



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DE PROPUESTAS DE REFUERZO
ESTRUCTURAL PARA UN TÚNEL DE DRENAJE**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

LUIS NUÑEZ QUIROZ

TUTOR:

DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Roberto Meli Piralla
Secretario: Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante
Vocal: Dr. Fernando Peña Mondragón
1^{er}. Suplente: Dr. Darío Rivera Vargas
2^{do}. Suplente: M.I. Octavio García Domínguez

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN

*A mi madre y mi hermano,
mi familia, por su apoyo incondicional.*

AGRADECIMIENTOS

Al finalizar este trabajo, deseo expresar mi más sincero agradecimiento a las siguientes personas e instituciones:

A la *Universidad Nacional Autónoma de México*, por abrirme sus puertas y darme la oportunidad de formarme en sus aulas: en el bachillerato, la licenciatura y el posgrado. Mil gracias.

Al *Dr. Fernando Peña Mondragón*, tutor de la tesis, por su invaluable asesoría y por el valioso tiempo que invirtió durante el desarrollo de este trabajo.

A los sinodales, *Dr. Roberto Meli Piralla*, *Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante*, *Dr. Darío Rivera Vargas*, *M.I. Octavio García Domínguez*, por el valioso tiempo dedicado en la revisión de esta tesis y por los comentarios y aportaciones que fueron de gran ayuda para el mejoramiento de la misma.

Al *M.I. Arturo Galván Chávez*, por la atenta lectura de este trabajo y por sus acertados comentarios.

Finalmente, a todas aquellas personas que me alentaron a seguir adelante hasta la culminación de esta tesis.

RESUMEN

En este trabajo se analizan cuatro posibles refuerzos estructurales para un túnel de drenaje pluvial. El trabajo se basa en el estudio de la falla de un túnel de sección transversal en forma de herradura que falló durante un evento hidrológico extraordinario. El estudio se divide en dos partes: en la primera se estudia la falla del túnel y en la segunda se analizan las cuatro propuestas de refuerzo. En el estudio de la falla del túnel se generaron tres modelos numéricos de elemento finito no-lineal con el propósito de obtener un solo modelo capaz de reproducir el modo de falla del túnel. Las características de cada uno de los tres modelos se fueron refinando conforme se obtenían los resultados de cada uno de ellos hasta obtener el modelo que cumplió con el objetivo planteado. Este modelo se tomó como base para analizar las propuestas de refuerzo. En el estudio de cada refuerzo se generaron varios modelos de elemento finito y sus resultados se compararon con los del modelo original. Se muestra que los refuerzos más eficaces son los que le proporcionan mayor resistencia a tensión y rigidez al túnel.

ABSTRACT

In this work four possible structural reinforcements for a drainage tunnel were analyzed. The work is based on the study of the failure of a horseshoe-shape cross-sectioned tunnel that failed during an hydrologic event. The study is divided into two parts: the first one examines the failure of the tunnel and the second one analyzes the four proposals for reinforcement. In the study of the tunnel failure three nonlinear finite element numerical models were generated in order to obtain a single model that can reproduce the failure mode of the tunnel. The characteristics of each of the three models were refined as they got the results of each model to achieve the stated objective met. In the study of each reinforcement several finite element models were generated and results were compared with the original model. It is shown that the most effective reinforcement is that provide greater tensile strength and stiffness to the tunnel.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	v
ABSTRACT	v
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Objetivo general	3
1.2 Metodología.....	3
1.3 Organización de la tesis.....	4
2 ANTECEDENTES Y GENERALIDADES.....	5
2.1 Características generales del túnel	5
2.1.1 Antecedentes.....	5
2.1.2 Geometría	6
2.1.3 Descripción de la forma de falla.....	8
2.2 Estudios previos	9
2.2.1 Estudio hidrológico e hidráulico.....	9
2.2.2 Diagnóstico de las causas del daño estructural del ducto.....	10
2.3 Técnicas de refuerzo de túneles.....	13
2.3.1 Refuerzo de estructuras de concreto.....	13
2.3.2 Refuerzo con FRP.....	13
3 DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN Y MODO DE FALLA	17
3.1 Parámetros generales de modelación	17
3.1.1 Geometría	18
3.1.2 Condiciones de frontera.....	19
3.1.3 Propiedades de los materiales.....	19
3.1.4 Sistema de carga	20
3.1.5 Tipos de elementos finitos.....	20
3.2 Descripción de los modelos numéricos.....	23
3.2.1 Modelo M-SIN-E.....	24
3.2.2 Modelo M-SIN-I.....	24
3.2.3 Modelo M-JUN-I.....	25
3.3 Resultados de los modelos	26
3.3.1 Modelo M-SIN-E.....	27
3.3.2 Modelo M-SIN-I.....	28
3.3.3 Modelo M-JUN-I.....	28
3.4 Resumen y discusión de resultados	30

4	PROPUESTAS DE REFUERZO ESTRUCTURAL	33
4.1	Descripción de las alternativas de refuerzo	34
4.1.1	Refuerzo con suelo	34
4.1.2	Refuerzo con cubierta de concreto reforzado	35
4.1.3	Refuerzo con anillos de concreto reforzado	35
4.1.4	Refuerzo con polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP).....	35
4.1.5	Nomenclatura.....	37
4.2	Parámetros generales de modelación	37
4.2.1	Características generales	37
4.2.2	Hipótesis de los modelos	38
4.3	Descripción de los modelos numéricos	39
4.3.1	Refuerzo con suelo	39
4.3.2	Refuerzo con cubierta de concreto reforzado	41
4.3.3	Refuerzo con anillos de concreto reforzado	42
4.3.4	Refuerzo con CFRP	43
4.4	Resultados de los modelos	44
4.4.1	Refuerzo con suelo	44
4.4.2	Refuerzo con cubierta de concreto reforzado	47
4.4.3	Refuerzo con anillos de concreto reforzado	48
4.4.4	Refuerzo con CFRP	50
4.5	Discusión de resultados	52
4.6	Factibilidad técnica de las propuestas de refuerzo	56
4.6.1	Ventajas y desventajas del refuerzo con suelo	58
4.6.2	Ventajas y desventajas del refuerzo con cubierta de concreto	59
4.6.3	Ventajas y desventajas del refuerzo con anillos de concreto.....	59
4.6.4	Ventajas y desventajas del refuerzo con CFRP	60
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	61
5.1	Conclusiones	61
5.2	Recomendaciones.....	63
	REFERENCIAS	65

1 INTRODUCCIÓN

Las inundaciones son uno de los fenómenos naturales más comunes en nuestro país, prácticamente todos los años se producen por el desbordamiento de ríos, debido al exceso de lluvia, que pueden causar daños severos. Se entiende por inundación aquel evento que debido a la precipitación, oleaje, marea de tormenta, o falla de alguna estructura hidráulica provoca un incremento en el nivel de la superficie libre del agua de los ríos o el mar mismo, generando invasión o penetración de agua en sitios donde usualmente no la hay y, generalmente, daños en la población, agricultura, ganadería e infraestructura (Salas y Jiménez, 2004).

Una de las causas por las cuales se originan las inundaciones es por el colapso de alguna obra hidráulica. En este trabajo se propone el refuerzo estructural de un ducto típico de drenaje pluvial cuya falla puede ser ocasionada por un evento hidrológico con escurrimientos de gran importancia. Los escurrimientos adicionales al gasto hidráulico de diseño pueden hacer que el conducto trabaje a presión y no como canal de acuerdo con el diseño hidráulico original, generando con esto la ruptura del drenaje.

Generalmente, la necesidad de reforzar surge cuando hay un aumento en los requerimientos de carga, un cambio de uso, o un problema de corrosión. El refuerzo de una estructura se puede definir como el conjunto de modificaciones e intervenciones necesario para mejorar su comportamiento ante acciones futuras (Jumonji, 2001). Los esquemas de refuerzo que se analicen y desarrollen deben cuidar de no producir nuevas zonas potenciales de falla. Desde un punto de vista económico, los esquemas de refuerzo deben ser rentables. Así como también, el refuerzo no debe modificar la función y uso de la estructura; además, debe ser consistente con la estética y apariencia de la estructura.

El mantenimiento y el refuerzo de estructuras subterráneas se han convertido en temas importantes en el campo de los túneles en las últimas décadas. Los motivos principales que motivan el estudio de estos temas se pueden resumir en dos puntos (Richards, 1998):

- El costo de la sustitución completa de un túnel es muy elevado. Este costo no solo debe considerar el de la construcción de un túnel nuevo si no que se deben incluir además los costos debidos a la interrupción del servicio proporcionado por el túnel.
- El crecimiento de la población y la densidad de población, en particular en las zonas urbanas, los avances en tecnología y el desarrollo industrial, entre otros factores, imponen una demanda cada vez mayor en la infraestructura. Estas demandas generan fuerzas para las cuales no fueron diseñados originalmente algunos túneles.

Estos puntos hacen ver la necesidad de analizar propuestas de refuerzo de estructuras subterráneas para proporcionarles mayor resistencia y actualizarlas a la nueva demanda a la que están sometidas.

En el caso del túnel estudiado en este trabajo se pretende que el conducto no falle ante un evento hidrológico, por lo que se le debe dotar de mayor resistencia. Conforme se brinde el refuerzo necesario se reducirá la posibilidad de falla. La resistencia que el refuerzo debe dotarle al conducto está en función de la presión máxima que el agua pueda ejercer. Por lo tanto, conociendo el valor máximo de la presión interna, se pueden proponer alternativas de refuerzo que incrementen la resistencia del conducto a un factor de seguridad razonable.

Históricamente el refuerzo se ha hecho de manera convencional, ya sea agrandando las secciones estructurales o colocando elementos adicionales, de concreto o acero, que ayuden a tomar las cargas. Sin embargo, cada vez más se introduce en nuestro medio un sistema de refuerzo estructural basado en nuevos materiales de alta tecnología que presentan innumerables ventajas frente a los métodos convencionales. En el presente trabajo, se proponen tres refuerzos convencionales con concreto reforzado y uno con un material relativamente nuevo, la fibra de carbono, un polímero diez veces más resistente a la tensión que el acero y mucho más liviano. El uso de este material ha tenido una atención especial desde su aparición debido a su eficiente comportamiento bajo esfuerzos de tensión, su resistencia frente a agentes externos, la sencillez de su colocación en obra y, tomando en cuenta su compatibilidad tanto de deformaciones como química con el concreto, ha conducido a que este material se haya implementado como un medio de reparación y refuerzo en estructuras de concreto.

La eficacia de los refuerzos estructurales se debe estudiar generando modelos numéricos que sean capaces de reproducir la respuesta de la estructura. El análisis estructural del túnel presenta la dificultad de que su geometría es complicada, por lo que se debe emplear un método refinado para lograr tal objetivo. El Método del Elemento Finito (MEF) permite modelar estructuras con geometría complicada y condiciones de apoyo complejas. Este método ha llegado a ser una herramienta poderosa en la solución numérica de una amplia gama de problemas de ingeniería, tanto en el rango lineal como en el rango no-lineal. En el desarrollo de este trabajo se empleó este método para analizar estructuralmente cada propuesta de refuerzo.

En general, en ingeniería existe un gran número de posibles soluciones técnicas para un mismo problema y muchas veces ninguna de ellas es claramente preferible a otra. Desde el punto de vista técnico, para elegir la solución óptima se deben conocer y analizar todas ellas para descartar las menos adecuadas y estudiar únicamente aquellas más prometedoras, ahorrando así tiempo y dinero. El aspecto económico proporciona un criterio complementario al técnico para vislumbrar la mejor solución; para evaluar el mejor uso de los recursos y procurar el máximo beneficio al mínimo costo, dentro de los límites de lo posible. Además, en el proceso de elegir la mejor solución se debe conocer las posibles formas de ejecución de la solución adoptada o de la maquinaria disponible para ello, para evaluar los posibles problemas que se puedan presentar en la obra y adoptar la decisión correcta, considerando, entre otros, aspectos de carácter social y medio ambiental. En el presente trabajo se desarrollan distintas soluciones posibles para reforzar un túnel de drenaje. Si bien es cierto que no se pueden conocer todos los caminos para solucionar un problema, cuantas más opciones se tengan va ser mucho más probable encontrar una que resulte satisfactoria. Es por esto que en este trabajo se desarrollaron cuatro propuestas de refuerzo. Para evaluarlas, se requiere hacer un estudio detallado de cada uno de ellas, es decir estudiar sus ventajas y desventajas, de forma individual

con respecto a ciertos criterios de decisión, y uno con respecto a otro, asignándoles un valor ponderado.

1.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo de la investigación radica en determinar el mecanismo y la presión de falla del conducto y proponer algunas alternativas de refuerzo; el trabajo comprende el estudio analítico de modelos numéricos representativos del conducto. Específicamente, los objetivos del estudio son:

- Desarrollar un modelo numérico que reproduzca el modo de falla del conducto.
- Determinar el valor de la presión interna necesaria para que se produzca la falla.
- Definir las principales variables que intervienen en el mecanismo de falla del conducto.
- Proponer alternativas de refuerzo que no alteren la geometría del conducto y que sean congruentes con su entorno físico.
- Evaluar cada una de las alternativas de refuerzo, describiendo sus ventajas y desventajas, para facilitar la elección de la mejor solución.

1.2 METODOLOGÍA

Para cumplir los objetivos anteriormente mencionados se realizaron dos fases de investigación.

En la primera etapa el principal objetivo fue reproducir la presión y la forma de falla observada en la realidad a través de modelos numéricos representativos del túnel. Además, se validó la hipótesis planteada en el trabajo de Peña y Meli (2010) acerca de la existencia de una junta de colado con baja calidad del concreto ubicada a la altura del cambio de geometría del ducto. Se desarrollaron varios modelos de elemento finito para evaluar la influencia de las variables más importantes que intervienen en la respuesta estructural del túnel. En cada modelo se modificó una variable. Entre las variables analizadas puede mencionarse la forma de la junta constructiva y su consecuencia en la respuesta del túnel. Otro ejemplo es el efecto que tiene el suelo en el comportamiento del conducto. Como resultado de los análisis efectuados se obtuvieron las presiones y formas de falla para cada modelo analizado, los cuales se compararon con la falla real descrita en la investigación de Peña y Meli (2010). Se encontró que la forma y la presión de falla se reproducen únicamente si se modela el suelo existente a los costados del conducto y si se considera la existencia de una junta de colado a la altura del cambio de geometría del túnel.

En la segunda parte de la investigación, se analizaron varios modelos de elemento finito para evaluar la eficacia de algunas propuestas de refuerzo para el túnel. Los refuerzos se propusieron en función del comportamiento observado en los modelos de la primera etapa de la investigación. Se pueden agrupar en cuatro tipos: el refuerzo con suelo, con cubierta de concreto por el exterior, con anillos externos de concreto y con polímeros reforzados con fibras de carbono de alta resistencia adheridos por el exterior del túnel. Para cada tipo de refuerzo se hicieron varios modelos. Los resultados obtenidos para cada modelo fueron la

presión y el modo de falla. Para comparar la eficacia de cada refuerzo se comparó la presión de falla, como factor de seguridad, contra la presión que llevó a la ruptura al túnel en la realidad. Los resultados muestran que los refuerzos más eficaces son los que incrementan tanto la rigidez como la resistencia a tensión del túnel.

1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

El trabajo está dividido en cinco capítulos. El desarrollo del estudio se presenta en los Capítulos 2 al 4 y en el Capítulo 5 se exponen las conclusiones derivadas del trabajo y las recomendaciones para el refuerzo del conducto. La organización y el contenido de los Capítulos 2 al 4 se describen a continuación.

En el Capítulo 2 se presenta una descripción general del túnel estudiado. Se revisan algunos trabajos previos relacionados con el túnel y cuyas conclusiones sirvieron como base para desarrollar los modelos del presente trabajo. También se describen algunos métodos para reforzar estructuras de concreto y que se pueden adaptar para reforzar al túnel.

En el Capítulo 3 se establecen las bases para el modelado con elemento finito del conducto. Se describen los modelos utilizados en los experimentos numéricos, así como todas las consideraciones hechas y los resultados obtenidos para los diferentes casos estudiados. Se estima el valor de las cargas que llevan a la falla a cada uno de los modelos. Al final del capítulo se analizan las variables que más influyen en el modo de falla del conducto.

En el Capítulo 4 se estudian las propuestas de refuerzo del conducto desarrollando modelos de elemento finito. Se describe cada refuerzo, los modelos numéricos utilizados y las consideraciones hechas para elaborarlos. Se compara la eficacia de cada refuerzo a través de un factor de seguridad. Al final del capítulo se analizan las ventajas y desventajas de cada refuerzo.

2 ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

En este capítulo se presentan las principales características del túnel estudiado. Se presentan los estudios que tratan sobre la rotura del conducto y que anteceden al presente trabajo, y se describen algunas técnicas de refuerzo para túneles de concreto.

2.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL TÚNEL

2.1.1 Antecedentes

El túnel objeto de esta investigación es un conducto cerrado cuya función principal es la de canalizar el agua a superficie libre producto de la lluvia. Este conducto forma parte de un sistema de drenaje y control de inundaciones que está formado por conductos que funcionan hidráulicamente a superficie libre, conductos cerrados con posibilidad de trabajar a presión, canales abiertos, presas y lagunas de regulación, así como plantas de bombeo y estructuras de compuertas que le dan flexibilidad al sistema (Domínguez, 2001).

La longitud total del sistema de drenaje es de 32.3 km. Está formado por tres tipos de túneles y dos canales abiertos. La disposición de los túneles y los canales se resume en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1. Disposición de túneles y canales en el sistema de drenaje

Cadenamiento	Capacidad hidráulica (m ³ /s)	Sección transversal
del 0+338 al 3+350	30	Túnel continuo
del 3+400 al 3+525	45	Conducto con junta
del 3+525 al 4+200	45	Túnel continuo
del 4+200 al 5+900	45	Conducto con junta
del 5+900 al 6+850	80	Túnel continuo
del 6+850 al 8+750	80	Conducto con junta
del 8+750 al 9+716	80	Túnel continuo
del 9+716 al 10+560	80	Conducto con junta
del 10+560 al 10+740	80	Túnel continuo
del 10+740 al 12+376	80	Conducto con junta
del 12+376 al 28+635	80	Canal abierto
del 28+635 al 32+300	130	Canal abierto

El funcionamiento hidráulico empieza en una laguna de regulación que capta el agua de diversos ríos. Durante la operación de la laguna en eventos hidrológicos se vierte el agua por

el túnel de $30 \text{ m}^3/\text{s}$ de capacidad (Figura 2-1a), cuya sección transversal es continua y de forma de herradura. En el extremo final de este túnel, el agua es descargada a una caja de regulación cuyos bordes tienen una altura de 7 m medidos a partir del nivel de arrastre. Esta obra capta tanto el agua proveniente del túnel como la de un río y la conduce hacia el túnel de $45 \text{ m}^3/\text{s}$. A su vez, este túnel conduce el agua hasta otra caja de regulación que recoge tanto el agua proveniente del túnel como la de otro río y la conduce hacia el túnel de $80 \text{ m}^3/\text{s}$. Finalmente, el agua de este túnel es descargada sobre los canales que se encuentran al final del sistema de drenaje.

El túnel de $45 \text{ m}^3/\text{s}$ tiene dos secciones transversales diferentes: el túnel (Figura 2-1b) y el conducto cerrado (Figura 2-2). Aunque las dos secciones tienen la misma capacidad hidráulica y altura, la principal diferencia es la forma y la continuidad estructural. En la sección transversal denominada túnel, la unión entre la plantilla y el arco es continua a diferencia de la sección denominada conducto cerrado en la que en esta unión existe una junta constructiva. La disposición de estos conductos en el sistema de drenaje es: del cadenamiento 3+400 al 3+525 (125 m) la sección transversal es la de conducto cerrado, la sección denominada túnel se encuentra entre las estaciones 3+525 y 4+200 (675 m), y del cadenamiento 4+200 al 5+900 (1700 m) se ubica nuevamente el conducto cerrado. El conducto estudiado en este trabajo es el que se ubica entre los cadenamientos 4+200 al 5+900.

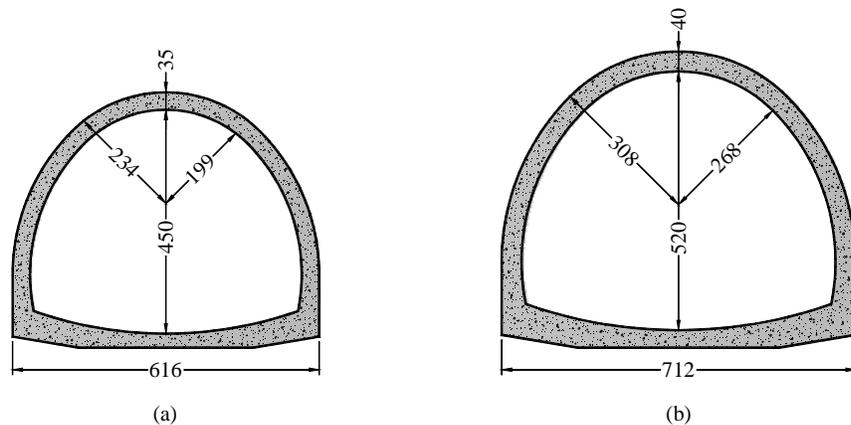


Figura 2-1. Sección transversal de los túneles aguas arriba del conducto estudiado: (a) $30 \text{ m}^3/\text{s}$; (b) $45 \text{ m}^3/\text{s}$. Dimensiones en centímetros.

En el año 2009 se presentó un evento hidrológico que provocó escurrimientos de gran importancia en la zona urbana. En el caso del túnel, objeto de estudio de la presente investigación, los escurrimientos provocaron que trabajara con niveles que rebasaron la elevación de su clave, generando la ruptura del conducto y el derrame correspondiente (Domínguez *et al.*, 2010). De la longitud total de 1700 m del túnel, la falla se presentó en una extensión de 30 m, aproximadamente. Por lo tanto, el objetivo principal de este trabajo es proponer algunas alternativas de refuerzo estructural para los 1670 m de conducto que no fallaron con el objetivo de evitar su ruptura ante futuros eventos hidrológicos.

2.1.2 Geometría

El conducto estudiado es de concreto sin refuerzo y su sección transversal es de forma de herradura. La sección transversal está formada por una plantilla sobre la cual se encuentra

apoyado un arco de concreto que le da forma al ducto. Entre la plantilla y el arco no hay continuidad estructural, la junta entre estos elementos es simplemente concreto sobre concreto. La junta es de tipo machihembrado con lo cual se pretende evitar deslizamientos de la misma (Peña y Meli, 2010).

La sección transversal interior está compuesta por cuatro arcos. El primer arco, con radio de 268 cm, le da forma a la clave y su centro se ubica a 16 cm encima del centroide de la sección transversal. Dos arcos con radio de 430 cm generan la forma de las paredes laterales. Finalmente, la forma de la plantilla es generada por un arco con radio igual a 925 cm y cuyo centro está ubicado a 689 cm encima del centroide. La altura interna del túnel es de 520 cm medida desde el nivel de arrastre de la plantilla hasta la clave.

La geometría exterior de la sección transversal está compuesta por tres arcos y cinco líneas. Un arco con radio de 308 cm forma la clave del túnel. El espesor de la sección transversal en la clave es de 40 cm. Dos arcos con radio igual a 750 cm configuran el espesor de los riñones, el cual es variable. Dos líneas con pendiente 1:2.5 (horizontal-vertical) le dan forma a la unión entre el arco y la plantilla. El espesor de la plantilla es variable, su dimensión mínima es de 35 cm y está al centro de la sección transversal (Figura 2-2).

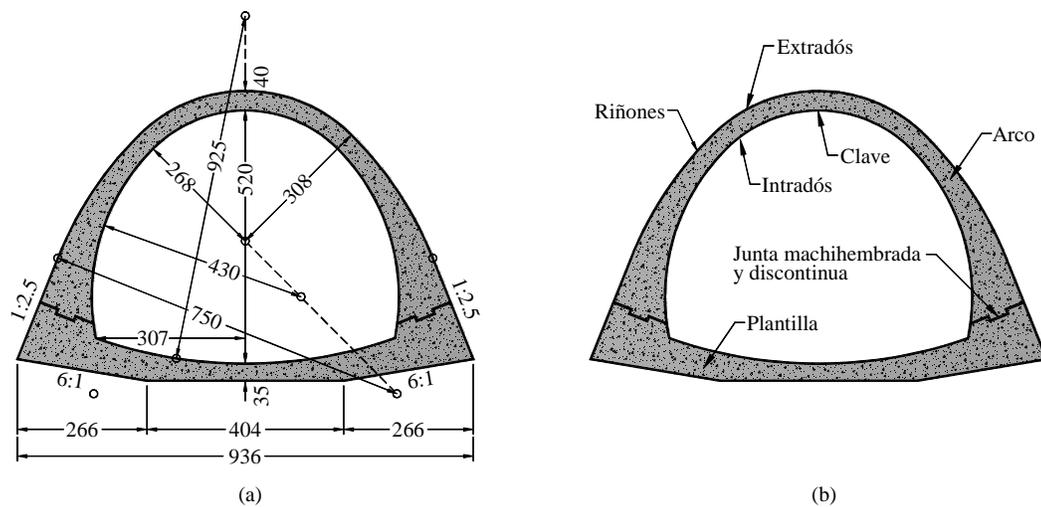


Figura 2-2. Sección transversal del túnel estudiado: (a) dimensiones generales en centímetros; (b) componentes

Se debe observar que tanto la junta constructiva discontinua y el concreto simple empleado para la construcción del túnel indican que en el diseño original de éste no se consideró que trabajara a presión. Generalmente los conductos que trabajan a presión son diseñados con sección continua y de concreto reforzado (NTC-I, 2004).

El túnel estudiado se encuentra ubicado en una zona habitacional. A los costados del conducto existen calles que lo recubren parcialmente. La fracción del túnel que se encuentra enterrada es de 2 y 3 m del lado Este y Oeste, respectivamente. Aproximadamente, el nivel de calle en el lado Este se encuentra un metro por debajo del nivel de calle del lado Oeste. Además el conducto está recubierto con una capa de suelo de 30 cm encima de la clave y con pendientes a los costados del túnel de 45°, aproximadamente (Figura 2-3).

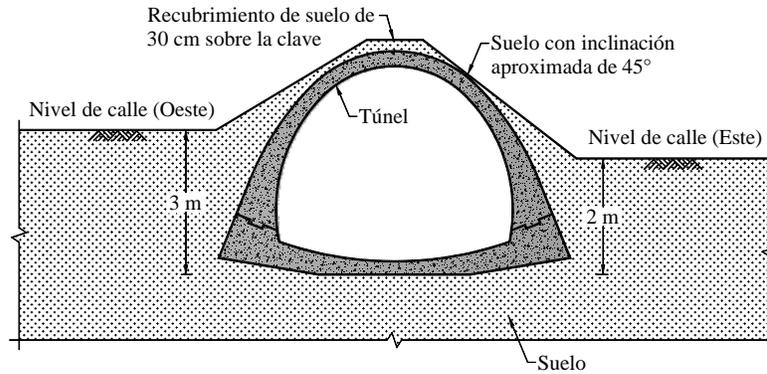
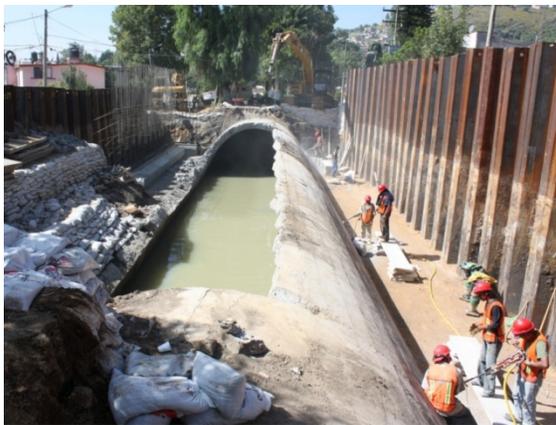


Figura 2-3. Recubrimiento de suelo en el túnel

2.1.3 Descripción de la forma de falla

Después del evento que llevó a la falla al túnel, se pudo observar que la falla ocurrió a lo largo de la clave y hacia el lado Este de la sección transversal en una longitud del orden de 30 m. En la Figura 2-4 se puede observar la magnitud de la falla; además se debe resaltar que no se aprecia acero de refuerzo en el concreto.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2-4. Vista general de la sección colapsada (Peña y Meli, 2010; Domínguez *et al.*, 2010)

Se puede afirmar que la falla ocurrió de forma frágil debido a la falta de refuerzo en el concreto. No se tienen evidencias físicas que el túnel falló por aplastamiento. En las imágenes se puede observar que el espesor del concreto está íntegro, sin reducción del espesor que indique una degradación del mismo.

2.2 ESTUDIOS PREVIOS

Debido a la relevancia de la ruptura del túnel motivo de este trabajo, en el Instituto de Ingeniería se realizó un estudio integral para identificar las principales razones de la falla. Dicho estudio se dividió en tres partes: análisis hidrológico, análisis hidráulico y análisis estructural del túnel. A continuación se presenta una breve descripción de estos trabajos cuyas conclusiones sirvieron de base para la presente investigación.

2.2.1 Estudio hidrológico e hidráulico

Los objetivos fundamentales de estos estudios fueron: obtener y analizar la información pluviográfica, hidrométrica y de la operación del sistema durante la ocurrencia del evento que llevó a la falla al túnel, simular el funcionamiento hidrológico del sistema en la zona de falla y determinar, desde el punto de vista hidráulico, el funcionamiento del conducto previendo la posibilidad de que en algunos lapsos el flujo de agua fue a presión en el tramo en túnel y para estas condiciones analizar la distribución de presiones en sus diferentes secciones transversales y los efectos que ocurrieron cuando comenzó a operar de este modo (Capella y Fuentes, 2010; Domínguez *et al.*, 2010).

Para simular el fenómeno hidráulico que llevó a la ruptura del túnel, Capella y Fuentes (2010) generaron un modelo numérico de la infraestructura hidráulica ubicada aguas arriba y abajo del túnel. Con este modelo se obtuvieron los posibles tirantes de agua y el gasto en el túnel estudiado.

Los resultados de estos estudios de interés para la presente investigación son los siguientes. Capella y Fuentes (2010) afirman que el tirante de agua creció hasta su valor máximo en 2.5 horas, aproximadamente, y que el tirante máximo fue superior a 2.7 m sobre la clave del túnel (Figura 2-5). Esto indica que la aplicación de las presiones sobre las paredes del túnel fue de manera gradual y que para fines de la revisión estructural se puede suponer una presión de falla de 3 t/m^2 .

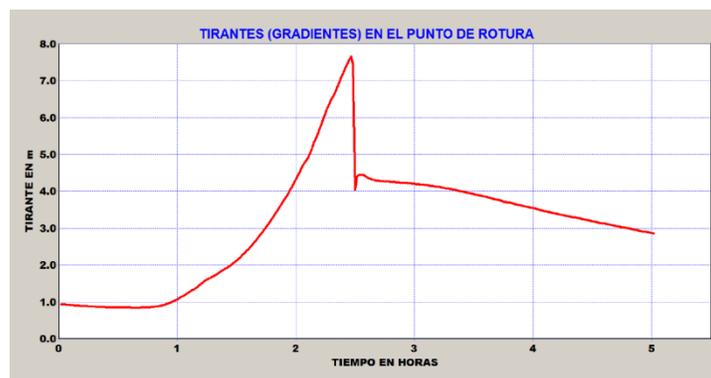


Figura 2-5. Gradientes en el punto de rotura (Capella y Fuentes, 2010)

Se debe mencionar que la presión máxima a la que puede estar sometido el túnel está limitada por las obras hidráulicas por las que circula el agua previo a su entrada al túnel. Esto se debe a que estas obras están formadas principalmente por canales cuyos bordes pueden ser rebasados por el agua si el tirante de ésta creciera indefinidamente, con lo cual el agua se desbordaría sin entrar mayor cantidad al túnel.

2.2.2 Diagnóstico de las causas del daño estructural del ducto

El estudio para la determinación de las principales causas estructurales que provocaron la ruptura del túnel fue hecho por Peña y Meli (2010). Los objetivos principales del estudio fueron determinar las causas que generaron el daño en el conducto y la presión interna necesaria para que se produjera la falla. En este estudio se realizaron cinco modelos numéricos no-lineales con el MEF que ayudaron a reproducir la forma de falla.

En general, los cinco modelos numéricos representan una sección transversal del túnel con un metro de ancho (Figura 2-6). Se emplearon elementos finitos sólidos de ocho nodos para generar el arco y la plantilla, y la junta entre estos elementos estructurales se modeló mediante elementos de contacto, los cuales permiten analizar modelos de elemento finito discontinuos (ANSYS, 2006). Se debe mencionar que, de acuerdo con Peña y Meli (2010), no se contó con el dato preciso de la resistencia a compresión del concreto, y que para fines de realizar el primer análisis se consideró un concreto sin refuerzo con una resistencia a la compresión $f'c$ de 150 kg/cm^2 . El resto de las características mecánicas del concreto se obtuvieron a partir de esta resistencia a compresión y de las ecuaciones de las Normas Técnicas Complementarias para un concreto clase II (NTC-C, 2004).

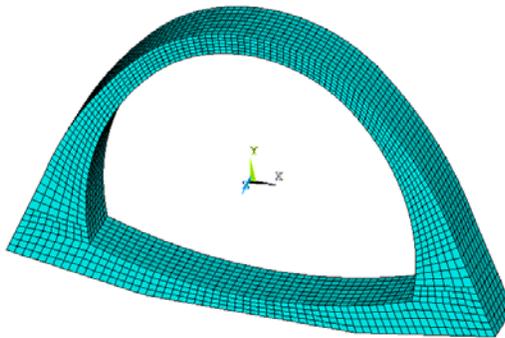


Figura 2-6. Modelo de elementos finitos de la sección estudiada (Peña y Meli, 2010)

Es importante mencionar que la presión ejercida por el agua sobre las paredes internas de los modelos se supuso constante, es decir, no se consideró el gradiente hidráulico. La diferencia de presiones, entre la clave del arco y el nivel de arrastre de la plantilla, es importante debido a que la altura de la clave sobre la plantilla es de 5.2 m. Es decir, el gradiente de presiones es de 0.52 t/m^2 .

En una primera fase del estudio se analizaron cuatro modelos: sin junta constructiva entre túnel y plantilla, con junta plana, con junta machihembrada, y considerando el suelo a los costados y encima de la clave del conducto (Figura 2-7). Debido a que ninguno de estos modelos reproducía ni la forma, ni la presión de falla, se hizo un retroanálisis, el cual consistió

en obtener las propiedades mecánicas de los materiales con los cuales se obtuviera una presión de falla del orden de 3 t/m^2 , que fue la que se estimó en el estudio hidráulico. El quinto modelo fue el resultado del retroanálisis. A continuación se presenta una breve descripción de las principales características de los cinco modelos mencionados y los resultados obtenidos en su análisis.

Con el objetivo de observar el comportamiento del túnel en el caso de que su sección fuese continua, se realizó el primer modelo considerando la sección sin junta constructiva entre el arco y la plantilla. Debido a que la sección del túnel es de concreto sin acero de refuerzo, ésta falla frágilmente mediante un agrietamiento a tensión en toda la sección sin que se forme un mecanismo de colapso. Se determinó que la presión necesaria para llevar a la falla al modelo fue de 8.5 t/m^2 .

El segundo modelo que se realizó fue considerando la junta sin el machihembrado existente. En este caso, se forma un mecanismo de colapso cuando la fricción de la junta es rebasada por la presión interna, haciendo que las paredes laterales se abran. Se obtuvo que la presión necesaria para formar el mecanismo debiera ser de 2.2 t/m^2 .

En el tercer modelo que se realizó se consideró a la junta constructiva con machihembrado, el cual consiste en una saliente de unos $10 \times 30 \text{ cm}$. En este caso, la estructura falla cuando la presión sobrepasa el peso propio de la cobertura, haciendo que ésta se levante. La presión necesaria para que se forme el mecanismo es de 3 t/m^2 .

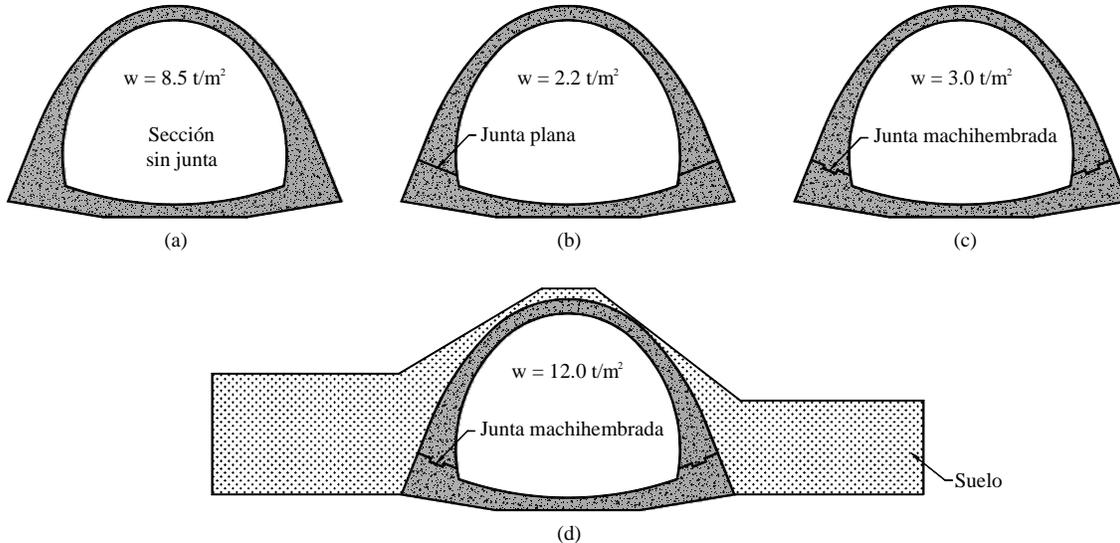


Figura 2-7. Esquema y presión de falla de los modelos numéricos estudiados por Peña y Meli (2010)

Debido a que con los resultados obtenidos de los tres modelos anteriores se observó que ninguno reproducía el mecanismo de colapso, en el cuarto modelo Peña y Meli (2010) decidieron modelar además al suelo que rodea al túnel. Las dimensiones del terraplén fueron propuestas con base en una visita ocular del lugar de la falla. Se decidió modelar cuatro metros de suelo en cada extremo para evitar que las condiciones de frontera afectaran el comportamiento del túnel (Peña y Meli, 2010). Se debe observar que existe una diferencia de

un metro, aproximadamente, entre los niveles de las calles de ambos extremos. Las propiedades mecánicas del suelo se consideraron elástico lineales (Figura 2-8).

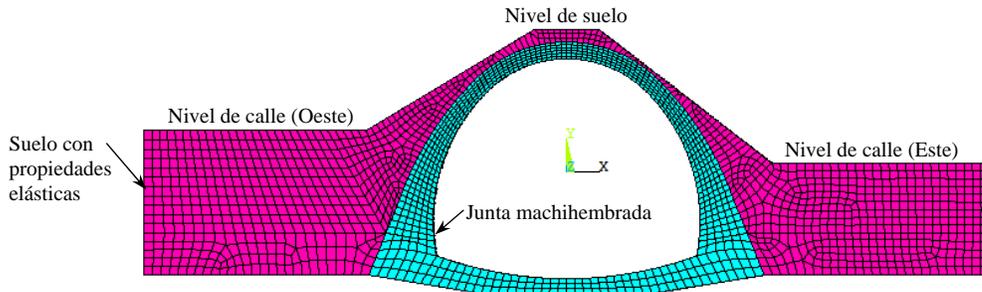


Figura 2-8. Modelo de elementos finitos de la sección estudiada con suelo (Peña y Meli, 2010)

Los resultados del cuarto modelo muestran que el mecanismo de colapso es similar al que se observó en el túnel y se forma cuando el riñón del arco del lado Este se flexiona haciendo que se agriete por tensión. La presión necesaria para lograr el colapso fue de 12 t/m^2 . Esta presión es excesiva y físicamente no se pudo presentar durante el evento que llevó a la falla al túnel. Sin embargo, debido a que se observó que el modelo reproducía la forma de falla del túnel, se decidió que la geometría del suelo era la correcta y que se estaban sobreestimando las propiedades del concreto. Por lo tanto, se realizaron varios análisis con el objetivo de obtener las propiedades mecánicas de los materiales con los cuales se obtuviera una presión de falla del orden de 3 t/m^2 . Durante los análisis la variable principal fue la resistencia a tensión del concreto y observó que también se debería considerar la resistencia a tensión del suelo, ya que si se consideraba elástico-lineal soportaba esfuerzos de tensión que en la realidad no podría resistir.

Finalmente, como resultado de los análisis se concluyó que las resistencias a tensión tanto del concreto como del suelo deberían ser de 4 kg/cm^2 y 1 kg/cm^2 , respectivamente. Con las condiciones geométricas del suelo descritas anteriormente, las resistencias a tensión del concreto y del suelo, y con la presión del agua considerándola aplicada uniformemente en las paredes internas del conducto, se logró reproducir la forma de falla observada en el túnel, con una presión de 3.1 t/m^2 .

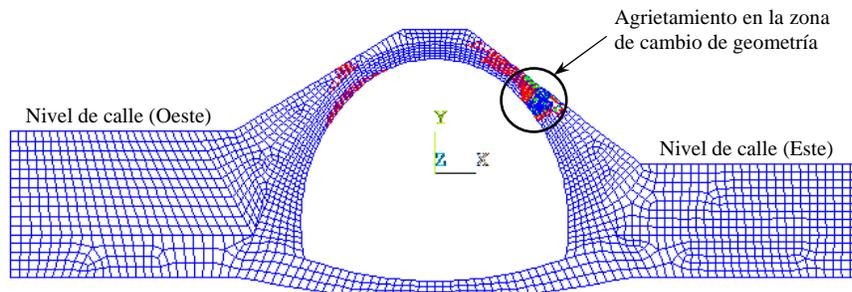


Figura 2-9. Agrietamiento de la sección considerando la resistencia del suelo (Peña y Meli, 2010)

De acuerdo con Peña y Meli (2010), considerar la resistencia a tensión del concreto de 4 kg/cm^2 corresponde a un material de muy mala calidad, lo cual desde el punto de vista estructural, no es factible. Por este motivo, plantearon la hipótesis de que existe una junta de colado con baja resistencia a tensión en el cambio de curvatura de la sección transversal del

túnel. Las razones que generaron esta conjetura son: que la resistencia a tensión del concreto no puede ser tan baja en toda la sección transversal del ducto, que independientemente de la presión de falla, el mecanismo de colapso es similar en todos los modelos en los que se simuló el suelo, y que la zona de agrietamiento, tanto en los modelos numéricos como en la realidad, corresponde con el cambio de curvatura (Figura 2-9). Uno de los objetivos del presente trabajo es validar esta hipótesis.

2.3 TÉCNICAS DE REFUERZO DE TÚNELES

En general, en la literatura hay bastante información sobre diseño geotécnico de túneles en comparación con la información sobre su diseño, refuerzo y rehabilitación estructural. Ante este panorama, a continuación se exponen brevemente algunas técnicas de refuerzo de estructuras de concreto, algunas de las cuales son aplicables al refuerzo del túnel estudiado.

2.3.1 Refuerzo de estructuras de concreto

El adecuado refuerzo de una estructura no solo depende del diseño, también es muy importante el proceso constructivo y la supervisión adecuada por un especialista. El refuerzo tiene que ser una acción de fondo para corregir las causas del defecto y tiene que ser dirigida por un ingeniero competente. Además, no se debe prescindir del diagnóstico adecuado del problema patológico del especialista para lograr un adecuado refuerzo (Emmons, 2005).

Los métodos de refuerzo utilizados deben de tener en cuenta varios factores tales, como: la seguridad, costos, condiciones de obra, plazos, medio ambiente, personal técnico, entre otros aspectos. Desde un punto de vista técnico, el método de refuerzo depende del tipo de elemento por reforzar. A continuación se mencionan algunas de las técnicas más comunes para reforzar algunos elementos estructurales de concreto aplicables al refuerzo del túnel estudiado.

Las trabes de concreto pueden ser reforzadas agrandando su sección transversal, con ángulos de acero o con postensado externo. Cuando se aumenta la sección transversal el acero longitudinal debe estar embebido en concreto y anclado a las columnas. El concreto debe ser colocado cuidadosamente para asegurar que no existan fallas y puntos débiles. Se debe vaciar por un solo lado de la viga hasta que aparezca del otro lado, evitándose la formación de bolsas de aire. Además, se debe utilizar vibrador para una adecuada compactación. La transmisión de esfuerzos se puede lograr adecuadamente con el uso de aditivos. En el refuerzo con ángulos de acero, estos se adhieren a la trabe por medio de pernos, los cuales se requieren para transmitir las fuerzas de corte de la trabe a la losa en compresión, según sea el caso. Se utilizan sistemas de anclajes con adhesivos. Es importante que los pernos de anclaje tengan una adecuada resistencia a la corrosión. El pretensado longitudinal es usualmente utilizado en los elementos de la parte exterior de la estructura. Esto elimina el costoso trabajo de instalación de un tensionado en la parte interna. El tensionado transversal de trabes de concreto reforzado conlleva a una gran cantidad de perforaciones debido al gran número de estribos a ser tensionados (Emmons, 2005).

2.3.2 Refuerzo con FRP

Recientemente, hace unos 25 años, apareció en el mercado un material adecuado para reforzar estructuras de concreto formado con materiales poliméricos reforzados con fibras (FRP, *fiber-*

reinforced polymer). Los FRP han sido usados exitosamente por décadas en la industria aeroespacial, naval y de equipo deportivo. El atractivo de este tipo de refuerzos reside en sus altas resistencias a la tensión y durabilidad (resistentes a la corrosión); propiedades muy interesantes comparadas con las de los refuerzos tradicionales, particularmente los formados por elementos de acero. A esto se le debe añadir su alta relación resistencia/peso, proporcionando un material muy manejable y rápido de colocar. El refuerzo con FRP se realiza de forma muy rápida, con pocos trabajadores y utilizando medios auxiliares ligeros, minimizándose las interrupciones del uso de la estructura y las molestias a los usuarios.

Un material compuesto, como el FRP, es el resultado de la combinación de dos o más materiales con el fin de obtener una combinación única de propiedades. Los materiales compuestos han sido ampliamente utilizados en la historia con el fin de mejorar las propiedades de un material. De este modo, durante siglos se ha utilizado barro mezclado con paja para construir viviendas de adobe. Los materiales compuestos reforzados con fibra se pueden separar mecánicamente. La principal característica de estos materiales reside en que un componente conforma una matriz que envuelve el resto, de forma que los materiales trabajen como uno solo, pero ambos seguirán manteniendo sus características originales por separado. En el caso de los productos para refuerzo estructural, se utilizan fibras embebidas en una matriz polimérica, siendo la más habitual la de resina epóxica. La función de la resina es la de proteger las fibras y de distribuir uniformemente la carga entre dichas fibras. Por otro lado, las fibras contenidas más habituales suelen ser de carbono, aramida y vidrio, aportando al FRP elevada resistencia a tensión y un elevado módulo de elasticidad. Algo importante a tener en cuenta es que la fibra es el componente que resiste los esfuerzos de tensión en la dirección axial a las mismas. En sentido perpendicular a la dirección de las fibras, las propiedades resistentes serán exclusivamente las que aporta la matriz polimérica, siendo claramente inferiores. Por consiguiente, el ingeniero puede definir la orientación de la resistencia deseada variando la orientación de las fibras dentro de la matriz.

Para comprender la función de los materiales compuestos, es importante conocer la función de cada componente en el conjunto. Las principales funciones de las fibras son:

- Aportar la resistencia requerida frente a un esfuerzo de tensión,
- Aportar rigidez (elevado módulo de elasticidad), resistencia a tensión, entre otros parámetros, y
- Conductividad o aislamiento eléctrico, dependiendo del tipo de fibra.

La matriz aporta propiedades vitales al material compuesto mejorando su rendimiento:

- Obliga a las fibras a trabajar en forma conjunta, y les transfiere los esfuerzos de tensión, y
- Aísla las fibras entre ellas, y así trabajan de forma separada. Ello evita la propagación de fisuras en el soporte.

La matriz actúa como un revestimiento de protección de las fibras, protegiéndolas frente a ataques mecánicos (golpes) y químicos (ambiente, sustancias agresivas, entre otros). Las fibras de carbono son conductoras, mientras que las de aramida y vidrio son aislantes. Los materiales compuestos han sido diseñados y fabricados para aplicaciones que necesitan un alto rendimiento con una mínima carga muerta sobre la estructura. Algunas de las ventajas que

ofrecen los FRP frente a los refuerzos tradicionales (normalmente basados en soluciones metálicas) son las siguientes:

- Todas las partes metálicas se pueden reemplazar por una única sección equivalente de FRP.
- Los FRP tienen un alto módulo elástico. Tienen un módulo más elevado que el acero y sólo pesan una quinta parte que éste.
- El acero entra en fatiga cuando se le somete al 50% de su resistencia a tensión. Los FRP no muestran fatiga hasta, como mínimo, el 90% de su resistencia a tensión.
- Los FRP no se oxidan. El acero y aluminio se oxida ante la presencia de agua y aire, y precisan de un cuidado especial, siendo obligado el uso de pinturas protectoras. La matriz polimérica del FRP protege las fibras de refuerzo.
- El coeficiente de expansión térmica de los FRP es muy próximo a cero. Debido a ello, ofrecen una gran estabilidad dimensional frente a los refuerzos metálicos.
- Los FRP se fabrican en grandes longitudes, permitiendo cubrir grandes claros sin necesidad de ejecutar juntas, soldaduras, o mecanizar piezas. Todo ello deriva en un menor tiempo de fabricación, de instalación y de costos.
- Para la aplicación de un FRP, se requiere de herramientas ligeras de mano. Los refuerzos metálicos se deben instalar mediante maquinaria pesada, puntales, soldaduras, etc. Los costos de instalación de un refuerzo de material compuesto son muy bajos y reducen el costo global de un refuerzo.

Las fibras constituyen el refuerzo del FRP y le aportan su rigidez y resistencia característica. Los tipos de fibra más comunes son el vidrio, aramida, carbono y boro. De estos tipos, la fibra de aramida es la que aporta una mayor relación de resistencia a la tensión a peso. El presente trabajo se centrará en las fibras de carbono por ser las de uso más universal.

Las fibras de grafito y carbono están producidas a partir de dos tipos de materias primas:

- Fibras *pan* (poliacrilonitrilo), es una fibra polimérica de origen textil, y
- Fibras *pitch*, se obtienen de la brea de alquitrán de hulla o bien petróleo purificado.

Las primeras, son las más extendidas en la producción de fibras de carbono, mientras que las fibras *pitch* aportan mayor rigidez aunque son más frágiles (y se rompen con menores elongaciones).

Durante el proceso de fabricación de las fibras, las materias primas se exponen a la oxidación, empleando para ello temperaturas extremadamente altas. Posteriormente, pasan por procesos de carbonización y grafitización. Durante estos procesos, las fibras originales sufren una serie de cambios a nivel químico que les aportan mayores relaciones de rigidez-peso y de resistencia a tensión-peso.

Con el fin de que las fibras sean las responsables de absorber los esfuerzos, la matriz debe ser de bajo módulo y ser más deformable que el refuerzo. Esta determina la temperatura de servicio del sistema de refuerzo, así como el tipo de proceso de fabricación adecuado para su producción. Los laminados de fibra de carbono que se utilizan en el refuerzo estructural, están compuestos en su mayoría por una matriz de resina termoestable de tipo epóxico. Las resinas

termoestables, tienen la particularidad que una vez endurecidas no se pueden volver a fundir o remodelar porque no volverán al estado original. Al proceso de endurecimiento de una resina se denomina reticulación. Durante este proceso en las resinas termoestables, se forman cadenas tridimensionales entrelazadas entre sí. Debido a ello, las moléculas no son flexibles y, por tanto, no se pueden fundir ni remodelar para volver al estado original de la resina. Cuánto mayor sea el número de cadenas tridimensionales entrelazadas, mayor será la rigidez del producto final y también mayor será la temperatura de transición vítrea del mismo. Por esta razón, es importante procurar trabajar con temperaturas adecuadas cuando se manipulan resinas termoestables. La razón de ser en el refuerzo estructural de las resinas termoestables, es por su alta estabilidad térmica y dimensional, buena rigidez, así como por su alta resistencia eléctrica, química y a disolverse, además de ofrecer una buena impregnación de las fibras.

La relación esfuerzo-deformación de los materiales FRP se ha comparado en múltiples ocasiones con la del acero de refuerzo. A diferencia del comportamiento dúctil del acero, los materiales FRP por si solos no son dúctiles y exhiben un comportamiento lineal hasta la falla. Aunque esto podría interpretarse como una desventaja severa, los miembros estructurales (vigas, columnas, muros) pueden conservar o incrementar su ductilidad si el refuerzo FRP se diseña apropiadamente. El módulo de elasticidad de la tela de fibra de vidrio es de aproximadamente $210,000 \text{ kg/cm}^2$ y el de la tela de fibra de carbono es aproximadamente de $630,000 \text{ kg/cm}^2$. Las placas de FRP tienen módulos de elasticidad del orden de $1,650,000 \text{ kg/cm}^2$. Por consiguiente, aunque el módulo de elasticidad es menor que el del acero (aproximadamente $2,100,000 \text{ kg/cm}^2$) su resistencia es significativamente mayor.

Un refuerzo estructural mediante un sistema con base a fibras de carbono puede utilizarse para reforzar elementos sujetos flexión y cortante, o para confinar. Al ser productos anisótropos, trabajando en una sola dirección y que únicamente trabajan a tensión, se deben colocar en las zonas sometidas a tensión de los elementos que se refuercen.

Para el refuerzo por flexión se debe considerar que la capacidad del momento de una sección está en función del par interno resultante de fuerzas de tensión y compresión. En este caso, las FRP pueden ser aplicadas a la cara de la tensión del elemento para aumentar la fuerza de tensión.

Frente a un estado nuevo de cargas que conlleve un refuerzo a flexión, es importante verificar al mismo tiempo la situación frente al esfuerzo cortante. El refuerzo por cortante con FRP contribuye como estribos externamente adheridos, y absorbe los esfuerzos de tensión producidos en el alma del elemento. La contribución es distinta según el tipo de disposición. En este sentido, el mayor refuerzo se obtiene con una disposición que envuelva por completo el elemento.

El refuerzo con FPR sirve para confinar elementos sometidos a compresión a fin de mejorar su comportamiento frente a sismos (mejorar su ductilidad) o bien aumentar su resistencia. El zunchado con materiales basados en fibra de carbono, reduce la expansión lateral del elemento cuando este está en compresión. Los refuerzos con base a fibra de carbono son muy indicados en estos casos gracias a su alto módulo elástico, en comparación con el del acero, y su baja fluencia.

3 DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN Y MODO DE FALLA

El principal objetivo de este capítulo es generar un modelo numérico capaz de reproducir la magnitud de la presión y el modo de falla del túnel. Para lograr este propósito, se generaron varios modelos cuyas características se fueron refinando conforme se obtenían los resultados de cada uno de ellos hasta lograr el modelo que cumplió con el objetivo planteado. El capítulo empieza con una descripción del procedimiento aplicado para generar los modelos numéricos, de la geometría, de las propiedades de los materiales y del sistema de carga. Inmediatamente después se describe la metodología aplicada para refinar los modelos con base en los resultados de cada uno de ellos y se analizan las principales variables que influyen en el resultado final. Al final del capítulo se resumen los principales resultados y se discute el efecto de las variables que intervienen en la predicción de la presión y del modo de falla.

Para generar el modelo numérico que cumpla con las características planteadas en el objetivo, se partió de los resultados y conclusiones a los que se llegaron en el estudio de Peña y Meli (2010). En ese trabajo se concluyó que para reproducir la rotura del túnel se debería modelar el suelo existente a los costados del conducto con sus propiedades resistentes y la junta machihembrada entre plantilla y arco. Además, en ese trabajo se planteó la hipótesis acerca de la existencia de una junta de colado con baja calidad del concreto ubicada a la altura del cambio de geometría del ducto y que influyó decisivamente sobre la falla del túnel. Atendiendo estas conclusiones, los modelos elaborados en este capítulo consideran el suelo ubicado a los costados del conducto, la junta machihembrada entre la plantilla y el arco, y se modelan con la técnica del elemento finito. El primer modelo consideró las propiedades elásticas para el suelo y el modelo definitivo las propiedades resistentes del mismo. Adicionalmente, los modelos se sometieron a presiones hidrostáticas con variación lineal a lo largo de la altura del túnel. Finalmente, en el modelo definitivo se modeló la junta de colado en el cambio de geometría del ducto con un concreto con baja resistencia a la tensión y el resto de la sección transversal con un concreto con mejores propiedades.

A continuación se describen los parámetros generales utilizados para elaborar los modelos de este capítulo.

3.1 PARÁMETROS GENERALES DE MODELACIÓN

En la presente investigación se utilizó el MEF para analizar estructuralmente el túnel. Actualmente el MEF constituye una de las herramientas más robustas para el análisis de estructuras, tales como el túnel estudiado. Esta herramienta constituye un método numérico destinado a resolver, mediante ecuaciones matriciales, las ecuaciones diferenciales que se presentan en sistemas discretos o continuos. En programas de computadora se toma la geometría planteada y luego se convierte en un modelo con cierta cantidad de elementos

(Figura 3-1). Estos elementos cuentan con características específicas y están unidos entre ellos por medio de nodos. Con el uso de los elementos finitos en las estructuras, los nodos van a experimentar una deformación a partir del equilibrio entre esfuerzos y cargas, así como de las restricciones que se presenten. En el MEF se convierten todas las ecuaciones de equilibrio en sistemas de ecuaciones lineales o no-lineales con base en los desplazamientos de los nodos. A partir de esto se pueden obtener las diferentes soluciones que se requieren, tales como esfuerzos, deformaciones, entre otras (Zienkiewicz, 1994; Chandrupatla y Belegundu, 1999).

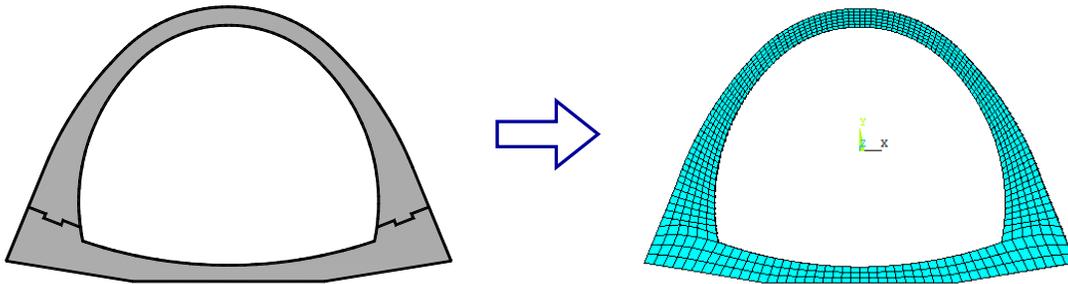


Figura 3-1. Aplicación del método del elemento finito

La simulación numérica a gran escala, en paquetes de elemento finito ha evolucionado sus funciones y capacidades en los últimos años haciéndolos cada vez más precisos y fáciles de usar. Derivado de la variedad de programas existentes es importante tomar en cuenta la diversidad de características que ofrece cada uno, ventajas y desventajas, con respecto al problema que se quiere analizar.

De forma general, el comportamiento de los problemas estructurales analizados con elemento finito se pueden dividir en lineales y no-lineales. Específicamente, en esta investigación se incluyen dos tipos de no-linealidad, una debida a los materiales, y otra debida a la discontinuidad en la zona de la junta constructiva entre la plantilla y el arco.

Para realizar el análisis no-lineal del modelo del túnel se seleccionó el programa comercial ANSYS (2006), el cual es un programa de análisis estructural no-lineal avanzado, basado en la técnica de elementos finitos, y que tiene capacidad de resolver modelaciones complejas de problemas físicos relacionados con la ingeniería estructural, transferencia de calor, mecánica de fluidos, acústica y electromagnetismo, los cuales inclusive pueden interactuar entre ellos mismos.

3.1.1 Geometría

La forma y las dimensiones del túnel modelado se muestran en la Figura 2-2. Como se puede observar, la sección transversal es en forma de herradura, y está formada por una plantilla sobre la cual se encuentra apoyado un arco que le da forma al ducto. Entre la plantilla y el arco no hay continuidad estructural, la unión entre ellos es simplemente concreto sobre concreto. En esta unión existe una junta de tipo machihembrado la cual consiste en una saliente de 10 x 30 cm que evita el deslizamiento horizontal de las partes unidas. La forma del suelo que rodea al túnel se muestra en la Figura 2-3. El recubrimiento del suelo en la clave del túnel es de 30 cm, mientras que las pendientes laterales están inclinadas 45 grados, aproximadamente,

respecto a la horizontal. Así mismo, la sección del túnel que se encuentra enterrada completamente es de dos y tres metros del lado Este y Oeste, respectivamente. Se modelaron cuatro metros de suelo a cada lado del túnel para evitar que las condiciones de frontera afectaran su comportamiento.

La malla de los modelos fue construida con elementos prismáticos de forma regular con 8 nodos y elementos cuña de 6 nodos (Figura 3-4), respetando que no tuvieran una relación de aspecto superior a 2 para no obtener resultados erróneos. El uso de elementos cuña no suele ser recomendable dado que se pueden generar concentraciones de esfuerzos, pero debido a lo complicado de la geometría del modelo, principalmente del suelo en la frontera con el túnel, su uso fue inevitable.

Como se mencionó anteriormente, la sección transversal en forma de herradura se genera a partir de algunos círculos; esta geometría plantea un problema en la elección de la forma del elemento finito por usar. Aunque los elementos finitos que permiten tratar este tipo de problemas pueden tener diversas formas, como triángulos o cuadriláteros, el refinamiento aplicado a la malla permitió el uso de elementos rectangulares (Figura 3-1).

3.1.2 Condiciones de frontera

La precisión del MEF depende, entre otros aspectos, de la elección adecuada de las condiciones de frontera. En los modelos del presente trabajo, las fronteras se establecieron de tal manera que no influyeran en la distribución de esfuerzos en las cercanías del túnel, con lo cual se definió que extendiendo horizontalmente la malla de elementos finitos cuatro metros de suelo a partir de cada lado del conducto, la influencia de las fronteras es despreciable. Para las fronteras verticales, ubicadas a los costados del modelo, se impuso la condición de restringir los desplazamientos horizontales dejando libres los verticales; para la frontera horizontal inferior se restringieron los desplazamientos horizontales y verticales, y para la horizontal superior no se restringió el movimiento en ninguna dirección.

3.1.3 Propiedades de los materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales se consideraron igual que las supuestas en los modelos del estudio de Peña y Meli (2010). En ese trabajo se concluyó que la resistencia a tensión, tanto del concreto como del suelo, resultó ser la propiedad más importante en la respuesta del túnel, pues pequeñas variaciones en su valor, modificaban grandemente la presión de falla. De acuerdo a esta afirmación, el valor asignado a la resistencia a compresión del concreto tiene poca influencia sobre los resultados.

Para el concreto se consideró la resistencia a la compresión del concreto f'_c igual a 150 kg/cm^2 , módulo de elasticidad E igual a $97,980 \text{ kg/cm}^2$, resistencia a la tensión f_t de 15 kg/cm^2 , y peso volumétrico γ de 2 t/m^3 . El suelo se consideró con un módulo de elasticidad de $50,000 \text{ kg/cm}^2$, peso volumétrico de 1.5 t/m^3 y resistencia a la tensión de 1 kg/cm^2 .

En el caso de la resistencia a tensión del concreto de la junta de colado, uno de los objetivos de este capítulo es determinar su valor de tal manera que se reproduzca la forma y la presión de falla observados en el túnel.

3.1.4 Sistema de carga

El proceso de análisis y solución se llevó a cabo en dos pasos de carga. El primer paso consistió en aplicar al modelo el peso propio. En el siguiente paso se aplicó de manera gradual la presión hidrostática. En el trabajo de Capella y Fuentes (2010) se afirma que durante el evento que llevó a la falla al conducto, el tirante de agua se incrementó desde su valor mínimo hasta alcanzar su valor máximo en una hora y media, aproximadamente. Se debe notar que se trata de una carga estática puesto que su magnitud varía de su valor mínimo al definitivo tan lentamente que las aceleraciones que en estas condiciones recibe el túnel son despreciablemente pequeñas. Esta es la razón por la cual en el modelo la presión hidrostática se aplicó como una carga estática.

En el trabajo de Peña y Meli (2010) los modelos estudiados se sometieron a presiones constantes, es decir, el valor de la presión se mantuvo constante en toda la altura del túnel. Sin embargo, la diferencia de altura entre la clave y el nivel de arrastre de la plantilla ocasiona una diferencia de presiones de 0.52 t/m^2 que influye sobre la respuesta de la estructura. Por esta razón, en esta investigación se consideró el gradiente hidráulico, consecuentemente las presiones hidrostáticas se aplicaron con una variación lineal a lo largo de la altura del túnel. En la Figura 3-2 se muestra la diferencia en la forma entre cómo se aplica la presión constante y la presión con gradiente hidráulico.

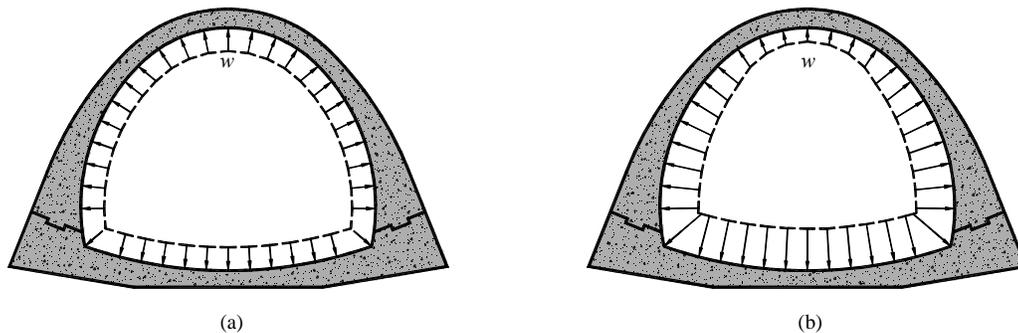


Figura 3-2. Modelo sometido a presión: (a) constante, (b) con gradiente hidráulico

Se debe observar que la presión que lleva a la falla al conducto es la que actúa sobre su clave no la que se aplica sobre la plantilla. Por lo tanto, cuando en este trabajo se mencione la presión de falla, se refiere a la presión que se ejerce sobre la clave del túnel.

3.1.5 Tipos de elementos finitos

Se realizó un modelo tridimensional de elementos finitos de la sección transversal tipo del conducto con un ancho de un metro (Figura 3-3). El modelo representa un problema de deformación plana debido a que la longitud del túnel se extiende considerablemente en dirección normal a la sección analizada, sin cambiar la forma de su sección transversal. Este modelo supone que la deformación normal al plano de análisis es nula, mientras que las cargas y soportes actúan en el plano de la sección transversal. En la modelación se emplearon un elemento sólido y dos elementos de contacto. De manera general, los elementos sólidos tridimensionales se emplean para modelar cualquier tipo de estructura. Se utilizan, en especial, cuando el cuerpo no puede modelarse con ninguno de los elementos tales como barras,

cascarones o placas. En el caso del conducto estudiado en este trabajo, tanto la forma geométrica de la estructura y las condiciones de soporte complejas se modelaron con elementos sólidos. De esta manera, en la modelación se emplearon los elementos denominados SOLID65, TARGE170 y CONTA173 (ANSYS, 2006). Estos elementos se describen brevemente a continuación.

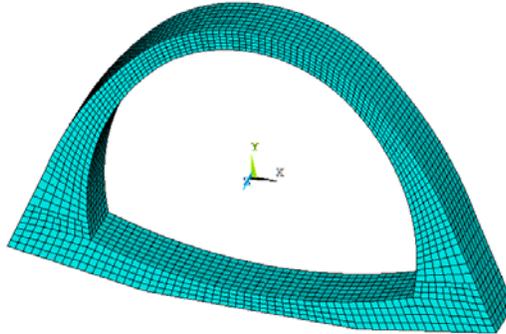


Figura 3-3. Modelo de elementos finitos de la sección estudiada

El elemento SOLID65 es un elemento sólido apropiado para modelar estructuras de concreto con o sin barras de refuerzo. La ley constitutiva asociada a este elemento permite que el sólido falle por agrietamiento a tensión o por aplastamiento a compresión. El elemento está definido por ocho nodos, cada nodo tiene tres grados de libertad: traslación en las direcciones x , y y z (Figura 3-4). El agrietamiento es tratado como una franja de grietas dispersas, en lugar de grietas discretas, y se produce tan pronto como las tensiones en el concreto superan a la resistencia a tensión del material. Para el modelado del aplastamiento, se supone que el material se aplastará si todos los esfuerzos principales están en compresión, cuando en un punto de integración el material falla en compresión uniaxial, biaxial, o triaxial. El acero de refuerzo se considera disperso a lo largo de todo el elemento, y se especifica mediante una relación de volúmenes (cuantía de acero). Las barras de refuerzo se considera que únicamente tienen rigidez uniaxial. El aspecto más importante del elemento SOLID65 es el tratamiento de las propiedades no-lineales del material. Como parte de las propiedades del material del elemento SOLID65, para el concreto se especifican la resistencia a tensión y compresión uniaxial y la relación esfuerzo-deformación uniaxial. Los primeros dos parámetros se requieren para definir la superficie de falla del concreto debido a un estado de esfuerzos multiaxial.

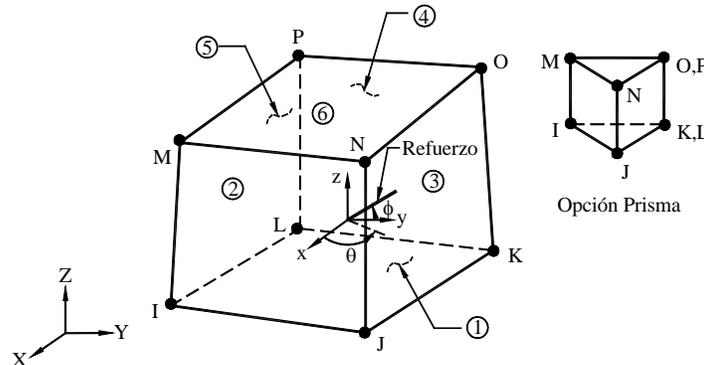


Figura 3-4. Características del elemento SOLID65 (ANSYS, 2006)

Como se mencionó en la descripción de la geometría del conducto, entre la plantilla y el arco no hay continuidad estructural. Entre estos elementos existe una junta que debido a las diferentes condiciones de carga, las partes en contacto pueden separarse o aplastarse. Esta interacción entre las partes se simuló mediante elementos de contacto, incluyendo también el fenómeno derivado de la fricción.

Los elementos de contacto tratan de definir lo que ocurre en la interacción entre las partes: separación o aplastamiento. Estas formulaciones se basan en restricciones para impedir la penetración. Dependiendo del comportamiento de los cuerpos en contacto, los elementos se pueden clasificar en dos grupos: *rígido a flexible* y *flexible a flexible* (ANSYS, 2006). En este trabajo el problema se definió como flexible a flexible debido a que las superficies en contacto son del mismo material y tienen rigideces similares.

Para modelar la interacción entre dos cuerpos en contacto, se debe decidir el papel que cada uno de ellos desempeñará dependiendo del comportamiento que se desee simular. De esta manera un cuerpo se asumirá como *contacto* (*contact*) y el otro como *objetivo* (*target*). Los elementos contacto están restringidos para penetrar en la superficie de los objetivo. Sin embargo, los elementos objetivo pueden penetrar a través de la superficie de los contacto. Para contacto rígido a flexible la designación es obvia: la superficie objetivo siempre es la superficie rígida y la superficie contacto siempre es la superficie flexible. En el caso del contacto flexible a flexible, el cual es específicamente el utilizado en esta investigación, la elección de la superficie que se designa como contacto o como objetivo puede a veces no estar muy clara. Sin embargo, se puede recurrir a la siguiente recomendación: si una superficie es notablemente más grande que la otra superficie, como en el caso en que una superficie rodea a la otra, la superficie más grande debe ser la superficie del objetivo (ANSYS, 2006). Para el modelo desarrollado, se designó como superficie objetivo a la del arco y como superficie contacto a la de la plantilla (Figura 3-5).

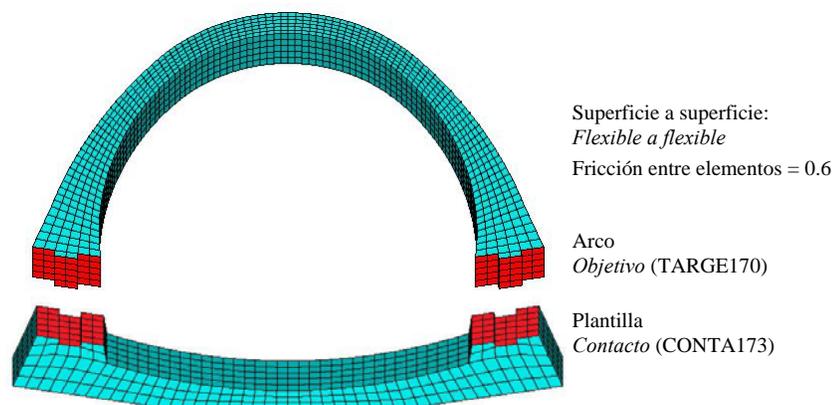


Figura 3-5. Definición de superficies de contacto

En la modelación de la junta del conducto se emplearon los elementos de contacto tipo TARGE170 y CONTA173, los cuales permiten tener modelos de elemento finito discontinuos. El elemento objetivo TARGE170 es utilizado para representar superficies asociadas a un elemento de contacto tridimensional; posee tres grados de libertad (u_x , u_y y u_z). El elemento CONTA173 se utiliza para representar el contacto y deslizamiento entre dos superficies

tridimensionales, posee tres grados de libertad (u_x , u_y y u_z). Las características más relevantes son las siguientes:

- Permite la apertura o cierre de las juntas, así como el deslizamiento,
- Cuando la junta está cerrada existe transmisión de esfuerzos de compresión y cortante, pero no de tensión,
- Cuando la junta se encuentra abierta no existe transmisión de esfuerzos de ningún tipo,
- La transmisión de esfuerzos cortantes se da mediante fricción, de acuerdo con una ley tipo Coulomb; y,
- Puede detectar cambios en la geometría debido al movimiento relativo de los elementos que conforman la junta.

3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS

Se elaboraron varios modelos numéricos con el fin de obtener un solo modelo capaz de reproducir la rotura del túnel. Para generar el primer modelo se partió de las conclusiones del trabajo de Peña y Meli (2010). En ese trabajo se afirma que para poder explicar el mecanismo de colapso observado en la falla fue necesario modelar, además del conducto, el suelo que lo confina a los costados considerando sus propiedades resistentes. Asimismo, la resistencia a tensión, tanto del concreto como del suelo, resultó ser la propiedad más importante de los materiales pues pequeñas variaciones en su valor, modificaban grandemente la presión de falla. Por lo tanto, el procedimiento que se estableció para obtener un solo modelo capaz de reproducir la rotura del túnel consistió en determinar la resistencia a tensión del concreto suficiente para que se reprodujera el mecanismo de falla del conducto con una presión del orden de 3 t/m^2 , valor calculado en el estudio hidrológico. La resistencia a compresión del concreto se tomó igual a 150 kg/cm^2 debido a que si se disminuía este valor, la sección comenzaba a fallar por aplastamiento, de lo cual no se tienen evidencias físicas de que esto haya ocurrido (Peña y Meli, 2010).

En el primer modelo se consideró al suelo como un material elástico lineal con las propiedades descritas en la sección 3.1.2. Las características generales y la descripción del mecanismo de falla de éste primer análisis son las que corresponden al modelo denominado M-SIN-E. Los resultados de este modelo reproducían la presión y el modo de falla similar a la observada, sin embargo, este modelo se descartó debido a que los esfuerzos de tensión inducidos en el suelo que rodea al túnel eran de tal magnitud que no se consideraron confiables.

Debido a los resultados no satisfactorios obtenidos en el primer modelo, se elaboró el modelo M-SIN-I en el que a diferencia del modelo anterior, el suelo se modeló con su resistencia a tensión. Con este modelo se realizaron varios análisis modificando la resistencia a tensión del concreto. El objetivo era que el modelo describiera un mecanismo y una presión de falla similar a la observada en la realidad. Se descartaron varios análisis debido, principalmente, a que la presión de falla era mucho mayor que la real. Los resultados de este modelo mostraron que sí se reproducía la forma y presión de falla, sin embargo, la resistencia a tensión del concreto considerada era muy baja. Considerar un valor bajo para la resistencia a tensión

equivale a considerar un concreto de muy mala calidad en toda la sección del túnel, y no existe evidencia física que lo sustente. Por lo tanto, este modelo también se descartó.

Se elaboró un tercer modelo denominado M-JUN-I. El objetivo de este modelo fue validar la hipótesis planteada en el estudio de Peña y Meli (2010) consistente en que existe una junta de colado con baja resistencia a tensión en el cambio de curvatura de la sección transversal del túnel. La resistencia del concreto en la zona de la junta se tomó igual a la resistencia a tensión del modelo M-SIN-I con la que se reprodujo la falla. Los resultados de este modelo reprodujeron la rotura del túnel, por lo que se concluyó que la hipótesis planteada es válida. Este modelo se tomó como base para elaborar los modelos con los que se estudiaron las propuestas de refuerzo del Capítulo 4.

Para la identificación de cada uno de los modelos analizados en este capítulo se utilizó la siguiente nomenclatura:

$$\begin{array}{ccc} \text{M} & - & \text{JUN} & - & \text{I} \\ \uparrow & & \uparrow & & \uparrow \\ 1 & & 2 & & 3 \end{array}$$

donde:

1 = simboliza la corrida de un modelo, M,

2 = indica si el modelo contiene la junta de colado o no; JUN = con Junta de colado, SIN = Sin junta

3 = característica del suelo encima del lomo del conducto; E = Elástico, I = Inelástico

A continuación se describen los detalles de cada modelo elaborado y los resultados obtenidos.

3.2.1 Modelo M-SIN-E

La principal característica de este modelo es que las propiedades del suelo que rodean al túnel se consideraron elásticas. El objetivo de este modelo era obtener una presión de falla similar a la real variando la resistencia a tensión del concreto. De diversos análisis realizados se obtuvo que para reproducir la presión y el modo de falla la resistencia mencionada debería considerársele igual a 4 kg/cm^2 . Esta es, por tanto, la resistencia a tensión que se empleó en este modelo. La Figura 3-6 muestra el modelo de elementos finitos de la sección estudiada. El modelo consta de 12540 nodos; 9370 elementos sólidos y 160 elementos de contacto.

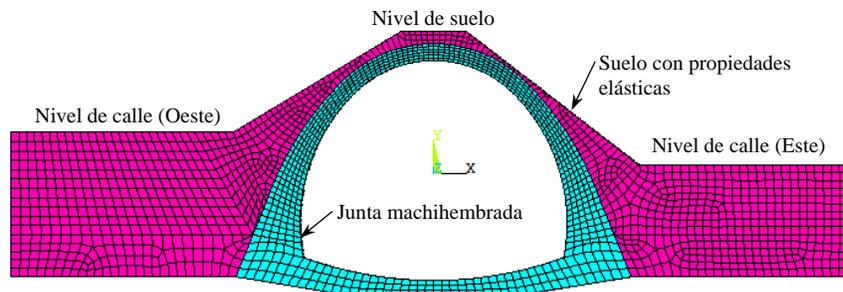


Figura 3-6. Modelo de elementos finitos M-SIN-E

3.2.2 Modelo M-SIN-I

En este modelo se consideró la resistencia a tensión del suelo que se ubica encima del lomo del conducto con el valor descrito en la sección 3.1.2. Nuevamente el objetivo era que dada la

geometría del modelo y las características de los materiales del mismo, obtener un mecanismo y una presión de falla similar a la observada en la realidad. Para obtener el modelo que se presenta, primero se consideró una resistencia a tensión del concreto igual a 4 kg/cm^2 en toda la sección transversal, que fue la que se obtuvo en el modelo M-SIN-E. Con este valor y después de varios análisis se determinó que si únicamente se modela el suelo que se ubica encima del túnel con su resistencia a tensión y el resto con propiedades elásticas, se obtienen los mismos resultados que cuando se modela todo el suelo con propiedades inelásticas. El beneficio que se obtiene con esto es disminuir el tiempo de cálculo del programa, debido a que al considerar la resistencia a tensión únicamente del suelo que se ubica encima del lomo, el número de elementos con características inelásticas se disminuye. Después se realizaron algunos análisis variando la resistencia a tensión del concreto. Se obtuvo que el valor de 5 kg/cm^2 considerado en toda la sección transversal era el adecuado para reproducir la rotura del túnel. La Figura 3-7 muestra el modelo de elementos finitos de la sección estudiada. Este modelo consta de 12540 nodos; 9370 elementos sólidos y 160 elementos de contacto.

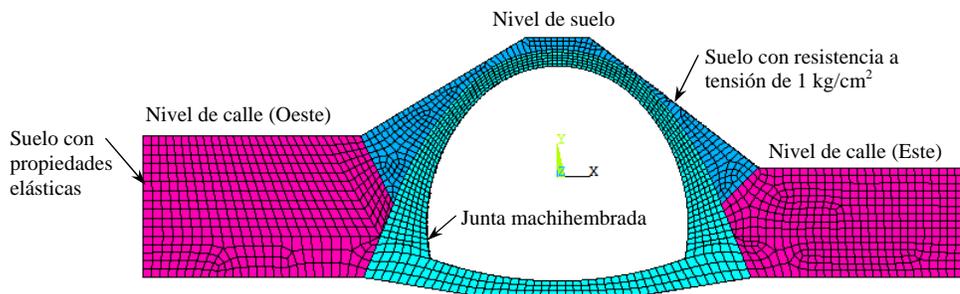


Figura 3-7. Modelo de elementos finitos M-SIN-I

3.2.3 Modelo M-JUN-I

Debido a que no es factible considerar que toda la sección del túnel esté construida con un concreto de baja resistencia a la tensión como se propuso en el modelo M-SIN-I, ya que esto implicaría que también la resistencia a compresión fuese baja (Peña y Meli, 2010), se decidió validar la hipótesis de la existencia de una junta de colado a la altura del cambio de geometría del ducto. Los razonamientos que condujeron al planteamiento de esta hipótesis fueron los siguientes:

- De la inspección visual que se hizo a la zona del evento, no se observó que el material fuera de mala calidad o que hubiera sufrido un deterioro importante (Peña y Meli, 2010). Esta observación implica que no se puede suponer que tanto la resistencia a compresión como a tensión se deban considerar con valores bajos en toda la sección transversal del túnel puesto que no existe evidencia física que así lo compruebe.
- Para darle forma de herradura al arco se debe recurrir al trazo de tres círculos excéntricos, dos de los cuales se cruzan a la altura de los riñones a cada lado de la sección transversal. Los resultados de los modelos M-SIN-E y M-SIN-I muestran que el agrietamiento que se genera debido al mecanismo de falla se localiza en el cruce de los mencionados círculos, y que este comportamiento es independiente de las propiedades asignadas a los materiales y de la presión de falla.
- El procedimiento constructivo practicado para obtener la sección transversal de herradura implica necesariamente que se generó una junta de colado a la altura de los riñones, donde

se cruzan los círculos. De esta manera, es fácil pensar que en esta junta se generó una discontinuidad resultado de la demora en la colocación del concreto, que impidió la correcta unión del material en dos vaciados sucesivos.

Tomando en cuenta los razonamientos anteriores, el modelo planteado considera que en toda la sección transversal el concreto tiene resistencia a la tensión f_t igual a 15 kg/cm^2 , que corresponde a un concreto con resistencia a compresión f'_c igual a 150 kg/cm^2 ; y únicamente en la junta de colado se considera la resistencia a tensión de 5 kg/cm^2 , que fue la resistencia que se obtuvo de los resultados del modelo M-SIN-I. La junta de colado se modeló con un ancho de 10 cm ubicada en el cruce de los círculos que le dan la forma de herradura a ambos lados a la sección transversal. La resistencia a tensión del suelo se tomó con el valor descrito en la sección 3.1.2. La Figura 3-8 muestra el modelo de elementos finitos de la sección estudiada. Este modelo consta de 12498 nodos; 9335 elementos sólidos y 160 elementos de contacto.

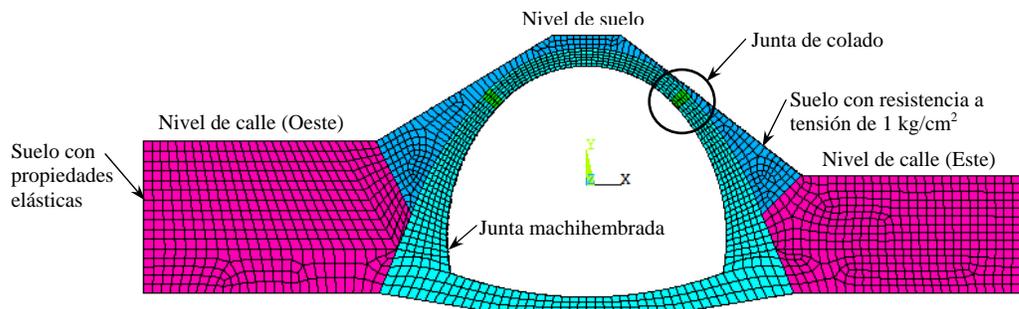


Figura 3-8. Modelo de elementos finitos M-JUN-I

3.3 RESULTADOS DE LOS MODELOS

Los resultados muestran que el mecanismo de falla es similar para los tres modelos. Se observa que al actuar la presión, las paredes laterales tienden a abrirse y la discontinuidad en la junta machihembrada permite que el arco gire en sus extremos. La diferencia de alturas del suelo en ambos lados del conducto ocasiona que la pared del costado Este se abra más que la del costado Oeste. Además, la clave del arco descende, las paredes del conducto giran en su base y se flexionan aproximadamente a la altura del cambio de sección. Al incrementarse aun más la presión, ambos riñones del arco se flexionan haciendo que se agrieten por tensión; y la junta entre el arco y la plantilla se separa, la del lado Este más que la del lado Oeste. La falla se presenta cuando el concreto alcanza su resistencia a tensión en la pared del lado Este debido a que esta es la que más se flexiona. Las principales diferencias entre los resultados de los modelos son la magnitud de la presión de falla y los esfuerzos soportados por el suelo. Se debe considerar que para cada modelo se hicieron varios análisis y que los resultados aquí presentados corresponden al modelo que se tomó como definitivo.

Para observar de forma gráfica los daños que se presentaron en las simulaciones no lineales de los modelos y compararlos con el observado en la realidad, el programa ANSYS incluye una herramienta denominada *Concrete Plot*, la cual permite visualizar el agrietamiento y aplastamiento de los elementos SOLID65. La representación gráfica de estos resultados consiste en el dibujo de pequeños círculos en el plano de la grieta cuando el concreto se ha

agrietado y pequeños octágonos cuando el concreto se ha aplastado. La primera grieta en un punto de integración se muestra con un círculo rojo, la segunda con uno verde y la tercera con uno azul. Estas gráficas se muestran más adelante para cada modelo analizado. A continuación se presentan las particularidades en los resultados de cada modelo.

3.3.1 Modelo M-SIN-E

Se hicieron varios análisis con este modelo, se dejó fijo el valor de la presión en 3 t/m^2 y se fue cambiando la resistencia a tensión del concreto.

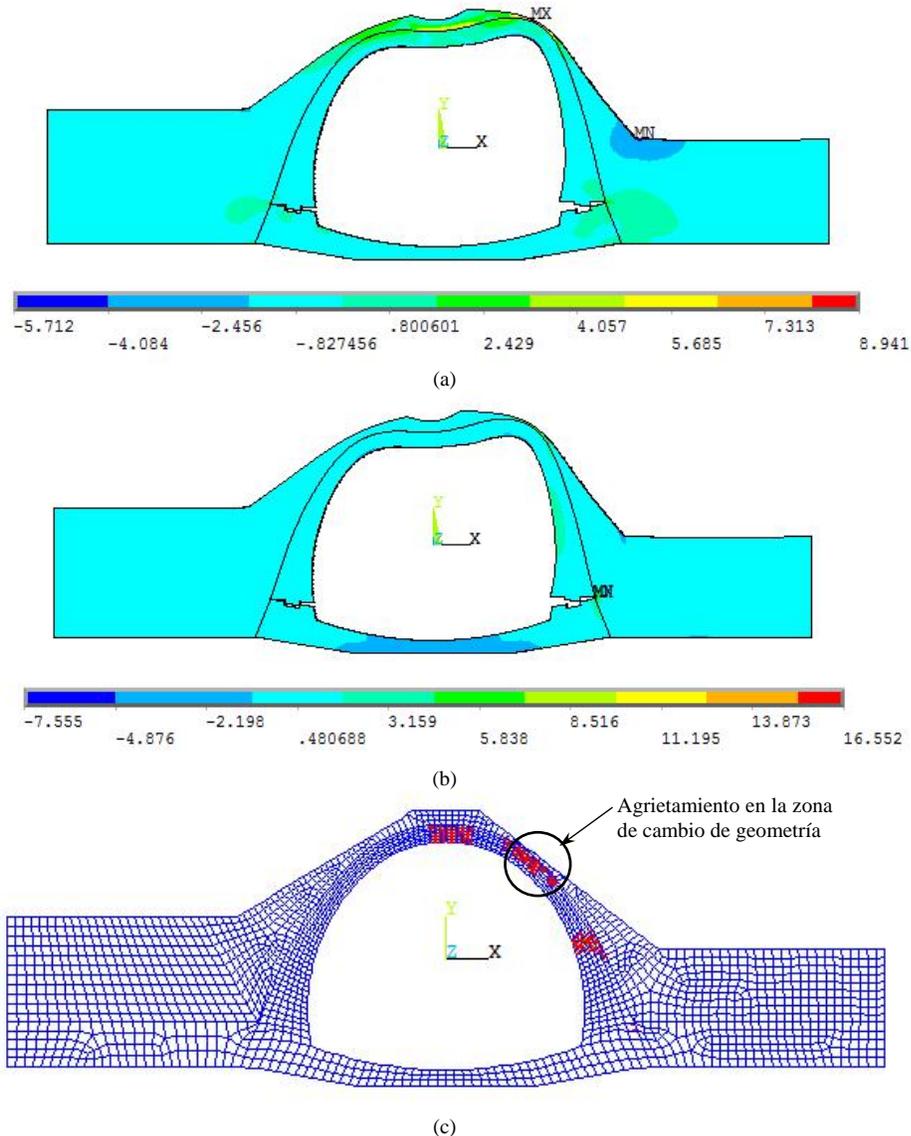


Figura 3-9. Resultados del modelo M-SIN-E. Deformada y esfuerzos axiales (kg/cm^2):
(a) horizontales, (b) verticales; (c) agrietamiento

Si la resistencia a tensión del concreto propuesta era grande, el modelo convergía y no se reproducía la falla. Cuando se propuso la resistencia a tensión igual a 4 kg/cm^2 en toda la

sección transversal, el modelo reprodujo la rotura del conducto, tal como se puede ver en la Figura 3-9. Los resultados reproducen la forma de falla del túnel, sin embargo, hay zonas en el suelo que soportan esfuerzos de tensión mayores de 8 kg/cm^2 , lo cual difícilmente puede considerarse adecuado, y por lo tanto este modelo se descartó. En este caso, la resistencia de todo el conducto se incrementó debido a que el suelo al soportar grandes esfuerzos de tensión actúa como un zuncho que incrementa la resistencia a tensión por el exterior del túnel. La presión necesaria para lograr el colapso fue de 4 t/m^2 . La Figura 3-9 muestra la deformada y los esfuerzos axiales del modelo. Se debe notar que la pared del lado Este es la que más se flexiona debido a que en este costado el confinamiento del túnel es menor que del lado contrario.

3.3.2 Modelo M-SIN-I

Como se mencionó anteriormente, se realizaron varios análisis y se determinó que el suelo encima del arco se podía modelar con su resistencia a tensión, dejando el resto del suelo con sus características elásticas, sin afectar los resultados. Posteriormente, se realizaron algunos análisis en los que se dejó fijo el valor de la presión en 3 t/m^2 y se fue cambiando la resistencia a tensión del concreto. Al actuar las presiones, el suelo empieza a agrietarse en las zonas donde se inducen los esfuerzos de tensión más grandes. Cuando el suelo está agrietado, los esfuerzos que originalmente resistía este son soportados por el túnel. El mecanismo de falla se presenta cuando se alcanza la resistencia a tensión del concreto en las zonas donde más se flexionan las paredes laterales.

Los resultados mostraron que al considerar dos valores distintos de la resistencia a tensión del concreto (4 y 5 kg/cm^2) se reproducía la forma de falla para ambos valores. Para determinar el valor correcto, se hicieron dos análisis adicionales, en los cuales se mantuvo fijo el valor de la resistencia a tensión y se fue variando la presión. En el primer análisis se consideró una resistencia de 4 kg/cm^2 y se obtuvo una presión de falla de 2.7 t/m^2 . Al considerar la resistencia a tensión del concreto igual a 5 kg/cm^2 se obtuvo que la presión necesaria para lograr el colapso era de 2.9 t/m^2 , muy parecida a la observada de 3 t/m^2 ; por lo tanto se consideró que este era el valor de la resistencia correcto. La Figura 3-10 muestra la deformada y los esfuerzos axiales.

Se debe observar que la resistencia a tensión del concreto que se obtuvo (5 kg/cm^2) corresponde a la de un material de muy mala calidad. De acuerdo con NTC-C (2004), para tener un concreto con dicha resistencia a tensión, la resistencia a la compresión del material debería ser de 18 kg/cm^2 , lo cual desde el punto de vista estructural y constructivo no es factible. Así mismo, como se mencionó anteriormente, de la inspección visual que se hizo a la zona del evento, no se observó que el material fuera de tan mala calidad o que hubiera sufrido un deterioro importante (Peña y Meli, 2010). Por estas razones, aunque se logró obtener la forma y presión de falla similares a las observadas en la realidad, este modelo se desechó.

3.3.3 Modelo M-JUN-I

A diferencia de los modelos M-SIN-E y M-SIN-I en los que se buscaba determinar la resistencia a tensión del concreto necesaria para reproducir la rotura del conducto manteniendo fijo el valor de la presión de falla, el objetivo en este modelo era obtener la magnitud de la

presión de falla manteniendo fijo el valor de la resistencia a tensión del concreto con el valor obtenido en el modelo M-SIN-I en la zona de la junta de colado.

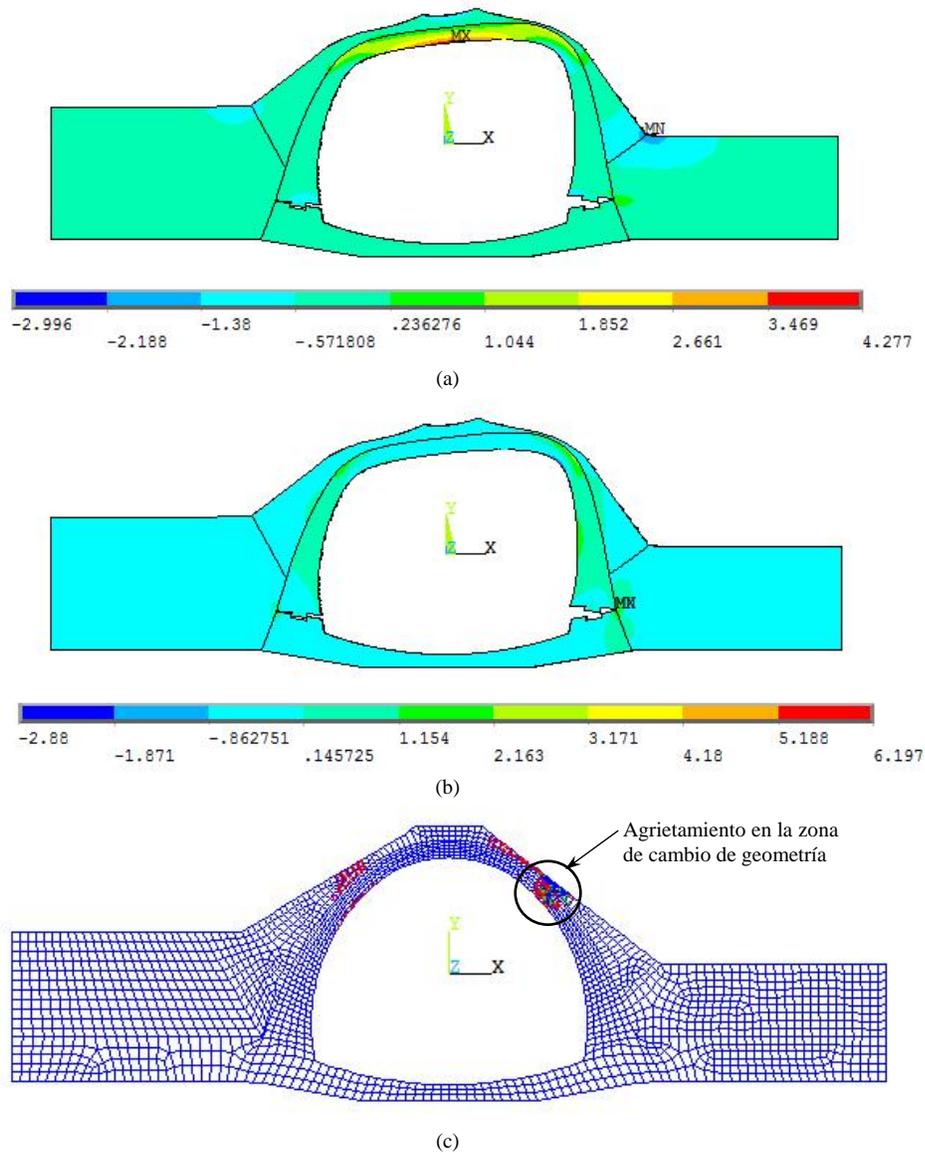


Figura 3-10. Resultados del modelo M-SIN-I. Deformada y esfuerzos axiales (kg/cm^2):
(a) horizontales, (b) verticales; (c) agrietamiento

Se hicieron varios análisis y en los resultados se observó que la forma de falla es muy similar a la que mostraron los modelos M-SIN-E y M-SIN-I. Previo a que se genere el mecanismo de falla, las paredes laterales se flexionan aproximadamente a la altura de los riñones, y consecuentemente, el ducto se agrieta en la región donde el concreto tiene la resistencia a la tensión más baja, esto es, en la junta de colado. Se observa que otras zonas fuera de esta junta no se agrietan y permanecen íntegras. En la Figura 3-11 se muestra la deformada y los esfuerzos axiales. La presión de falla que se obtuvo con este mecanismo de colapso fue de 3.1 t/m^2 .

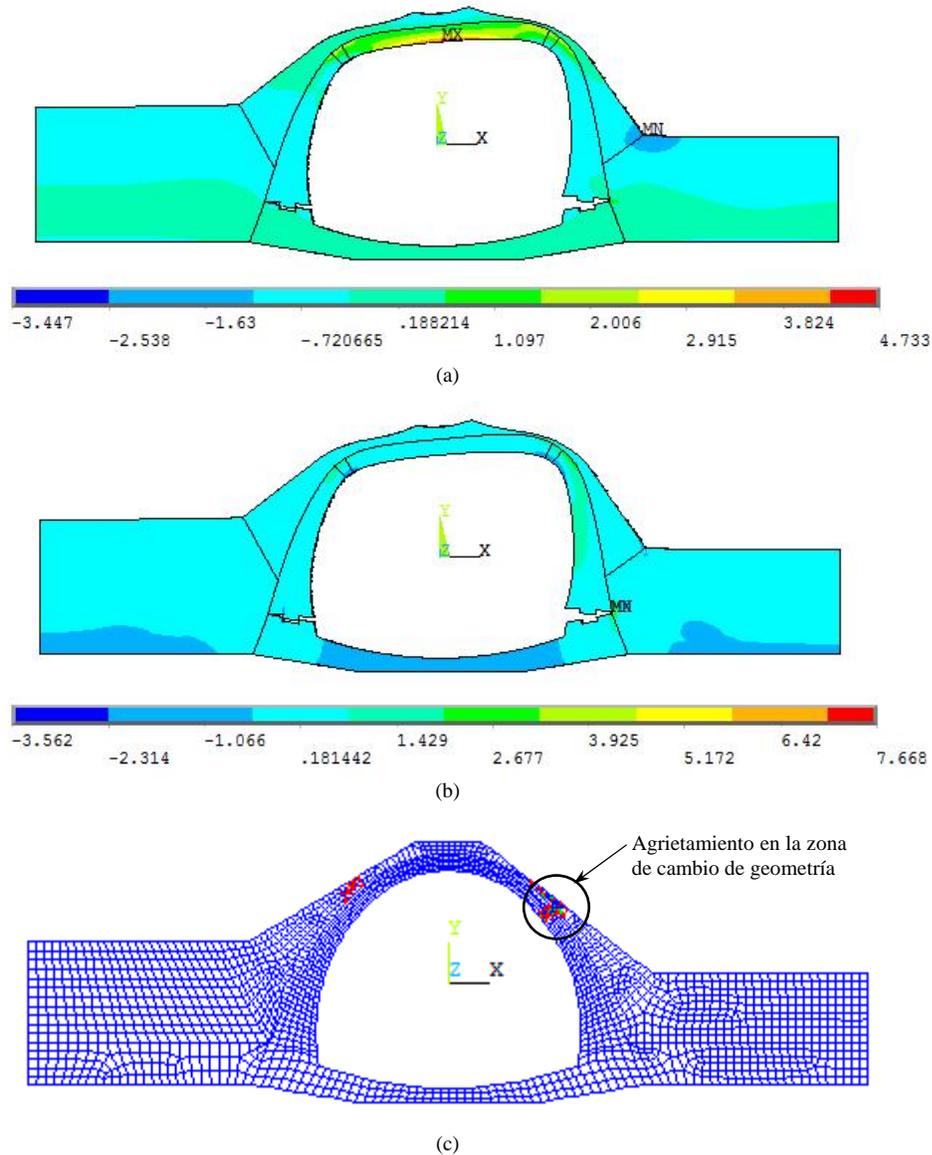


Figura 3-11. Resultados del modelo M-JUN-I. Deformada y esfuerzos axiales (kg/cm^2):
 (a) horizontales, (b) verticales; (c) agrietamiento

3.4 RESUMEN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De los resultados obtenidos en los modelos analizados, se puede concluir lo siguiente:

- El machihembrado de la junta constructiva entre el arco y la plantilla permite transferir de manera efectiva los esfuerzos cortantes en esta zona. Los resultados obtenidos muestran que el machihembrado trabaja como llave de cortante y que por lo tanto, evita que las paredes laterales se deslicen hacia afuera. Sin embargo, se debe observar que la junta constructiva machihembrada restringe los desplazamientos hacia abajo y hacia los lados pero no evita el giro de las paredes laterales en esta zona ni el desplazamiento hacia arriba del arco.

- Los resultados de los análisis permitieron identificar las variables que más influyen en el comportamiento del conducto. Las resistencias a la tensión del concreto y del suelo determinan de manera decisiva la resistencia de éste.
- Es evidente que las propiedades mecánicas del concreto inciden directamente sobre la resistencia del conducto. Particularmente la resistencia a tensión desempeña un papel fundamental debido a que el concreto no tiene acero de refuerzo; por lo que el concreto debe soportar las tensiones que se generan cuando actúa la presión. Esto se confirma si se observa que las fallas de los modelos se presentaron cuando los esfuerzos superaron la resistencia a tensión. Los resultados de los análisis muestran que los modelos fallan cuando se alcanza la resistencia a tensión en alguna zona antes de que se presente una falla por compresión. Por lo tanto, la resistencia a compresión es irrelevante, en el contexto de que antes de que el modelo falle por compresión se presentará una falla por tensión. Además, de la visita ocular que se hizo a la zona del evento, no se observó que hubiera fallas por compresión (Peña y Meli, 2010).
- La resistencia a tensión del suelo y su geometría alrededor del túnel son dos variables que tienen un efecto favorable para la resistencia del conducto. Aunque el suelo no puede resistir grandes esfuerzos de tensión, se debe notar que su resistencia a estos esfuerzos es una variable determinante en la resistencia global del ducto. A mayor resistencia del suelo mayor resistencia del túnel. Por otro lado, el suelo encima del ducto no permite que el arco se levante cuando actúan las presiones hidrostáticas y el suelo a los costados no permite que las paredes laterales se abran. Ya que el suelo confina parcialmente al túnel, ocasiona que al actuar las presiones hidrostáticas la parte sin confinar se flexione y con esto se genera el mecanismo de falla. Así mismo, la diferencia en las alturas del suelo a los costados determina la forma de falla de la estructura, es por esto que la falla se presenta en el lado Este donde el confinamiento del suelo es menor que del lado Oeste. Es previsible que si se confina completamente el túnel con suelo su resistencia aumentaría y se cambiaría el mecanismo de falla.
- Con los resultados de los análisis se puede observar que el mecanismo de falla es similar para todos los modelos. Las paredes del conducto giran en su base al actuar las presiones y se flexionan aproximadamente a la altura del cambio de sección, simulando un marco con apoyos articulados. El mecanismo de falla se presenta cuando los esfuerzos provocados por la flexión superan la resistencia a tensión del concreto. La diferencia de alturas del suelo ubicado a los costados del conducto ocasiona que del lado Este la pared se abra más que la del lado contrario. Esto a su vez repercute en que la flexión de la pared de lado Este también sea mayor que la del lado Oeste. La falla se presenta cuando la tensión ocasionada por la flexión supera a la resistencia a tensión del concreto.
- Considerando que no es factible que el concreto sea de mala calidad en toda la sección transversal del ducto, que la forma de falla se presenta en la misma zona para todos los modelos analizados independientemente de las propiedades asignadas a sus materiales componentes, y que el procedimiento constructivo practicado para la construcción de la sección transversal generó una junta; se planteó la hipótesis de la existencia de una junta de colado en el cambio de geometría. Bajo esta hipótesis se construyó el modelo M-JUN-I cuyos resultados reproducen la falla observada con una presión de 3.1 t/m^2 similar a la

que se describe en el trabajo de Peña y Meli (2010); consecuentemente se confirma que la hipótesis es válida. Los resultados de este modelo permiten afirmar que se puede considerar un concreto con calidad estructural en toda la sección transversal, excepto en la junta de colado, con alta resistencia a compresión y tensión, y reproducir la rotura del túnel tal como se observó en la realidad.

- El mecanismo de falla que llevó al colapso al conducto fue ocasionado por la flexión que se generó en los riñones de este al actuar los empujes del agua. Además, la flexión coincidió con la junta de colado, la cual tenía una resistencia a tensión baja. De los análisis aquí realizados, se obtuvo que la presión de falla es de 3.1 t/m^2 , cuando se considera una resistencia a tensión del concreto de 5 kg/cm^2 en la junta de colado ubicada a la altura del cambio de sección del arco y una resistencia a tensión de 15 kg/cm^2 en el resto de la sección transversal.

Los resultados de los análisis permiten identificar el mecanismo de falla y las principales variables que intervienen en este proceso. Con esta información es posible plantear los siguientes refuerzos del túnel:

- De acuerdo con los análisis, el túnel se puede reforzar de dos maneras diferentes: inhibiendo la flexión en las paredes laterales evitando su apertura cuando actúan las presiones, y proporcionándole capacidad para resistir esfuerzos de tensión. El primer refuerzo se puede lograr confinando al conducto con suelo. El segundo refuerzo puede consistir en elementos estructurales trabajando como zunchos. Estos últimos pueden ser elementos de acero, concreto reforzado o fibras reforzadas con polímeros.
- En los análisis se pudo identificar que el suelo es una variable importante en el comportamiento del ducto. Cuando se consideraron las propiedades del suelo completamente elásticas, el suelo actuó como una especie de zuncho trabajando a tensión, por lo que la resistencia del ducto se incrementó. Este efecto deja ver que una opción de refuerzo del conducto puede ser colocando elementos estructurales capaces de soportar tensiones en forma de zunchos.
- El suelo evitaría que las paredes laterales se flexionen, por lo tanto, se puede plantear que si el conducto se cubre con suelo completamente, éste le dotaría de mayor resistencia.
- Observando que el modelo con suelo con propiedades elásticas incrementó la resistencia del ducto, se supone que el suelo en este modelo trabaja como un zuncho. Colocando un elemento estructural capaz de soportar tensiones la resistencia se aumentará. Además, a diferencia de la cobertura de suelo el zuncho no incrementará de manera sustancial el peso sobre el conducto. El zuncho puede ser de acero o de concreto reforzado. El diseño deberá incluir la separación entre zunchos.

4 PROPUESTAS DE REFUERZO ESTRUCTURAL

En este capítulo se analizan algunas propuestas de refuerzo estructural para el túnel. Estas propuestas se plantearon con base en los resultados obtenidos en los modelos del Capítulo 3. El capítulo empieza con una descripción de las alternativas de refuerzo. Enseguida se explican los parámetros de modelación y se describen los modelos desarrollados para cada propuesta de refuerzo. Posteriormente se presentan los resultados de los análisis numéricos y se discuten las principales variables que influyen en el resultado final para cada refuerzo. Se comparan los refuerzos desde el punto de vista de eficacia estructural, de costo económico y se presentan las ventajas y desventajas de cada uno de ellos. Finalmente, se resumen los principales resultados para cada refuerzo.

En algunas ocasiones un diseño o una construcción deficiente, la corrosión del acero de refuerzo, el cambio de uso de una edificación o un incremento en las cargas de diseño original, sumados a innumerables efectos ambientales crean la necesidad de pensar en reforzar una estructura. El refuerzo se puede definir como el conjunto de modificaciones e intervenciones necesario para mejorar su comportamiento estructural ante acciones futuras (Jumonji, 2001). Los esquemas de refuerzo que se analicen y desarrollen deben cuidar de no producir zonas potenciales de falla. Desde un punto de vista económico, los esquemas de refuerzo deben ser rentables. Además, el refuerzo no debe modificar la función y uso de la estructura; y debe ser consistente con su estética y apariencia. En el planteamiento de las propuestas de refuerzo se considerará lo siguiente:

- El refuerzo no debe modificar la geometría interior del conducto, consecuentemente las propuestas de refuerzo deberán ser exteriores.
- De los análisis realizados para determinar las causas que produjeron la falla, se concluyó que las presiones del agua sobre las paredes del conducto hicieron que éstas se abrieran y como consecuencia se flexionaron llegando así a la falla. Por lo tanto, el refuerzo debe estar enfocado en inhibir que las paredes laterales del conducto se desplacen excesivamente hacia afuera para evitar con esto su flexión.
- En los resultados de los modelos del Capítulo 3 se concluyó que el mecanismo de falla se generó debido a que el conducto no soportó los esfuerzos de tensión a los que fue sometido. Se puede plantear que el refuerzo propuesto debe tener una resistencia a tensión alta.
- La resistencia que el refuerzo debe dotarle al túnel está en función de la presión máxima que el agua pueda ejercer. En el estudio hidráulico se determinó que la presión que se generó durante la precipitación fue del orden de 3 t/m^2 (Peña y Meli, 2010). Además, físicamente la presión del agua está limitada por los canales por los que circula el agua

previa a su entrada al túnel. De esta manera, el refuerzo debe proporcionar una resistencia tal que el factor de seguridad sea por lo menos de dos.

- Los modelos generados en este capítulo partirán del modelo M-JUN-I estudiado en el Capítulo 3. Este modelo considera la junta de colado a la altura de los riñones con una resistencia a la tensión del concreto igual a 5 kg/cm^2 , la junta machihembrada entre arco y plantilla y el suelo a los costados con sus propiedades resistentes.
- El refuerzo propuesto no debe fallar antes que el túnel reforzado.

Para evaluar la eficacia de las propuestas de refuerzo se elaboraron y analizaron varios modelos numéricos de elemento finito mediante el programa ANSYS (ANSYS, 2006). El modelo M-JUN-I desarrollado en el Capítulo 3 se tomó como base para elaborar los modelos de este capítulo; debido a que ese modelo reproduce el mecanismo de falla observado en la realidad. Consecuentemente, las propiedades, la geometría y las dimensiones del túnel y del suelo se mantienen igual. Sin embargo, las propiedades de los materiales de los refuerzos son diferentes.

4.1 DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS DE REFUERZO

Con base a los resultados obtenidos en los análisis del Capítulo 3, se propusieron algunas alternativas de refuerzo para el túnel. De acuerdo con esos resultados, el túnel se puede reforzar de dos maneras diferentes: impidiendo la flexión en las paredes laterales, lo cual se consigue si se evita su apertura cuando actúan las presiones, y proporcionándole capacidad para resistir esfuerzos de tensión. Atendiendo estos resultados, se construyeron diferentes modelos de las propuestas de refuerzo; para cada uno de ellos se hicieron algunas variantes, principalmente en sus dimensiones y en algunos casos en la cantidad de acero de refuerzo. En general los modelos se pueden agrupar en cuatro tipos, de acuerdo al tipo de refuerzo, los cuales se describen a continuación.

4.1.1 Refuerzo con suelo

En los análisis realizados en el Capítulo 3 se pudo identificar que el suelo es una variable importante en el comportamiento del túnel. Debido a que el túnel está confinado parcialmente por el suelo, éste influyó sobre el modo de falla ya que el suelo a los costados evita el desplazamiento lateral de la parte enterrada de las paredes laterales. Con el refuerzo con suelo se pretende disminuir los desplazamientos laterales de la parte no enterrada de las paredes únicamente considerando el peso de este material. En este sentido, se propone que el suelo se coloque por volteo, sin considerar que se compacte. La hipótesis es que si se disminuyen los movimientos laterales de las paredes también se disminuye la flexión de éstas y que por lo tanto la presión requerida para llevar a la falla al túnel necesariamente deberá ser mayor a 3 t/m^2 . El refuerzo con suelo tiene la ventaja de que no modifica la geometría interna del conducto, sin embargo, como ya se mencionó, el túnel estudiado se ubica en una zona urbana por lo que los espacios aledaños no deben ser invadidos. Es por ello que la cantidad de suelo que se puede colocar a los costados del conducto está limitada. Otra limitante para la cantidad de suelo que se puede emplear es el peso de éste ya que el conducto no está diseñado para soportarlo.

4.1.2 Refuerzo con cubierta de concreto reforzado

El objetivo de este refuerzo es proporcionar mayor resistencia a tensión al conducto. Este refuerzo puede ser factible si se observa que los resultados del modelo M-SIN-E desarrollado en el Capítulo 3, en el cual el suelo se modeló con propiedades elásticas, la resistencia del ducto se incrementó debido a que el suelo resistió esfuerzos de tensión importantes. La hipótesis es que colocando un elemento estructural capaz de soportar esfuerzos de tensión, la resistencia del conducto aumentará. Además de incrementar la resistencia a tensión, la cubierta proporciona mayor rigidez a las paredes del conducto, disminuyendo con esto los desplazamientos laterales de las mismas. Esto último modifica favorablemente el comportamiento de la estructura, debido a que al disminuir los desplazamientos la presión para llevar a la falla al conducto necesariamente deberá ser mayor que la del ducto sin cubierta porque se disminuye la flexión de las paredes. Para incrementar sustancialmente la resistencia del conducto se puede proponer un espesor considerable de la cubierta, además de que esto también incrementaría la rigidez del conjunto. Entre más grande sea el espesor mas será la resistencia y la rigidez. Sin embargo, cuando se incrementa el espesor también aumentará el peso de la cubierta y el costo económico de la misma. Un peso excesivo supone un problema estructural para el túnel ya que es obvio que éste no está diseñado para soportar tal peso. Es evidente entonces que el espesor de la cubierta debe ser el mínimo posible para no incrementar sustancialmente las fuerzas que actúan sobre el túnel. Una ventaja importante que ofrece este refuerzo es que al envolver completamente por fuera al túnel, propicia la continuidad estructural entre la plantilla y el arco.

Por otro lado, se debe observar que lo planteado con este refuerzo únicamente podrá funcionar si existe compatibilidad de esfuerzos y deformaciones entre el túnel y la cubierta. Además, ya que las presiones hidrostáticas se ejercen desde dentro del túnel hacia afuera, la cubierta estará sometida principalmente a esfuerzos de tensión, por lo que se debe garantizar su correcto anclaje para que pueda desarrollar su resistencia.

4.1.3 Refuerzo con anillos de concreto reforzado

Al igual que el refuerzo con cubierta de concreto, este refuerzo pretende proporcionar mayor resistencia al conducto colocando un elemento estructural capaz de soportar esfuerzos de tensión. El refuerzo consiste en colocar anillos de concreto reforzado de sección rectangular a una determinada separación entre ellos. La eficacia estructural de este refuerzo depende de su resistencia a tensión y en gran medida de su rigidez, debido a que con la rigidez de los anillos se deben impedir en lo posible los desplazamientos laterales de las paredes al actuar las presiones en el tramo de túnel ubicado entre los anillos. Se puede suponer entonces, que a menor separación entre anillos, mayor es la influencia de su rigidez sobre el túnel ubicado entre ellos. A diferencia del refuerzo con suelo y de la cubierta de concreto, el refuerzo con anillos no incrementarán de manera sustancial el peso sobre el conducto.

4.1.4 Refuerzo con polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP)

En respuesta a la creciente necesidad de reforzar o reparar estructuras de concreto reforzado, han surgido nuevas tecnologías de reforzamiento estructural entre las cuales los polímeros reforzados con fibras de carbono de alta resistencia (CFRP por sus siglas en inglés: *Carbon*

Fibre Reinforced Polymers Laminates) son una alternativa real para la industria de la construcción dada la relación costo-beneficio, facilidad de colocación, entre otros. Algunos investigadores han encontrado que las CFRP aplicadas a los miembros de concreto reforzado proporcionan eficacia, confiabilidad y rentabilidad en el refuerzo (Ibrahim y Mahmood, 2009).

Este refuerzo consiste en láminas a base de matriz polimérica epóxica reforzada con fibra de carbono, diseñadas para reforzamiento de estructuras de concreto, madera y mampostería. En la lámina, la fibra de carbono proporciona resistencia y rigidez y la matriz de polímero provee protección, confinamiento y distribuye los esfuerzos en todas las fibras (Figura 4-1). Estas láminas se adhieren a las estructuras como refuerzo externo mediante una resina epóxica. Sus principales usos en el refuerzo de estructuras son para incrementar la capacidad ante un incremento de cargas, en la reparación del daño en elementos estructurales, en el mejoramiento de la capacidad de servicio, cuando se hacen modificaciones del sistema estructural, en la actualización de estructuras a reglamentos y normas vigentes y en casos de errores de diseño y construcción (Sika, 2000).

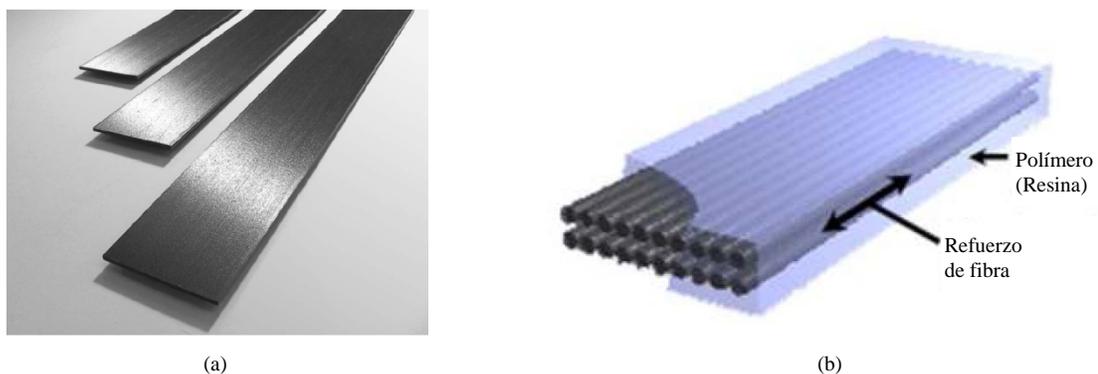


Figura 4-1. Láminas de polímeros reforzadas con fibra de carbono (CFRP) (Sika, 2011)

El sistema CFRP funciona bien solo cuando se asegura una adecuada adherencia a la cara de concreto. La alta resistencia del epóxico usado para sujetar las hojas de CFRP permite suponer una unión perfecta entre las láminas y el elemento reforzado. Bajo condiciones ambientales severas, la superficie del concreto puede representar un contacto muy débil en el proceso de reforzamiento y se debe tener un especial cuidado en esto. Dos factores importantes en el proceso de reforzamiento son la mano de obra especializada en su uso y aplicación y el control de calidad de la superficie a reparar. Otros factores también importantes son (Sika, 2000):

- Resistencia a la tensión de la superficie del concreto,
- Uniformidad y espesor de la capa de adhesivo,
- Resistencia y perfecta reacción química del sistema-epóxico de adhesión,
- Geometría del elemento a reforzar,
- Condiciones ambientales en el momento de la aplicación.

Las dimensiones de la lámina son de 10 cm de ancho con 1.2 mm de espesor. Se debe tener en cuenta que el material de este refuerzo es ortotrópico, esto es, sus propiedades no son las mismas en todas las direcciones; por lo que se debe orientar la fibra adecuadamente en la dirección en la que ocurran los esfuerzos de tensión. Pueden usarse para reforzar estructuras

que están sometidas a diferentes tipos de carga, esto dependerá de la dirección de su colocación. Por ejemplo, en una viga de concreto se pueden orientar las fibras longitudinalmente para alcanzar una mayor capacidad por flexión, o bien se pueden orientar transversalmente de modo que se alcance una mayor resistencia ante fuerzas cortantes. También se pueden colocar de forma que se logre la mayor capacidad de desplazamiento o de manera que se obtenga el mayor confinamiento en un elemento. En el presente estudio las CFRP se colocaron en dirección transversal al eje del túnel, envolviendo por el exterior toda la sección transversal.

El comportamiento del material es elástico lineal, sin embargo las secciones de concreto reforzado con acero y con fibras de carbono muestran un comportamiento dúctil cuando son cargados hasta la falla. La resistencia en dirección transversal a las fibras así como la resistencia a cortante son bajas. Las características mecánicas en dirección longitudinal son determinadas por el tipo de fibra y por el contenido en volumen de fibras (Sika, 2000).

El refuerzo consiste en colocar las láminas a una determinada separación entre ellas, aunque también se pueden colocar de forma continua a lo largo del túnel. Este refuerzo pretende incrementar la resistencia a tensión. Al igual que el refuerzo con anillos de concreto, la eficacia estructural de este refuerzo depende de su resistencia a tensión y de la rigidez que le pueda proporcionar al túnel para evitar que sus paredes laterales se abran.

4.1.5 Nomenclatura

Para la identificación de cada uno de los modelos analizados en este capítulo se utilizará la siguiente nomenclatura:

$$\begin{array}{ccc} \text{M} & - & \text{S} & - & 30 \\ \uparrow & & \uparrow & & \uparrow \\ 1 & & 2 & & 3 \end{array}$$

donde:

- 1 = simboliza la corrida de un modelo, M,
- 2 = tipo de refuerzo analizado; S = Suelo encima y a los costados del túnel, C = Cubierta de concreto, A = Anillos de concreto, L = Láminas de fibras de carbono,
- 3 = dimensión del refuerzo en centímetros, para el refuerzo con suelo: dimensión de la capa de suelo encima de la clave; para el refuerzo con cubierta de concreto: espesor de ésta; para el refuerzo con anillos y refuerzo con láminas de fibras de carbono: separación entre elementos en centímetros.

A continuación se describen los parámetros generales utilizados para elaborar los modelos de este capítulo.

4.2 PARÁMETROS GENERALES DE MODELACIÓN

4.2.1 Características generales

En general, los materiales empleados en las propuestas de refuerzo se pueden agrupar en tres tipos: refuerzo con suelo, refuerzo con elementos de concreto y refuerzo con fibras de carbono. Las propiedades de cada material se describen a continuación.

Las propiedades del suelo para los modelos reforzados con este material se consideraron iguales a las descritas en la sección 3.1.3. Para los modelos en los que se propone el refuerzo con elementos de concreto, la resistencia a compresión f'_c se propone de 250 kg/cm^2 debido a que es la resistencia más común en la construcción de estructuras de concreto. El resto de las características mecánicas se obtuvieron a partir de la resistencia a compresión mediante las fórmulas propuestas por las Normas Técnicas Complementarias para un concreto clase I (NTC-C, 2004):

$$E = 14000\sqrt{f'_c} \quad (4-1)$$

$$f_t = 1.5\sqrt{f'_c} \quad (4-2)$$

donde E es el módulo de elasticidad y f_t es la resistencia a la tensión. De las ecuaciones 4-1 y 4-2 resulta que el módulo de elasticidad E es de $221,359 \text{ kg/cm}^2$; la resistencia a la tensión f_t de 24 kg/cm^2 ; y un peso volumétrico γ de 2.4 t/m^3 .

Las propiedades de las fibras de carbono se obtuvieron del manual del productor de las fibras. El módulo de elasticidad E es de $1.65 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ y la resistencia a tensión f_t es de $31\,000 \text{ kg/cm}^2$ (Sika, 2011).

Por otra parte, los modelos se sometieron a una presión hidrostática modelada como una carga estática con variación lineal a lo largo de la altura del túnel.

Tanto el suelo como los elementos de concreto que servirán de refuerzo se modelaron con el elemento sólido de 8 nodos SOLID65 (ANSYS, 2006). Para los modelos con concreto reforzado, el acero de refuerzo se consideró disperso a lo largo de todo el elemento, mediante una relación de volúmenes (cuantía de acero).

Para representar al material de las fibras CFRP se usó el elemento sólido estructural tridimensional SOLID46 (ANSYS, 2006). Este elemento está definido por ocho nodos, con tres grados de libertad en cada nodo: traslación en las direcciones x , y y z .

Para modelar las CFRP, en algunas investigaciones (Hu *et al*, 2004; Suzan y Stuart, 2011) se han empleado elementos del tipo SHELL99 (ANSYS, 2006). Este elemento está definido por ocho nodos, ubicados uno en cada esquina y los cuatro restantes en medio de cada una de sus caras. Para evitar una inconsistencia en los grados de libertad entre elementos, en este trabajo se eligió el elemento SOLID46 pues la cantidad de nodos que lo definen y sus grados de libertad son iguales a los del elemento SOLID65 con el que se modeló el concreto.

4.2.2 Hipótesis de los modelos

En la generación de los modelos se supondrán algunas hipótesis que se deberán garantizar que se cumplen en la construcción del refuerzo seleccionado.

- Existe compatibilidad de esfuerzos y deformaciones entre los elementos de refuerzo y el extradós del túnel. Se deberá evitar que exista corrimiento entre el refuerzo y el túnel.
- Los elementos de refuerzo se consideran perfectamente anclados de tal manera que puedan desarrollar su resistencia a tensión.

- Se suponen propiedades elástico-lineales para las CFRP.
- El acero de refuerzo no se modela, se considera disperso por medio de una cuantía.
- El agrietamiento controla la falla de la estructura.
- El material de las CFRP se supone ortotrópico, las propiedades en dirección perpendicular al eje longitudinal de la fibra se suponen idénticas.
- Las propiedades no-lineales dependientes del tiempo, tales como: el flujo plástico, contracción y los cambios de temperatura no están incluidos en este estudio.

4.3 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS

Para evaluar y comparar la eficacia estructural de cada propuesta de refuerzo, se elaboraron varios modelos numéricos de cada una de ellas. El objetivo principal era el de obtener las dimensiones y características de cada refuerzo suficientes para incrementar la resistencia a un factor de seguridad mayor de dos. Para lograr este propósito, los modelos se fueron refinando conforme se obtenían los resultados de cada uno de ellos, procurando que en cada modelo nuevo únicamente se modificara una sola variable para fines de comparación de resultados. Como se mencionó anteriormente, estos modelos se construyeron tomando como base el modelo M-JUN-I analizado en el Capítulo 3 con todas sus características. A continuación se describen los modelos numéricos elaborados, agrupados de acuerdo al tipo de refuerzo.

4.3.1 Refuerzo con suelo

Se construyeron cuatro modelos para este refuerzo. La principal diferencia entre ellos es la cantidad de suelo colocado encima de la clave del túnel y la existencia de una berma del lado Este. Las características de los modelos analizados se resumen en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1. Características de los modelos numéricos del refuerzo con suelo

Modelo	Dimensiones del refuerzo (cm)		Nodos	Elementos sólidos	Elementos de contacto
	Suelo sobre la clave	Berma del lado Este			
M-S-80	80	Sin berma	14316	12370	160
M-S-130	130	Sin berma	16218	12370	160
M-S-30B	30	100	13410	10050	160
M-S-80B	80	100	14100	10610	160

Modelo M-S-80. Con el fin de tener una primera idea del efecto de colocar suelo sobre el túnel se generó el modelo considerando 80 cm de suelo encima de la clave, 50 cm más que el modelo M-JUN-I que se construyó con las dimensiones reales. Las pendientes laterales del suelo se propusieron a 45 grados, aproximadamente (Figura 4-2). Los resultados de este modelo se compararon con los del modelo M-JUN-I para comprobar si el refuerzo resultaba efectivo.

Modelo M-S-130. Este modelo se construyó debido a que el modelo M-S-80 no incrementó la resistencia del túnel. Ante este resultado se pensó que la cantidad de suelo colocado no era la

suficiente para modificar el comportamiento del conducto. Por esta razón se incrementó la cantidad de suelo a 130 cm, un metro más que en el modelo M-JUN-I. Al igual que el modelo M-S-80, las pendientes laterales del suelo se propusieron a 45 grados, aproximadamente.

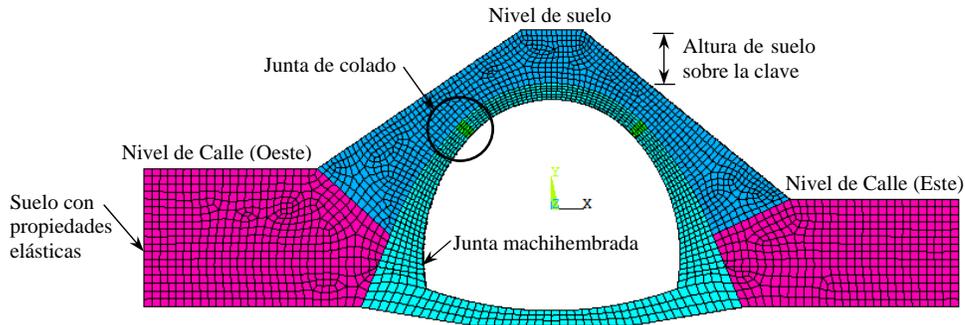


Figura 4-2. Modelo de elementos finitos para el refuerzo con suelo sin berma

Modelo M-S-30B. Los resultados del modelo M-S-130 mostraron que sí se incrementaba la resistencia del túnel aunque no lo suficiente para considerarlo como un refuerzo efectivo. Se podría incrementar aún más la cantidad de suelo, sin embargo, las limitaciones de espacio a los costados del túnel no lo permitieron. Con estos resultados y pensando en que el objetivo del refuerzo con suelo es disminuir los desplazamientos laterales de las paredes del túnel, se propuso que el suelo se colocara en el lado Este, donde se originó la falla debido a la flexión de las paredes. La hipótesis era que al colocar una berma de suelo con la altura suficiente para igualar la del lado Oeste, el comportamiento del conducto se modificaría. En consecuencia, el modelo se construyó con una berma de un metro de altura y con 30 cm de suelo encima de la clave, igual que en el modelo M-JUN-I. En cuanto a la dimensión de la base de la berma, idealmente ésta se debería extender indefinidamente e igualar las condiciones del suelo del lado Oeste, sin embargo, las limitaciones de espacio no lo permitieron, por lo que se propuso de un metro para no invadir más espacio a la derecha de la berma.

Modelo M-S-80B. La berma propuesta en el modelo M-S-30B modificó el comportamiento del túnel e incrementó su resistencia, aunque no lo suficiente. En estas condiciones, se pensó que se podrían combinar las soluciones para hacer efectivo el refuerzo con suelo, por lo que se construyó el modelo con la berma en lado Este y se incrementó la cantidad de suelo sobre la clave. Con el fin de comparar los resultados, las dimensiones de la berma se propusieron iguales que las del modelo M-S-30B y se colocaron 80 cm de suelo sobre la clave al igual que en el modelo M-S-80 (Figura 4-3).

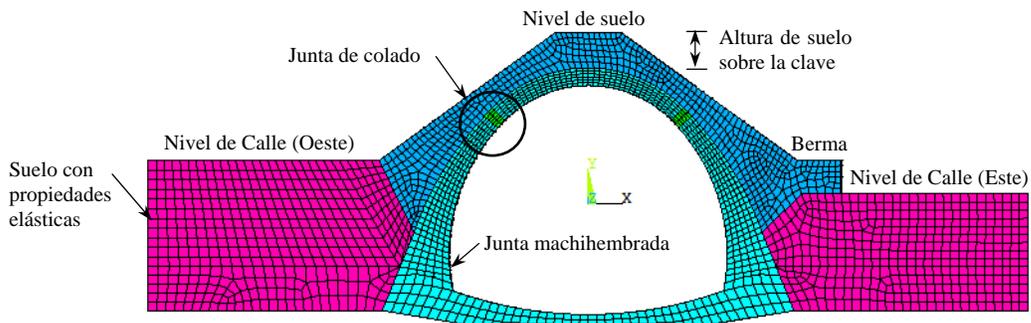


Figura 4-3. Modelo de elementos finitos para el refuerzo con suelo con berma

4.3.2 Refuerzo con cubierta de concreto reforzado

Para analizar este refuerzo se construyeron cuatro modelos. Las variables de estos fueron el espesor de la cubierta y la cuantía del acero de refuerzo. Las características de los modelos analizados se resumen en la Tabla 4-2; en la Figura 4-4 se muestra un esquema del modelo numérico representativo de este refuerzo. El objetivo de este refuerzo es incrementar la resistencia a tensión del túnel.

Tabla 4-2. Características de los modelos numéricos del refuerzo con cubierta de concreto reforzado

Modelo	Espesor de la cubierta (cm)	Cuantía de refuerzo (%)	Nodos	Elementos sólidos	Elementos de contacto
M-C-10S	10	0	12000	8960	160
M-C-10R30	10	0.30	12000	8960	160
M-C-10R36	10	0.36	12000	8960	160
M-C-15R30	15	0.30	12552	9415	160

Modelo M-C-10S. Este modelo se construyó con el objetivo de obtener una primera idea del comportamiento del túnel reforzado con la cubierta de concreto. La cubierta es de diez centímetros de espesor sin acero de refuerzo cubriendo todo el perímetro del túnel por el extradós. Aunque el concreto no tiene acero de refuerzo, su resistencia a la tensión es mucho mayor que la del concreto con el que está construido el conducto.

Modelo M-C-10R30. Los resultados del modelo M-C-10S mostraron que la cubierta, aún sin acero de refuerzo, incrementó la resistencia del túnel, aunque no lo necesario para lograr el factor de seguridad deseado. La hipótesis de este modelo es que al proporcionarle acero de refuerzo al concreto de la cubierta, tanto ésta como el túnel incrementarían su resistencia a tensión. Por lo tanto, la variante de éste modelo es que la cubierta de concreto tiene acero de refuerzo. La losa se mantiene con diez centímetros de espesor y se consideró una cuantía de acero de 0.003 que corresponde a la del refuerzo por cambios volumétricos de acuerdo a las NTC-C (2004).

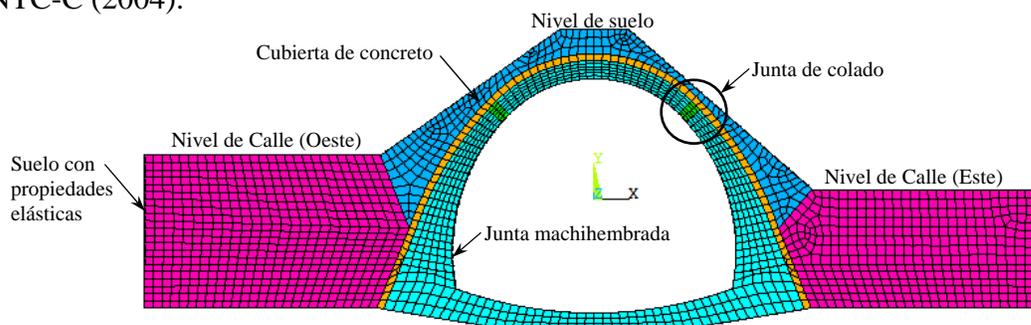


Figura 4-4. Modelo de elementos finitos para el refuerzo con cubierta de concreto reforzado

Modelo M-C-10R36. Con fines de comparación y para comprender el efecto de la cuantía del acero de refuerzo en la cubierta, se construyó este modelo con una cuantía de 0.0036. Esta cuantía corresponde a reforzar la cubierta con barras de acero de 9.5 mm de diámetro espaciadas a cada 25 cm, mientras que la cuantía del modelo M-C-10R30 corresponde a un refuerzo con el mismo diámetro de las barras pero espaciadas a cada 30 cm. El espesor de la cubierta no se cambió, se mantuvo con 10 cm.

Modelo M-C-15R30. Este modelo se construyó con la finalidad de entender el efecto que ocasiona el espesor de la cubierta en la resistencia del conducto. Para lograr el objetivo, la cubierta se modeló con 15 cm de espesor y una cuantía de refuerzo de 0.003, igual que la del modelo M-C-10R30. Es evidente que entre más grande sea el espesor mayor resistencia tendrá la cubierta y el túnel, sin embargo se juzgó que no era conveniente un espesor mayor que el propuesto debido a que se incrementa sustancialmente el peso sobre el conducto.

4.3.3 Refuerzo con anillos de concreto reforzado

Se elaboraron tres modelos para evaluar la efectividad de este refuerzo. Los modelos se construyeron con un par de anillos de sección transversal rectangular de concreto reforzado en cada extremo. Para obtener las dimensiones del anillo, se hizo un predimensionamiento considerándolo como una trabe sujeta a flexión, con lo que se propuso que su sección transversal cumpliera con una relación 2:1 peralte a ancho de la base. Se hicieron varios análisis con diferentes dimensiones de anillos con el criterio de que el modelo adecuado sería el que incrementara la resistencia a un factor de seguridad mayor de dos. De diversos análisis se obtuvo que los anillos deberían ser de 20 x 40 cm; uno en cada extremo del modelo. Las variables que se estudiaron fueron la separación centro a centro entre anillos y la cantidad de suelo encima de la clave del conducto. Las características de los modelos analizados se resumen en la Tabla 4-3, y en la Figura 4-5 se muestra un esquema del modelo numérico representativo de este refuerzo. El objetivo de este refuerzo es incrementar la resistencia a tensión del túnel.

Tabla 4-3. Características de los modelos numéricos del refuerzo con anillos de concreto reforzado

Modelo	Separación entre anillos (cm)	Suelo sobre la clave	Nodos	Elementos sólidos	Elementos de contacto
M-A-100S	100	Con suelo	14287	11070	192
M-A-100	100	Sin suelo	13785	10392	192
M-A-400	400	Sin suelo	17032	13686	450

Modelo M-A-100S. Este modelo se construyó con la finalidad de entender el efecto conjunto de los anillos y del suelo sobre la resistencia del conducto. Para fines de comparación, el suelo se consideró con las mismas dimensiones, geometría y propiedades que las del modelo M-JUN-I. La longitud total del modelo es de 120 cm, es decir, 100 cm centro a centro entre anillos. Además los anillos se consideraron reforzados con la cuantía mínima por flexión de acuerdo a las NTC-C (2004).

Modelo M-A-100. En este modelo se eliminó el suelo encima de la clave para comparar sus resultados con los del modelo M-A-100S y observar la influencia del suelo sobre la resistencia. Esta comparación se realizó con estos modelos porque la cantidad de elementos sólidos empleados permitía obtener resultados más rápido que con modelos más grandes. Las dimensiones de los anillos y su separación se consideraron igual que en el modelo M-A-100S. Se planteó estudiar la influencia del suelo debido a que se pensó que si la resistencia en ambos modelos resultaba similar, en modelos con mayor separación entre anillos se podría eliminarlo y por lo tanto obtener modelos con menor número de elementos para reducir el tiempo de

cálculo. El suelo ubicado a los costados del túnel sí se modeló debido a que éste no se puede eliminar en la realidad y es determinante en la forma de falla.

Modelo M-A-400. Este modelo se construyó sin suelo encima de la clave y con anillos separados 400 cm centro a centro. La decisión de no modelar el suelo se debió a que los resultados obtenidos con los modelos M-A-100S y M-A-100 indicaron que el suelo tenía poca influencia sobre la resistencia y que por lo tanto se podía no considerarlo.

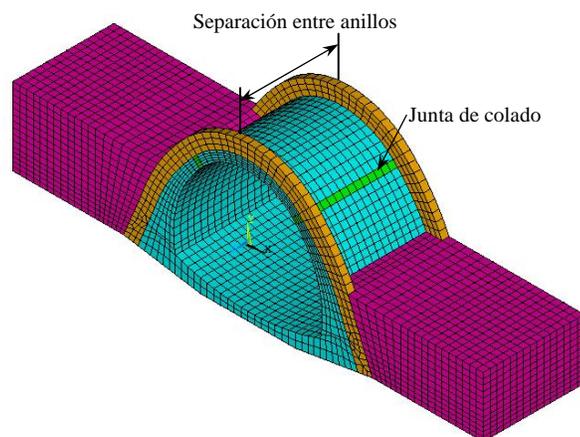


Figura 4-5. Modelo de elementos finitos para el refuerzo con anillos de concreto reforzado

4.3.4 Refuerzo con CFRP

Para analizar la eficacia de este refuerzo se construyeron tres modelos. Las variables de estos fueron la cantidad de suelo encima del refuerzo y la separación entre láminas. Las características de los modelos analizados se resumen en la Tabla 4-4; en la Figura 4-6 se muestra un esquema del modelo numérico representativo de este refuerzo. El objetivo de este refuerzo es incrementar la resistencia a tensión del túnel.

Tabla 4-4. Características de los modelos numéricos del refuerzo con CFRP

Modelo	Separación entre láminas (cm)	Suelo sobre la clave	Nodos	Elementos sólidos	Elementos de contacto
M-L-0	Continua	Sin suelo	11748	8775	160
M-L-0S	Continua	Con suelo	11556	8595	160
M-L-50S	50	Con suelo	13867	10314	192

Modelo M-L-0. Este modelo se construyó sin considerar el suelo encima del lomo del conducto. El objetivo de no considerar el suelo fue cuantificar la resistencia que por sí mismo aportaba el refuerzo. Las láminas se colocaron sin separación entre ellas, de forma continua para posteriormente comparar sus resultados con los modelos en los que las fibras se colocarían separadas. Los resultados de este primer modelo se utilizaron para elaborar los subsecuentes modelos.

Modelo M-L-0S. Este modelo se elaboró debido a que los resultados del modelo M-L-0 mostraron que el incremento en la resistencia proporcionada únicamente por las láminas de

CFRP no era lo suficiente para obtener un factor de seguridad adecuado. Se observó que la resistencia a tensión de las CFRP sí incrementa la resistencia del túnel, sin embargo no evitan la flexión de las paredes laterales. Por esta razón, en este modelo se colocó el suelo encima del lomo con las mismas dimensiones, geometría y propiedades que las del modelo M-JUN-I. La hipótesis de este modelo es que al trabajar en conjunto los materiales, las CFRP y el suelo, la resistencia del conducto se incrementará, ya que las láminas aumentan la resistencia a tensión y que el peso del suelo evita que las paredes laterales se abran y se flexionen. La longitud del modelo es de un metro.

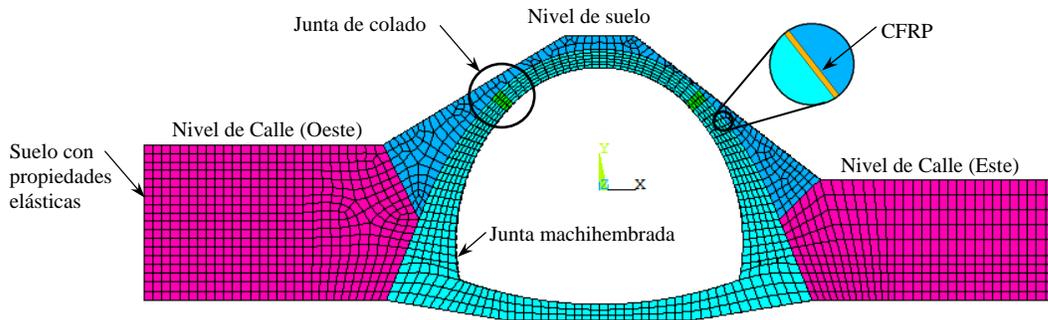


Figura 4-6. Modelo de elementos finitos para el refuerzo con CFRP

Modelo M-L-50S. Este modelo se elaboró con el objetivo de optimizar el uso de las láminas de CFRP. Para este fin se propuso colocarlas a cierta distancia una de otra. De acuerdo con el ACI-440 (2008), la separación máxima entre láminas para elementos como traveses o columnas, en los cuales este material se usa para reforzar por fuerza cortante, es la mitad de su peralte efectivo. En el caso de refuerzo por flexión en losas, la separación máxima es cinco veces su espesor. En el caso del túnel en estudio se propuso colocar las láminas a una distancia de una vez el espesor del túnel a la altura de los riñones, esto es 50 cm. Con esta distancia se supuso que habría confinamiento para el tramo de túnel ubicado entre las láminas. La longitud total del modelo es de 110 cm, con tres láminas de CFRP distribuidas uniformemente: una en cada extremo y la tercera en medio. Al igual que el modelo M-L-0S también se colocó el suelo encima del lomo. Con este modelo se pretende estudiar el efecto de colocar las láminas de CFRP una determinada distancia separadas entre ellas. Es fácil pensar que al separar las láminas la resistencia que proporcionan al túnel disminuirá en comparación con el modelo en el que se encuentran continuas. Sin embargo, se pensó que no se debe descartar la posibilidad de que al separar las láminas también se pueda obtener un factor de seguridad adecuado, y con esto se lograría optimizar el uso del material. De forma similar a los modelos con anillos, el éxito de este modelo depende de la rigidez y resistencia que puedan proporcionar las láminas de CFRP a la zona del túnel que se encuentra entre ellas.

4.4 RESULTADOS DE LOS MODELOS

4.4.1 Refuerzo con suelo

Para este refuerzo se obtienen dos resultados dependiendo de si el modelo considera la berma o no. De forma general, para los modelos M-S-80 y M-S-130 que no tienen berma la forma de falla es la siguiente. Se puede observar que al actuar el peso del suelo encima del túnel, éste se deforma hacia abajo. Esta deformación es contrarrestada al actuar la presión del agua sobre las

paredes y la clave del conducto. Debido a que el peso del suelo es considerable, antes de generarse el mecanismo de falla, las paredes laterales se deslizan en la base comprimiendo el machihembrado de la junta. Este deslizamiento es frenado por la presencia del suelo a los costados del conducto.

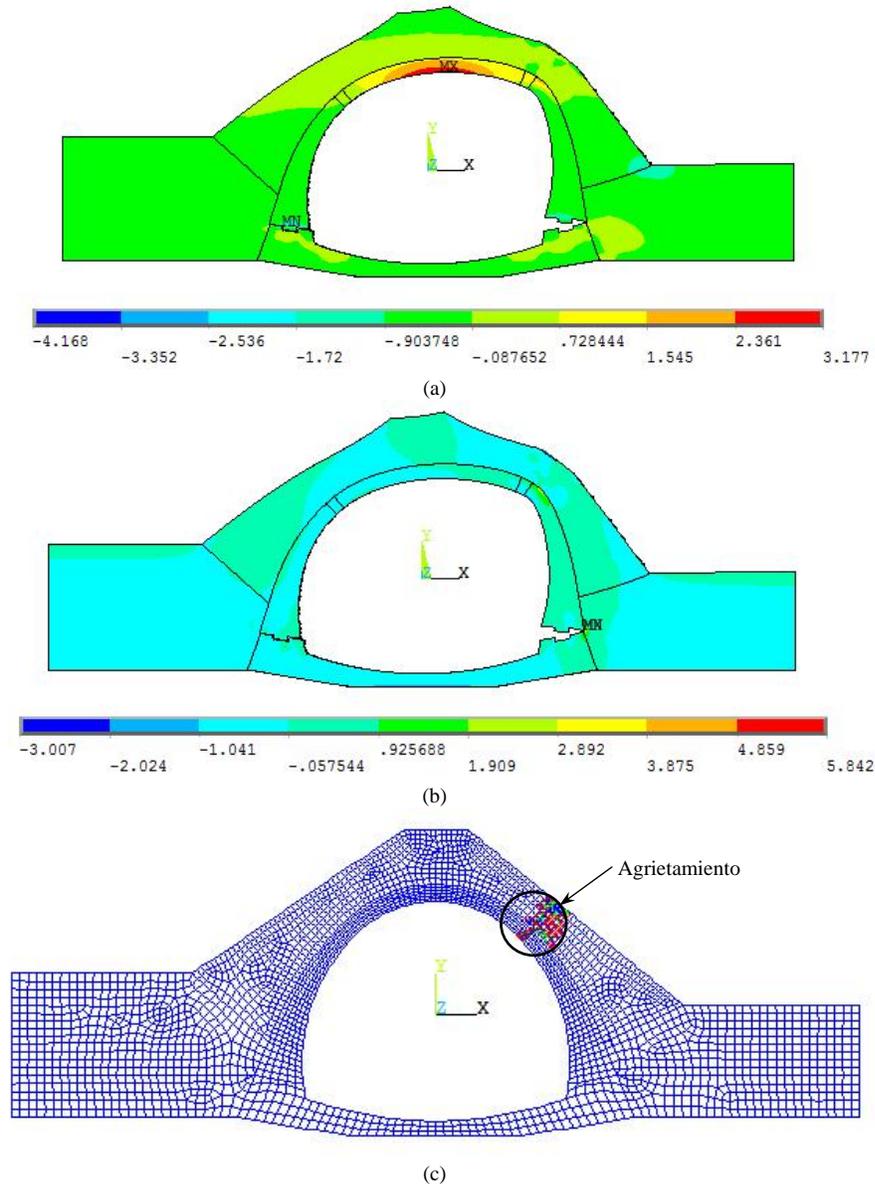


Figura 4-7. Resultados del modelo M-S-130. Deformada y esfuerzos axiales (kg/cm^2):
 (a) horizontales, (b) verticales; (c) agrietamiento

Al incrementarse la presión del agua sobre las paredes laterales, éstas se abren simultáneamente, por lo que la clave descende. El suelo a los costados en conjunto con la plantilla de concreto simulan un apoyo articulado pues no permiten los desplazamientos lineales, vertical y horizontal, y la junta al no tener continuidad permite el giro. Con éste mecanismo las paredes del conducto giran en su base al actuar las presiones y se flexionan aproximadamente a la altura del cambio de sección, simulando un marco con apoyos articulados. La sección se agrieta por la junta de colado. Este resultado muestra que considerar

únicamente el peso del suelo como refuerzo no es suficiente puesto que la presión y el modo de falla es la misma que la del modelo M-JUN-I. Las presiones de falla que se obtuvieron fueron de 3 y 4.4 t/m² para los modelos M-S-80 y M-S-130, respectivamente. La Figura 4-7 muestra los esfuerzos axiales y el agrietamiento del modelo M-S-130.

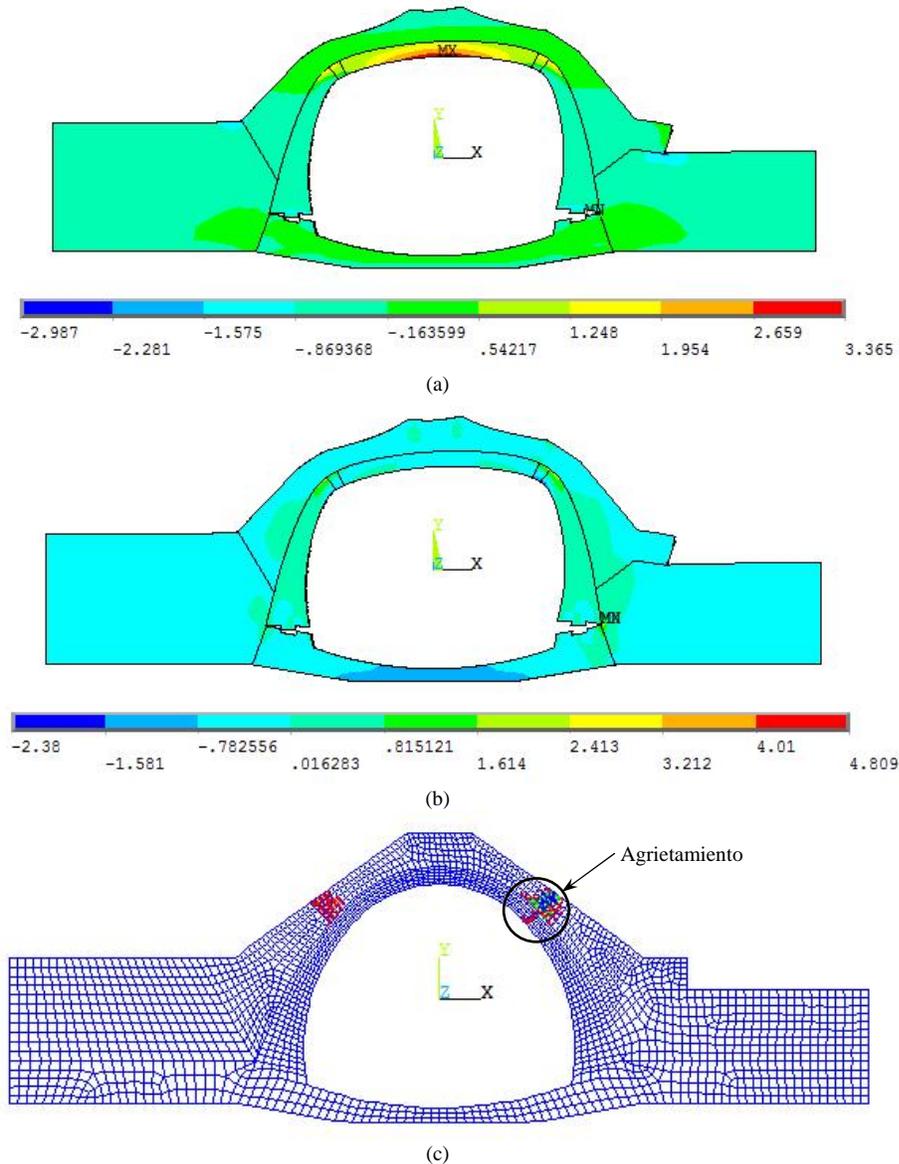


Figura 4-8. Resultados del modelo M-S-80B. Deformada y esfuerzos axiales (kg/cm²):
(a) horizontales, (b) verticales; (c) agrietamiento

Para los modelos con berma, M-S-30B y M-S-80B, los resultados mostraron que al actuar las presiones del agua sobre el conducto las paredes laterales tienden a abrirse. La berma disminuye el desplazamiento de la pared derecha. Sin embargo, esta resistencia que opone la berma no es suficiente y las paredes se abren de forma casi simétrica. Al incrementarse la presión, la berma ya no opone resistencia al desplazamiento provocando que el lado derecho se abra más que la del lado izquierdo; la clave del conducto descende y la pared derecha se flexiona más que la izquierda. Las paredes del conducto giran en su base y se flexionan

aproximadamente a la altura del cambio de sección. El agrietamiento del conducto se produce por la junta de colado. La presión de falla que se obtuvo con este mecanismo de colapso es de 3.6 t/m^2 para ambos modelos. La Figura 4-8 muestra los esfuerzos axiales y el agrietamiento del modelo M-S-80B.

4.4.2 Refuerzo con cubierta de concreto reforzado

Para los modelos de este refuerzo se pueden distinguir dos tipos de mecanismo de colapso: la falla en conjunto de la junta de colado y la cubierta, y la falla únicamente de la junta de colado.

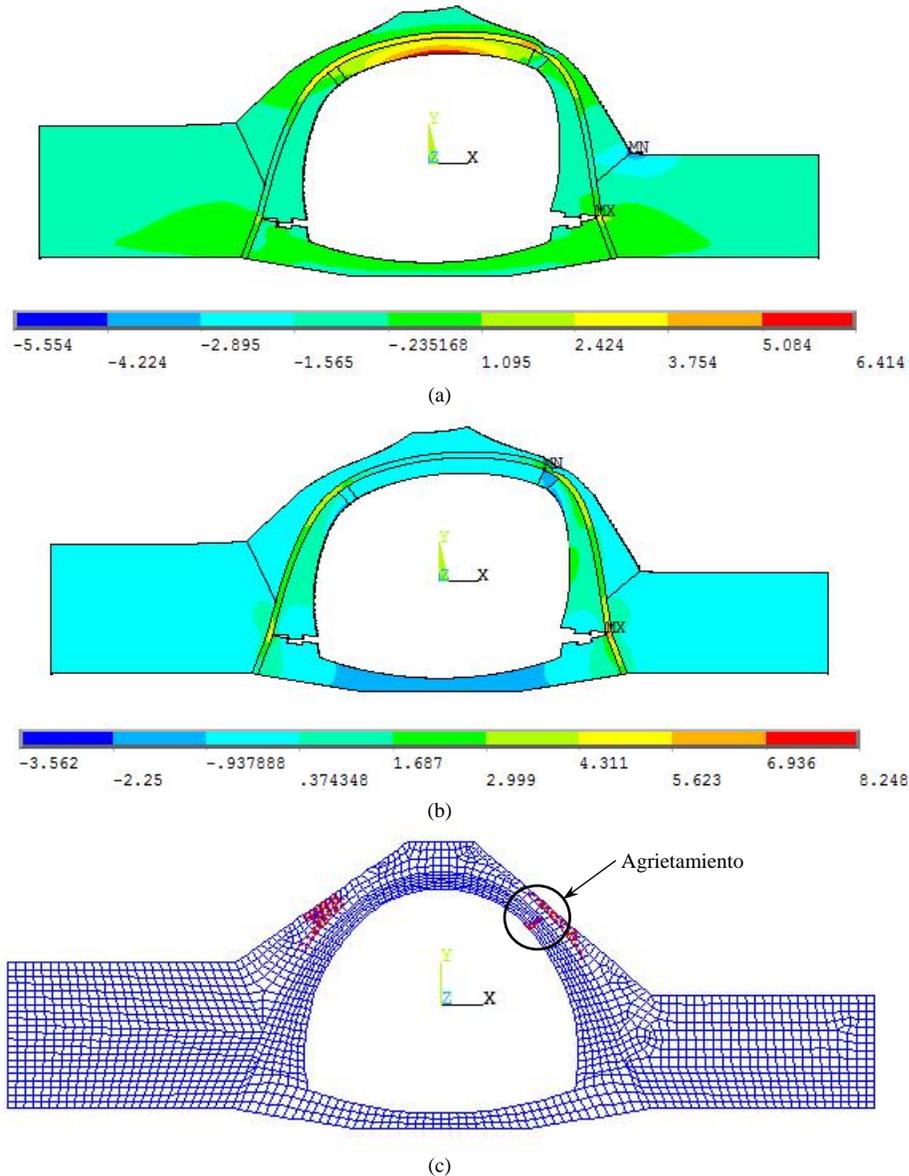


Figura 4-9. Resultados del modelo M-C-15R30. Deformada y esfuerzos axiales (kg/cm^2):
 (a) horizontales, (b) verticales; (c) agrietamiento

De forma general, previo al mecanismo de falla el comportamiento del conducto es similar para los tres modelos. Al comienzo de la aplicación de las presiones hidrostáticas la respuesta

del túnel es similar a cuando no tiene la cubierta. Las paredes del conducto giran en su base y se flexionan aproximadamente a la altura del cambio de sección. Desde el comienzo las paredes se abren simultáneamente pero no simétricamente. La diferencia de alturas del suelo ubicado a los costados del conducto ocasiona que del lado Este la pared se abra más que la del lado contrario. A partir de esta etapa se presenta la forma de falla de cada modelo. En la Figura 4-9 se muestran los esfuerzos axiales y el agrietamiento del modelo M-C-15R30.

Modelo M-C-10S. En este modelo los esfuerzos son tomados por la cubierta hasta que ésta llega a la falla cuando se alcanza su resistencia a tensión. Con la cubierta agrietada, los esfuerzos de tensión son resistidos por el conducto hasta que se genera el mecanismo de falla haciendo que el túnel se agriete a partir de la junta de colado y extendiéndose hacia las paredes laterales. El efecto de la cubierta en el mecanismo de falla hace que no solo se agriete la junta de colado del lado derecho, sino que también la del lado izquierdo alcanza la falla. La presión de falla que se obtuvo con este mecanismo de colapso fue de 4.9 t/m^2 .

Modelos M-C-10R30 y M-C-10R36. En estos modelos el acero de refuerzo incrementa la resistencia a tensión de la cubierta. Los esfuerzos de tensión son tomados por la cubierta hasta que se produce la falla. El mecanismo de falla se origina en la junta de colado sin que la cubierta sufra algún daño. Al comparar los resultados de ambos modelos, se puede ver que al aumentar la cantidad de acero la resistencia del túnel no se incrementa debido a que el mecanismo de falla se presenta antes de que la cubierta alcance su resistencia. La presión necesaria para lograr el colapso en ambos modelos es de 5.8 t/m^2 .

Modelo M-C-15R30. El espesor de 15 cm de la cubierta incrementa la rigidez del túnel, y evita que las paredes se abran y se desplacen como en los modelos con 10 cm de espesor. La resistencia a la tensión del concreto de la cubierta y la rigidez que aporta al conducto incrementan la resistencia del conjunto y retrasan la flexión de las paredes laterales, respectivamente. Por lo tanto, la presión necesaria para llevar al conducto a la falla es mayor. El mecanismo de falla se origina en la junta de colado sin que la cubierta sufra algún daño. Además se puede observar que la presencia de la cubierta hace que el lado izquierdo del conducto también trabaje; este hecho se confirma con el agrietamiento del suelo del costado izquierdo. La presión necesaria para que se forme el mecanismo es de 6.8 t/m^2 .

4.4.3 Refuerzo con anillos de concreto reforzado

Los resultados de estos modelos muestran que la rigidez de los anillos influye sobre la resistencia del conducto siempre y cuando el espaciamiento entre los elementos de refuerzo sea pequeño. Planteado de esta manera, los resultados se presentan de acuerdo a la separación entre anillos.

Modelos M-A-100S y M-A-100. Los resultados de estos modelos indican que los anillos incrementan la rigidez del túnel, esto impide que las paredes laterales se flexionen inmediatamente después de aplicar las cargas. La rigidez de los anillos influye a lo largo del tramo de conducto analizado debido a que la longitud estudiada es pequeña. Desde el inicio los esfuerzos axiales son tomados por los anillos. Sin embargo, el tramo de conducto entre los anillos también resiste una parte de los esfuerzos. El mecanismo de falla se genera en la junta de colado debido a su baja resistencia a tensión. Se puede ver que el suelo no es una variable

que influya en la resistencia del conducto debido a que aquél se agrieta mucho antes de que el túnel llegue a la falla. Las presiones necesarias para que se forme el mecanismo son de 5.5 y 6.3 t/m² para M-A-100S y M-A-100, respectivamente.

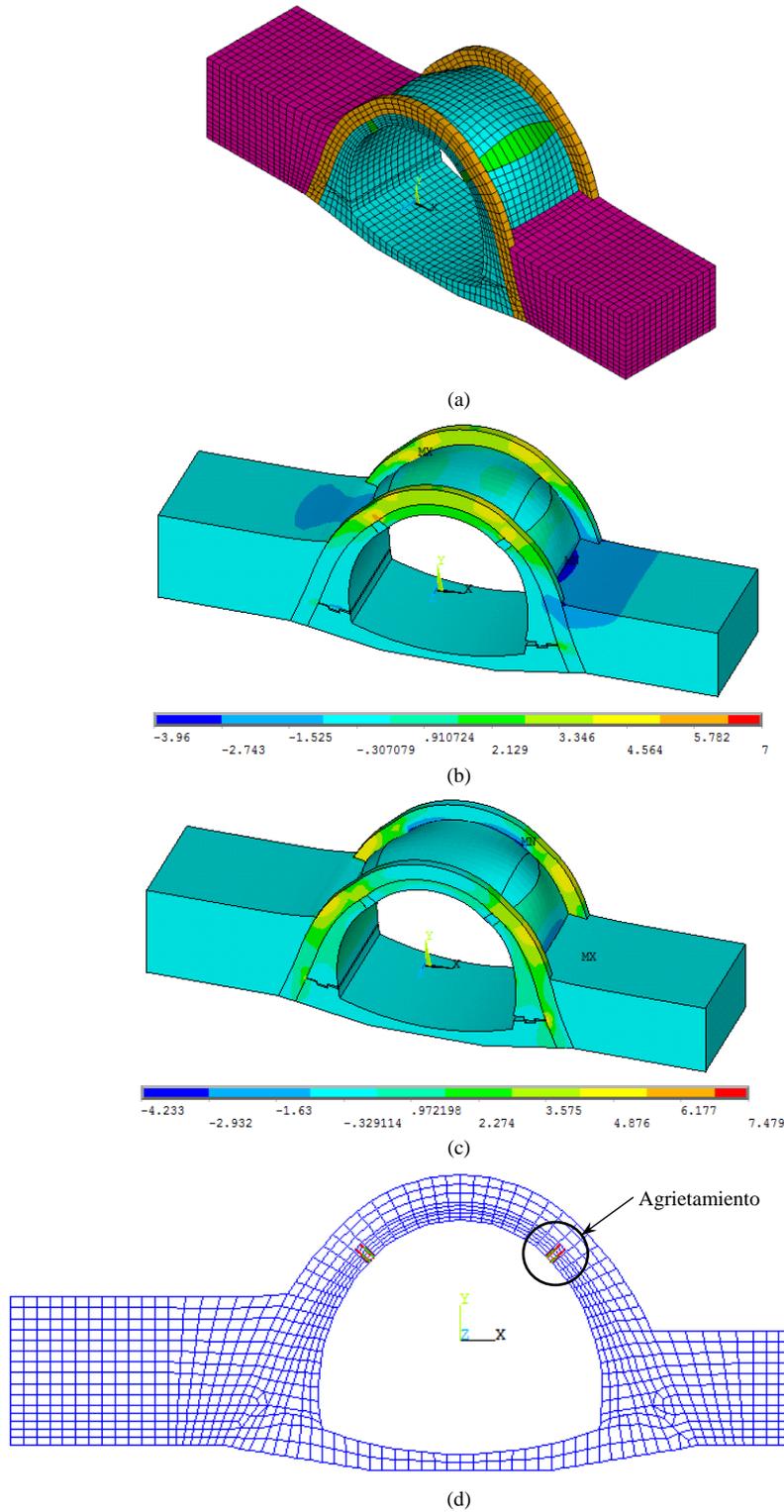


Figura 4-10. Resultados del modelo M-A-400. Deformada y esfuerzos axiales (kg/cm²): (a) deformada, (b) horizontales, (c) verticales; (d) agrietamiento

Modelo M-A-400. Al actuar las presiones del agua sobre el conducto las paredes laterales tienden a abrirse. Cuando las presiones son menores a un cierto valor, el trabajo de los anillos contiene las deformaciones de las paredes. La rigidez de los anillos influye sobre un pequeño tramo de conducto que se ubica a su costado. Sin embargo, el tercio medio del conducto entre los anillos no está dentro de la zona de influencia de estos. Al aumentar las presiones, los anillos soportan los esfuerzos únicamente de la zona donde tienen influencia y el tercio medio resiste sus propios esfuerzos. El mecanismo de falla se genera a partir de que la junta de colado en el tercio medio no es capaz de soportar los esfuerzos de tensión. La falla se presenta a lo largo de junta de colado. La diferencia de niveles en el suelo de los costados determina el flanco sobre el cual se inicia la falla. La presión necesaria para que se forme el mecanismo es de 3.8 t/m^2 . En la Figura 4-10 se muestra la deformada, los esfuerzos axiales previos a la falla y el agrietamiento en la junta de colado. Se puede ver que el tramo de túnel ubicado entre los anillos se “abulta”; las deformaciones más grandes se presentan al centro y disminuyen hacia los extremos.

4.4.4 Refuerzo con CFRP

En los modelos de este refuerzo se pueden distinguir dos tipos de mecanismo de colapso dependiendo de si se considera o no el suelo en el modelo. De forma general, previo al mecanismo de falla el comportamiento del conducto es similar para los tres modelos. Al comienzo de la aplicación de las presiones hidrostáticas la respuesta del túnel es similar a cuando no tiene el refuerzo, debido principalmente a que la sección transversal de las láminas de CFRP es pequeña y prácticamente su momento de inercia es nulo. Las paredes del conducto giran en su base y se flexionan aproximadamente a la altura del cambio de sección. Desde el comienzo las paredes se abren simultáneamente pero no simétricamente. Al igual que en otros modelos, la diferencia de alturas del suelo ubicado a los costados del conducto ocasiona que del lado Este la pared se abra más que la del lado contrario. A partir de esta etapa se presenta la forma de falla de cada modelo y se describe en los siguientes párrafos. En la Figura 4-11 se muestran los esfuerzos axiales y el agrietamiento del modelo M-L-0S. Como se puede ver en esta figura, las láminas de CFRP ocasionan que los esfuerzos se redistribuyan por lo que las juntas de colado de las dos paredes laterales se agrietan.

Modelo M-L-0. Los resultados muestran que al actuar las presiones, las paredes laterales se abren y provocan que se flexionen a la altura del cambio de curvatura. Cuando se incrementa más la presión hidrostática las paredes de ambos lados giran en su base, por lo que la junta entre plantilla y arco se abre. Previo a la falla, el tramo de arco que se ubica entre las juntas de colado se levanta como cuerpo rígido, esto provoca que ambas juntas de colado sean sometidas a esfuerzos de tensión. En ese instante las láminas de CFRP soportan esfuerzos de tensión importantes aunque muy por debajo de su resistencia. El mecanismo de falla se genera cuando ambas juntas de colado llegan a su resistencia a tensión, por lo que ambas se agrietan. La presión necesaria para que se forme el mecanismo de falla es de 4.1 t/m^2 .

Modelo M-L-0S. Este modelo se construyó posterior a observar que los resultados del modelo M-L-0 sí incrementan la resistencia del túnel, aunque no lo suficiente para lograr un factor de seguridad aceptable, debido a que las láminas de CFRP no evitan que las paredes laterales se abran y flexionen. Consecuentemente, se pensó que al colocar suelo encima del lomo y de las láminas, el peso del suelo evitaría que las paredes se abrieran. Al sumar los efectos del

incremento de resistencia a tensión debido a las láminas y evitar los desplazamientos laterales de las paredes con el peso del suelo, la resistencia del túnel aumentó sustancialmente. Previo a que se genere el mecanismo de falla, las paredes laterales se flexionan aproximadamente a la altura de los riñones, y consecuentemente, el ducto se agrieta en las regiones donde el concreto tiene la resistencia a la tensión más baja, esto es, en las juntas de colado. Posteriormente, debido a que el agua continua ejerciendo su presión, el tramo de arco que se ubica entre las juntas de colado se levanta como cuerpo rígido, esto provoca que se forme el mecanismo de falla, cuando ambas juntas de colado llegan a su resistencia a tensión. La presión necesaria para que se forme el mecanismo de falla es de 5.9 t/m^2 .

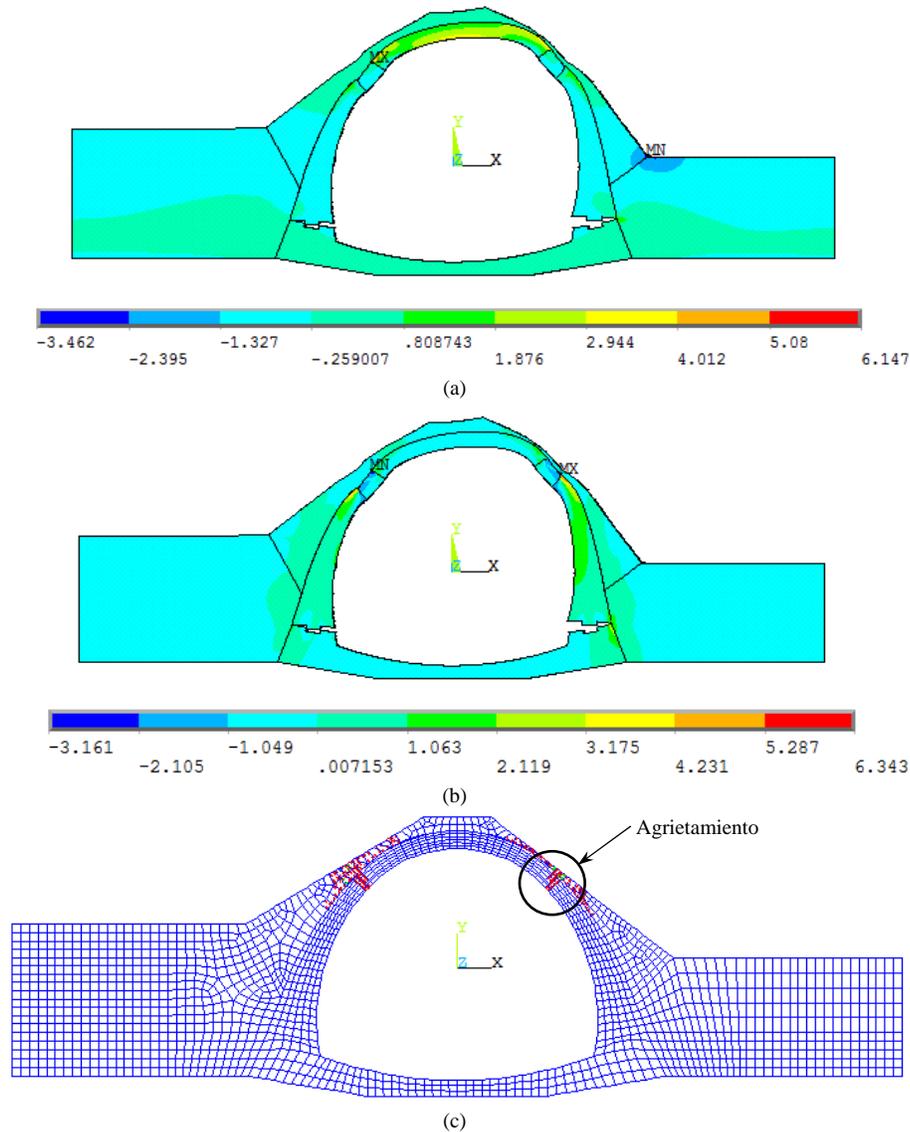


Figura 4-11. Resultados del modelo M-L-0S. Deformada y esfuerzos axiales (kg/cm^2):
 (a) horizontales, (b) verticales; (c) agrietamiento

Modelo M-L-50S. Los resultados de este modelo muestran que la resistencia del túnel se incrementa debido al trabajo conjunto de las fibras y el suelo. En este modelo como las láminas de CFRP están separadas a cada 50 cm entre sí, no se alcanza la misma resistencia que

en el modelo M-L-0S en el que las láminas están continuas. Desde el inicio los esfuerzos axiales son tomados por las láminas. Sin embargo, el tramo de conducto entre ellas también resiste una parte de los esfuerzos. El mecanismo de falla se genera a partir de que la junta de colado en los tramos no confinados por la lámina no es capaz de soportar los esfuerzos de tensión. La presencia de las láminas ocasiona que la falla se presente a lo largo de esta junta en ambos lados de la sección transversal del túnel. La presión necesaria para que se forme el mecanismo de falla es de 4.5 t/m^2 .

4.5 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Para comparar la efectividad de los refuerzos propuestos, la Tabla 4-5 muestra los factores de seguridad para cada modelo analizado. El factor de seguridad se calculó dividiendo la presión de falla obtenida para cada modelo entre la presión que llevó a la falla al ducto (3 t/m^2) de acuerdo al estudio hidrológico. Como se mencionó anteriormente, la máxima presión que el agua puede ejercer sobre el ducto está en función de la cantidad de agua que pueda circular por la infraestructura hidráulica previo a su entrada al túnel. Esto significa que, de acuerdo al estudio hidráulico, el agua puede ejercer una presión máxima de 3 t/m^2 . Para ejercer una presión superior, se requeriría una mayor cantidad de agua circulando por el túnel, lo cual no es físicamente posible ya que previo a que esto suceda, el agua se desbordaría por encima de los bordes de la obra hidráulica ubicada en la entrada del túnel.

Tabla 4-5. Factores de seguridad de los modelos analizados

Tipo de refuerzo	Modelo	Presiones de falla, en t/m^2	Factor de seguridad
Suelo	M-S-80	3.0	1.00
	M-S-130	4.4	1.47
	M-S-30B	3.6	1.20
	M-S-80B	3.6	1.20
Cubierta de concreto reforzado	M-C-10S	4.9	1.63
	M-C-10R30	5.8	1.93
	M-C-10R36	5.8	1.93
	M-C-15R30	6.8	2.27
Anillos de concreto reforzado	M-A-100S	6.8	2.27
	M-A-100	6.3	2.10
	M-A-400	3.8	1.27
Láminas de CFRP	M-L-0	4.1	1.37
	M-L-0S	5.9	1.97
	M-L-50S	4.5	1.50

En la Tabla 4-5 se puede observar que para el caso del refuerzo con suelo, el modelo M-S-130 es el que resulta más eficiente desde el punto de vista del factor de seguridad que se logra. La cantidad de suelo requerida para este refuerzo se aproxima a confinar completamente el túnel. El peso del suelo disminuye los desplazamientos laterales de las paredes del túnel, esto es, el peso del suelo no incrementa la rigidez de la estructura pero propicia que se requiera más presión en las paredes para desplazarlas lo suficiente y generar la flexión en los riñones que llevan a la falla a la estructura. El modelo M-S-130 muestra que es más eficiente, considerando el factor de seguridad que se logra y la cantidad de suelo requerida, que el

modelo M-S-80B. En ese modelo, el peso del suelo colocado en la berma es el que disminuye los desplazamientos laterales de la pared del lado Este del túnel.

Para los modelos con refuerzo de cubierta externa de concreto, éstos son más eficientes que los modelos que tienen refuerzo con suelo. La eficiencia de estos modelos se atribuye a que incrementan la resistencia a tensión y la rigidez de la estructura. La diferencia en el factor de seguridad entre los modelos M-C-10S y M-C-10R30 se debe principalmente a que el modelo M-C-10S al no tener acero de refuerzo falla por tensión y consecuentemente se genera el mecanismo de falla. Se debe observar que el espesor de la cubierta del modelo M-C-15R30 es mayor que la de los tres modelos que le anteceden en la tabla y, por lo tanto, este modelo incrementa además de la resistencia a tensión, la rigidez del túnel. Esta es la principal diferencia entre este modelo y los modelos M-C-10S y M-C-10R30. Además, se debe observar que no existe diferencia alguno entre los resultados de los modelos M-C-10R30 y M-C-10R36 a pesar de que tienen una cuantía de acero diferente. Esto se debe a que el túnel falla por las junta de colado antes de que la cubierta llegue a su resistencia.

Los modelos con anillos son más eficientes cuando estos elementos están poco espaciados. Los anillos generan a sus costados una zona en la que influyen con su rigidez al túnel. Esta zona de influencia disminuye entre más alejados estén los anillos unos de otros. La rigidez que proporcionan los anillos es importante porque disminuyen la flexión de las paredes, con lo que se retrasa la falla. Esta es la principal razón por la cual el modelo M-A-400 tiene un factor de seguridad menor que los modelos M-A-100S y M-A-100. En estos modelos el peso del suelo sobre el túnel incrementa muy poco la resistencia del conducto.

Para lograr un factor de seguridad adecuado, los modelos con láminas de CFRP deben ser cubiertos completamente con este material y trabajar en conjunto con el suelo encima. Las láminas de CFRP aumentan la resistencia a tensión y el peso del suelo ocasiona que se requiera más presión en las paredes para desplazarlas lo suficiente y generar la flexión en los riñones que llevan a la falla a la estructura. Los resultados muestran que el modelo M-L-0, en el que únicamente se colocaron las láminas de CFRP sin suelo encima, sí incrementa la resistencia del túnel, aunque no lo suficiente para considerarlo un refuerzo seguro. Los resultados del modelo M-L-50S muestran que al separar las fibras, la falla se origina en el tramo de túnel ubicado entre las láminas debido a que no tiene refuerzo y su resistencia depende de la rigidez que las láminas le puedan proporcionar. Es por esto que el factor de seguridad de este modelo es menor que el del modelo M-L-0S. La diferencia en la resistencia que se obtiene entre los modelos M-L-0 y M-L-50S se debe a que en el segundo la participación del peso que genera el suelo encima del túnel retrasa la flexión de las paredes laterales. Esto implica que para llevar a la falla al túnel se requiera más presión del agua para lograr desplazar lo suficiente las paredes laterales para que se logre la flexión que ocasiona el mecanismo de falla.

De los resultados obtenidos en los modelos analizados, se puede afirmar lo siguiente:

- Se puede observar que el mecanismo de falla es similar para todos los modelos. Las paredes del conducto giran en su base al actuar las presiones y se flexionan aproximadamente a la altura del cambio de sección. El mecanismo de falla se presenta cuando los esfuerzos provocados por la flexión superan la resistencia a tensión del

concreto de la junta de colado. La diferencia de alturas del suelo ubicado a los costados del túnel ocasiona que del lado Este la pared se abra más que la del lado contrario. Esto a su vez repercute en que la flexión de la pared de lado Este también sea mayor que la del lado Oeste.

- Se puede ver que el suelo confinando al túnel retrasa la falla pero no lo suficiente como para producir un factor de seguridad mayor de dos. Las calles aledañas al conducto son una limitante geométrica para los modelos con suelo. En el modelo M-S-130 se retrasó más la falla en comparación con el modelo M-JUN-I. Esto sugiere que confinar completamente al túnel con suelo, la falla se retrasaría aun más debido a que el peso del suelo dilataría la flexión de las paredes laterales. Sin embargo, el entorno urbano del conducto imponen una limitante de espacio, por lo que confinar completamente al túnel no es una opción factible.
- En el caso de los modelos con berma, se puede ver que esta influye en el desempeño del conducto ya que retrasa la flexión de la pared derecha. Además provoca que el lado izquierdo del conducto también trabaje, esto se puede ver con el agrietamiento del suelo del costado izquierdo. Si bien la presencia de la berma influye en que se aumente la presión de falla, el factor de seguridad que se obtiene no es suficiente como para considerar que esta opción de refuerzo sea viable.
- En los modelos con cubierta de concreto son dos las variables que influyen sobre la resistencia del túnel: la resistencia a tensión de la cubierta y su rigidez. Al aplicar las presiones, una fracción de los esfuerzos de tensión son tomados por la cubierta. En el caso de la cubierta sin refuerzo, la falla de toda la estructura se presenta cuando la cubierta llega a su resistencia a tensión. Para la cubierta con concreto reforzado el mecanismo de falla se presenta en la junta de colado. El mecanismo de falla se genera en la junta de colado por ser la zona con la resistencia más baja a tensión. Consecuentemente, se puede deducir que mejorar la calidad del concreto o incrementar la cantidad de acero de refuerzo en la cubierta no dotaran de mayor resistencia al túnel debido a que la junta de colado fallará antes de que la cubierta desarrolle su resistencia.
- Como segunda variable importante para incrementar la resistencia del conducto, está el espesor de la cubierta. Si bien incrementar la resistencia a tensión en la cubierta no es una opción para proporcionar mayor resistencia a la estructura, el espesor incrementa la rigidez del conjunto. Esta rigidez no evita que las paredes se deformen, una más que la otra, pero sí retrasa la flexión en los riñones. Por lo tanto, una mayor resistencia a tensión en conjunto con un mayor espesor de la cubierta incrementan sustancialmente la resistencia del túnel.
- La gran diferencia de los valores de las presiones de falla entre los modelos de anillos se explica debido a que en los modelos con longitud pequeña el conducto se ve completamente influenciado por la rigidez de los anillos. Esta influencia incrementa la resistencia debido a que no permite la flexión de las paredes laterales. Al mediar una longitud considerable entre anillos, la zona de influencia de la rigidez de éstos se limita a una pequeña longitud a los costados de cada anillo. Por lo tanto, la zona media del túnel no se ve favorecida por la presencia del refuerzo.

- De manera general, las paredes del conducto giran en su base al actuar las presiones y se flexionan aproximadamente a la altura del cambio de sección, simulando un marco con apoyos articulados. El mecanismo de falla se presenta cuando los esfuerzos provocados por la flexión superan la resistencia a tensión del concreto de la junta de colado. La diferencia de alturas del suelo ubicado a los costados del túnel ocasiona que del lado Este la pared se abra más que la del lado contrario. Esto a su vez repercute en que la flexión de la pared de lado Este también sea mayor que la del lado Oeste.
- Debido a que la resistencia del suelo no es una variable que se tome en cuenta, los modelos con suelo no buscan incrementar directamente la resistencia, si no que intentan modificar el comportamiento del túnel a través del peso del suelo. Tampoco incrementan la rigidez del conducto. Consecuentemente, se puede ver que el suelo no impide la flexión de las paredes laterales, si no que la retrasa. Esto permite que se requiera mayor presión hidrostática para generar el mecanismo de falla.
- Aunque el suelo incrementa la presión hidrostática requerida para producir el mecanismo de falla, ésta no es suficiente pues el factor de seguridad que se logra es menor de 2.
- En los modelos con cubierta externa, la resistencia a tensión del concreto de aquella es la variable que más influye para que la falla se produzca a una presión mayor. Sin embargo la baja resistencia a tensión de la junta de colado limita la resistencia del túnel. Por lo tanto, incrementar la calidad del concreto o incrementar la cantidad de acero de refuerzo en la cubierta no son opciones que incrementen la resistencia del túnel debido a que se vio que previo a que la cubierta llegue a su resistencia, la junta de colado fallará.
- Si bien incrementar la resistencia a tensión en la cubierta no es una opción para incrementar la resistencia de la estructura, el espesor incrementa la rigidez del conjunto. Esta rigidez no evita que las paredes se deformen, una más que la otra, pero sí retrasa la flexión en los riñones. Por lo tanto, una mayor resistencia a tensión en conjunto con un mayor espesor de la cubierta incrementan sustancialmente la resistencia del túnel.
- El suelo no es una variable que incremente la resistencia del túnel en el modelo de anillos. La principal variable es la rigidez que proporcionan los anillos al conducto. Los anillos son efectivos e incrementan la resistencia siempre y cuando su rigidez influya sobre todo el tramo de túnel entre ellos.
- El refuerzo con láminas de CFRP sí incrementa la resistencia a tensión del túnel. Sin embargo, el pequeño espesor de las láminas no evitan que las paredes laterales se flexionen, por lo que la resistencia que proporcionan no es la suficiente para que se obtenga un factor de seguridad de dos.
- El objetivo del refuerzo se debe enfocar en dos aspectos importantes: en incrementar la resistencia a tensión y en inhibir que las paredes laterales del conducto se desplacen excesivamente hacia afuera para evitar con esto su flexión. Este objetivo se logra al trabajar conjuntamente las láminas de CFRP y el peso del suelo encima del túnel. El primero incrementa la resistencia a tensión y el segundo retrasa la flexión de las paredes.

4.6 FACTIBILIDAD TÉCNICA DE LAS PROPUESTAS DE REFUERZO

Debido a la cantidad de posibles soluciones técnicas planteadas en este capítulo para reforzar al túnel, se puede observar que ninguna de ellas es claramente preferible a otra, pues desde el punto de vista técnico varias de ellas cumplen con el factor de seguridad adecuado. El aspecto económico proporciona un criterio complementario al técnico para vislumbrar la mejor solución. Para evaluar el mejor uso de los recursos y procurar el máximo beneficio al mínimo costo, dentro de los límites de lo posible, la Tabla 4-6 proporciona un costo por metro de longitud aproximado de los materiales requeridos para construir los refuerzos propuestos. Además se proporcionan algunos elementos que se deben tomar en cuenta en la ejecución de la solución adoptada para evaluar los posibles problemas que se puedan presentar en la obra y que impactan en la elección de la mejor solución. Se debe considerar que los costos de la Tabla 4-6 se presentan con fines de comparación y únicamente toman en cuenta de forma indicativa los precios de los materiales, ya que estos varían dependiendo del lugar donde se coticen. Asimismo, los costos no consideran ni la mano de obra, ni la maquinaria y equipo, ni ninguna clase de impuestos o financiamiento.

Tabla 4-6. Comparación técnico-económica para las propuestas de refuerzo

Tipo de refuerzo	Modelo	Factor de seguridad	Costo por metro	Costo/FS	Consideraciones constructivas
Suelo	M-S-80	1.00	\$ 820	\$ 820	El suelo se colocará a volteo garantizando las dimensiones y geometría propuesta en el modelo, por lo que las caras de los taludes se compactaran. Se requiere únicamente que se garantice el peso volumétrico supuesto de 1.5 t/m ³ .
	M-S-130	1.47	\$ 1,638	\$ 1,114	
	M-S-30B	1.20	\$ 888	\$ 740	
	M-S-80B	1.20	\$ 1,708	\$ 1,423	
Cubierta de concreto reforzado	M-C-10S	1.63	\$ 2,262	\$ 1,388	Se requiere que el acero de refuerzo esté anclado correctamente. Es necesario que exista compatibilidad de deformaciones entre la cubierta y el túnel, por lo que se deberá colocar un elemento que transfiera los esfuerzos cortantes, como por ejemplo anclas de acero.
	M-C-10R30	1.93	\$ 3,178	\$ 1,647	
	M-C-10R36	1.93	\$ 3,256	\$ 1,687	
	M-C-15R30	2.27	\$ 4,309	\$ 1,898	
Anillos de concreto reforzado	M-A-100S	2.27	\$ 4,260	\$ 1,877	El acero de refuerzo deberá estar anclado correctamente. También se requiere que exista un elemento para transferir los esfuerzos cortantes entre anillos y el túnel.
	M-A-100	2.10	\$ 4,830	\$ 2,300	
	M-A-400	1.27	\$ 1,208	\$ 951	
Láminas de CFRP	M-L-0	1.37	\$ 70,070	\$ 51,146	Para la colocación de las láminas se requiere de personal calificado. Se debe garantizar el correcto anclaje de las láminas. La presión de aplicación es un factor determinante en la resistencia final del sistema.
	M-L-0S	1.97	\$ 70,890	\$ 35,985	
	M-L-50S	1.50	\$ 21,035	\$ 14,023	

El costo por metro permite hacer una comparativa entre los modelos del mismo tipo de refuerzo, y el cociente del costo entre el factor de seguridad permite comparar todos los modelos entre sí. Este cociente es en cierta forma una medida de la eficacia de cada modelo, pues involucra el aspecto técnico y el económico en un solo número. En la Figura 4-12 se muestran los resultados de la Tabla 4-6 en forma gráfica. Los refuerzos técnicamente factibles son los que cumplen con un factor de seguridad mayor de dos, y los refuerzos económicamente factibles se definieron a partir de un costo arbitrario de cinco mil pesos por metro con el objetivo de distinguirlos de los refuerzos que tienen un costo muy elevado.

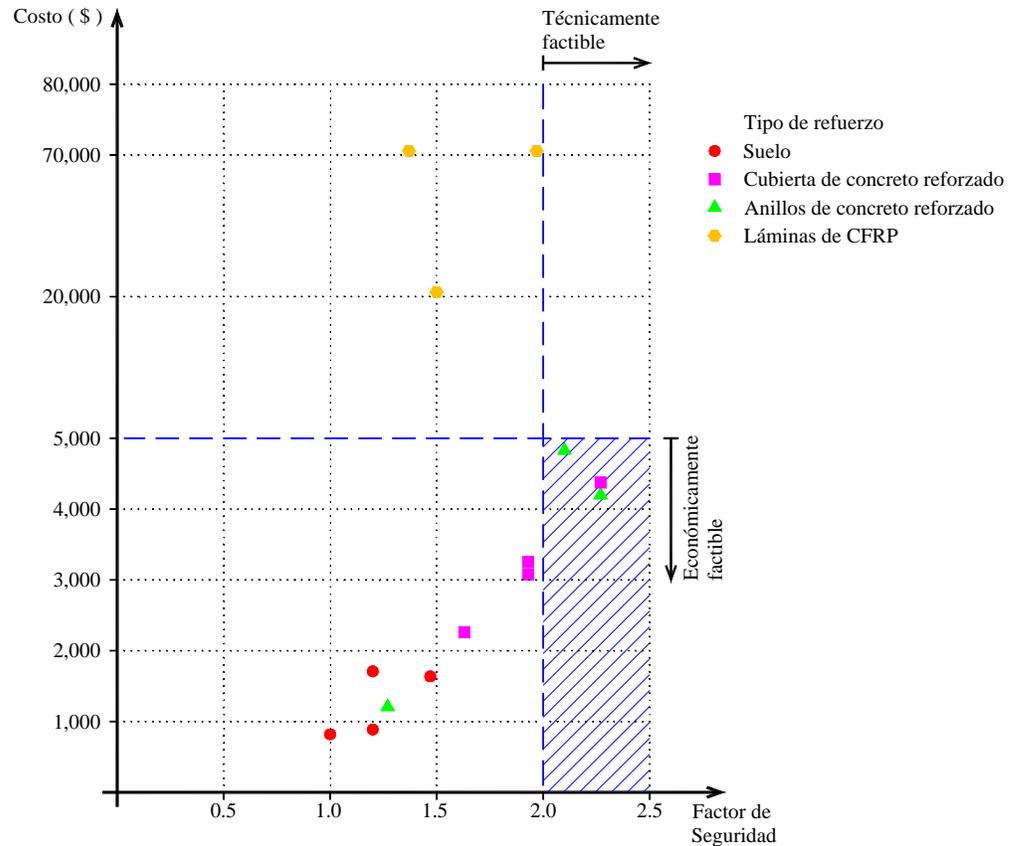


Figura 4-12. Factibilidad de las propuestas de refuerzo

Considerando el factor de seguridad y el costo, se puede observar lo siguiente:

- Para el refuerzo con suelo, el modelo M-S-80 resulta ser el más barato y a su vez el menos eficaz. Si el modelo M-S-30B se compara con el modelo M-S-80 resulta que aunque es un 8% más costoso, es más conveniente ya que incrementa hasta 20% más la resistencia. Esto se ve reflejado en el cociente del costo entre el factor de seguridad en el que el modelo M-S-30B es más barato que el otro modelo. Resulta interesante observar que el modelo M-S-80B es el más costoso de todos sin ser el más eficaz ya que el modelo M-S-130 es más barato e incrementa mucho más la resistencia.
- En el refuerzo con cubierta de concreto reforzado el costo se incrementa en mayor proporción que el factor de seguridad, de acuerdo a la cantidad de material requerida para cada modelo. Esto permite afirmar fácilmente que para este tipo de refuerzo, a mayor factor de seguridad mayor costo. El modelo M-C-15R30 resulta ser el más costoso, sin embargo, es el que más incrementa la resistencia a tensión y la rigidez del túnel.
- En el refuerzo con anillos de concreto el costo es muy parecido para los modelos M-A-100S y M-A-100 debido a que la única diferencia entre ambos es el suelo encima del primero. Se puede observar que el modelo M-A-100S es más eficaz desde el punto de vista técnico y económico.
- Los modelos reforzados con CFRP son los más costosos de todas las alternativas analizadas. Aunque el costo de los modelos M-L-0 y M-L-0S es prácticamente el mismo,

este último es más eficaz ya que con el mismo costo se consigue un factor de seguridad mayor. Esto se debe al trabajo conjunto de las láminas de CFRP con el suelo.

- El cociente del costo entre factor de seguridad muestra que de los modelos con un factor de seguridad mayor de 1.9, los más eficaces son los que se refuerzan con cubierta de concreto y los más costosos son los que se refuerzan con CFRP. Esto se debe al hecho de que la cubierta de concreto proporciona mayor rigidez y resistencia que el refuerzo con anillos o CFRP.
- Si se comparan los modelos M-C-15R30 y M-A-100S se puede ver que son similares tanto en el aspecto técnico como económico, ya que proporcionan el mismo factor de seguridad y su costo es prácticamente el mismo. En este caso el aspecto constructivo es el que puede decidir la mejor opción. Si se piensa en que la cimbra para construir los anillos a cada metro puede resultar muy laborioso a diferencia de la cimbra para la cubierta, este aspecto podría hacer ver al refuerzo con cubierta como la mejor opción.
- Como se mencionó antes, el cociente entre el costo y el factor de seguridad es en cierta forma una medida de la eficacia de cada modelo. Sin embargo puede ser engañoso si el modelo no cumple con el factor de seguridad mínimo. Por ejemplo, los modelos M-S-80, M-S-30B y M-A-400 aparentan ser los más eficaces si se considera el mencionado cociente, no obstante que ninguno de ellos cumple con el factor de seguridad.

4.6.1 Ventajas y desventajas del refuerzo con suelo

El refuerzo con suelo presenta las siguientes ventajas:

- Este refuerzo es técnicamente fácil de construir debido a que, para fines de análisis, solo se consideró como propiedad estructural su peso propio. Por lo tanto, el suelo únicamente se deberá colocar a volteo acomodándolo para lograr la geometría del modelo de análisis.
- De los modelos analizados con berma a un costado del conducto se puede observar que el suelo es capaz de modificar la forma de falla del conducto. Esto es favorable debido a que se incrementa la presión de falla y ocasiona que ésta se produzca no solo en el lado derecho si no también en el lado izquierdo. Esto significa que la sección del túnel trabaja más eficientemente.
- No se requiere personal calificado para construirlo.

Las desventajas del refuerzo con suelo son:

- A diferencia de los modelos que se refuerzan con elementos de concreto, el suelo no incrementa la rigidez del túnel. Se puede afirmar que la eficacia de este refuerzo no es mayor debido a que no evita sustancialmente que se abran las paredes del conducto al actuar la presión.
- Se requiere un gran volumen de suelo para incrementar muy poco el factor de seguridad.
- Se incrementa el peso del suelo actuando sobre el túnel, es obvio que esta carga no se tomó en cuenta en el diseño original del conducto. Esta es una limitante en la cantidad de suelo que se puede colocar encima del conducto.

4.6.2 Ventajas y desventajas del refuerzo con cubierta de concreto

El refuerzo con cubierta de concreto presenta las siguientes ventajas:

- La cubierta de concreto incrementa la rigidez y la resistencia del túnel. Esta ventaja permite que la presión requerida para llevar a la falla al conducto sea mayor que la del refuerzo con suelo.
- Se requiere la cuantía mínima por flexión para reforzar la cubierta. Independientemente del espesor de la cubierta, la cuantía de acero requerida es la mínima por flexión especificada en NTC-C (2004).
- La cubierta permanece íntegra cuando el conducto llega a la falla. Esta observación presenta una ventaja adicional, en el caso en que el conducto llegara a su resistencia, el agua que conduce no se derramaría, sería contenida por la cubierta de concreto.
- No se requiere de personal calificado para su construcción.
- Es el refuerzo más eficaz si se considera el cociente del costo entre el factor de seguridad de la Tabla 4-6.

Las desventajas del refuerzo con cubierta de concreto son:

- Se requiere que la cubierta envuelva a todo el túnel desde la plantilla. En general, la función de la cubierta será incrementar la resistencia a tensión del conducto. Por lo tanto se requiere que cuando se construya quede bien anclada a la plantilla a todo lo largo. Esto puede representar una desventaja puesto que a lo largo del conducto existen zonas con poco acceso.
- Este refuerzo requiere de la participación del suelo para funcionar. Posterior a la construcción de la cubierta se requiere que se acomode una cantidad de suelo, con la geometría y dimensiones similares a las del modelo M-JUN-I.
- El espesor de la cubierta está limitado debido a que representa una sobrecarga para la cual no fue diseñado originalmente el túnel.
- La construcción de la cubierta demanda el retiro del suelo existente y su colocación posterior a la construcción de esta. Este es un costo que puede resultar importante si se toma en cuenta que no existe lugar para almacenarlo cerca del túnel, por lo que quizás se requiera transportarlo a otro sitio.

4.6.3 Ventajas y desventajas del refuerzo con anillos de concreto

Las ventajas de este refuerzo son:

- No se requiere de personal calificado para su construcción.
- Para la construcción de los anillos solo se necesita retirar una pequeña cantidad del suelo existente en comparación con el resto de las propuestas de refuerzo en las que es necesario retirar todo el suelo.

- No incrementa sustancialmente el peso sobre el túnel.

Las desventajas que presenta este refuerzo son:

- La construcción de los anillos requiere de una labor artesanal para la colocación de la cimbra.
- Se requiere que el acero de refuerzo esté perfectamente anclado para desarrollar su resistencia. Esto puede representar un gran inconveniente pues se deberá construir un elemento de concreto para anclarlo y el espacio a los costados del túnel es reducido.
- Para evitar modificar sustancialmente la geometría exterior del túnel, los anillos solo se pueden colocar a pequeñas separaciones entre sí. Esto implica que su construcción puede resultar ser muy laboriosa.
- El tramo de túnel ubicado entre los anillos no es reforzado directamente, depende de la rigidez de los anillos que disminuyen la flexión de las paredes laterales y con esto evitan indirectamente la falla prematura de ese tramo.

4.6.4 Ventajas y desventajas del refuerzo con CFRP

Las ventajas de este refuerzo son:

- No incrementa el peso sobre el túnel. El peso es aproximadamente cinco veces menor que el del acero (Sika, 2011).
- Al colocar las láminas de CFRP se permite una redistribución de esfuerzos, con lo cual el mecanismo de colapso se presenta cuando llegan a la falla las juntas de colado de ambos lados de la sección transversal del conducto.
- No requieren mantenimiento debido a la ausencia de corrosión.
- Las láminas se adaptan fácilmente al contorno del túnel, por lo que su colocación no requiere maquinaria y es sencilla cuando la superficie por recubrir está lista.

Las desventajas que presenta este refuerzo son:

- El precio de las láminas es muy alto para el aporte de resistencia que se logra con su uso.
- Se requiere personal calificado para su colocación. Debido a esto, el costo de este refuerzo se puede incrementar sustancialmente.
- Se requiere de la participación del suelo para lograr un factor de seguridad confiable. Esto incrementa aún más el precio de la colocación de las láminas ya que se requiere de un sellador para que las láminas puedan estar en contacto con el suelo.
- Se requiere que la superficie del túnel quede perfectamente limpia por lo que se debe retirar el suelo existente.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Con base en la revisión de la literatura disponible, así como de los resultados de la modelación numérica, tanto en la etapa de predicción de la falla como la de propuestas de refuerzo, a continuación se presentan las conclusiones del estudio.

En la etapa de la determinación de la presión y modo de falla se elaboraron varios modelos de elemento finito en los cuales se hicieron variantes para hallar las propiedades de los materiales que reprodujeran tanto la forma como la presión de falla similares a las observadas en la realidad.

De las propiedades de los materiales con los que se construyeron los modelos numéricos, se concluye:

- La resistencia a tensión del concreto del túnel resultó ser la variable más importante en las propiedades mecánicas de este material. Este resultado se debe a que el concreto con el que fue construido el túnel no tiene acero de refuerzo.
- Se determinó que para reproducir la falla, la resistencia a tensión del concreto en la junta de colado debe ser $f_t = 5 \text{ kg/cm}^2$.
- La resistencia a compresión del concreto no influyó en la falla del conducto. Este resultado tiene sentido si se observa que al actuar las presiones del agua sobre las paredes del túnel, se alcanza primero la resistencia a tensión mucho antes que la de compresión.
- Se debe contemplar la resistencia a tensión del suelo en los modelos donde éste aparece encima de la clave.

Al analizar el efecto de la junta constructiva entre el arco y la plantilla sobre la forma de falla del túnel se observó que:

- El machihembrado de la junta constructiva permite transferir de manera efectiva los esfuerzos cortantes en esta zona. El machihembrado trabaja como llave de cortante y por lo tanto, transfiere de manera eficiente los esfuerzos cortantes en la junta.
- La junta constructiva machihembrada restringe los desplazamientos hacia abajo y hacia los lados pero no evita el giro de los apoyos ni el desplazamiento hacia arriba del arco. Este efecto fue decisivo en la forma de falla.

En cuanto a la geometría del suelo existente a los costados del túnel y su influencia sobre la respuesta estructural del ducto, se obtuvo que:

- Para reproducir la forma de falla se debe modelar el suelo a los costados y encima del conducto.
- Se deben considerar las propiedades inelásticas del suelo ubicado encima del túnel, de no hacerlo así, el suelo actúa como una especie de zuncho trabajando a tensión con esfuerzos muy superiores a los que soportaría en la realidad.
- Aunque el suelo en la realidad no puede resistir grandes esfuerzos de tensión, se debe notar que su resistencia a tensión es una variable determinante en la resistencia global del ducto. A mayor resistencia a tensión del suelo mayor resistencia global del ducto.
- La diferencia entre las alturas del suelo, en el lado Este y Oeste, determina la forma de falla de la estructura. Debido a que el nivel del suelo del lado Este es menor, el túnel falla por este costado.
- Debido a la presencia del suelo a los costados del conducto, las paredes laterales no pueden abrirse en su extremo inferior ni tampoco permite que el arco se desplace verticalmente. Se puede afirmar entonces, que el suelo estabiliza al túnel ante la presión ejercida hacia afuera del agua.

Sobre el comportamiento estructural, la forma y presión de falla se concluye que:

- Debido a la presencia del suelo a los costados del conducto, las paredes laterales no pueden abrirse en su extremo inferior. El suelo en conjunto con la plantilla de concreto simulan un apoyo articulado pues no permiten los desplazamientos lineales, vertical y horizontal, y la junta al no tener continuidad permite el giro. Con este mecanismo las paredes del conducto giran en su base al actuar las presiones y se flexionan aproximadamente a la altura del cambio de sección, simulando un marco con apoyos articulados. Se debe señalar que, debido a que el recubrimiento de suelo es menor en el lado Este, la pared de este lado gira más que la del lado Oeste que tiene mayor recubrimiento de suelo.
- Para los modelos con los que se reprodujo la falla, esta se presentó cuando los esfuerzos de tensión superaron a la resistencia a tensión del concreto cerca de los riñones de la sección transversal del túnel. En los modelos que sirvieron para estudiar las propuestas de refuerzo, la falla siempre ocurrió en la junta de colado.

Se estudiaron cuatro propuestas de refuerzo estructural para el túnel. Los resultados de los modelos se compararon con los del modelo M-JUN-I para comprobar su efectividad, concluyéndose que:

- El refuerzo más efectivo es el que incrementa tanto la resistencia a tensión como la rigidez del túnel.
- El refuerzo con suelo es más eficaz entre más cantidad de este material se coloque del lado Este del conducto. El peso del suelo colocado encima del túnel disminuye los desplazamientos laterales de las paredes, esto es, no incrementa la rigidez de la estructura pero propicia que se requiera más presión en las paredes para desplazarlas lo suficiente y generar la flexión en los riñones que llevan a la falla a la estructura.

- Se requiere una gran cantidad de suelo para incrementar muy poco la resistencia del túnel.
- El refuerzo con cubierta de concreto reforzado incrementa la rigidez del arco, disminuyendo la apertura de sus paredes y consiguiendo con esto el incremento de la resistencia. Además, este refuerzo incrementa la resistencia a tensión del túnel. La cuantía de acero en este refuerzo no influye sobre la resistencia del conducto ya que antes de que la cubierta llegue a su resistencia, el túnel falla.
- El refuerzo con anillos es más eficiente cuando estos elementos están poco espaciados. Los anillos generan a sus costados una zona en la que influyen con su rigidez al túnel. Esta zona de influencia disminuye entre más alejados estén los anillos unos de otros. La rigidez que proporcionan los anillos es importante porque disminuyen la flexión de las paredes, con lo que se retrasa la falla. Este refuerzo no incrementa la resistencia a tensión de conducto.
- El refuerzo con láminas de CFRP debe cubrir completamente al túnel y trabajar en conjunto con el suelo encima. Las láminas de CFRP aumentan la resistencia a tensión y el peso del suelo ocasiona que se requiera más presión en las paredes para desplazarlas lo suficiente y generar la flexión en los riñones que llevan a la falla a la estructura. Sin embargo, se mostró que este refuerzo no incrementa la resistencia del conducto lo suficiente como para ser una opción factible.

5.2 RECOMENDACIONES

De acuerdo con los resultados de los análisis de las propuestas de refuerzo, se puede afirmar que la cubierta de concreto reforzado es la propuesta más recomendable para reforzar el túnel. Esta aseveración se basa en el hecho de que este refuerzo incrementa la rigidez y resistencia del conducto, es económicamente factible y su construcción es sencilla.

Se debe aclarar que el refuerzo del túnel propuesto en este trabajo no se debe a un error en su diseño original, si no que es una modernización a las demandas de uso a las que está sometido en la actualidad debido a un crecimiento de la población en la zona urbana. Esta demanda genera fuerzas para las cuales no fue diseñado originalmente el túnel. Sin embargo, con base en los resultados de los análisis que sirvieron para determinar el modo de falla del túnel, se pueden plantear algunas recomendaciones para mejorar la respuesta estructural de túneles con características similares al estudiado en el presente trabajo.

- La discontinuidad en la junta constructiva entre el arco y la plantilla fue determinante en la forma de falla del túnel. Para mejorar el comportamiento de éste, se debe omitir la junta de tal manera que la sección transversal sea continua.
- Se mostró que el suelo es un elemento que puede mejorar el comportamiento estructural del túnel. Aunque no es un elemento estructural que incremente la rigidez o la resistencia, su participación consiste en retrasar la deformación de las paredes del conducto. Es por esto que el túnel se debe confinar completamente con suelo, y en caso de que esto no sea posible, el suelo a los costados de aquel debe tener el mismo nivel en ambos lados.
- Es difícil predecir las cargas a las que una obra de infraestructura hidráulica será sometida mucho tiempo después de su diseño original. Sin embargo, aunque en la planeación del

túnel se indique que este trabajará a superficie libre, y considerando la magnitud de los daños que puede ocasionar la falla de una obra de este tipo, es recomendable que el concreto cuando menos se refuerce con el acero mínimo indicado en las normas de construcción. Esta es una forma de prevenir una falla de forma prematura.

- Se debe tener cuidado con las juntas constructivas que se generen durante la construcción del túnel. Específicamente, se debe cuidar que con estas juntas no se generen zonas potenciales de falla. De acuerdo al análisis estructural, las juntas se deben ubicar en las zonas en donde los elementos mecánicos sean mínimos.

Por otro lado, en la construcción del refuerzo elegido se debe cumplir con las hipótesis planteadas en los análisis. Particularmente, para garantizar la transferencia de esfuerzos entre el túnel y el refuerzo, se deberán colocar elementos estructurales que trabajen como llaves de cortante.

REFERENCIAS

ACI - Comité 440 (2008). *“Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures (ACI 440.2R-08)”*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, EUA.

ANSYS (2006). *“Documentation for ANSYS”*. ANSYS Workbench Release 11.0, ANSYS Inc., EUA.

Capella A y Fuentes O (2010). *“Estudio del comportamiento hidráulico y de presiones del Túnel Emisor del Poniente”*. Informe Interno, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.

Chandrupatla T y Belegundu A (1999). *“Introducción al estudio del elemento finito en ingeniería”*. 2ª Edición, Prentice Hall, México.

Domínguez R (2001). *“El sistema principal de drenaje del área metropolitana del Valle de México”*. Serie Colección de Informes No. CI-22, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.

Domínguez R, Carrizosa E, Echavarría B y Esquivel G (2010). *“Estudio hidrológico para determinar las posibles aportaciones al Emisor del Poniente, aguas arriba de la incorporación del río San Javier, Estado de México”*. Informe Interno, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.

Emmons H (2005). *“Manual ilustrado de reparación y mantenimiento del concreto. Análisis, estrategias y técnicas de reparación”*. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., México.

Hu H, Lin F y Jan Y (2004). *“Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beams strengthened by fiber-reinforced plastics”*. Composite Structures, Vol. 63, No. 3, pp.271-281.

Ibrahim A y Mahmood M (2009). *“Finite element modeling of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates”*. European Journal of Scientific Research, Vol. 30, No. 4, pp. 526-541.

Jumonji T (2001). *“Norma para la evaluación del nivel de daño por sismo en estructuras y guía técnica de rehabilitación”*. Cuadernos de investigación No. 37, Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED. México.

NTC-C (2004). *“Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”*. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-Bis. México.

NTC-I (2004). *“Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Ejecución de Obras e Instalaciones Hidráulicas”*. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II, No. 103-Bis. México.

Peña F y Meli R (2010). *“Estudios de ingeniería estructural para el diagnóstico y rehabilitación de los tramos con bóveda de concreto del Emisor del Poniente”*. Informe Interno, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM. México.

Richards J (1998). *“Inspection, maintenance and repair of tunnels: international lessons and practice”*. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 13, No. 4, pp. 369-375.

Salas M y Jiménez M (2004). *“Inundaciones”*. Serie Fascículos, Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED. México.

Sika (2000). *“Guías para el reforzamiento con sistemas de fibras de carbono para estructuras de concreto y madera”*. Sika – Carbodur. Santa Fé de Bogotá, Colombia.

Sika (2011). *“Manual de productos Sika 2011”*. Sika Mexicana. México.

Suzan M y Stuart M (2011). *“Strengthening cast iron struts using carbon fibre reinforced polymers – finite element modelling”*. Composites Part B: Engineering, Vol. 42, No. 5, pp. 1048-1056.

Zienkiewicz O (1994). *“El método de los elementos finitos”*. Mc Graw Hill, Vol. 1. Barcelona, España.