



CAPÍTULO 10.
TÚNELES FALSOS Y BOQUILLAS



DIRECCIÓN GENERAL DE
SERVICIOS TÉCNICOS

CAPÍTULO 10. TÚNELES FALSOS Y BOQUILLAS



Túnel Los Chorros, Coahuila. Consultec Ingenieros Asociados, S.C. 2004

10.1. INTRODUCCIÓN

Además de funcionales, los túneles carreteros debieran ser estéticos y relajantes. Para ello, el proyecto podría, al menos, propiciar la minimización de los efectos de los cortes y la recomposición parcial de los daños que éstos causan en las montañas.

Los tajos de acceso deberían ser tan cortos como sea posible y, por consiguiente, los taludes laterales y frontal tan bajos como resulten. Es mejor construir túneles más largos que, por pretender acortarlos, comprometerse con grandes cortes que presenten problemas de estabilidad y requieran mantenimiento continuo.

Durante la operación de la carretera, el portal del túnel es realmente la única parte de éste que se ve, por lo tanto es conveniente y necesario que sea agradable estéticamente, encajando dentro del entorno general tanto del paisaje como el resto de la carretera (Figura 10.1).

Con base en lo anterior, en los portales de los túneles de carretera se deben proyectar y construir túneles falsos concebido como una prolongación de la estructura del revestimiento del túnel real; su construcción se efectúa normalmente en la etapa final de la obra. Sea que se restituya o no el terreno original, si los cortes son poco estables, el túnel falso proporciona una seguridad adicional muy conveniente, además de hacer más relajado el acceso al túnel.



Figura 10.1. Ejemplo de túneles falsos.

En las carreteras modernas, en laderas con cierto grado de inestabilidad o en aquellas vertientes en que ocurren sistemáticamente aludes y avalanchas de roca y suelos, se puede optar por la solución de auténticos túneles falsos que suelen ser estructuras de concreto cerradas, a veces con ventanas hacia el valle (Figura 10.2), que se diseñan y construyen con métodos que difieren sustancialmente de los que se emplean en los túneles excavados.



Figura 10.2. Túneles falsos con ventanas hacia el valle.

Por otro lado existen los túneles falsos que funcionan como medida de estabilización en cortes inestables y que funcionan realmente como una estructura de protección para la carretera. Para su construcción se excava desde la superficie el espacio que ocupará el túnel, se construye éste en el

espacio excavado y, una vez finalizada su construcción se cubre hasta lograr la altura de relleno ya sea para alcanzar el terreno natural que se tenía antes o hasta cierta altura solo para protegerlo (Figura 10.3).



Figura 10.3. Talud inestable y solución con Túneles falsos gemelos, carretera México Acapulco.

10.2. CONSIDERACIONES BÁSICAS PARA DETERMINAR SU LONGITUD

En el capítulo 2 de este Manual se mencionó que la posición del portal debería fijarse con base en las condiciones topográficas, geológicas, geotécnicas y con una cobertura conveniente para favorecer la estabilidad del portal y de los primeros metros de excavación del túnel.

También se mencionó que en todos los casos es recomendable la construcción de túneles falsos para disminuir los efectos visuales de atrincheramiento y choque frontal y también para mejorar la funcionalidad del túnel evitando el riesgo de caídos de bloques o deslizamientos sobre la calzada, como los mostrados en la Figura 10.4.



Figura 10.4. Deslizamiento en los portales del túnel Agua de Obispo, septiembre de 2013, (izquierda, portal Acapulco; derecha portal México).

Tomando como base los criterios generales para la definición de los emportalamientos descritos en el capítulo 2 y, considerando que los taludes que conformarán el portal del túnel tienen que ser lo menos alto posible pero con la cobertura necesaria para que los primeros metros de túnel no tengan problemas de estabilidad, la longitud de los túneles falsos como prolongación del túnel podrá ser relativamente corta; sin embargo, si el portal por alguna razón presenta cortes altos, los túneles falsos tendrán otra función y la longitud y características estructurales tendrán que ser suficientes para soportar la posible caída de bloques y la eventual posibilidad de contener algún deslizamiento (Figura 10.5).

En laderas con problemas de inestabilidades en la que ya fue construida la carretera pero se presentan recurrentes deslizamientos o caída de bloques, la solución es un túnel falso cuya longitud dependerá de la zona o zonas inestables; la altura de su relleno dependerá de la altura del corte y, de las condiciones de estabilidad que permanezcan después de construido el túnel falso.



Figura 10.5. Túneles falsos de longitud relativamente corta y de longitud considerable.



Figura 10.6. Túnel falso en la carretera Durango – Mazatlán.

Los túneles falsos son estructuras que requieren de técnicas tanto de cálculo como de construcción muy sofisticadas para su diseño, proyecto y construcción, a continuación se presentan algunas consideraciones y recomendaciones.

10.3. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL¹

Las obras de túneles falsos y alcantarillas tradicionalmente se han dimensionado con métodos simplificados de diseño. Sin embargo, existe una serie de situaciones no contempladas por estos métodos que pueden poner en riesgo la estabilidad de la construcción. Cada obra tiene sus características particulares de geometría y topografía, que muchas veces quedan fuera de lo considerado como ideal, por lo que pueden presentarse situaciones en que las simplificaciones propuestas por los métodos tradicionales estén muy lejos de cumplirse.

¹ Los textos originales de esta sección corresponden con la referencia [13].

Entonces surge la necesidad de estudiar el problema en un espectro mucho más amplio: la distribución de esfuerzos en el medio, las condiciones de apoyo, las rigideces de los distintos elementos, la asimetría, etcétera, empiezan a jugar un papel determinante en el comportamiento global de la obra y cualquiera de estos elementos puede ser el factor que desencadene una serie de problemas potenciales que incluso, en el peor de los casos, puede terminar en el colapso de la estructura.

Por otro lado, el hecho de poder analizar globalmente el problema de un túnel falso (saber qué es lo que pasa en el medio que la rodea), en su cimentación y en su propia estructura, brinda alcances mucho mayores que, además de permitir alcanzar una sensibilización muy completa, puede redundar en ahorros económicos importantes, a la vez de aumentar la seguridad de la obra.

Los programas basados en técnicas numéricas (método de elementos finitos y método de las diferencias finitas en este caso) son de las herramientas más versátiles y confiables con la que hoy se cuenta para el estudio global de problemas de interacción suelo–estructura. Sin embargo, tal y como se explicó en el Capítulo 6 de este Manual, las herramientas numéricas no dejan de exigir un entendimiento profundo de los fenómenos físicos y por lo tanto, si no se emplean con bases sólidas y con el dominio de todos los factores que influyen en los resultados, pueden representar armas de doble filo.

10.3.1. Aspectos físicos a considerar en los análisis

10.3.1.1. Interacción terreno–estructura

La interacción debe entenderse como el fenómeno producido en la intercara terreno–estructura, que consiste en la generación de fuerzas distribuidas sobre el área de contacto, tales que son capaces de mantener al sistema en equilibrio estático teniendo como condición adicional una compatibilidad de deformaciones determinada por las características de rigidez de cada elemento (Kovari, 1982).

Normalmente, en los análisis realizados se asegura que las fuerzas de interacción sean exclusivamente de compresión, por la razón lógica de que, si en algún punto de la intercara aparecieran fuerzas con tendencia a separar la estructura, simplemente desaparecería el contacto. Además, en los casos que aquí se analizan, el fenómeno de interacción terreno–estructura se desarrolla completamente en el perímetro de la sección (el relleno, al confinarla, ejerce la doble acción de carga y soporte).

Las fuerzas que actúan sobre la estructura pueden ser tanto de tipo activo (cargas directas propiciadas por la cedencia del soporte), como del tipo pasivo (reacciones del terreno que resisten la deformación de la estructura); por lo tanto, resolver el equilibrio estático del fenómeno, es decir, determinar esta compleja distribución de fuerzas equilibrantes (que a su vez es resultado de una compatibilidad de deformaciones en los contactos), no es una tarea fácil, pero sí es posible acotarlo dentro un intervalo aceptable de soluciones.

10.3.1.2. Condiciones estáticas

Las consideraciones estáticas para calcular las fuerzas y deformaciones del sistema se basan en un concepto de triple interacción: primero, el subsuelo toma las cargas transmitidas por la cimentación y en éste pueden generarse asentamientos y rotaciones de los apoyos; segundo, el relleno lateral que, una vez colocado y compactado actúa como componente de la estructura y resiste los movimientos de arco produciendo reacciones que lo soportan lateralmente; finalmente, el material del terraplén así como los vehículos que transitarán actuarán básicamente como carga (Figura 10.7).

Los elementos que componen el sistema son deformables e interactúan unos con otros. Sin embargo, cuando la altura del terraplén sobre la clave de la bóveda no es muy grande, ésta actúa sólo como un peso muerto y su capacidad para resistir no tiene mayor relevancia en el comportamiento del sistema. La forma en que el arco interactúa con el relleno lateral, colocado por capas, puede entenderse al considerar dicho relleno como parte del sistema estructural. A medida que el relleno lateral crece, la bóveda experimenta un confinamiento creciente que implica un cambio estructural sistemático.

10.3.1.3. Cargas en el sistema estructural

Interesa de manera particular el proceso de colocación y compactación del relleno lateral, ya que las fuerzas internas, los elementos mecánicos y las deflexiones cambian con cada capa.

Uno de los objetivos del análisis es poder determinar, para cada sección del arco, los valores críticos del momento flexionante M y la carga axial N conforme evoluciona el relleno. Para esto, se debe tener clara la magnitud de las fuerzas que actúan sobre el sistema estructural, las cuales están determinadas por el peso específico del material γ y por el espesor de las capas colocadas que, en el sentido vertical, se calculan con la relación $p_v = \gamma \Delta H$. En sentido horizontal no resulta fácil determinar *a priori* su magnitud, el valor de p_h estaría comprendido entre la presión activa y la presión del suelo en reposo, dependiendo de las rigideces de los elementos que componen el sistema estructural, es decir, el hecho de que se genere uno u otro tipo de presión lateral está en función de la relación de rigidez de la bóveda y el relleno.

10.3.1.4. Efectos Geométricos

Una serie de factores geométricos que también influyen en el comportamiento de la obra y que deben tomarse en cuenta en los análisis son:

- El claro de la bóveda
- La presencia de taludes laterales
- La inclinación de los taludes laterales
- La distancia entre la base del arco y los taludes laterales
- El espesor de las capas de terraplén

La simetría juega un papel muy importante en el comportamiento del sistema. Por razones estructurales, debe procurarse que la obra sea lo más simétrica posible. Se ha comprobado, tanto en la práctica como numéricamente, que las cargas asimétricas en una bóveda suelen ser muy desfavorables para su estabilidad. Lo anterior conduce a que en el procedimiento constructivo sea muy importante recomendar que los trabajos de colocación y compactación del relleno lateral se lleven a cabo lo más simétricamente posible.

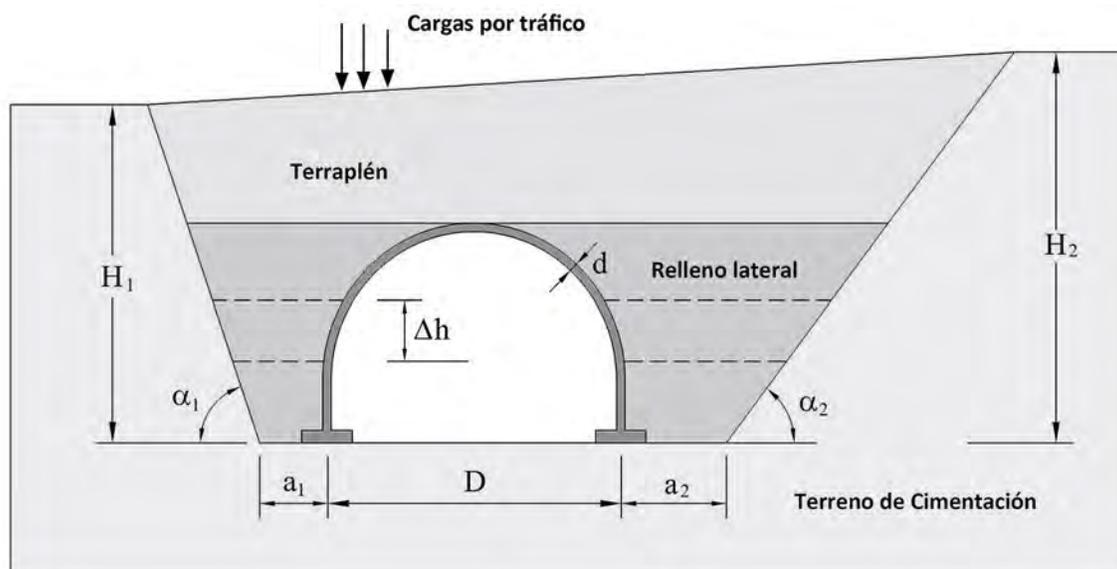


Figura 10.7. Sistema de triple interacción.

10.3.1.5. Efectos que induce el procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo genera una serie de efectos que deben ser tomados en cuenta para comprender de manera integral el problema del túnel falso; esto es, aún cuando podemos describir de forma aproximada los fenómenos de interacción con el terreno y el autoaporte por el efecto de arco, las etapas constructivas tienen una influencia relevante sobre el comportamiento global, de tal manera que pueden producir cambios y efectos importantes durante la ejecución de la obra.

Durante la etapa de colocación y compactación del relleno lateral es necesario llevar a cabo un control minucioso de las deformaciones. Pueden presentarse tres casos desfavorables; el primero, que el relleno este mal compactado debido a las dificultades de acceso, mala ejecución por parte del contratista y negligencia por parte de la supervisión; el segundo se relaciona con una sobre-compactación, que puede producir empujes con tendencia al tipo activo sobre la paredes del arco, generando una excesiva deformación vertical hacia arriba, que a su vez ocasiona elementos mecánicos de efecto contrario al esperado durante la vida útil de la obra. Y el tercer caso es cuando el relleno se coloca de manera asimétrica, primero en un lado y luego en el otro, produciendo una deformación lateral en la bóveda y por consiguiente la ruptura de la estructura. Las fotografías de la Figura Figura 10.8 y la Figura 10.9 muestran el caso de las boquillas prolongadas de un túnel en el que los trabajos de relleno se hicieron de manera incorrecta resultando en la rotura de la estructura.



Figura 10.8. Ejemplo de un relleno asimétrico.



Figura 10.9a. Rotura de la estructura de concreto reforzado.



Figura 10.9b. Rotura de la estructura de concreto reforzado.

Generalmente, al colocar las capas del relleno sobre la clave, habrá un efecto de cedencia hacia abajo, con el consiguiente ensanchamiento de los hastiales iniciándose de inmediato el proceso de interacción contrario al que se tenía durante el relleno lateral.

10.3.2. Modelización y análisis

10.3.2.1. Condiciones de contorno

Cómo ya se ha dicho, la única manera de considerar en los cálculos los fenómenos más importantes asociados a la construcción de este tipo de estructuras es mediante la utilización de programas numéricos de aplicación en geotecnia.

El modelo geomecánico se plantea de tal forma que es el procedimiento de análisis numérico el que se encarga de proporcionar los resultados como base del diseño del proyecto. Dicho modelo toma en cuenta las características geométricas de la obra, las etapas en las que se realizan las mismas, así como la interacción con los sistemas estructurales.

Resulta conveniente partir de un planteamiento conceptual global sobre los dos componentes principales del problema: la bóveda y el relleno compactado; se ha enfatizado en el hecho de que la resistencia y la estabilidad estructural se da por la combinación de ambos y que la presencia independiente de alguno de ellos no representa un elemento importante en la estabilidad general de la obra.

El relleno lateral es un elemento estructural que, junto con la bóveda, constituyen realmente la estructura de soporte que hace posible una obra de este tipo. El relleno desarrolla resistencias del tipo pasivo que se manifiestan por medio de restricciones ante las deformaciones por ensanchamiento que tienden a producirse en la bóveda. Las capas, así definidas, deben tener un grado adecuado de

compactación (95% de su PVSM por lo menos), con lo cual se puede tener plena seguridad de que la resistencia estructural de la bóveda se desarrollará adecuadamente para producir una estabilidad por deformaciones y esfuerzos. Arriba de la clave del túnel falso, el material de relleno tiene influencia sobre éste solo del tipo de carga activa.

10.3.2.2. La estructura de la bóveda, su rigidez y representación en el modelo de elementos finitos

El primer paso consiste en definir las dimensiones de la bóveda de concreto, ya sea colada in situ o prefabricada. Las bóvedas coladas in situ suelen ser continuas y sólo tienen juntas de colado al final de las zapatas; los túneles falsos prefabricados suelen estar formados por dos dovelas que se apoyan en las zapatas y apoyadas en la clave formando una rótula.



Figura 10.10. Túnel falso en la Autopista Cuernavaca-Acapulco.

La modelización de las rigideces para la estructura se hace exclusivamente por medio de las características geométricas de la sección (área y momento de inercia) y las propiedades de deformabilidad (módulo de elasticidad y relación de Poisson).

Una vez determinada la geometría, tanto de la bóveda como del terreno de cimentación, taludes laterales, etc., se procede a modelizar el procedimiento constructivo mediante el programa numérico seleccionado, teniendo en cuenta también las propiedades de deformabilidad y resistencia de los distintos materiales y el tipo de interacción terreno-estructura que habrá de generarse. El comportamiento del concreto suele considerarse elástico-lineal. En cuanto a los materiales geotécnicos del terreno natural, si se considera relevante, pueden representarse mediante modelos constitutivos con comportamiento elastoplástico (no lineal); las interfaces terreno-estructura se modelizan mediante elementos especiales de contacto, pudiendo representar adecuadamente el rozamiento entre suelo y bóveda.

Los modelos constitutivos que deben emplearse para los materiales de relleno poseen características especiales de las que se hablará más adelante.

10.3.2.3. El material de relleno, sus propiedades de deformabilidad y resistencia

Según las recomendaciones prácticas para estas obras (ref. 10), el material confinante debe ser de tipo granular, eliminando de preferencia los finos, aun cuando se menciona que con una mezcla de material granular con un contenido bajo de arcilla o limo, puede resultar una buena estructura de suelo. Esto induce a fabricar un relleno compactado de gran resistencia friccionante, que varíe poco con el tiempo, incluso ante la presencia del agua.

Para fines de construcción y especificaciones de control de calidad, las zonas del relleno son descritas a través del grado de compactación según las normas reconocidas; pero para fines de análisis, es necesario manejar ciertos conceptos avanzados sobre deformabilidad y resistencia. Los análisis matriciales que incluyen los métodos de elementos finitos o diferencias finitas se basan en la determinación de las rigideces, tanto de la bóveda de concreto como del terreno, éste último definido con las siguientes propiedades:

- Módulo de elasticidad, E
- Relación de Poisson, ν
- Ángulo de fricción interna, ϕ
- Cohesión (representa poca influencia debido a que los materiales de terraplén y relleno deber ser de tipo granular), c
- Peso volumétrico (saturado y seco), $\gamma_{\text{sat}}, \gamma_{\text{dry}}$

Todos estos valores tienen una relación (aunque no directa) con el grado de compactación. Esto queda comprobado por el hecho de que, a mayor grado de compactación, mayor rigidez y consecuentemente mayores propiedades de deformabilidad y resistencia. Por tal razón, al utilizar técnicas numéricas es recomendable llevar a cabo estudios paramétricos donde se analiza la variación de los resultados respecto al cambio en las propiedades mecánicas de los distintos materiales; solo de esta forma es posible sensibilizarse adecuadamente con el problema tenso-deformacional de un túnel falso. Además, como es bien sabido, las propiedades de los materiales de relleno constituyen un conjunto de factores que influyen en el comportamiento global de la estructura. De estos factores, uno de los más importantes es la deformabilidad de los materiales y es precisamente en la definición de sus parámetros (E y ν) donde surgen las mayores incertidumbres.

10.3.2.4. Efectos no lineales

En algunos problemas geotécnicos la rigidez del terreno juega un papel predominante en el comportamiento global del modelo. Desafortunadamente, dicha rigidez no es una simple constante, sino que se trata de una variable que depende de los niveles de esfuerzos y, más aun, del tipo de esfuerzo aplicado, en particular, si se trata de procesos de carga o de descarga.

De acuerdo con diversos autores, debido a dicha dependencia, en los análisis numéricos es necesario emplear leyes constitutivas que tengan en cuenta la variación del módulo de elasticidad con los niveles de esfuerzos, por ejemplo, el confinamiento debido a la profundidad.

Los parámetros de deformabilidad juegan un papel muy importante en el comportamiento global del modelo. La deformabilidad del relleno depende de diversos factores como la granulometría, la deformabilidad y resistencia individuales de las partículas, el origen de dichas partículas, así como del grado de compactación y el esfuerzo de confinamiento a que están sometidas. De todos estos factores, el único que suele conocerse con certeza es el origen de los materiales. Con la geometría de las distintas zonas de material y el peso aproximado de los materiales, es posible aproximarse a los esfuerzos de confinamiento que existen dentro de los rellenos.

Los modelos constitutivos más frecuentemente empleados en este tipo de análisis son de tipo hiperbólico y tienen en cuenta la no linealidad que existe en el módulo de elasticidad, de acuerdo con el nivel de confinamiento. Estos modelos son adecuados para presas de materiales sueltos, terraplenes

y pedraplenes, ya que, además de representar de manera realista la distribución de rigideces dentro de la estructura, se adaptan muy bien al proceso de análisis incremental para simular el procedimiento constructivo y llegar a un estado tensional acorde con la geometría del problema y la naturaleza de los materiales.

Los modelos constitutivos cohesivo-friccionantes como el de Mohr-Coulomb por lo general incluyen una única constante (E_s) para el módulo de elasticidad del suelo. En el caso de túneles excavados en suelos, estos modelos pueden ser utilizados para calcular valores realistas de desplazamientos siempre y cuando se considere de alguna manera la variación de E_s con el confinamiento debido a la profundidad y se asignen valores de este parámetro más relacionados con procesos de descarga-recarga (E_{ur}) y no de carga. Sin embargo, en el caso de los túneles falsos, dicha variación de E_s con el confinamiento no parte de una posición fija del túnel respecto a una cota de referencia (superficie), sino que ésta va cambiando conforme crece el relleno a los lados y sobre la estructura. Estas limitaciones de los modelos tipo Mohr-Coulomb suelen obviarse debido a que son modelos muy conocidos que están implementados en la mayoría de los programas comerciales.

a) Modelo hiperbólico

La mayoría de los suelos tienden a exhibir un comportamiento tensodeformacional elástico de tipo no lineal aun a niveles bajos de esfuerzo; no obstante que la distancia entre el estado tensional actual y la superficie de fluencia sea grande.

En 1963, Kondner y sus colaboradores, formularon un modelo de elasticidad quasi-lineal para representar los resultados obtenidos de pruebas triaxiales drenadas en arenas y arcillas. La representación analítica de las curvas esfuerzo-deformación viene dada por la siguiente expresión:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (10.1)$$

donde: σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor respectivamente, ε_1 la deformación axial y a y b parámetros que definen la forma de la hipérbola. La pendiente de la curva en cualquier punto (módulo tangente E_T) se obtiene derivando la función(10.1):

$$\frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial\varepsilon_1} = \frac{a}{(a + b\varepsilon_1)^2} = E_T \quad (10.2)$$

Despejando la deformación de (10.2):

$$\varepsilon_1 = \frac{a(\sigma_1 - \sigma_3)}{1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (10.3)$$

Y sustituyendo (10.3) en (10.2):

$$E_T = \frac{1}{a} [1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)]^2 \quad (10.4)$$

Entonces, cuando el esfuerzo desviador es nulo ($\sigma_1 - \sigma_3 = 0$ en (10.4) o $\varepsilon_1 = 0$ en (10.3) puede verse que el valor que adquiere la pendiente corresponde con el módulo inicial:

$$E_T(\varepsilon_1 = 0) = E_i = \frac{1}{a} \quad (10.5)$$

Por otro lado, cuando la deformación tiende a infinito, la curva de vuelve asintótica a un valor definido por la resistencia desviadora última, mientras que la pendiente a su vez tiende a cero.

$$E_T = \frac{1}{a} [1 - b(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}]^2 = 0 \quad (10.6)$$

Y por lo tanto:

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (10.7)$$

Luego, Sustituyendo (10.5) y (10.7) en (10.4) se obtiene:

$$E_T = E_i \left[1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \right]^2 \quad (10.8)$$

En la Figura 10.11 se muestra un esquema de esta formulación.

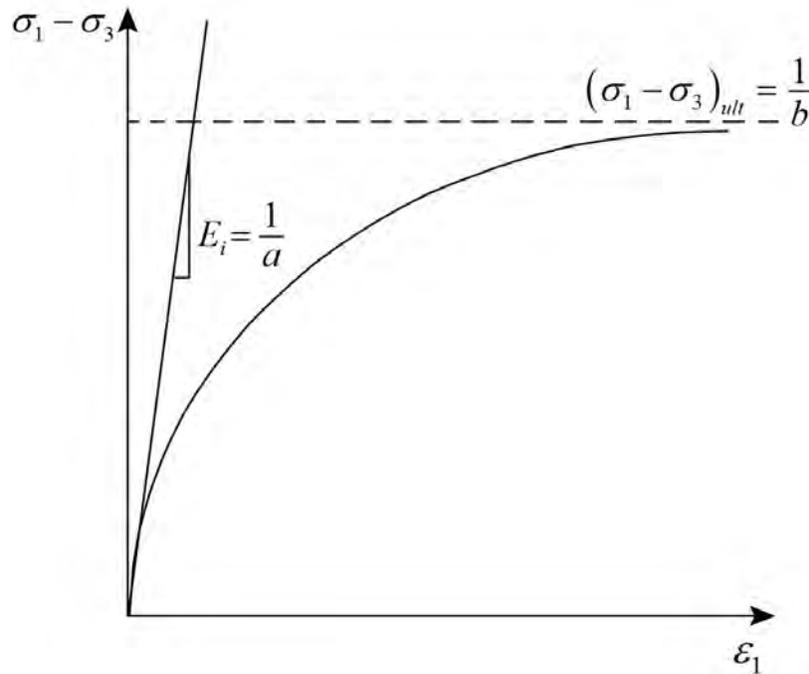


Figura 10.11. Curva representativa del comportamiento de los suelos.

b) Modelo de Duncan-Chang (1970)

Existen básicamente dos tipos de efecto no lineal en el material de relleno que pueden generarse durante el proceso de colocación y compactación. Estos son: (a) el incremento de la rigidez del suelo al aumentar la presión de confinamiento y (b) el hecho que el suelo alcance un estado de plastificación o rotura debido a los grandes esfuerzos desviadores producidos en las cercanías de la bóveda. A partir de los estudios experimentales de Jambu (1963), Duncan y Chang (1970) hicieron notar que los parámetros a y b varían con el nivel de confinamiento σ_3 y demostraron que E_i puede expresarse como función de σ_3 mediante la siguiente relación:

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (10.9)$$

donde: K constante adimensional típica de cada material determinada normalmente por ensayos
 p_a presión de referencia (i.e., atmosférica)
 n exponente que determina el rango de variación de E_i respecto a σ_3

Los coeficientes K y n pueden obtenerse graficando, E_i y σ_3 de una serie de ensayos *in situ* o de laboratorio y aproximando con una ecuación de potencia.

Posteriormente, para darle sentido físico a la posición de la asíntota, Duncan y Chang propusieron que ésta debería estar un poco por encima del estado desviador en el que se inicia la fluencia del material, de acuerdo con el modelo de Mohr, Coulomb, es decir:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2(c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)}{1 - \sin \phi} < (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (10.10)$$

Y a la relación entre el estado de falla y la asíntota lo definieron como:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (10.11)$$

donde $R_f \leq 1.0$ y los valores típicos que adquiere oscilan entre 0.85 y 0.95, dependiendo del material.

Entonces, el parámetro b puede escribirse como:

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} = \frac{R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{R_f (1 - \sin \phi)}{2(c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)} \quad (10.12)$$

Y sustituyendo (10.9) y (10.12) en (10.8):

$$E_T = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)} \right]^2 \quad (10.13)$$

Para fines de análisis se utiliza el módulo de referencia E al 50% de la resistencia al esfuerzo desviador que se obtiene como sigue: de la ecuación (10.9), si $p_a = \sigma_3$, entonces $E_i = E_i^{ref}$, que es el módulo de deformación de referencia. Luego, puede demostrarse que la relación entre el E_{50}^{ref} y el E_i^{ref} viene dada por:

$$E_{50}^{ref} = E_i^{ref} \left(1 - \frac{1}{2} R_f \right) = K P a \left(1 - \frac{1}{2} R_f \right) \quad (10.14)$$

Brinkgreve y Broere (2004) argumentan que, debido a la gran no-linealidad exhibida por los suelos, es más conveniente utilizar el parámetro E_{50}^{ref} para la carga primaria en lugar de E_i como lo hace el modelo de Duncan-Chang. E_i , al ser un módulo tangente, es más difícil de obtener experimentalmente.

De acuerdo con los autores E_{50}^{ref} se obtiene a partir de ensayos triaxiales. Sin embargo, es muy común que en una etapa de pre-diseño no se cuente con este tipo de pruebas, especialmente cuando éstas deben ser de gran escala como en el caso de terraplenes y pedraplenes. Por lo tanto es importante contar con correlaciones o aproximaciones basadas en datos de la literatura. La Tabla 10.1 presenta algunos valores útiles de los parámetros que utiliza el modelo hiperbólico.

Tipo de suelo	Compactación estándar	γ	K	n	R_f	ε_u	c	ϕ
	(%)	kN/m ³					kPa	°
SW	95	22.6	950	0.60	0.70	0.02	0	48
	90	21.5	640	0.43	0.75	0.05	0	42
	85	20.2	450	0.35	0.80	0.08	0	38
	80	19.1	320	0.35	0.83	0.11	0	36
	60	14.6	54	0.85	0.90	0.23	0	29
ML	95	20.3	440	0.40	0.95	0.06	27.57	34
	90	19.2	200	0.26	0.89	0.10	24.13	32
	85	18.3	110	0.25	0.85	0.14	20.7	30
	80	17.1	75	0.25	0.80	0.19	17.23	28
	60	10.6	16	0.95	0.55	0.43	0	23
CL	95	19.1	120	0.45	1.00	0.13	62.05	15
	90	17.9	75	0.54	0.94	0.17	48.26	17
	85	17.0	50	0.60	0.90	0.21	41.37	18
	80	16.0	35	0.66	0.87	0.25	34.43	19
	60	8.9	16	0.95	0.75	0.55	0	23

Tabla 10.1. Propiedades de suelos para rellenos (Selig, 1988).

Otra tabla de gran utilidad para contar con una buena referencia de parámetros elásticos es la propuesta en 1990 por Selig.

Gravelly Sand (SW)						
Maximum Principal Stress Level (psi)	95% Standard Compaction			85% Standard Compaction		
	E (psi)	B (psi)	ν	E (psi)	B (psi)	ν
0 to 1	1,600	2,800	0.40	1,300	900	0.26
1 to 5	4,100	3,300	0.29	2,100	1,200	0.21
5 to 10	6,000	3,900	0.24	2,600	1,400	0.19
10 to 20	8,600	5,300	0.23	3,300	1,800	0.19
20 to 40	13,000	8,700	0.25	4,100	2,500	0.23
40 to 60	16,000	13,000	0.29	4,700	3,500	0.28
Sandy Silt (ML)						
Maximum Principal Stress Level (psi)	95% Standard Compaction			85% Standard Compaction		
	E (psi)	B (psi)	ν	E (psi)	B (psi)	ν
0 to 1	1,800	1,900	0.34	600	400	0.25
1 to 5	2,500	2,000	0.29	700	450	0.24
5 to 10	2,900	2,100	0.27	800	500	0.23
10 to 20	3,200	2,500	0.29	850	700	0.30
20 to 40	3,700	3,400	0.32	900	1,200	0.38
40 to 60	4,100	4,500	0.35	1,000	1,600	0.41
Silty Clay (CL)						
Maximum Principal Stress Level (psi)	95% Standard Compaction			85% Standard Compaction		
	E (psi)	B (psi)	ν	E (psi)	B (psi)	ν
0 to 1	400	800	0.42	100	100	0.33
1 to 5	800	900	0.35	250	200	0.29
5 to 10	1,100	1,000	0.32	400	300	0.28
10 to 20	1,300	1,100	0.30	600	400	0.25
20 to 40	1,400	1,600	0.35	700	800	0.35
60	1,500	2,100	0.38	800	1,300	0.40

Tabla 10.2. Valores de módulos elásticos para rellenos compactados (Selig, 1990). E es el módulo de Young, B el módulo volumétrico (K) y ν el módulo de Poisson.

En cálculos mediante programas numéricos es común seguir un procedimiento de carga incremental para lo cual es necesario utilizar el módulo tangente expresado en (10.13). Sin embargo, en procesos de descarga-recarga, dicho módulo sería extremadamente bajo, además de que no resultaría conveniente que la rigidez en estos casos tuviera tal dependencia con el confinamiento. Por tal razón, Duncan y Chang propusieron utilizar un módulo de descarga-recarga, que por lo general es mayor que el módulo tangente y se mantiene constante durante dichos procesos:

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \tag{10.15}$$

Para esta relación, se asume que K_{ur} es de 1 a 3 veces mayor que K_t .

c) Ejemplos

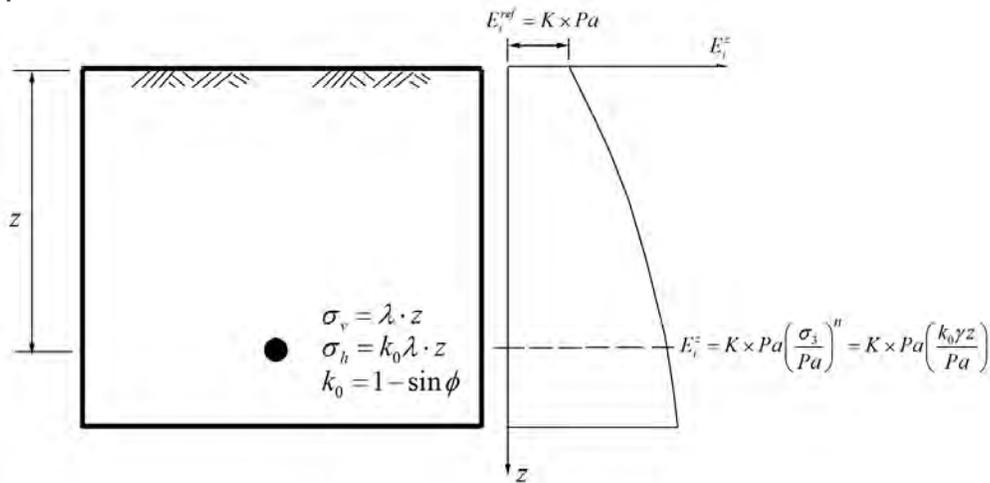


Figura 10.12. Distribución del módulo de elasticidad inicial en un suelo.

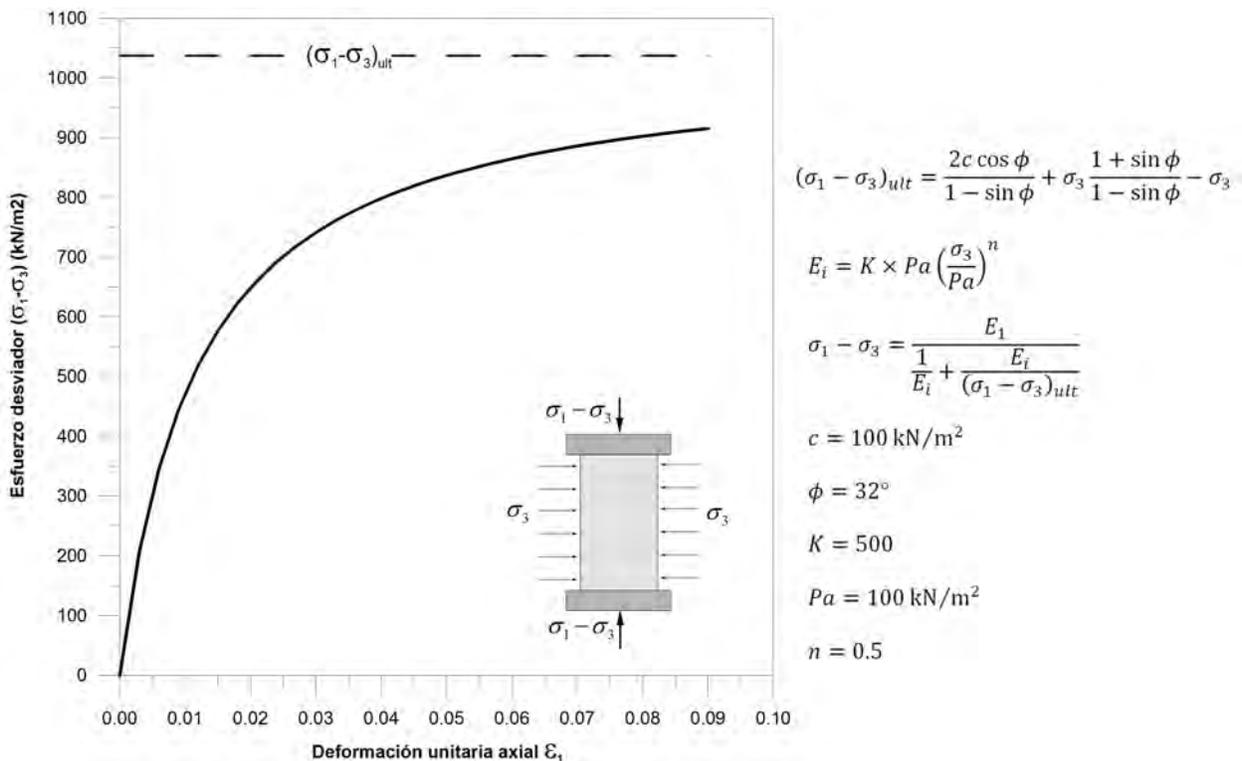


Figura 10.13. Curva esfuerzo-deformación para una prueba triaxial.

La Figura 10.12 muestra una distribución típica del módulo de elasticidad inicial en un suelo y la Figura 10.13 una respuesta típica esfuerzo-deformación para una prueba triaxial. Esta manera de distribuirse los esfuerzos y de comportamiento en los suelos será la que rijan en los rellenos compactados que confinarán a la estructura de un túnel falso.

d) Ventajas y desventajas del modelo hiperbólico

La principal ventaja que poseen estos modelos es su simplicidad. A lo largo de los años han demostrado ser suficientemente robustos para representar exitosamente un buen número de problemas geotécnicos y más recientemente se han convertido en la base para formulaciones más complejas útiles en la modelización de problemas de terraplenes, pedraplenes, presas de materiales sueltos y excavaciones profundas a cielo abierto.

Los parámetros que requieren son fácilmente obtenibles a partir de pruebas convencionales de laboratorio y pruebas in situ que por lo general no requieren de grandes sofisticaciones. Además, dichos parámetros tienen un significado físico claro, lo cual es de gran utilidad debido a que el juicio ingenieril se ve beneficiado ya que cada elemento del modelo es comprensible en términos mecánicos y los efectos de los cambios en los valores puede ser fácilmente anticipado.

En la literatura existe un buen número de datos sobre valores de los parámetros que utilizan estos modelos para distintos tipos de suelo, por lo que en una etapa de prediseño en la que no se cuente con ensayos, es posible establecer rangos de valores para su empleo en análisis de sensibilidad.

La disponibilidad de este tipo de modelos es relativamente común en los programas comerciales de cálculo y su empleo típicamente implica procesos incrementales y esquemas de solución iterativos.

No obstante lo anterior, las idealizaciones que poseen conllevan limitaciones que, aunque bien documentadas en la literatura y de fácil comprensión, son necesarias de tener en cuenta antes de tomar la decisión de utilizar este tipo de modelos.

10.3.2.5. Módulo de elasticidad del relleno lateral compactado

A pesar de que es posible alcanzar el valor de compactación deseado con un nivel de certeza adecuado, la deformabilidad final del relleno es producto, además, de su granulometría y de sus características a nivel mesoestructural, como la resistencia y deformabilidad de los granos. También, como se indicó previamente, es posible que la deformabilidad esté afectada por una relación (lineal o no lineal) con la profundidad y el nivel de confinamiento. Por lo anterior, no resulta fácil establecer relaciones directas entre grado de compactación y módulo de Young del relleno lateral compactado, E_r .

En este caso es importante distinguir entre lo que se denomina “relleno lateral compactado” y el “terraplén” o “material de restitución” (Figura 10.7). El primero, deberá diseñarse bajo especificaciones propias de los fines estructurales que ha de cumplir; el segundo, comúnmente no requiere tanto control y puede definirse únicamente como material a volteo (salvo en los casos que tenga que dar sustento a otras estructuras, como carreteras, parques, etc.).

En la revisión bibliográfica de varios artículos relacionados con la construcción de suelos artificiales, se encuentran valores sugeridos de este parámetro que van desde los 50 MPa hasta los 120 MPa. En cuanto a las prescripciones y control por ensayos de carga, la norma alemana da la siguiente relación entre el porcentaje de compactación y el módulo de deformación para suelos de grano grueso:

Tipo de suelo	% de compactación, D_{pr} referida a densidad máx. Proctor Normal	E_{v2} (MPa)
GW-GI	≥ 103	≥ 120
	≥ 100	≥ 100
	≥ 97	≥ 80
GE SE-SW-SI	≥ 100	≥ 80
	≥ 97	≥ 60
	≥ 95	≥ 45

G = grava; S = arena; E = granulometría uniforme; W = granulometría extendida; I = granulometría escalonada

Tabla 10.3. (Tomada del Manual de terraplenes y pedraplenes del MOPT, España).

En la Tabla 10.3 E_{v2} es el módulo de deformación en el segundo ciclo de carga de un ensayo de placa de carga. El coeficiente $K = E_{v2}/E_{v1}$ que relaciona los módulos de deformación del primer y segundo ciclos de carga de este ensayo se puede estimar a partir de la tabla de la Tabla 10.4².

Tipo de suelo	Valores de K
Suelos de grano grueso	≤ 2.2 para $D_{pr} \geq 103\%$ ≤ 2.5 para $D_{pr} < 103\%$
Suelos de grano fino	$\leq 2,0$
Suelos de grano mixto	$\leq 3,0$
Pedraplenes	$\leq 4,0$

Tabla 10.4. (Tomada del Manual de terraplenes y pedraplenes del MOPT, España).

Por otro lado, las especificaciones suizas, SNV 640585a, exigen los siguientes valores mínimos del módulo de deformación para gravas:

Tipos de suelos		% de la densidad máxima	Módulo M_E (MPa)
Designación	USCS		
Gravas naturales o de machaqueo	GW	103%	100
	GP	95% Mod.	
	GM	100%	80
	GC		

Tabla 10.5. (Tomada del Manual de terraplenes y pedraplenes del MOPT, España).

En cuanto al material de restitución, como referencia orientativa, se han recopilado valores del coeficiente K para la ecuación (10.14), empleados en diversos análisis por elementos finitos de presas de escollera y pedraplenes. Dichos coeficientes se resumen en la Tabla 10.6. Estos valores resultan útiles para materiales de grano grueso ya que los que aparecen en la Tabla 10.1 no incluyen gravas.

OBRA	REFERENCIA	MATERIAL	K
Presa Rivera de Gata, España	Soriano et al, 1990	Filitas y pizarras sanas	400
Presa Canales, España	Olalla et al, 1993	Caliza blanda	1650
Presa Tous, España	Soriano et al, 1996	Caliza	400
Pedraplén FFCC Andalucía Sur	Duffau et al, 1992	Esquistos	500
Presa Cethana, Australia	Central Board of Irrigation and Power, 92	Cuarcita sana	2500
Presa Santa Juana, Chile	Rodríguez et al, 1993	?	1480
Presa Ajure, Suecia	Chang & Nilsson, 1999	?	200

Tabla 10.6. Valores del coeficiente K para varias obras de presas, utilizables como referencia para materiales de restitución

Si, por ejemplo, se establecen como cotas superior e inferior los valores $500 < K < 2000$, con un coeficiente R_f coherente de 0.9, utilizando la ecuación (10.14) se obtienen los siguientes valores del módulo de referencia al 50% de la resistencia desviadora:

$$27 \text{ MPa} \leq E_{50}^{ref} \leq 110 \text{ MPa}$$

² Nota, K en la Tabla 10.4 no es el mismo que el utilizado en el modelo hiperbólico.

10.3.2.6. Módulo de Poisson (ν)

El módulo de Poisson es otro parámetro del cual se pueden tener incertidumbres importantes. De hecho, existen varios criterios para fijar este valor que incluso pueden divergir unos de otros de manera importante. Así, por ejemplo, Kovari y Tisa (1988) argumentan: “A question of some practical consequence is the choice of the Poisson’s ratio for the plain strain elements of the already compacted backfill. Here, purely theoretical considerations are of little help. To obtain realistic values we resort to back-calculations of the measured deformation of the tunnel arch. Extensive investigations for different profiles with different loading stages indicate that the best agreement is obtained with a value of $\nu = 0.5$, i.e. for an incompressible material. (...)The empirical result that the already compacted backfill behaves as an incompressible elastic material whose Poisson’s ratio $\nu = 0.5$ is the most important finding of our extensive field measurements”.

En contraposición a lo anterior, una serie de “consideraciones teóricas” para no emplear un módulo de Poisson igual a 0.50 (de hecho, en el análisis hay que usar un valor de ν ligeramente inferior para que no se produzca una división por cero en el cálculo del módulo volumétrico K) es que para tal valor de ν , el módulo de deformación volumétrica, K , se hace infinito, por lo que las deformaciones volumétricas son nulas. Lo anterior es propio de un problema geotécnico en condiciones saturadas no drenadas, lo cual no suele ser el caso de los relleno para túneles falsos de carretera, en los que suelen recomendarse gravas y arenas con muy pocos finos en condiciones secas.

En conclusión, no se puede hablar de un valor del módulo de Poisson que esté más del lado de la seguridad, ya que, como se verá más adelante, el hecho de adoptar uno u otro valor de este parámetro puede cambiar radicalmente los resultados del análisis.

10.3.2.7. Ángulo de fricción interna del relleno lateral compactado (ϕ)

En cuanto a la resistencia, es una práctica común en pedraplenes y terraplenes trabajar con ángulos de fricción interna elevados y cohesiones nulas. Existe un buen número de trabajos que avalan el comportamiento puramente friccional de este tipo de rellenos y que indican que suelen presentar resistencias fricciones altas, siendo ϕ más alto conforme la presión de confinamiento es más baja. La Tabla 10.7 muestra la forma en que varían los parámetros básicos del modelo de Mohr-Coulomb con la profundidad (confinamiento) para una arena bien graduada compactada al 85% de su PVSS.

Depth (ft)	Modulus of Elasticity E (psi)	Poisson's Ratio ν	Angle of Friction ϕ (deg)	Dilatation Angle ψ (deg)	Cohision c (psi)
0 to 1	1,300	0.26	42.0	12.0	0.001
1 to 6	2,100	0.21	40.4	10.4	0.001
6 to 11	2,600	0.19	39.5	9.5	0.001
11 to 18	3,300	0.19	39.0	9.0	0.001

Tabla 10.7. Valores propuestos por Selig (1990) para los parámetros del modelo de Mohr-Coulomb para un material SW85.

10.3.2.8. Presión lateral del relleno sobre el túnel falso

Siguiendo la metodología desarrollada por Kovari (1982, 1984), el valor de la presión lateral de tierras sobre la estructura del túnel falso, p_h , estaría comprendido entre la presión activa y la presión del suelo en reposo. Los coeficientes de presión lateral son función del ángulo de fricción interna ϕ y se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$\lambda_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{y} \quad \lambda_0 = 1 - \text{sen } \phi \tag{10.16}$$

donde: γ_a es la presión activa y γ_0 presión en reposo (fórmula de Jaky).

Kovari y Tisa recomiendan llevar a cabo cálculos con ambos valores del coeficiente de presión lateral y en el diseño adoptar la combinación de valores obtenidos del momento y la carga axial (M y N) más desfavorable.

El hecho de que se genere uno u otro tipo de presión lateral depende también de la relación de rigideces de la bóveda y el relleno. Si la bóveda es muy rígida respecto al terreno, los empujes estarán más del lado de la presión de suelo en reposo y si es flexible se acercarán más al empuje activo.

Además de las *fuerzas externas* (cargas verticales y horizontales debidas al peso de los materiales de relleno), internamente se generan fuerzas debidas a la interacción, las cuales tienen una dirección resultante inclinada respecto a las caras en contacto (Figura 10.14).

En el caso de los túneles excavados y revestidos (colados *in situ*) esto no representa una dificultad muy grande debido a que la estructura y el terreno pueden considerarse en un contacto completo (colado contra la roca o suelo). Sin embargo, en una obra de túnel falso, donde el relleno es colocado después de la estructura, resulta muy complicado estimar un coeficiente de fricción realista para el contacto entre la bóveda y el relleno. Del valor de este coeficiente dependerá la magnitud de las fuerzas tangenciales (reacciones por fricción).

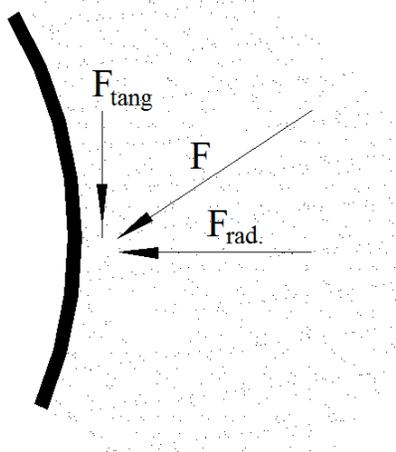


Figura 10.14. Fuerzas de interacción (terreno sobre estructura).

La consecuencia más relevante que tiene este tipo de interacción radica en el hecho de que, a mayor fuerza tangencial actuando sobre el hastial del revestimiento, mayores son también las fuerzas axiales que se desarrollan dentro de la estructura, lo que tiene como consecuencia adicional una disminución de los momentos flexionantes que desarrolla la estructura y viceversa.

Una consideración adicional para los análisis es que el túnel falso puede estar recubierto por una membrana impermeable (PVC) y un geotextil drenante. El contacto relleno-geotextil-membrana-concreto tendrá un valor de coeficiente muy difícil de estimar y su determinación exacta sale de los alcances de este trabajo. Pero es fácil afirmar que dicho coeficiente será muy bajo. Con fines de análisis puede utilizarse un valor de no más de 10% de la resistencia friccionante de los rellenos.

10.3.2.9. Especificaciones para los rellenos

Aunque se trata de un tema básicamente constructivo, las especificaciones de los rellenos juegan un papel muy importante en la modelización de la estructura; estas dan una idea del rango de valores que deberán ser asignados al modelo constitutivo empleado.

Lo anterior es de suma importancia y adquiere una relevancia aun mayor cuando se construye la obra, ya que de poco servirá elaborar un modelo correcto y una serie de cálculos bien aproximados, si durante la construcción no se tiene el cuidado de seguir al pie de la letra las especificaciones; sería el equivalente a diseñar una estructura y construir otra.

Material de filtro: Se coloca en la parte más baja del relleno y su función es captar y conducir el agua que se filtre a través de éste hacia fuera del ámbito de la obra o hacia el sistema central de desagüe; suele estar compuesto de: *Grava de granulometría uniforme (GP) y tamaño máximo de 1". Sin compactar; espesor de unos 30 cm.*

Material confinante: Es el más importante de los materiales que componen al relleno y el que le dará la rigidez y la resistencia final al conjunto; un ejemplo de especificaciones para esta zona sería: *Material seleccionado compuesto por un 30% de grava bien graduada (GW) de tamaño máximo 3", 50% de arena bien graduada y 20% de limos de baja plasticidad; compactado por medios ligeros al 97% de su MVSM. Para poder determinar el grado de compactación del material confinante se deberá determinar la Masa Volumétrica Seca Máxima de este según con lo especificado en la norma Compactación AASHTO M-MMP 1-09/06 de la SCT. Asimismo esta capa confinante deberá tener un módulo de rigidez (K) que deberá verificarse con la ayuda de pruebas de placa in situ apegándose a lo especificado en la norma ASTM D-1196.*

Material de restitución: A menos que sobre esta zona vaya a desplantarse una nueva estructura, por lo general se trata de material en greña (rezaga o escombros limpios) para relleno sin compactar.

La Figura 10.15 muestra un esquema general de la disposición de las capas en el modelo de cálculo.

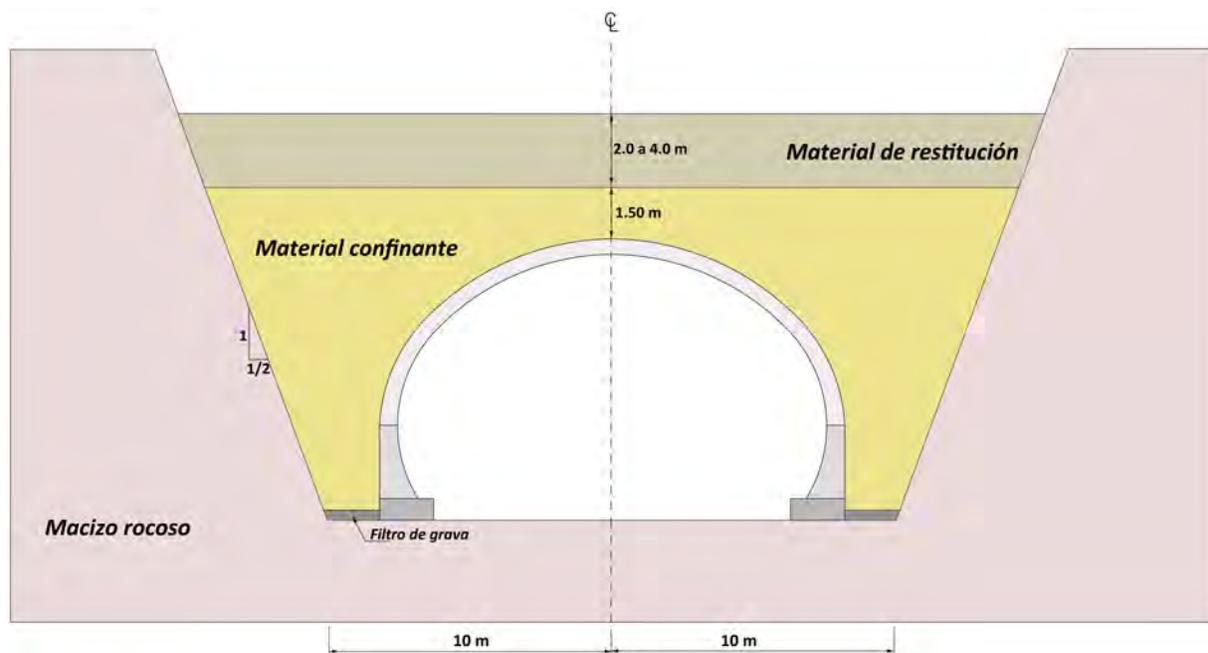


Figura 10.15. Modelo para cálculo.

10.3.2.10. Estructura del túnel falso

Para modelizar la estructura del túnel falso de concreto reforzado mediante alguna técnica numérica suelen utilizarse elementos especiales tipo placa. Los parámetros mecánicos más importantes de los elementos placa son la rigidez a la flexión EI y la rigidez axial EA .

De acuerdo con la definición geométrica de la estructura (diferentes espesores) pueden calcularse grupos de rigideces distintas (EI , EA). Adicionalmente, el modelo de la estructura del túnel falso debe incluir los pesos por metro de los distintos tramos y un módulo de Poisson adecuado para el concreto.

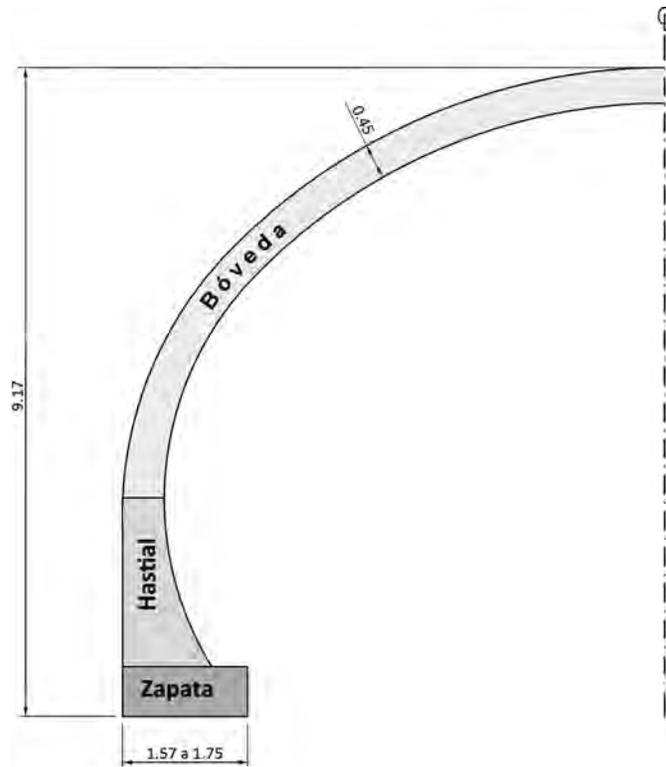


Figura 10.16. Definición geométrica de la estructura.

10.3.2.11. Modelo para cálculo

A partir de las consideraciones descritas en los incisos anteriores se establecen los parámetros definitivos para cálculo, así como los rangos de posible variación de algunos de ellos, en especial los del material confinante, con fines de realizar estudios de sensibilidad.

10.3.2.12. Análisis estructural

Los análisis mediante técnicas numéricas se realiza mediante un proceso de cálculo secuencial en el que, partiendo de un estado de reposo de la estructura de túnel falso (en la que sólo actúa su peso propio) se van colocando las capas del relleno lateral, una a una. La colocación de cada capa, a su vez consiste de dos eventos: el primero en el que el espesor de la capa es simulado mediante fuerzas horizontales y verticales: la carga vertical es uniformemente distribuida ($p_v = \gamma_{dry} \times \text{espesor de capa}$) mientras que la horizontal es triangular, con un máximo en la base de $p_h = \gamma_0 \times \gamma_{dry} \times \text{espesor de capa}$ o $p_h = \gamma_a \times \gamma_{dry} \times \text{espesor de capa}$; el segundo evento consiste en remover dichas cargas y sustituirlas por la capa de elementos finitos correspondiente, prescribiendo deformaciones nulas en la superficie de ésta.

Este procedimiento es necesario para crear un campo de deformaciones realista durante la construcción, ya que la simple activación de capas ocasiona que las deformaciones máximas se concentren siempre en la superficie del relleno, siendo que en la realidad se concentran siempre en el centro.

En la Figura 10.17 se muestra una malla típica de análisis por elementos finitos. La malla está conformada por elementos isoparamétricos de medio continuo, elementos tipo placa de Mindlin y elementos interface para simular la fricción entre suelo y estructura.

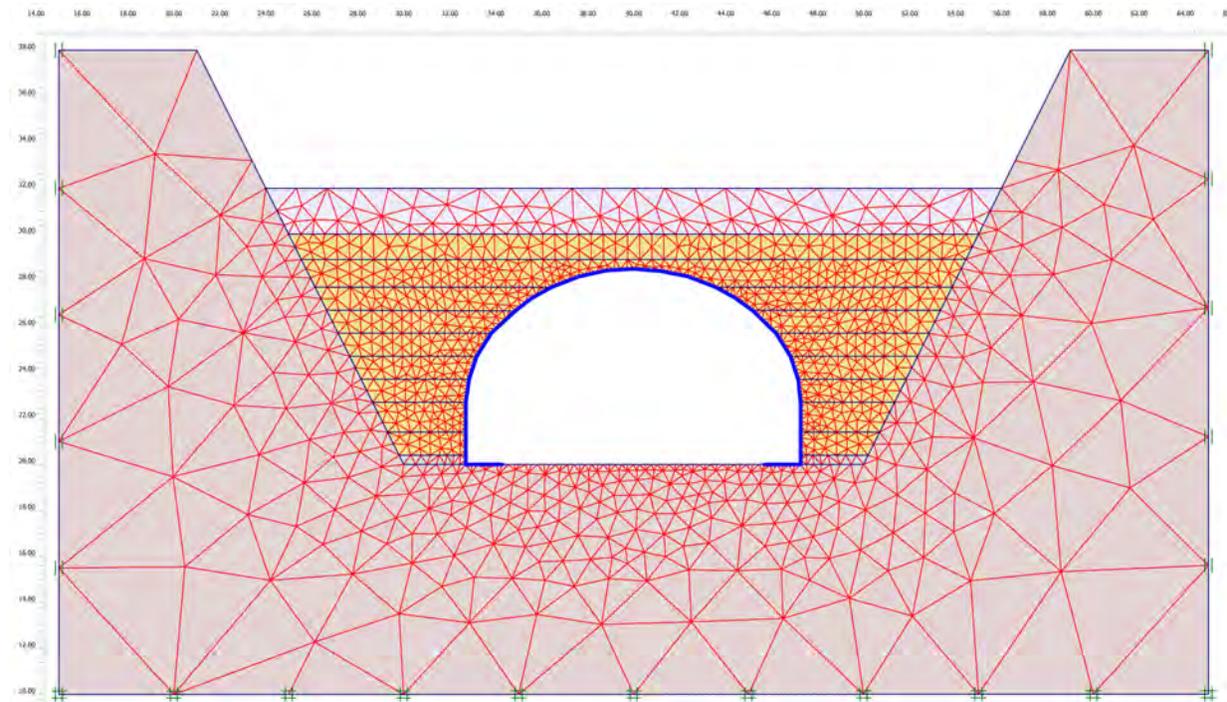


Figura 10.17. Malla de elementos finitos.

10.3.2.13. Estudio de sensibilidad

El estudio de sensibilidad consiste en hacer variar aquellos parámetros o condiciones que se considera pueden tener mayor influencia en la respuesta estructural del conjunto. A continuación se enlistan algunos análisis típicos.

- Variación del módulo de elasticidad del macizo rocoso (terreno de cimentación y taludes)
- Variación del módulo de elasticidad del relleno lateral compactado
- Variación del coeficiente de fricción de los elementos interface entre el relleno y el túnel
- Simulación de la colocación del relleno utilizando los coeficientes de presión lateral pasivo (K_0), activo (K_a).
- Saturación parcial o total del medio (inundación de todo el relleno).

10.3.3. Revisión estructural

El diseño del revestimiento de concreto reforzado del túnel falso puede reducirse a un problema bidimensional de flexocompresión y cortante. La revisión por flexocompresión consiste en verificar la resistencia del revestimiento de un cierto espesor, ante el efecto combinado de la fuerza axial (compresión) y el momento, aprovechando que la compresión disminuye los esfuerzos de tensión producidos por la flexión. Para esto se utilizan los resultados del estudio de sensibilidad sobre la respuesta del revestimiento ante distintas combinaciones de carga y rigidez del terreno.

Determinar la resistencia de elementos de concreto reforzado sujetos a la acción de carga axial y momento flexionante se basa en procedimientos que tienen origen en el diagrama de interacción, el cual es la representación gráfica del lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento que hacen que un elemento alcance su resistencia máxima. De esta forma, si se cuenta con dicho diagrama para un elemento dado, se conocen todas las combinaciones de este tipo de fuerzas que puede soportar.

Los datos necesarios para determinar el diagrama de interacción son: la geometría del elemento, la resistencia nominal del concreto f'_c , el esfuerzo de fluencia del acero f_y , y la cantidad y distribución del acero de refuerzo A_s .

Para la revisión estructural deben obtenerse diagramas de interacción de una sección transversal del revestimiento de 1.0 m de ancho y peralte d , considerando varias combinaciones de barras de acero y espaciamentos y comparando con los puntos de respuesta de la estructura que resultan de los análisis estructurales.

Posteriormente se construyen los diagramas de interacción que corresponden con varias configuraciones de armado y se introducen los valores de momento y carga axial obtenidos en los análisis para varios puntos críticos del revestimiento. Se procede de esta manera hasta encontrar una sección de armado óptima que consta de uno, dos o tres lechos de varillas de un cierto diámetro, dispuestas a una cierta distancia y con un cierto recubrimiento. En las gráficas siempre debe verificarse que las fuerzas obtenidas para todas las combinaciones de rigidez del terreno y magnitud de la carga sobre el revestimiento caigan dentro del diagrama de interacción para la sección propuesta.

La revisión por cortante se lleva a cabo comparando la fuerza cortante máxima que actúa sobre el revestimiento, con la fuerza cortante resistente de la sección.

$$V_R = F_R \cdot \frac{b \cdot d \sqrt{f'_c}}{2} \quad (10.17)$$

donde F_R es un factor de reducción (0.80), f'_c es la resistencia a la compresión simple del concreto, b es la base de la sección considerada (1.0m) y d , el peralte de la sección de concreto.

En todos los análisis realizados durante el estudio de sensibilidad debe verificarse que no se satisfaga la condición:

$$V_u = F_c \cdot V_{max} \geq V_R \quad (10.18)$$

donde F_c es un factor de carga ($F_c = 1.40$) y V_{max} es el valor de cortante máximo obtenido en el análisis numérico. En los casos el cortante resistente resulta por encima del cortante máximo presente en la estructura, no se requieren estribos en el revestimiento.

10.3.4. Resultados

Los resultados más importantes que se obtienen de estos análisis corresponden con los elementos mecánicos y los desplazamientos en la estructura del túnel falso. Los estados de esfuerzos y deformaciones en el medio que rodea al túnel no suelen ser de trascendencia debido a que el suelo de relleno casi siempre se encontrará en estados lejanos a la rotura.

Por otro lado, si el terreno de cimentación no es lo suficientemente rígido y resistente, deberá considerarse una revisión de su respuesta.

La Figura 10.18 muestra los desplazamientos totales en el medio en una etapa intermedia de la colocación del relleno; la Figura 10.19 los desplazamientos totales al final la colocación del relleno; en la Figura 10.20 se muestra un diagrama de interacción típico y los resultados de elementos mecánicos en clave y hastiales y para distintas etapas del relleno; finalmente, la Figura 10.21 muestra un detalle del mismo diagrama en el que se aprecia más claramente la evolución de las fuerzas para distintos valores del coeficiente de fuerza lateral, k_h .

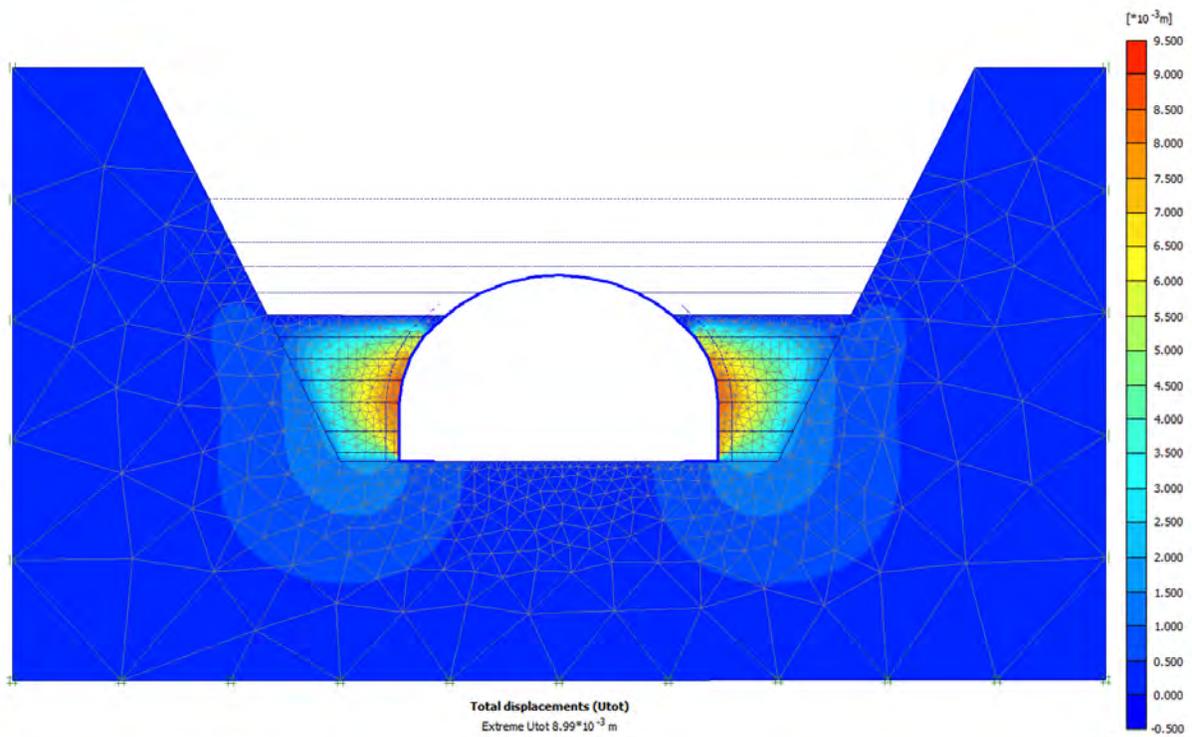


Figura 10.18. Desplazamientos totales en el medio en una etapa intermedia de la colocación del relleno.

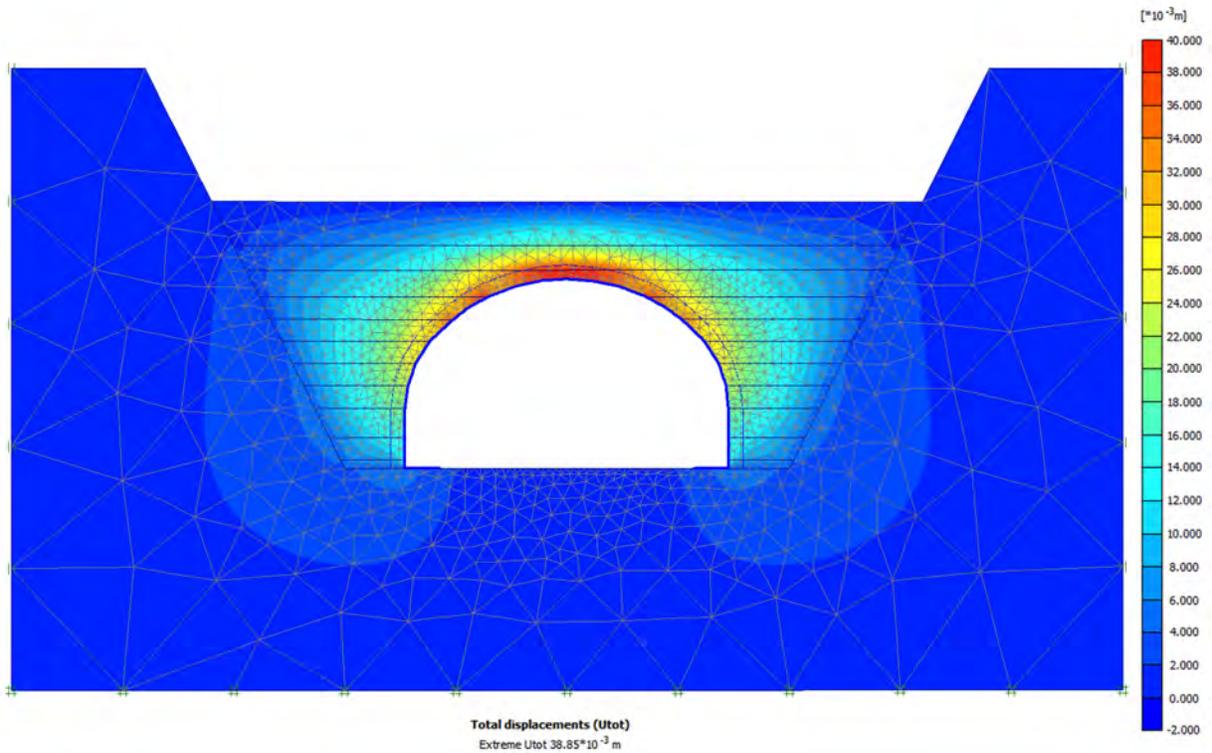


Figura 10.19. Desplazamientos totales en el medio al final de la colocación del relleno.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN Y RESULTADOS DE ELEMENTOS MECÁNICOS PARA UNA SECCIÓN DE CONCRETO DE 45cm DE ESPESOR, RESISTENCIA $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$ Y DOS LECHOS DE VAR. No. 6 A CADA 20 cm

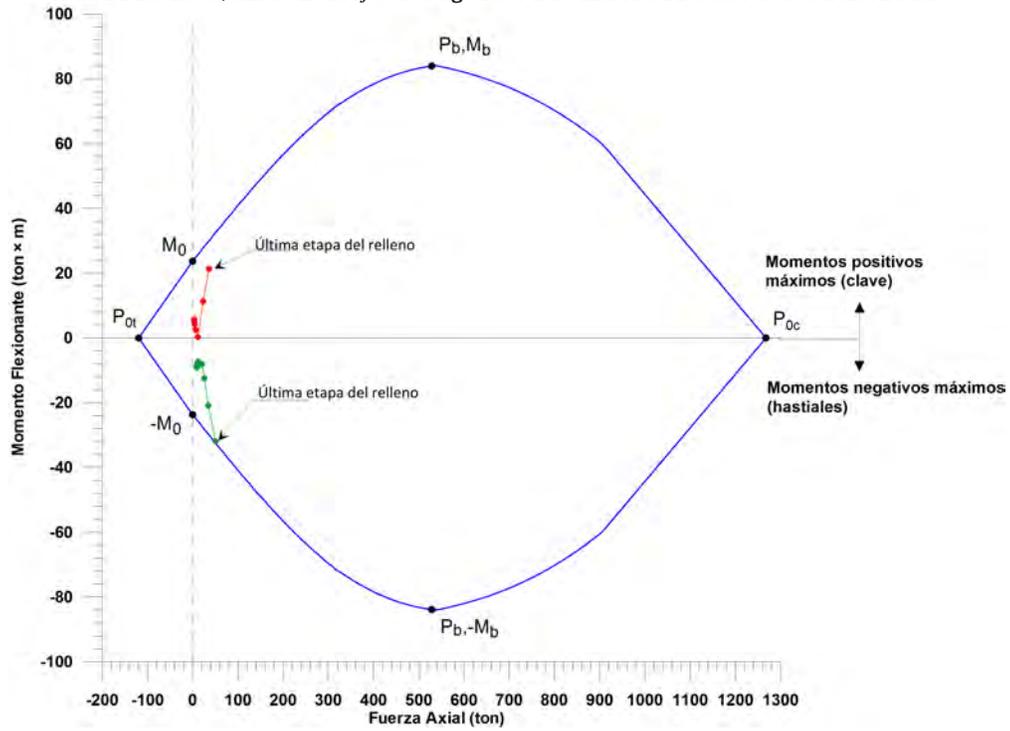


Figura 10.20. Diagrama de interacción y resultados de elementos mecánicos en clave y hastiales y para distintas etapas del relleno.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN Y RESULTADOS DE ELEMENTOS MECÁNICOS PARA UNA SECCIÓN DE CONCRETO DE 45cm DE ESPESOR, RESISTENCIA $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$ Y DOS LECHOS DE VAR. No. 6 A CADA 20 cm

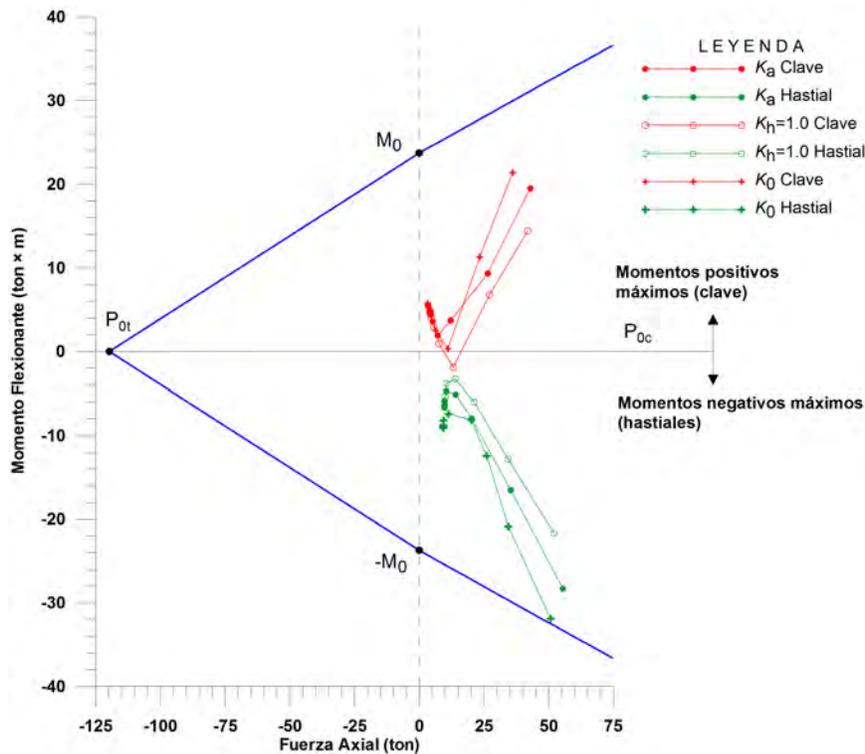


Figura 10.21. Detalle del diagrama de interacción y resultados de elementos mecánicos en clave y hastiales y para distintas etapas del relleno.

10.4. CONCLUSIONES

El presente trabajo resume las bases teóricas de análisis y diseño para estructuras de túnel falso cubiertas con rellenos compactados, típicas para obras de carretera. Al tratarse de estructuras singulares se siempre deberán realizarse análisis especiales, utilizando técnicas y criterios avanzados para cálculo de estructuras en interacción con el terreno. Deben tenerse en cuenta todos los factores que influyen en el desempeño estructural de la obra, desde la construcción hasta la operación. El resultado es una estructura suficientemente rígida para garantizar su seguridad y el cumplimiento de las condiciones de servicio a largo plazo.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- 1 ASTM D1196 / D1196M-12, Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements , ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, www.astm.org
- 2 Brinkgreve, R.B.J. and Broere, W., Eds. (2004), Plaxis 3D Tunnel Version 2, Plaxis, Netherlands.
- 3 Central Board of Irrigation and Power, (1992). "Rockfill Dams". Balkema, Rotterdam.
- 4 Duncan J.M. and Chang C.Y. (1970): Non-linear analysis of stress and strain in soil. J. Soil Mech. Found. Engn., ASCE 1970, 5, pp. 1629-1652.
- 5 Janbu, N. (1963): "Soil compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests", European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wissbaden, Germany, Vol.1, PP.19-25.
- 6 Kondner, R. (1963): "Hyperbolic Stress-Strain Response of Cohesive Soils", J. S. M. F. D. ASCE, Vol.89, SM1.
- 7 Kovari, K., A. Tisa, (1982). *Computational Model for Cut-and-Cover Tunnels Based on Field Measurements*, ETH, Zurich, Proceedings of the 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Canada, May 31-June 4, 1982.
- 8 Kovari, K., A. Tisa, (1998). *Computational Model and Charts for Cut-and-Cover Tunnels*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Proceedings of the Colloquium Tunnel Structures, June 4-6, 1998, Stockolm Sweden (Preprint).
- 9 Kovari, K., Fritz, P. (1984). "Recent Development in the Analysis and Monitoring of Rock Slopes". Proc..IV Int. Symp. on Landslides, Toronto, Canada.
- 10 Manual de terraplenes y Pedraplenes. Ministerio de Obras Públicas y Transportes (España).
- 11 Olalla, C., Estaire J. y Uriel, S. (1993). "Reproducción numérica del fenómeno de colapso mediante el acoplamiento de tensiones y deformaciones". Simposio sobre Geotecnia de presas de materiales sueltos. Zaragoza. Octubre 1993. Pp. 179-185.
- 12 Rodríguez-Roa, F., Alvarez, L. y Vidal, L. (1993). "Presas de Materiaes Suelos con Pantalla de Hormigón Cimentadas sobre Suelos de Origen Fluvial". Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos. Sociedad Española de Mecanica del Suelo y Cimentaciones. Zaragoza. Oct., 1993.
- 13 Sánchez, F. (2014): "Ingeniería de Túneles". Reg. # 03-2015-012110003000-1, SEP-INDAUTOR.
- 14 Sánchez, F. Llombart, J.A., (1999), Análisis por elementos finitos de un tramo falso del túnel La Laja en Gran Canaria; III Congreso Mexicano de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, México D.F. Publicado por AMITOS.
- 15 Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT (2006). "M-MMP-1-09/06, Libro: MMP. Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales, Parte: 1. Suelos y Materiales para Terracerías, Título: 09. Compactación AASHTO".
- 16 Selig, E.T. (1988), "Soil Parameters for Design of Buried Pipelines," Pipeline Infrastructure, B. A. Bennett, Ed., ASCE, New York, NY, pp. 99-116.
- 17 Selig, E.T. (1990), "Soil Properties for Plastic Pipe Installations," Buried Plastic Pipe Technology, STP1093, G.S. Buczala and M.J. Cassady, Eds., ASTM, Philadelphia, PA, pp. 141-158.
- 18 Soriano Peña, A. y Sánchez Caro, F.J. (1996). "Deformaciones de humectación en escolleras. Simulación numérica". V Jornadas Españolas de Presas. Valencia. Abril 1996.
- 19 Soriano, A. Sánchez Caro, F.J. y Serrano, C.H. (1990). "Simulation of wetting deformations of rocks fills" 2nd European Specialty Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Santander, Sept. 1990.

