



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL - ESTRUCTURAS

**LÍMITES DE SERVICIO PARA TÚNELES DOVELADOS CONSTRUIDOS EN
SUELOS BLANDOS**

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

PRESENTA:
MTRO. FRANCO ANTONIO CARPIO SANTAMARIA

TUTOR PRINCIPAL
DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN, INVESTIGADOR, IIUNAM
COMITÉ TUTOR
DR. GABRIEL YVES ARMAND AUVINET GUICHARD, IIUNAM
DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ, CENAPRED
DR. GELACIO JUÁREZ LUNA, UAM
DR. ARTURO GALVÁN CHÁVEZ, UG

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., OCTUBRE 2020



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Página intencionalmente en blanco.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. GABRIEL YVES ARMAND AUVINET GUICHARD

Secretario: DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ

1 er. Vocal: DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN

2 do. Vocal: DR. GELACIO JUÁREZ LUNA

3 er. Vocal: DR. ARTURO GALVÁN CHÁVEZ

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

TUTOR DE TESIS:

DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'Fernando Peña Mondragón', is written over a horizontal dashed line.

FIRMA

Página intencionalmente en blanco.

Dedicatoria

*A Dios,
por permitirme lograr todo lo que me he propuesto y estar siempre conmigo.*

*A mi abuelo Bernardo Carpio Padilla,
gracias por ser la persona que siempre me ha apoyado y creído en mí.*

*A mi mamá Luz Valentina Santamaria Ugalde,
por el gran amor que me brindas y la formación que me diste, gracias.*

*A mi amor Vianey Arisai Hernández Solís,
por estar a mi lado en cada paso.*

*A mi hermana Abril,
por todo tu amor y apoyo que motiva mi vida.*

*A mi hermana Valeria,
por tu cariño y ternura que me alienta.*

Página intencionalmente en blanco.



Agradecimientos

*A mi tutor el Dr. Fernando Peña Mondragón,
por su gran paciencia y guía personal y profesional.*

*A el Ing. José Fuentes Vizuet,
por mostrarme la belleza de esta profesión.*

*A mi comité tutorial integrado por los doctores: Arturo Galván Chávez, Gabriel Auvinet
Guichard, Oscar López Bátiz, y Gelacio Juárez Luna,
por sus aportaciones que enriquecieron este trabajo y mi formación doctoral.*

*Al Instituto de Ingeniería de la UNAM
por brindarme sus instalaciones y las facilidades para esta investigación.*

*Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología,
por el apoyo económico brindado a mi formación académica.*

*A mis amigos del Instituto de Ingeniería,
Claudia Cruz, Hugo Torres, Gustavo Monroy, Damaris Arias, Renata Gonzáles y José
Álvarez.*

Página intencionalmente en blanco.



Resumen

En los últimos años, se ha impulsado la construcción de túneles dovelados con mayores diámetros y longitudes. En algunos casos se presentan problemas, que comprometen el funcionamiento de estas estructuras al sobrepasar sus estados límites de servicio (ELS), tales como: agrietamiento, pérdida de estanqueidad y deformaciones excesivas. Por otro lado, los límites de deformación aplicados en túneles construidos en suelos blandos fueron fundamentados sobre bases empíricas. En la práctica, estos límites empíricos se han relacionado con el estado límite de servicio de los túneles; no obstante, no se tiene la certeza si esto último es verdad.

Lo expuesto en el párrafo anterior incentivó el objetivo de esta investigación, que es proponer límites de deformación para el estado de servicio de túneles dovelados construidos en suelos blandos. La propuesta de los límites está enfocada a túneles dovelados de revestimiento único, y de doble revestimiento antes de la construcción del revestimiento secundario. Con este fin, se propuso una metodología para determinar las deformaciones de servicio de los túneles dovelados, previniendo problemas relacionados con el ancho de las grietas, la apertura y la falla de las juntas. La metodología se aplicó en análisis paramétricos con distribuciones de presiones virtuales, usando el método de elemento finito. Estos análisis estudiaron las influencias de los siguientes parámetros: la relación entre la presión vertical y la horizontal alrededor del túnel; el diámetro y la relación de esbeltez del túnel; el número y el ancho relativo de juntas; la cuantía de acero y las propiedades mecánicas del concreto. Los modelos numéricos se construyeron con elementos sólidos para las dovelas, elementos interfaz de contacto para las juntas y elementos armadura para el acero de refuerzo, considerando los comportamientos no lineales de sus materiales y sus juntas. A partir de las deformaciones de servicio obtenidas de los análisis paramétricos, se propusieron límites de servicio. En los límites propuestos se contemplan las relaciones de esbeltez y de presiones de los túneles, diferenciando entre túneles con y sin refuerzo estructural.

Finalmente, se validaron los límites propuestos y otros empíricos con el estado límite de servicio de los túneles dovelados. Para ello, los límites se aplicaron a túneles con distribuciones de presiones calculadas analíticamente. Se concluyó que los límites empíricos, al ser constantes, no capturan la influencia de los parámetros estructurales ni son adecuados para su aplicación de manera generalizada. En contraste, los límites propuestos proveen buenos valores de deformación estimados para el estado límite de servicio, y cubren de manera segura los casos de estudio considerados. Adicionalmente, debido a la consideración de la influencia de los parámetros estructurales, los límites propuestos aportan una recomendación más racional de acuerdo con las necesidades particulares de cada proyecto.

Página intencionalmente en blanco.



Abstract

In recent years, the construction of segmental tunnels with larger diameters and lengths has been prompted. In some cases, issues such as cracking, loss of water tightness and excessive deformation appear, jeopardizing the functioning of these structures when exceeding the serviceability limit states. Apart from that, the deformation limits for tunnels built in soft soils have been traditionally based on empirical foundations. In practice, these empirical limits have been related to the serviceability limit state (SLS) of the tunnels. Nevertheless, it is not certain whether the latter is true.

What was stated in the paragraph above, motivated the aim of this research, which is to propose deformation limits for the serviceability states of segmental tunnels built in soft soils. The proposal of the limits is focused on segmental tunnels having a single or double lining before the secondary lining construction. To this end, a methodology was defined to determine the serviceability deformations of segmental tunnels, hence preventing issues related to the crack widths, the apertures and the failures of joints. The methodology was applied to parametric analyses with virtual soil pressure distributions, using the finite element method. These analyses studied the influences of the following parameters: the ratio between vertical and horizontal pressure around the tunnel; the diameter and the slenderness ratio of the tunnel, the number and the relative width of joints; the reinforcement ratio, and the mechanical properties of concrete. The numerical models were constructed with solid elements for segments, interface elements for joints and truss elements for reinforcing steel, taking into account the nonlinear behavior of materials and joints. Based on the serviceability deformation of parametric analyses, the serviceability limits were proposed. In such proposed limits, the ratios of slenderness and pressures on the tunnels are contemplated making a distinction between tunnels with and without structural reinforcement.

Finally, the proposed limits and others empirical limits were validated with the serviceability limit states of segmental tunnels. To this effect, the limits were applied to tunnels with analytical calculated pressure distributions. It was concluded that, being the empirical limits constant, these neither capture the influences of structural parameters, nor they are suitable for their application in a generalized way. In contrast, the proposed limits provide good estimated deformation values for the serviceability limit states and safely cover the considered study cases. In addition, due to the consideration of the influence of structural parameters, the proposed limits provide a more rational recommendation according to the specific necessities of each project.

Página intencionalmente en blanco.



Contenido

1	Introducción	1
1.1	Planteamiento del problema	4
1.2	Objetivos y alcances.....	5
2	Comportamiento estructural de túneles dovelados.....	7
2.1	Comportamiento estructural de las juntas	7
2.2	Influencia de la posición de las juntas.....	13
2.3	Comportamiento estructural de túneles dovelados.....	14
2.4	Modelado numérico de túneles dovelados	16
2.5	Estados límite de servicio.....	18
2.6	Deformaciones permisibles para diseño.....	23
3	Modelo numérico	27
3.1	Descripción del modelado numérico	27
3.2	Validación del modelo numérico	28
3.3	Conclusión de la validación	33
4	Deformaciones de servicio.....	35
4.1	Parámetros de estudio.....	35
4.2	Criterio para definir la deformación de servicio	39
4.3	Análisis de la influencia de la relación de presiones.....	40
4.4	Análisis de la influencia del diámetro y el número de juntas.....	42
4.5	Análisis de la influencia de la relación de esbeltez	45
4.6	Análisis de la influencia del ancho relativo de las juntas.....	48
4.7	Análisis de la influencia de las propiedades mecánicas del concreto.....	53
4.8	Análisis de la influencia de la cuantía de acero.....	57
4.9	Evaluación de las combinaciones paramétricas críticas.....	61
5	Límites de servicio	67
5.1	Propuesta de límites de servicio	67
5.2	Comparación con los límites permisibles usados en la práctica.....	69
6	Validación y aplicación.....	73
6.1	Túneles en estratos homogéneos	74
6.2	Túneles en estratigrafías con múltiples horizontes.....	88
	Conclusiones	101
	Referencias.....	103

Página intencionalmente en blanco.



CAPÍTULO 1

Introducción

Los túneles son obras civiles subterráneas que comunican dos puntos para transportar personas o materiales. Estos pueden ser someros o profundos, dependiendo de las necesidades del proyecto. Su demanda en los siglos XX y XXI ha ido en aumento, debido a las crecientes necesidades de la población. En consecuencia, se ha impulsado el desarrollo de tecnologías para facilitar su proceso constructivo y de códigos para su diseño (AMITOS, 2013). El proceso constructivo de los túneles ha ido evolucionando hasta el punto de ser automatizado por medio de máquinas especializadas. En el caso de los proyectos de túneles de gran longitud y diámetro, las tuneladoras han sido la alternativa más recurrente por su rendimiento, adaptabilidad a diferentes medios y seguridad (Escobar, 2006). Dentro de los procedimientos constructivos basados en el uso de tuneladoras, el procedimiento de presión de tierra balanceada (EPB, por sus siglas en inglés) es el más frecuente por las ventajas que presenta. Algunas de sus ventajas son su versatilidad y seguridad ante condiciones de poca cobertura del túnel, baja capacidad de sostenimiento del suelo o presencia de agua subterránea (Basurto, 2013). En la Ciudad de México este es el procedimiento más usual para la construcción de túneles de drenaje y de transporte. En la Figura 1-1 se muestra un túnel dovelado típico de la Ciudad de México durante su construcción, antes de colocar su revestimiento secundario.



Figura 1-1. Túnel dovelado típico de la Ciudad de México.

Los procedimientos constructivos que usan tuneladora consideran la colocación de un revestimiento dovelado (Escobar, 2006). En un principio las dovelas solo eran un revestimiento primario provisional para resistir los efectos a corto plazo, seguido de la adición de un revestimiento continuo, secundario, para resistir los efectos a largo plazo; no obstante, en algunos casos el revestimiento dovelado es el soporte definitivo (Galván, 2013). Los túneles dovelados construidos en la Ciudad de México típicamente son de doble revestimiento.

Introducción

El revestimiento primario o único (Figura 1-2a) se compone por dovelas de concreto prefabricadas y en ocasiones, después de un tiempo, se puede agregar un revestimiento secundario (Figura 1-2b) de concreto colado en sitio (Salazar, 2012), dependiendo de las necesidades de cada proyecto; por lo tanto, los túneles con doble revestimiento en su etapa inicial son túneles dovelados con revestimiento único. El revestimiento dovelado está seccionado por anillos (Figura 1-2). Estas discontinuidades en el revestimiento entre dovelas o anillos son conocidas como juntas (Galván, 2013).

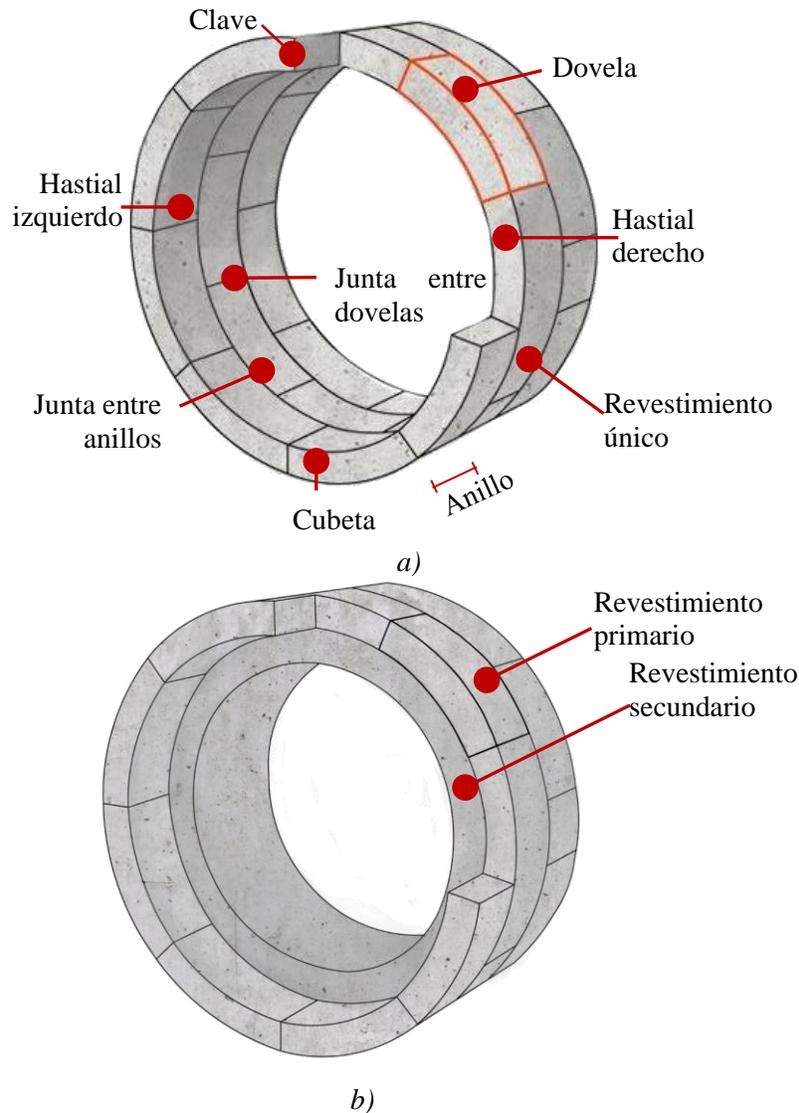


Figura 1-2. Túneles dovelados: a) revestimiento único; b) doble revestimiento.

Las dovelas prefabricadas sirven como soporte inmediato del suelo y evitan el colapso de la excavación. Otra función de las dovelas es ser la base de apoyo para el empuje de la tuneladora a medida que avanza la excavación. Por proceso constructivo, siempre existe una dovela de menor dimensión en cada anillo, que se conoce como dovela llave. Esta dovela tiene la finalidad de entrar en forma de cuña en el anillo para facilitar su proceso de ensamblado.

Introducción

La forma geométrica de las dovelas varía de acuerdo con las necesidades del túnel (Figura 1-3). Un ejemplo de estas necesidades son los tipos de curvas a lo largo del túnel. El número de juntas depende de la posición de los gatos de la tuneladora. El ancho de las dovelas se elige bajo la premisa de ser lo más grande posible. El propósito de esto es emplear la menor cantidad de anillos para agilizar los rendimientos de la construcción (Luttikholt, 2007). El espesor de las dovelas se define mediante el diseño estructural, considerando las cargas actuantes sobre el túnel.

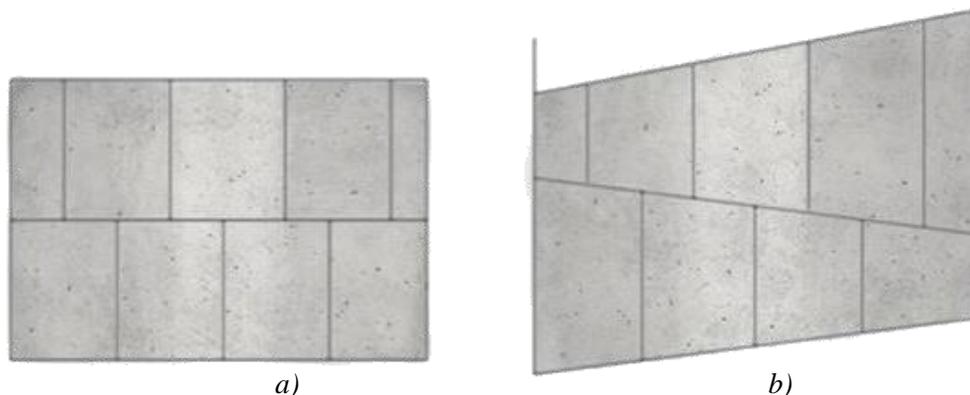


Figura 1-3. Tipos de dovelas (ITA-Working Group Research, 1999): a) rectangulares; b) cónicas.

Las juntas entre dovelas solían tener diferentes formas (convexas o planas, por ejemplo) de acuerdo con su procedimiento constructivo; en los últimos años, las juntas planas han sido las más recurrentes por cuestiones de practicidad (Peña *et al.*, 2012). Este tipo de junta necesita un tornillo que permita la correcta colocación de las dovelas. Adicionalmente, las juntas tienen un sistema de sellado por medio de empaques a compresión que garantizan la estanqueidad del túnel (Figura 1-4).

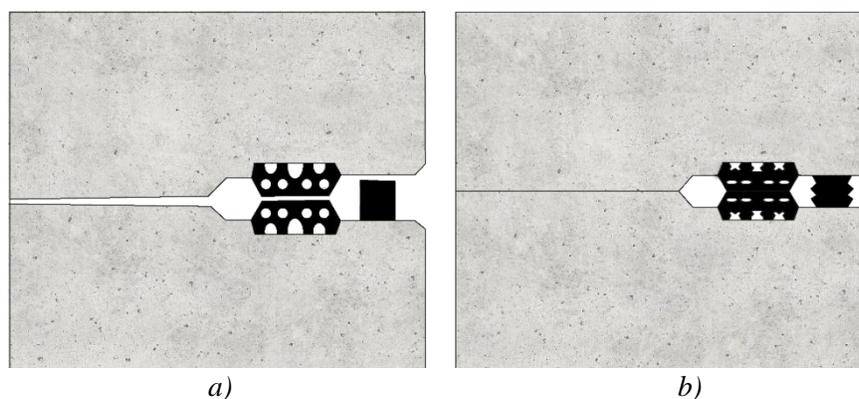


Figura 1-4. Sistema de sellado de la junta entre dovelas: a) junta abierta; b) junta cerrada.

Las juntas entre anillos tienen la función principal de garantizar la estanqueidad del túnel y distribuir los esfuerzos en el contacto entre anillos causados por el empuje de la tuneladora. Normalmente, la junta está conformada con un material de empaque blando para prevenir daños entre las superficies de dos anillos vecinos. En la Figura 1-5 se muestran unas dovelas con sus juntas elastoméricas.

Introducción



Figura 1-5. Dovelas con sus juntas elastoméricas (Peña y Basurto, 2014).

1.1 Planteamiento del problema

Para el diseño y revisión de los túneles dovelados, se toman en cuenta las recomendaciones para deformaciones permisibles de Peck (1969) o de la Sociedad Británica de Túneles (BTS, 2004). Estas deformaciones permisibles surgieron principalmente de la observación y la experiencia en campo, por lo que no consideran las propiedades estructurales del túnel ni la distribución de presiones que impone el suelo que lo rodea. Peck propone un límite general de deformación diametral. La BTS recomienda diferentes intervalos permisibles para deformación radial de acuerdo con el tipo de suelo.

Blom (2002) concluyó que los problemas más comunes en los túneles dovelados se presentan al rebasarse algún estado límite de servicio. De este tipo de problemas los más destacados son la filtración de agua, debida a la apertura de las juntas y el agrietamiento de las dovelas. Este último provoca además la degradación del acero de refuerzo. En la práctica, se considera que las deformaciones permisibles de Peck y la BTS se encuentran asociadas al estado límite de servicio de los túneles. No obstante, al ser deformaciones empíricas, no está claramente definido el estado límite al que están asociadas.

Lo anterior ha llevado a que, en algunos casos se presenten problemas que comprometen el funcionamiento de los túneles, como la pérdida de estanqueidad (Ding *et al.*, 2017; Shen *et al.*, 2013) en deformaciones menores que las recomendadas en la literatura. Por ejemplo, Molins y Arnau (2011) ensayaron anillos del túnel de la Línea 9 del metro de Barcelona, el cual tiene un diámetro interno de 10.9 m. El túnel presentó daños en sus dovelas ante deformaciones bajas (0.05% de deformación radial).

Existen otros casos donde se desarrollaron deformaciones muy superiores a las permisibles y que, a pesar de presentar daños, no llegaron al colapso, tal como en los casos reportados por Schmitter y Moreno (1983). Un ejemplo de esto último es el túnel Río de la Compañía (Peña *et al.*, 2015) construido en la Ciudad de México en suelo blando. Este túnel tiene un diámetro interior de 5 m, un espesor de 25 cm en su revestimiento primario y se encuentra a una profundidad entre 12 y 20 m. Se hace notar que, para este túnel se consideró doble revestimiento (primario y definitivo) en su proyecto; no obstante, los problemas se presentaron durante la construcción, cuando solo estaba el revestimiento dovelado. El túnel presentó deformaciones diametrales entre dos y tres veces superiores a las permisibles en la literatura, siendo su deformación máxima siete veces mayor (3.5%) a la deformación diametral recomendada por Peck (1969), presentando agrietamiento y requiriendo apuntalamiento. Contrarias a la naturaleza dúctil de los túneles, las deformaciones excesivas en los túneles dovelados causan problemas que ponen en riesgo su funcionamiento, incluso durante su construcción. Por ejemplo, en un túnel que consideran doble revestimiento, su deformación excesiva durante la construcción causa problemas en la colocación del revestimiento secundario, debido a que sus deformaciones impiden la movilidad de la cimbra deslizante.

Introducción

1.2 Objetivos y alcances

El objetivo principal de esta investigación es establecer límites de deformación para el estado de servicio de túneles dovelados construidos en suelos blandos, considerando el comportamiento estructural. Estos límites están enfocados en túneles con revestimiento único, y de doble revestimiento antes de la construcción del revestimiento secundario. Para ello, se realizaron análisis paramétricos tomando como variables principales: la relación de presiones verticales y horizontales sobre el túnel; el diámetro interno y la relación de esbeltez del túnel; el número y el ancho relativo de juntas; la cuantía de acero y las propiedades mecánicas del concreto. Los casos de estudio se desarrollaron mediante el uso de modelos de elemento finito, por medio de análisis no lineal.

Los objetivos particulares de esta investigación son:

- Proponer un criterio para definir la deformación de servicio.
- Evaluar el efecto de los parámetros estructurales sobre las deformaciones de servicio.
- Definir límites de deformación para el estado de servicio.
- Validar los límites empíricos y los propuestos con el estado de servicio.

Se define la deformación de servicio como la deformación a partir de la que se rebasa el estado límite de servicio de los túneles dovelados.

Considerando la ausencia de reglamentos y especificaciones nacionales enfocados en el diseño estructural de los túneles dovelados, esta investigación tiene como propósito aportar límites de deformación para el estado de servicio aplicables al diseño de estas estructuras; asimismo servir como herramienta de evaluación para los túneles dovelados existentes.

Introducción

Página intencionalmente en blanco.

CAPÍTULO 2

Comportamiento estructural de túneles dovelados

En este capítulo se describe el comportamiento estructural de los túneles dovelados acoplados y sus estados límite de servicio. El comportamiento estructural se explica partiendo del comportamiento individual de las juntas hasta el comportamiento global del túnel. Asimismo, algunas técnicas de modelado y sus alcances son descritas. Posteriormente, se presenta una recopilación de investigaciones enfocadas a determinar estados límites de estas estructuras. Finalmente, se explican los orígenes y objetivos de recomendaciones empíricas comúnmente implementadas en la práctica.

2.1 Comportamiento estructural de las juntas

Debido a la geometría de los túneles, en este trabajo se considera el sistema de referencia cilíndrico para describir su comportamiento estructural. Las convenciones de términos utilizadas para definir las direcciones de fuerzas, signos y ejes de los túneles en la presente investigación, se muestran en la Figura 2-1, correspondiendo a la dirección de los vectores el signo positivo y la opuesta el signo negativo.

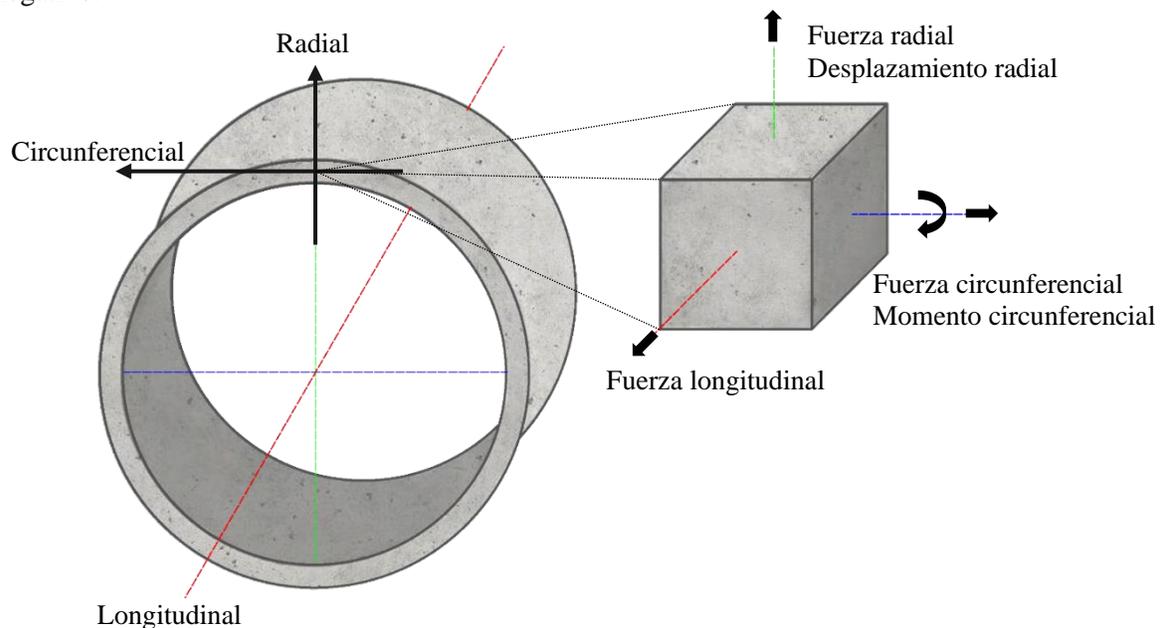


Figura 2-1. Convención para la dirección de fuerzas internas, signos y ejes.

Comportamiento estructural

2.1.1 Juntas entre dovelas

El comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas se desarrolla en el dominio de la flexo-compresión, debido al confinamiento que impone el suelo alrededor del túnel. En consecuencia, las juntas pueden transferir momento flexionante (M) y fuerza de compresión (P) en el eje circunferencial. La junta es una discontinuidad que no puede transmitir tensión, por lo que, cuando la resultante de la fuerza axial sale del tercio medio de la junta, se presenta la apertura (Figura 2-2, donde a_j es el ancho de la junta).

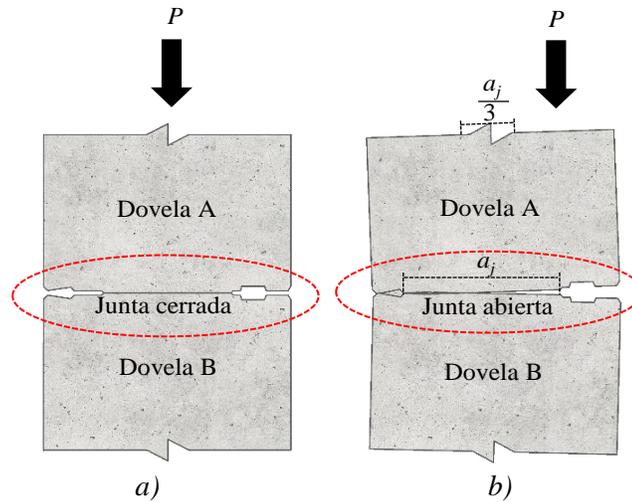


Figura 2-2. Junta entre dovelas: a) junta cerrada; b) junta abierta.

En el trabajo de Van Der Vliet (2007) se mencionan dos relaciones analíticas de momento - rotación para carga axial constante. Las relaciones varían de acuerdo con el estado de la junta (abierto o cerrado), donde el momento resistente se determina en gran medida por la carga axial. La primera relación fue propuesta por Janssen (Ec. 2-1), considerando una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones. Esta relación toma en cuenta la carga axial (P), la geometría de la junta (ancho, a_j y largo, b) y el módulo de elasticidad del concreto (E). La segunda relación fue definida por Gladwell (Ec. 2-2), la cual ya se fundamentó en la teoría de la elasticidad. Esta relación considera una carga axial (P), la geometría de la junta (ancho, a_j y largo, b), el módulo de elasticidad (E) y el coeficiente de Poisson (ν) del concreto. En la Figura 2-3 se muestran las relaciones momento - rotación de Janssen y Gladwell ante diferentes cargas axiales. Ambas relaciones tienen tendencias similares, no obstante, la relación de Janssen presenta la apertura de juntas antes que la de Gladwell, y por consecuencia su fluencia.

$$\varphi = \begin{cases} 12 \frac{M}{Eba_j^2} & \text{si } M < \frac{1}{6} Pa_j \\ \frac{8P}{9Eba_j \left(\frac{2M}{Pa_j} - 1 \right)^2} & \text{si } M \geq \frac{1}{6} Pa_j \end{cases} \quad \text{Ec. 2-1}$$

Comportamiento estructural

$$\mu = \begin{cases} \frac{\pi}{16(1-\nu^2)} \Phi & \text{si } \Phi \leq \frac{8(1-\nu^2)}{\pi} \\ 1 - \frac{4(1-\nu^2)}{\pi} \frac{1}{\Phi} & \text{si } \Phi > \frac{8(1-\nu^2)}{\pi} \end{cases} \quad \text{Ec. 2-2}$$

$$\text{donde: } \mu = \frac{M}{1/2Pa_j}; \quad \Phi = \varphi \frac{a_j b E}{P}$$

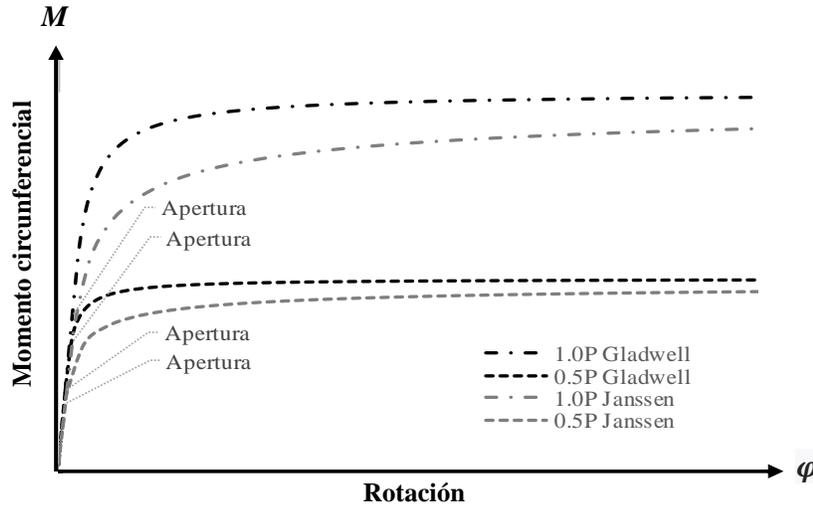


Figura 2-3. Relaciones momento - rotación para carga axial constante.

Peña *et al.* (2012) propusieron una relación momento - rotación analítica. Esta relación considera la carga axial variable con una excentricidad constante. En esta relación el momento resistente se define por la resistencia al aplastamiento de la junta. La relación toma en cuenta el momento máximo (M_{max} , Ec. 2-3) y la rotación de fluencia (φ_y , Ec. 2-4). El momento máximo se determina a partir del área de contacto efectivo (A_1), el área total de la junta (A_2), la excentricidad (e) y la resistencia del concreto en compresión (f_c). La rotación de fluencia se calcula a partir del ancho (a_j), el módulo de elasticidad (E), el coeficiente de Poisson (ν) y la excentricidad. La Figura 2-4 describe la tendencia de la relación bilineal de Peña *et al.* ante diferentes excentricidades. La fluencia de la relación está definida por el momento resistente.

$$M_{max} = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} f_c A_1 e \quad \text{Ec. 2-3}$$

donde:

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2.0$$

$$A_2 = b a_{jtot}$$

$$A_1 = b a_{jef}$$

$$a_{jef} = a_{jtot} - 2e$$

Comportamiento estructural

$$\varphi_y = \begin{cases} \frac{32(1-\nu^2)}{\pi b E a_j^2} M_{max} & \text{si } e \leq \frac{1}{4} a_j \\ \frac{2(1-\nu^2)}{\pi b E e \left(\frac{a_j}{2} - e\right)} M_{max} & \text{si } e > \frac{1}{4} a_j \end{cases} \quad \text{Ec. 2-4}$$

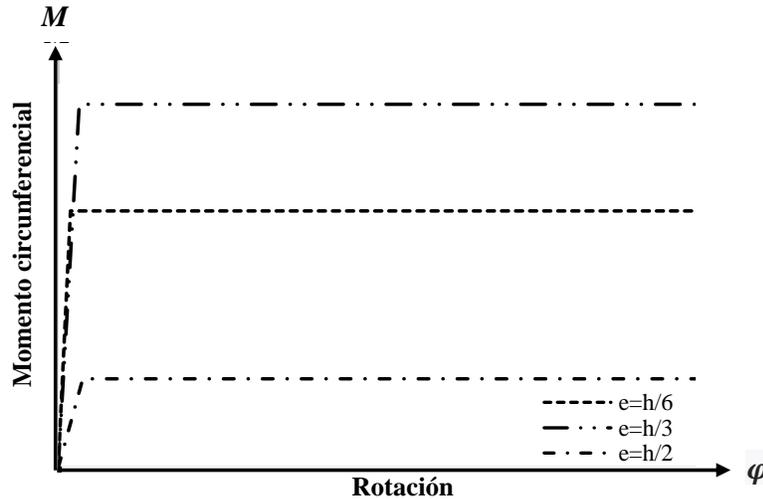


Figura 2-4. Relaciones momento - rotación para excentricidad constante.

Se han desarrollado diversos tipos de experimentos para estudiar el comportamiento de las juntas. Estas investigaciones tienen dos objetivos fundamentales. El primero de ellos es estudiar el comportamiento estructural de la junta (Gong *et al.*, 2017; Liu *et al.*, 2017; Peña *et al.*, 2019). El segundo es evaluar su estanqueidad ante diferentes mecanismos de falla (Shalabi *et al.*, 2012; Ding *et al.*, 2017; Gong *et al.*, 2018; Gong *et al.*, 2019). Ambos objetivos están relacionados en gran medida con la propuesta de ayudas para el análisis y diseño estructural.

Las juntas entre dovelas tienen una fuerte influencia sobre la respuesta global de los anillos (Luttikholt, 2007). En la literatura, existen diversos estudios relacionados con el comportamiento de las juntas entre dovelas y su influencia sobre el comportamiento del túnel. Los resultados de estos estudios fueron resumidos por Peña *et al.* (2012):

- Conforme aumenta el número de juntas en un anillo, el momento flexionante y las fuerzas actuantes en las dovelas decrecen.
- Existe un número crítico de juntas después del cual, si se sigue aumentando el número de juntas, no existe una disminución significativa del momento flexionante.
- La posición de las juntas es un factor determinante en el nivel de esfuerzos presente en el anillo.
- La rigidez rotacional de la junta depende de las cargas actuantes en ella. La rigidez disminuye cuando se incrementa el momento flexionante y crece al aumentar las fuerzas axiales.

Comportamiento estructural

2.1.2 Juntas entre anillos

Durante la construcción, la tuneladora transmite una fuerza axial a los anillos en su eje longitudinal. Los túneles construidos en suelos blandos conservan una carga residual durante su vida útil, debida a la interacción suelo-túnel. En consecuencia, los anillos de un túnel dovelado permanecen acoplados. La posición escalonada de las juntas entre dos anillos contiguos permite que se presenten desplazamientos radiales relativos entre ambos anillos. Los efectos de acoplamiento restringen esta tendencia (Arnau y Molins, 2012).

El trabajo mecánico de estas juntas se desarrolla en compresión, consecuencia de la fuerza axial de acoplamiento en el eje longitudinal (P_L). Los efectos de acoplamiento restringen las traslaciones (Δ_U) y las rotaciones relativas entre dos anillos adyacentes. Esta restricción es resultado de la fricción y del engranamiento (Figura 2-5), que se desarrollan entre el material de empaque y las caras de los anillos. Como resultado de lo anterior, las juntas entre anillos pueden transmitir esfuerzos tangenciales (τ) entre dos anillos adyacentes (Cavalaro, 2009), permitiendo el trabajo en conjunto del sistema de anillos.

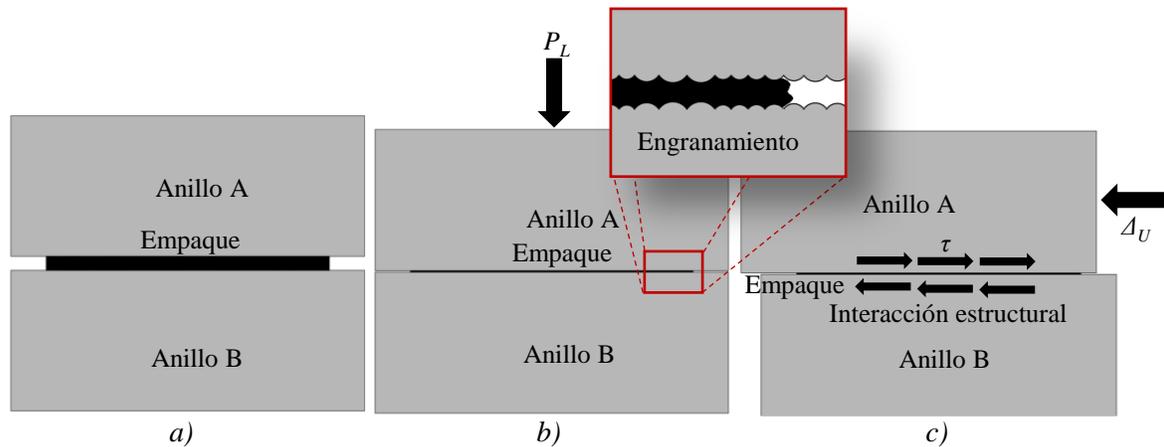


Figura 2-5. Junta entre anillos: a) anillos sin acoplamiento; b) anillos acoplados; c) interacción tangencial entre anillos.

En la Figura 2-6 se describe la contribución de la fricción (τ_{eqf}) y del engranamiento (τ_{eqe}) a la capacidad tangencial (τ) de la junta entre anillos propuesta por Cavalaro (2009). La contribución tangencial de la fricción y el engranamiento depende del esfuerzo axial longitudinal (σ_L) en la junta. La fricción muestra su relación lineal típica. En contraste, el engranamiento presenta un comportamiento no lineal, limitando su contribución a pesar del aumento del esfuerzo axial.

La relación fuerza - desplazamiento en el sentido tangencial de las juntas con empaques de material de caucho y bituminoso, ha sido estudiada experimentalmente por Cavalaro (2009) y Hordijk y Gijsbers (1996). A partir de sus resultados se concluye lo siguiente:

- La relación fuerza - desplazamiento depende directamente de los comportamientos de la fricción y del engranamiento, generados por la interacción entre el material de empaque y las dovelas.
- Las juntas con empaque bituminoso tienen el intervalo elástico más corto y requieren de un mayor desplazamiento para alcanzar la fluencia completa. Una vez que se presenta el intervalo plástico, estas desarrollan un ligero endurecimiento.
- Las juntas con empaques de caucho en la fase elástica presentan una mayor rigidez tangencial. Su comportamiento se asemeja al tipo elastoplástico.

Comportamiento estructural

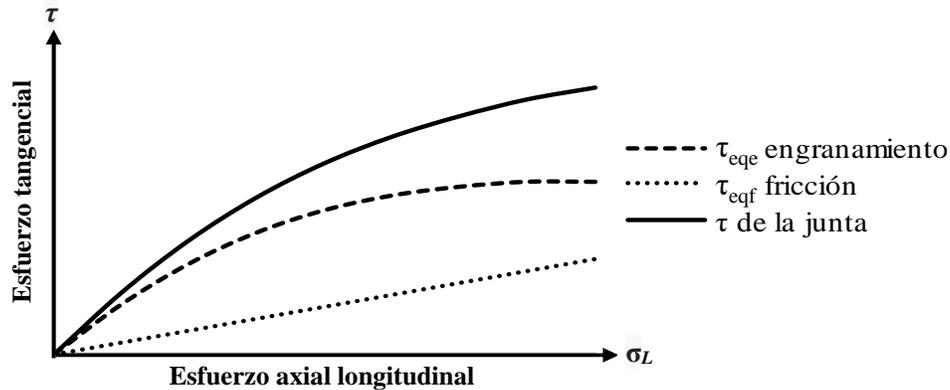


Figura 2-6. Relación esfuerzo tangencial - esfuerzo axial en la junta (Cavalaro, 2009).

En la Figura 2-7 se recopilan las relaciones de fuerza tangencial - desplazamiento de las juntas entre anillos, las cuales fueron obtenidas de forma experimental por Cavalaro (2009). Se hace notar que los experimentos se realizaron a diferentes cargas axiales, por lo que las fuerzas tangenciales no pueden ser comparadas. La relación fuerza tangencial - desplazamiento en temas numéricos se idealiza como un comportamiento elastoplástico perfecto (línea roja, Figura 2-7).

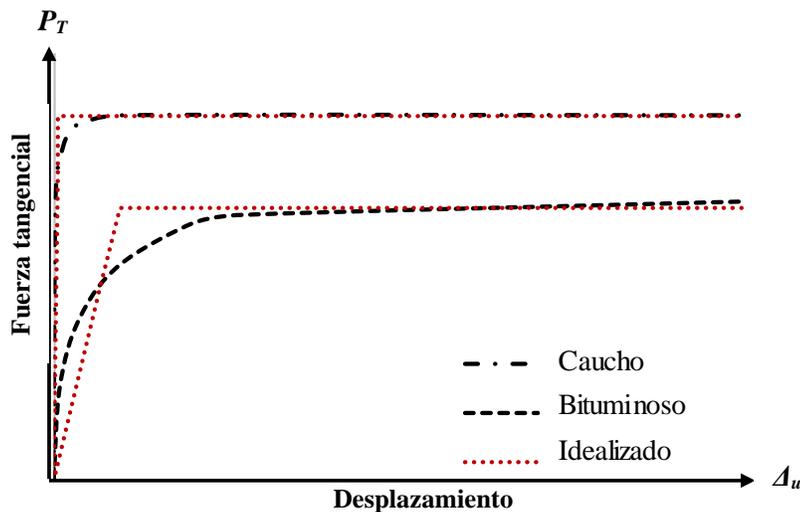


Figura 2-7. Relación carga tangencial – desplazamiento tangencial de diferentes materiales de empaque (Cavalaro, 2009).

Los efectos de acoplamiento transmitidos por las juntas entre anillos influyen en gran medida al comportamiento estructural del túnel dovelado. Estos efectos incrementan la capacidad de carga y la rigidez del túnel y consecuentemente, su trabajo mecánico. En la Figura 2-8 se observan las diferencias de rigidez y de forma deformada en un mismo túnel con y sin acoplamiento.

Comportamiento estructural

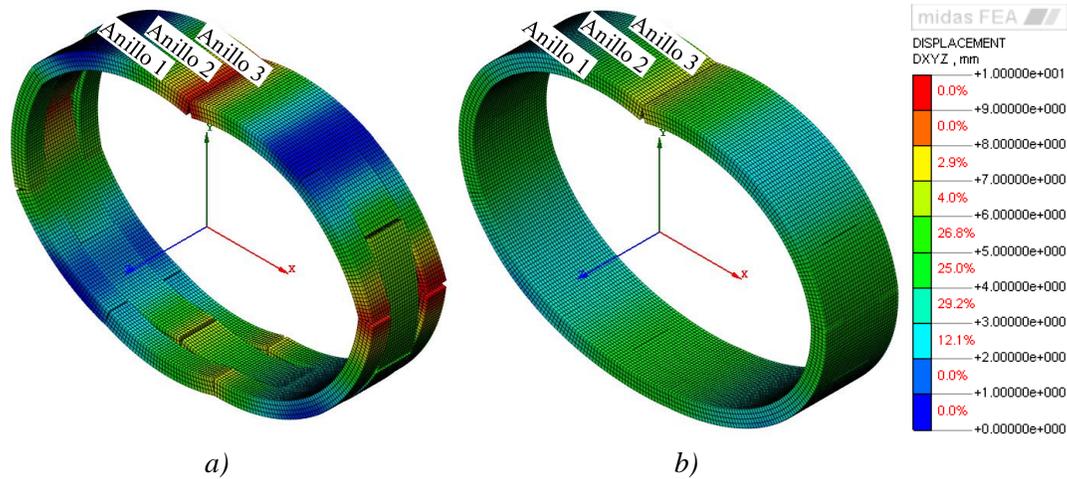


Figura 2-8. Sistema de anillos: a) sin acoplar; b) acoplado.

2.2 Influencia de la posición de las juntas

Debido al procedimiento constructivo de los túneles, las juntas entre dovelas cambian de posición a lo largo del túnel. Por ello, la posición de las juntas es un parámetro variable durante el proyecto y la construcción de los túneles dovelados. Además, el número posible de posiciones de las juntas depende de cada tuneladora. En la Figura 2-9 se muestra la posición de las juntas de dos anillos contiguos de un túnel de la Ciudad de México.

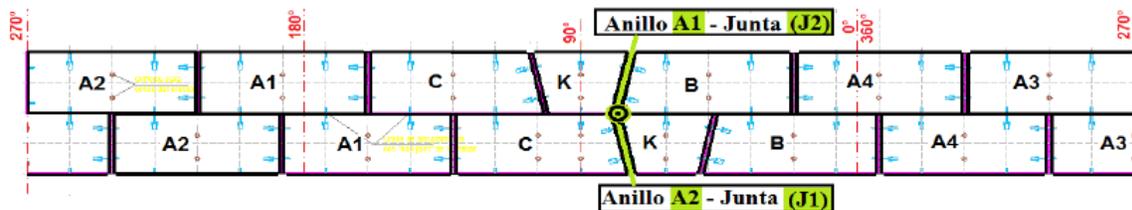


Figura 2-9. Posición de juntas de dos anillos de un túnel de la Ciudad de México (Basurto, 2013).

Desde un enfoque estructural las juntas, por tener menores dimensiones en comparación con las dovelas, son puntos con menor rigidez rotacional a lo largo de la circunferencia del anillo. Cuando las juntas se abren, esta diferencia entre la rigidez de las juntas y de las dovelas aumenta. En el caso de un sistema de anillos acoplados, las diferencias de rigidez entre las juntas y las dovelas es menor, debido al trabajo en conjunto de los anillos. En consecuencia, cada combinación de posiciones de las juntas presenta una distribución de elementos mecánicos diferente en cada anillo (Basurto, 2013).

Para el diseño estructural de un túnel dovelado construido en suelos blandos, se requiere evaluar al sistema de anillos acoplados en diferentes combinaciones de posiciones de juntas. A partir de esta evaluación, se pueden determinar dos posiciones críticas: una posición flexible, que también es llamada crítica para desplazamientos y otra posición rígida. Mediante estas dos combinaciones de posiciones de juntas se busca cubrir todos los escenarios de diseño. Por ejemplo, Basurto (2013) realizó un análisis con 16 combinaciones de juntas en un sistema de dos anillos acoplados (Figura 2-9). En su trabajo el comportamiento de las juntas se consideró como elástico lineal. De sus resultados, se determinó la posición flexible y la posición rígida del sistema de anillos (Figura 2-10).

Comportamiento estructural

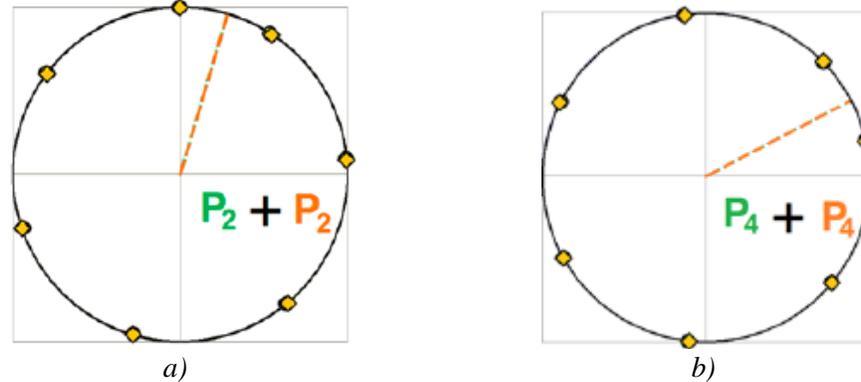


Figura 2-10. Posiciones críticas de dos anillos acoplados (Basurto, 2013): a) posición flexible; b) posición rígida.

2.3 Comportamiento estructural de túneles dovelados

Diversos autores (Arnau y Molins, 2012; Luttkholt, 2007; Waart, 2010) han estudiado el comportamiento de los túneles, así como sus mecanismos de colapso, con la finalidad de establecer estados límite y estudiar los fenómenos que rigen su comportamiento.

Luttkholt (2007) investigó el comportamiento del revestimiento en condiciones de carga para un estado límite último. Para ello, consideró la interacción entre anillos, y recurrió a dos métodos de modelado: un modelo de barras y otro de elementos de esfuerzos planos. Sus análisis numéricos fueron validados comparando sus resultados con resultados experimentales de ensayos a escala real de la Universidad Técnica de Delft, reportados por Blom y van Oosterhout (2001). De su trabajo se desprenden las siguientes conclusiones:

- A partir de los resultados de las pruebas experimentales y del modelo con elementos barra, se concluye que la fuerza axial longitudinal gobierna la interacción entre las juntas de los anillos y, por lo tanto, el comportamiento del revestimiento.
- El efecto de interacción entre anillos domina el mecanismo de colapso. Para una fuerza axial alta (11,200 kN), el colapso es inducido en las dovelas (agrietamiento del concreto y fluencia del acero de refuerzo). Para una fuerza axial baja (1,400 kN), el colapso se presenta principalmente en las juntas entre dovelas (falla de la junta por rotación excesiva).
- La comparación entre los resultados obtenidos del modelo con elementos barra y los del modelo de elementos de esfuerzos planos más detallado, muestra que las grietas en las dovelas son menos frecuentes en el modelo de barras.
- Las pruebas y los análisis numéricos demuestran que una fuerza axial baja es suficiente para una interacción adecuada entre los anillos vecinos, lo que resulta en una falla de las dovelas como mecanismo de colapso dominante.
- Como resultado de ello se puede afirmar que los túneles someros (es decir, con fuerza axial circunferencial baja) en condiciones de suelo blando pueden ser factibles, siempre que la fuerza axial longitudinal residual esté presente durante la vida útil del túnel.

Arnau y Molins (2012) estudiaron el efecto de la interacción entre anillos sobre la respuesta estructural de modelos de túneles tridimensionales. Para este fin, analizaron las influencias del módulo de elasticidad del suelo, la carga axial longitudinal, la relación de esbeltez del anillo y la relación entre el ancho de la junta y el espesor del anillo. De su trabajo se desprenden las siguientes conclusiones:

Comportamiento estructural

- Cuando un túnel se somete a cargas longitudinalmente, la configuración escalonada de sus juntas entre dovelas produce la activación de los mecanismos de interacción. Esto causa un aumento de la rigidez y de las fuerzas internas con respecto a un anillo aislado.
- El efecto de acoplamiento es significativo cuando el túnel está en suelos blandos (módulo de elasticidad menor de 150 MPa) o sometido a altas cargas de desequilibrio, aumentando en las dovelas el momento flexionante.
- La magnitud de la fuerza longitudinal necesaria para desarrollar los efectos de acoplamiento es pequeña en comparación con las fuerzas ejercidas por la tuneladora. Como consecuencia de ello, la magnitud de la fuerza longitudinal no influye significativamente en la respuesta estructural del revestimiento.
- Los efectos de acoplamiento presentan una sensibilidad significativa a la flexibilidad radial de túneles dovelados. Para una cierta configuración de las juntas entre dovelas, el aumento de la esbeltez en el túnel produce un aumento lineal en la influencia de los efectos de acoplamiento, siempre que se conserve la relación de anchos entre la junta y la dovela.
- Aumentar la flexibilidad del revestimiento reduciendo la relación entre el ancho de la junta y el espesor de la dovela, causa un fuerte aumento de la influencia de los efectos de acoplamiento.

Galván *et al.* (2017) investigaron el cambio que origina la carga axial longitudinal residual en el comportamiento estructural de túneles dovelados. Los autores consideraron cargas residuales entre 1 y 50% de la carga axial de servicio de la tuneladora y se añadió el efecto que tiene la posición de las juntas entre dovelas en un sistema de dos anillos. De su trabajo se desprenden las siguientes conclusiones:

- Los modelos numéricos que toman en cuenta la interacción entre anillos, desarrollan un nivel de agrietamiento considerable en la zona de hastiales, clave y de cubeta, siempre que en la zona no se localice una junta entre dovelas, en cuyo caso el trabajo de la junta evita el agrietamiento.
- La carga axial influye en el comportamiento estructural, cambiando la capacidad de carga de los anillos dovelados y el nivel de daño (grietas y fluencia del acero).
- A medida que aumenta el número de juntas continuas, en el comportamiento estructural del túnel disminuye el efecto de la carga axial longitudinal, reduciendo su capacidad de carga.

La Sociedad Británica de Túneles (BTS, 2016) indica que, dada la naturaleza confinada del medio ambiente de los túneles, es importante que el diseñador tenga como objetivo proporcionar una estructura que, en caso de colapso, falle de una manera dúctil. Es importante que el principal mecanismo de falla del sistema no sea una rotura frágil para cualquier diseño del túnel de trabajo temporal o permanente.

Del párrafo anterior se puede concluir que los mecanismos de colapso relacionados con la flexión son ideales en un túnel dovelado. Estos mecanismos dúctiles se asocian con las fallas de tensión por flexión en las dovelas y por rotación excesiva en las juntas. Los túneles dovelados con comportamientos que inducen a los mecanismos dúctiles, cuando rebasan el estado límite de servicio, presentan problemas como la pérdida de estanqueidad por las aperturas de sus juntas y el agrietamiento en sus dovelas.

Respecto al comportamiento de túneles dovelados es posible concluir lo siguiente:

Comportamiento estructural

- La interacción entre anillos es un fenómeno que se presenta en suelos blandos. Considerando que este fenómeno requiere una carga axial mínima para acoplar los anillos, es posible concluir que el comportamiento global de un túnel dovelado se verá influenciado por la interacción durante su vida útil.
- La presencia de juntas entre dovelas en zonas cercanas a hastiales, cubeta y clave afecta el comportamiento global de un túnel, causando mayores desplazamientos. En contraste, cuando no existen juntas cercanas a estas zonas, crece el agrietamiento.
- Adicionalmente, la ubicación de las juntas afecta la interacción entre anillos, llegando a cambiar el mecanismo de colapso del túnel.
- La relación entre el ancho de la junta y el espesor de la dovela afecta fuertemente el fenómeno de interacción entre anillos.
- A pesar de que diferentes técnicas de modelado pueden simular el comportamiento de un túnel dovelado con precisión, un modelo detallado permite obtener un mejor panorama del nivel de daño de la estructura.

2.4 Modelado numérico de túneles dovelados

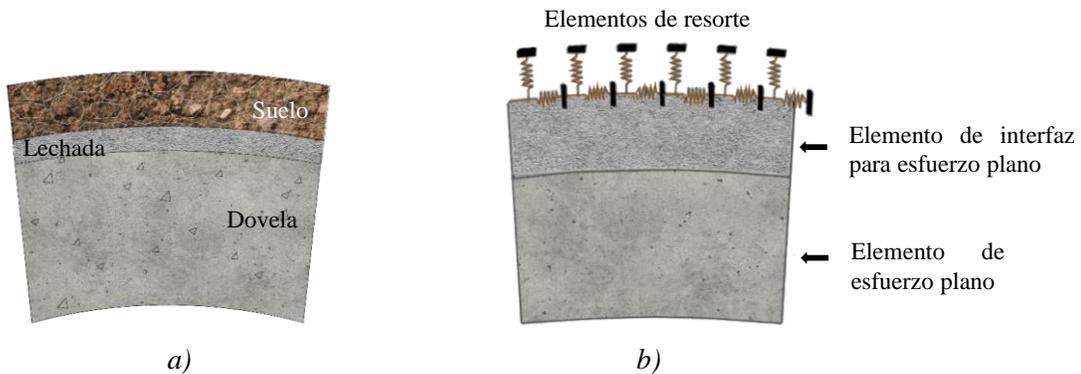
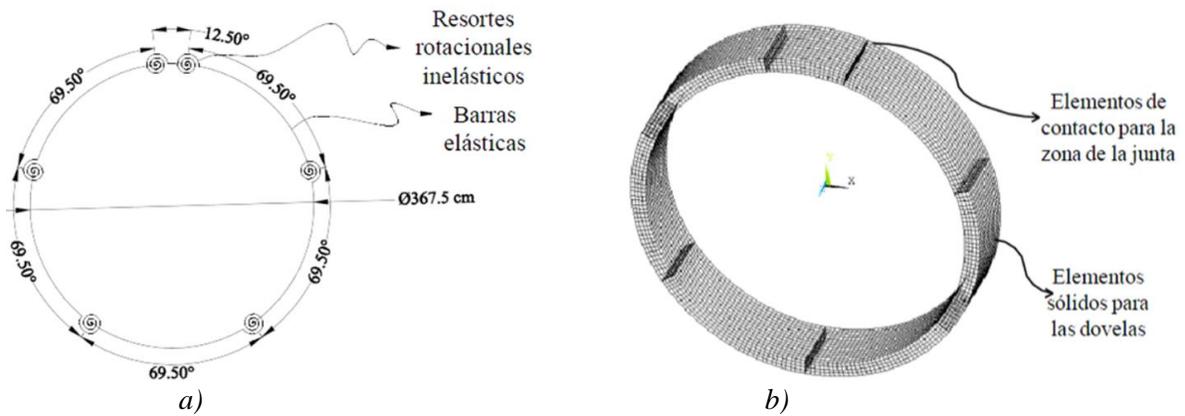
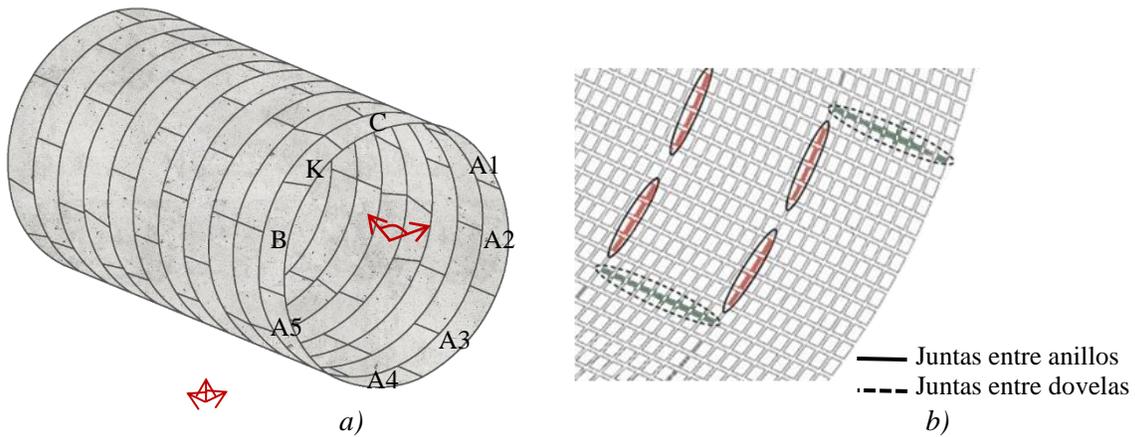
Diversos autores, como Waart (2010), Galván y Peña (2013), Arnau y Molins (2015), Juárez-Luna y Tenorio-Montero (2019), han estudiado el comportamiento de túneles dovelados mediante modelos numéricos, utilizando el método del elemento finito (MEF). En sus trabajos se describen diferentes técnicas de modelado.

A continuación, se describen sus metodologías de modelado:

- Las dovelas pueden modelarse con elementos tipo barra, 2D (estados de esfuerzos y deformaciones planos), cascarón y sólidos, tomando en cuenta el comportamiento no lineal del concreto.
- Las juntas entre dovelas y entre anillos se pueden representar a través de resortes traslacionales y rotacionales no lineales en el caso de los elementos barra. Por otro lado, es posible modelar las juntas mediante elementos de interfaz para contacto, en el caso de considerar para las dovelas elementos tipo placa 2D, cascarón y sólido. Estos elementos simulan el comportamiento de una discontinuidad, tomando en cuenta la interacción tangencial por medio de la ley Mohr-Coulomb.
- Se acepta que la influencia del suelo pueda simplificarse por medio de una distribución de presiones o mediante elementos tipo resortes, 2D o sólidos.
- Es posible modelar el acero de refuerzo de forma discreta con elementos barra 1D o de manera dispersa mediante superficies.

Los párrafos anteriores muestran diferentes maneras para representar el comportamiento de los túneles dovelados y su entorno. Cada metodología de modelado tiene sus ventajas y limitaciones como el tiempo de análisis y el número de variables que se puedan considerar. Ejemplos representativos de las metodologías descritas se presentan en las siguientes Figuras (2-11 a 2-14).

Comportamiento estructural



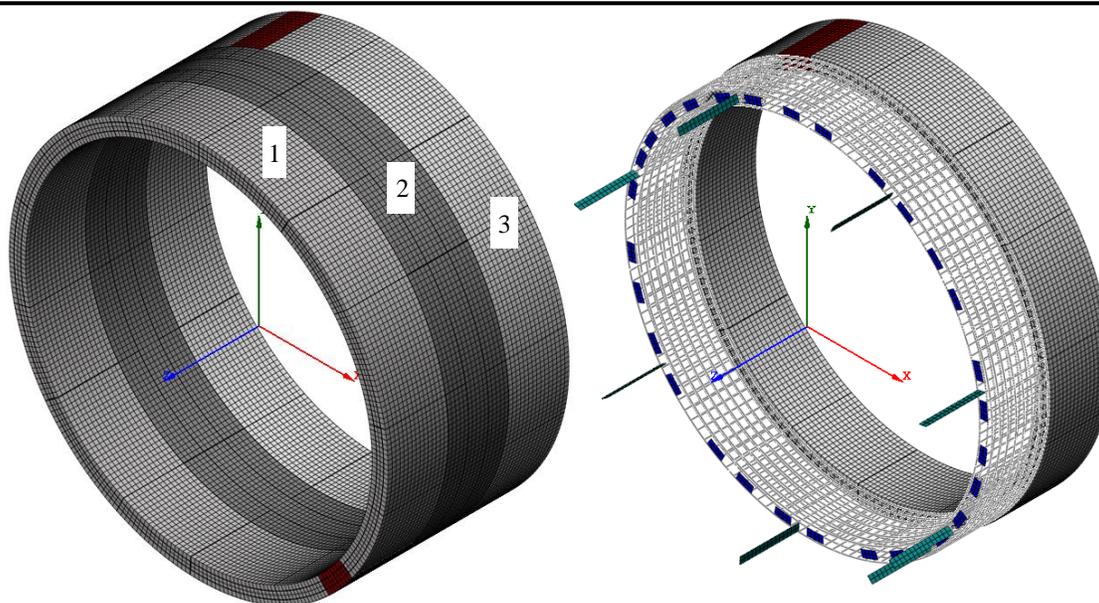


Figura 2-14. Modelo 3D de tres anillos: a) juntas del anillo 1 (elementos interfaz), b) refuerzo del anillo 2 (elementos armadura); c) dovelas del anillo 3 (elementos sólidos).

2.5 Estados límite de servicio

Los estados límite de servicio (ELS) de los túneles dovelados se determinan principalmente considerando los problemas que comprometen su funcionamiento a partir de la experiencia (Schmitter y Moreno, 1983; Shen *et al.*, 2013; Lasiello *et al.*, 2017, Yang *et al.*, 2017). Con el propósito de prevenir estos problemas, se requiere establecer un límite para evitar su origen o el problema en sí mismo. El respeto a estos límites garantiza el funcionamiento de la estructura. Por ejemplo, en el caso de los túneles dovelados, se debe limitar la apertura de juntas que origina la filtración y el agrietamiento de las dovelas.

2.5.1 Falla local en la junta entre dovelas

Peña *et al.* (2012) estudiaron mediante experimentación el comportamiento estructural de las juntas entre dovelas y sus mecanismos de falla con diferentes excentricidades. Las excentricidades aplicadas en el ensayo fueron 3, 6 y 9 cm en una junta con ancho de 18 cm y el espesor de las dovelas 35 cm. La excentricidad de la carga durante cada prueba se mantuvo constante.

Los autores concluyen que los mecanismos de falla se presentaron en la fluencia de la relación momento - rotación (Figura 2-15, la fluencia se marca con punto rojo). Estos mecanismos cambiaron dependiendo de la excentricidad de la carga. Cuando la carga se aplicó en el primer tercio (Figura 2-16), la falla por aplastamiento del concreto causó la fluencia (Figura 2-15a). El desconchamiento del recubrimiento se presentó en la fluencia de la relación (Figura 2-15b), cuando se aplicó la carga en el segundo tercio (Figura 2-16). De acuerdo con su apreciación, no se observaron daños por causa de la baja de rigidez rotacional (Figura 2-15c), no obstante, la rotación excesiva de la junta causó la fluencia, cuando la carga se aplicó en el borde del tercer tercio (Figura 2-16). Es oportuno señalar que, los incrementos presentados por la capacidad de carga posteriores a la fluencia (Figura 2-15), se debieron al contacto de las zonas fuera del asiento de la junta, que inicialmente estaban separadas (Figura 2-16). Con base en lo anterior, se consideran las fallas de la junta como un límite de servicio de los túneles dovelados, las cuales se presentan en la fluencia de su relación momento - rotación.

Comportamiento estructural

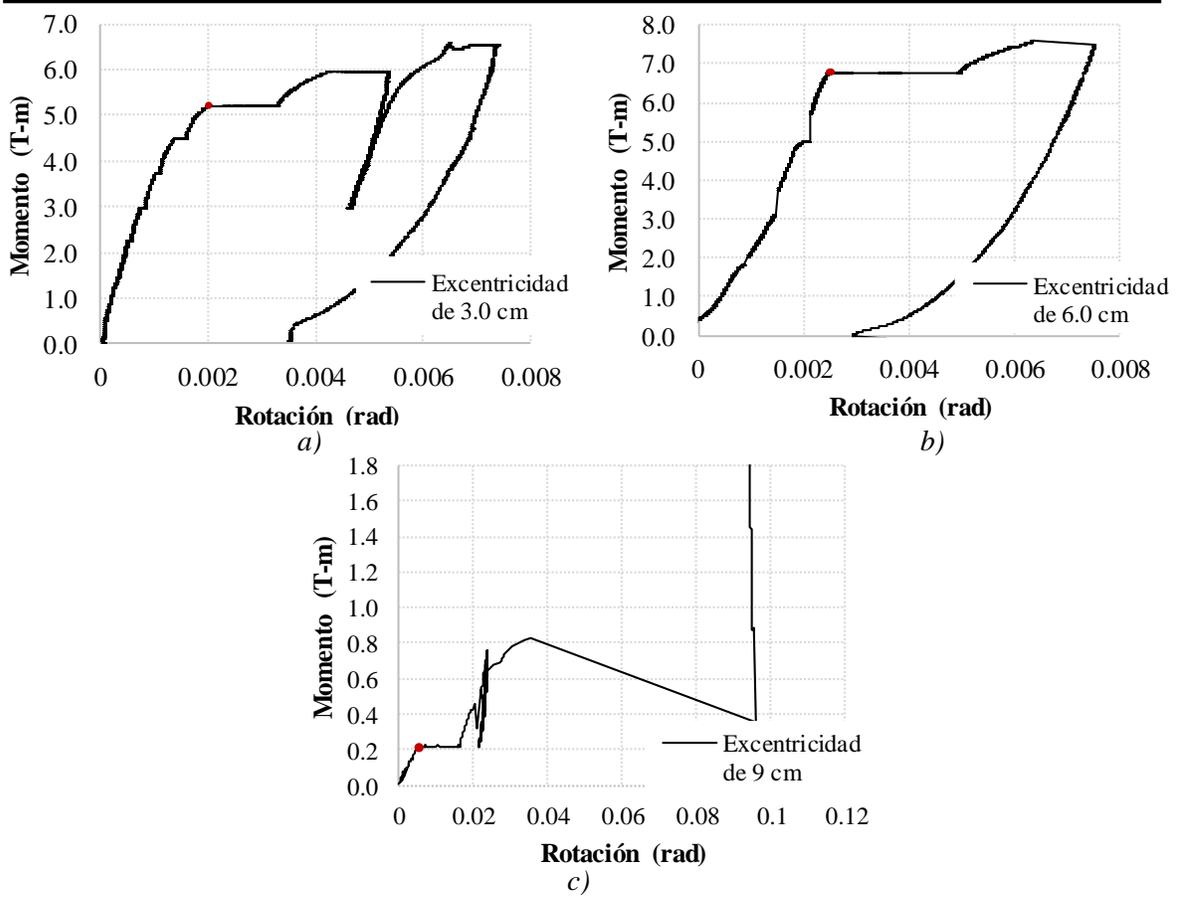


Figura 2-15. Relación momento – rotación de Peña et al. (2012) con diferentes excentricidades: a) 3 cm; b) 6 cm; c) 9 cm.

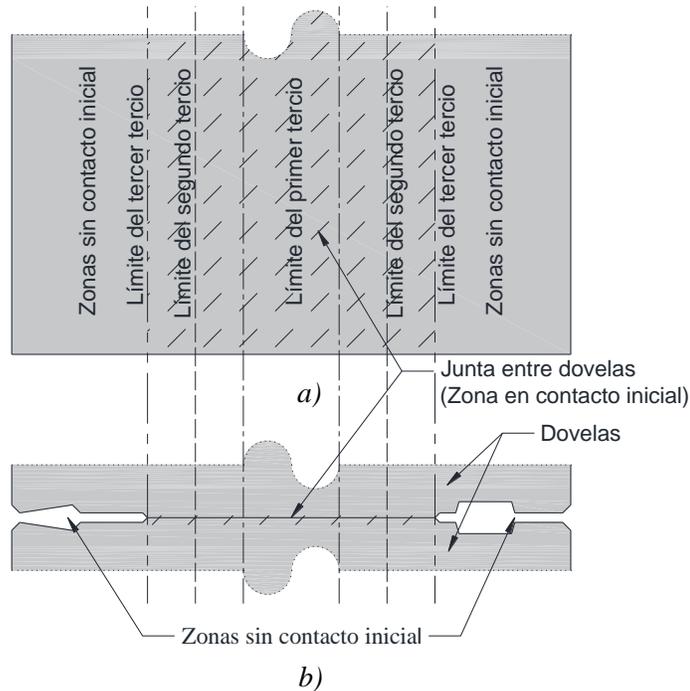


Figura 2-16. Detalle tipo de las juntas ensayadas: a) vista en planta; b) vista frontal.

Comportamiento estructural

2.5.2 Pérdida de estanqueidad por apertura de junta

Ding *et al.* (2017) llevaron a cabo pruebas de estanqueidad en juntas. Para la geometría se utilizó como referencia el túnel Weisan Rd ($n_j=10$, $D_i=13.3$ m, $\eta=22.1$). En su estudio se investigó la filtración en las juntas y el comportamiento mecánico de las juntas de estanqueidad durante la construcción y operación de los túneles. Dentro de su investigación se analizó la correlación entre la apertura en las juntas de estanqueidad y la presión de filtración del agua. Se probaron tres diferentes tipos de juntas de estanqueidad (SC1, SC2 y SC3). Los autores realizaron dos pruebas para cada junta: una que consideró las juntas de estanqueidad perfectamente alineadas, y otra con las juntas de estanqueidad que presentaban un desfase de 15 mm. Los resultados de las pruebas de estanqueidad mostraron como la presión de filtración del agua disminuye linealmente, cuando crece la apertura de juntas (Figura 2-17).

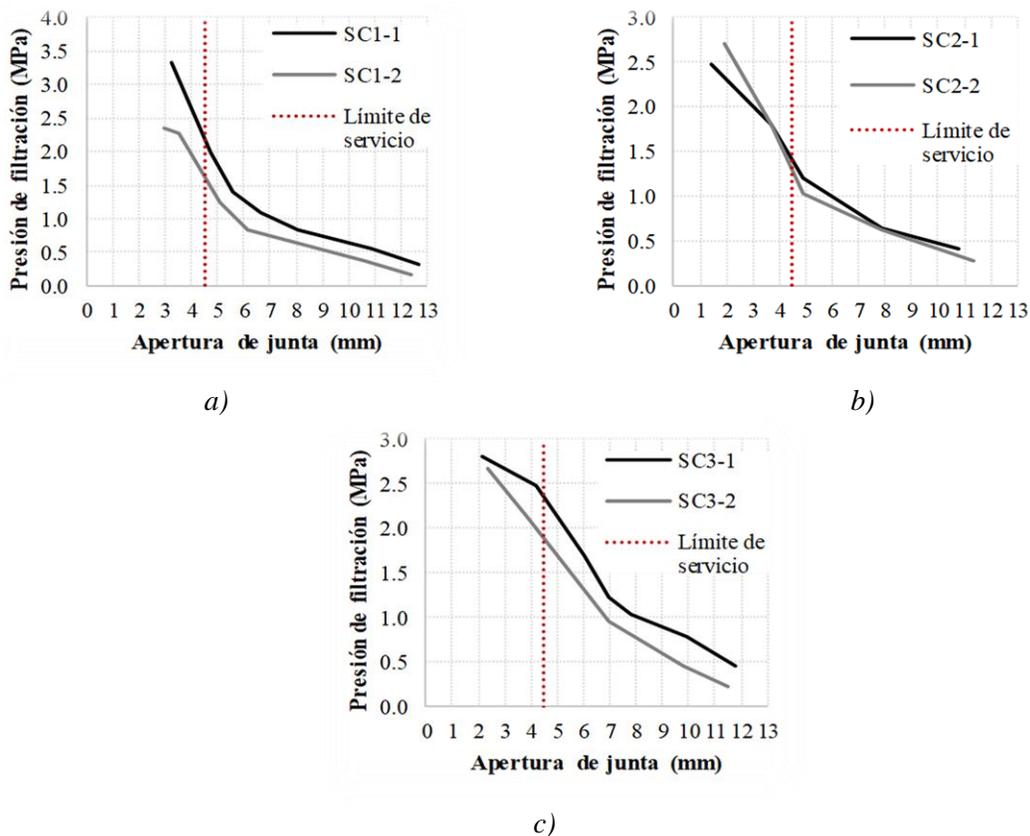


Figura 2-17. Resultados de prueba de estanqueidad en juntas (Ding *et al.*, 2017) sin desfase (-1) y con desfase (-2): a) SC1; b) SC2; c) SC3.

Gong *et al.* (2019) estudiaron los mecanismos de falla que desarrollan los empaques de las juntas mediante el MEF (Figura 2-18). Los mecanismos de falla analizados fueron las aperturas causadas por la separación, la rotación positiva, la rotación negativa y el desfase por deslizamiento. Los modelos numéricos fueron validados mediante datos experimentales. De sus resultados se concluye que, las aperturas de las juntas causadas por su separación o su rotación, afectan significativamente la capacidad de sellado de los empaques. Estas aperturas reducen linealmente la capacidad de sellado, a medida que crecen.

Comportamiento estructural

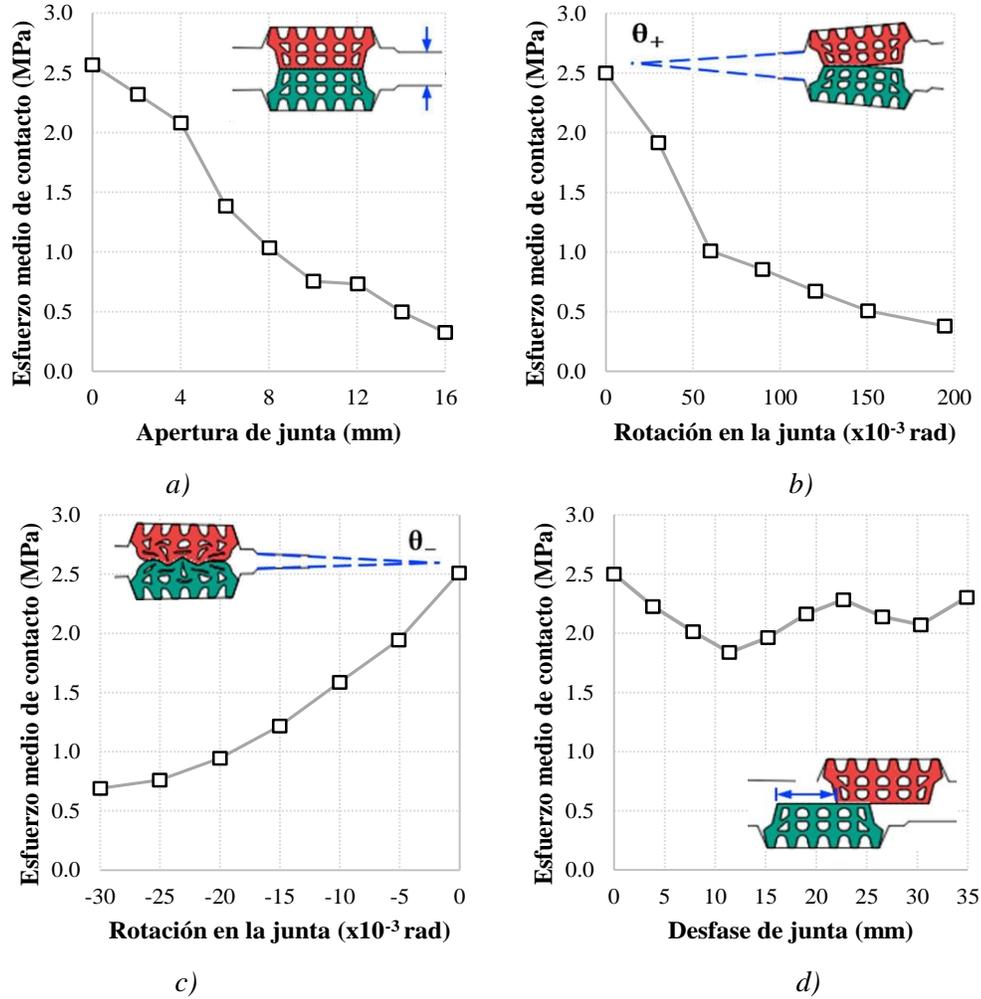


Figura 2-18. Presión de contacto medio en la junta (Gong *et al.*, 2019) ante: a) apertura por separación; b) apertura por rotación positiva; c) apertura por rotación negativa; d) desfase por deslizamiento.

Considerando los resultados de Ding *et al.* (2017), se acepta para este estudio que hasta en una apertura de 4.5 mm (Figura 2-17) en las juntas, los túneles mantienen un estado estanco ante presiones hidráulicas inferiores de 1.0 MPa. Esta condición permite que los túneles mantengan su funcionamiento para profundidades de hasta 100 m debajo del nivel de aguas freáticas.

Con el fin de evaluar el límite de apertura de 4.5 mm, se analizan los resultados (Figura 2-18) de Gong *et al.* (2019) en el dominio de la apertura. Los resultados analizados toman en cuenta la apertura de la junta causada por separación y rotación (Figura 2-19). Por otra parte, a partir del esfuerzo de contacto, se calcula la presión de filtración mediante la recomendación de Gong *et al.* (2018). Esta recomendación relaciona la presión de filtración y esfuerzo medio de contacto, considerando un desfase de 15 mm. La presión de filtración es entre el 50 y el 90% del esfuerzo medio de contacto, tomando para este análisis el promedio de estos valores. Cabe indicar que, el esfuerzo medio de contacto es el promedio de los esfuerzos en la zona de contacto entre dos empaques. De este análisis, se concluye que la apertura de servicio de 4.5 mm es adecuada para túneles con presiones de filtración menores que 1.0 MPa.

Comportamiento estructural

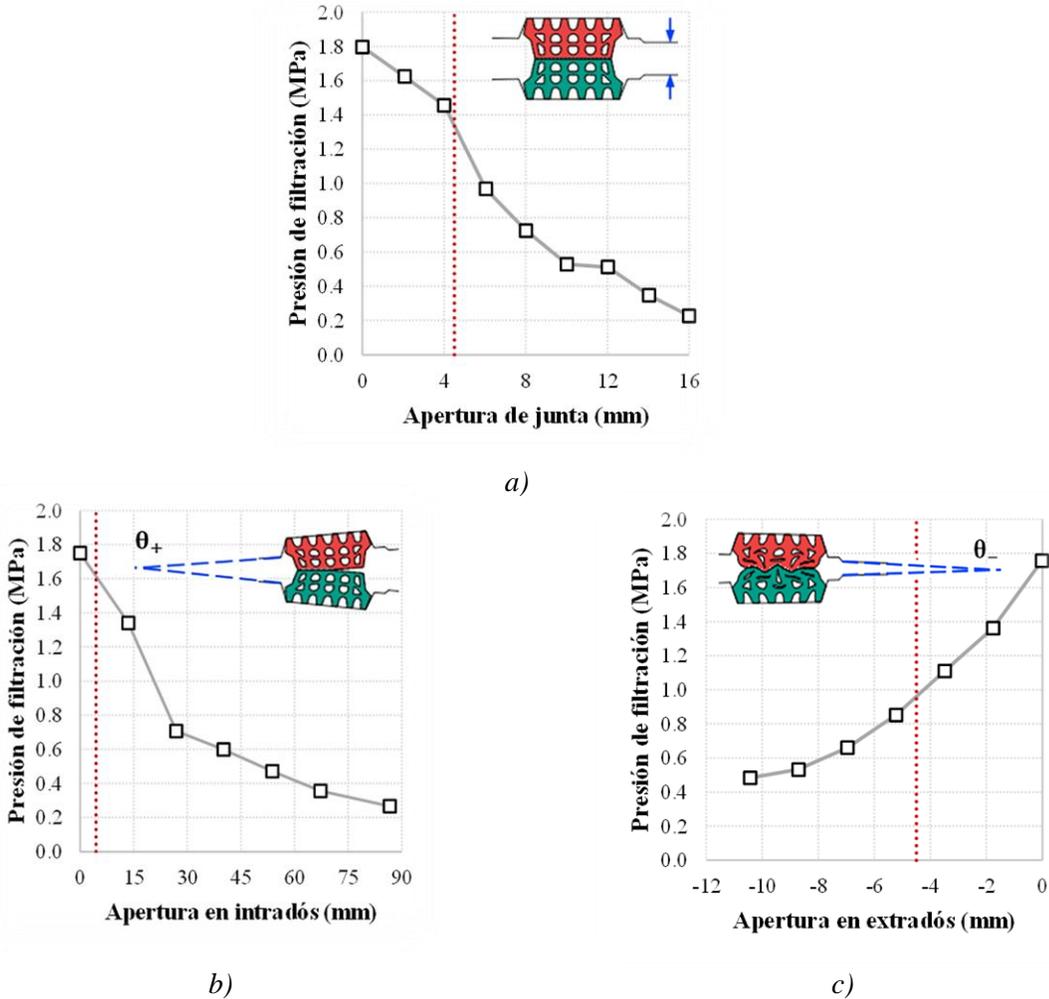


Figura 2-19. Relación presión de estanqueidad - apertura de la junta (Gong et al., 2019) ante: a) apertura por separación; b) apertura por rotación positiva; c) apertura por rotación negativa.

2.5.3 Agrietamiento

Shalabi *et al.* (2012) estudiaron la pérdida de estanqueidad en los empaques de los túneles dovelados, con el fin de proponer recomendaciones de diseño para el metro de Los Ángeles. El estudio experimental tomó en cuenta que el túnel estaba sujeto a cargas estáticas del suelo y a sismo. Entre sus conclusiones se desprende que las grietas en las juntas son fuentes de filtración en el túnel. Los daños alrededor de los empaques reducen su confinamiento, permitiendo la filtración de agua.

Gong *et al.* (2017) llevaron a cabo pruebas de la capacidad de carga de la junta entre dovelas. Los autores realizaron dos pruebas (SJ1 y SJ3) con dovelas de concreto armado, que fueron sometidas a una misma carga axial, cambiando entre las pruebas la dirección del momento. De sus resultados se concluye que las juntas pueden alcanzar aperturas de 34.9 a 43.7 mm. No obstante, para estas aperturas, el estado de servicio se había rebasado. Por su parte, el crecimiento de las grietas fue constante hasta un ancho de grieta de 0.5 mm (Figura 2-20), llegando a presentar anchos de grieta entre 3.66 y 3.82 mm en el estado límite último.

Comportamiento estructural

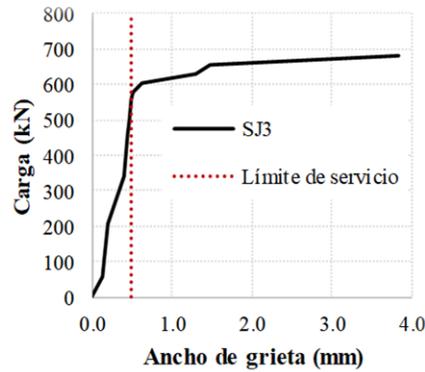


Figura 2-20. Relación del ancho de grieta - carga lateral (Gong et al., 2017).

Con base en las conclusiones de estos estudios se considera que, con el objetivo de prevenir la pérdida de estanqueidad en las juntas, debe tomarse en cuenta la falla por capacidad de carga de la junta como un factor limitante del estado de servicio. Adicionalmente, se acepta el ancho de grieta de 0.5 mm como límite de servicio para los túneles dovelados. Esto último tiene como propósito limitar el daño en las dovelas y la reducción de la capacidad de estanqueidad en el túnel.

2.6 Deformaciones permisibles para diseño

Los códigos de diseño modernos piden considerar el estado límite último y el de servicio (AASHTO, 2012). En el caso de un estado límite de servicio, no se explica cómo evaluar las deformaciones. Actualmente, no existe un criterio para estados límite de deformación que se relacione con el estado de servicio de los túneles dovelados y se fundamente en su comportamiento estructural. Como consecuencia de lo anterior, para el diseño estructural de los túneles dovelados, se recurre comúnmente a las recomendaciones de Peck (1969) y de la BTS (2004) que tienen orígenes empíricos.

2.6.1 Criterio de Peck (1969)

Peck (1969) recomendó limitar las deformaciones diametrales en túneles flexibles a 0.5%. Esta recomendación se propuso con el fin de evitar una modificación en la distribución de la presión radial considerada para el diseño del túnel. La deformación diametral (δD) se define en la Ecuación 2-5 (Figura 2-21b). La recomendación se basó en la observación y en la medición de túneles flexibles en diferentes condiciones de suelo.

$$\delta D = \frac{\Delta D}{D_m} \quad \text{Ec. 2-5}$$

Esta recomendación fue propuesta en una época en la cual las cargas del suelo se estimaban por métodos analíticos, por lo que estos métodos no consideraban la redistribución de las presiones del suelo derivada de la deformación del revestimiento. Por tal motivo, el autor propuso este límite para reducir las consecuencias de un posible error en la estimación de las presiones de diseño.

Comportamiento estructural

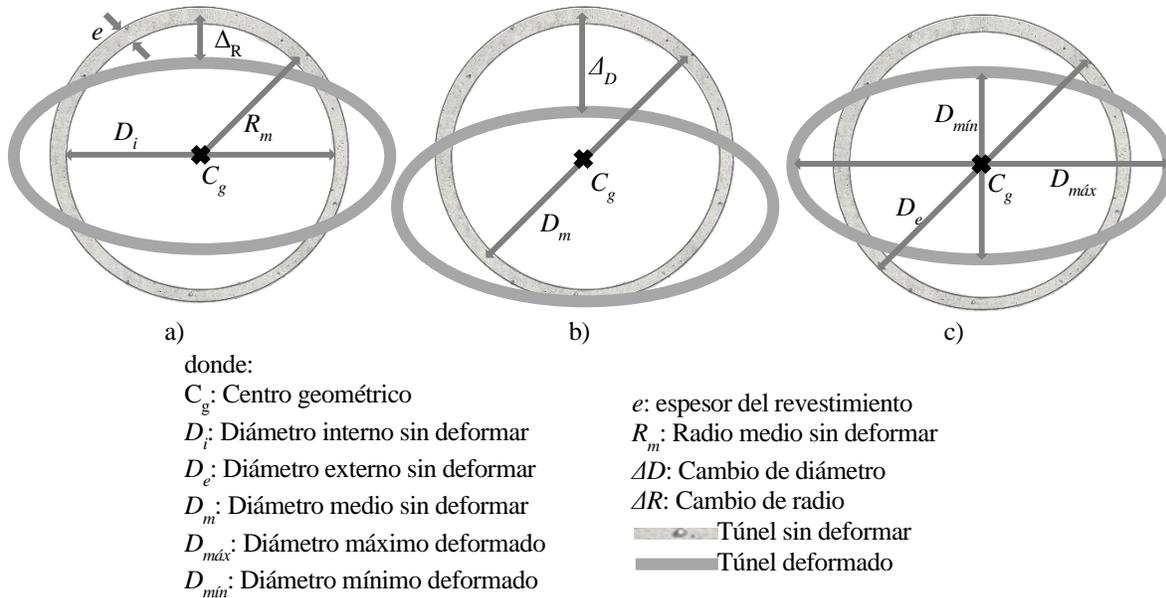


Figura 2-21. Propiedades geométricas y deformaciones en túneles: a) deformación radial; b) deformación diametral; c) distorsión.

En un informe elaborado por Mofal consultores (1985) para el proyecto de un túnel en la Ciudad de México, se menciona que, en un amplio intervalo de túneles dovelados construidos en suelos arcillosos blandos, los cambios de diámetro son del orden de 0.5%, y que rara vez se llega a exceder este valor. Esto a pesar de la flexibilidad que tienen los túneles dovelados, los cuales pueden alcanzar mayores deformaciones.

Rodríguez y Salmón (1987) ensayaron modelos físicos a escala real de un túnel dovelado ante diferentes relaciones de cargas horizontal y vertical. Dentro de los resultados de su investigación, se menciona un valor admisible de deformación diametral de 0.5%. Los autores observaron que, al pasar este nivel de deformación, el anillo comenzó a presentar una serie de daños significativos. Cabe mencionar que en el experimento los anillos del túnel usaban un sistema de juntas con pernos, que aportaban rigidez adicional.

El Comité Alemán para la Construcción Subterránea (DAUB, 2013) explica que la ovalización permisible de los anillos depende del diámetro y del número de dovelas por anillo. No obstante, la deformación diametral debe ser menor de 0.5% del diámetro interno en cada caso. La ovalización se definió como la deformación de la forma circular. Esta recomendación es similar al criterio de Peck.

2.6.2 Recomendación de la BTS (2004)

La sociedad británica de túneles (BTS, 2004) recomienda diferentes intervalos de deformaciones permisibles de acuerdo con el tipo de suelo que rodea al túnel (Tabla 2-1). Para suelos blandos en particular, se propone un intervalo para la deformación radial permisible entre 0.25 y 0.75%. La deformación radial (δR) se define en la Ecuación 2-6 (Figura 2-21a). Adicionalmente, se recomienda no sobrepasar en ningún caso una distorsión de 2.0%. La distorsión (γ) se define en la Ecuación 2-7 (Figura 2-21c).

Comportamiento estructural

Tabla 2-1. Intervalos para deformaciones radiales (BTS, 2004)

Tipo de suelo	δR (%)
Arcillas rígidas a duras, sobreconsolidadas relación >2.5-3.0	0.15-0.40
Arcillas y limos blandos, sobreconsolidadas relación <2.5-3.0	0.25-0.75
Arenas densas o cohesivos, la mayoría de los suelos residuales	0.05-0.25
Arenas sueltas	0.10-0.30

$$\delta R = \frac{\Delta R}{R_m} \quad \text{Ec. 2-6}$$

$$\gamma = \frac{D_{\text{máx}} - D_{\text{mín}}}{D_{\text{mín}}} \quad \text{Ec. 2-7}$$

Los límites de la BTS (2004) para deformaciones radiales son iguales que los límites de Schmidt (1984), basados en la observación de túneles en diferentes tipos de suelos durante y después de la construcción. El autor acotó el intervalo de deformaciones permisibles según el tipo de suelo que rodea al túnel, proponiendo un método para verificar el diseño de los túneles (Bickel *et al.*, 1996). Estos intervalos son muy amplios y se dejan al criterio del ingeniero el límite o el valor intermedio a usar en su proyecto, lo que puede ser causa de una sobrestimación o subestimación en la deformación de servicio considerada para el diseño del túnel. En la práctica, el límite de distorsión (2.0%) es relacionado con el estado límite último de los túneles.

Página intencionalmente en blanco.

CAPÍTULO 3

Modelo numérico

En este capítulo se describe el modelo numérico utilizado en esta investigación y su validación. El modelo numérico toma en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y las juntas. El procedimiento de validación consiste en comparar los resultados del modelo utilizado con resultados experimentales y con los de otros modelos numéricos.

3.1 Descripción del modelado numérico

Con el objetivo de obtener deformaciones de servicio representativas de los túneles dovelados, se implementa un modelo numérico que simula la no linealidad de sus materiales y sus juntas. Con este fin, se desarrolla un modelado tridimensional mediante el método del elemento finito (Figura 3-1) con el programa comercial MIDAS FEA© (2016). Las dovelas se modelan con elementos sólidos de segundo orden de 20 nodos (Figura 3-1a). El comportamiento de los materiales se considera no lineal. El comportamiento del concreto se considera como elastoplástico perfecto en compresión con el ablandamiento en tensión tipo Hordijk (Cornelissen *et al.*, 1986), tomando en cuenta un enfoque de agrietamiento distribuido.

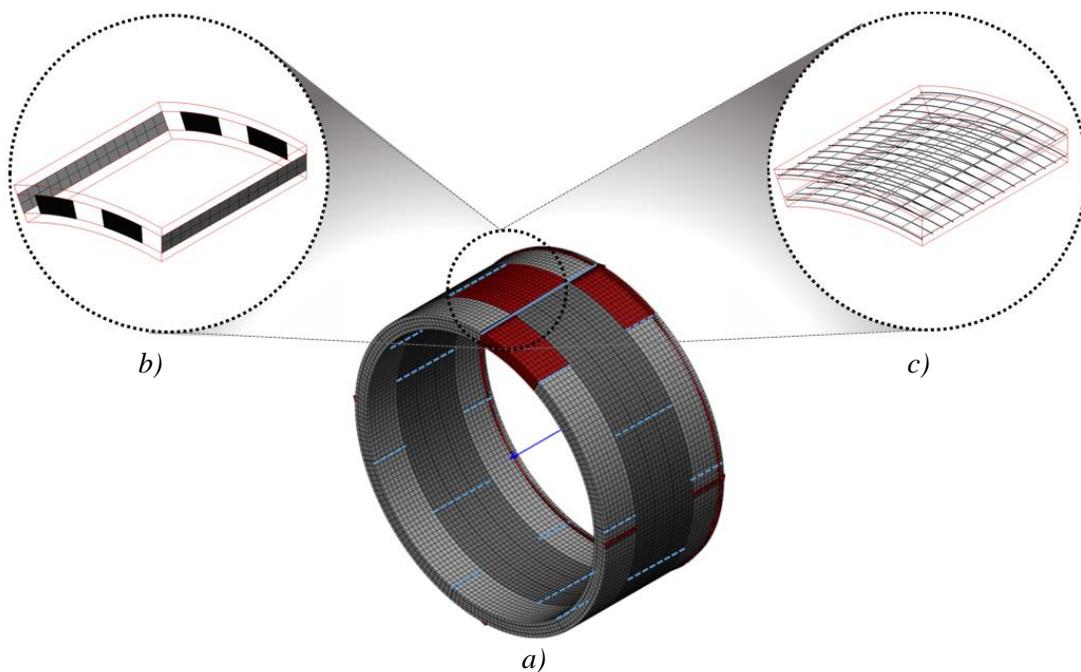


Figura 3-1. Modelo numérico: a) anillos; b) juntas; c) acero de refuerzo.

Modelado numérico

Las juntas se representan con elementos tipo interfaz para contacto de 16 nodos (Figura 3-1b). Estos elementos representan una discontinuidad que no puede transmitir esfuerzos de tensión. Los esfuerzos tangenciales se definen por el comportamiento de fricción de Mohr-Coulomb.

El acero de refuerzo se incorpora de forma discreta con elementos armadura de dos nodos (Figura 3-1c). El comportamiento del refuerzo se idealiza como elastoplástico perfecto. Se utiliza el criterio de fluencia de Von Mises para delimitar el comportamiento elástico del acero de refuerzo.

3.2 Validación del modelo numérico

3.2.1 Descripción de la prueba experimental

La validación de la metodología de modelado se lleva a cabo comparando sus resultados numéricos con los resultados de un experimento a escala real (Figura 3-2) y con los resultados de los modelos numéricos calibrados y validados de este experimento. La prueba experimental fue desarrollada por la Universidad Técnica de Delft y reportada por Blom y van Oosterhout (2001). Lutikholt (2007) describió la prueba experimental y, a partir de sus resultados, calibró y validó dos modelos numéricos.

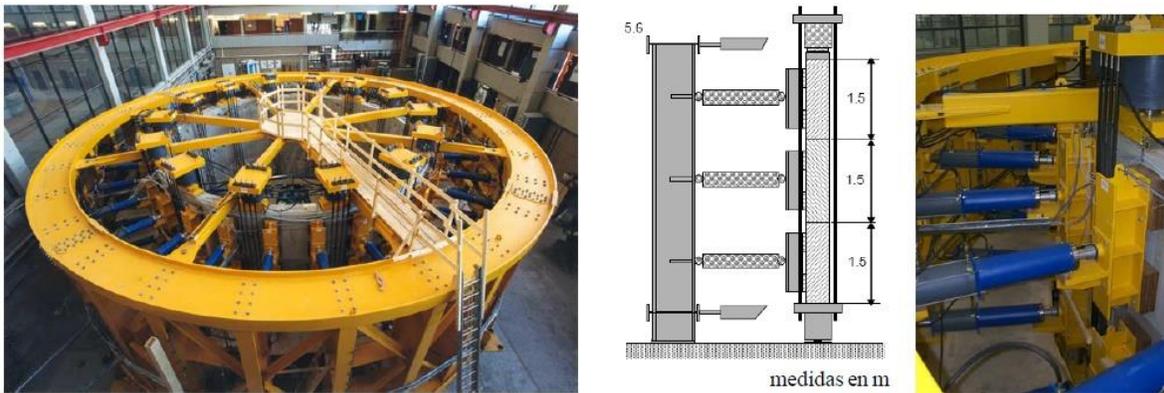


Figura 3-2. Fotos del modelo experimental extraídas de Lutikholt (2007).

La prueba consistió en ensayar tres anillos acoplados con una carga axial alta (11,200 kN), que se cargaron hasta su carga máxima. El modelo ensayado representó la geometría del Túnel Botlek Railway (TBR, Tabla 3-1). La posición de las dovelas de los tres anillos se muestra en la Figura 3-3. La instrumentación, la posición de los gatos y los cuatro apoyos tangenciales en planta se describen en la Figura 3-4. Los apoyos tangenciales tuvieron como objetivo evitar movimientos de cuerpo rígido del modelo experimental. Los apoyos tangenciales se incorporan en el modelo numérico por medio de condiciones de frontera; adicionalmente, se restringe el desplazamiento según el eje longitudinal (Figura 3-5). Lutikholt calibró las propiedades mecánicas de los materiales del TBR (Tabla 3-2).

Tabla 3-1. Geometría del TBR.

Propiedades	Valores	Unidades
Diámetro interno (D_i)	8.65	m
Espesor de la dovela (e)	400	mm
Número de juntas (n_j)	8	juntas
Ancho de la junta (h_j)	170	mm

Modelado numérico

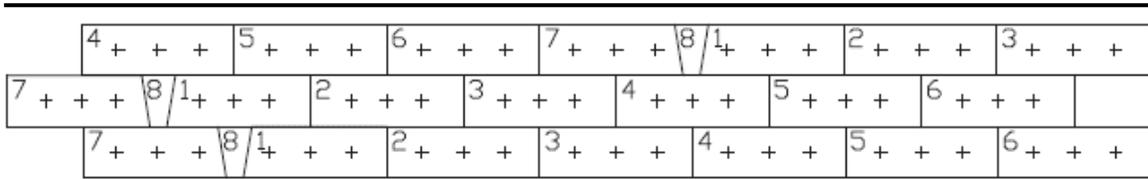
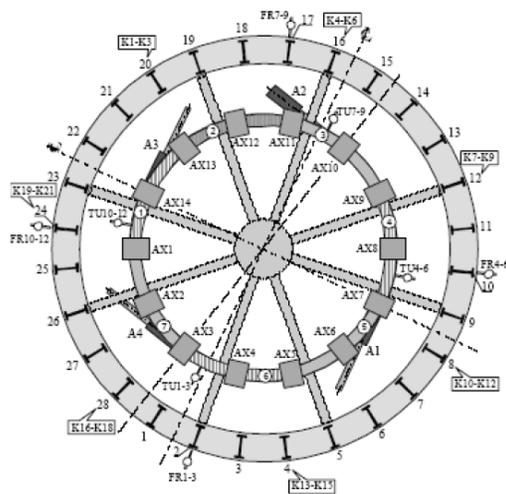


Figura 3-3. Posición de las dovelas (Luttikholt, 2007).



- Gatos hidráulicos radiales
 - En dirección circunferencial igual a la numeración de columnas
 - En la altura $i-1$, $i-2$ e $i-3$ para el anillo inferior, central y superior, respectivamente
- Gatos hidráulicos axiales AX_i
- Apoyos activos A_i
- Anillo 1, 2 y 3; inferior, central y superior, respectivamente
- Posición de la dovela llave:
 - AX1 en el anillo 1
 - AX2 en el anillo 2
 - AX9 en el anillo 3
- Posición de las juntas entre dovelas en el anillo 1: AX1 (dovela llave), AX3, AX5, AX7, AX9, AX11, AX13
- Posición de las juntas entre dovelas en el anillo 2: AX2 (dovela llave), AX4, AX6, AX8, AX10, AX12, AX14
- Posición de las juntas entre dovelas en el anillo 3: AX1, AX3, AX5, AX7, AX9 (dovela llave), AX11, AX13
- Registros de las fuerzas radiales K_j-K_{i+2} , en el anillo 1, 2 y 3 respectivamente
 - Registros de las deformaciones radiales en el revestimiento TU_{i-i+2} , en el anillo 1, 2 y 3, respectivamente
 - Registros de las deformaciones radiales en el marco de acero FR_{i-i+2} , en el anillo 1, 2 y 3, respectivamente

Figura 3-4. Esquema del experimento en planta (Luttikholt, 2007): posición de los gatos hidráulicos e instrumentación.

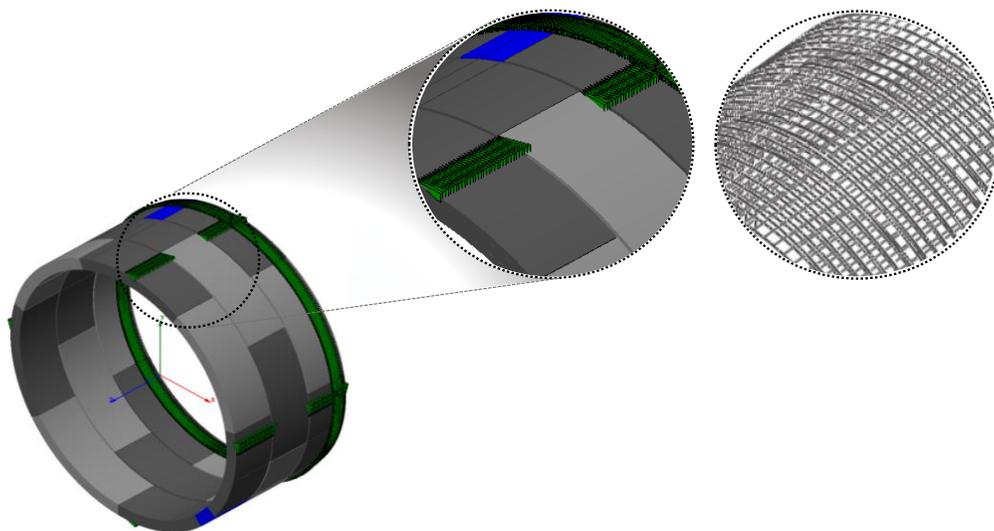


Figura 3-5. Condiciones de frontera del modelo numérico 3D.

Modelado numérico

Tabla 3-2. Propiedades mecánicas del TBR.

Materiales	Propiedades	Valores	Unidades
Concreto	Módulo de elasticidad (E)	36,000	MPa
	Coefficiente de Poisson (ν)	0.2	
	Resistencia a tensión (f_t)	4.0	MPa
	Resistencia a compresión (f_c)	55.0	MPa
Acero de refuerzo	Módulo de elasticidad (E)	200,000	MPa
	Esfuerzo de fluencia (f_y)	420	MPa
	Cuantía de acero (ρ)	0.32	%

La carga se aplicó en tres etapas. Primero, la carga axial longitudinal fue aplicada por 14 gatos hidráulicos (800 kN/gato), esta se suministró sobre el anillo superior con el objetivo de simular el efecto de acoplamiento, que es causado por el empuje de la tuneladora durante la construcción. Posteriormente, se aplicó una carga uniforme radial mediante 28 gatos hidráulicos (225 kN/gato) distribuidos sobre el extradós (Figura 3-6a); esta carga representó el efecto de confinamiento del suelo alrededor del túnel. Finalmente, la carga radial se ovalizó por pasos (Figura 3-6b). Los pasos de carga en cada etapa durante el experimento se describen en la Figura 3-7.

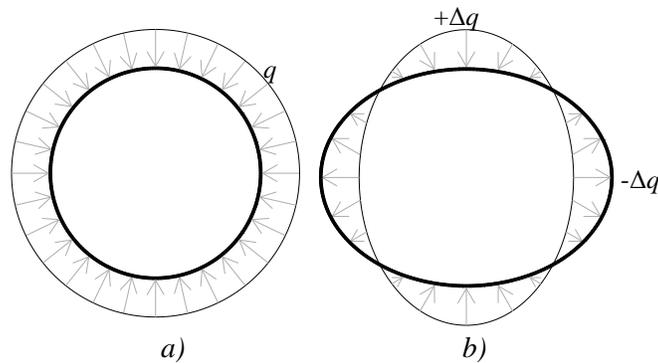


Figura 3-6. Carga radial en el túnel: a) carga uniforme; b) carga de ovalización.

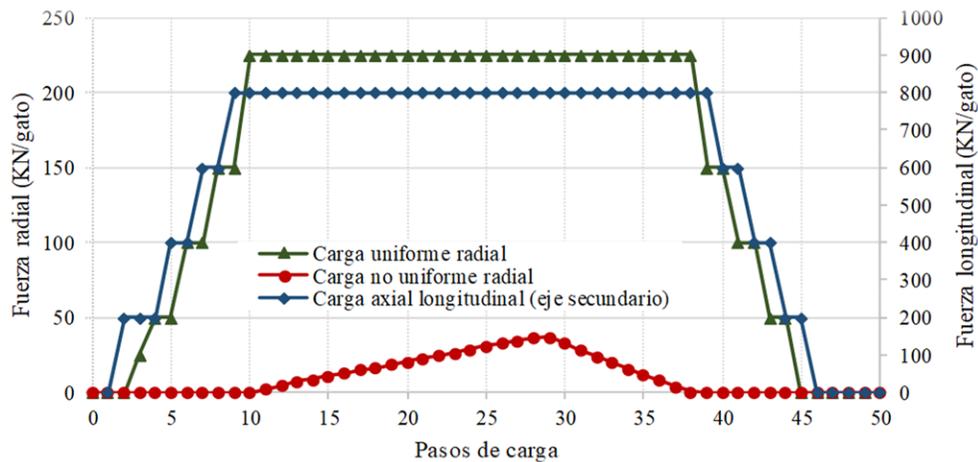


Figura 3-7. Pasos de carga de los gatos hidráulicos (Luttikholt, 2007).

Modelado numérico

3.2.2 Comparación de resultados

Se compara el comportamiento estructural del modelo numérico implementado en esta investigación con los resultados del modelo experimental, y los de sus modelos numéricos calibrados y validados. Los resultados comparados corresponden al anillo central. La relación carga - desplazamiento se describe en la Figura 3-8. Las curvas son similares hasta la carga última reportada en el experimento (36.5 kN/ gato). La diferencia máxima (17%) se presenta en la zona de fluencia. Esta diferencia afecta solo la capacidad de resistencia sin presentarse en la deformación, que es el parámetro principal de esta investigación.

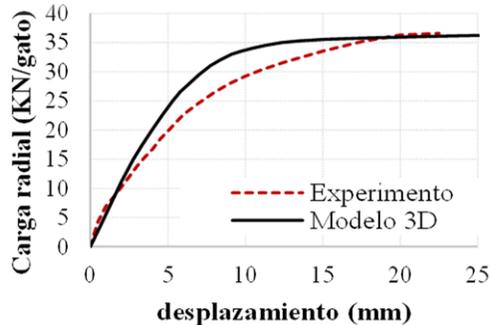


Figura 3-8. Relación carga - desplazamiento del anillo central de Luttikholt (2007) y del modelo numérico 3D.

Las formas deformadas del experimento y del modelo numérico de esta investigación (modelo 3D) tienen la misma tendencia como se muestra en la Figura 3-9. Se hace notar que, posteriormente a la carga última, el modelo numérico presenta una plasticidad perfecta, resultando en deformaciones poco realistas. Esto se debe a que los pasos del análisis estructural se definieron a través del control de la carga.

Se comparan los patrones de agrietamiento y el estado de las grietas del modelo de este estudio (modelo 3D) y los dos modelos de Luttikholt (Figura 3-10). Los dos modelos numéricos de Luttikholt se construyeron mediante diferentes tipos de elementos finitos, ambos validados y calibrados con los resultados experimentales. El primero de ellos consideró elementos viga y el segundo se desarrolló con elementos de esfuerzos planos. El patrón de las grietas de los tres modelos refleja una falla por excederse la capacidad del concreto a tensión por flexión. Se observa que la ubicación de las grietas en los anillos centrales es similar y, están en su mayoría abiertas en carga.

La interacción entre el acero de refuerzo y el concreto en las dovelas se evalúa comparando el mapa de agrietamiento con las deformaciones del refuerzo del anillo central (Figura 3-11). Las ubicaciones de las zonas agrietadas y las zonas con mayor deformación son las mismas, consecuencia del trabajo en conjunto del concreto reforzado.

Modelado numérico

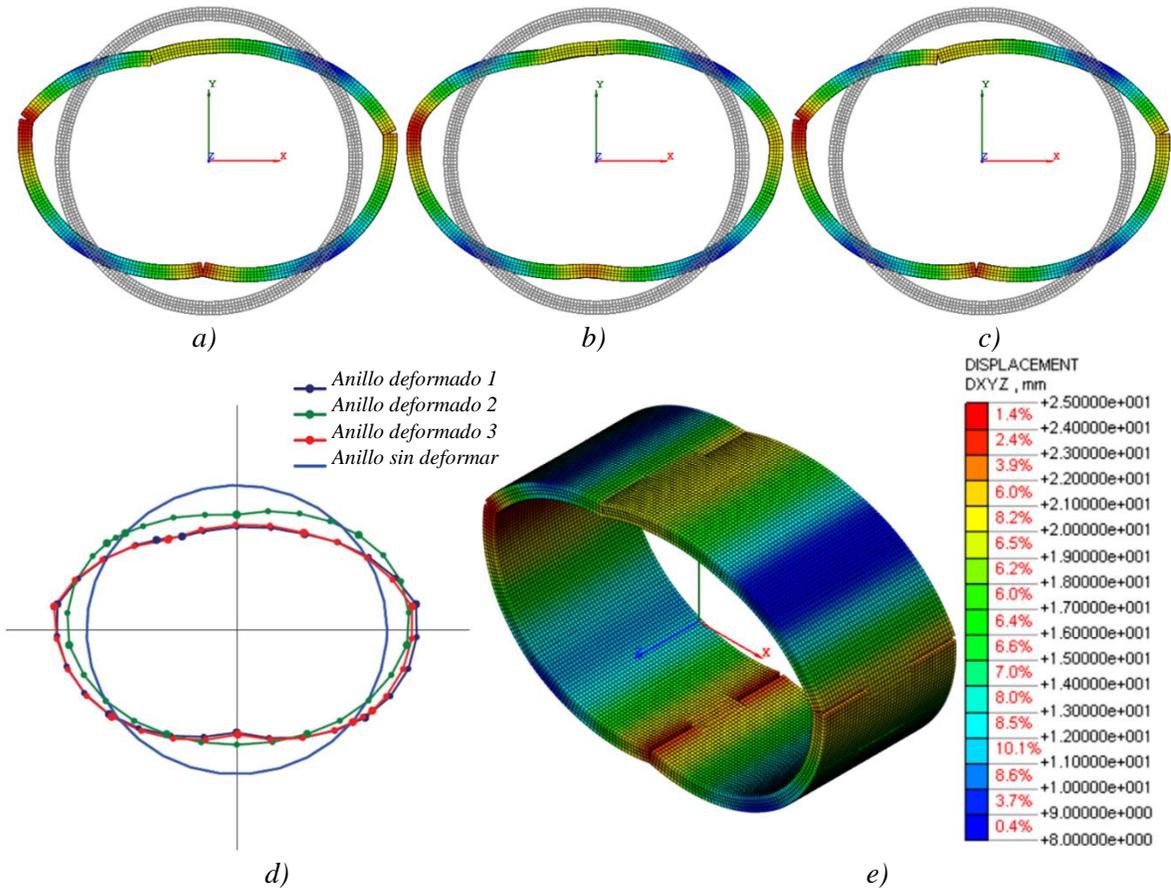


Figura 3-9. Comparación de las formas deformadas (factor de escala 50) del modelo experimental de Luttikholt (2007) y del modelo numérico 3D: a) anillo 1 del modelo 3D; b) anillo 2 del modelo 3D; c) anillo 3 del modelo 3D; d) los tres anillos del experimento; e) la deformación global del modelo 3D.

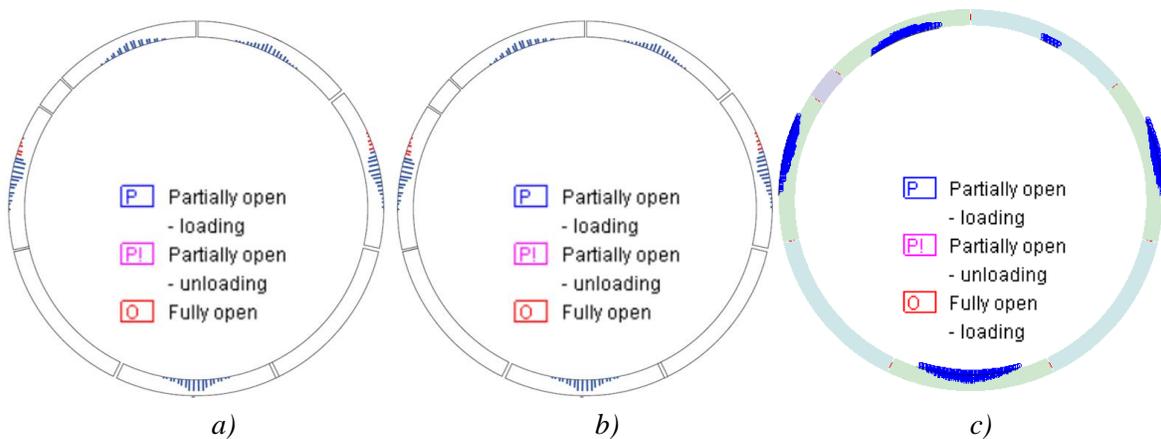


Figura 3-10. Ubicación y estados de las grietas de los modelos numéricos de: a) esfuerzos planos (Luttikholt, 2007); b) elementos viga (Luttikholt, 2007); c) elementos sólidos (modelo 3D).

Modelado numérico

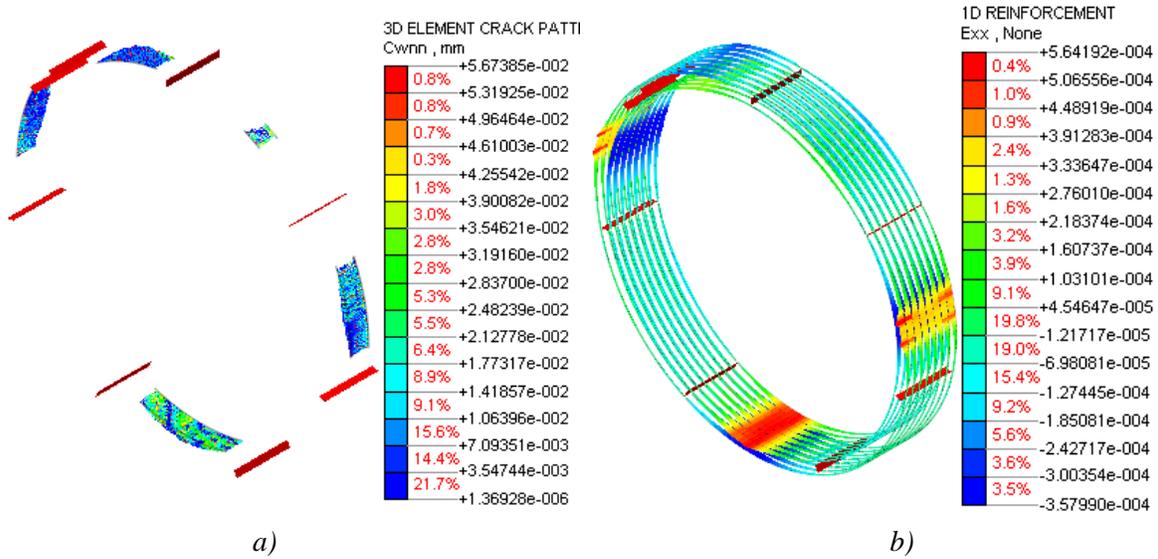


Figura 3-11. Interacción concreto - refuerzo del modelo 3D: a) anchos de grieta; b) deformación del refuerzo.

3.3 Conclusión de la validación

La metodología de modelado propuesta permite representar adecuadamente el comportamiento de los túneles dovelados con acoplamiento entre sus anillos.

A partir de la validación de la relación carga - desplazamiento, se concluye que las deformaciones obtenidas con el modelo numérico son confiables para los fines de esta investigación.

Las trayectorias de agrietamiento obtenidas muestran que el modelo desarrolla un comportamiento estructural comparable a la realidad.

No obstante, debe señalarse que es posible obtener deformaciones numéricas poco realistas posteriormente a la carga máxima. Por esta razón, la validez de esta metodología se limita al agotamiento de la capacidad de carga de los túneles.

Modelado numérico

Página intencionalmente en blanco.

CAPÍTULO 4

Deformaciones de servicio

En este capítulo se evalúa la influencia de los parámetros de estudio sobre las deformaciones de servicio y el comportamiento estructural de los túneles dovelados. Para definir la deformación de servicio, se propone una metodología mediante la aplicación de estados límite de servicio que previenen los principales problemas que ponen en riesgo la funcionalidad de estas estructuras. El intervalo de cada parámetro se define de acuerdo con una recopilación de túneles dovelados existentes.

4.1 Parámetros de estudio

Derivado de la necesidad de establecer un nuevo criterio para límites de deformación en el estado de servicio, es necesario analizar la influencia de las variables que afectan el comportamiento estructural y las deformaciones de servicio de los túneles dovelados. Para ello, se realiza una revisión de la literatura y de las metodologías de diseño de los túneles dovelados.

Para definir modelos numéricos representativos en geometría, se realiza una recopilación (Tabla 4-1) de las propiedades geométricas de túneles dovelados existentes (Galván *et al.*, 2017; Molins y Arnau, 2011). A partir de las modas de la recopilación, se definen seis geometrías para los modelos numéricos (Tabla 4-2). Los intervalos de las variables geométricas de los túneles son: η de 16 a 32, D_i de 6 a 12 m, n_j de 7 a 9, donde η se calcula con la Ecuación (4-1). La relación de esbeltez cercana a 20 es la más común en los túneles presentados (Tabla 4-1), debido a que esta relación se considera como un buen criterio de predimensionamiento para túneles (Blom, 2002). Por lo anterior, la relación de esbeltez de 20 se considera como el valor base de este parámetro.

$$\eta = \frac{D_i}{e} \quad \text{Ec. 4-1}$$

Como parte de las variables controladas en el diseño estructural de los túneles, que afectan su comportamiento, se encuentran las propiedades mecánicas del concreto y la cuantía de acero (ρ). En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC DCEC, 2017) se mencionan intervalos bastantes amplios para estas variables. Asimismo, para el diseño de los túneles dovelados se toman en cuenta concretos de clase 1. La cuantía de acero rara vez excede el 2.0% (Luttikholt, 2007; COMISSA, 2009; Gong *et al.*, 2017) en el diseño de los túneles dovelados. Por consiguiente, para esta investigación, se analiza el efecto de estas variables sobre el comportamiento estructural de los túneles. Los intervalos de estudio para estas variables son: f_c de 25 a 55 MPa y ρ de 0 a 2.0%. El módulo de elasticidad (E), la resistencia a tensión (f_t) y la energía de fractura a tensión (G_{ft}) del concreto se calculan a partir de su resistencia a compresión (f_c , Tabla 4-3). Por su parte, las propiedades mecánicas del acero son las del acero A-42 ($E=200,000$ MPa y $f_y=420$

Deformación de servicio

MPa). A partir de las recomendaciones de las NTC DCEC (2017) por durabilidad y el enfoque de refuerzo mínimo que se utiliza en el diseño de los túneles dovelados, se definen el concreto C35 y la cuantía de acero de 1.0% como propiedades base para los análisis de este estudio.

Tabla 4-1. Túneles dovelados.

Túnel	País	n_j	e (mm)	D_i (mm)	η
Shanghai Changjia Under River tunnel	China	10	650	13,700	21.1
Nanjing Weisan Rd tunnel.	China	10	600	13,300	22.1
Túnel M-30 by-pass sur	España	10	600	13,450	22.4
Túnel Línea 9	España	8	350	11,250	32.1
Sección 4 del túnel línea 9	España	8	350	10,900	31.1
Dublin Port tunnel	Irlanda	7	350	10,840	31.0
Túnel de Guadalajara	México	7	380	10,400	27.4
Túnel línea 12 del metro	México	8	400	9,110	22.8
Túnel de Pajares	España	7	500	8,500	17.0
Túnel Emisor Oriente	México	7	350	7,700	22.0
Túnel línea 8 y 10 (Línea "B")	México	7	270	6,150	22.8

n_j : Número de juntas

e : Espesor de la dovela

D_i : Diámetro interno

η : Relación de esbeltez

Tabla 4-2. Propiedades geométricas y carga axial longitudinal para los modelos.

Modelos	Propiedades			Carga
	D_i (m)	n_j	η	LL (kN)
S20	6	7	20	5474
M20	9	8	20	12316
B14	12	9	14	23634
B20	12	9	20	21896
B26	12	9	26	20983
B32	12	9	32	20428

D_i : Diámetro interno

n_j : Número de juntas

η : Relación de esbeltez

LL: Carga axial en el eje longitudinal

Tabla 4-3. Propiedades mecánicas de los concretos.

Concreto	Propiedades					
	E (MPa)	ν	f_t (MPa)	f_c (MPa)	G_{ft} (N/mm)	β
C25	22,000	0.2	2.4	25	0.13	0.01
C35	26,031	0.2	2.8	35	0.16	0.01
C55	36,000	0.2	4.0	55	0.21	0.01

E : Módulo de elasticidad

ν : Coeficiente de Poisson

f_t : Resistencia a tensión del concreto

f_c : Resistencia a compresión del concreto

G_{ft} : Energía de fractura a tensión

β : Coeficiente de transferencia de cortante del concreto agrietado

Deformación de servicio

El ancho relativo de las juntas tiene una gran influencia sobre el comportamiento estructural de los túneles, de acuerdo con lo descrito por Arnau y Molins (2012). El ancho relativo de las juntas (ψ) se calcula con la Ecuación 4-2 (Figura 4-1). En los túneles que se mencionan en la literatura (Arnau y Molins, 2012; Lutikholt, 2007 y Galván 2013), se muestra que el valor de ψ se encuentra entre 0.42 y 0.58 (Tabla 4-4). Por tal motivo, esta variable se analiza en un intervalo entre 0.4 y 0.6, considerando como valor base el centro de su intervalo ($\psi=0.50$).

$$\psi = \frac{a_j}{e}$$

Ec. 4-2

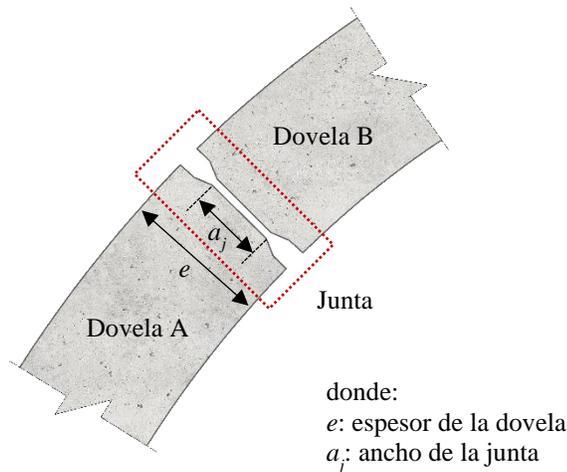


Figura 4-1: Esquema de junta entre dovelas.

Finalmente, la distribución de presiones alrededor del túnel depende del entorno, por lo que esta cambia a lo largo del túnel, afectando en gran medida su comportamiento, como se muestra en las pruebas experimentales reportadas por Rodríguez y Salmón (1987). Considerando lo anterior, la distribución de presiones del suelo se toma en cuenta por medio de la relación de presiones verticales y horizontales (K , Figura 4-3). Cabe indicar que, las distribuciones de presiones del suelo y su relación K , se refieren a las presiones que resultan de la interacción estática suelo-túnel. El valor de K en suelos blandos se encuentra en un intervalo entre 0.5 y 0.9 (Rodríguez y Salmón, 1987; Tamez *et al.*, 1997). En esta investigación, la distribución utilizada simula el confinamiento del suelo dentro del intervalo de los suelos blandos. La distribución de presiones del suelo se simplifica por una distribución de presiones doblemente simétrica que es virtual, con el fin de optimizar el número de casos de estudio. Cabe mencionar que el objetivo de considerar la relación de presiones en esta investigación es obtener comportamientos estructurales y deformaciones de servicio relacionados con un valor de K .

Los modelos numéricos usados en esta investigación representan un sistema de anillos acoplados en su posición crítica para desplazamientos (Basurto, 2013). En la Figura 4-2 se muestra la ubicación de las juntas entre dovelas (líneas azules discontinuas), la dovela llave (en rojo) y la junta continua (línea azul continua) del modelo S20, esta última colocada en la clave del túnel.

Deformación de servicio

4.2 Criterio para definir la deformación de servicio

Con el propósito de definir un límite de deformación para el estado límite de servicio de túneles dovelados construidos en suelos blandos, se toman en cuenta los principales problemas observados en la práctica por Blom (2002) y Peña *et al.* (2015), los cuales se resumen en la Figura 4-4 de acuerdo con el comportamiento estructural en que se desarrollan. Para este fin, se consideran las siguientes tres condiciones:

- Fluencia en la junta: esta condición tiene el propósito de prevenir la inestabilidad, el desconchamiento y el aplastamiento de las juntas (Peña *et al.*, 2012) que, adicionalmente causan la pérdida del confinamiento en el sistema de sellado de los túneles (Shalabi *et al.*, 2012).
- Apertura máxima de las juntas de 4.5 mm (para túneles con D_i de 12 m): esta medida se propone para evitar la pérdida de estanqueidad en los túneles (Ding *et al.*, 2017; Gong *et al.*, 2019).
- Ancho máximo de grietas de 0.5 mm (para túneles con D_i de 12 m): esta consideración tiene como fin limitar el daño en el túnel (Gong *et al.*, 2017).

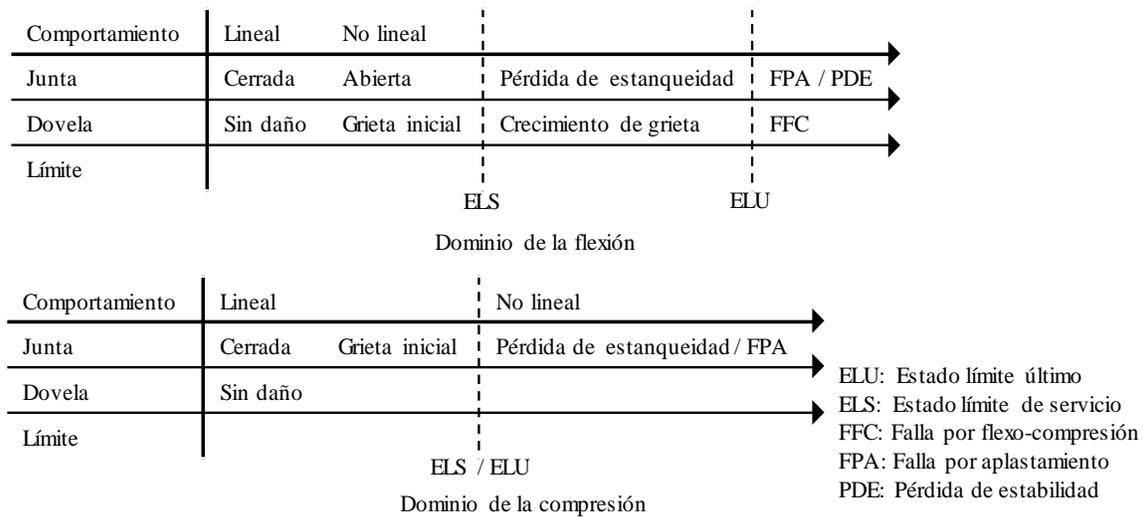


Figura 4-4. Estados límite de los túneles dovelados.

En este estudio, las aperturas de las juntas se miden en la zona de contacto de la junta (a_j , Figura 4-1) en los modelos numéricos, a diferencia de los experimentos que las aperturas fueron medidas en la zona de la junta elastomérica. Debido a esto, el límite de apertura de 4.5 mm se reduce a 3.0 mm. Adicionalmente, en los trabajos experimentales que sirvieron como base de los límites para los anchos de las grietas (Gong *et al.*, 2017) y las aperturas de las juntas (Ding *et al.*, 2017), se utilizó la geometría del túnel Nanjing Weisan ($n_j=10$, $D_i=13.3$ m, $\eta=22.1$), por lo que la aplicación directa de estos límites se acepta solo para túneles de gran diámetro, como lo son los modelos B que tiene un diámetro interno de 12 m. Para los modelos con otros diámetros (S y M), los límites para el ancho de grietas y la apertura de las juntas de servicio se interpolan de acuerdo con su diámetro.

Deformación de servicio

4.3 Análisis de la influencia de la relación de presiones

Se analiza la influencia de la relación de presiones (K) sobre el comportamiento estructural de los túneles dovelados (Tabla 4-5). El efecto de relación de presiones se evalúa de 0.5 a 0.9. Los resultados de los análisis paramétricos corresponden al anillo central (Figura 3-1). En la Figura 4-5 se describe la relación presión radial - distorsión de un túnel dovelado (B20) con diferentes K . Las presiones radiales mostradas en la relación son las aplicadas sobre la clave del túnel ($\varphi=90$, Figura 4-3). En este análisis paramétrico se estudian cinco casos.

Tabla 4-5. Parámetros usados en el análisis de K .

Parámetro	D_i (m)	η	n_j	ψ	Concreto	ρ (%)	K
Valores	12.0	20	8	0.5	C35	1.0	0.5 - 0.9

*D_i: Diámetro interno
 η : Relación de esbeltez
 n_j : Número de juntas
 ψ : Ancho relativo de la junta
 ρ : Cuantía de acero
 K : Relación de presiones*

La relación presión radial - distorsión muestra un cambio en su tendencia, que pasan de un comportamiento no lineal con pérdida de rigidez continua ($K=0.5$, Figura 4-5) a uno elastoplástico perfecto ($K=0.9$, Figura 4-5). Lo anterior es consecuencia del cambio en el trabajo mecánico de flexo-compresión, que pasa del dominio de la flexión ($K=0.5$) al de la compresión ($K=0.9$). En el dominio de la flexión se presentan daños en medio de las dovelas causados por exceder el momento resistente, que son originados por los efectos de acoplamiento (Figura 4-6a). Por otro lado, en el dominio de la compresión se muestran daños en las juntas por aplastamiento al sobrepasar su capacidad de carga (Figura 4-6e). La pérdida de rigidez continua en la relación presión radial - distorsión, se debe a la apertura gradual de la junta ($K=0.5$, Figura 4-7) y el daño en las dovelas. En contraste, el comportamiento elastoplástico perfecto se desarrolla por la ausencia de aperturas en las juntas ($K=0.9$, Figura 4-7). Esto último da origen al intervalo lineal de la relación, hasta que se presenta la falla por aplastamiento de las juntas, que limita la capacidad de carga del túnel.

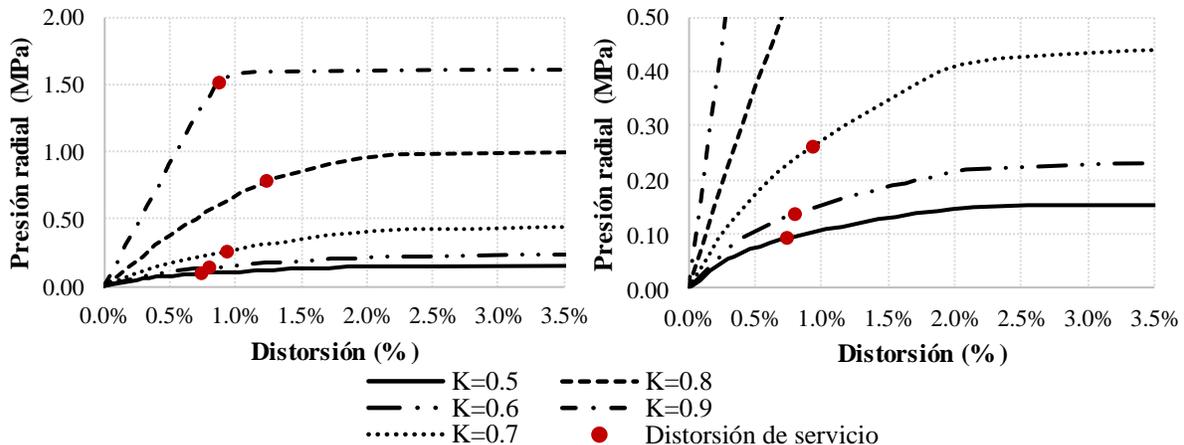


Figura 4-5. Relación presión radial - distorsión del modelo B20 con diferentes K .

Deformación de servicio

Por consecuencia de lo anterior, la condición que determina la distorsión de servicio depende del comportamiento del túnel (Figura 4-5). En los casos donde se aplica K entre 0.5 y 0.7, la apertura de la junta limita la distorsión en el estado de servicio. El agrietamiento limita la distorsión de servicio del túnel con K de 0.8. La fluencia en la junta, resultado de su falla por aplastamiento determina la distorsión de servicio del túnel con K de 0.9. Por su parte, la carga de servicio (puntos rojos) se presenta entre 58 y 94% ($K=0.5$ y 0.9, respectivamente) de la carga máxima.

Se analiza la distorsión de servicio sobre el dominio de la relación de presiones (Figura 4-8). La distorsión de servicio cambia hasta en 68% por la influencia de K , y se presenta entre 74% y 124%. Se observa un cambio aislado (un pico) en la tendencia de la distorsión de servicio con K de 0.8. Esto es consecuencia de pasar de la flexo-compresión en el dominio de la flexión al de la compresión. Cabe mencionar que, la relación de presiones no toma en cuenta la distribución de presiones que actúa sobre el contorno del túnel. En consecuencia, una misma relación de presiones puede representar diferentes distribuciones de presiones, que resultan en distintos trabajos mecánicos. Esta limitación de la relación de presiones debe considerarse en la propuesta de límites de deformación.

Con base en los resultados de este análisis, se concluye que la influencia de relación de presiones es relevante para los fines de esta investigación. Por ello, este parámetro se considera como variable en los demás análisis. La propuesta de límites de servicio debe tomar en cuenta la influencia de la relación de presiones. Adicionalmente, la propuesta de límites debe prevenir los cambios de tendencia aislados (picos) en el dominio de la relación de presiones.

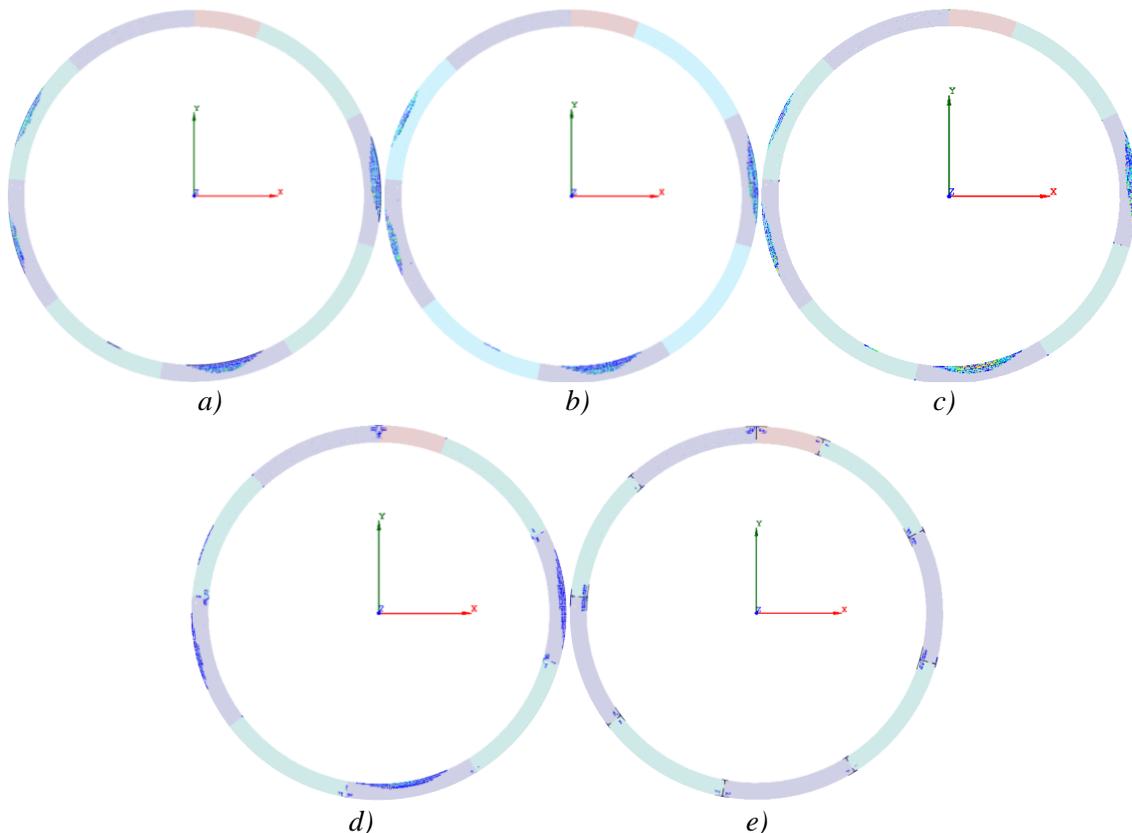


Figura 4-6. Mapas de agrietamiento con diferentes K : a) $K=0.5$; b) $K=0.6$; c) $K=0.7$; e) $K=0.8$; f) $K=0.9$.

Deformación de servicio

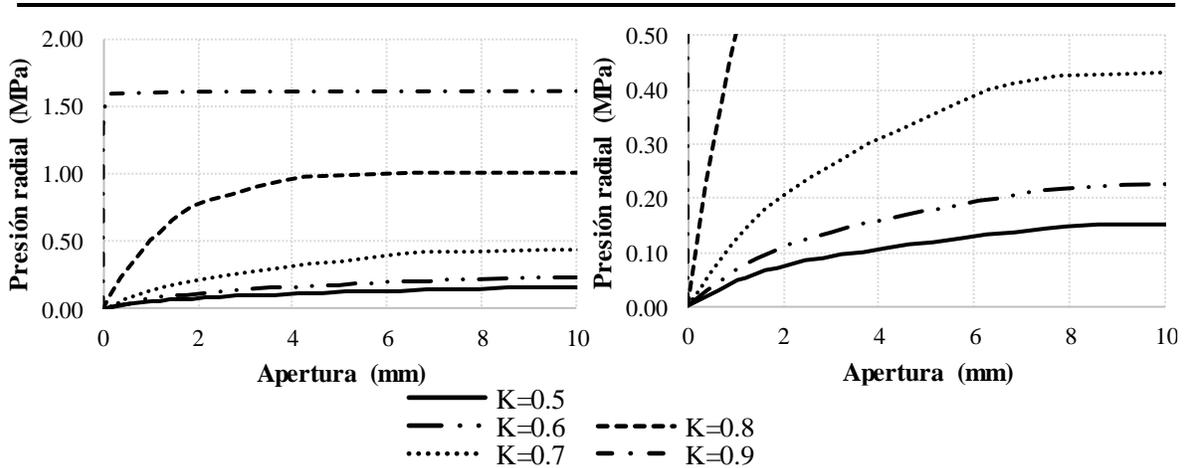


Figura 4-7. Relación presión radial - apertura con diferentes K .

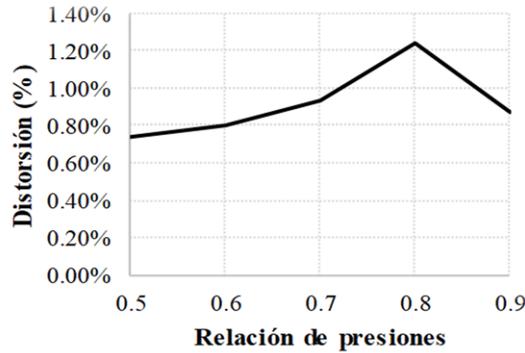


Figura 4-8. Distorsión de servicio sobre el dominio de K .

4.4 Análisis de la influencia del diámetro y el número de juntas

Se evalúa el efecto del diámetro y el número de juntas sobre la distorsión de servicio. En esta evaluación se consideran tres geometrías (S20, M20 y B20, Tabla 4-2), las cuales presentan diámetros y números de juntas diferentes (Tabla 4-6). Las demás propiedades (propiedades mecánicas del concreto, ρ y ψ) se mantienen constantes en los tres modelos. En este análisis paramétrico se evalúan un total de 15 casos.

Las relaciones presión radial - distorsión se describen en la Figura 4-9. La presión radial mostrada en la relación es la aplicada sobre la clave del túnel ($\varphi=90$, Figura 4-3). Se observa que el número de juntas (entre 7 y 9) y el diámetro (entre 6 y 12 m) no tienen una influencia significativa sobre estas relaciones. Esto es consecuencia de dos condiciones en los modelos. La primera de ellas es el acoplamiento de los túneles, que como se conoce, permite el trabajo en conjunto de los anillos. La segunda es la posición crítica para desplazamientos de las juntas, que desarrolla, en los túneles con una misma K , rotaciones similares en sus juntas continuas. Esto último se puede observar por medio de las relaciones presión radial - rotación y de su rotación de servicio (punto rojo) de las juntas críticas, que en este caso son las juntas continuas colocadas en la clave de cada túnel (Figura 4-10). Los comportamientos de las juntas críticas y su rotación de servicio son similares, cuando se aplica un mismo valor de K sobre los túneles.

Deformación de servicio

Tabla 4-6. Parámetros usados en el análisis de D_i y n_j .

Parámetro	D_i (m)	η	n_j^*	ψ	Concreto	ρ (%)
Valores	6.0, 9.0 y 12.0	20	6, 7 y 8	0.5	C35	1.0

D_i : Diámetro interno

η : Relación de esbeltez

n_j : Número de juntas

ψ : Ancho relativo de la junta

ρ : Cuantía de acero

*: Cada número de juntas corresponde a un diámetro de acuerdo con la Tabla 4-2 ($n_j=7, 8$ y 9 para $D_i=6.0, 9.0$ y 12.0 m)

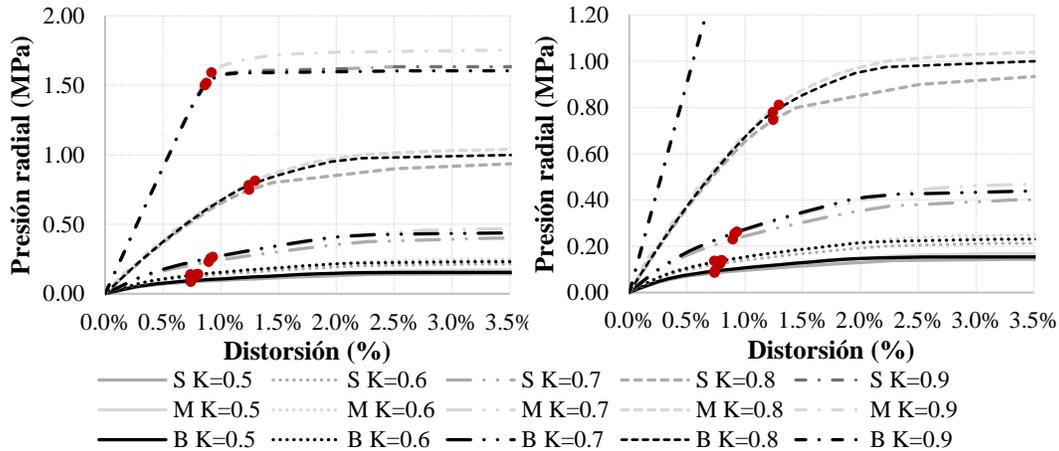


Figura 4-9. Relación presión radial - distorsión de los modelos S20, M20 y B20 con diferentes K .

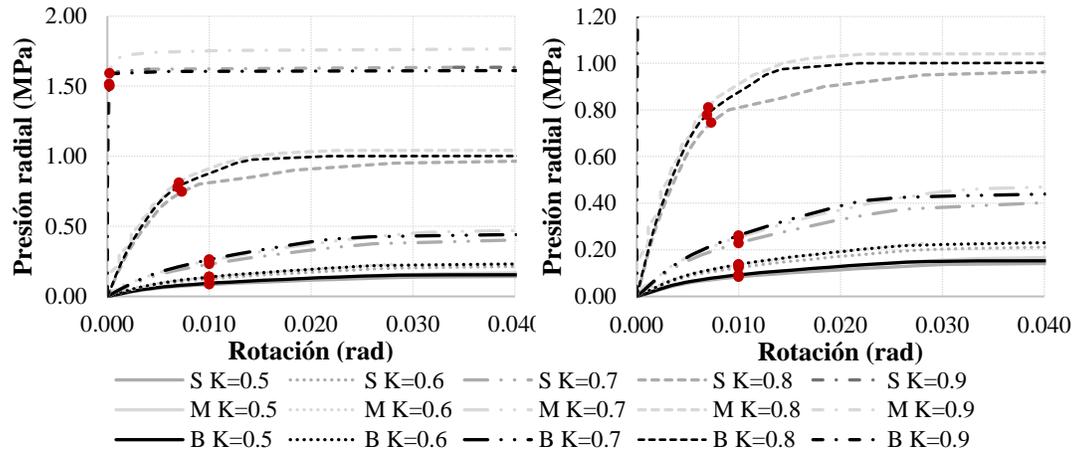


Figura 4-10. Relación presión radial - rotación de la junta continua (en la clave) de los modelos S20, M20 y B20 con diferentes K .

Las trayectorias del agrietamiento de los modelos S20, M20 y B20 se describen en la Figura 4-11. Apoyando a lo anterior, los daños de los modelos con una misma K comparten el mismo patrón, independientemente de sus diámetros internos y números de juntas. En el dominio de la flexión se observan grietas en medio de las dovelas por exceder el momento último (Figura 4-11a - Figura 4-11c). En el dominio de la compresión se presentan daños en las juntas por aplastamiento (Figura 4-11d - Figura 4-11f).

Deformación de servicio

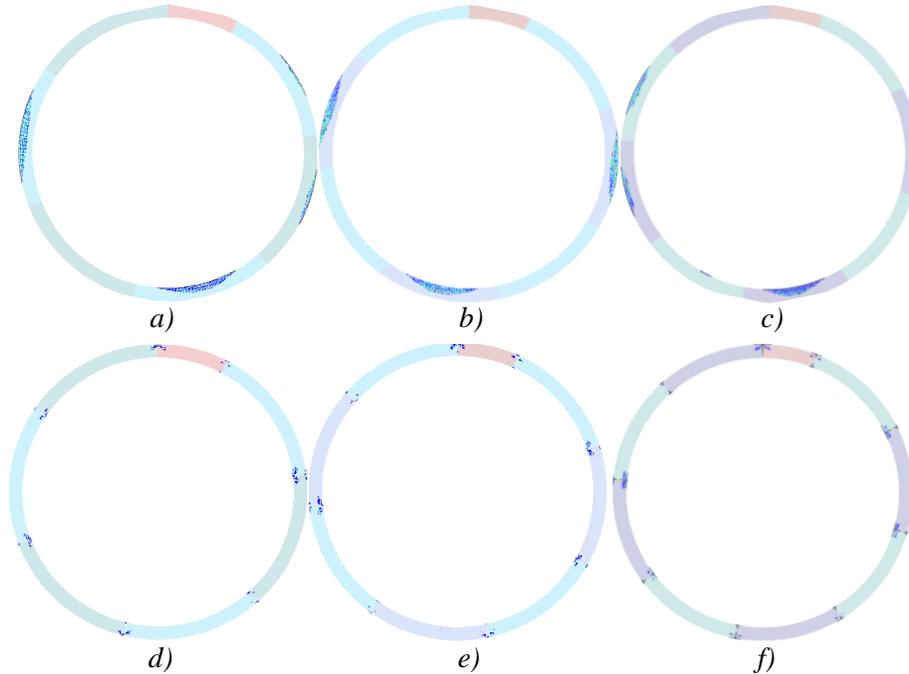


Figura 4-11. Mapas de agrietamiento de los modelos S20, M20 y B20: a) S20 con $K=0.5$; b) M20 con $K=0.5$; c) B20 con $K=0.5$; d) S20 con $K=0.9$; e) M20 con $K=0.9$; f) B20 con $K=0.9$.

Se evalúan las deformaciones de servicio de los modelos S20, M20 y B20 sobre el dominio del diámetro interno y el número de juntas (Figura 4-12). La distorsión de servicio en los túneles, que comparten el mismo valor de K , cambia hasta en 6% por la influencia de D_i y de n_j ; esto es consecuencia, en gran medida, de las similitudes presentadas en el comportamiento de las juntas críticas y la relevancia de estas juntas para definir las distorsiones de servicio de los túneles.

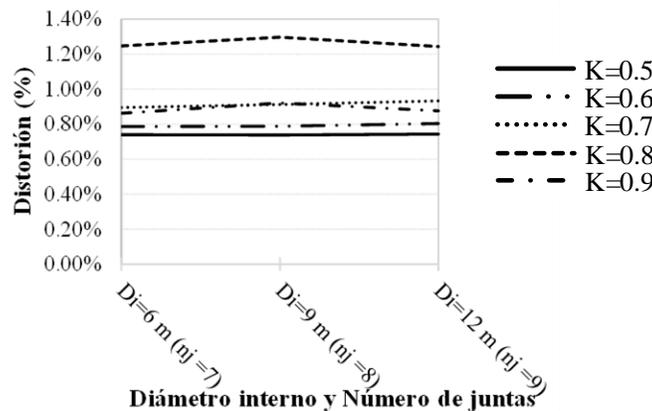


Figura 4-12. Distorsiones de servicio sobre el dominio del diámetro interno y el número de juntas.

De este análisis se concluye que a nivel local (en la junta crítica) y global, el comportamiento de un sistema de anillos acoplados no depende del diámetro ni del número de juntas en el intervalo estudiado, siempre que los túneles estén en sus respectivas posiciones críticas para desplazamientos. En consecuencia, ambos parámetros no presentan una influencia significativa sobre las distorsiones de servicio, por lo que se consideran como constantes en los siguientes análisis paramétricos.

Deformación de servicio

4.5 Análisis de la influencia de la relación de esbeltez

El efecto de la relación de esbeltez (η) sobre el comportamiento de los túneles dovelados se estudia mediante un análisis paramétrico. En este análisis se mantienen como constantes los demás parámetros geométricos n_j y ψ . Se consideran túneles con concreto C35 y diferentes cuantías de acero (Tabla 4-7). Asimismo, se evalúa K entre 0.5 y 0.9 con el fin de evaluar la interacción de K con η . En este análisis paramétrico se exponen un total de 80 casos.

Tabla 4-7. Parámetros usados en el análisis de η .

Parámetro	D_i (m)	η	n_j	ψ	Concreto y refuerzo
Valores	12.0	14, 20, 26 y 32	9	0.5	C35 con $\rho=0.0, 0.5, 1.0$ y 2.0%

*D_i: Diámetro interno
 η : Relación de esbeltez
 n_j : Número de juntas
 ψ : Ancho relativo de la junta
 ρ : Cuantía de acero*

Los mapas de agrietamiento de los casos con η de 14 y 32 (C35, $K=0.8$ y $\rho=1.0\%$) se muestran en la Figura 4-13. El túnel con η de 14 presenta mayores daños en las juntas por exceder su capacidad a compresión. En contraste, el túnel con η igual a 32 muestra mayores daños en las dovelas a causa de sobrepasar su capacidad a flexión-compresión. Por su parte, las relaciones presión radial - distorsión en la Figura 4-14 ($K=0.8$) exponen comportamientos diferentes. El modelo con η de 32 muestra una pérdida de rigidez continua que resulta de la interacción entre sus anillos. El túnel con η de 14 presenta un comportamiento elastoplástico perfecto, que ocasiona la baja participación de sus juntas sobre el comportamiento del túnel, hasta presentar su aplastamiento.

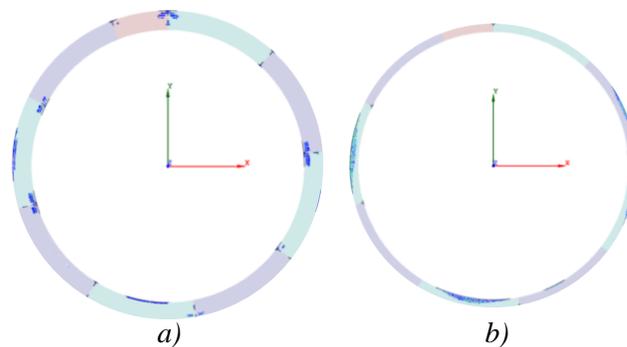


Figura 4-13. Mapa de agrietamiento en la distorsión de servicio ($K=0.8$) con diferentes relaciones de esbeltez: a) $\eta=14$; b) $\eta=32$.

Las relaciones presión radial - distorsión de los túneles con η de 32 y 14 se comparan en la Figura 4-14. En un mismo valor de K , las tendencias de las relaciones de los túneles con η de 32 exhiben mayores componentes no lineales, en comparación con las tendencias de los túneles con η de 14. Esto es resultado del cambio del dominio de la flexión al de la compresión (al pasar de η de 32 a 14), que reduce la participación de las juntas sobre el comportamiento del túnel.

Deformación de servicio

En la Figura 4-15 se muestran las distorsiones de servicio (punto rojo, Figura 4-14) de los casos con diferentes ρ en el dominio de η . De manera general, se presentan incrementos en las distorsiones de servicio de hasta en 174% ($K=0.9$ con $\rho=2.0\%$ en Figura 4-15d) a medida que η aumenta (de 14 a 32), independiente de la cantidad de refuerzo. En el caso particular de los túneles con ρ igual a 0% con K de 0.8, se desarrolla una reducción de 57% en la distorsión de servicio (Figura 4-15a) cuando η aumenta. La reducción de la distorsión de servicio es el resultado de la transición del comportamiento del dominio de la compresión al de la flexión (Figura 4-13a y Figura 4-13b) y la ausencia del acero de refuerzo, que limita la resistencia a flexión de las dovelas.

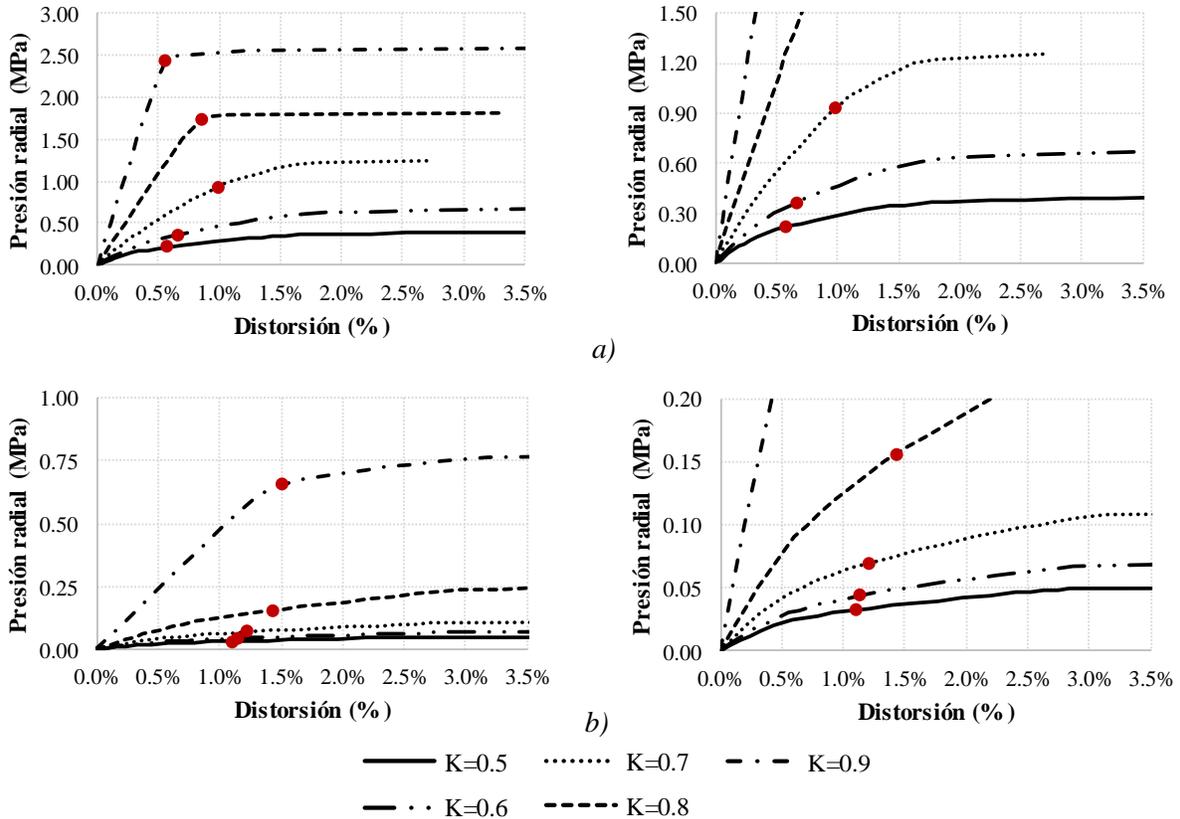


Figura 4-14. Relación presión radial - distorsión con diferentes relaciones de esbeltez ($\rho = 1.0\%$): a) $\eta=14$; b) $\eta=32$.

En la Tabla 4-8 se describen los factores que limitan las distorsiones de servicio. Los anchos de grietas que se presentan en las dovelas y las juntas son el factor limitante en los túneles de concreto no reforzado que, en la mayoría de los casos se desarrolla el comportamiento de fluencia de las juntas en sus distorsiones de servicio, incluso en el dominio de la flexión. Se hace notar que, en estos casos, el momento último se define por el momento de agrietamiento que causa el comportamiento de fluencia en los túneles y sus juntas. Por su parte, en los túneles de concreto reforzado, a medida que se incrementa ρ o η , aumentan los casos donde la distorsión de servicio se limita por las aperturas de sus juntas. No obstante, la fluencia en la junta por aplastamiento como factor limitante se mantiene en todos los casos con K de 0.9, independientemente de su refuerzo. Cabe indicar que alrededor del 70% de los túneles limitan sus distorsiones de servicio a causa de sus juntas, presentando fallas por aplastamiento o excediendo el límite de apertura.

Deformación de servicio

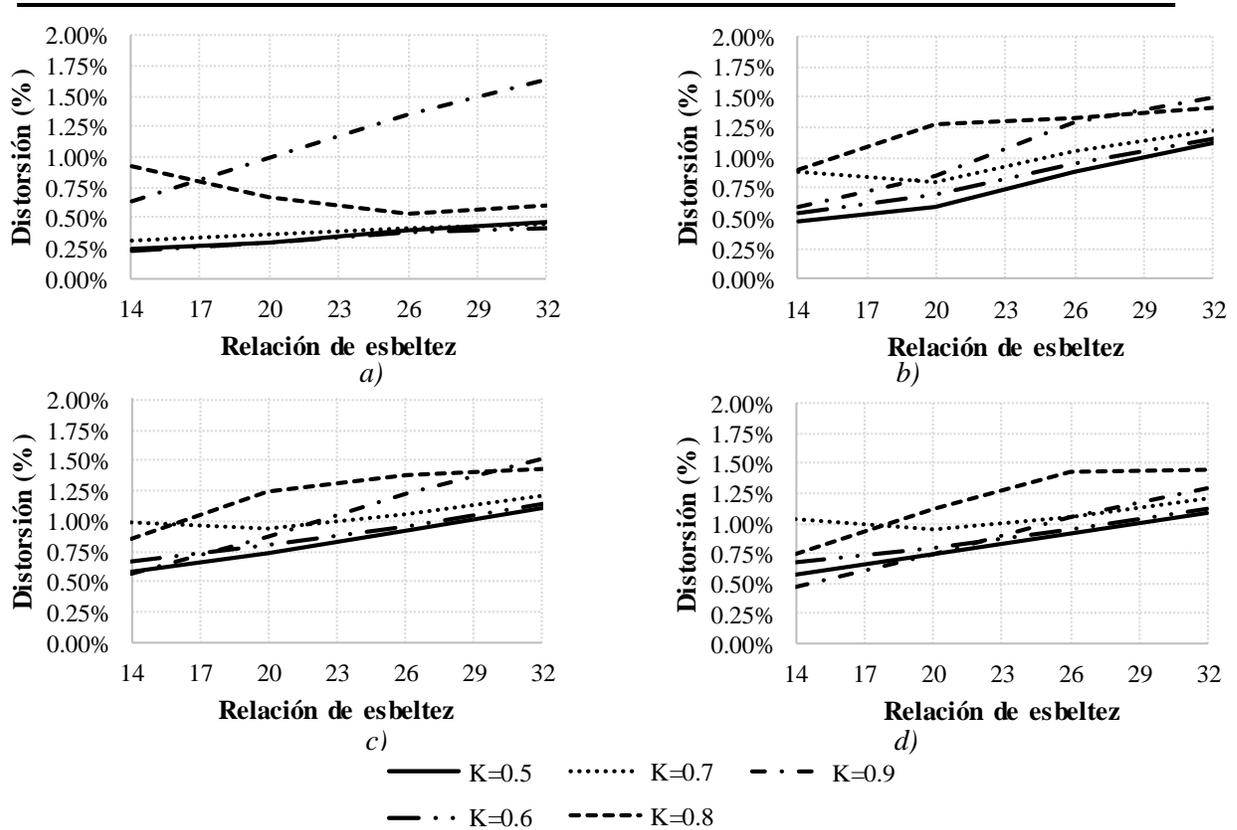


Figura 4-15. Distorsiones de servicio sobre el dominio de η con diferentes cuantías de acero: a) $\rho=0\%$; b) $\rho=0.5\%$; c) $\rho=1.0\%$; d) 2.0% .

Tabla 4-8. Factores limitantes de la distorsión de servicio.

ρ	K	Relación de esbeltez			
		14	20	26	32
0.00%	0.5	Cw/ Fj	Cw/ Fj	Cw/ Fj	Cw/ Fj
	0.6	Cw/ Fj	Cw/ Fj	Cw/ Fj	Fj
	0.7	Cw/ Fj	Cw/ Fj	Cw/ Fj	Fj
	0.8	Cw	Cw/	Cw/ Fj	Cw/ Fj
	0.9	Cw/ Fj	Cw	Cw/ Fj	Cw/ Fj
0.50%	0.5	Cw	Cw	Cw	Cw
	0.6	Cw	Cw	Cw	A
	0.7	A	Cw	A	A
	0.8	Cw/ Fj	Cw	A	A
	0.9	Cw/ Fj	Cw/ Fj	Cw/Fj	Cw/ Fj
1.00%	0.5	A	A	A	A
	0.6	A	A	A	A
	0.7	A	A	A	A
	0.8	Cw/ Fj	Cw	Cw	A
	0.9	Cw/ Fj	Cw/Fj	Cw	Cw
2.00%	0.5	A	A	A	A
	0.6	A	A	A	A
	0.7	A	A	A	A
	0.8	Cw/ Fj	Cw	Cw	A
	0.9	Cw/ Fj	Cw/ Fj	Cw/ Fj	Cw

Cw: Ancho de grieta en las dovelas y juntas

Fj: Fluencia en la junta

A: Apertura de la junta

Deformación de servicio

Basado en este análisis, se concluye que la relación de esbeltez afecta en gran medida el comportamiento de los túneles dovelados, cambiando su comportamiento y los factores que limitan sus estados de servicio y, por consecuencia afectando (hasta en 174%) sus distorsiones de servicio. A causa de esto, se considera que el criterio para deformaciones de servicio de los túneles dovelados debe tomar en cuenta la relación de esbeltez. En adición, la relación de esbeltez se considera como variable para los demás análisis.

4.6 Análisis de la influencia del ancho relativo de las juntas

Se analiza la influencia del ancho relativo de las juntas (ψ) sobre la distorsión de servicio y el comportamiento de los túneles. El parámetro (ψ) se estudia en el intervalo de 0.4 a 0.6 en combinación con diferentes relaciones de esbeltez (14 - 32) y relaciones de presiones (0.5 - 0.9). Los demás parámetros geométricos se mantienen constantes (D_i , n_j). El análisis evalúa ψ en túneles con concreto reforzado ($\rho=1.0\%$) y en túneles con concreto simple, tal y como se muestra en la Tabla 4-9. El estudio considera un total de 144 casos.

Tabla 4-9. Parámetros usados en el análisis de ψ .

Parámetro	D_i (m)	η	n_j	ψ	Concreto y refuerzo
Valores	12.0	14, 20, 26 y 32	9	0.4, 0.45*, 0.5, 0.55+ y 0.6	C35 con $\rho=1.0\%$ y C35 con $\rho=0.0\%$

D_i: Diámetro interno

η : Relación de esbeltez

n_j: Número de juntas

ψ : Ancho relativo de la junta

ρ : Cuantía de acero

** ψ de 0.45 se considera para túneles con refuerzo con η de 20 y túneles sin refuerzo con η de 14 a 32 ($K=0.8$).*

+ ψ de 0.55 se considera para túneles con η de 14 ($K=0.7$) sin refuerzo y túneles reforzados con η de 20.

Se comparan las relaciones presión radial - distorsión de los túneles ($\eta=20$) con refuerzo y diferentes ψ (0.4 y 0.6, Figura 4-16) en un mismo valor de K . El cambio de ψ (0.4 - 0.6) reduce las distorsiones de servicio (punto rojo, Figura 4-16) entre -6 y -41% ($K=0.8$ y 0.5, respectivamente). Estos cambios no se reflejan de manera significativa en las tendencias de las relaciones presión radial - distorsión ni los mapas de agrietamiento (Figura 4-17). Los cambios en el comportamiento estructural de los túneles son consecuencias de las modificaciones de la rigidez rotacional, y la capacidad al aplastamiento de las juntas causados por ψ (de 0.4 a 0.6).

Deformación de servicio

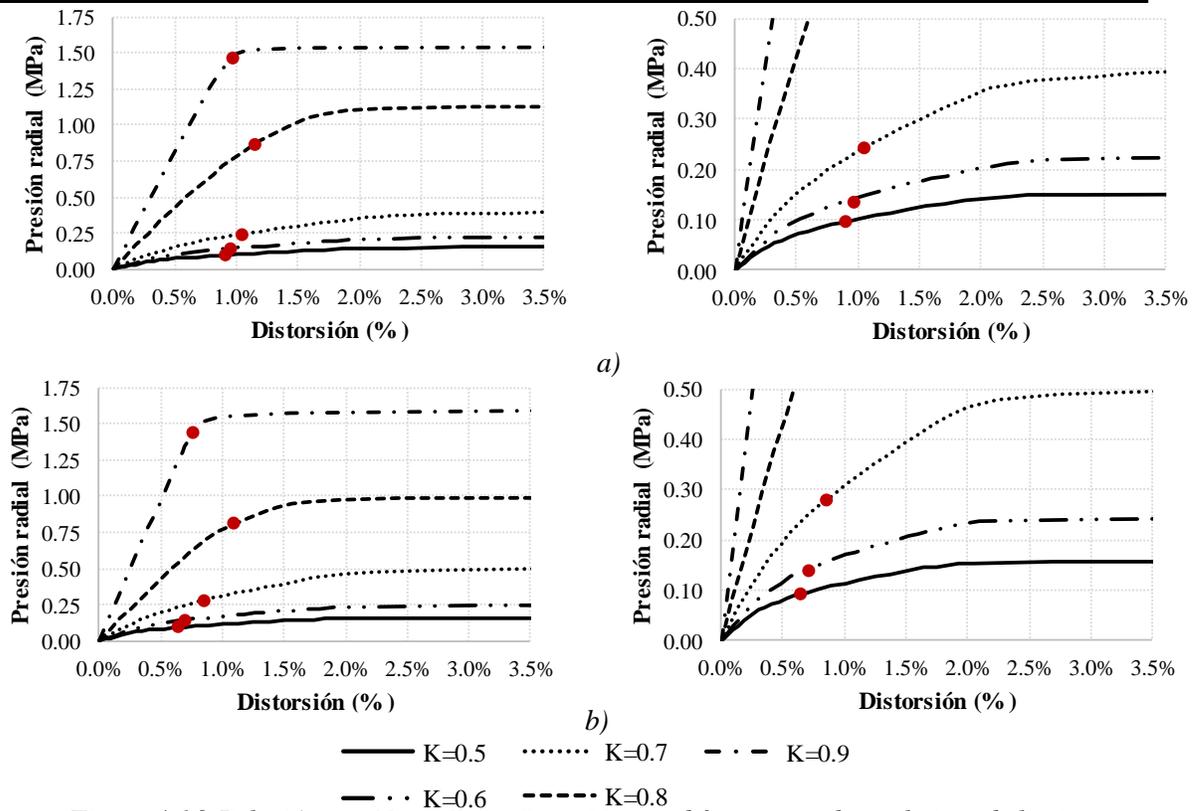


Figura 4-16. Relación presión radial – distorsión con diferentes anchos relativos de las juntas:
 a) $\psi=0.4$; b) $\psi=0.6$.

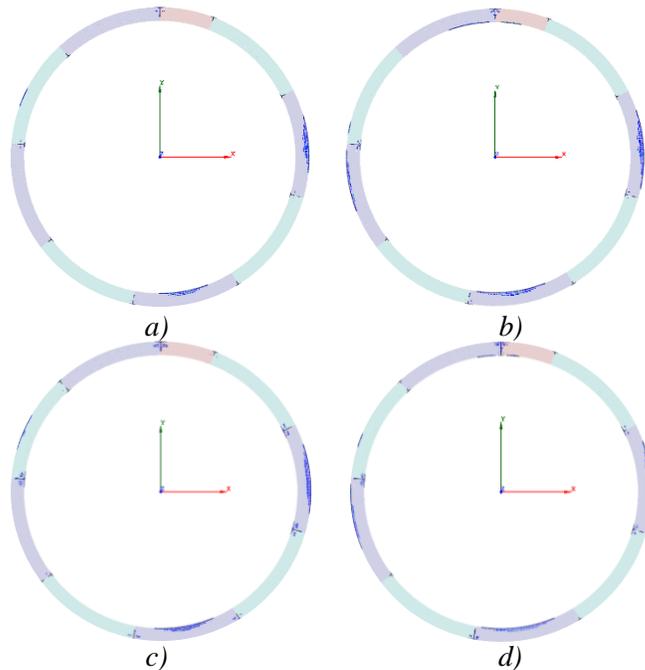


Figura 4-17. Mapa de agrietamiento en la distorsión de servicio ($K=0.8$) con diferentes anchos relativos de las juntas: a) $\psi=0.40$ con $\rho=1.0\%$; b) $\psi=0.60$ $\rho=1.0\%$; c) $\psi=0.40$ con $\rho=0.0\%$; d) $\psi=0.60$ $\rho=0.0\%$.

Deformación de servicio

Se evalúan las distorsiones de servicio de un mismo túnel con y sin refuerzo sobre el dominio del ancho relativo de las juntas (Figura 4-18). En la evaluación se comparan los resultados con una misma K . En la mayoría de los túneles de concreto reforzado (Figura 4-18a), las distorsiones de servicio aumentan cuando el ancho relativo de las juntas crece (de 0.4 a 0.6). Esto es consecuencia del efecto que causa el aumento de ψ sobre el comportamiento del túnel. El aumento de ψ incrementan la rigidez rotacional, la capacidad de carga y la carga de apertura de las juntas.

En el caso de los túneles sin refuerzo (Figura 4-18b) y con K bajas (0.5 y 0.7), no se presentan influencias significativas del ψ sobre las distorsiones de servicio. Esto se debe a la ausencia del refuerzo en estos túneles, que tienden a desarrollar grietas por flexión en distorsiones bajas (0.20%) sin que sus juntas se abran e influncien el comportamiento de los túneles. En los túneles sin refuerzo con K de 0.9 por desarrollar un comportamiento en compresión, sus distorsiones de servicio muestran la misma tendencia que los túneles con refuerzo. Las distorsiones de servicio en estos casos se limitan por el aplastamiento de sus juntas. Por su parte, los factores limitantes de las distorsiones de servicio no cambiaron por el ancho relativo de las juntas (Tabla 4-10).

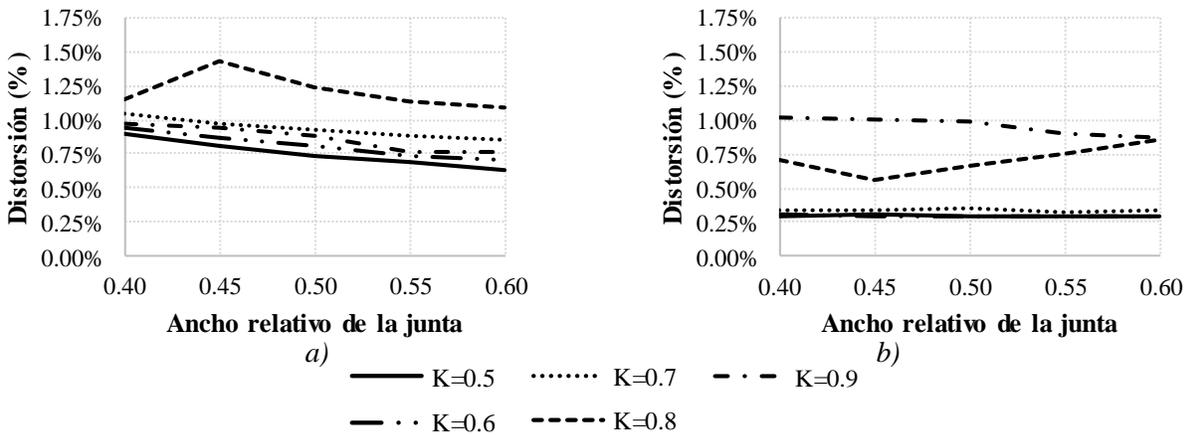


Figura 4-18: Distorsiones de servicio sobre el dominio del ancho relativo de las juntas con diferentes concretos y cuantías de acero: a) C35 con $\rho=1.0\%$; b) C35 con $\rho=0.0\%$.

Tabla 4-10. Factores limitantes de la distorsión de servicio en los túneles.

Túneles:		sin refuerzo	con refuerzo
K	0.5	Cw/Fj	A
	0.6	Cw/Fj	A
	0.7	Cw/Fj	A
	0.8	Cw	Cw
	0.9	Cw/Fj	Cw/Fj

Cw: Ancho de grieta en las dovelas y juntas

Fj: Fluencia en la junta

A: Apertura de la junta

Únicamente en los casos con K de 0.8 (Figura 4-18), se muestran cambios en las tendencias (18%) por la influencia de ψ sobre las distorsiones de servicio de los túneles con y sin refuerzo. Estos picos son el resultado de los cambios en la rigidez rotacional de las juntas. Esto último cambia los efectos de acoplamiento (Figura 4-17) que modifican la distribución del momento flexionante en las dovelas. En consecuencia, en los túneles con refuerzo las distorsiones aumentan con menores anchos de grietas. Contrario a lo anterior en los túneles sin refuerzo, las dovelas incrementan su daño por flexión a menores distorsiones (Figura 4-17a y Figura 4-17b).

Deformación de servicio

Se evalúa la influencia del ancho relativo de las juntas sobre la distorsión de servicio de túneles con diferentes relaciones de esbeltez con y sin refuerzo (Figura 4-19 y Figura 4-20). Los anchos relativos utilizados para este análisis son los valores extremos del intervalo de ψ (0.4 y 0.6). Adicionalmente, se toman en cuenta posibles casos donde se pudiesen generar picos negativos en los túneles sin refuerzo con ψ 0.45 ($K=0.8$) y 0.55 ($K=0.7$ con $\eta=14$).

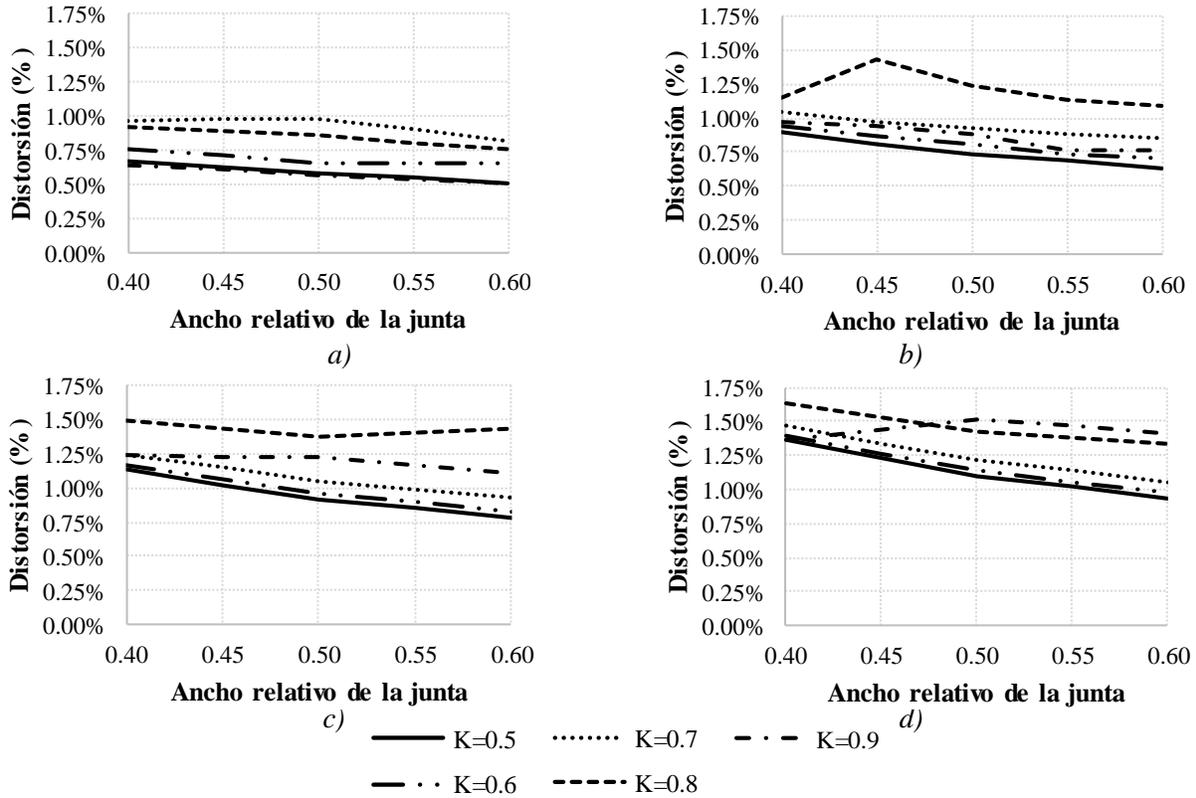


Figura 4-19: Distorsiones de servicio de túneles con concreto C35 y 1.0% de refuerzo, sobre el dominio del ancho relativo de las juntas con diferentes relaciones de esbeltez: a) $\eta=14$; b) $\eta=20$; c) $\eta=26$; b) $\eta=32$.

Las distorsiones de servicio muestran tendencias similares a las presentadas en los túneles con η de 20 por el cambio de ψ de 0.40 a 0.60, independientemente del refuerzo (Figura 4-19 y Figura 4-20). En el caso de los túneles con refuerzo, el ancho relativo de las juntas en diferentes η cambia hasta en 46% la distorsión de servicio ($K=0.5$, Figura 4-19d). En contraste, el 90% de los túneles sin refuerzo muestran cambios menores que 20% en sus distorsiones de servicio. En estos casos se alcanzan cambios negativos de hasta en -16% ($K=0.8$ con $\psi=0.45$ y $\eta=20$, Figura 4-20b), debidos al efecto de ψ .

A partir de los resultados obtenidos en este análisis paramétrico, se considera que el ancho relativo de las juntas afecta linealmente las distorsiones de servicio. Este parámetro reduce la distorsión de servicio a medida que aumenta su valor. Lo anterior se presenta en el 94% de los túneles con refuerzo cuando el ψ cambia de 0.4 a 0.6. Las únicas excepciones se observan en los casos en que: η es igual a 14 con ψ de 0.60 ($K=0.7$), η es igual a 20 con ψ de 0.45 ($K=0.8$), η es igual a 26 con ψ de 0.60 ($K=0.8$), y η es igual a 32 con ψ de 0.40 (K de 0.9). Por su parte, el 93% de los túneles sin refuerzo muestran

Deformación de servicio

cambios lineales o un comportamiento constante en sus distorsiones de servicio. Únicamente se presentan cinco casos que salieron de las tendencias cuando: η es igual a 14 con ψ de 0.60 ($K=0.8$), η es igual a 20 con ψ de 0.45 (K de 0.8), η es igual a 26 con ψ de 0.60 (K de 0.9) y η es igual a 32 con ψ de 0.60 ($K=0.9$ y 0.5).

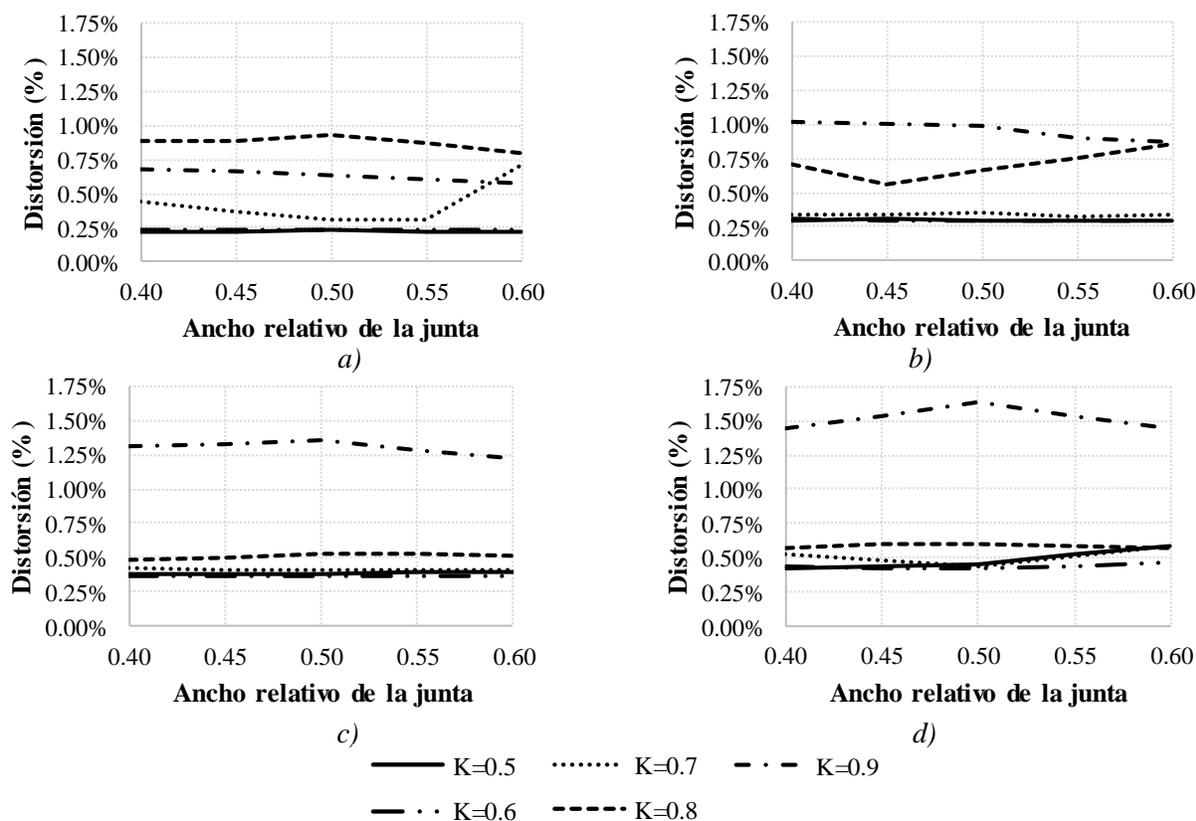


Figura 4-20: Distorsiones de servicio de túneles con concreto C35 y sin refuerzo, sobre el dominio del ancho relativo de las juntas con diferentes relaciones de esbeltez: a) $\eta=14$; b) $\eta=20$; c) $\eta=26$; d) $\eta=32$.

Debido a la baja influencia del ancho relativo sobre las distorsiones de servicio, el efecto de este parámetro se considera para la propuesta de los límites de servicio mediante un factor de reducción implícito. Con este objetivo, se analizan las distorsiones de servicio con diferentes ψ , η y K , distinguiendo entre túneles con y sin refuerzo (Figura 4-19 y Figura 4-20). Las distorsiones de servicio se normalizan respecto a los valores de ψ igual a 0.5 (de su η y K correspondiente) y se evalúan en el dominio de la relación de esbeltez (Figura 4-21).

La influencia de pasar ψ de 0.5 a 0.4 en la mayoría de los casos con refuerzo (85%) es positiva, aumentando su capacidad de deformación (Figura 4-21a). En contraste, el cambio de ψ de 0.5 a 0.6 causa en la mayoría de los casos (95%) una reducción de sus distorsiones de servicio. En los casos con refuerzo, las distorsiones de servicio muestran una reducción máxima de -17% ($\eta=32$ con $\psi=0.6$ ante $K=0.7$, Figura 4-21a). Por otro lado, en el 48% de los casos sin refuerzo se observa una reducción de las distorsiones de servicio, independientemente del valor de ψ (Figura 4-21b). Las distorsiones de servicio en los casos sin refuerzo presentan una reducción máxima de -16% ($K=0.8$ con $\eta=20$ y $\psi=0.45$, Figura 4-21b).

Deformación de servicio

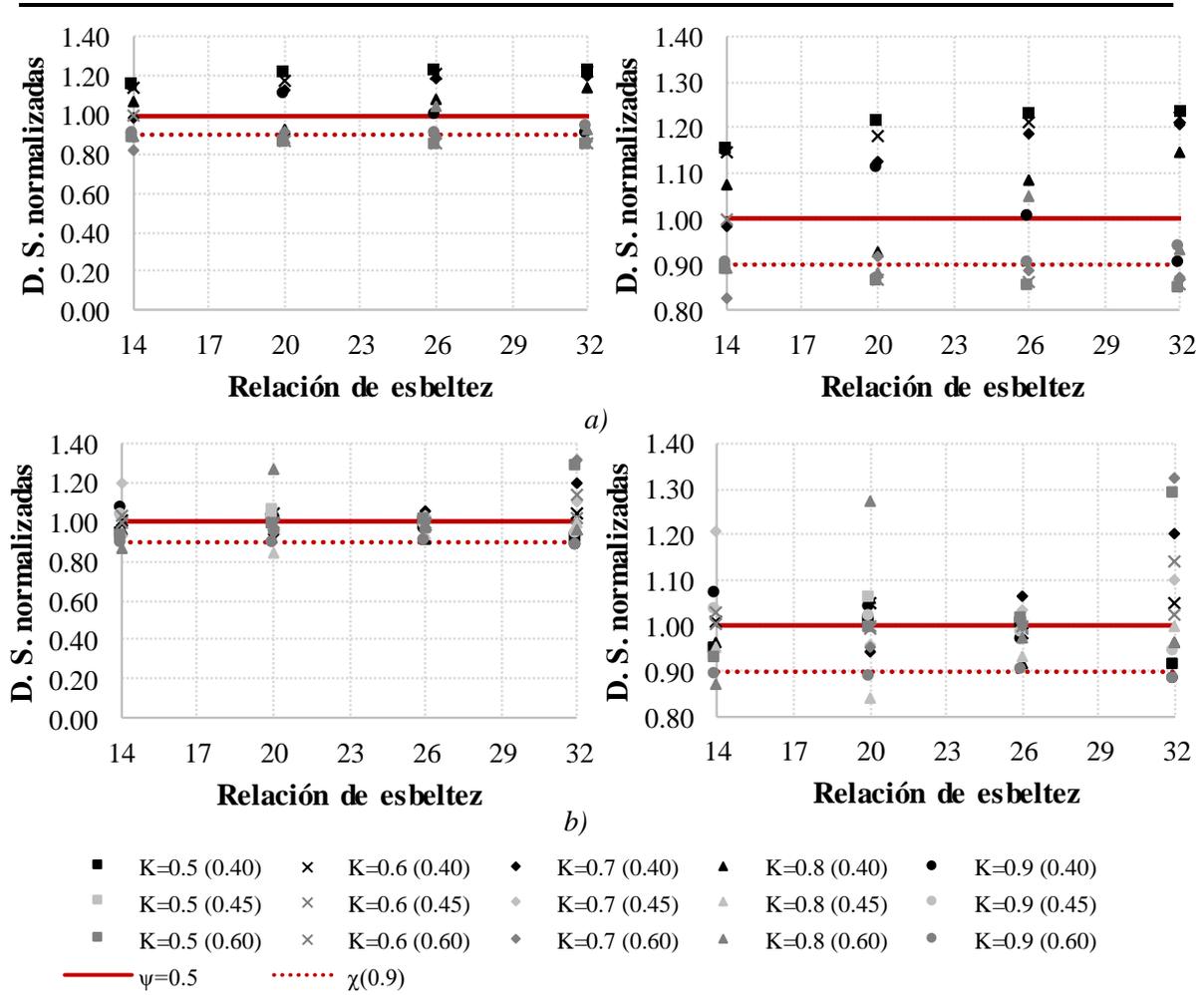


Figura 4-21: Distorsiones de servicio normalizadas (DSN) sobre el dominio de la relación de esbeltez: a) DSN con $\rho=1.0\%$; b) DSN con $\rho=0.0\%$.

Con el fin de considerar la influencia negativa en la distorsión de servicio ocasionada por los cambios de ψ , se propone un factor de reducción de 0.9 (χ , Figura 4-21). El factor propuesto disminuye la diferencia máxima a -8 en el caso de los túneles con refuerzo, y a -7% en los túneles sin refuerzo. El factor de reducción tiene como objetivo cubrir los casos con valores de ψ en un intervalo entre 0.4 y 0.6, tomando como base las distorsiones de servicio reducidas de los modelos con anchos relativos de las juntas de 0.5. Esto con la finalidad de simplificar la consideración de la influencia de ψ en los límites de servicio.

4.7 Análisis de la influencia de las propiedades mecánicas del concreto

En este análisis se evalúa la influencia de las propiedades mecánicas del concreto sobre la distorsión de servicio. Debido a la influencia de la cuantía de acero sobre el comportamiento del concreto reforzado, se considera la interacción entre el concreto y la cuantía de acero ante diferentes relaciones de presiones (0.5 - 0.9), resultando en un total de 75 casos de estudio (Tabla 4-11). Las propiedades geométricas (D_i , η , n_j y ψ) se mantienen constantes en el análisis.

Deformación de servicio

Tabla 4-11. Parámetros usados en el análisis de las propiedades mecánicas del concreto.

Parámetro	D_i (m)	η	n_j	ψ	Concreto	ρ (%)
Valores	12.0	20	9	0.5	C25, C35 y C55	0.0, 0.2, 0.5, 1.0 y 2.0

D_i: Diámetro interno

η : Relación de esbeltez

n_j : Número de juntas

ψ : Ancho relativo de la junta

ρ : Cuantía de acero

En la Figura 4-22 se presentan las relaciones presión radial - distorsión con diferentes propiedades mecánicas del concreto y ρ igual a 1.0%. Las propiedades mecánicas del concreto (C25 - C55) pueden cambiar la capacidad de carga axial de los túneles hasta en 78% ($K=0.9$ en la Figura 4-22). Por su parte, las distorsiones de servicio (punto rojo, Figura 4-22) se afectan hasta en 18% ($K=0.8$), por el cambio de las propiedades mecánicas del concreto (de C25 a C55). Los resultados muestran que las distorsiones de servicio de los túneles no son sensibles a las propiedades mecánicas del concreto con ρ de 1.0%.

Se analizan las distorsiones de servicio sobre el dominio de la f_c ante diferentes ρ y K (Figura 4-23). En los túneles con ρ igual a 1.0% o mayor, y la misma K , las distorsiones de servicio presentan tendencias prácticamente constantes, que cambian menos de 19% por la influencia de las propiedades mecánicas del concreto (de C25 a C55). En los túneles con cuantía bajas (0.2 y 0.5%) en el dominio de la flexión (K entre 0.5 y 0.8), se detectan aumentos en la influencia del concreto (30%) sobre las distorsiones de servicio, que resultan de la reducción de ρ (de 0.5 a 0.2%). Por otro lado, los túneles de concreto sin refuerzo presentan un cambio máximo de 14% en su distorsión de servicio, a causa de la influencia del concreto (de C25 a C55).

En los casos donde se ocupa una cuantía menor de 0.5%, el factor predominante que limita su distorsión en el estado límite de servicio es el agrietamiento (Tabla 4-12). Por su parte, se aprecia como el cambio de las propiedades mecánicas del concreto, no afecta al factor que limita el estado de servicio.

Las distorsiones de servicio con K de 0.8 presentan mayor sensibilidad (23%) al cambio de las propiedades mecánicas del concreto (de C25 a C55), cuando se aplican ρ de 0.5 o mayores (Figura 4-23). Esto es consecuencia del estado cercano a la flexo-compresión balanceada de los túneles, que causa K de 0.8. Como resultado de lo anterior, los cambios de la resistencia del concreto (f_c en 120% y f_t en 67%) permiten que las deformaciones de los túneles aumenten, sin incrementar los anchos de grietas en sus dovelas.

Se presentan mayores cambios en las distorsiones de servicio en los túneles con ρ de 0.5%, cuando domina la flexión ($K=0.5$ y 0.8). En estos casos la rigidez que aporta el concreto es mucho mayor que la del acero, lo que disminuye los esfuerzos a tensión del acero. Esta diferencia entre rigideces aumenta a medida que la rigidez del concreto crece (de C25 a C55), reduciendo la capacidad de deformación del túnel (Tabla 4-12).

En los túneles sin refuerzo, las distorsiones de servicio se mantienen constantes en los casos con un mismo valor de K , siendo la única excepción los casos con K de 0.8 (Figura 4-23a). Esto último es consecuencia del aumento desproporcional de f_c y f_t por el cambio del concreto (de C25 a C55), que induce a una falla del concreto por compresión pase a una falla por tensión.

Deformación de servicio

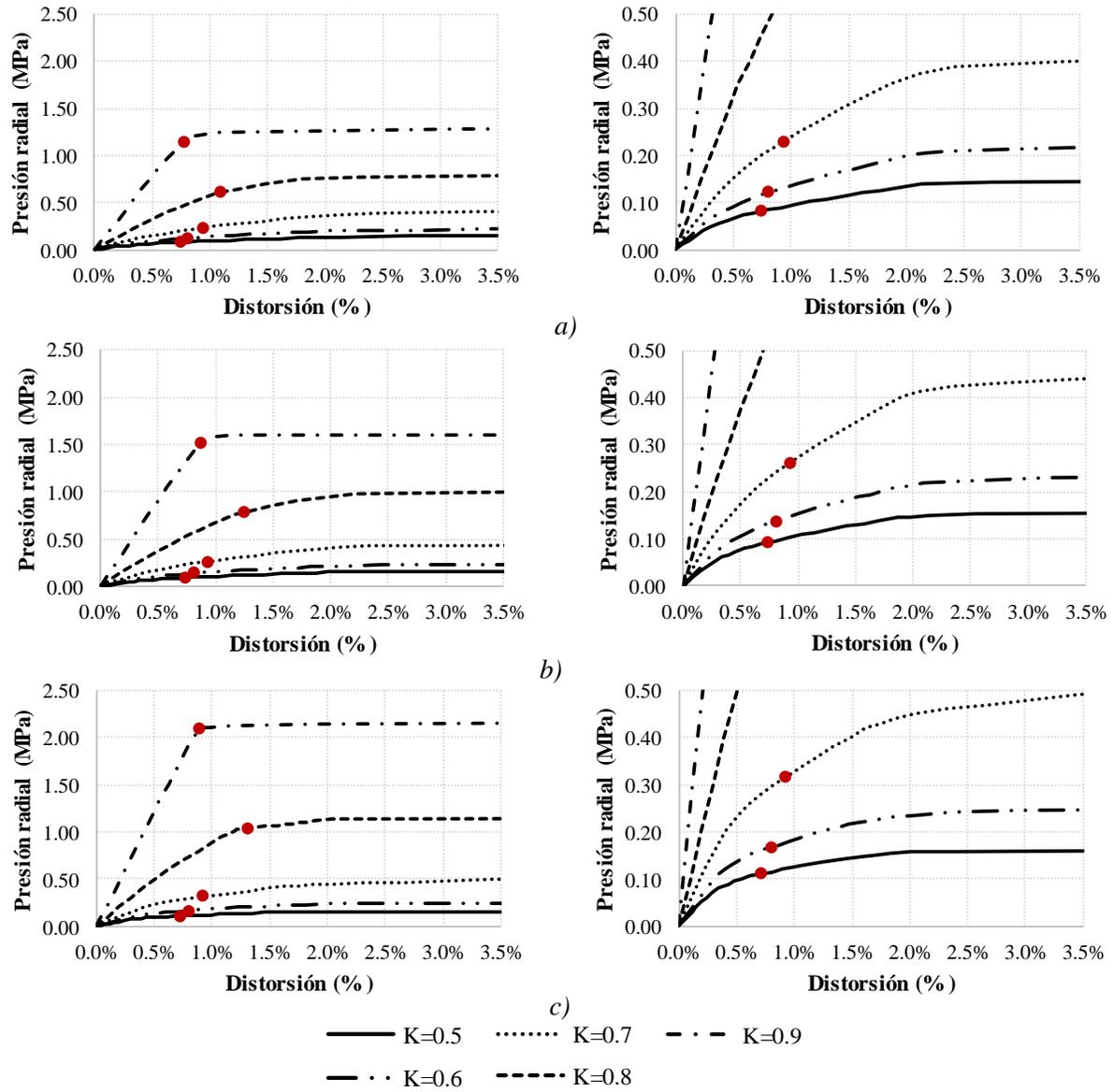


Figura 4-22. Relación presión radial - distorsión ($\rho=1.0\%$) con diferentes propiedades mecánicas de concreto: a) $f_c=25\text{MPa}$; b) $f_c=35\text{MPa}$; b) $f_c=55\text{MPa}$.

Deformación de servicio

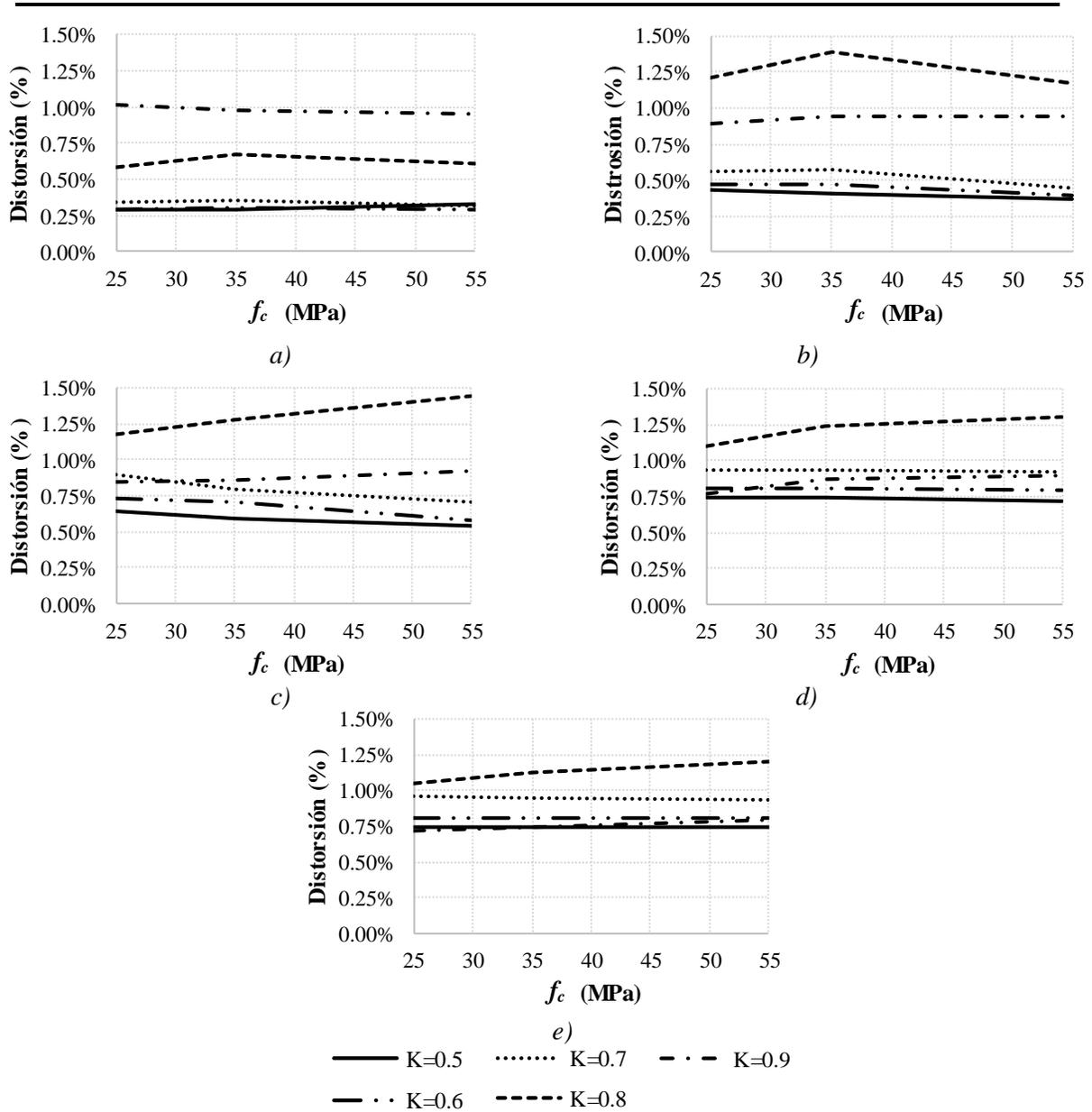


Figura 4-23. Distorsiones de servicio en dominio del f_c con diferentes cuantías de acero:
 a) $\rho=0.0\%$; b) $\rho=0.2\%$; c) $\rho=0.5\%$; d) $\rho=1.0\%$; e) $\rho=2.0\%$.

Tabla 4-12. Factores limitantes de la distorsión de servicio en los túneles.

ρ (%)	0.0%			0.2%			0.5%			1.0%			2.0%				
	f_c (MPa)	25	35	55	25	35	55	25	35	55	25	35	55	25	35	55	
K	0.50	Cw/ Fj	Cw	Cw	Cw	A	A	Cw	A	A	A						
	0.60	Cw/ Fj	Cw	Cw	Cw	A	A	Cw	A	A	A						
	0.70	Cwj	Cw/ Fj	Cw	Cw	Cw	A	A	A	A	A	A					
	0.80	Cw	Cw	Cw	Cw	Cw/ Fj	Cw	Cw	Cw	Cw/ Fj	Cw	Cw	Cw	Cw	Cw	Cw/ Fj	Cw/ Fj
	0.90	Cw/ Fj	Cw	Cw/ Fj	Cw	Cw	Cw/ Fj	Cw	Cw/ CU	Cw/ Fj	Cw	Cw/ Fj	Cw/ Fj	Cw	Cw/ Fj	Cw/ Fj	

Cw: Ancho de grieta en las dovelas y juntas

Fj: Fluencia en la junta

A: Apertura de la junta

Deformación de servicio

De este análisis paramétrico se concluye de manera general que, las propiedades mecánicas del concreto tienen baja influencia sobre las distorsiones de servicio de los túneles dovelados. Su influencia causa cambios menores de 10% en el 52% de los túneles y en el 84% de los casos valores menores de 20%. La baja influencia sobre las distorsiones de servicio se asocia en la mayoría de los casos con ρ de 1.0% o mayores. Únicamente en el caso de túneles con bajo refuerzo (ρ entre 0.0 y 0.5%) o en determinadas K (0.8), se presentan cambios significativos. Por su parte, los factores que limitan el estado de servicio no presentan cambios por la influencia del concreto. Por lo anterior, el límite de servicio debe diferenciar entre túneles de concreto reforzado y túneles sin refuerzo estructural (ρ menor de 0.5%).

Se detectan combinaciones críticas entre la cuantía de acero y las propiedades mecánicas del concreto con determinadas K , donde sus distorsiones de servicio son menores que las obtenidas de los túneles con los materiales base de este estudio. Las combinaciones paramétricas críticas detectadas durante este análisis son: C25 con ρ de 0.5 (K de 0.8 y 0.9) y 2.0% (K de 0.8 y 0.9), C55 con ρ de 0.0% (K de 0.5 a 0.8), 0.5% (K de 0.5 a 0.8) y 1.0% (K de 0.5 a 0.9). Con el objetivo de prevenir que algún caso particular no sea considerado por la envolvente de los materiales base, se deben analizar las combinaciones paramétricas críticas en el dominio de la relación de esbeltez.

4.8 Análisis de la influencia de la cuantía de acero

Se estudia la influencia de la ρ (0 - 2.0%) sobre el comportamiento estructural de los túneles dovelados mediante dos análisis paramétricos. El primero considera tres concretos con diferentes propiedades mecánicas (f_c , f_t y E), manteniendo las propiedades geométricas constantes. Para el primer análisis se estudian un total de 75 casos (Tabla 4-13). El segundo análisis toma en cuenta la influencia de la relación de esbeltez, conservando las demás variables constantes. Para el segundo análisis se consideran un total de 80 casos (Tabla 4-14).

Tabla 4-13. Parámetros usados en el primer análisis de ρ .

Parámetro	D_i (m)	η	n_j	ψ	Concreto	ρ (%)
Valores	12.0	20	7	0.5	C25, C35 y C55	0.0, 0.2, 0.5, 1.0 y 2.0

D_i: Diámetro interno

η : Relación de esbeltez

n_j: Número de juntas

ψ : Ancho relativo de la junta

ρ : Cuantía de acero

Tabla 4-14. Parámetros usados en el segundo análisis de ρ .

Parámetro	D_i (m)	η	n_j	ψ	Concreto	ρ (%)
Valores	12.0	14, 20, 26 y 32	9	0.5	C35	0.0, 0.5, 1.0 y 2.0

D_i: Diámetro interno

η : Relación de esbeltez

n_j: Número de juntas

ψ : Ancho relativo de la junta

ρ : Cuantía de acero

Deformación de servicio

4.8.1 Influencia de la cuantía de acero para diferentes concretos

En la Figura 4-24 se presentan las relaciones presión radial - distorsión con diferentes ρ . Se aprecia como la resistencia de los túneles con K menores de 0.8 aumenta (540% en $K=0.5$ y 0.7) a medida que se cambia la ρ de 0 a 2.0%, debido al incremento de la resistencia a flexión de las dovelas.

Las distorsiones de servicio (punto rojo, Figura 4-24) aumentan (hasta en 170% con $K=0.5$) al pasar de los túneles sin refuerzo a los reforzados con ρ de 2.0% (Figura 4-24a y Figura 4-24c), cuando domina la flexión (K entre 0.5 y 0.8). En contraste, las distorsiones de servicio de los túneles con K de 0.9 disminuyen en -24% al cambiar ρ de 0 a 2.0%, consecuencia del incremento de la rigidez del túnel, que causa el refuerzo. Las distorsiones de servicio en los túneles con ρ entre 1.0 y 2.0% (Figura 4-24b y Figura 4-24c), no presentan una influencia significativa del refuerzo (menor de 3%) en los casos con K entre 0.5 y 0.7.

Las distorsiones de servicio sobre el dominio de ρ se muestran en la Figura 4-25. Tal y como se menciona en la sección anterior (4.7), a partir de una cuantía de 0.5% y en sus valores superiores, la cuantía presenta una influencia más constante sobre las distorsiones de servicio (cambios menores de 39%) en los túneles con una misma K . En los túneles con ρ menor de 0.5%, las distorsiones de servicio desarrollan cambios de hasta en 164% en los casos con una misma K . Esto se debe a que en cuantías bajas ($<0.5\%$) la distorsión de servicio se define por el ancho de las grietas, que depende en gran medida de ρ .

En la Tabla 4-12 se muestra como a medida que aumenta la ρ en relaciones de K menores de 0.8, el factor limitante de las distorsiones de servicio pasa de ser el ancho de las grietas a la apertura de las juntas. Lo anterior es producto del incremento en el momento resistente de las dovelas, que permite soportar los efectos de acoplamiento por las aperturas de las juntas. Por su parte, en los casos con K mayor de 0.8, no se presentan diferencias en el factor limitante de la distorsión de servicio a causa del dominio de la compresión.

Los resultados de este análisis apoyan los resultados de la sección anterior (4.7). La cuantía de acero afecta significativamente las distorsiones de servicio de los túneles dovelados. No obstante, su efecto tiene una mayor relevancia en los túneles con cuantía de acero de 0.5% o menor. Por su parte, en los resultados mostrados (Figura 4-25) se aprecian combinaciones paramétricas críticas, que sus distorsiones de servicio no son cubiertas por las obtenidas de los túneles con los materiales base de este estudio (C35 y $\rho=1.0\%$). Estos casos mencionados en la sección anterior (4.7) son: C25 con ρ de 0.5 (K de 0.8 y 0.9) y 2.0% (K de 0.8 y 0.9), C55 con ρ de 0.0% (K de 0.5 a 0.8), 0.5% (K de 0.5 a 0.8) y 1.0% (K de 0.5 a 0.9).

Deformación de servicio

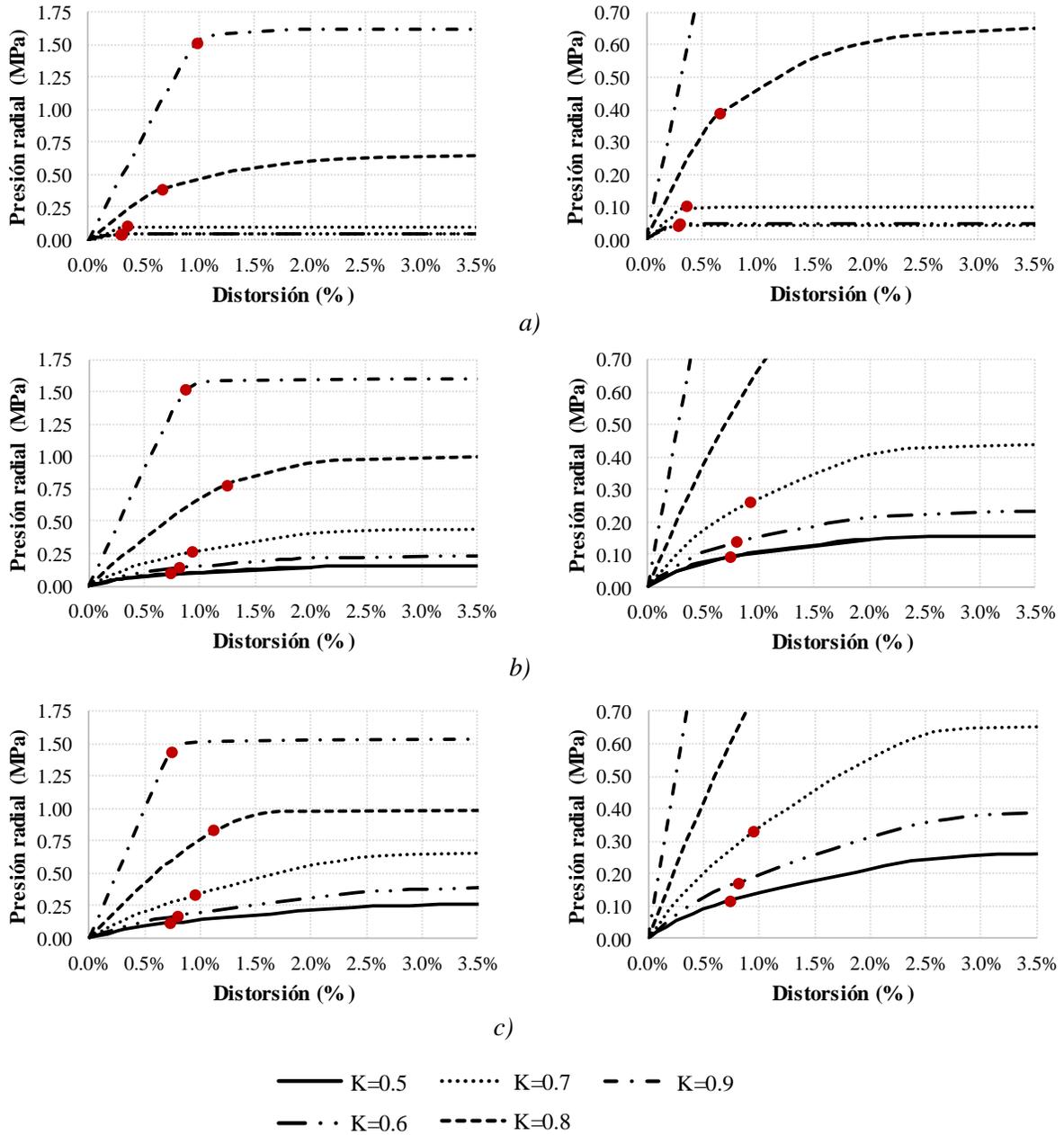


Figura 4-24. Relación presión radial - distorsión (C35) con diferentes cuantías de acero: a) $\rho=0.0\%$; b) $\rho=1.0\%$; c) $\rho=2.0\%$.

Deformación de servicio

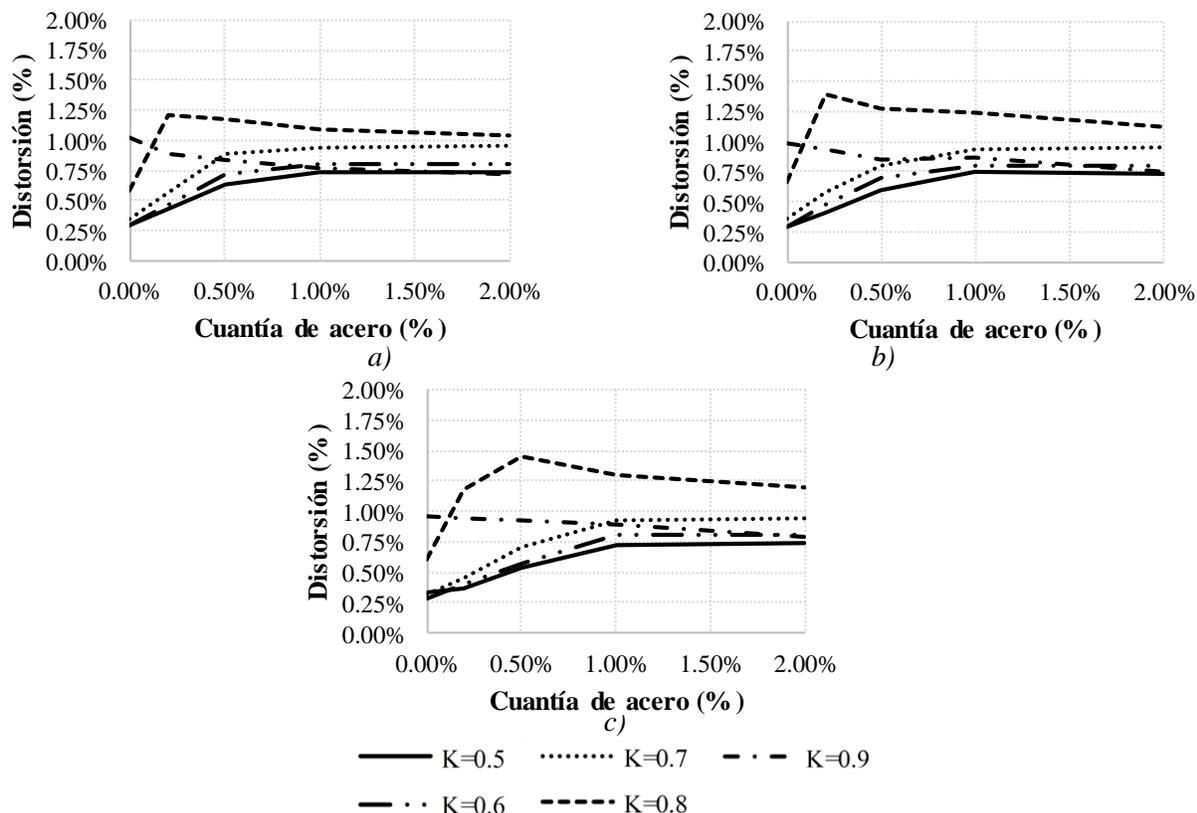


Figura 4-25. Distorsiones de servicio sobre el dominio de la cuantía de acero con diferentes propiedades mecánicas del concreto: a) C25; b) C35; c) C55.

4.8.2 Influencia de la cuantía de acero para diferentes relaciones de esbeltez

Se evalúan las distorsiones de servicio sobre el dominio de la cuantía de acero obtenidas de túneles con diferentes valores de relación de esbeltez (Figura 4-26). A partir del 1.0% de cuantía de acero, las distorsiones de servicio mantienen sus tendencias constantes (K entre 0.5 y 0.7) y de reducción ($K=0.9$). El comportamiento constante se debe a que, en las dovelas, al tener suficiente capacidad a flexión, el factor limitante de la distorsión de servicio es la apertura de sus juntas (Tabla 4-8). La tendencia de reducción es resultado del aumento de la rigidez de la dovela por el refuerzo y la ausencia de la apertura de las juntas en el dominio de la compresión, que causa una reducción continua de las distorsiones de servicio. En contraste, el comportamiento de las distorsiones de servicio en los casos con K de 0.8 (Figura 4-26), pasa de una tendencia de reducción (η de 14 y 20) a una constante, dependiendo de la esbeltez de los túneles (η de 26 y 32). Por su parte, en cuantías de acero menores de 0.5% en todos los casos, se presenta una fuerte tendencia de reducción de las distorsiones de servicio en comparación con los túneles con ρ de 1.0% o mayores. Esto es consecuencia de la disminución de la capacidad a flexión de las dovelas por la reducción del refuerzo.

La cuantía de acero evaluada ante diferentes relaciones de esbeltez con una misma K muestra tendencias diferentes en el comportamiento de las distorsiones de servicio, pasando de constante a reducción, derivado de los cambios en el comportamiento de los túneles. Por consiguiente, es necesario evaluar las combinaciones paramétricas críticas entre la cuantía de acero y las propiedades mecánicas del concreto en el dominio de la relación de esbeltez.

Deformación de servicio

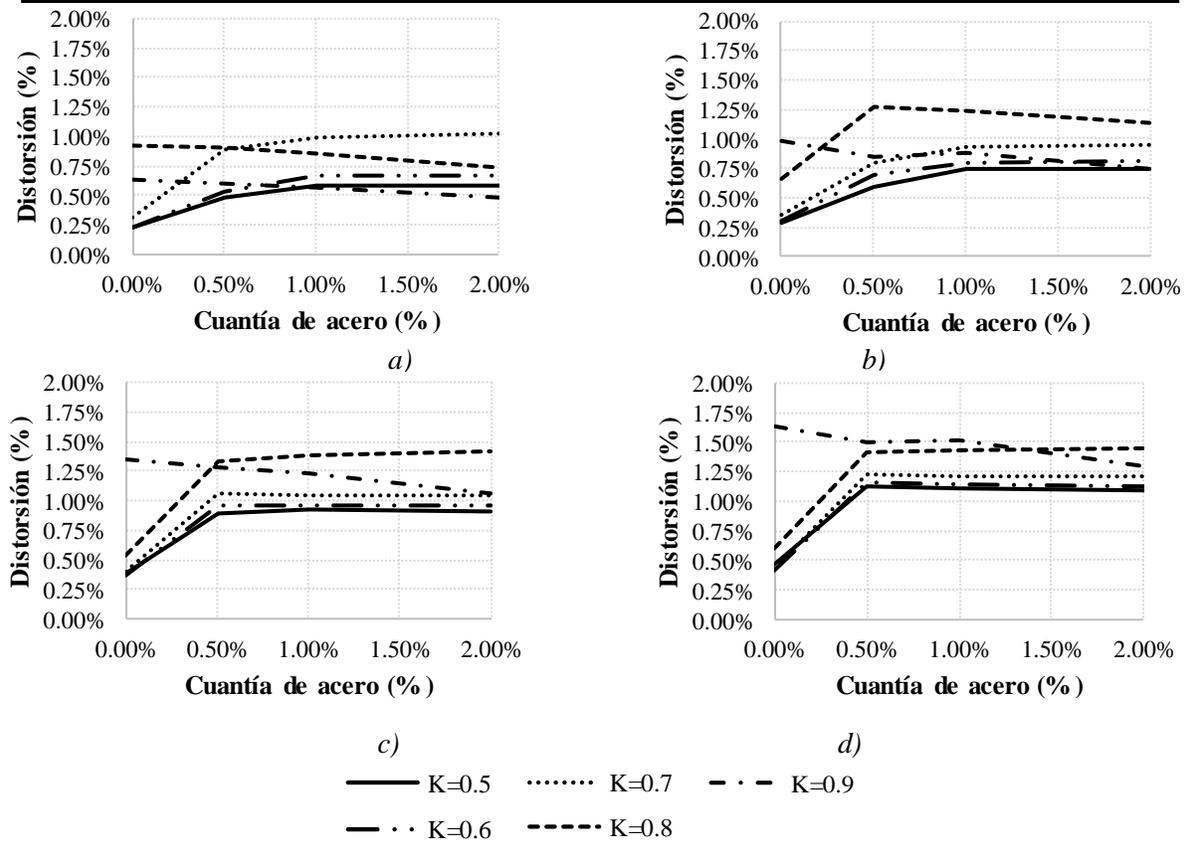


Figura 4-26. Distorsiones de servicio sobre el dominio de la cuantía de acero con diferentes relaciones de esbeltez: a) $\eta=14$; b) $\eta=20$; c) $\eta=26$; d) $\eta=32$.

4.9 Evaluación de las combinaciones paramétricas críticas

A partir del análisis paramétrico de las propiedades mecánicas del concreto y la cuantía de acero en túneles con una relación de esbeltez de 20 (sección 4.7 y 4.8, respectivamente), se encontraron combinaciones paramétricas críticas, en las que sus distorsiones de servicio no se cubren con las de los modelos base (C35 y $\rho=1.0\%$). Con el objetivo de analizar la influencia negativa de las combinaciones críticas, se evalúan las combinaciones ante diferentes relaciones de esbeltez (η entre 14 y 32), resultando en un total de 68 casos de estudio. Se hace notar que, las combinaciones paramétricas críticas, se determinan tomando en cuenta que la propuesta de los límites de servicio requiere diferenciar entre la presencia de acero estructural ($\rho \geq 0.5\%$) para flexo-compresión o la ausencia de este ($\rho < 0.5\%$). De estos resultados, se obtienen las distorsiones de servicio (Tabla 4-15).

Con el fin de evaluar la influencia negativa de las combinaciones críticas sobre el estado límite de servicio, se detectan las distorsiones de servicio mínimas (Tabla 4-15) para cada relación de esbeltez y relación de presiones de acuerdo con su cuantía de acero ($\rho < 0.5\%$ y $\rho \geq 0.5\%$). En la Figura 4-27 y la Figura 4-28 se comparan las distorsiones de servicio de los modelos base con las distorsiones mínimas de los casos críticos con una misma η y K .

Deformación de servicio

Tabla 4-15. Distorsiones de servicio (%) de las combinaciones críticas para diferentes relaciones de esbeltez.

Casos críticos			Relación de esbeltez			
Concreto	Cuantía (%)	K	14	20	26	32
C55	0.0	0.5	0.25	0.33	0.38	0.49
		0.6	0.26	0.29	0.47	0.48
		0.7	0.42	0.32	0.40	0.46
		0.8	0.95	0.60	0.56	0.53
C25	0.5	0.8	0.84	1.17	1.34	1.42
		0.9	0.55	0.85	1.17	1.43
C55	0.5	0.5	0.39	0.54	0.73	0.88
		0.6	0.50	0.58	0.86	0.91
		0.7	0.74	0.70	0.90	0.94
		0.8	0.86	1.45	1.32	1.18
C55	1.0	0.5	0.51	0.72	0.93	1.12
		0.6	0.57	0.80	0.97	1.16
		0.7	0.95	0.92	1.05	1.23
		0.8	0.83	1.30	1.35	1.42
		0.9	0.57	0.89	1.21	1.51
C25	2.0%	0.8	0.67	0.98	1.44	1.45
		0.9	0.41	0.64	0.90	1.13

K: relación de presiones

La comparación entre los casos con refuerzo estructural (Figura 4-27 y Figura 4-28) muestra tendencias similares a los resultados de las secciones 4.7 y 4.8. La influencia de las propiedades mecánicas del concreto y la cuantía de acero puede reducir las distorsiones de servicio de los túneles con refuerzo estructural hasta en -22% ($\eta=32$ con $K=0.7$, Figura 4-27c). Por su parte, en los túneles sin refuerzo estructural, la influencia de las propiedades mecánicas del concreto y la cuantía de acero reduce la distorsión de servicio hasta en -12% ($\eta=20$ con $K=0.7$, Figura 4-28c).

De este análisis se concluye que la influencia negativa de las combinaciones paramétricas críticas presentada sobre las distorsiones de servicio, debe considerarse en la propuesta de los límites de deformación para el estado de servicio. Con este fin, se toman en cuenta las deformaciones de servicio críticas (mínimas) de los túneles con concreto de f_c de 35 a 55 MPa (Tabla 4-16 - Tabla 4-18). Cabe indicar que las deformaciones radiales y diametrales son las máximas presentadas en la circunferencia de los túneles.

Deformación de servicio

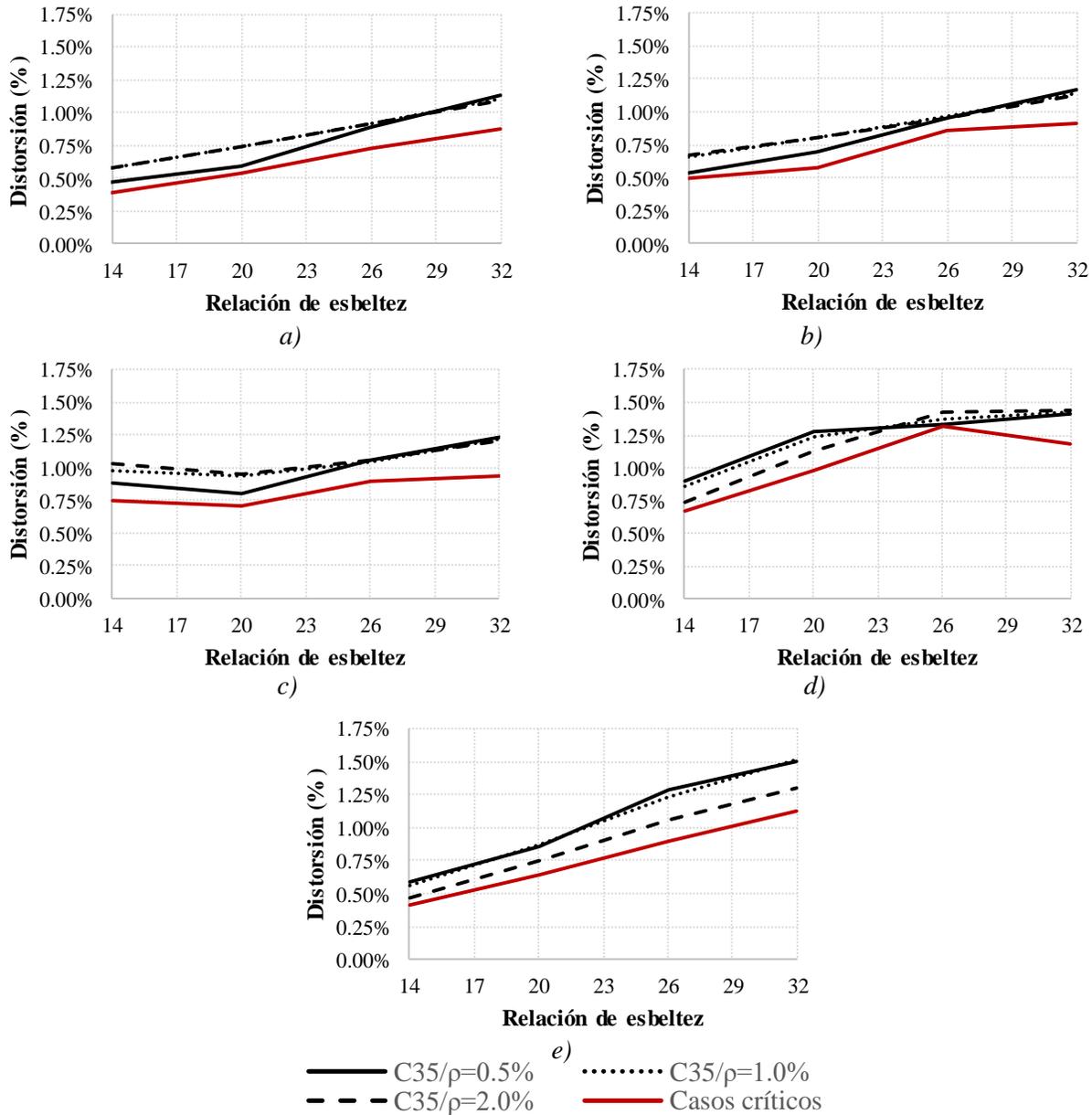


Figura 4-27. Distorsiones de servicio de los modelos base y de los casos críticos con refuerzo estructural ($\rho \geq 0.5\%$) con diferentes relaciones de esbeltez: a) $K=0.5$; b) $K=0.6$; c) $K=0.7$; d) $K=0.8$; e) $K=0.9$.

Deformación de servicio

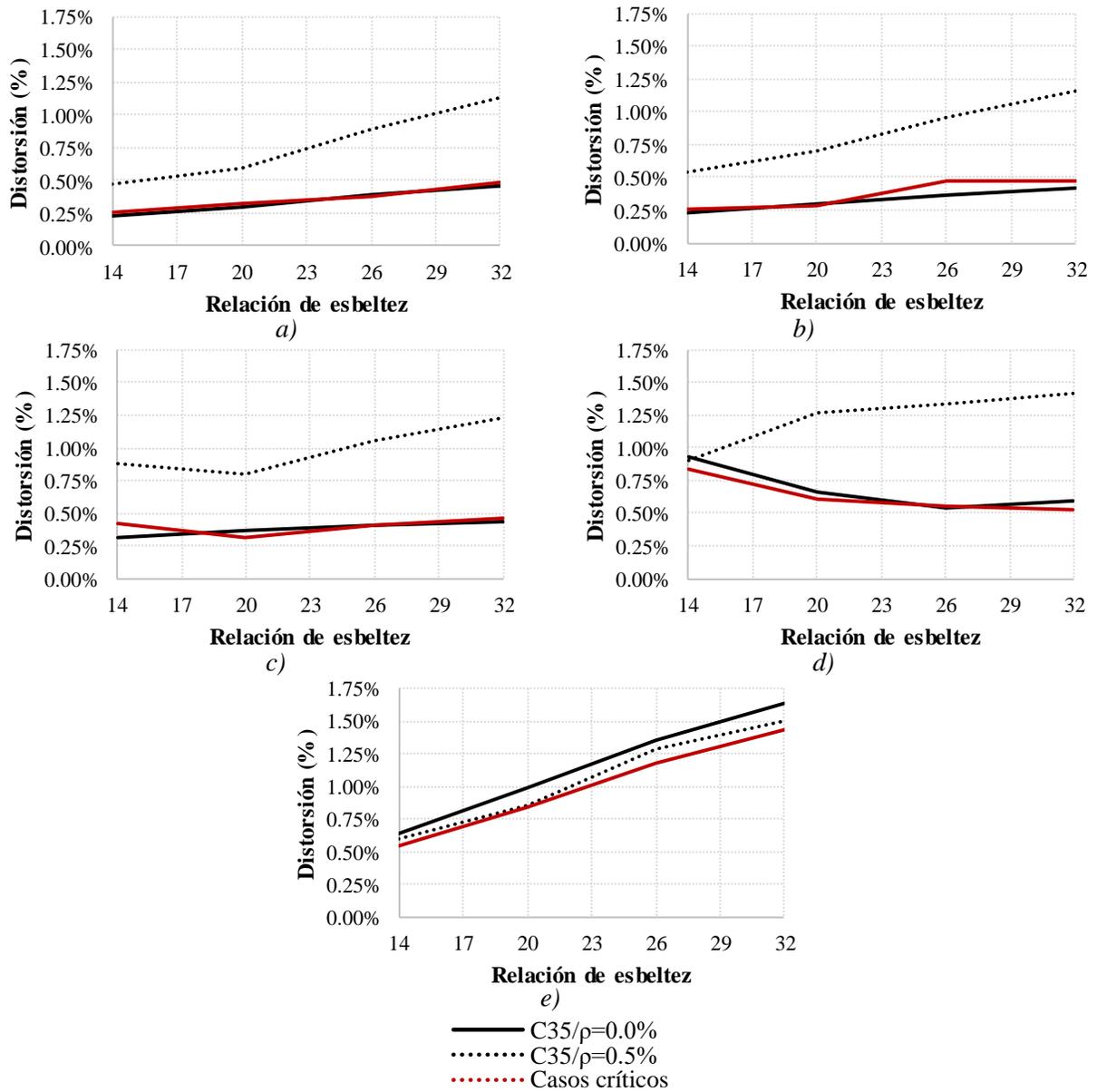


Figura 4-28. Distorsiones de servicio de los modelos base y de los casos críticos sin refuerzo estructural ($\rho \leq 0.5\%$) con diferentes relaciones de esbeltez: a) $K=0.5$; b) $K=0.6$; c) $K=0.7$; d) $K=0.8$; e) $K=0.9$.

Deformación de servicio

Tabla 4-16. Distorsiones de servicio críticas (%).

Túneles		Con refuerzo ($\rho \geq 0.5\%$)				Sin refuerzo ($\rho < 0.5\%$)			
η		14	20	26	32	14	20	26	32
K	0.5	0.39	0.53	0.72	0.88	0.22	0.29	0.38	0.46
	0.6	0.49	0.57	0.86	0.90	0.22	0.28	0.37	0.41
	0.7	0.73	0.70	0.90	0.93	0.30	0.31	0.40	0.43
	0.8	0.73	1.12	1.31	1.18	0.86	0.60	0.53	0.52
	0.9	0.47	0.74	1.04	1.29	0.59	0.84	1.29	1.50

K: Relación de presiones del suelo

η : Relación de esbeltez

Tabla 4-17. Deformaciones diametrales de servicio críticas (%).

Túneles		Con refuerzo ($\rho \geq 0.5\%$)				Sin refuerzo ($\rho < 0.5\%$)			
η		14	20	26	32	14	20	26	32
K	0.5	0.20	0.28	0.38	0.46	0.12	0.14	0.20	0.23
	0.6	0.26	0.30	0.44	0.47	0.12	0.14	0.19	0.21
	0.7	0.39	0.36	0.47	0.48	0.16	0.17	0.21	0.22
	0.8	0.41	0.60	0.68	0.60	0.48	0.31	0.28	0.28
	0.9	0.30	0.42	0.56	0.68	0.37	0.48	0.68	0.78

K: Relación de presiones del suelo

η : Relación de esbeltez

Tabla 4-18. Deformaciones radiales de servicio críticas (%).

Túneles		Con refuerzo ($\rho \geq 0.5\%$)				Sin refuerzo ($\rho < 0.5\%$)			
η		14	20	26	32	14	20	26	32
K	0.5	0.23	0.33	0.46	0.56	0.13	0.18	0.24	0.29
	0.6	0.29	0.34	0.52	0.57	0.13	0.18	0.23	0.27
	0.7	0.42	0.41	0.54	0.58	0.18	0.19	0.24	0.28
	0.8	0.43	0.67	0.77	0.70	0.50	0.34	0.31	0.32
	0.9	0.31	0.43	0.60	0.73	0.38	0.49	0.71	0.83

K: Relación de presiones del suelo

η : Relación de esbeltez

Deformación de servicio

Página intencionalmente en blanco.

CAPÍTULO 5

Límites de servicio

En este capítulo se presenta la metodología empleada para definir los límites de servicio basados en las deformaciones de servicio obtenidas en el capítulo 4. La propuesta de los límites de servicio toma en cuenta la influencia de los parámetros que afectan las deformaciones de servicio de los túneles dovelados.

5.1 Propuesta de límites de servicio

Los límites de servicio para distorsión, deformación radial y diametral se definieron empleando la siguiente metodología:

- Se tomaron las deformaciones de servicio de los túneles con concreto con f_c de 35 y 55 MPa (Tabla 4-15).
- Se separaron las deformaciones de servicio de los túneles con refuerzo a flexo-compresión ($\rho \geq 0.5\%$) y sin refuerzo ($\rho < 0.5\%$).
- Se consideraron las deformaciones de servicio críticas (mínimas) de cada relación de esbeltez y relación de presiones del suelo (Tabla 4-16 - Tabla 4-18).
- Se aplicó el factor de reducción ($\chi=0.9$) a las deformaciones de servicio para tomar en cuenta la influencia del ancho relativo de las juntas.
- Se definieron límites basados en las deformaciones de servicio con un enfoque práctico. Para ello, se consideró un intervalo de -10 a 5% para diferencias admisibles entre los límites y sus deformaciones de servicio en el dominio de la relación de esbeltez.
- Se eliminaron los cambios de tendencia aislados (picos) en el dominio de la relación de presiones.

Los límites de servicio (LS) y las distorsiones de servicio (DS) reducidas (por $\chi=0.9$) en los que se basan se muestran en la Figura 5-1. Las distorsiones de servicio están afectadas por el factor χ . Debido a la eliminación de los picos en el dominio de la relación de presiones, se generan diferencias entre el valor del límite y las distorsiones de servicio de hasta en 31% ($\eta=14$, Figura 5-1a) en el caso de los túneles sin refuerzo, y hasta en 34% ($\eta=20$, Figura 5-1b) en los túneles con refuerzo.

Los límites de servicio para distorsión, deformación diametral y radial se presentan en la Tabla 5-1, Tabla 5-2 y Tabla 5-3, respectivamente. Estos límites de deformaciones están enfocados al diseño estructural de los túneles dovelados de revestimiento único, y de doble revestimiento antes de la construcción del revestimiento secundario. El respeto de estos límites previene en un túnel los problemas que pueden poner en riesgo su funcionamiento. Los valores intermedios de relación de presiones y relación de esbeltez se calculan por medio de interpolación lineal. Los límites para deformaciones radiales y diametrales determinan la deformación máxima que se puede presentar en el revestimiento dovelado, que no necesariamente puede estar en el eje vertical u horizontal. La

Límites de servicio

deformación radial se mide a partir del centro del túnel, por lo que su uso principal es para la etapa de proyecto. Cabe mencionar que existen condiciones adicionales a las cubiertas por los límites propuestos que deben considerarse para restringir las deformaciones en un túnel dovelado. Por ejemplo, las tolerancias de las instalaciones de servicios, o las tolerancias de alguna etapa de la construcción posterior al revestimiento primario.

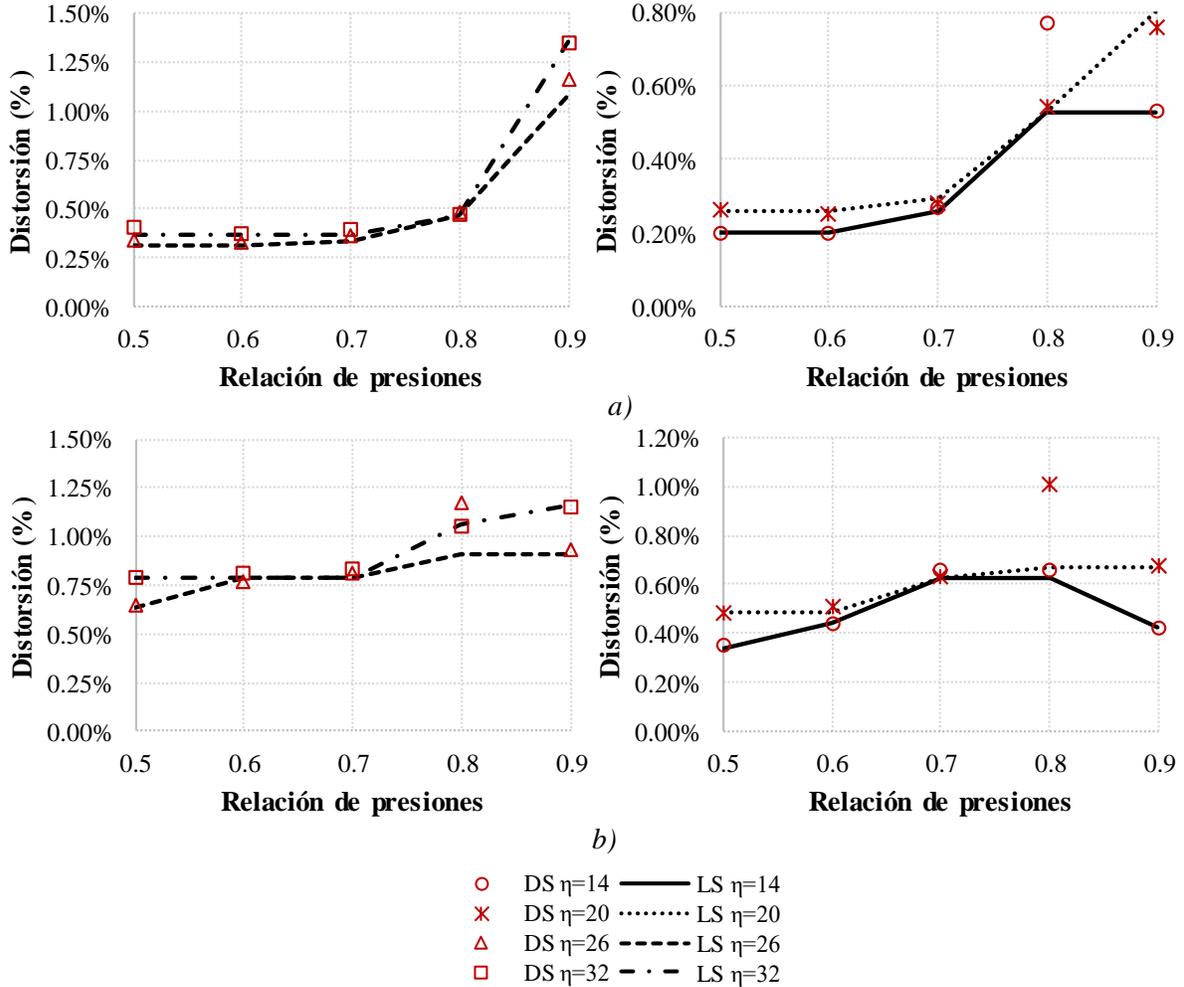


Figura 5-1. Límites de servicio y distorsiones de servicio de los casos críticos sobre el dominio de la relación de presiones: a) sin refuerzo estructural ($\rho < 0.5\%$); b) con refuerzo estructural ($\rho \geq 0.5\%$).

Límites de servicio

Tabla 5-1. Límites de servicio para distorsiones (%).

Túneles		Con refuerzo				Sin refuerzo			
η		14	20	26	32	14	20	26	32
K	0.5	0.33	0.49	0.64	0.79	0.20	0.26	0.31	0.37
	0.6	0.44	0.49	0.79	0.81	0.20	0.26	0.31	0.37
	0.7	0.63	0.63	0.79	0.81	0.26	0.29	0.33	0.37
	0.8	0.63	0.67	0.91	1.18	0.53	0.53	0.47	0.47
	0.9	0.42	0.67	0.91	1.01	0.53	0.80	1.08	1.35

K: Relación de presiones del suelo

η : Relación de esbeltez

Tabla 5-2. Límites de servicio para deformaciones diametrales (%).

Túneles		Con refuerzo				Sin refuerzo			
η		14	20	26	32	14	20	26	32
K	0.5	0.18	0.26	0.33	0.41	0.11	0.14	0.16	0.19
	0.6	0.23	0.26	0.41	0.41	0.11	0.14	0.16	0.19
	0.7	0.32	0.32	0.41	0.41	0.14	0.16	0.18	0.20
	0.8	0.32	0.38	0.50	0.54	0.33	0.29	0.25	0.25
	0.9	0.27	0.38	0.50	0.61	0.33	0.45	0.58	0.70

K: Relación de presiones del suelo

η : Relación de esbeltez

Tabla 5-3. Límites de servicio para deformaciones radiales (%).

Túneles		Con refuerzo				Sin refuerzo			
η		14	20	26	32	14	20	26	32
K	0.5	0.21	0.31	0.41	0.51	0.12	0.16	0.20	0.24
	0.6	0.26	0.31	0.44	0.51	0.12	0.16	0.20	0.24
	0.7	0.37	0.37	0.44	0.51	0.16	0.16	0.20	0.24
	0.8	0.37	0.41	0.53	0.63	0.32	0.31	0.29	0.28
	0.9	0.28	0.41	0.53	0.66	0.32	0.47	0.61	0.75

K: Relación de presiones del suelo

η : Relación de esbeltez

5.2 Comparación con los límites permisibles usados en la práctica

Con el objetivo de evaluar las diferencias y semejanzas entre los límites de servicio para deformación propuestos y las recomendaciones empíricas recomendadas por la literatura (BTS, 2004; Peck, 1969), estos se comparan sobre el dominio de la relación de esbeltez (Figura 5-2 a Figura 5-4).

Límites de servicio

Debido a que actualmente no existe un límite para distorsión que se relacione con el estado de servicio, los límites de servicio propuestos para distorsión no se comparan (Figura 5-2). Esto se debe probablemente a que la distorsión depende de la deformación radial o diametral. Cabe mencionar que, existe una recomendación para las distorsiones de la BTS (2004), que las limita a 2.0%; no obstante, esta recomendación está relacionada con un estado límite último. En consecuencia, los límites propuestos en esta investigación son la primera recomendación para distorsiones relacionada con el estado de servicio de los túneles dovelados. Los límites de distorsión contienen distorsiones entre 0.33 y 1.16% en el caso de los túneles con refuerzo, y entre 0.20 y 1.35% para los túneles sin refuerzo.

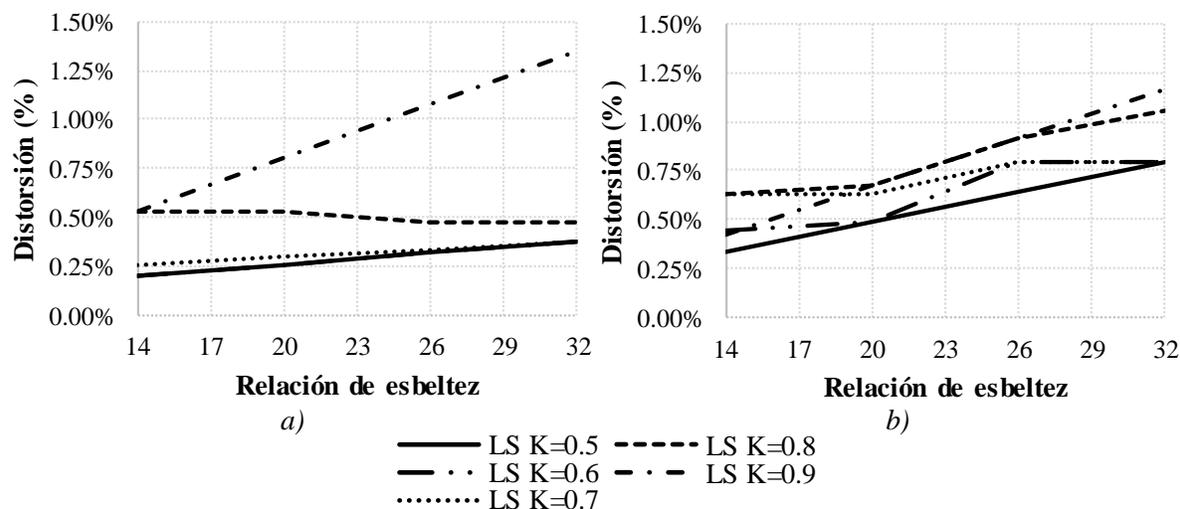


Figura 5-2. Límites de servicio para distorsión de túneles dovelados: a) sin refuerzo; b) con refuerzo.

Los límites propuestos para deformaciones diametrales de servicio se comparan con el criterio de Peck (1969) en la Figura 5-3. El criterio de Peck coincide en algunos puntos con los límites de servicio propuestos. Los límites para túneles sin refuerzo coinciden en los casos con η de 22 y K de 0.9. Por su parte, los límites para túneles con refuerzo coinciden en los casos con η de 27 y K entre 0.8 y 0.9. En contraste, los límites de servicio propuestos, al considerar la influencia de la relación de esbeltez y la relación de presiones, contienen deformaciones entre 0.11 y 0.70% en el caso de los túneles sin refuerzo, y entre 0.18 y 0.61% para los túneles con refuerzo. En consecuencia, los límites para túneles sin refuerzo muestran diferencias entre -78 y 40% con el criterio de Peck, y entre -64 y 22% para el caso de los límites para túneles con refuerzo.

Los límites de servicio propuestos para deformaciones radiales se comparan con el intervalo recomendado por la BTS (2004) en la Figura 5-4, donde LI y LS son los límites inferior y superior de la BTS definidos para suelos blandos (0.25 y 0.75%, respectivamente). El intervalo de la BTS incluye los límites para túneles sin refuerzo con K de 0.8 y 0.9, y el límite inferior coinciden con los límites propuestos para K menores de 0.8 y η de 32, estando debajo del intervalo los límites propuestos para las η menores de 32. Por su parte, los límites propuestos para túneles con refuerzo, en su mayoría se encuentran dentro del intervalo de la BTS, estando debajo del intervalo el límite para túneles con K igual a 0.5 y η menor de 16.

Límites de servicio

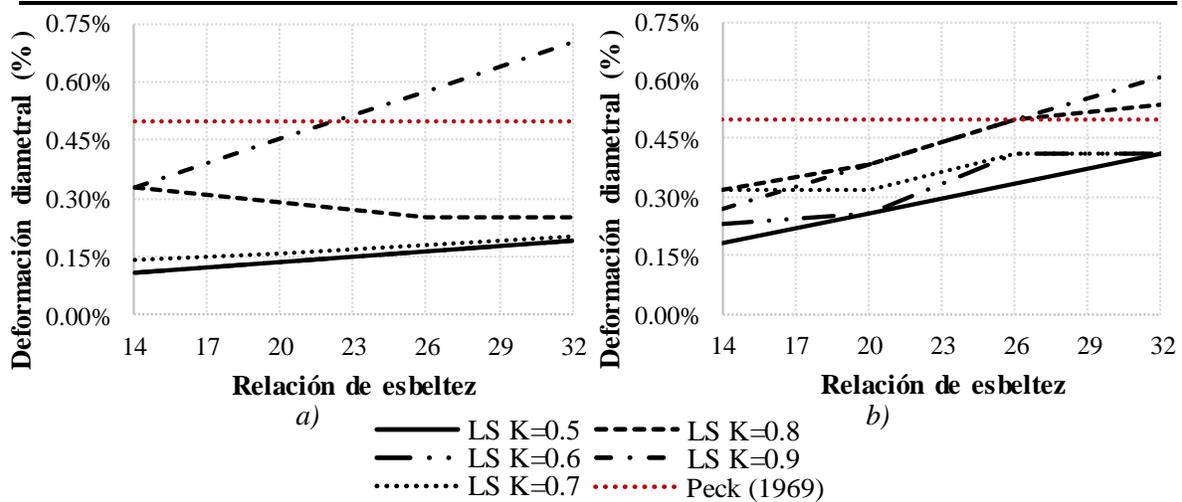


Figura 5-3. Límites de servicio para deformación diametral y el criterio de Peck (1969): a) sin refuerzo; b) con refuerzo.

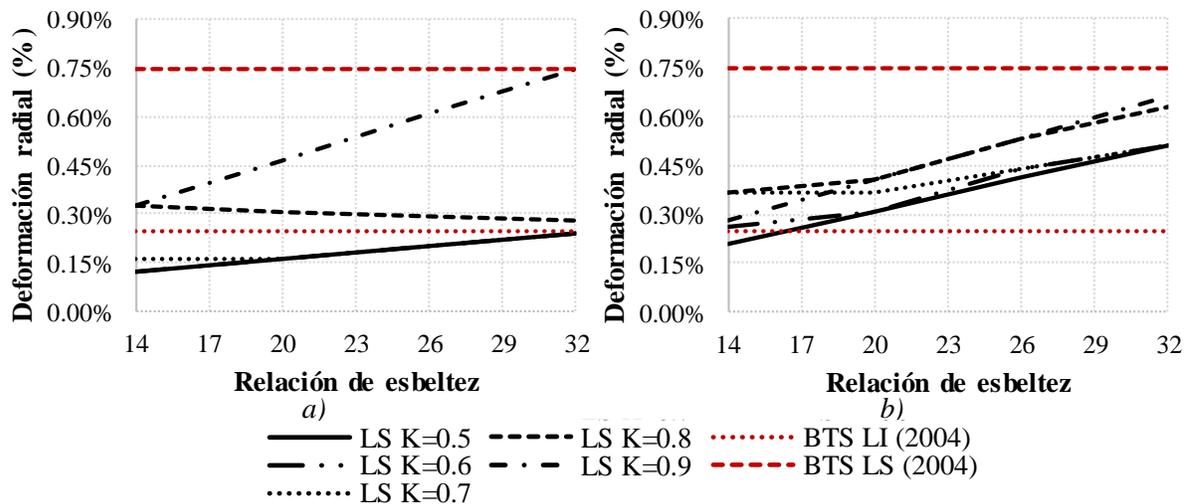


Figura 5-4. Límites de servicio para deformación radial e intervalo recomendado por la BTS (2004): a) sin refuerzo; b) con refuerzo.

La limitación de la recomendación de la BTS es la combinación de la amplitud de su intervalo y la falta de información complementaria, que en conjunto permiten triplicar la deformación recomendada de 0.25 a 0.75%, dejando al criterio del diseñador qué límite o valor dentro del intervalo aplicar. Lo anterior puede originar una sobreestimación o subestimación de la deformación en la que se rebasa el estado límite de servicio de los túneles. Al aplicar los límites para deformaciones de servicio propuestos, se evitan estas incertidumbres, debido principalmente a que se toman en cuenta la influencia de la relación de esbeltez de los túneles y la relación de presiones alrededor del túnel. Esto último permite considerar una deformación de servicio específica para cada caso.

La principal ventaja de los límites de servicio propuestos, sobre las recomendaciones empíricas, es la consideración de los parámetros estructurales de los túneles dovelados, definiendo una deformación para cada caso en particular. Adicionalmente, se tiene la prevención de problemas que ponen en riesgo el funcionamiento de los túneles.

Límites de servicio

Página intencionalmente en blanco.

CAPÍTULO 6

Validación y aplicación

Con el objetivo de validar los límites de servicio propuestos y las recomendaciones empíricas con el estado límite de servicio de los túneles dovelados construidos en suelos blandos, ambos se comparan con las deformaciones de servicio de túneles con distribuciones de presiones del suelo calculadas analíticamente en dos condiciones estratigráficas diferentes. En la primera condición se evalúan túneles dentro de estratos homogéneos. En la segunda condición se analizan túneles dentro de estratigrafías con múltiples horizontes. Por su parte, las distribuciones de presiones se calculan analíticamente por medio de la solución de Einstein y Schwartz (1979) complementada por las aportaciones de Pérez (2013).

Cabe indicar que para el cálculo de las distribuciones de presiones realistas existen diferentes soluciones que se pueden catalogar en numéricas y en analíticas. Las soluciones numéricas aplicables para esta validación aceptan representar la rigidez del suelo mediante elementos resortes, o modelarlo completamente por elementos sólidos. El representar el efecto del suelo con elementos resortes tiene la desventaja de que se requiere conocer la rigidez del suelo alrededor del extradós; que si se desconoce produce fuentes de error. El modelado del suelo con elementos sólidos, a pesar de ser el más acertado, tiene un gran costo de tiempo y de recursos computacionales. Por otro lado, la solución analítica de Einstein y Schwartz complementada por Pérez (ESP) no considera las juntas, por lo que la reducción de la rigidez del revestimiento que causan las juntas se representa por una rigidez media que se supone equivalente. Para esta validación se opta por una solución analítica.

La solución de Einstein y Schwartz (1979) considera:

- Una función potencial de esfuerzos para obtener incrementos de esfuerzos.
- Las condiciones de deslizamiento completo y deslizamiento nulo. La consideración de deslizamiento nulo se considera para este estudio.
- La condición de deformación plana.
- Un revestimiento (anillo continuo) que se materializa y desarrolla su resistencia inmediatamente.
- Compatibilidad de esfuerzos y desplazamientos radiales en la interfaz terreno-revestimiento.
- El medio está sometido a un estado de esfuerzos inicial bidimensional.
- La interacción terreno-revestimiento se considera a partir de las relaciones de rigidez adimensionales propuestas por Burns y Richard (1964).

Pérez (2013) complementa la solución con las siguientes aportaciones:

- Distribución de esfuerzos más realista, asimétrica respecto al eje horizontal del túnel.
 - El efecto de las juntas sobre la rigidez del revestimiento.
-

Validación y aplicación

La primera consideración permite tomar en cuenta cada punto de la interfaz de contacto suelo-revestimiento de manera independiente, brindando la opción de considerar propiedades del suelo diferentes e interacciones con este, de acuerdo con las particularidades de cada punto. Esto se debe a que la solución original fue propuesta para túneles con gran profundidad o diámetros chicos, rodeados por un estrato homogéneo, asumiendo como hipótesis una distribución de presiones simétrica. La segunda consideración toma en cuenta el efecto de las juntas sobre la rigidez media del túnel con el parámetro de reducción de rigidez axial y flexional (α , Ec. 6-1).

La solución de ESP que se utiliza en la validación, da la distribución de presiones en el anillo, después que se deformó, considerando i) la rigidez media del revestimiento reducida por las aperturas de juntas y el daño, y ii) la redistribución de las presiones del suelo posterior a la interacción suelo-túnel; ambas consideraciones están asociadas un estado de deformación del túnel. Cabe mencionar que, la relación entre la rigidez media del túnel, la distribución de presiones y el estado de deformación de cada caso de estudio, se calibran comparando resultados entre el método analítico y de modelos numéricos.

$$\alpha = \frac{R_e}{R_g} \quad \text{Ec. 6-1}$$

donde:

R_e : Rigidez efectiva, que considera los efectos no lineales de los materiales y juntas.

R_g : Rigidez gruesa, que considera la sección transversal de las dovelas y el módulo de elasticidad del concreto.

6.1 Túneles en estratos homogéneos

El objetivo de esta primera etapa de la validación es evaluar de manera individual dos consideraciones utilizadas para definir los límites de servicio propuestos (sección 4.1). La primera consideración es la relación de presiones, que se supone como simétrica respecto a los ejes vertical y horizontal de los túneles analizados. La segunda consideración es la posición de las juntas, que se propone como la crítica para deformaciones en todos los casos presentados. Cabe explicar que K_0 es el coeficiente de esfuerzos horizontales y verticales efectivos en reposo del suelo, que en este caso rodea al túnel, a diferencia de K , que es un parámetro estructural que relaciona las presiones horizontales y verticales sobre el extradós del revestimiento, que resultan de la interacción suelo-túnel. La influencia de la posición de las juntas sobre la rigidez del túnel para calcular las presiones de ESP se considera por medio del parámetro de reducción de rigidez. Para este fin, se consideran como variables principales la relación de presiones del suelo y la posición de la junta continua, tomando en cuenta las distribuciones de presiones resultado de la interacción suelo-túnel, utilizando la solución de Einstein y Schwartz (1979) complementada por Pérez (2013).

6.1.1 Evaluación de la influencia de la relación de presiones

Se analiza la influencia de la relación de presiones tomando en cuenta las distribuciones de presiones de Einstein y Schwartz (1979) complementada por Pérez (2013). Se considera un túnel con cuatro diferentes cuantías de acero (Tabla 6-1) en cinco estratos homogéneos de suelo diferentes (Figura 6-1), dando como resultado un total de 20 casos de estudio. Para este análisis se utiliza la geometría del modelo base (B20) en su posición crítica para deformaciones de acuerdo con su distribución de presiones, por lo que la junta continua de los modelos se ubica en la cubeta (ϕ , Figura 6-2), que es la zona con mayor deformación radial. Los estratos se definen con el propósito de obtener distribuciones de presiones con diferentes K , y que cubran el intervalo de los límites propuestos.

Validación y aplicación

En la Figura 6-3 se muestran ejemplos de distribuciones de presiones, dos simétricas, otra correspondiente a la distribución de ESP del caso tres, calculada con α igual a 63. Las distribuciones de presiones simétricas se utilizaron para proponer los límites de servicio, en este caso se calcula a partir de la presión radial (ESP) media en la clave ($\theta=90$ grados) y la cubeta ($\theta=180$ grados). Estas distribuciones son simétricas respecto a los ejes vertical y horizontal de los túneles, además solo toman en cuenta los componentes radiales (σ simétrica). Las distribuciones de ESP son asimétricas tanto en el eje horizontal como en el vertical de los túneles, considerando las presiones radiales (σ ESP) y tangenciales ($\tau r \theta$ ESP) del suelo.

Tabla 6-1. Parámetros usados en el análisis en la primera etapa: influencia de K.

Parámetro	D_i (m)	η	n_j	ψ	ϕ_j	Concreto	ρ (%)
Valores	12.0	20	9	0.5	-90	C35	0, 0.5, 1.0 y 2.0

D_i : Diámetro interno

η : Relación de esbeltez

n_j : Número de juntas

ψ : Ancho relativo de la junta

ρ : Cuantía de acero

ϕ_j : Posición de la junta continua

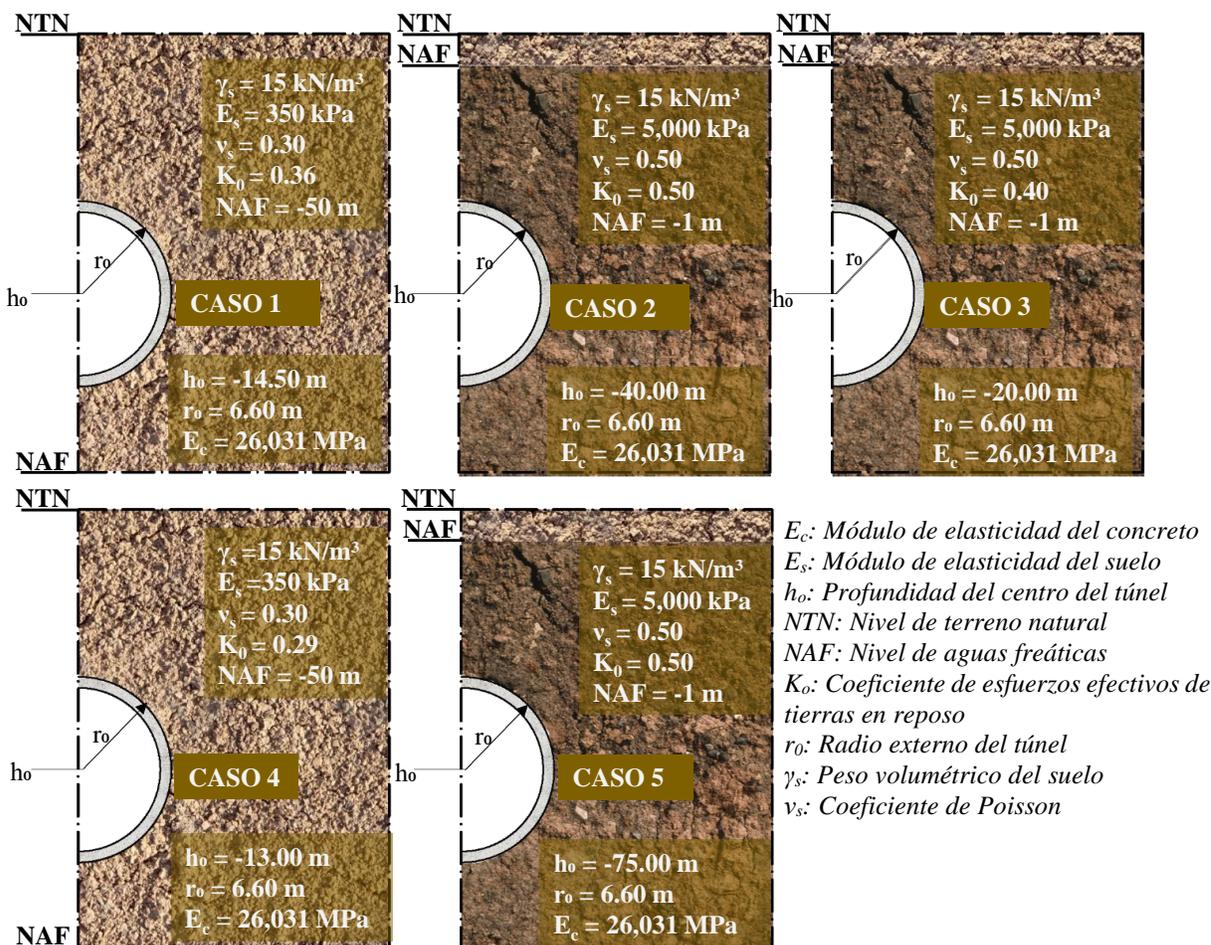


Figura 6-1. Túneles en estratos homogéneos con sus propiedades mecánicas.

Validación y aplicación

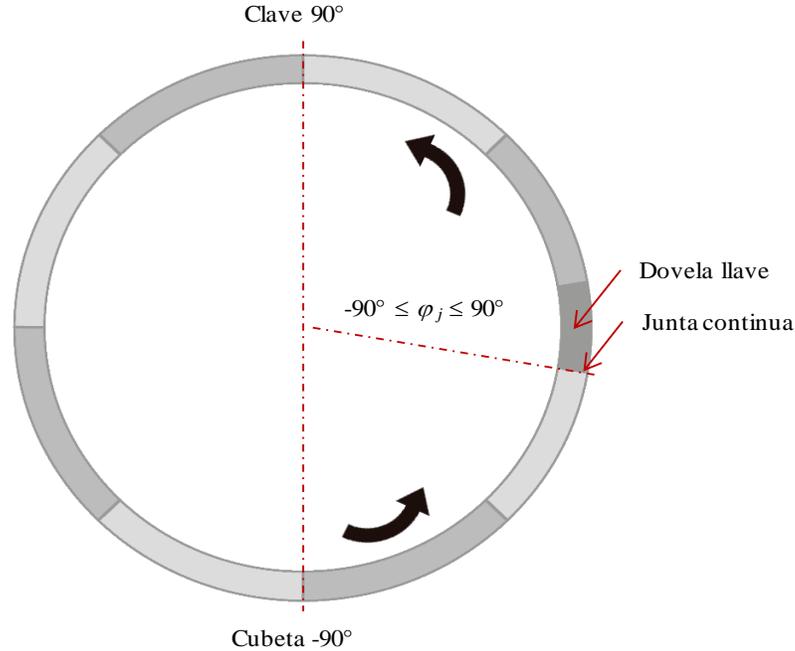


Figura 6-2. Posición de la junta continua en los modelos.

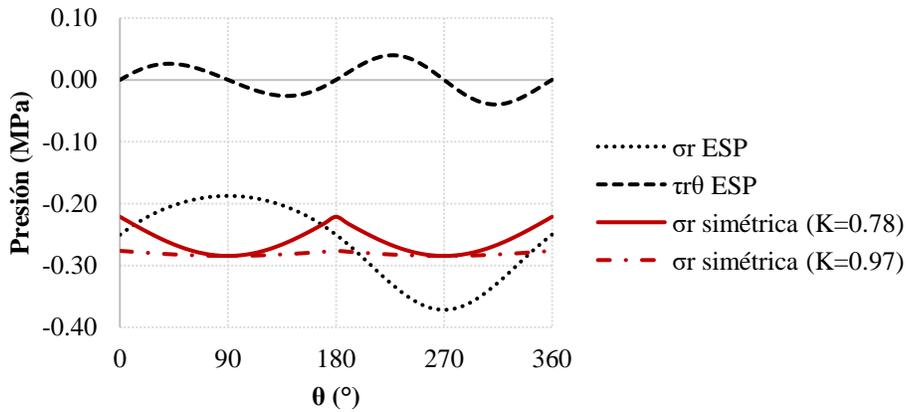


Figura 6-3. Distribución de presiones de ESP (caso 3, $K'_{inf}=0.98$ y $K'_{sup}=0.78$) y simétricas ($K=0.78$ y 0.97).

La asimetría horizontal de las distribuciones de presiones de ESP causa que en una misma sección de túnel existan dos relaciones de presiones, nombradas como superior e inferior en esta investigación. La relación de presiones superior (K'_{sup} , Ec.6-2) considera los componentes de las presiones entre la clave y el hastial (entre 0 y 90 grados, Figura 6-3). La relación de presiones inferior (K'_{inf} , Ec.6-2) toma en cuenta los componentes de presiones entre la cubeta y el hastial (entre 270 y 360 grados, Figura 6-3). Por ejemplo, en el caso tres, K'_{inf} y K'_{sup} son iguales a 0.98 y 0.78, respectivamente. Cabe indicar que el cálculo de K' requiere emplear las componentes de esfuerzos horizontales y verticales por debajo o por encima del eje horizontal del túnel, debido a que las componentes de las presiones σ_r ESP y $\tau_{r\theta}$ ESP tienen tendencias diferentes, presentando sus valores máximos en zonas distintas; a diferencia de K para las distribuciones simétricas, que solo consideran los valores en la clave y en un hastial.

Validación y aplicación

$$K' = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad \text{Ec. 6-2}$$

donde:

$$\sigma_{\min} = (|\sigma_{h\bar{x}}|, |\sigma_{v\bar{x}}|)$$

$$\sigma_{\max} = (|\sigma_{h\bar{x}}|, |\sigma_{v\bar{x}}|)$$

$|\sigma_{h\bar{x}}|$: El valor absoluto de la presión horizontal media evaluada de clave o cubeta al hastial, para el cálculo de K_{sup} o K_{inf} , respectivamente.

$|\sigma_{v\bar{x}}|$: El valor absoluto de la presión vertical media evaluada de clave o cubeta al hastial, para el cálculo de K_{sup} o K_{inf} , respectivamente.

σ_{\min} : El valor mínimo entre $|\sigma_{h\bar{x}}|$ y $|\sigma_{v\bar{x}}|$.

Con el objetivo de definir la relación de presiones (K') que gobierna el comportamiento de los túneles, y con ello la más adecuada para la aplicación de los límites, se comparan los comportamientos estructurales de los túneles con distribuciones de presiones simétricas y asimétricas; las asimétricas se calculan por la solución de ESP (Figura 6-3). Los comportamientos estructurales se cotejan por medio de los mapas de agrietamiento y las deformaciones de servicio.

Los mapas de agrietamiento corresponden a la deformación de servicio de los túneles (Figura 6-4 y Figura 6-5) con presiones simétricas y asimétricas. En los casos dos y tres, las presiones de ESP se aumentan en 15% manteniendo su distribución para rebasar el estado límite de servicio de estos casos. Se presentan las relaciones de K_{sup} y K_{inf} catalogándose de acuerdo con su valor máximo y mínimo (K_{\max} y K_{\min}), junto con su valor medio (K_{med}). Cabe indicar que, los mapas de agrietamiento con presiones asimétricas están rotados 90° para facilitar su comparación.

Cuando se comparan los mapas de agrietamiento con la K_{\min} de los túneles con presiones de ESP, se aprecia una mayor semejanza con los mapas de agrietamiento de los túneles base de esta investigación. En contraste, cuando se considera K_{\max} y K_{med} , los mapas no se relacionan. Por lo anterior se concluye que la relación de presiones mínima es la que gobierna el comportamiento estructural de los túneles. Se hace notar que los túneles con distribuciones de presiones asimétricas desarrollan mayores efectos de acoplamiento en K elevadas ($K \geq 0.8$), en comparación con los túneles con presiones simétricas. Esto último es consecuencia de las diferentes distribuciones de presiones y los diferentes comportamientos estructurales, que pueden compartir una misma relación de presiones.

Se comparan las deformaciones de servicio de los túneles con distribuciones de presiones simétricas (MB) y asimétricas (EI), mediante su K_{\min} y con una misma cuantía de acero y (Figura 6-6 y Figura 6-7). Los túneles sin refuerzo ($\rho=0\%$, Figura 6-6) en el dominio de la relación de presiones, muestran una tendencia de incremento al pasar del dominio de la flexión al de la compresión, independientemente de la distribución de presiones aplicada. En las comparaciones de las distorsiones de servicio de los casos con menor y mayor K , se observa que las deformaciones de los túneles con presiones simétricas son menores hasta en 30 y 13%, respectivamente.

Las deformaciones de servicio de los túneles con refuerzo estructural bajo ($\rho=0.5\%$, Figura 6-7) muestran de igual manera una tendencia creciente al pasar del dominio de la flexión al de la compresión. Cuando se comparan las distorsiones de servicio entre túneles con diferentes tipos de distribución de presiones, en el dominio de la compresión, se aprecia como sus diferencias llegan hasta en 19% en el intervalo de la distorsión, limitadas por fallas por el aplastamiento de las juntas ($K > 0.8$). En el dominio de la flexión, se alcanzan deformaciones muy cercanas con diferencias menores de 1%. Por su parte, en túneles con refuerzo estructural alto ($\rho=1.0$ y 2.0% , Figura 6-7) las diferencias en el dominio de la compresión se mantienen similares (hasta en 24%). En contraste, en los túneles en el dominio de la flexión, se incrementan sus diferencias a medida que los túneles con las presiones asimétricas reducen la distorsión de servicio (hasta en 26%).

Validación y aplicación

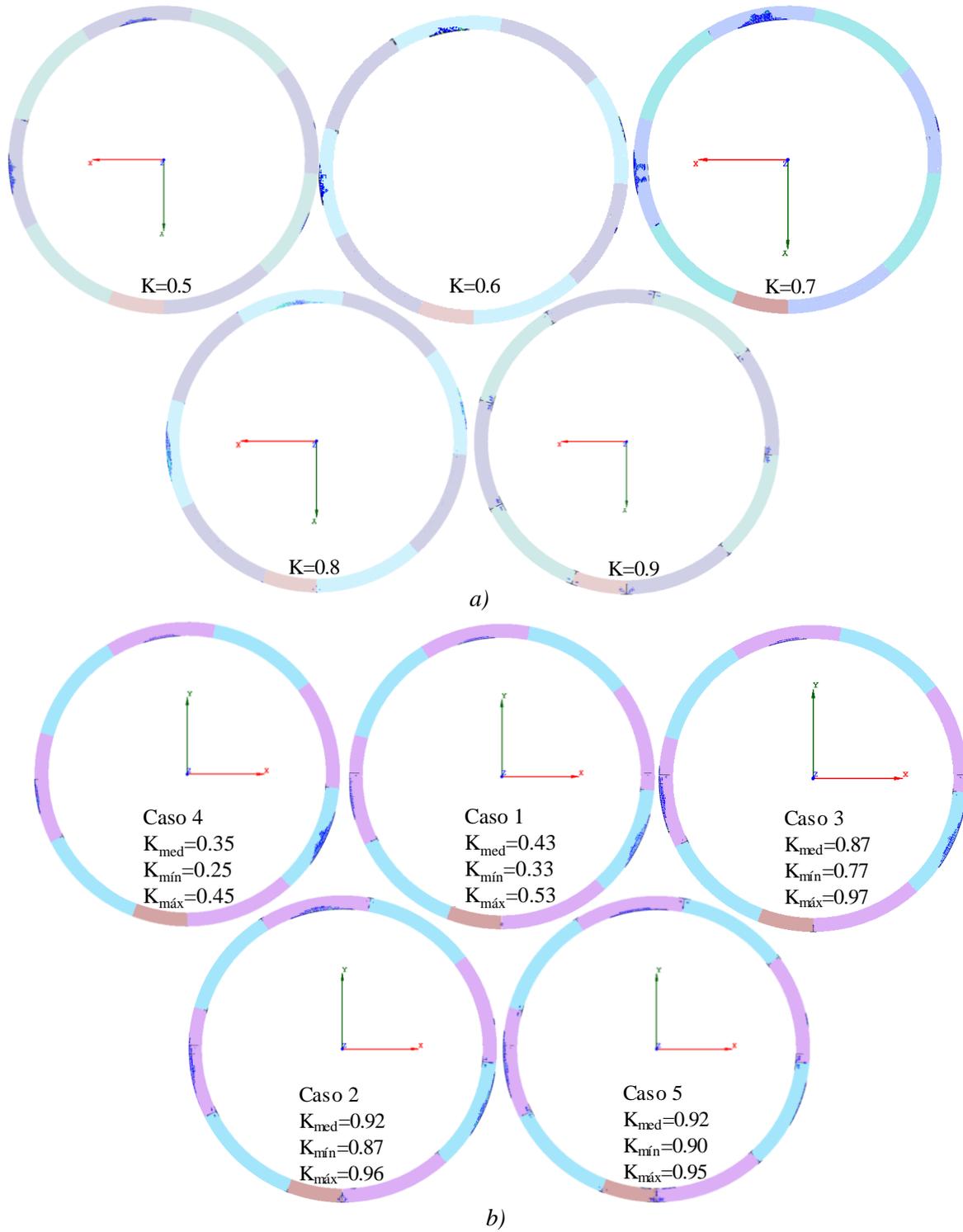


Figura 6-4. Comparación de mapas de agrietamiento de túneles sin refuerzo ($\rho=0\%$): a) presiones simétricas; b) presiones Einstein y Schwartz.

Validación y aplicación

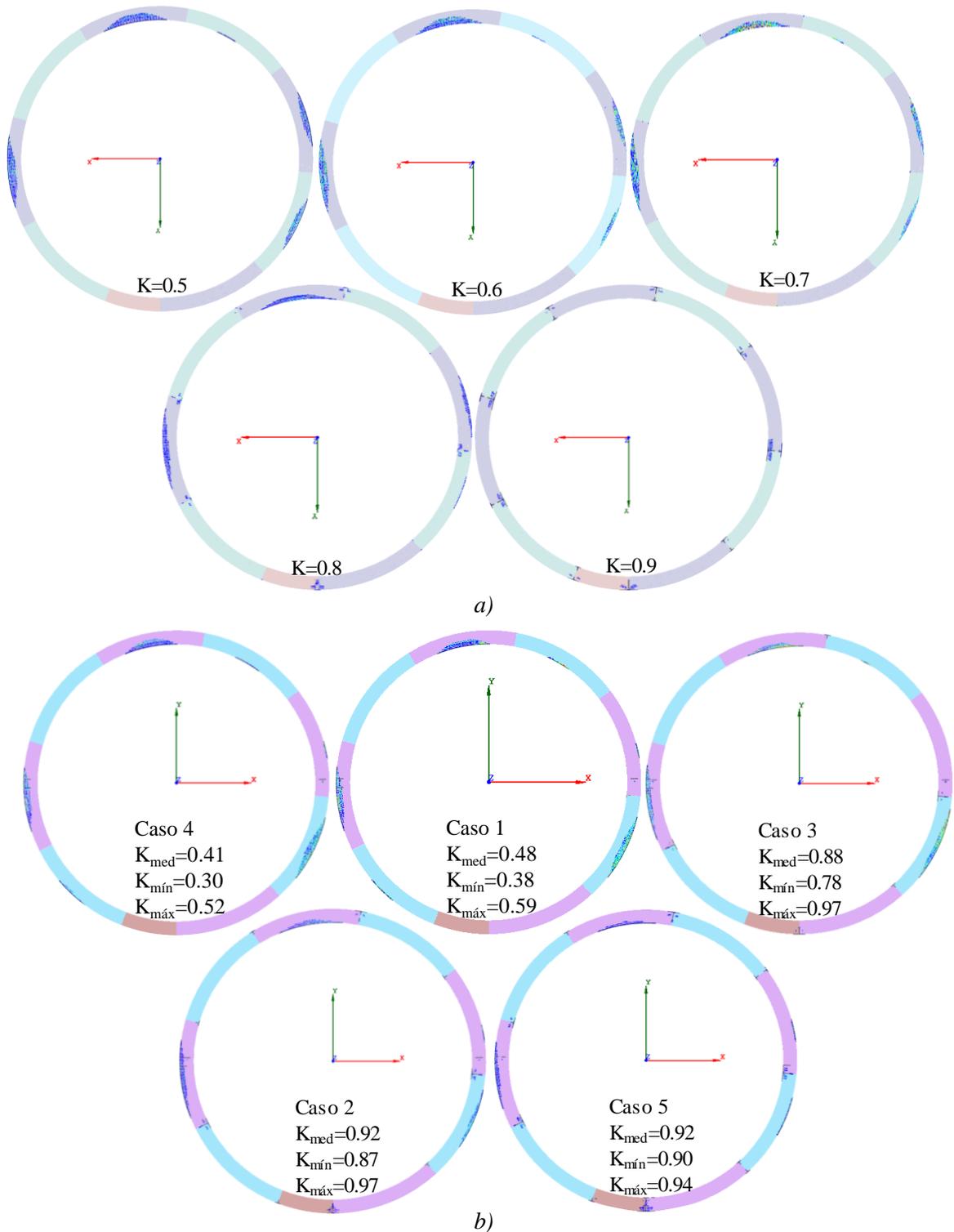


Figura 6-5. Comparación de mapas de agrietamiento de túneles con refuerzo ($\rho=1.0\%$): a) presiones simétricas; b) presiones Einstein y Schwartz.

Validación y aplicación

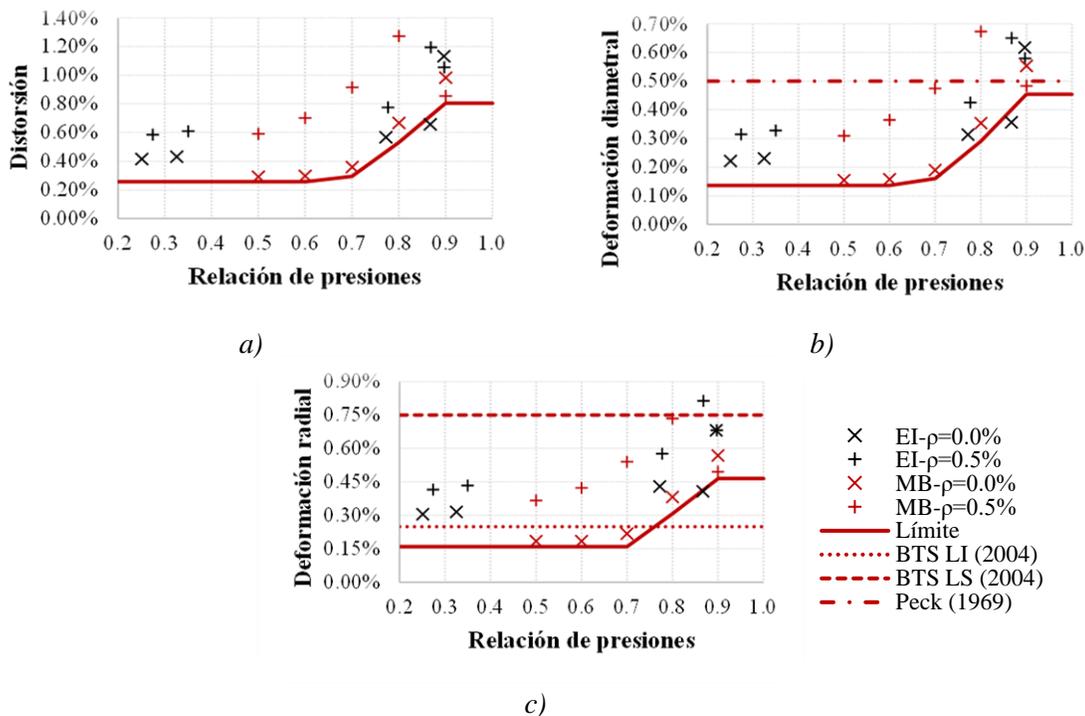


Figura 6-6. Comparación de las deformaciones y límites de servicio de túneles sin refuerzo estructural: a) distorsión; b) deformación diametral; c) deformación radial.

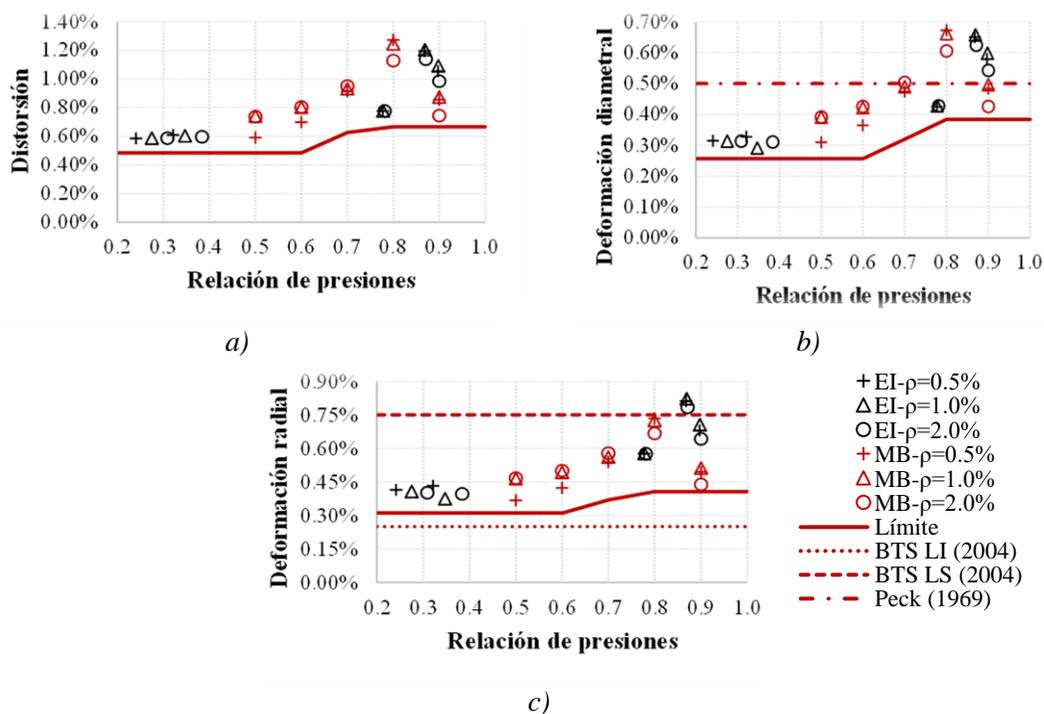


Figura 6-7. Comparación de las deformaciones y límites de servicio de túneles con refuerzo estructural: a) distorsión; b) deformación diametral; c) deformación radial.

Validación y aplicación

Las diferencias de las deformaciones de servicio obtenidas entre los túneles, con distribuciones de presiones simétricas y asimétricas son consecuencias de la posición crítica de las dovelas. En los túneles en los que se aplicaron distribuciones de presiones asimétricas, se alcanzan mayores deformaciones radiales en la zona de la junta continua, en comparación con los túneles con distribuciones de presiones simétricas. Esto causa que se presenten mayores efectos de acoplamiento en los anillos de los túneles con distribuciones de presiones asimétricas. Esto último incrementa el dominio de la flexión en relaciones de presiones elevadas ($K > 0.7$) en los túneles con presiones asimétricas. Esto se aprecia en los mapas de agrietamiento (Figura 6-4 y Figura 6-5). Asimismo, la combinación de la asimetría de las distribuciones de presiones y la posición crítica de las juntas para deformaciones, ocasiona diferencias entre 18 y 38% al comparar las deformaciones radiales con las diametrales, por lo que es un error considerar que las deformaciones radiales y diametrales son iguales en un túnel dovelado.

En el dominio de la flexión, las deformaciones de servicio de los túneles sin refuerzo se definen por el ancho de sus grietas. En estos casos las deformaciones de servicio aumentan por el efecto de la asimetría de las presiones. En contraste, las deformaciones de servicio de los túneles con refuerzo en el dominio de la flexión se limitan a causa de las aperturas de sus juntas. Como consecuencia de esto, las deformaciones de servicio se presentan en un mismo valor en cuantías bajas ($\rho = 0.5\%$) y, a medida que la cuantía se aumenta ($\rho = 1.0$ y 2.0%), la deformación de servicio se reduce por el efecto de las presiones asimétricas. Por su parte, en el dominio de la compresión, por ser el aplastamiento de la junta el factor determinante de las deformaciones de servicio, los túneles con presiones asimétricas presentan mayores deformaciones, debido al aumento de la apertura de sus juntas, causando mayores efectos de acoplamiento en comparación con los túneles con presiones simétricas. Esto último se aprecia en los mapas de agrietamiento (Figura 6-4 y Figura 6-5). Cabe mencionar que, en el intervalo entre el dominio de la flexión y compresión (K entre 0.75 y 0.85), los túneles con distribuciones de presiones asimétricas desarrollaron menores deformaciones de servicio, causadas por la mayor participación de la flexión en las relaciones de presiones elevadas.

Los límites de servicio propuestos para túneles con η de 20 y las deformaciones empíricas se comparan con las deformaciones de servicio de los túneles con presiones asimétricas en sus respectivos dominios (Figura 6-6 y Figura 6-7). Como se ha mencionado, en el caso de la distorsión de servicio no existe alguna recomendación relacionada con el estado de servicio de los túneles. Las diferencias negativas se consideran del lado de la inseguridad y las diferencias positivas se toman del lado de la seguridad.

El límite de servicio se coteja con las distorsiones de servicio en la Figura 6-6a y la Figura 6-7a. El límite de distorsión para túneles sin refuerzo presenta diferencias entre 22 y 137% en el dominio de la flexión y entre -8 y 67% en el dominio de la compresión. Por su lado, el límite para túneles con refuerzo muestra diferencias entre 18 y 25% en el dominio de la flexión y entre 48 y 81% en el dominio de la compresión. Únicamente un caso de diez no es cubierto por el límite para túneles sin refuerzo, siendo menor en -8%, presentándose en la zona de transición de la flexión al de la compresión. Esto es consecuencia del mayor dominio de la flexión en relaciones de presiones elevadas que se desarrolla en los túneles con presiones de Einstein y Schwartz, reduciendo su deformación de servicio. Los límites de servicio cubrieron el 95% del total de los casos de estudio.

Con base en los resultados se concluye que el límite de servicio de los túneles con y sin refuerzo estructural muestra un buen comportamiento respecto a las deformaciones de servicio menores de cada caso, al ser cercano a las deformaciones de servicio mínimas. Las diferencias entre los límites y las deformaciones de servicio son consecuencia de la reducción de los límites, para considerar el efecto del ancho relativo de las juntas, los picos en el dominio de las relaciones de presiones y las envolventes de las combinaciones paramétricas críticas (cuantía de acero y propiedades del concreto).

Validación y aplicación

Los límites de servicio y el criterio de Peck (1969) se evalúan con las deformaciones diametrales de servicio (Figura 6-6b y Figura 6-7b). En el caso del límite para túneles sin refuerzo estructural se muestran diferencias entre -11 y 140%, que están del lado de la inseguridad en el 10% de los casos (un solo caso). En contraste, el criterio de Peck muestra diferencias entre -56 y 30%, sin cubrir el 70% de los casos. El límite de servicio para túneles con refuerzo estructural muestra diferencias de entre 72 y 13%, y todos los casos están cubiertos. En el caso del criterio de Peck, se presentan diferencias entre 31 y -42%, el 60% de los túneles rebasan su estado límite de servicio antes de llegar a la deformación recomendada. De esta comparación se considera que el criterio de Peck únicamente es adecuado para túneles que trabajan en el dominio de la compresión, a diferencia de los límites propuestos, que cubren el estado de servicio de la gran mayoría de los casos (95% del total de casos).

Se evalúan los límites de servicio para túneles y el intervalo recomendado por la BTS (2004) con las deformaciones radiales de servicio (Figura 6-6c y Figura 6-7c). En el caso de los túneles sin refuerzo estructural, el intervalo de la BTS no incluye el 10% de los casos (un caso), que están del lado de la seguridad. El límite de servicio para túneles sin refuerzo estructural cubre el 90% de los casos, con diferencias entre 171 y -1.4%. El 80% de las deformaciones de servicio de los túneles con refuerzo estructural se presentan dentro del intervalo recomendado de la BTS, y el 20% restante se encuentra del lado de la seguridad. Por su parte, el límite de servicio para deformación radial de los túneles con refuerzo estructural cubre todos los casos del lado de la seguridad, y muestra diferencias entre 21 y 102%. De esta comparación, se concluye que el intervalo recomendado a pesar de contener la mayoría de los casos (85% del total de casos), no tiene el alcance para determinar una deformación adecuada para cada túnel en particular, debido a la ausencia de información adicional, que causa incertidumbre de cual valor dentro del intervalo utilizar. Por ejemplo, si se comparan los límites superior e inferior del intervalo con las deformaciones de servicio, se presentan diferencias de hasta en -50 y 225% en los túneles sin refuerzo y entre -43 y 229% en los túneles con refuerzo. Los límites para deformación de servicio por brindar una deformación para cada túnel en particular, reducen la diferencia máxima a la mitad, cubriendo prácticamente todos de casos.

Los límites de servicio propuestos cubren la mayoría (95%) de los túneles dentro de un solo estrato. Estos presentan diferencias significativas del lado de la seguridad. No obstante, estas diferencias son el resultado en gran medida de la fuerte influencia que tienen los parámetros estructurales sobre las deformaciones de servicio de los túneles. Por otra parte, el límite de Peck no cubre el 65% del total de los casos. El intervalo de la BTS puede presentar grandes diferencias con el estado límite de servicio por la ausencia de información para su aplicación. Por lo anterior, se considera que los límites de servicio son una buena herramienta para el diseño de los túneles dovelados en estratos homogéneos con diferentes relaciones de presiones.

Validación y aplicación

6.1.2 Evaluación de la influencia de la posición de las juntas respecto a la carga

Se evalúa la influencia de la posición de la junta continua (φ_j , Figura 6-2 y Tabla 6-2) sobre el comportamiento estructural de los túneles. Para ello, se utilizan los modelos utilizados en la primera parte de este análisis con (1.0%) y sin refuerzo estructural (0.0%) con presiones asimétricas calculadas con la solución de ESP. La posición de la junta continua se analiza de -90 a 90 grados en intervalos de 45 grados, considerando la simetría en el eje vertical de la distribución de presiones. Se definen dos estratos homogéneos (Figura 6-8), uno en condiciones sin abatimiento y otro en condiciones abatidas. En este estudio se desarrollan un total de 20 casos.

Tabla 6-2. Parámetros usados en la primera etapa: influencia de φ_j .

Parámetro	D_i (m)	η	n_j	ψ	φ_j	Concreto	ρ (%)
Valores	12.0	20	9	0.5	90, 45, 0, -45 y -90	C35	0 y 1.0

D_i : Diámetro interno

η : Relación de esbeltez

n_j : Número de juntas

ψ : Ancho relativo de la junta

ρ : Cuantía de acero

φ_j : Posición de la junta continua

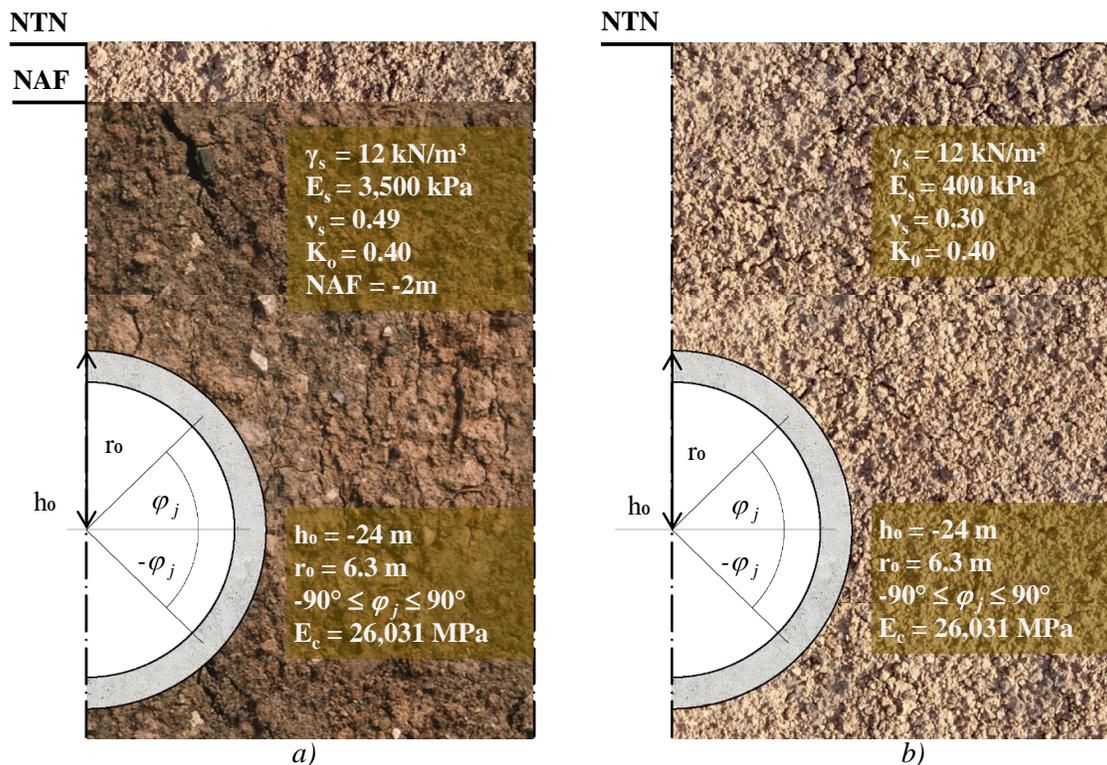


Figura 6-8. Túneles en estratos homogéneos, cambiando el ángulo de la junta crítica (φ_j):
a) condición sin abatimiento; b) condición abatida.

Validación y aplicación

El porcentaje de las presiones de ESP en la que se rebasa el estado límite de servicio se presentan en la Tabla 6-3, donde 100% es el total de la presión calculada. En algunos casos, en condiciones sin abatimiento, se aumentan las presiones a más del 100%, con el objetivo de obtener la deformación de servicio. Esto significa que en estos casos el estado límite de servicio de los túneles no se rebasa con la presión de ESP.

Tabla 6-3. Porcentaje de presiones para las deformaciones de servicio.

Tipo	Caso	ϕ_i	ρ (%)	Condición	<i>Porcentaje de la presión de ESP</i> (%)
Túneles sin refuerzo estructural	1	90	0.0	CA	63
	2	45	0.0	CA	69
	3	0	0.0	CA	69
	4	-45	0.0	CA	69
	5	-90	0.0	CA	72
	6	90	0.0	SA	155
	7	45	0.0	SA	171
	8	0	0.0	SA	190
	9	-45	0.0	SA	170
	10	-90	0.0	SA	187
Túneles con refuerzo estructural	11	90	1.0	CA	51
	12	45	1.0	CA	58
	13	0	1.0	CA	53
	14	-45	1.0	CA	56
	15	-90	1.0	CA	44
	16	90	1.0	SA	290
	17	45	1.0	SA	295
	18	0	1.0	SA	299
	19	-45	1.0	SA	310
	20	-90	1.0	SA	230

CA: Con abatimiento

SA: Sin abatimiento

ρ : Cuantía de acero

ϕ_i : Posición de la junta continua

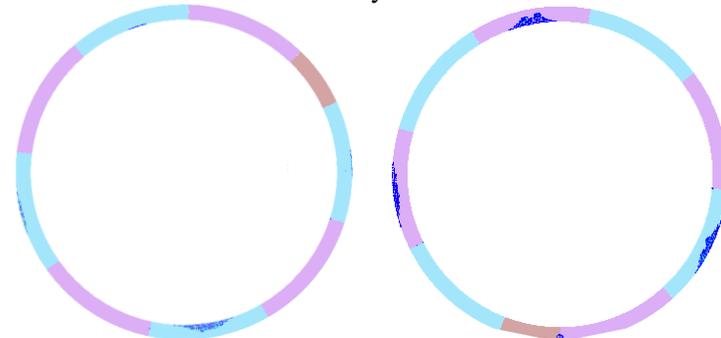
Porcentaje de la presión ESP: Porcentaje de la presión en la que se rebasa el Estado Límite de Servicio

Los mapas de agrietamiento de los túneles con las posiciones de juntas, donde se presentan las mayores y menores deformaciones de servicio, se analizan en la Figura 6-9. Los patrones de daño presentan trabajos mecánicos diferentes por el cambio de las posiciones de sus juntas. Esto es resultado de la modificación de la rigidez del túnel respecto a las distribuciones de presiones del suelo, causada por el cambio de la posición de sus juntas. Por ejemplo, en las posiciones de 45 y -45 grados el túnel es más rígido, en contraste en las posiciones de 90, 0 y -90 grados la estructura es más flexible. Estas diferencias afectan la distribución del daño, permitiendo el cambio de deformaciones inelásticas causadas por las aperturas de las juntas a deformaciones inelásticas por los daños de las dovelas o viceversa.

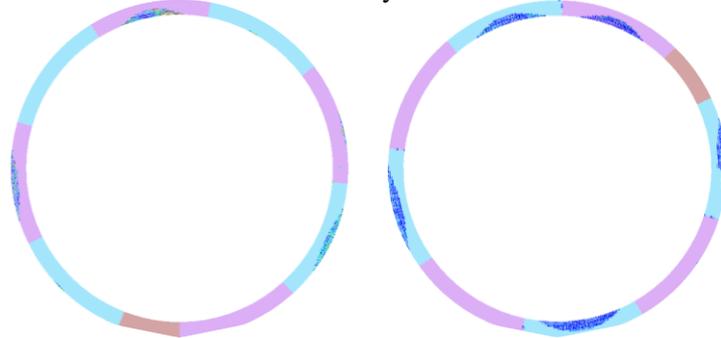
Validación y aplicación



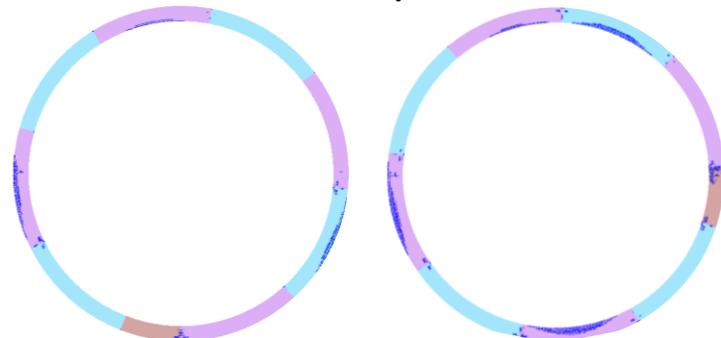
Menor deformación ($\varphi_j = -45$) Mayor deformación ($\varphi_j = 0$)
Casos sin refuerzo y sin abatimiento



Menor deformación ($\varphi_j = 45$) Mayor deformación ($\varphi_j = -90$)
Casos sin refuerzo y con abatimiento



Menor deformación ($\varphi_j = -90$) Mayor deformación ($\varphi_j = 45$)
Casos con refuerzo y sin abatimiento



Menor deformación ($\varphi_j = -90$) Mayor deformación ($\varphi_j = 45$)
Casos con refuerzo y con abatimiento

Figura 6-9. Mapas de agrietamiento de túneles en las posiciones de juntas con mayores y menores distorsiones de servicio.

Validación y aplicación

Las distorsiones de servicio se analizan en el dominio de la posición de la junta continua (Figura 6-10 y Figura 6-11). Los túneles sin refuerzo presentan relaciones de presiones de 0.45 y 0.84 con y sin abatimiento, respectivamente. En estos casos, los túneles con mayor flexibilidad alcanzan mayores distorsiones de servicio, consecuencia de las aperturas de sus juntas que les permiten obtener mayores deformaciones, siempre que las dovelas soporten los efectos de acoplamiento. Debido a la ausencia del refuerzo, la capacidad a flexión del túnel es determinada en gran medida por su carga axial. Por lo anterior, el túnel con K igual 0.84 muestra tres posiciones (90, 0 y -90) con mayores distorsiones de servicio, que llega a incrementar en 40%. Por su parte, el túnel con K de 0.45 solo presenta dos posiciones (90 y -90) con mayores distorsiones de servicio que llegan a crecer en 73%. En los casos sin refuerzo, las posiciones de las juntas continuas más críticas para las distorsiones de servicio son 45 y -45 grados, únicamente en el túnel con K igual a 0.45 se presenta la posición de 0 grado como crítica, adicionalmente. En todas las posiciones de juntas de ambos túneles el factor que determina las distorsiones de servicio es el ancho de grieta.

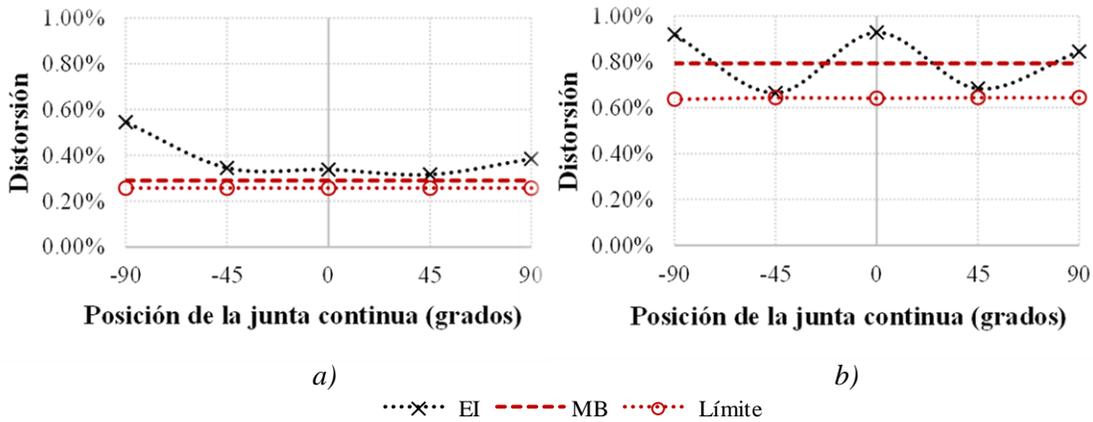


Figura 6-10. Influencia de la posición de la junta continua sobre la distorsión de servicio de túneles sin refuerzo: a) con abatimiento; b) sin abatimiento.

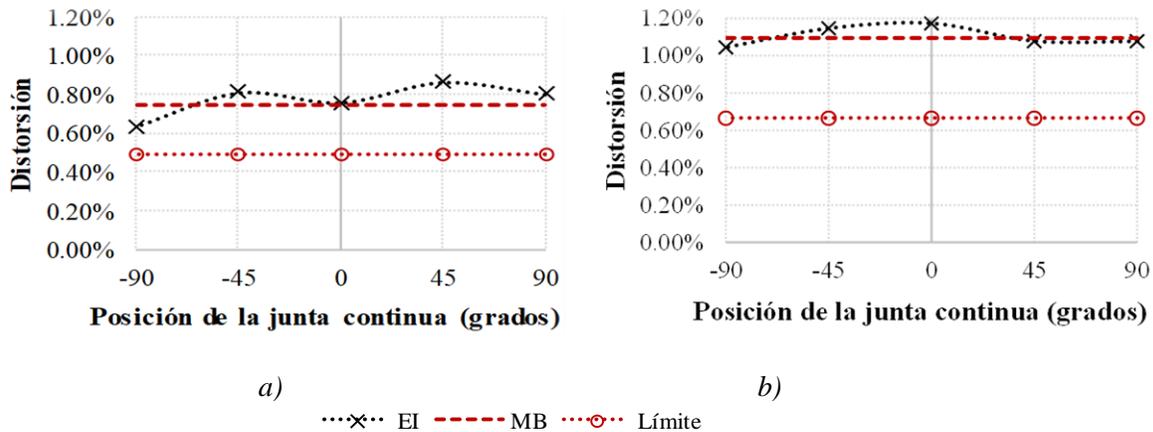


Figura 6-11. Influencia de la posición de la junta continua sobre la distorsión de servicio de túneles con refuerzo: a) con abatimiento; b) sin abatimiento.

Validación y aplicación

Los túneles con refuerzo (Figura 6-11) presentan relaciones de presiones de 0.50 y 0.84 con y sin abatimiento, respectivamente. El túnel con K igual a 0.50 desarrolla mayor dominio de la flexión en las posiciones de juntas (45 y -45) que rigidizan al túnel, permitiendo que este alcance mayores distorsiones de servicio, llegando a aumentarse hasta en 37%. Esto es consecuencia del mecanismo de deformación del túnel. En posiciones rígidas, la deformación del túnel se desarrolla de una manera balanceada entre las aperturas de las juntas y los daños de las dovelas. En contraste, en las posiciones flexibles, el túnel se deforma en mayor parte por medio de las aperturas de las juntas. Por lo anterior, los factores que determinaron las distorsiones de servicio en las posiciones de 45 y -45 grados es el ancho de las grietas; en tanto, en las posiciones de 90, 0 y -90 grados, su factor limitante es la apertura de las juntas. En cambio, el túnel con K de 0.84 muestra una menor influencia de la posición de las juntas continuas sobre las distorsiones de servicio, presentando un cambio máximo de 12%, siendo el factor determinante el daño de sus juntas. Esta reducción de la influencia de la posición de las juntas se debe a la reducción de las aperturas de las juntas, causada por la fuerte carga axial del anillo y la mayor resistencia a flexión de sus dovelas.

En un primer paso, se comparan las distorsiones de servicio (Figura 6-10 y Figura 6-11) obtenidas de los modelos bases (MB) con distribuciones de presiones simétricas y de los túneles de esta validación (EI) con distribuciones asimétricas. Las distorsiones de servicio de los modelos base cubren el 85% de las distorsiones de servicio de los túneles con diferentes posiciones de la junta continua, dejando descubiertos tres casos. Esto demuestra que las consideraciones de las distribuciones de presiones simétricas y la posición de juntas utilizada en los análisis paramétricos son acertadas.

En el segundo paso, se comparan las distorsiones de servicio de los túneles con diferentes posiciones de juntas con sus respectivos límites de servicio. Los límites de servicio cubren todos los casos, independientemente de la posición de sus juntas. En los túneles sin refuerzo las posiciones críticas presentan diferencias de 23 y 3% en las condiciones con y sin abatimiento, respectivamente (Figura 6-12a). Por su parte, los túneles con refuerzo en sus respectivas posiciones críticas muestran diferencias de 30 y 57% en las condiciones con y sin abatimiento, respectivamente (Figura 6-12b). En paralelo, la influencia de la posición de las juntas puede ocasionar márgenes de seguridad con los límites de servicio de hasta en 178 y 212% en los túneles con y sin refuerzo, respectivamente. Se hace notar que estas diferencias un tanto conservadoras, se deben a que los límites de servicio propuestos cubren una familia de túneles con diferentes cuantías de acero y propiedades de concreto, que uno de sus objetivos es garantizar el estado de servicio de estas estructuras, independiente de la posición de sus juntas.

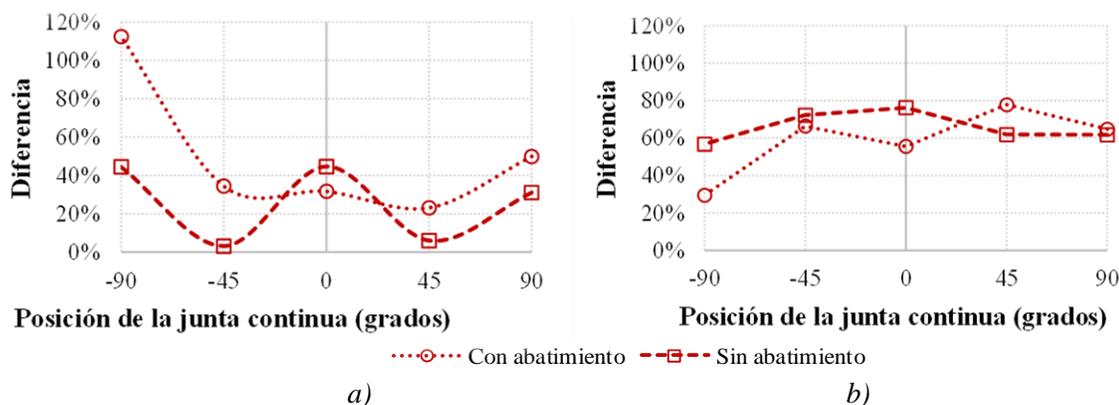


Figura 6-12. Diferencias entre los límites y las distorsiones de servicio: a) sin refuerzo; b) con refuerzo.

Validación y aplicación

Basado en los resultados de este análisis, se considera que los límites de servicio propuestos presentan un buen resultado al cubrir a los túneles dovelados en cualquier posición. La influencia de la posición de las juntas puede generar escenarios críticos que desarrollan menores distorsiones de servicio. Por lo anterior, se toma en cuenta este parámetro como una variable adicional para el análisis de los túneles en estratigrafías con múltiples horizontes.

6.2 Túneles en estratigrafías con múltiples horizontes

Con el objetivo de validar los límites de servicio propuestos y empíricos (Peck, 1969; BTS 2004), estos se comparan con la deformación de servicio de 48 casos de estudio. Estos casos contemplan aleatoriamente variables que se pueden presentar en proyectos de túneles dovelados (Tabla 6-4). Los casos de estudio se dividen en 24 túneles sin refuerzo estructural y 27 con refuerzo estructural. Se tomaron en cuenta tres casos con cuantías de acero igual a 0.5%, para evaluar los límites de túneles con y sin refuerzo estructural. Los túneles dovelados se plantean en cuatro estratigrafías diferentes, que se componen por cuatro horizontes cada una: dos formaciones arcillosas, una superior (FAS) y otra inferior (FAD); con dos capas duras nombradas superior (CDS) e inferior (CDI), respectivamente. Los casos propuestos para este análisis se muestran en la Figura 6-13, donde los túneles se representan mediante sus fibras verticales extremas del extradós (D_{ext}) y su centro (H_o). Las propiedades de los suelos se describen en la Tabla 6-5.

Las consideraciones para cada variable se mencionan a continuación:

- El diámetro interno (D_i) se define entre 6 y 12 m.
- La relación de esbeltez (η) se evalúa de 14 a 32.
- El espesor (e) se determina en múltiplos de 5 cm.
- El número de juntas entre dovelas (n_j) se considera entre 7 y 9.
- La cuantía de acero (ρ) se define entre 0.0 y 2.0%.
- Las propiedades mecánicas del concreto (E , f_c , f_t y G_{β}) corresponden a concretos con f_c entre 35 y 55 MPa en pasos de 5 MPa, de acuerdo con NTC DCEC (2017).
- La profundidad del centro del túnel (h_o) se evalúa a partir de 15m hasta la profundidad de la capa dura inferior de acuerdo con cada estratigrafía.
- La posición de la junta continua (φ_j) se considera de -90 a 90 grados en pasos de 15 grados.
- Las cuatro estratigrafías contienen la mitad de los casos en condiciones con abatimiento (CA), y la otra mitad sin abatimiento (SA).
- EL nivel de agua freática (NAF) en condiciones sin abatimiento en todos los casos se supone igual a -2.0 m.

Las distribuciones de presiones se calculan por la solución de Einstein y Schwartz (1979) complementada por Pérez (2013). Los porcentajes de la presión de ESP en la que rebasan el estado límite de servicio se presentan en la Tabla 6-4 (PPESP), donde 100% es el total de la presión calculada. En algunos casos, en condiciones sin abatimiento, se incrementan las presiones a más del 100% con el fin de obtener la deformación de servicio de cada caso. Para los fines de esta evaluación se acepta como criterio que, a partir de una diferencia menor de -5% entre la deformación de servicio y la recomendación o límite, el túnel no se considera como cubierto por la recomendación o límite, respectivamente.

Validación y aplicación

Tabla 6-4. Parámetros usados en la segunda etapa.

Tipo	Caso	D_i (m)	n_j	e (m)	η	ρ (%)	f_c (MPa)	φ_j (grados)	Est.	h_o (m)	Condición	h_o (m)	PPESP (%)
Túneles sin refuerzo estructural	1	9.00	8	0.30	30.00	0.10	40	-15	1	-20	SA	-20	86
	2	9.75	8	0.35	27.86	0.20	35	-75	1	-30	SA	-30	167
	3	7.00	7	0.30	23.33	0.30	50	75	1	-25	SA	-25	219
	4	12.00	9	0.50	24.00	0.20	50	-30	1	-13	CA	-13	83
	5	8.25	8	0.40	20.63	0.40	45	15	1	-25	CA	-25	91
	6	8.25	8	0.30	27.50	0.00	40	-90	1	-34	CA	-34	53
	7	7.00	7	0.25	28.00	0.30	55	15	2	-33	SA	-33	204
	8	10.75	9	0.75	14.33	0.20	45	-30	2	-70	SA	-70	288
	9	11.50	9	0.60	19.17	0.00	40	15	2	-53	SA	-53	186
	10	6.75	7	0.25	27.00	0.40	40	90	2	-70	CA	-70	72
	11	6.25	7	0.40	15.63	0.40	50	30	2	-49	CA	-49	66
	12	12.00	9	0.40	30.00	0.30	40	-60	2	-27	CA	-27	71
	13	8.25	8	0.45	18.33	0.30	45	45	3	-45	SA	-45	300
	14	10.00	9	0.55	18.18	0.30	55	75	3	-32	SA	-32	619
	15	6.75	7	0.35	19.29	0.00	40	-30	3	-20	SA	-20	251
	16*	10.00	9	0.35	28.57	0.50	45	60	3	-17	CA	-17	70
	17	9.75	8	0.55	17.73	0.00	55	0	3	-46	CA	-46	70
	18	10.00	9	0.40	25.00	0.10	40	-30	3	-27	CA	-27	107
	19	10.75	9	0.40	26.88	0.00	55	-90	4	-59	SA	-59	165
	20	9.00	8	0.60	15.00	0.30	45	-75	4	-28	SA	-28	523
	21*	9.50	8	0.35	27.14	0.50	50	-45	4	-41	SA	-41	220
	22	6.75	7	0.30	22.50	0.00	45	-75	4	-60	CA	-60	33
	23	10.00	9	0.70	14.29	0.10	50	30	4	-19	CA	-19	88
	24	10.50	9	0.45	23.33	0.30	40	15	4	-51	CA	-51	61
Túneles con refuerzo estructural	25	9.50	8	0.50	19.00	1.20	40	-75	1	-18	SA	-18	354
	26	12.00	9	0.70	17.14	2.00	50	60	1	-33	SA	-33	333
	27	11.00	9	0.75	14.67	0.60	55	15	1	-24	SA	-24	464
	28	9.00	8	0.35	25.71	1.40	55	0	1	-12	CA	-12	52
	29	7.00	7	0.45	15.56	0.60	40	75	1	-26	CA	-26	63
	30	8.50	8	0.60	14.17	0.60	35	-75	1	-33	CA	-33	63
	31	6.75	7	0.25	27.00	1.40	40	90	2	-31	SA	-31	195
	32	8.25	8	0.30	27.50	1.80	55	-45	2	-50	SA	-50	198
	33	8.25	8	0.45	18.33	1.40	40	-90	2	-55	SA	-55	186
	34	8.25	8	0.50	16.50	1.20	50	-45	2	-70	CA	-70	56
	35	6.75	7	0.30	22.50	1.60	35	60	2	-53	CA	-53	60
	36	7.75	7	0.40	19.38	1.00	55	0	2	-12	CA	-12	68
	37	9.50	8	0.40	23.75	0.60	45	-45	3	-34	SA	-34	195
	38	10.50	9	0.55	19.09	1.20	50	-15	3	-22	SA	-22	293
	39	8.00	8	0.35	22.86	1.60	50	-45	3	-47	SA	-47	228
	40	7.50	7	0.35	21.43	1.60	40	90	3	-20	CA	-20	46
	41	8.75	8	0.35	25.00	1.00	50	-90	3	-35	CA	-35	42
	42	8.00	8	0.40	20.00	0.60	40	-15	3	-47	CA	-47	67
	43	9.50	8	0.40	23.75	2.00	55	15	4	-21	SA	-21	346
	44	7.00	7	0.40	17.50	0.80	40	60	4	-41	SA	-41	255
	45	7.00	7	0.45	15.56	0.60	35	0	4	-60	SA	-60	230
	46	10.00	9	0.35	28.57	0.60	50	45	4	-39	CA	-39	62
	47	8.00	8	0.45	17.78	1.40	50	75	4	-15	CA	-15	57
	48	11.00	9	0.35	31.43	0.60	45	-45	4	-59	CA	-59	49

Est.: Estratigrafía

CA: Con abatimiento

PPESP: Porcentaje de la presión de ESP en la que se rebasa el ELS

SA: Sin abatimiento

*: Casos que se consideraran para los límites para túneles con y sin refuerzo

Validación y aplicación

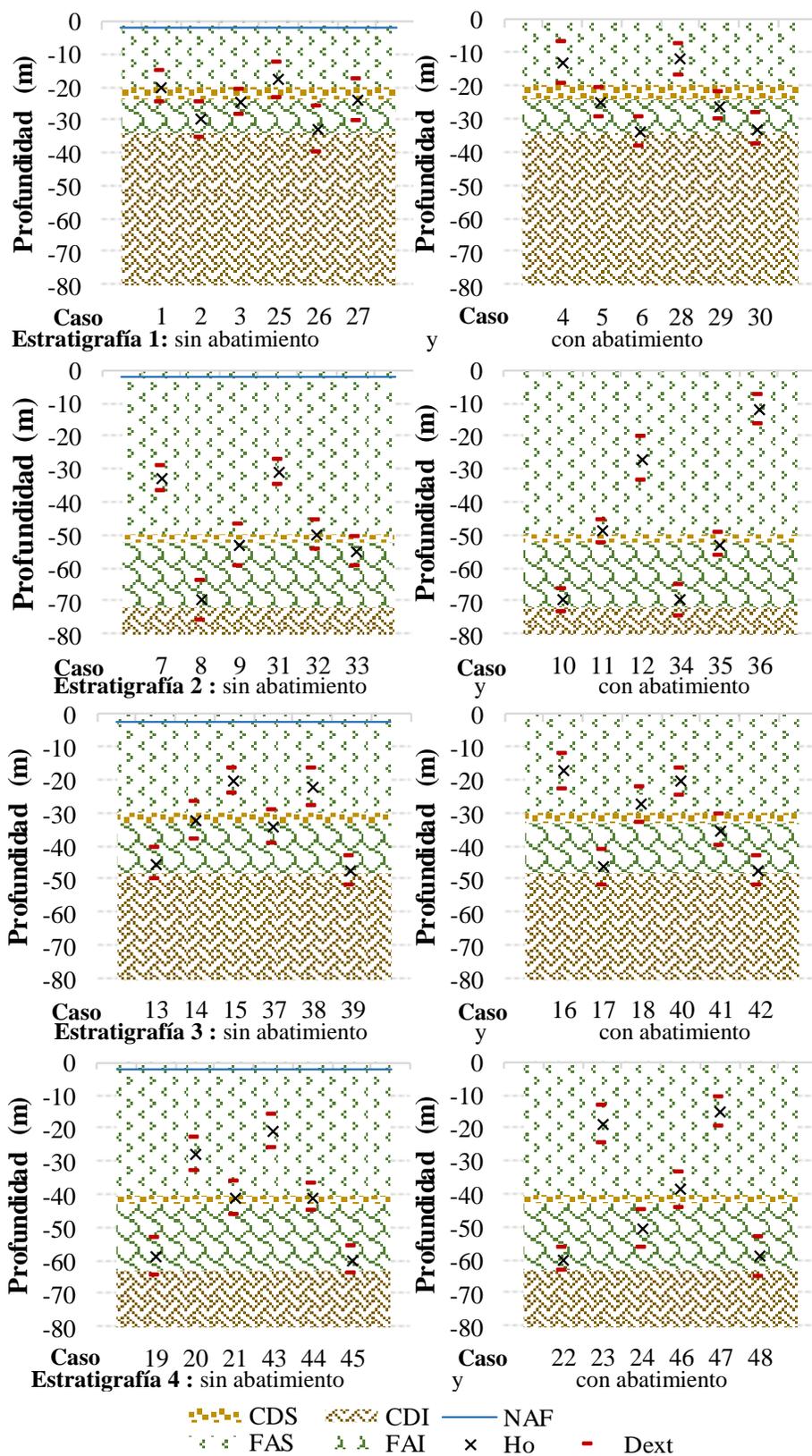


Figura 6-13. Casos de estudio en estratigrafías con cuatro horizontes.

Validación y aplicación

Tabla 6-5. Propiedades de los suelos.

Estratigrafía 1 SA							Estratigrafía 1 CA						
Estrato	H (m)	Z (m)	γ_s (kN/m ³)	ν_s	E_s (kPa)	K_o	Estrato	H (m)	Z (m)	γ_s' (kN/m ³)	ν_s'	E_s' (kPa)	K_o
FAS	-20	-20	12	0.49	3,500	0.40	FAS	-20	-20	12	0.3	400	0.40
CDS	-4	-24	18	0.35	30,000	0.30	CDS	-4	-24	18	0.35	30,000	0.30
FAI	-10	-34	12	0.49	4,000	0.35	FAI	-10	-34	12	0.3	600	0.35
CDI	-20	-54	18	0.35	40,000	0.30	CDI	-20	-54	18	0.35	40,000	0.30
Estratigrafía 2 SA							Estratigrafía 2 CA						
Estrato	H (m)	Z (m)	γ_s (kN/m ³)	ν_s	E_s (kPa)	K_o	Estrato	H (m)	Z (m)	γ_s' (kN/m ³)	ν_s'	E_s' (kPa)	K_o
FAS	-50	-50	12	0.49	4,500	0.40	FAS	-50	-50	12	0.3	500	0.40
CDS	-2	-52	18	0.35	40,000	0.30	CDS	-2	-52	18	0.35	40,000	0.30
FAI	-20	-72	12	0.49	5,000	0.30	FAI	-20	-72	12	0.3	800	0.30
CDI	-10	-82	18	0.35	70,000	0.30	CDI	-10	-82	18	0.35	70,000	0.30
Estratigrafía 3 SA							Estratigrafía 3 CA						
Estrato	H (m)	Z (m)	γ_s (kN/m ³)	ν_s	E_s (kPa)	K_o	Estrato	H (m)	Z (m)	γ_s' (kN/m ³)	ν_s'	E_s' (kPa)	K_o
FAS	-30	-30	12	0.49	3,500	0.40	FAS	-30	-30	12	0.3	400	0.40
CDS	-3	-33	18	0.35	30,000	0.30	CDS	-3	-33	18	0.35	30,000	0.30
FAI	-15	-48	12	0.49	4,000	0.35	FAI	-15	-48	12	0.3	600	0.35
CDI	-15	-63	18	0.35	40,000	0.30	CDI	-15	-63	18	0.35	40,000	0.30
Estratigrafía 4 SA							Estratigrafía 4 CA						
Estrato	H (m)	Z (m)	γ_s (kN/m ³)	ν_s	E_s (kPa)	K_o	Estrato	H (m)	Z (m)	γ_s' (kN/m ³)	ν_s'	E_s' (kPa)	K_o
FAS	-40	-40	12	0.49	4,500	0.40	FAS	c	-40	12	0.3	500	0.40
CDS	-3	-43	18	0.35	40,000	0.30	CDS	-3	-43	18	0.35	40,000	0.30
FAI	-20	-63	12	0.49	5,000	0.30	FAI	-20	-63	12	0.3	800	0.30
CDI	-15	-78	18	0.35	70,000	0.30	CDI	-15	-78	18	0.35	70,000	0.30

CA: Condición con abatimiento

CDI: Capa dura inferior

CDS: Capa dura superior

E_s : Módulo de elasticidad del suelo

E_s' : Módulo de elasticidad efectivo del suelo

FAI: Formación arcillosa inferior

FAS: Formación arcillosa superior

H: Ancho de estrato

K_o : Coeficiente de presión de tierras en reposo

SA: Condición sin abatimiento

Z: Profundidad del estrato

γ_s : Peso volumétrico del suelo

γ_s' : Peso volumétrico efectivo del suelo

ν_s : Coeficiente de Poisson

ν_s' : Coeficiente de Poisson efectivo

Los límites de servicio y los empíricos son comparados con las deformaciones de servicio de los casos analizados (Figura 6-14 y Figura 6-15). En ningún caso los límites propuestos rebasan el estado límite de servicio de los túneles, por lo que todos los casos están cubiertos. Las distorsiones de servicio se presentan entre 0.60 y 1.63% en los túneles con refuerzo estructural, y en los túneles sin refuerzo entre 0.28 y 2.04%. Las diferencias con los límites propuestos están entre 6 y 291% en túneles sin refuerzo, y en los túneles con refuerzo entre 19 y 197% (Figura 6-16 y Figura 6-17).

Validación y aplicación

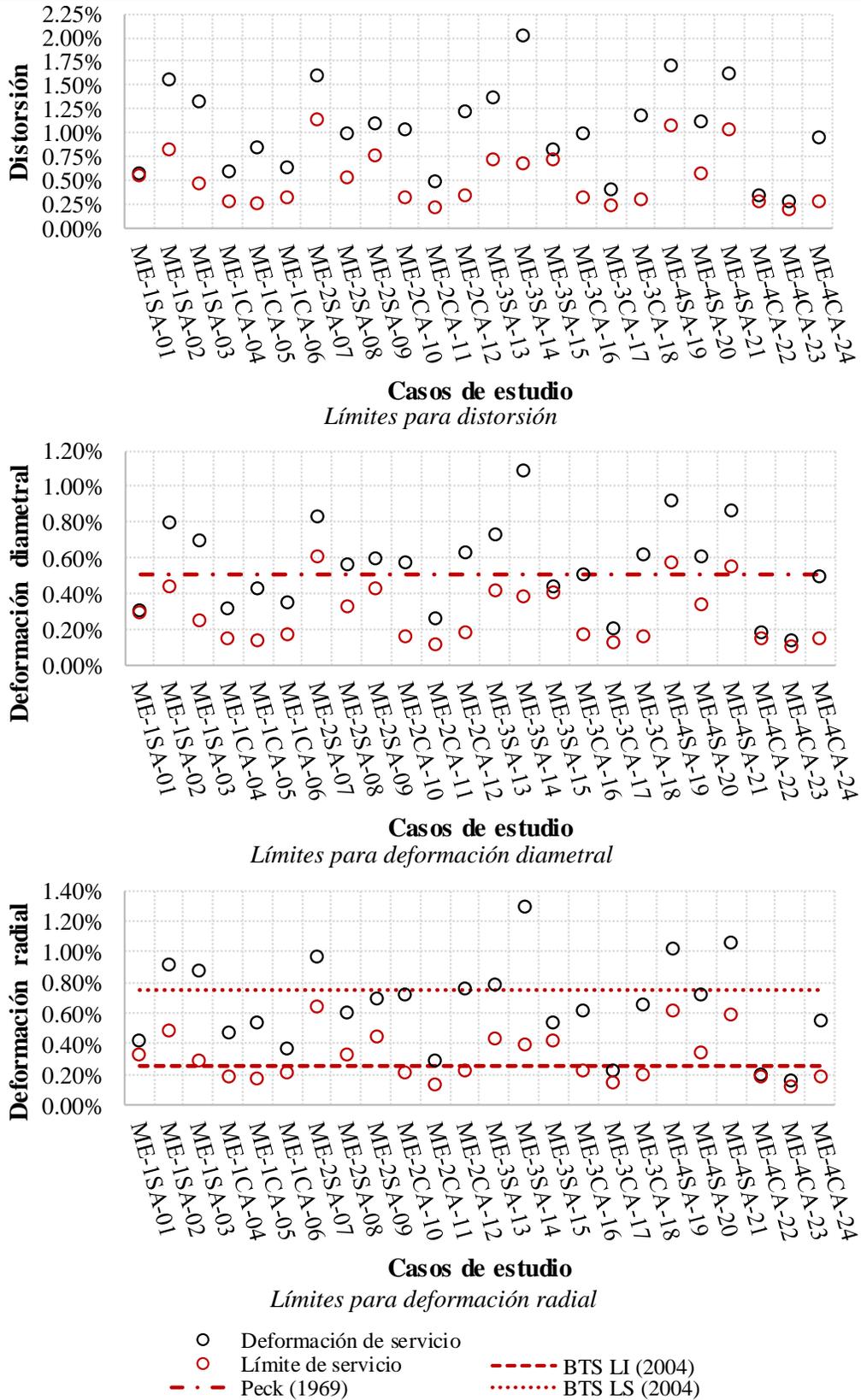


Figura 6-14. Aplicación de los límites de servicio para túneles sin refuerzo estructural y recomendaciones empíricas en los casos con estratigrafías de cuatro horizontes.

Validación y aplicación

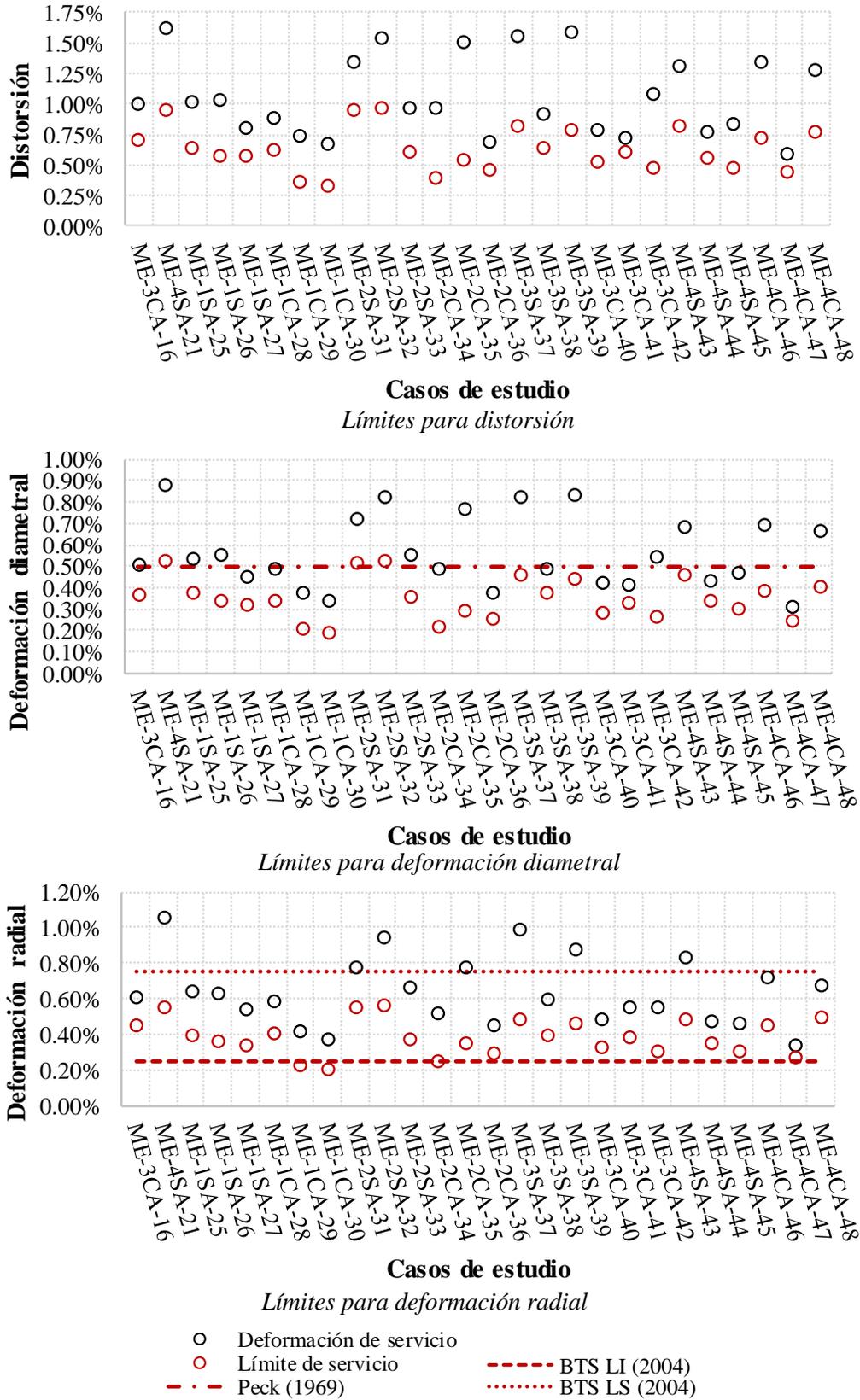


Figura 6-15. Aplicación de los límites de servicio para túneles con refuerzo estructural y recomendaciones empíricas en los casos con estratigrafías de cuatro horizontes.

Validación y aplicación

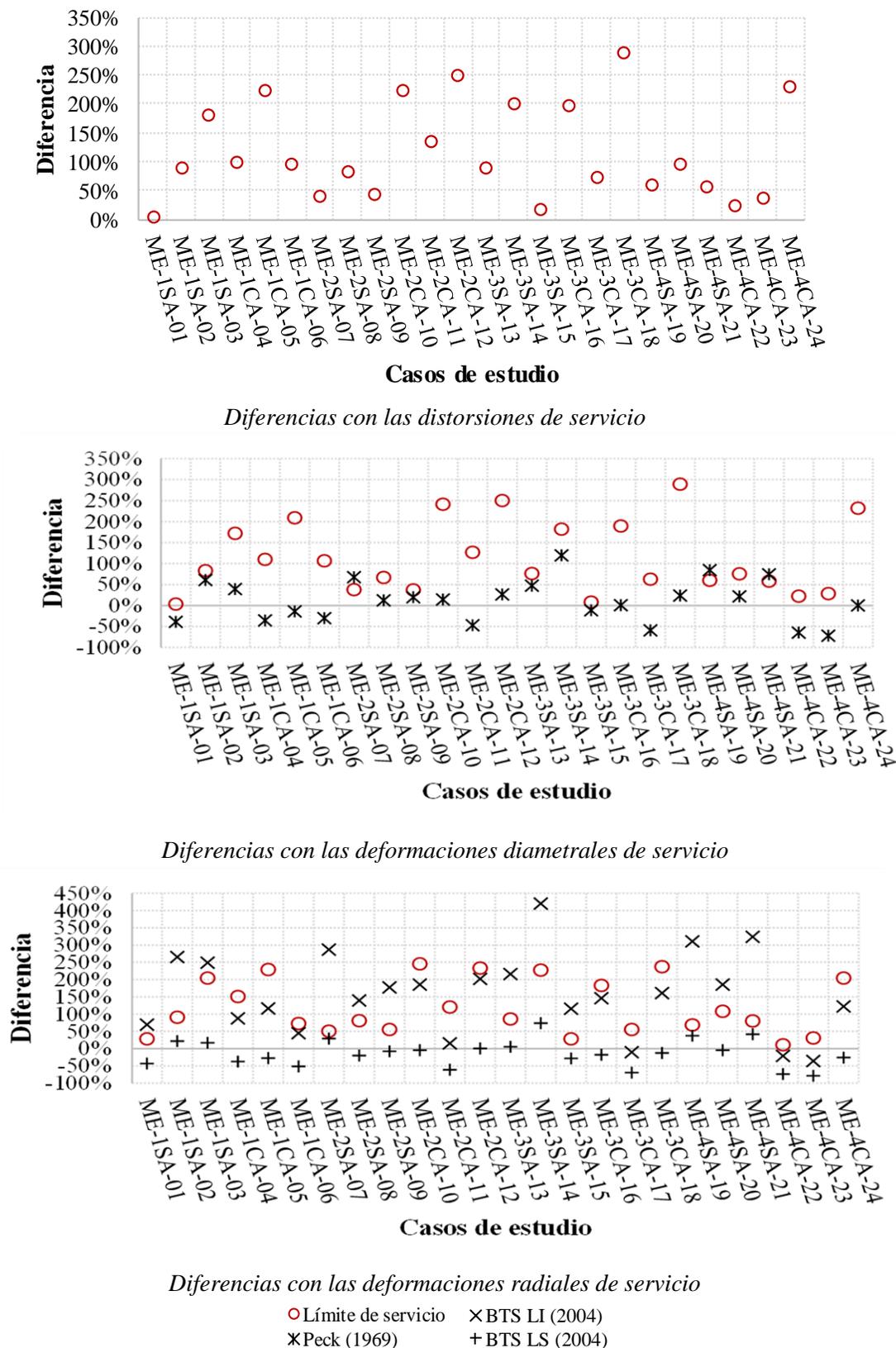


Figura 6-16. Diferencias entre los límites de servicio para túneles sin refuerzo estructural y límites empíricos con las deformaciones de servicio.

Validación y aplicación

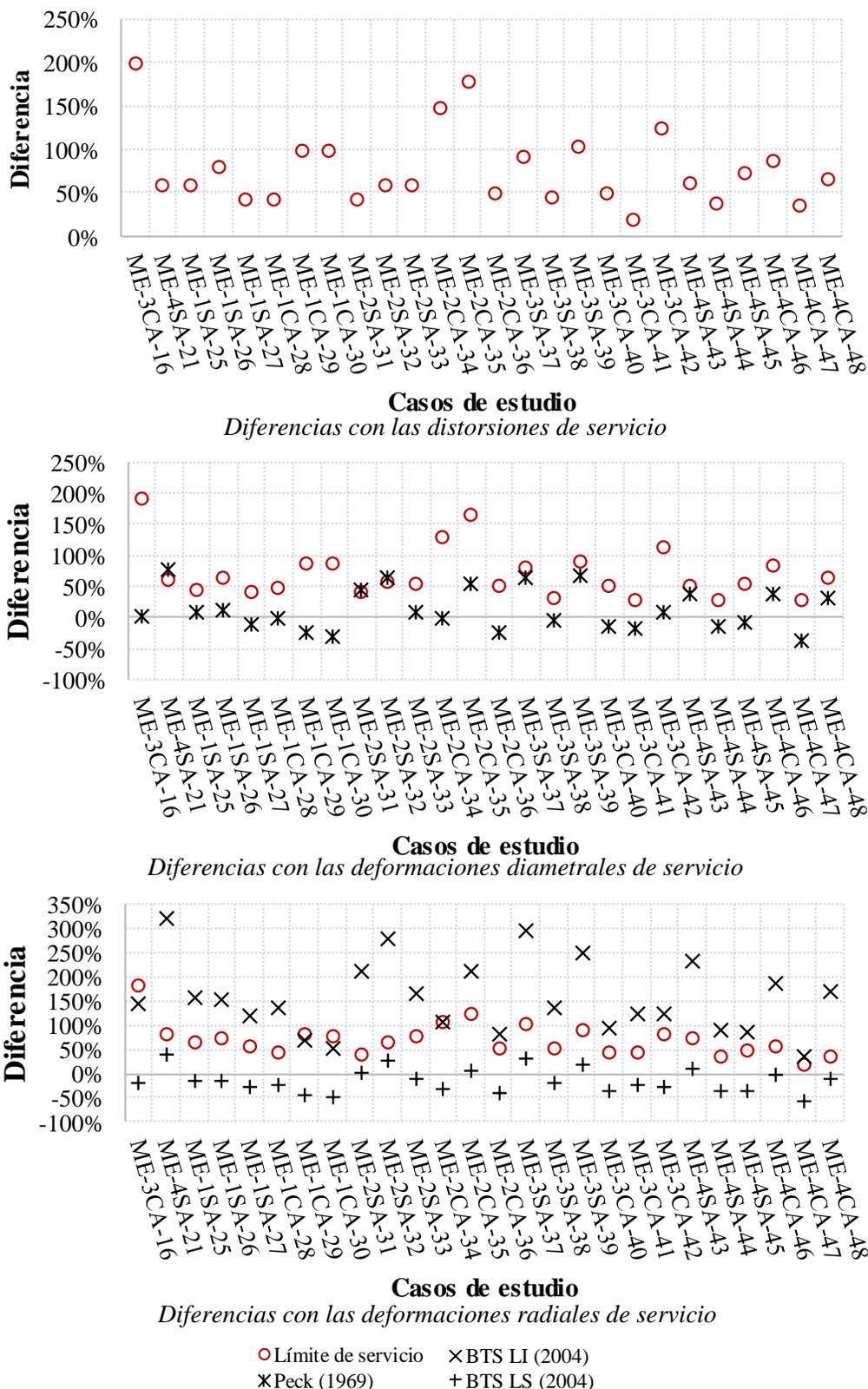


Figura 6-17. Diferencias de los límites de servicio para túneles con refuerzo estructural y límites empíricos con las deformaciones de servicio.

Validación y aplicación

Las deformaciones diametrales de servicio de los túneles sin refuerzo varían entre 0.14 y 1.10%; en tanto, en los túneles con refuerzo las deformaciones de servicio varían entre 0.30 y 0.87%. En los túneles con refuerzo, las diferencias de las deformaciones de servicio con los límites de servicio están entre 26 y 190%, y entre 4 y 290% para el caso de los túneles sin refuerzo. Por su parte, las diferencias con el criterio de Peck se encuentran entre -39 y 75% en los túneles con refuerzo, y entre -71 y 120% en los túneles sin refuerzo. El criterio de Peck no cubre el 35% de los casos analizados, de los cuales ocho son sin refuerzo y nueve son con refuerzo (Figura 6-16 y Figura 6-17).

Las deformaciones radiales se presentan entre 0.34 y 1.06% en los túneles con refuerzo y entre 0.16 y 1.30% en los túneles sin refuerzo. Las diferencias de las deformaciones de servicio con los límites propuestos se encuentran entre 11 y 245% en los túneles sin refuerzo y entre 21 y 183% en los túneles con refuerzo. Por el lado del intervalo de la BTS, en los túneles sin refuerzo, el 27% de las deformaciones de servicio están fuera de este, quedando el 12% del lado de la inseguridad. Las deformaciones de servicio de los túneles sin refuerzo que están por debajo del límite inferior muestran diferencias de hasta en -36%. Por su parte, las deformaciones de servicio de los túneles con refuerzo rebasan hasta en 41% el límite superior, y en 73% en el caso de los túneles sin refuerzo (Figura 6-16 y Figura 6-17).

Se analizan las distorsiones de servicio de los casos de estudio y los límites de servicio por medio de sus tendencias sobre los dominios de la posición de la junta continua, la relación de presiones y la de esbeltez (Figura 6-18 y Figura 6-19). En este análisis se evalúan los resultados por medio de las líneas de tendencias que únicamente expresan un comportamiento medio de los casos analizados, lo cual no necesariamente expresa la influencia de cada parámetro.

Las tendencias en el dominio de la relación de presiones (Figura 6-18 y Figura 6-19) muestran aumentos en las distorsiones de servicio por pasar del dominio de la flexión ($K < 0.5$) al de la compresión ($K > 0.75$), consecuencia del incremento de la carga axial circunferencial. Estos aumentos de las distorsiones de servicio llegan hasta en 76 y 25 % en los túneles con y sin refuerzo, respectivamente. La influencia de la relación de presiones sobre las deformaciones de servicio es considerada por los límites de servicio. Esto se aprecia por el aumento del límite de deformación a medida que K incrementa, mostrando semejanzas entre las tendencias comparadas. Cabe indicar que el espacio vertical entre ambas tendencias es el margen de seguridad de los túneles. El margen de seguridad de los túneles con refuerzo es 170%, y 220% en el caso de los túneles sin refuerzo.

En las tendencias en el dominio de la esbeltez (Figura 6-18 y Figura 6-19), aparecen incrementos proporcionales de las distorsiones de servicio por el aumento de η . El aumento de la deformación de servicio es de 98% en el caso de los túneles con refuerzo, y de 53% para los túneles sin refuerzo. Esto es resultado del incremento de flexibilidad de los túneles que causa el cambio de la relación de esbeltez (de 14 a 32). Los límites de servicio toman en cuenta la influencia de la relación de esbeltez sobre la deformación de servicio. Esto se aprecia en las similitudes entre las tendencias comparadas. El margen de seguridad de los túneles con refuerzo es de 170%, y 200% en el caso de los túneles sin refuerzo.

Validación y aplicación

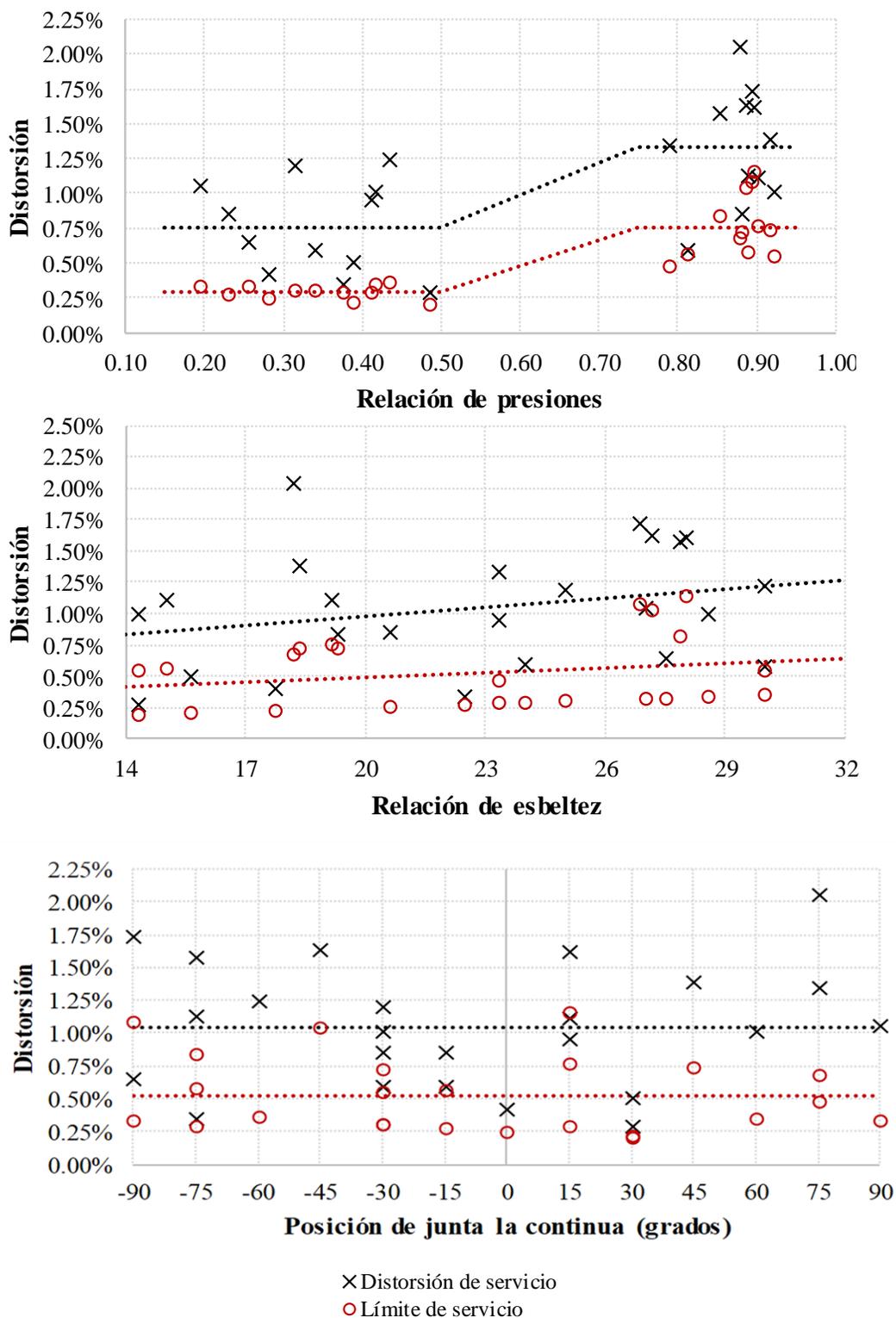


Figura 6-18. Influencia de las variables sobre las deformaciones de servicio de túneles sin refuerzo estructural.

Validación y aplicación

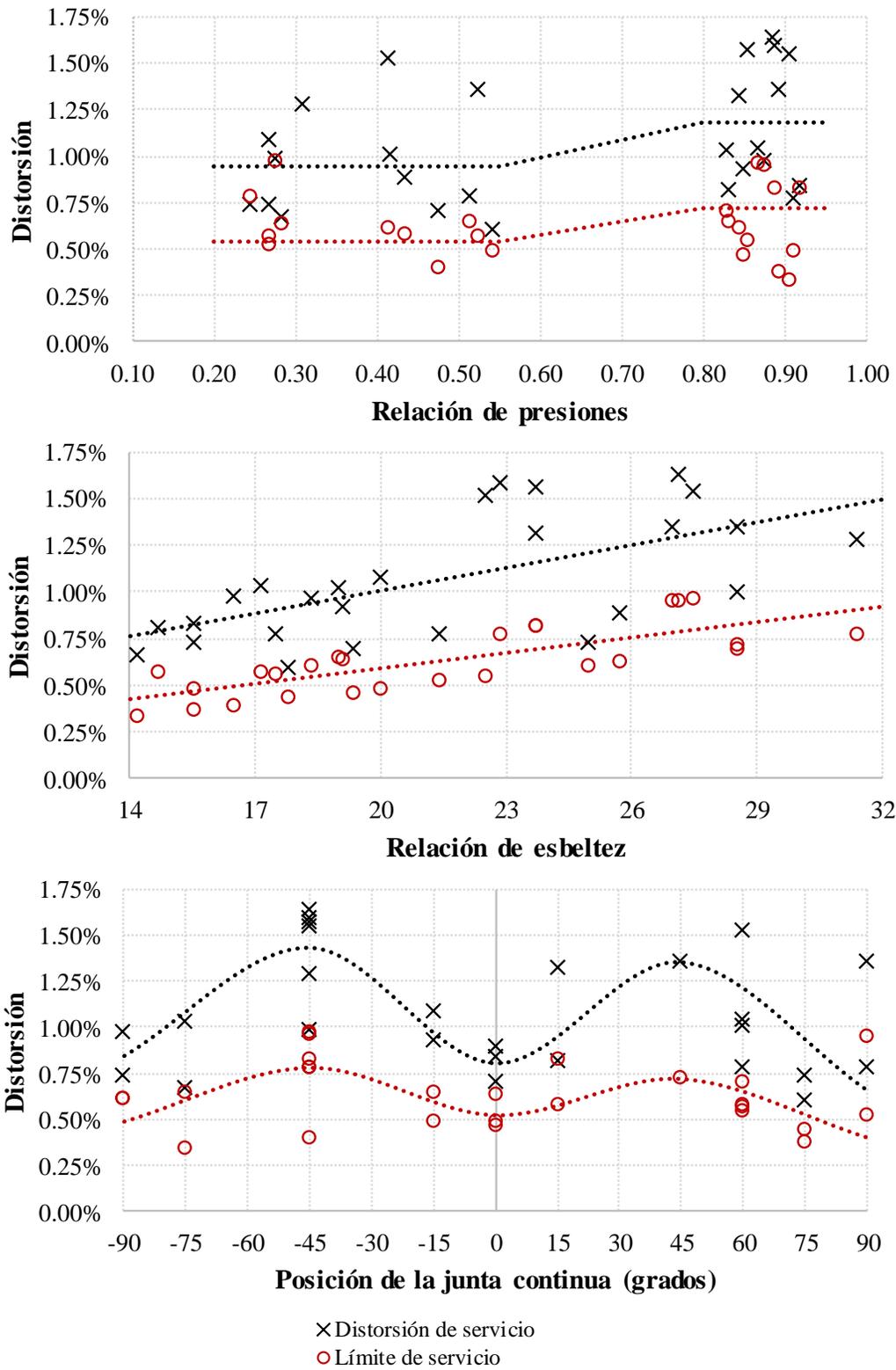


Figura 6-19. Influencia de las variables sobre las deformaciones de servicio de túneles con refuerzo estructural.

Validación y aplicación

Las distorsiones de servicio se analizan sobre el dominio de la posición de las juntas (Figura 6-18 y Figura 6-19). En los túneles sin refuerzo estructural, las distorsiones de servicio no muestran en su tendencia una influencia definida de la posición de las juntas (Figura 6-18), a diferencia del análisis individual de esta variable (6.1.2). Esto es consecuencia de la gran influencia de la carga axial y el refuerzo no estructural ($\rho < 0.5\%$) sobre las distorsiones de servicio, que no permite apreciar la influencia de la posición de la junta. Por su parte, en los túneles con refuerzo se observan aumentos de hasta en 76% en las distorsiones de servicio (Figura 6-19), cuando las juntas continuas están en las posiciones de -45 y 45° , presentando un margen de seguridad de 150% y 190%, respectivamente. Lo anterior es consistente con los resultados del análisis individual de la posición de la junta (6.1.2). Se hace notar que la influencia de la posición de las juntas no se considera en los límites de servicio, debido a que los límites están enfocados en evitar que se rebase el estado límite de servicio de los túneles en cualquier posición de juntas. Esto produce diferencias significativas del lado de la seguridad en los casos en que la posición de las juntas aumenta la deformación de servicio. Estas diferencias son necesarias debido a que las posiciones de las juntas en cada anillo son diferentes a lo largo del túnel, consecuencia del procedimiento constructivo del túnel.

Con base en los resultados de este análisis, se concluye que los límites de servicio propuestos son adecuados para cubrir el estado de servicio de los túneles dovelados construidos en suelos blandos. La consideración de los parámetros estructurales y diferenciar entre túneles con y sin refuerzo estructural, permite mediante la aplicación de los límites propuestos tener un buen acercamiento a las deformaciones de servicio de estas estructuras; adicionalmente, estos cubren a los túneles dovelados en cualquier posición de juntas que se presente durante un proyecto.

Página intencionalmente en blanco.

Conclusiones

Propuesta de límites para deformaciones de servicio

El estado límite de servicio de los túneles dovelados construidos en suelos blandos se rige por el comportamiento de las juntas entre dovelas, causando en la mayoría de los casos una tendencia a la pérdida de estanqueidad. En un grupo de túneles con diferentes relaciones de esbeltez y cuantías de acero, alrededor del 70% de sus deformaciones de servicio se definieron a consecuencia de la falla por aplastamiento de las juntas o su apertura. Por ello, es relevante para el funcionamiento de los túneles dovelados el garantizar un comportamiento adecuado de sus juntas.

Las deformaciones de servicio de los túneles dovelados presentaron gran sensibilidad a los parámetros estructurales. Dos parámetros mostraron mayores influencias sobre las deformaciones de servicio: la relación de esbeltez y la relación de presiones del suelo. En un grupo de túneles con cuantía de acero de 1.0% y f_c de 35 MPa, la influencia individual de estos parámetros cambió la deformación de servicio hasta en 174% en el caso de la relación de esbeltez, y en 67% a causa de la relación de presiones. Por su parte, el ancho relativo de las juntas y la cuantía de acero afectaron en menor medida a las deformaciones de servicio de los túneles dovelados. El ancho relativo de las juntas cambió de forma lineal las deformaciones de servicio hasta en 46%. La cuantía de acero afectó la deformación de servicio hasta en 170%, siendo relevante su influencia únicamente en cuantías menores de 0.5%.

Se detectaron combinaciones paramétricas críticas en la interacción de las propiedades mecánicas del concreto y las cuantías de acero que, para determinados comportamientos estructurales, afectaron negativamente (hasta en -23%) la capacidad de deformación de los túneles en su estado límite de servicio. En el dominio de la compresión, estas combinaciones estuvieron relacionadas con cuantías de acero altas y concretos de resistencias bajas, caso opuesto se presentó en el dominio de la flexión, donde las combinaciones críticas correspondieron a cuantías de acero bajas y concretos de resistencias altas.

Con base en las consideraciones anteriores, se concluyó que un criterio para evaluar las deformaciones de servicio de túneles dovelados construidos en suelos blandos, que esté enfocado a la búsqueda de diseños fundamentados en el comportamiento estructural, debe considerar la influencia de los parámetros mencionados. Los límites de servicio aquí propuestos toman en cuenta la presencia o ausencia del refuerzo a flexo-compresión; asimismo definen límites de deformaciones particulares, considerando la relación de esbeltez del túnel y la relación de presiones del suelo que lo rodea.

Evaluación de los límites propuestos y recomendaciones empíricas para el estado límite de servicio de túneles dovelados construidos en estratigrafías de múltiples horizontes

La recomendación de Peck (1969) se ubicó cerca de la media de las deformaciones de servicio de los túneles dovelados. No obstante, al ser un límite general y constante, 35% de los túneles no fueron cubiertos por la recomendación, perdiendo su funcionalidad antes de la deformación recomendada.

El intervalo (de 0.25 a 0.75%) recomendado por la Sociedad Británica de Túneles (2004) para deformaciones radiales de túneles en suelos blandos, abarcó el 73% de los túneles. En el caso de los

Conclusiones

túneles sin refuerzo el 12% se presentaron por debajo (hasta en 44% inferior) el límite inferior recomendado (0.25%). Un problema de esta recomendación es la amplitud de su intervalo, que permite triplicar la deformación recomendada sin proporcionar más información. Lo anterior puede causar una sobreestimación o subestimación al determinar la deformación en que se rebasa el estado límite de servicio.

Los límites de servicio propuestos cubrieron el total de casos, presentando un margen de seguridad de hasta 291% con las deformaciones de servicio. Este margen de seguridad obedece a que los límites propuestos son envolventes, que cubren familias de túneles con diferentes cuantías de acero, propiedades mecánicas del concreto y anchos relativos de juntas en posiciones de juntas críticas para el estado de servicio; la influencia individual de la posición de las juntas en un túnel con relación de esbeltez de 20 cambió su deformación de servicio hasta en 73%. Por lo anterior, los límites de servicio propuestos para la práctica requieren de este margen.

Los límites de servicio propuestos al tomar en cuenta el comportamiento estructural definen deformaciones con tendencias similares a las mostradas por las deformaciones de servicio de los túneles dovelados, a diferencia de las recomendaciones empíricas que son límites constantes. En la literatura no se encontró ninguna recomendación para distorsión relacionada con el estado de servicio, por lo tanto, los límites propuestos brindan la primera recomendación para distorsiones de servicio.

Ventajas de los límites de deformación para estado de servicio propuestos

La principal ventaja de los límites de servicio propuestos es el definir una deformación específica de acuerdo con las necesidades particulares de cada proyecto, por medio de la relación de esbeltez del túnel y la relación de presiones horizontales y verticales en su extradós, diferenciando entre la presencia y ausencia del refuerzo estructural. Estos parámetros presentaron la mayor relevancia sobre el comportamiento de las deformaciones de servicio de los túneles dovelados. En adición, los límites consideran los efectos del ancho relativo de las juntas, las propiedades del concreto y la cuantía de acero sobre la deformación de servicio. Finalmente, el respeto de estos límites previene la pérdida de estanqueidad, el crecimiento descontrolado del ancho de las grietas y la falla local por el aplastamiento de las juntas. Estas ventajas aportadas permiten obtener diseños estructurales más racionales y con mayor certeza sobre el estado límite de servicio de los túneles dovelados construidos en suelos blandos.

Referencias

- AASHTO (2012). *AASHTO LRFD BRIDGE*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AMITOS (2013). *Túneles en México. Ciudad de México*. Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras subterráneas, Asociación Civil.
- Arnau, O. y Molins, C. (2012). Three dimensional structural response of segmental tunnel linings. *Engineering Structures*, pp. 210-221.
- Arnau, O. y Molins, C. (2015). Theoretical and numerical analysis of the three-dimensional response of segmental tunnel linings subjected to localized loads. *Tunnelling and Underground Space Technology*, pp. 384-399.
- Basurto, B. (2013). *Factor de reducción de rigidez para túneles dovelados*. Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Bickel, J., Kuesel, T. y King, E. (1996). *Tunnel Engineering Handbook*. Kluwer academix publishers, London, pp. 87.
- Blom, C. y van Oosterhout, G. (2001). *Full-scale laboratory tests on a segmented lining*. Summary report. Ministry of Transport and Water Management, Project Organisation High Speed Line, Project Office North Holland, Management Group Betuweroute, TNO Building and Construction, Delft University of Technology, Países Bajos.
- Blom, C. (2002). *Design philosophy for concrete linings of tunnels in soft soils*. Tesis de doctorado, Delft University of Technology, Países Bajos.
- BTS (2004). *Tunnel lining design guide*. British Tunnel Society and Institute of Civil Engineering, Thomas Telford.
- BTS (2016). *PAS 8810:2016: Tunnel Design - Design of concrete Segmental tunnel linings - Code of practice*. British Tunnel Society, British Standards Institution.
- Burns, J. Q., y Richard, R. M. (1964) *Attenuation of Stresses for Buried Cylinders*. Proceedings, Symposium on Soil-Structure Interaction, Tucson, Ariz., 1964, pp. 378-392.
- Cavalero, S. (2009). *Aspectos tecnológicos de túneles construidos con tuneladora y dovelas prefabricadas de hormigón*. Tesis de doctorado, Universitat Politècnica de Catalunya, España.
- COMISSA. (2009). *Memoria de cálculo de las dovelas. Tramo 1 - Lumbrera 00 a 1A. Proyecto ejecutivo para la construcción del túnel emisor oriente*. Constructora Mexicana de Infraestructura Subterránea, Ciudad de México.
- Cornelissen, H., Hordijk, D. y Reinhardt, H. (1986). Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete. *Heron*, 31(2), pp. 45-56.
- DAUB (2013). *Recommendations for the design, production and installation of segmental rings*. German Tunnelling Committee (ITA-AITES).

Referencias

-
- Ding, W., Gong, C., Mosalam, K. y Soga, K. (2017). Development and application of the integrated sealant test apparatus for sealing gaskets in tunnel segmental joints. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 66, pp. 54-68.
- Einstein, H.H., y Schwartz, C.W (1979). Simplified Analysis for Tunnel Supports. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105(4), pp. 499-518.
- Escobar, E. (2006). La seguridad en tuneladoras. *Trébol*, España.
- Galván, A., Peña, F. y Moreno, J. (2017). Effect of TBM advance in the structural response of segmental tunnel lining. *International Journal of Geomechanics*, 17 (9).
- Galván, A. y Peña, F. (2013). Comportamiento estructural de anillos acoplados en túneles dovelados. *3er Simposio Internacional sobre túneles y lumbreras en suelos y roca*, Ciudad de México.
- Galván, A. (2013). *Comportamiento estructural de túneles con dovelas prefabricadas en suelos blandos*. Tesis de doctorado, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Gong, C., Ding, W., Mosalam, K., Günay, S. y Soga, K. (2017). Comparison of the structural behavior of reinforced concrete and steel fiber reinforced concrete tunnel segmental joints. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 68 (2017), pp. 38-57.
- Gong, C., Ding, W., Soga, K., Mosalam, K. y Tuo, Y. (2018). Sealant behavior of gasketed segmental joints in shield tunnels: An experimental and numerical study. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 77 (2018), pp. 127-141.
- Gong, C., Ding, W., Soga, K. y Mosalam, K. (2019). Failure mechanism of joint waterproofing in precast segmental tunnel linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 84 (2019); pp.334-352.
- Hordijk, D., y Gijsbers, F. (1996). *Experimenteel onderzoek naar bet afschuifgedrag*. Delft: TNO-Bouw.
- ITA-Working Group Research. (1999). *Guidelines for Design of Shield Tunnel Lining*. Amsterdam: International Tunnel Association.
- Juárez-Luna, G. y Tenorio-Montero, E. (2019). Formulation of a thick beam-column element with embedded discontinues for modelling hinges in simple and double-lined tunnel. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 93 (2019); 103091.
- Liu, X., Zhang, C., Zhang, C. y Yuan, Y. (2017). Ultimate load-carrying capacity of the longitudinal joints in segmental tunnel linings. *Structural Concrete*, 18, pp. 693-709.
- Lasiello, C., Pérez A. y Groli, G., (2017). Analysis of TBM Lining Rings under Lack of Gap Fill: Practical Case of Ovalization and Crack Patterns. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 31 (4).
- Luttikholt, A. (2007). *Ultimate Limit State Analysis of a Segmented Tunnel Lining*. Tesis de maestría, Delft University of Technology, Países Bajos.
- Midas Engineering Software (2016). *MIDAS FEA: Analysis and algorithm*. Midas Engineering Software.
- Mofal Consultores S. C. (1985). *Diseño de un sistema de soporte de la excavación en túnel del metro, alojado en arcillas blandas de la Ciudad de México*. México.
-

Referencias

-
- Molins, C. y Arnau, O. (2011). Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test. Part 1: Test configuration and execution. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26, pp.764-777.
- NTC-DCEC (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Peck, R. (1969) Deep excavation and tunneling in soft ground, State of the art report. *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, México City, México, pp. 225-281.
- Peña, F., Basurto, B. (2014). Factor de reducción de rigidez para anillos de dovelas de concreto reforzado en túneles. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, pp. 2-14.
- Peña, F., Gálvan, A. y Meli, R. (2012). Comportamiento estructural de juntas entre dovelas de concreto prefabricado para túneles. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, pp. 2-18.
- Peña, F., Gálvan, A., Moreno-Martínez, J. y Herrera-Díaz, I. (2019). Moment-rotation behaviour of non-bolted planar joints for segmental tunnels. *Proceedings of Structures and Buildings*, 172(10), pp. 749-767.
- Peña, F., Mendoza, C., Chávez, M., Meli, R., Aire, C. y Arnau, O. (2015). *Asesoría de especialistas en planeación, hidrología, hidráulica, geotecnia y estructuras que requieran las obras de infraestructura hidráulica del valle de México, informe final parte 1: estructuras y materiales*. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Peña, F. (2009). *Comportamiento estructural de las juntas entre dovelas del túnel emisor oriente, Informe realizado para la Comisión Nacional del Agua*. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Pérez, M. (2013). *Distribución de esfuerzos y desplazamientos alrededor de un túnel circular y en su revestimiento*. Tesis de maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Rodríguez, M., y Salmón, R. (1987). *Comportamiento Estructural de Dovelas para Revestimiento de Túneles; Segunda Parte: Ensayos en Laboratorio*. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Salazar, J. (2012). *Estudio de la interacción entre revestimientos de túneles dovelados*. Tesis de maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Schmidt, B. (1984). Tunnel lining design - Do the theories work?. *4th Australia - New Zealand conference on Geomechanics*, Perth, Australia, pp. 682-693.
- Schmitter, J. y Moreno, A. (1983). Túnel con deformaciones excesivas. *7º Congreso panamericano de mecánica de suelos e ingeniería de fundaciones*, pp. 401 - 411.
- Shalabi, F., Cording, E. y Paul, S. (2012). Concrete segment tunnel lining sealant performance under earthquake loading. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 31 (2012), pp. 51-60.
- Shen, S., Wu H., Cui, Y. y Yin Z. (2013). Long-term settlement behaviour of metro tunnels in the soft deposits of Shanghai. *Tunnelling and Underground Space Technology*. 40, pp. 309-323.
-

Referencias

- Tamez, E., Rangel, J. L., y Holguín, E. (1997). *Diseño geotécnico de túneles*. México. TGC Geociencias.
- Van Der Vliet, C. (2007). *Langsvoeggedrag op basis van de elasticiteitstheorie*. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Países Bajos.
- Waart, V. (2010). *Snap through of large shield driven tunnels*. Tesis de maestría, Delft University of Technology, Países Bajos.
- Yang, Y., Zhou, B., Xie, X. y Liu, C. (2017). Characteristics and causes of cracking and damage of shield tunnel segmented lining in construction stage - a case study in Shanghai soft soil. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*.