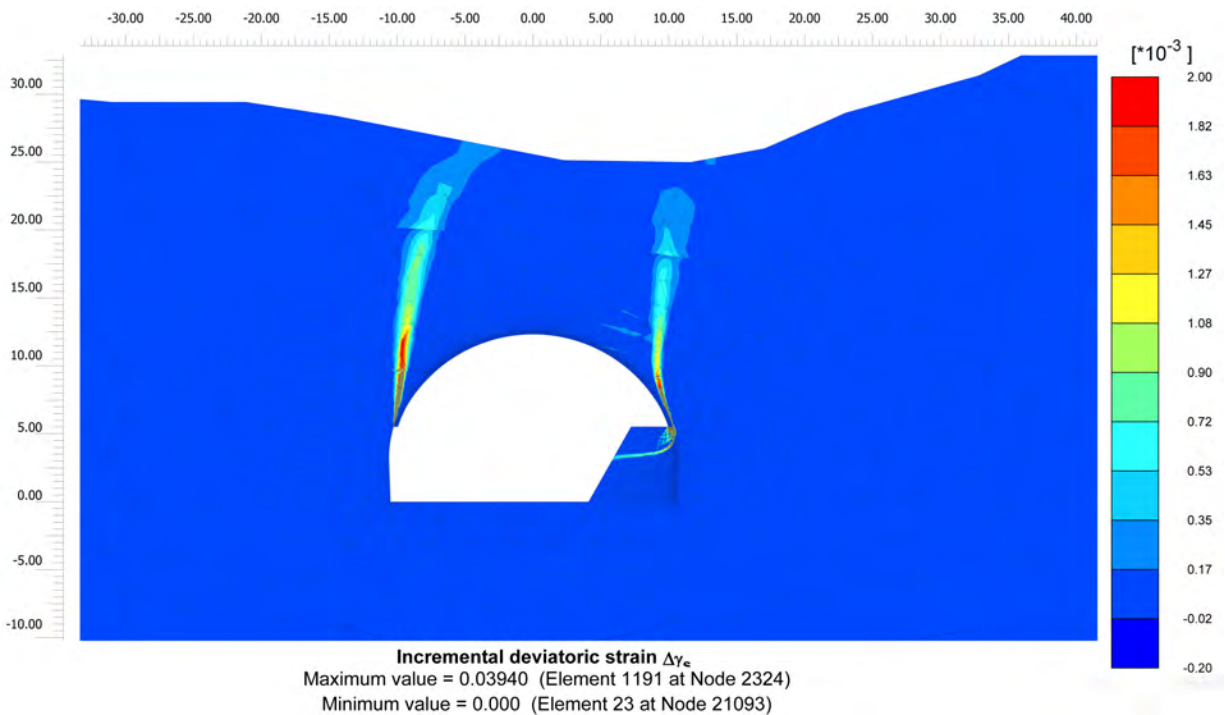


Figura 6.55. Contornos de deformación desviadora formando bandas de corte que ilustran un mecanismo potencial de inestabilidad sobre la bóveda del túnel.

Esfuerzos en el concreto lanzado: Cuando las estructuras de concreto se modelizan mediante múltiples capas de elementos finitos de alta precisión (elementos cuadráticos o de orden superior), pueden obtenerse resultados óptimos de esfuerzos que permiten, entre otras cosas, determinar adecuadamente los niveles de trabajo de la estructura (qué tan cerca o lejos están de la rotura, o si los esfuerzos están ya sobre la envolvente de resistencia), así como elementos mecánicos elastoplásticos (si es que las estructuras se simulan de acuerdo a un determinado criterio de resistencia) y deformaciones realistas. La Figura 6.56 muestra un ejemplo.

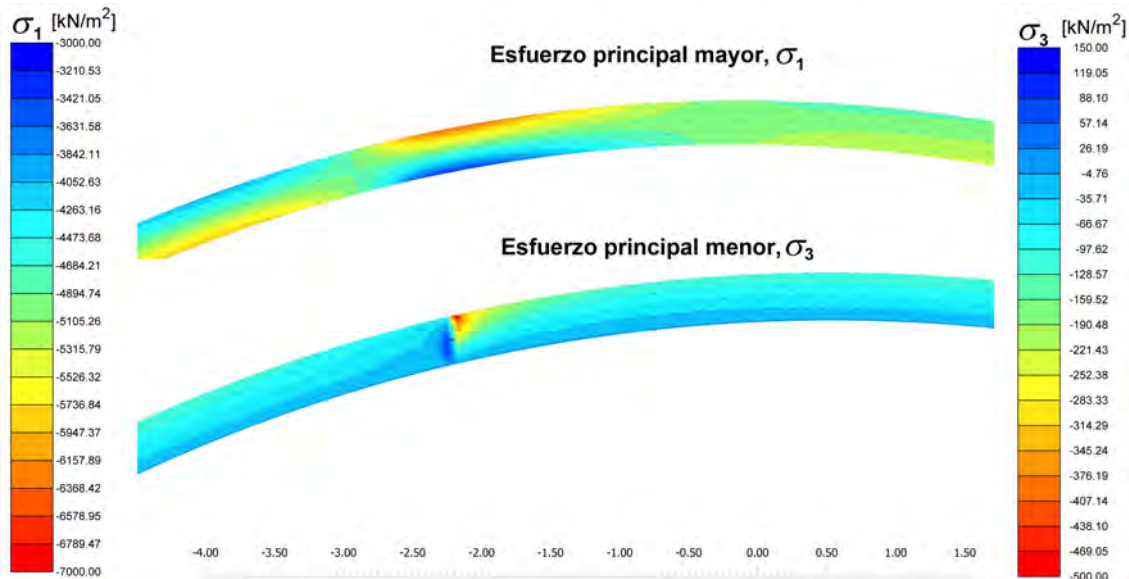


Figura 6.56. Esfuerzos principales actuando en un tramo del sostenimiento de concreto lanzado.

Elementos mecánicos: Los programas comerciales cuentan con herramientas útiles para representar las fuerzas que desarrollan algunas estructuras como revestimientos, marcos metálicos, pilotes, etc. Los resultados pueden graficarse a modo de elementos mecánicos (fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes). A este respecto, en el Capítulo 9 de este manual se incluye una amplia descripción.

6.4.4.4. Modelización en tres dimensiones

a) Definición del modelo

Para analizar el comportamiento de la excavación en 3 dimensiones, así como el desempeño del sostenimiento (marcos, concreto lanzado y en este caso también paraguas de micropilotes), se realizó una malla de diferencias finitas a partir del modelo de sólidos de la Figura 6.25. Se introdujo la disposición de las unidades geotécnicas, la geometría de las excavaciones y las diferentes fases del proceso constructivo (fases de excavación, avances, desfases e implementación de los elementos del sostenimiento), así como los elementos estructurales y sus características geométricas, elásticas y resistentes.

Una vez realizado el modelo de sólidos, se procedió al mallado, utilizando un pre-procesador comercial para elementos y diferencias finitas para posteriormente importar la malla en *FLAC^{3D}*, donde acabó de definirse el modelo tridimensional (Procedimientos constructivos, elementos estructurales, avances, etc.) mediante diferentes técnicas de modelado dentro del código *FLAC^{3D}*.

En la Figura 6.57 se muestra la malla de análisis por diferencias finitas completa y en la Figura 6.58 se ve un detalle de la excavación. Los elementos estructurales se simularon como se describe a continuación¹²:

¹² En el Capítulo 9 de este Manual se describen ampliamente los elementos estructurales de uso común en programas numéricos.

- **Paraguas de micropilotes:** Elementos tipo pilote (*Pile*)
- **Concreto lanzado:** Elementos de medio continuo (se simula también la evolución de la rigidez con el fraguado en el tiempo)
- **Marcos metálicos:** Elementos tipo viga (*Beam*)
- **Anclas de fricción:** Elementos tipo *Cable*

Para simular el comportamiento y las características de los micropilotes se asignaron parámetros a los elementos de tal forma que fueran equivalentes a tubos N-80 de 4 pulgadas de diámetro exterior y espesor de 7 mm. El código de diferencias finitas permite simular el comportamiento de los micropilotes (tubo de acero + inyección de lechada) asignando parámetros al acero (rigidez, módulo de Poisson, densidad, momento resistente máximo, área, momentos de inercia) y a la lechada (cohesión, ángulo de fricción, rigidez, etc.), así como al contacto entre ambos (rigidez, cohesión y fricción de la interface de contacto). El diámetro de perforación se consideró de 5 pulgadas con una resistencia a compresión simple de la lechada de 20 MPa y una rigidez de 10,000 MPa, minorando ambos valores con un coeficiente de seguridad de 1.5.

Los distintos frentes de excavación se simularon de tal forma que tuvieran un avance diario de 2.0 m cada uno, para la media sección superior y de 4 m diarios para los frentes del banqueo. Una vez realizada la excavación de cada avance, se procede a colocar el sostenimiento en el tramo correspondiente al avance anterior. Al colocar los elementos del concreto lanzado se les asignan propiedades de resistencia y deformabilidad de un día y de ahí en adelante, después de cada avance de la excavación (un avance por día), dichas propiedades van cambiando en función de la edad del concreto. Las hipótesis y fórmulas para determinar la evolución de las propiedades del concreto se encuentran detalladas en Capítulo 9 de este Manual.

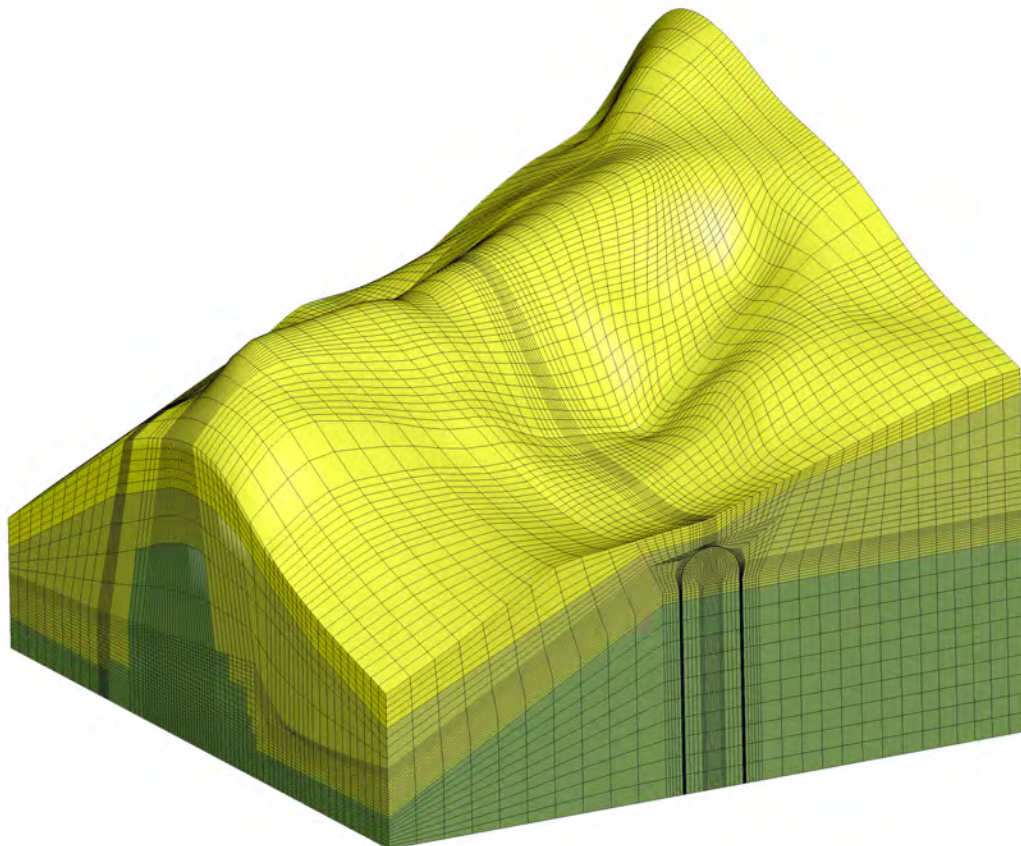


Figura 6.57. Vista de la malla de análisis por el lado del Portal Punta Diamante.

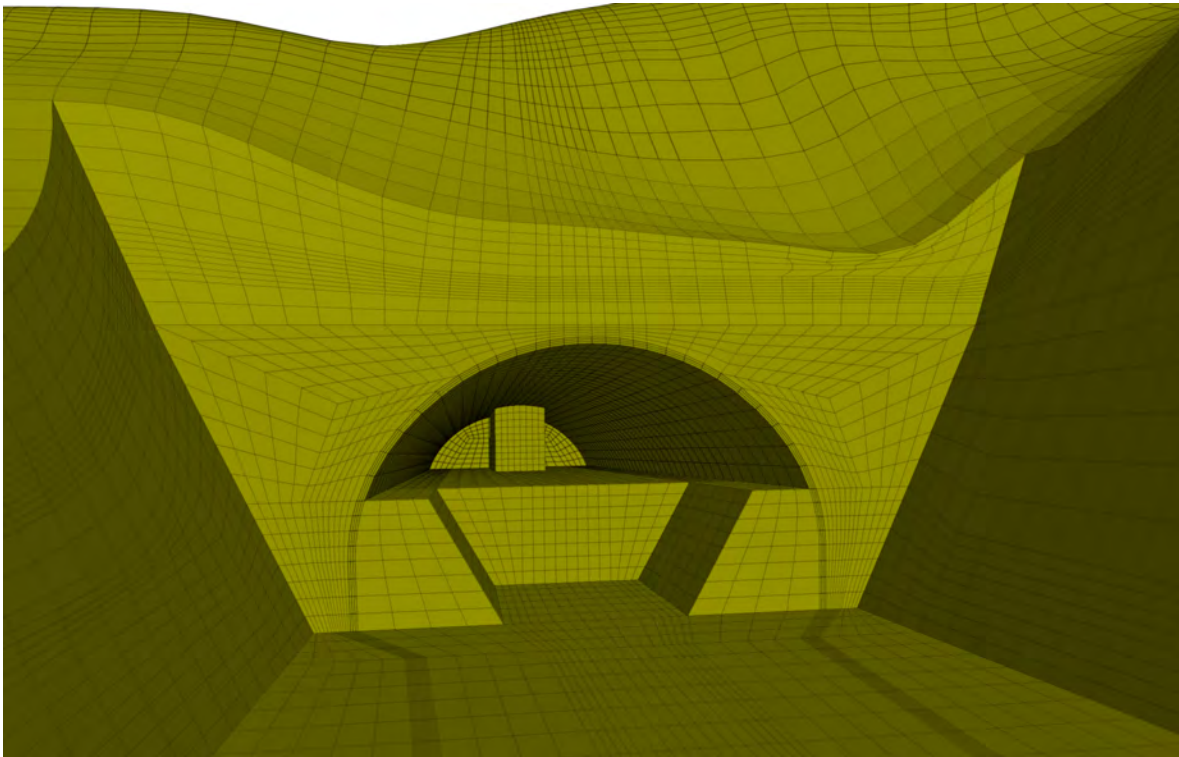


Figura 6.58. Detalle de la excavación visto desde uno de los portales.

En la Figura 6.59 se muestra un detalle de la geometría de la malla (sección por el eje del túnel) y los elementos estructurales (marcos metálicos y paraguas de micropilotes y concreto lanzado).

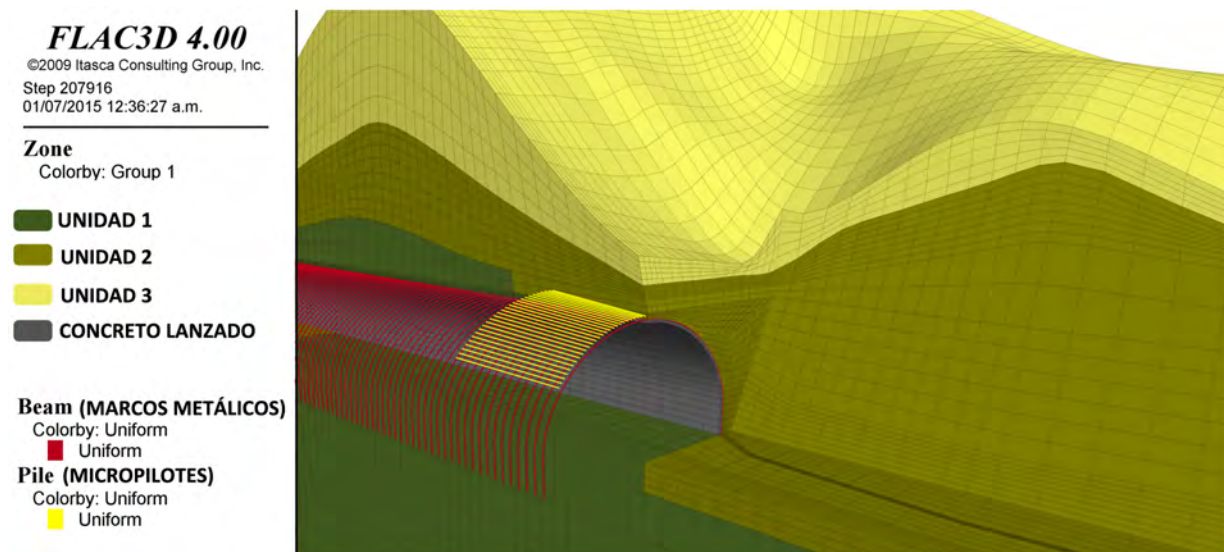


Figura 6.59. Vista desde uno de los portales donde se aprecian los marcos metálicos, los paraguas de micropilotes, el concreto lanzado y la geometría de la malla.

Una vez generada la malla se procedió a definir el estado inicial de esfuerzos. Para esto se dejó que el código de diferencias finitas llegara a un estado de equilibrio inicial (método del peso propio), una vez definida e impuesta la configuración de la superficie topográfica y un rango de valores del coeficiente de empuje lateral estimados entre 0.66 y 1.35, aproximación válida para este tipo de formaciones.

b) Simulación de la excavación y los sostenimientos

Se procede a programar la rutina de excavación, de manera que el modelo tridimensional de diferencias finitas fuera capaz de simular las excavaciones (fases de avance, tipo y tiempo de colocación del sostenimiento, resistencia y fraguado del concreto, resistencia y geometría del resto de elementos estructurales, desfases de las diferentes fases de excavación, etc.), tal cual están definidas en procedimiento constructivo antes descrito. Para los análisis de este ejemplo se utilizaron los parámetros geomecánicos mínimos.

En primer lugar se simula la excavación de los tajos de los portales realizando banqueos de aproximadamente 10 metros. Una vez abiertos los tajos, hasta el nivel de la media sección superior de los túneles se colocan los micropilotes; se procede a excavar los primeros 9 metros de túnel de acuerdo con la denominada “Condición Geotécnica E” (ver Capítulo 4), mediante la excavación de la media sección superior (en una sola fase), con avances de un metro y colocando el sostenimiento un avance por atrás. Posteriormente se excava la media sección superior en tres etapas, colocando marcos y concreto lanzado de acuerdo con la condición geotécnica D^(c), definida previamente. Finalmente se realizan los banqueos en tres etapas (primero banqueo central, después banqueo izquierdo y, por último, banqueo derecho) y con un desfase entre las diferentes etapas del banqueo de 4 m.

Los análisis fueron realizados para la combinación de parámetros geotécnicos mínimos determinados en la integración geotécnica (Tabla 6.2) y para los extremos de los valores definidos del coeficiente de esfuerzo lateral $k_0=0.66$ y $k_0=1.35$.

c) Resultados de los análisis

A continuación se presentan algunos resultados de los análisis. En la Figura 6.60 se muestran los contornos de igual magnitud de desplazamiento total en el contorno de la excavación para el túnel terminado y para los casos de coeficiente de esfuerzo lateral $k_0 = 0.66$ y $k_0=1.35$. De la Figura 6.61 a la Figura 6.64 se aprecian los contornos de igual magnitud de desplazamientos en el terreno para la componente vertical (z) y para la componente horizontal (x), con vista desde el portal de salida. Los resultados que se presentan corresponden con la combinación de parámetros mínimos de las tres unidades y para los casos de coeficiente de esfuerzo lateral $k_0=0.66$ y $k_0=1.35$.

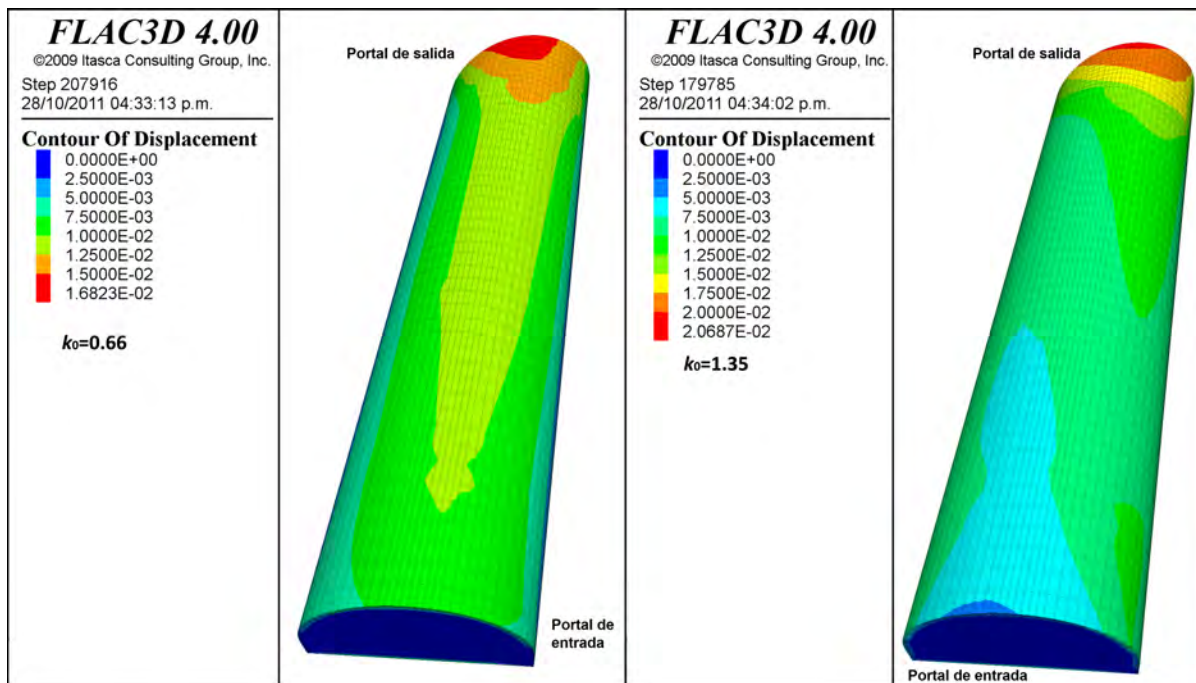


Figura 6.60. Contornos de igual magnitud de desplazamiento al final de la excavación para los casos de coeficiente de esfuerzo lateral $k_0=0.66$ y $k_0=1.35$.

Nótese en las siguientes figuras cómo los desplazamientos más grandes se generan en la zona del portal de salida, donde los verticales corresponden con el terreno en el talud frontal y por encima de la clave del túnel, mientras que los horizontales máximos se concentran en los taludes laterales. Por su parte, los verticales máximos se presentan para el caso de $k_0=0.66$ con valores de hasta 14 mm, contra 11 mm del caso $k_0=1.35$. Y en cuanto a los horizontales, para un $k_0=1.35$ se alcanzan valores de hasta 15 mm contra 8 mm del caso $k_0=0.66$.

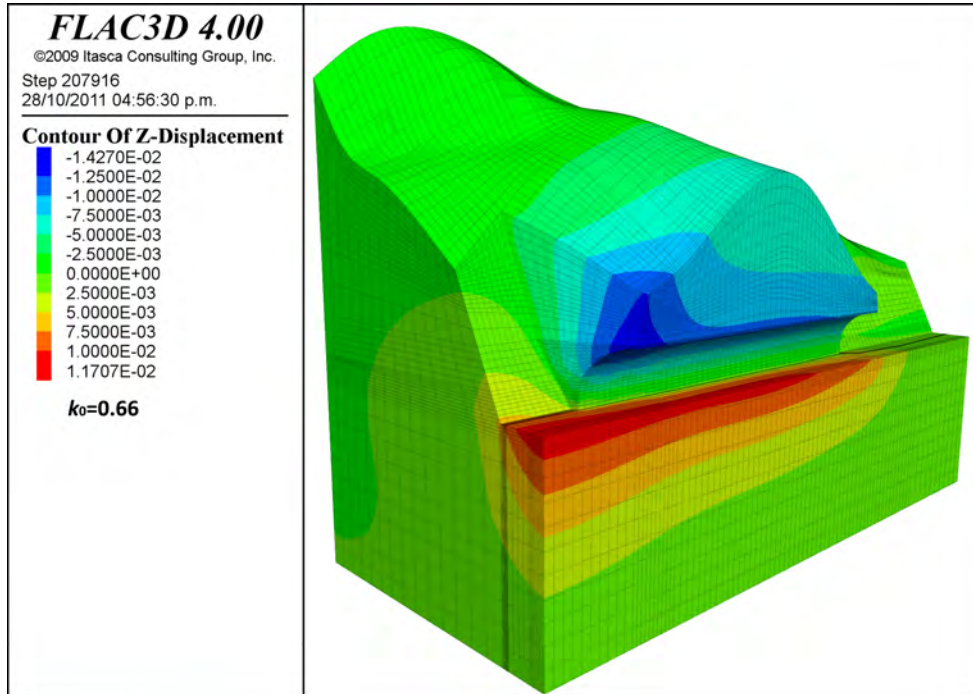


Figura 6.61. Contornos de igual magnitud de desplazamiento vertical para el caso de coeficiente de esfuerzo lateral $k_0=0.66$ y parámetros geotécnicos mínimos. Vista desde el portal de salida.

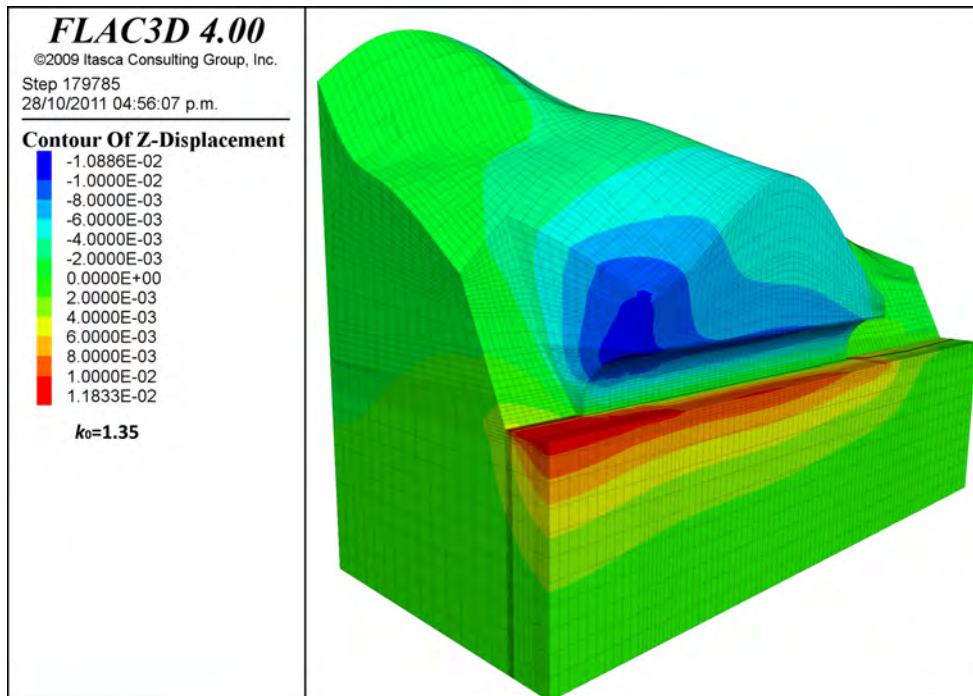


Figura 6.62. Contornos de igual magnitud de desplazamiento vertical para el caso de coeficiente de esfuerzo lateral $k_0=1.35$ y parámetros geotécnicos mínimos. Vista desde el portal de salida.

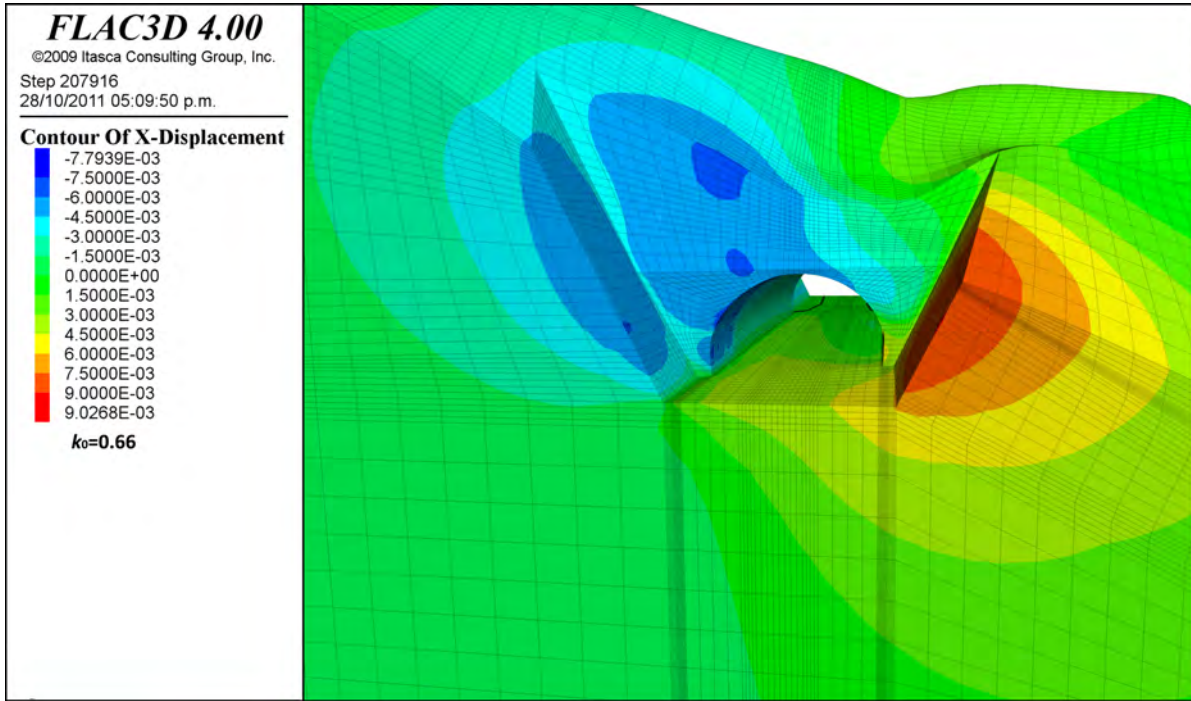


Figura 6.63. Contornos de igual magnitud de desplazamiento horizontal U_x para el caso de coeficiente de esfuerzo lateral $k_0=0.66$ y parámetros geotécnicos mínimos. Vista desde el portal de salida.

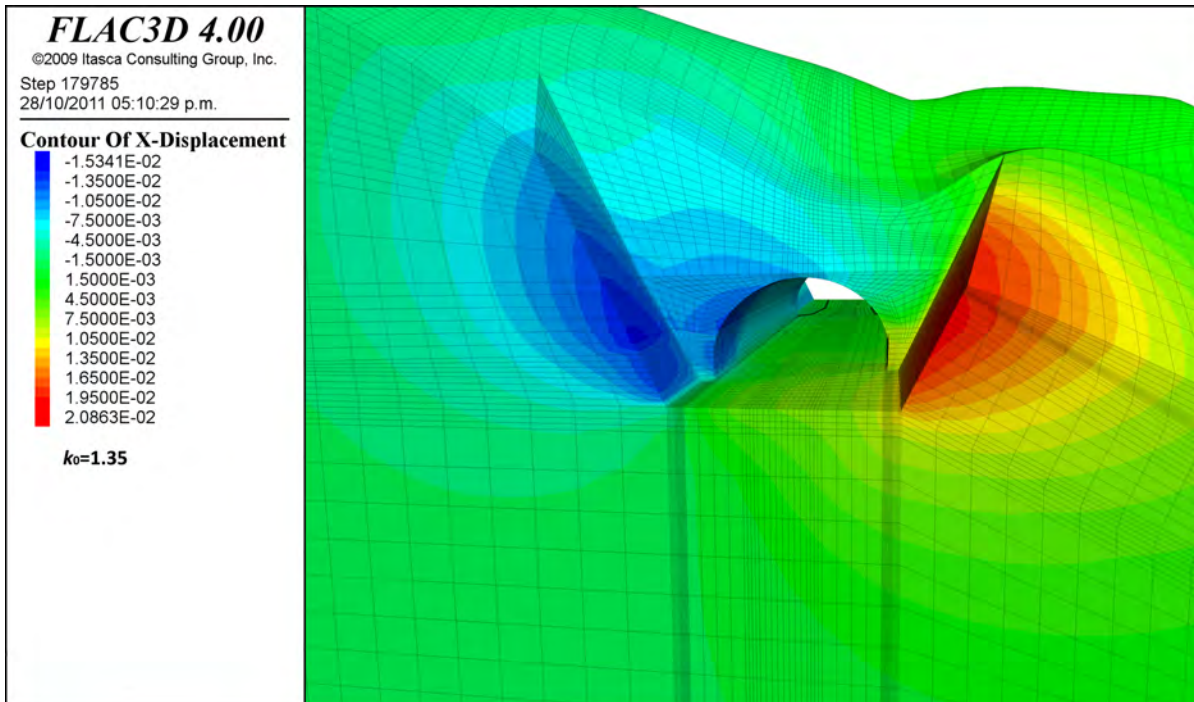


Figura 6.64. Contornos de igual magnitud de desplazamiento horizontal U_x para el caso de coeficiente de esfuerzo lateral $k_0=1.35$ y parámetros geotécnicos mínimos. Vista desde el portal de salida.

En las siguientes figuras se muestran los desplazamientos en distintos puntos de control sobre una sección transversal situada a 14 m del portal de entrada (que corresponde con el modelo de elementos finitos bidimensional del inciso anterior) para todo el curso de la excavación, tanto de la media sección superior como del banqueo. Estas gráficas permiten observar el comportamiento deformacional del modelo del túnel con respecto a la distancia al frente de los distintos puntos. En las gráficas puede verse cómo a medida en que el frente se va alejando, los desplazamientos van atenuándose hasta que prácticamente cesa la convergencia a los 62 m de distancia. Posteriormente se inicia el banqueo y los movimientos vuelven a activarse, primero con un ligero levantamiento, producto de la relajación que produce la excavación de la parte inferior del tajó de acceso y luego, cuando los frentes F4, F5 y F6 cruzan la sección de control vuelven a generarse convergencias, que finalmente se atenúan al alejarse el frente del banqueo (Figura 6.67 y Figura 6.68).

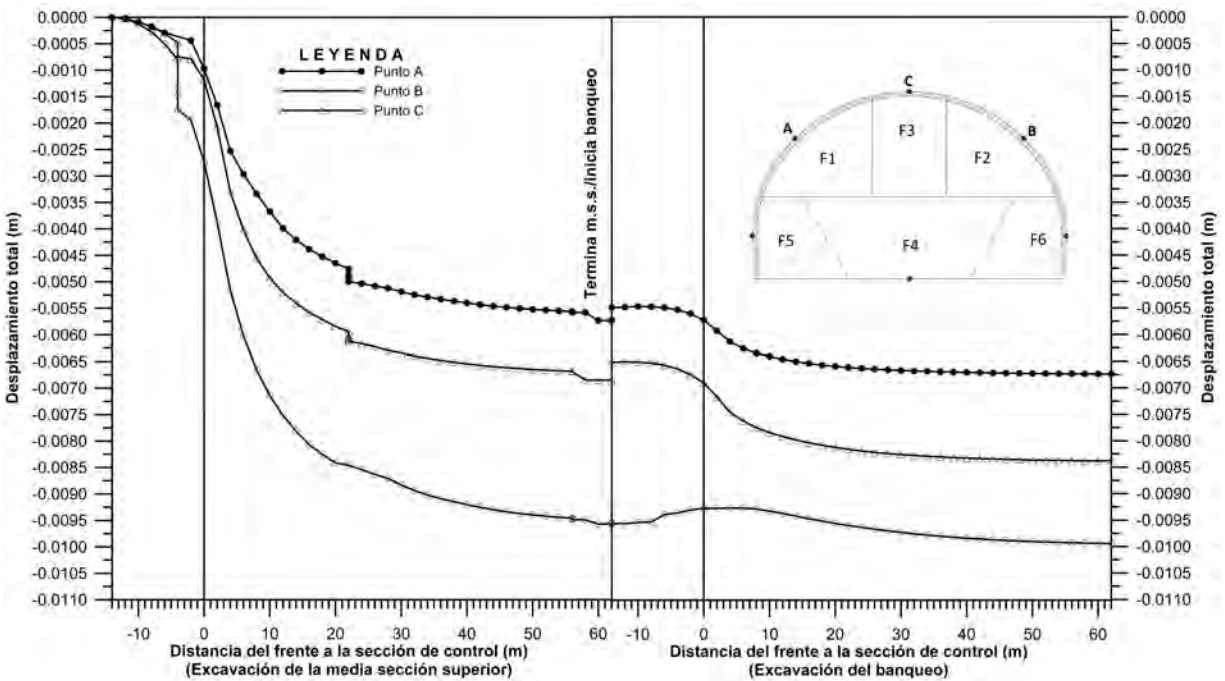


Figura 6.65. Evolución de los desplazamientos en tres puntos de control (A, B y C) en la sección de control con respecto a la distancia al frente, para la excavación de la media sección superior y el banqueo. Caso de coeficiente de esfuerzo lateral $k_0=0.66$

A partir de estas figuras puede apreciarse también que los desplazamientos evolucionan de manera distinta como consecuencia de la utilización de los coeficientes de esfuerzo lateral $k_0 = 0.66$ y $k_0=1.35$, aunque los órdenes de magnitud y los tiempos de estabilización son iguales.

El mismo procedimiento de monitoreo de los desplazamientos se realiza para tres puntos en la misma sección de control pero para la zona del banqueo. En las gráficas de la Figura 6.67 y la Figura 6.68 se muestran los resultados.

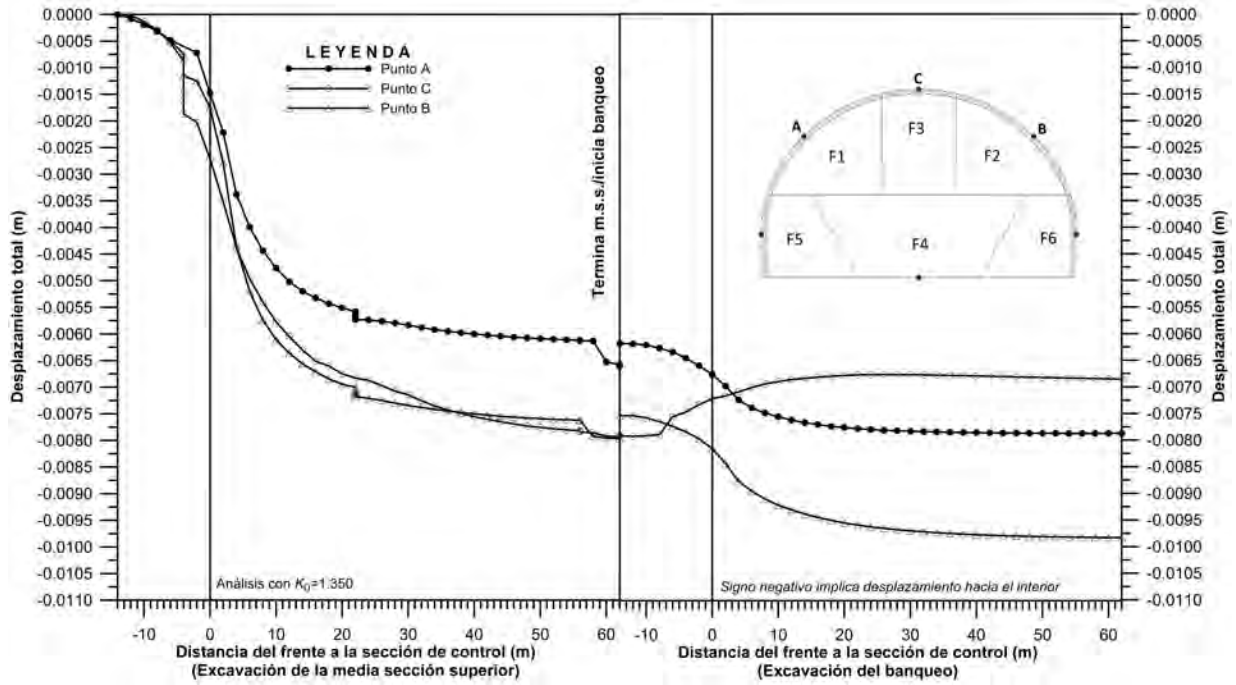


Figura 6.66. Evolución de los desplazamientos en tres puntos de control (A, B y C) en la sección de control con respecto a la distancia al frente, para la excavación de la media sección superior y el banqueo. Caso de coeficiente de esfuerzo lateral $k_0=1.35$

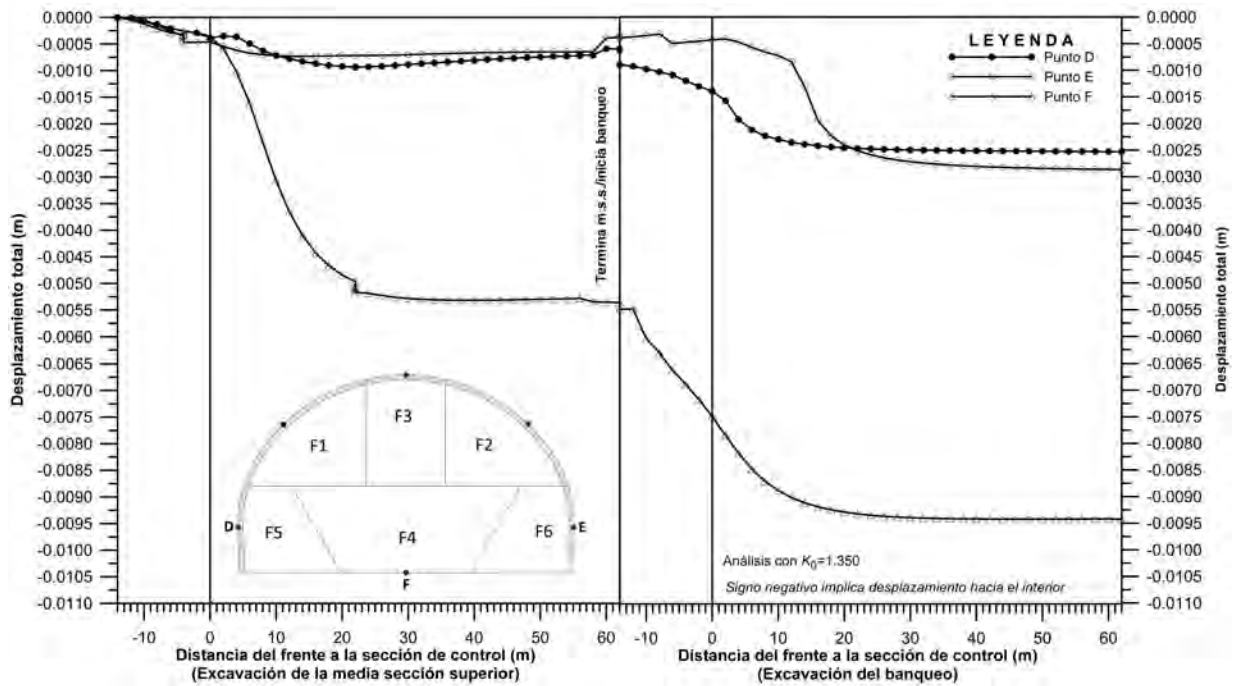


Figura 6.67. Evolución de los desplazamientos en tres puntos de control (D, E y F) en la sección de control con respecto a la distancia al frente, para la excavación de la media sección superior y el banqueo. Caso de coeficiente de esfuerzo lateral $k_0=0.66$

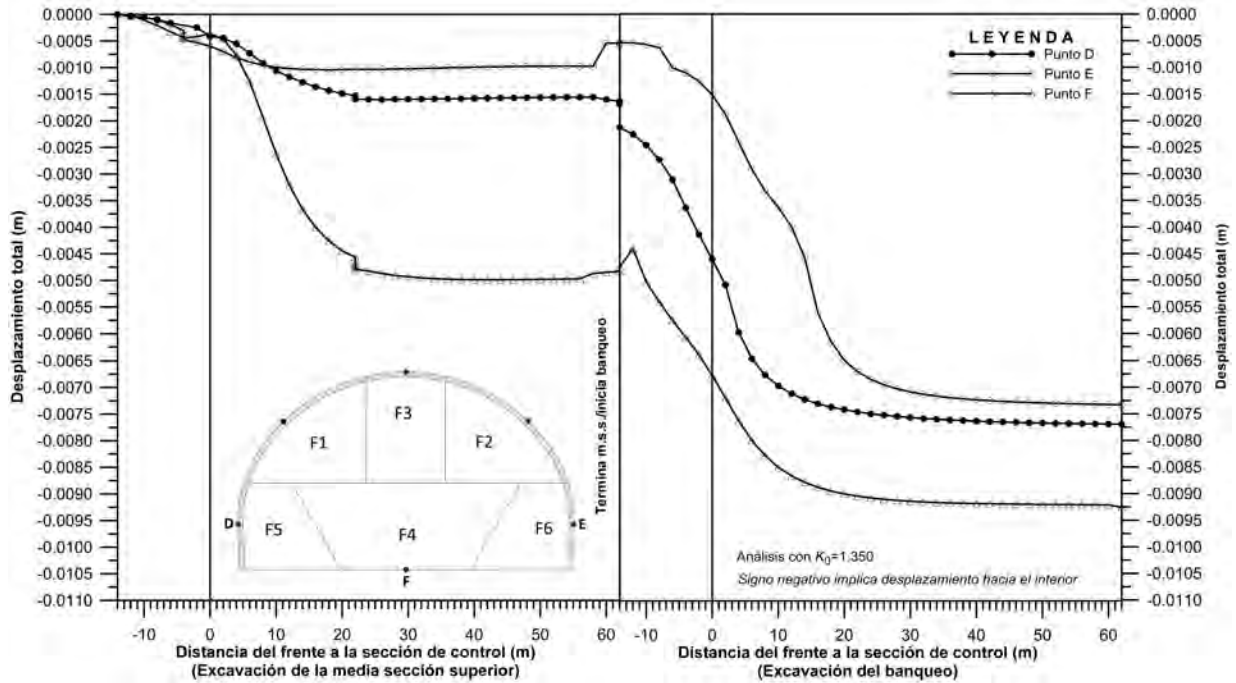


Figura 6.68. Evolución de los desplazamientos en tres puntos de control (D, E y F) en la sección de control con respecto a la distancia al frente, para la excavación de la media sección superior y el banqueo. Caso de coeficiente de esfuerzo lateral $k_0 = 1.35$.

El monitoreo de los puntos de control presentado en las gráficas anteriores, entre otras cosas sirve para determinar los porcentajes de relajación del macizo en el entorno de la excavación, a medida que avanzan los distintos frentes. Puede observarse cómo los desplazamientos en cada punto de medición empiezan antes de que el respectivo frente pase por la sección de control; que cuando se produce el paso del frente se registra un salto importante en los desplazamientos y que estos van atenuándose a medida en que el frente se aleja. Si se toma el valor de los desplazamientos, cuando éstos ya presentan una estabilización completa, como el 100% de la relajación, entonces puede establecerse el cociente entre el desplazamiento en cualquier punto anterior y el valor final adquirido (desplazamiento total al 100% de la relajación), como el porcentaje de relajamiento relativo en ese instante determinado.

De esta forma es posible establecer los valores de relajación y aplicarlos los análisis bidimensionales. En la Figura 6.69 se muestran los avances de los tres frentes de excavación (F-1, F-2 y F-3) así como las edades del concreto lanzado y, con distintos colores, su respectivo módulo de elasticidad E_c (N/m²). En la columna de la derecha se indica el porcentaje de relajación del macizo rocoso para distintas posiciones del modelo.

Partiendo de estos resultados, pueden recalibrarse los modelos bidimensionales simulando la excavación por fases así como la colocación del sostenimiento de marcos y concreto lanzado; a cada etapa de análisis se le asignan los porcentajes de relajación determinados mediante esta técnica y se colocan los mismos puntos de control para la media sección superior y el banqueo; al final se relacionan los resultados de desplazamiento en cada etapa con el avance equivalente del frente, respectivo a cada punto.

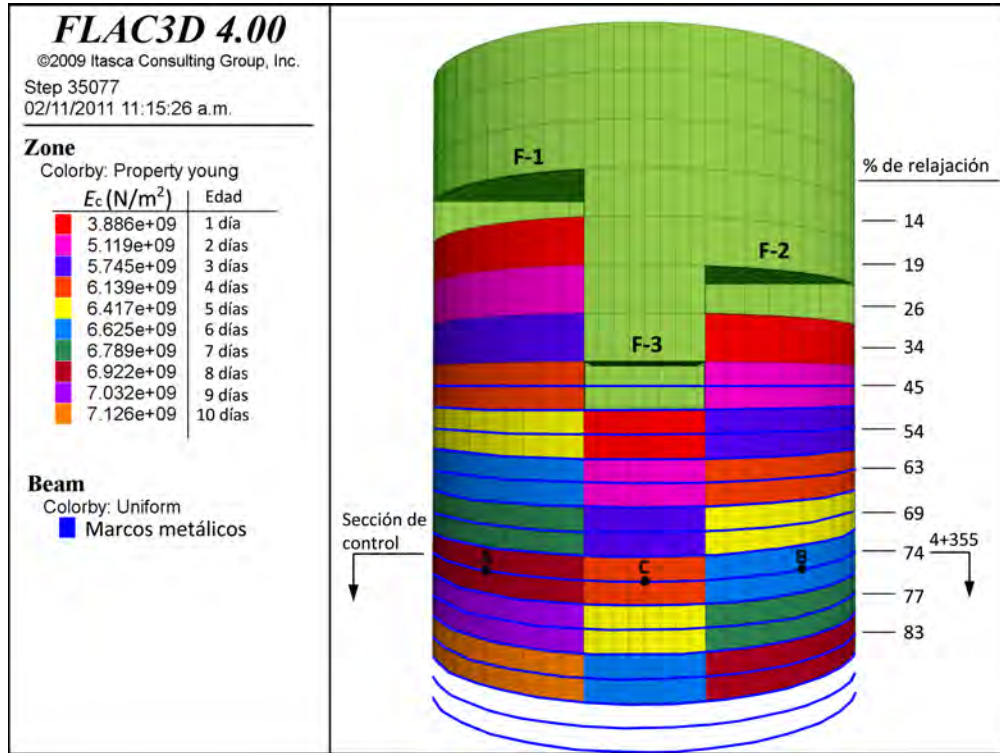


Figura 6.69. Avances de los tres frentes, edades del concreto lanzado con su respectivo módulo de elasticidad E_c y porcentajes de relajación en distintas secciones del modelo.

REFERENCIAS¹³

- 1 Anagnostou, G. (2011), "Tunnelling in anhydritic swelling rocks". Jornada Técnica: Túneles en terrenos salinos y expansivos. Aula Paymacotas, Ingeniería de Túneles, Alonso, E. y Arroyo, M. Eds. Universidad Politécnica de Cataluña.
- 2 Barton, N (1996) "Investigation, Design and Support of Major Road Tunnels using NMT Principles" IX Australian Tunneling Conference. Sydney, Australia.
- 3 Barton, N. (1995). "The influence of joint properties in modelling jointed rock masses". Keynote Lecture, 8th ISRM Congress, Tokyo, 3: 1023-1032, Balkema, Rotterdam.
- 4 Baudendistel, M. (1985). "Significance of the Unsupported Span in Tunneling", Tunneling '85, session 4, pp. 103-108.
- 5 Cundall P.A, (1971) "A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems" Proc. Symp. Int. Socitey Rock Mechanis. Nancy, Francia, vol. 1 artículo II-8.
- 6 Deere, D. U. and Miller, R. P. (1966). "Engineering Classification and Index Properties for Intact Rocks". Tech Rep Air Force Weapons Lab, New Mexico, no AFNL-TR, 65-116.
- 7 Hoek, E. (1995). "Practical Rock Engineering". A.A. Balkema.
- 8 Heidkamp H, Katz C (2004) "The swelling phenomenon of soils – Proposal of an efficient continuum modelling approach", Proc. ISRM Regional Symposium EUROCK & 53rd Geomechanics Colloquium, Verlag Glückauf, pp.743-748.
- 9 Hoek E. (1983) "Strength of Jointed Rock masses" 23rd Rankine Lecture. Geotechnique 33 (3) pp 187-223.
- 10 Hoek E. (2007) "Practical Rock Engineering- Rock Mass Properties" http://www.rocsience.com/education/hoeks_corner.
- 11 Hoek, E., Carranza-Torres, C., y Corkum, B. (2002), "Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition", In Proc. North American Rock Mechanics Society Meeting-TAC 2002: Mining and Tunneling Innovation and oportunity, Hammah, R. et al., eds., Toronto Canada, Vol. 1, pp. 267-273.
- 12 Itasca Consulting Group (2010). Manual del programa UDEC versión 4.2.
- 13 Itasca Consulting Group (2013) Manual del programa 3DEC versión 5.0.
- 14 Kaiser, P.K., Diederichs, M.S., Martin, C.D., Sharp, J. y Steiner, W. (2000). "Underground works in hard rock tunnelling and mining", in Proceedings, GeoEng2000 (Melbourne, Australia), pp. 841-926.
- 15 Kielbassa S, Duddeck H. (1991). Stress-strain fields at the tunneling face Three-dimensional analysis for two-dimensional technical approach. Rock Mech Rock Engng 1991;24(3):115-32.
- 16 Kovári K. "Tunnelling in Squeezing Rock" – Tunnel 5/98; Zurich.
- 17 Kovári, K. (1977): "The elasto-plastic analysis in the design practice of underground openings". In "Finite elements in geomechanics", 377-412, Wiley London.
- 18 Lorig L. y Varona P. (2013) "Guidelines for Numerical Modelling of Rock Support for Mines" 7th International Symposium on Ground Support in Mining and Underground Construction. AGC, Perth Australia.
- 19 Martin, C.D., Kaiser, P.K. y Christiansson, R. (2003). "Stress, instability and design of under-ground excavation", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 40, 1027-1047.
- 20 PANET, M (1995). "Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement". Presses des Ponts et Chaussées. Paris.
- 21 Pelli, F., Kaiser, P.K. & Morgenstern, N.R. (1991). "Influence of near face behaviour on monitoring of deep tunnels". Canadian Geotechnical Journal, 28(2): 226-238.

¹³ Los textos originales de este capítulo corresponden con la referencia [22].

- 22 Sánchez, F. (2014): “Ingeniería de Túneles”. Reg. # 03-2015-012110003000-1, SEP-INDAUTOR.
- 23 Sánchez, F., Suárez, F. Macedo, V. (2014). “El colapso del túnel Xicotepec I; una investigación sobre sus causas y un estudio para su reconstrucción”. IV Congreso Mexicano de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, México D.F., Editado por la Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, AMITOS.
- 24 Schikora, K., Fink, T. (1982); Berechnungsmethoden moderner bergmännischer Bauweisen beim U-Bahn-Bau. Bauingenieur: 193-198.
- 25 Terzaghi, K. (1968). “Introduction to Tunnel Geology” in Proctor, R. and T. White: “Rock Tunneling with Steel Support”, Youngstown Printing Co. Youngstown, Ohio, USA.
- 26 Windsor CR (1998). “Structural design of shotcrete linings”. In: Proceedings of Australian shotcrete conference, IBC conferences, Sydney, pp 1–34.

