



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

**EFFECTO DEL AGUA EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO  
ASFÁLTICO USADO EN PRESAS**

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

**PRESENTA:  
ALBERTO GAXIOLA HERNÁNDEZ**

**TUTORES:  
ALEXANDRA OSSA LÓPEZ  
EFRAÍN OVANDO SHELLEY  
INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**MIEMBROS DEL COMITÉ TUTOR:**

**EDUARDO BOTERO JARAMILLO  
MIGUEL PEDRO ROMO ORGANISTA  
OSVALDO FLORES CASTRELLÓN  
INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**CIUDAD DE MÉXICO, NOVIEMBRE DE 2017**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



**JURADO ASIGNADO:**

**Presidente:** Dr. Efraín Ovando Shelley  
**Secretario:** Dr. Miguel Pedro Romo Organista  
**Primer Vocal:** Dra. Alexandra Ossa López  
**Segundo Vocal:** Dr. Osvaldo Flores Castrellón  
**Tercer Vocal:** Dr. Eduardo Botero Jaramillo

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

**TUTORES DE TESIS:**

DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ

DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY

---

FIRMA

---

FIRMA

<b>RESUMEN.</b> .....	<b>VI</b>
<b>ABSTRACT.</b> .....	<b>VIII</b>
<b>1 INTRODUCCIÓN.</b> .....	<b>1</b>
1.1    Objetivos y alcances.....	2
1.2    Aportaciones. ....	3
<b>2 ANTECEDENTES</b> .....	<b>4</b>
2.1    Las presas con núcleo de concreto asfáltico: su construcción en el mundo y sus características. ....	4
2.2    Respuesta mecánica de las presas con núcleo de concreto asfáltico. ....	6
2.3    Propiedades mecánicas del concreto asfáltico para barreras impermeables.....	8
2.3.1 <i>Respuesta del concreto asfáltico ante cargas monotónicas.</i> ....	8
2.3.2 <i>Respuesta del concreto asfáltico ante cargas cíclicas</i> .....	9
2.4    Diseño de mezclas asfálticas para barreras impermeables. ....	10
2.4.1 <i>Granulometría.</i> .....	10
2.4.2 <i>Contenido de asfalto.</i> .....	12
2.4.3 <i>Compactación.</i> .....	13
2.4.4 <i>Permeabilidad.</i> .....	13
2.4.5 <i>Resistencia a la tensión indirecta.</i> .....	15
2.5    Envejecimiento y daño por humedad del concreto asfáltico. ....	16
2.5.1 <i>Separación del asfalto en fracciones SARA.</i> ....	17
2.5.2 <i>Análisis infrarrojo por transformada de Fourier (FTIR).</i> .....	19
2.5.3 <i>Reología</i> .....	22
<b>3 ETAPA EXPERIMENTAL.</b> .....	<b>26</b>
3.1    Caracterización del asfalto y agregado pétreo.....	26
3.2    Diseño de la mezcla.....	28
3.2.1 <i>Elaboración de los especímenes.</i> .....	29
3.2.2 <i>Granulometría.</i> .....	30
3.2.3 <i>Contenido de asfalto.</i> .....	32
3.2.4 <i>Propiedades volumétricas.</i> .....	32

3.2.4.1	<i>Espesor efectivo de película de asfalto (<math>T_{af}</math>) y vacíos en el agregado mineral (VMA).</i>	34
3.2.5	<i>Resistencia a la tensión indirecta (RTI)</i>	35
3.2.6	<i>Permeabilidad bajo carga constante en equipo de pared flexible.</i>	37
3.2.6.1	<i>Montaje</i>	40
3.2.6.2	<i>Saturación</i>	40
3.2.6.3	<i>Medición del flujo de agua a través de la sección transversal del concreto asfáltico</i>	41
3.2.7	<i>Permeabilidad radial</i>	45
3.2.7.1	<i>Preparación de los especímenes de concreto asfáltico</i>	46
3.2.7.2	<i>Ejecución de las pruebas de permeabilidad radial</i>	46
3.2.7.3	<i>Resultado de las pruebas de permeabilidad radial</i>	47
3.2.8	<i>Elección de la mezcla definitiva</i>	49
3.3	<i>Elaboración de especímenes de concreto asfáltico destinados a efectuar pruebas triaxiales tanto bajo carga monotónica como bajo carga cíclica.</i>	52
3.4	<i>Saturación y acondicionamiento de especímenes cilíndricos de concreto asfáltico.</i>	52
3.5	<i>Respuesta mecánica del concreto asfáltico ante carga monotónica.</i>	56
3.5.1	<i>Descripción del equipo.</i>	56
3.5.2	<i>Procedimiento de la prueba.</i>	57
3.5.3	<i>Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica.</i>	58
3.5.3.1	<i>Influencia del agua en los resultados del esfuerzo desviador a la falla.</i>	60
3.5.3.2	<i>Módulo de elasticidad</i>	61
3.5.3.3	<i>Análisis Mohr-Coulomb.</i>	63
3.5.3.4	<i>Evaluación del daño por humedad mediante pruebas de RTI.</i>	65
3.6	<i>Respuesta mecánica del concreto asfáltico ante carga cíclica.</i>	66
3.6.1	<i>Procedimiento de la prueba</i>	66
3.6.2	<i>Resultados de las pruebas de compresión triaxial bajo carga cíclica.</i>	67
3.6.2.1	<i>Efecto de la exposición prolongada con el agua en la respuesta dinámica del concreto asfáltico</i>	70
3.6.2.2	<i>Efecto de la saturación en la respuesta dinámica del concreto asfáltico.</i>	72
3.7	<i>Evolución fisicoquímica del asfalto por efecto del contacto prolongado con el agua</i>	73
3.7.1	<i>Procedimiento de extracción del asfalto de los especímenes cilíndricos.</i>	73

3.7.2	<i>Separación del solvente y el cemento asfáltico mediante evaporador rotatorio. ....</i>	76
3.7.3	<i>Obtención de las fracciones de saturados, aromáticos, resinas y asfaltenos (SARA). 76</i>	
3.7.4	<i>Caracterización del asfalto original mediante FT-IR. ....</i>	78
3.7.5	<i>Reología. ....</i>	81
<b>4</b>	<b>CONCLUSIONES Y COMENTARIOS .....</b>	<b>87</b>
4.1	Conclusiones .....	87
4.2	Comentarios .....	89
	<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>90</b>
	<b>ANEXO 1. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES BAJO CARGA MONOTÓNICA. ....</b>	<b>97</b>
	<b>ANEXO 2. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES BAJO CARGA CÍCLICA.....</b>	<b>109</b>

*Expreso mi mas profundo agradecimiento por el  
apoyo que recibí para realizar esta  
investigación a:*

*Mis tutores:*

*Dra. Alexandra Ossa López y el Dr. Efraín  
Ovando Shelley*

*Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnonología,  
CONACYT*

*Al Instituto de Ingeniería de la UNAM*

*A los laboratorios ROCHER INGENIERÍA,  
SEM MATERIALS MÉXICO y el  
LABORATORIO DE INGENIERÍA  
AMBIENTAL del Instituto de Ingeniería de la  
UNAM*

*A mi alma mater, la Universidad Autónoma de  
Sinaloa por apoyarme a través del programa de  
doctores jóvenes.*

*Al Dr. Jorge Almaral*



## **RESUMEN.**

---

En esta investigación se evaluaron los cambios en la respuesta mecánica del concreto asfáltico provocados por el contacto prolongado con el agua cuando este es utilizado como barrera impermeable, con particular énfasis en las presas que se elaboran utilizando este material en su núcleo. Dicho trabajo se divide en 5 etapas: diseño de la mezcla, elaboración de los especímenes cilíndricos, saturación, exposición prolongada del concreto asfáltico con el agua luego de la saturación, ensayos triaxiales bajo carga monotónica y cíclica. Adicionalmente se llevó a cabo un análisis fisicoquímico del asfalto basado en pruebas de separación de las fracciones SARA, espectroscopía de infrarrojo (FT-IR) y reología con el fin de registrar su evolución para diferentes periodos de acondicionamiento.

En la primera parte se desarrolló el diseño de la mezcla asfáltica buscando que cuando esta se encuentre compactada tenga las características de permeabilidad que debe cumplir el núcleo de una presa. Enseguida se manipularon sus proporciones para lograr que, siendo lo más parecida a la mezcla que se requiere, se permita el paso de una cantidad controlada de agua a su interior, esto con el fin de provocar que oxide al asfalto para posteriormente evaluar el efecto que tiene en el comportamiento mecánico del concreto asfáltico.

Luego de contar con el diseño de la mezcla se procedió a elaborar especímenes cilíndricos de concreto asfáltico de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura, mismos que se sometieron a un proceso de saturación por presión en cámaras de acrílico a las que se les aplicó una presión de  $5 \text{ kg/cm}^2$ . Se registró el aumento de la masa producto de la absorción de agua de dichos especímenes de manera continua hasta que se mantuvo aproximadamente constante. Se consideró que lo anterior se cumplió en un periodo de aproximadamente un mes.

Una vez saturados los especímenes cilíndricos de concreto asfáltico, estos se mantuvieron sumergidos en agua por un periodo de hasta 12 meses, llevando a cabo una extensa serie pruebas de compresión triaxial cada tres meses bajo cargas tanto estáticas como cíclicas, controlando la temperatura y los niveles de confinamiento al momento del desarrollo de las pruebas. Por otra parte, los análisis químicos del asfalto se llevaron a cabo luego de extraerlo de los cilindros sumergidos mediante lavado con separador Soxhlet y evaporador rotatorio.

Como resultado de las pruebas de compresión triaxial bajo carga monotónica, se concluyó que el contacto prolongado que tuvieron los especímenes cilíndricos de concreto asfáltico con el agua no causó un cambio significativo en el esfuerzo desviador, módulo de elasticidad, ángulo de fricción interna y cohesión del material. Sin embargo, al comparar los resultados de la resistencia mecánica del concreto asfáltico es estado seco y en estado saturado inicial, se observa una reducción de la resistencia provocada por el ingreso de agua al interior de los especímenes de concreto asfáltico.

Se observó, también, que la temperatura de prueba tiene un efecto importante en los resultados obtenidos, es decir, dado el comportamiento termosensible del cemento asfáltico, un aumento en la temperatura de prueba provoca una disminución en el resultado del esfuerzo desviador máximo y la cohesión que presentaron los especímenes. Por otra parte, la temperatura no influyó en los resultados obtenidos para el ángulo de fricción interna.

En las pruebas de compresión triaxial bajo carga cíclica los resultados muestran que el concreto asfáltico presenta, producto de la saturación del material, una disminución en su módulo de rigidez cortante y un aumento en el coeficiente de amortiguamiento con respecto a los resultados obtenidos en estado seco, mientras que no se notó un cambio importante en la respuesta mecánica del material producto del contacto prolongado con agua por un periodo de hasta 12 meses.

Finalmente, de las pruebas químicas y reológicas se concluyó que el ligante asfáltico no presentó cambios atribuibles al contacto con el agua en todo el periodo de exposición al agua luego de la saturación.

## **ABSTRACT.**

---

This research evaluates the changes in the mechanical response of asphalt concrete caused by prolonged contact with water when it is used as an impermeable barrier, with particular emphasis on the dams that are made using this material in its core. This work is divided in 5 stages: design of the mixture, preparation of the specimens, saturation, prolonged exposure to water after saturation, triaxial tests under monotonic, and cyclic load. In addition, a physicochemical analysis of the asphalt was carried out based on separation of the SARA fractions tests, infrared spectroscopy (FT-IR) and rheology in order to record their evolution for different periods of exposure to water after saturation.

In the first part the design of the asphalt mixture was developed seeking that, when it is compacted, it has the characteristics of permeability that the core of a dam must fulfill. Its proportions were then manipulated to achieve that, being the most similar to the required mixture, a controlled amount of water is allowed to pass through it, in order to cause it to oxidize to the asphalt and later evaluate the effect on the mechanical behavior of asphalt concrete.

After the design of the mixture, asphalt concrete samples 10 cm in diameter and 20 cm in height were prepared, which were subjected to a saturation process in acrylic cells with a pressure of 5 kg/cm<sup>2</sup>. The increase in the mass produced by the water absorption of said specimens was recorded continuously until it remained approximately constant. It was considered that the above was fulfilled in a period of approximately one month.

Once having asphalt concrete specimens saturated, these were submerged in water for a period of up to 12 months, carrying out an extensive series of triaxial compression tests both static and cyclic every three months, controlling the temperature and the cell pressure at the time of testing. On the other hand, chemical analyzes were carried out with reclaimed asphalt binder from cylindrical specimens, using to get the asphalt binder from the asphalt concrete, Soxhlet separator and rotary evaporator.

As a result of the triaxial compression tests under monotonic loading, it was concluded that the prolonged contact of the asphalt concrete with the water did not cause a significant change in the deviator stress, modulus of elasticity, internal friction angle and cohesion of the

material. However, when comparing the results of the mechanical strength of the asphalt concrete in dry and saturated condition, a reduction of the resistance caused by the entrance of water inside the asphalt concrete specimens was observed.

It was also observed that the test temperature has an important effect on the results obtained, *i.e.*, given the thermo sensitive behavior of the asphalt binder, an increase in the test temperature causes a decrease in the result of the maximum deviator stress and the cohesion presented by the specimens. On the other hand, the temperature does not influence the results obtained for the internal friction angle.

In the triaxial compression tests under cyclic load, the results show that asphalt concrete presents a decrease in its shear modulus and an increase in the damping ratio with respect to the results obtained in the dry state. Whereas no significant change in the mechanical response of the material was observed from prolonged contact with water for a period of up to 12 months.

Finally, it was concluded from the chemical and rheological tests that the asphalt binder did not present changes attributable to contact with water during the conditioning period used.



# 1 INTRODUCCIÓN.

---

El concreto asfáltico es uno de los materiales más ampliamente utilizados en la ingeniería civil, es estudiado simulando diversos escenarios en los que el material ha demostrado que, al variar sus proporciones de asfalto y agregados, se pueden lograr objetivos que van desde construir una superficie de rodamiento segura para los vehículos terrestres y aeronaves hasta formar una barrera impermeable de contención de agua.

De las estructuras mencionadas, las que en esta ocasión son objeto de estudio son las barreras impermeables, entre las que destacan por su importancia las presas de almacenamiento, cuya finalidad principal es contener el agua para diversos fines (*e.g.* abastecimiento de agua, control de inundaciones, generación de electricidad), por ello, una de las características más importantes de la estructura es la de tener una permeabilidad baja a fin de evitar o minimizar las pérdidas de agua. En presas de enrocamiento se han utilizado tradicionalmente núcleos de arcilla o caras de concreto hidráulico como elemento impermeable. Sin embargo, desde hace varias décadas, como alternativas en este tipo de estructuras se han utilizado en algunos países los núcleos y barreras externas de concreto asfáltico, destacando aún más las presas que tienen este material en su núcleo dado que ahí se encuentra protegido de los embates del clima, el sol y los choques que objetos flotantes podrían ocasionar si el concreto asfáltico se colocara en la superficie del terraplén.

Partiendo entonces de que el concreto asfáltico es el elemento impermeable en este tipo de estructuras surge la necesidad conocer sus características y comportamiento. En este sentido destaca que el concreto asfáltico es un material visco-plástico que presenta un desempeño satisfactorio siendo utilizado como barrera impermeable, es resistente, flexible y en caso de presentar grietas producto principalmente de sismos o asentamientos, este material cuenta con la ventaja de auto-sellarlas [1], [2].

Con base en lo anterior y tomando en cuenta el creciente número de presas con núcleo de concreto asfáltico construidas alrededor del mundo surge la necesidad de conocer su comportamiento mecánico ante las sollicitaciones que pueden causar daños o mal desempeño, especialmente tomando en cuenta que estas barreras son elaboradas para permanecer en contacto con agua de manera prolongada y esta puede oxidar al asfalto y provocarle envejecimiento. De igual forma, se busca conocer el efecto que tiene el agua en la evolución

de la resistencia mecánica de este material con el fin de tomarlo en cuenta en la etapa del diseño de estas construcciones.

## **1.1 Objetivos y alcances**

El objetivo principal de este trabajo de investigación es evaluar el efecto que tiene el agua que entra en contacto con el concreto asfáltico utilizado como barrera impermeable, particularmente aquel que forma parte de los núcleos de presas y reportar la resistencia mecánica del material elaborado de manera similar al que se utiliza en estos elementos. Asimismo, registrar la evolución de las características fisicoquímicas del asfalto simulando en el laboratorio las condiciones de saturación del concreto asfáltico del núcleo.

Para cumplir con los objetivos planteados en esta investigación se desarrollaron una serie de actividades que incluyen:

- Una extensa revisión del estado del arte en lo referente a los requerimientos necesarios para elaborar mezclas asfálticas para construir presas con núcleo de concreto asfáltico, de igual forma, se revisaron documentos donde se detalla la difusión que han tenido este tipo de estructuras, las ventajas y desventajas que se reportan.
- Diseño de la mezcla asfáltica para la elaboración de especímenes cilíndricos de concreto asfáltico que cumplan con los requerimientos de permeabilidad además de asegurar un adecuado comportamiento mecánico.
- Saturación de especímenes de concreto asfáltico a presión con el fin de asegurar el ingreso de agua a los poros de los mismos para posteriormente mantenerlos sumergidos de manera prolongada.
- Ensayos de compresión triaxial bajo carga monotónica y cíclica en especímenes cilíndricos de concreto asfáltico tanto secos como sometidos al contacto prolongado con el agua, en los que se utilizaron distintas temperaturas de prueba y niveles de confinamiento.
- Finalmente, se realizaron pruebas en las que se observa el cambio en las fracciones de saturados, aromáticos, resinas y asfaltenos mediante un análisis SARA, además de llevar a cabo pruebas de espectroscopia de infrarrojo (IR) al asfalto extraído de los especímenes sumergidos en agua de manera prolongada.

## **1.2 Aportaciones.**

La principal aportación de esta investigación es la obtención de datos que permiten conocer las variaciones del comportamiento mecánico que el concreto asfáltico podría tener al estar expuesto al contacto prolongado con el agua, esto por formar parte de la estructura impermeable de una presa, particularmente del núcleo, lo que complementa el conocimiento que se tiene acerca del desempeño de las estructuras de este tipo construidas alrededor del mundo. Una aportación importante es la propuesta de un método de diseño de la mezcla basado en pruebas de permeabilidad y resistencia a la tensión indirecta, en el que se estableció una zona granulométrica en la que, si la curva queda dentro de esta, se puede elaborar un material que cumpla con la baja permeabilidad necesaria para los núcleos de presas.

Por otra parte, se presentan los resultados de pruebas de caracterización mecánica, en la que se obtienen datos necesarios para el diseño de presas con núcleo de concreto asfáltico, abarcando el rango de temperaturas que comúnmente se presentan en el interior de las mismas, en las que las situaciones extremas serían climas sub ártico y tropical, respectivamente.

Finalmente, se presentan los resultados de análisis fisicoquímicos efectuados al asfalto extraído de los especímenes de concreto asfáltico, en los que se reporta la evolución de la caracterización química producto del contacto prolongado con el agua.



## 2 ANTECEDENTES

---

El asfalto es el último producto de la destilación del petróleo, incluso es considerado el residuo de este proceso. Luego de extraer el crudo, almacenarlo y bombearlo hasta la refinería, este es calentado para separarlo en una torre de destilación en distintas fracciones que, de acuerdo a su densidad, se clasifican en: destilados ligeros, medianos y pesados. El asfalto es el producto con la mayor densidad de todos.

A pesar de ser considerado un producto de baja calidad comparado con el resto de los derivados del petróleo, el asfalto es ampliamente utilizado y su destino final resuelve necesidades entre las que destaca la pavimentación de vías terrestres como carreteras, calles y aeropistas o la impermeabilización de diversas estructuras, desde azoteas hasta depósitos de agua o canales.

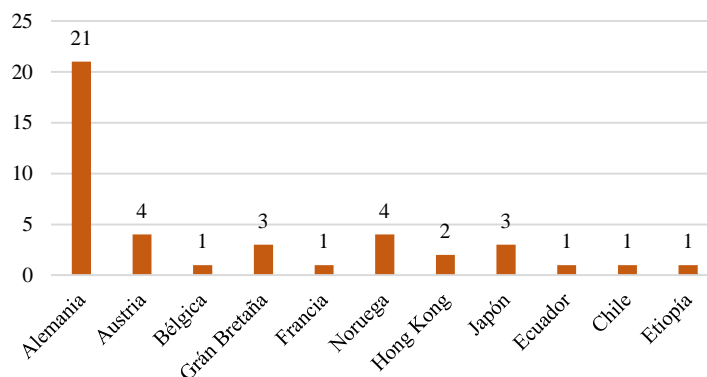
Aunque la refinación del petróleo es reciente comparada con la historia de la humanidad, la utilización del asfalto no lo es, The Asphalt Handbook [3] reconoce a este material como el más antiguo utilizado por el hombre, de hecho, existen evidencias de que fue utilizado por los sumerios alrededor del 6000 A.C., para impermeabilizar y como mortero en la construcción de edificios, sin embargo, este asfalto no era producto de alguna transformación realizada al petróleo, sino que provenía de depósitos naturales. Es evidente, entonces, que el uso del asfalto como elemento impermeable no es reciente, como tampoco es reciente su uso en presas, de hecho, la primera presa con núcleo de concreto asfáltico se construyó en Alemania en el año de 1962 [1] y, hasta hoy, la mayor parte de ellas han sido construidas en Europa, aunque en el resto del mundo ya se cuenta con un número importante de presas de este tipo.

### **2.1 Las presas con núcleo de concreto asfáltico: su construcción en el mundo y sus características.**

Aunque se han utilizado distintos tipos de concreto asfáltico para la construcción de barreras impermeables, incluyendo dentro de estas estructuras a los núcleos de presas, el que ha tenido

un uso más extendido es el concreto asfáltico denso con granulometría continua (CADGC). Esto según la International Commission on Large Dams, misma que presenta en su boletín 84 [4] un reporte detallado sobre este tipo de presas construidas hasta su fecha de publicación, los datos que se presentan enseguida pertenecen a este documento.

Hasta 1992 a nivel mundial había 42 presas construidas utilizando CADGC y con una altura mayor de 15 m, la gran mayoría de ellas en Europa, principalmente en Alemania, aunque, como se aprecia en la Fig. 2-1, ya existían algunas presas en Hong Kong, Japón, Ecuador, Chile y Etiopía.

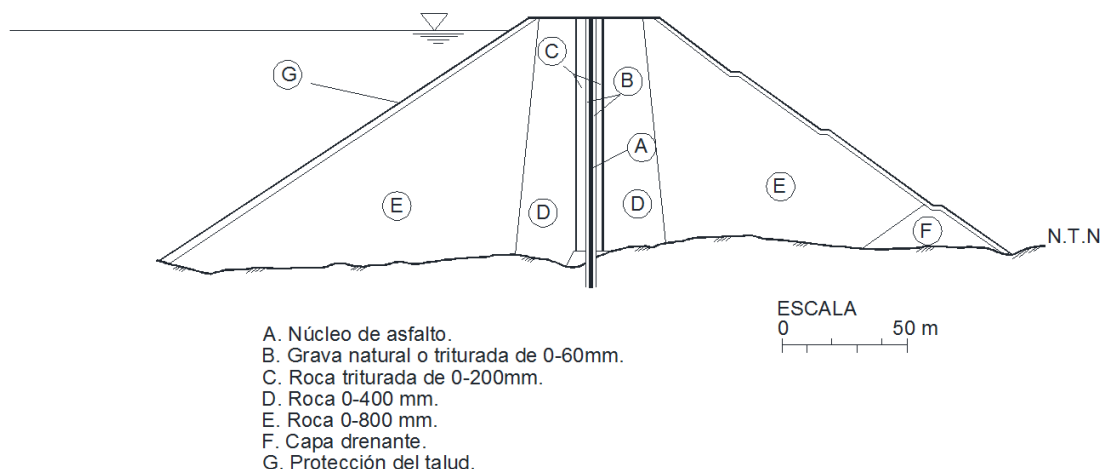


**Fig. 2-1.** Presas con núcleo de concreto asfáltico con granulometría continua construidas hasta 1992.

Actualmente, el número de presas de este tipo ha aumentado significativamente, por ejemplo, se cuenta con un número importante de estas en China donde, de hecho, se encuentra la presa de mayor altura construida con esta tecnología, la presa Quxue, con 170 m. Además, en América se han desarrollado proyectos hidrológicos que incluyen varias de estas presas en Canadá y Brasil.

Por otra parte, en lo referente a las características generales de estas presas, es importante señalar que el espesor del núcleo de concreto asfáltico varía, principalmente entre 60 y 100 cm, dependiendo de la altura de la presa, aunque se presentan algunas con un espesor de hasta 120 cm (presas High Island East y West, en Hong Kong con una altura de 95 y 105 m).

Las presas con núcleo de concreto asfáltico presentan en su sección transversal, distintos materiales granulares, desde el enrocamiento exterior con fragmentos de roca de gran tamaño (hasta 800 mm de diámetro) hasta las zonas de transición formadas por gravas y arenas como la mostrada en la Fig. 2-2, donde se presenta una sección transversal típica de una presa de este tipo.



**Fig. 2-2.** Estructuración típica de una presa con núcleo de concreto asfáltico.

En cuanto a la configuración geométrica del núcleo en la sección de la presa, puede tener variantes importantes, estas incluyen principalmente la opción de colocar un núcleo vertical, inclinado desde la base del mismo o colocar al núcleo en forma vertical los dos tercios inferiores e inclinado el tercio superior.

El ejemplo de una presa con el núcleo inclinado desde su base es la presa Finstertal, ubicada en Austria, con una altura de 100 m y una inclinación del núcleo de 1:0.4 (vertical/horizontal). Por otra parte, presas como la High Island East y West de 109 y 101 m de altura respectivamente, cuentan con un núcleo de concreto asfáltico con una parte vertical y la otra inclinada, como se describió anteriormente. Sin embargo la mayoría de estas estructuras se conciben con el núcleo completamente vertical, principalmente aquellas de hasta una altura de 60 m.

## 2.2 Respuesta mecánica de las presas con núcleo de concreto asfáltico.

Existen numerosos análisis en los que se demuestra que las presas con núcleo de concreto asfáltico pueden tener un comportamiento adecuado ante las solicitaciones impuestas por cargas estáticas tanto en la construcción y llenado del vaso, así como ante la ocurrencia de fuertes sismos [5], [6], [7], [8], [9]. Según los resultados de la comparativa que hace Cisneros [10] entre el comportamiento que tiene una estructura de este tipo y una presa con cara de concreto o núcleo de arcilla, las presas con núcleo de CADGC se vuelven una alternativa viable técnica y económicamente, de hecho, los resultados de este último muestran que los

asentamientos máximos en las tres alternativas resultaron ser prácticamente los mismos (88 cm); los desplazamientos laterales máximos fueron de 18, 49 y 19 cm para las presas de cara de concreto, núcleo arcilloso y núcleo de concreto asfáltico respectivamente.

Wang *et al.* [9] reportan el desempeño de la presa Yele, construida en China con una altura máxima de 124.5 m. Estos autores llevaron a cabo una modelización del núcleo de concreto asfáltico utilizando mediciones de los asentamientos en la cimentación registrados dos años luego de la construcción. El análisis estático realizado arrojó un valor máximo del esfuerzo cortante presente en el núcleo de 376 kPa, mientras que en cilindros de concreto asfáltico obtenidos del núcleo de la presa en distintas etapas de construcción, el esfuerzo máximo desviador fue de entre 1600 y de hasta 3500 kPa con distintos esfuerzos de confinamiento, lo que evidencia que estáticamente el núcleo tiene una resistencia notablemente superior a los esfuerzos estáticos impuestos por la estructura.

Por otra parte, para la misma presa Yele, Han *et al.* [11] hicieron un análisis numérico sobre la respuesta que habría presentado dicha presa en el terremoto de Wenchuan ( $M_s=8.0$ ) en 2008, mismo que dañó a 391 presas aproximadamente, aunque no se reportaron daños de consideración en la presa de estudio. Se calcularon los espectros de aceleración en la cresta, los cuales fueron bastante consistentes con los datos monitoreados directamente durante el sismo. El mayor de estos valores monitoreado resultó ser  $2.0 \text{ m/s}^2$ , mientras que el resultado del análisis numérico fue  $1.9 \text{ m/s}^2$ . La frecuencia fundamental de vibración medida directamente en la presa entre la cresta y la base fue de 1.64 Hz.

Akhtarpour y Khodaii [12] realizaron un análisis del comportamiento dinámico de la presa más alta de este tipo construida en Irán, Shur River, de 85 m de altura. La conclusión principal de este trabajo fue que en el tercio superior de la presa, para una altura mayor de 70 m, los desplazamientos laterales impuestos por las excitaciones sísmicas aumentan de manera importante con respecto a los de la base, aunque para sismos de intensidad moderada el núcleo de concreto asfáltico mantiene su estabilidad. Estos resultados son similares a los obtenidos por Baziar *et al.* [13], quienes presentan un análisis de dos alternativas estudiadas previamente a la construcción de la presa Alborz en Irán, con 74 m de altura. Los resultados del análisis estático de la alternativa correspondiente al núcleo de concreto asfáltico muestran un máximo esfuerzo vertical de 1.5 MPa y un máximo esfuerzo cortante de 0.3 MPa en el cuerpo de la presa y aunque los esfuerzos cortantes que ocurren en la base de la presa de concreto asfáltico son mayores que los de la segunda opción (presa con núcleo de arcilla), los desplazamientos y deformaciones en el cuerpo son menores.

## 2.3 Propiedades mecánicas del concreto asfáltico para barreras impermeables.

Dado que el concreto asfáltico puede tener usos y destinos diversos, las mezclas utilizadas para distintos fines no deben tener los mismos requerimientos. Ejemplo de ello es el tipo de cargas que resiste un concreto asfáltico en la superficie de rodamiento de una carretera, estas son producidas por las ruedas de los vehículos que por ella circulan, por lo tanto, el concreto asfáltico empleado debe ser adecuado para resistir estas cargas. En cambio, en estructuras hidráulicas el tipo de solicitaciones de diseño son completamente distintas y la finalidad principal de estas barreras es cumplir con una baja permeabilidad. Por ello, en la búsqueda de la fabricación del concreto asfáltico para barreras impermeables, es importante cumplir tanto con los requisitos de permeabilidad así como elaborar un material que presente un comportamiento mecánico adecuado.

### 2.3.1 Respuesta del concreto asfáltico ante cargas monotónicas.

Una manera de caracterizar mecánicamente al concreto asfáltico y obtener algunos parámetros de diseño es llevar a cabo pruebas de compresión triaxial, haciendo estos ensayos a esfuerzo controlado o deformación controlada. Enseguida se presentan algunos resultados de pruebas de este tipo realizadas al concreto asfáltico fabricado para construir núcleos de presas, cabe señalar que en todos los casos se utilizó una granulometría continua en la elaboración de los especímenes cilíndricos y el tipo de prueba se efectuó a deformación controlada.

Feizi-Khankandi *et al.* [14] efectuaron pruebas triaxiales a una velocidad de deformación de 2%/hora y una temperatura constante de 5 °C, mientras que los confinamientos aplicados fueron 250, 500 y 1000 kPa. Como resultado de estas pruebas, el autor presenta los esfuerzos desviadores a la falla, mismos que resultaron ser de entre 2197 y 3879 kPa, en tanto que el módulo de elasticidad mostró valores entre 135 y 160 MPa.

De manera similar al anterior autor, Salemi *et al.* [15] realizaron una serie de pruebas triaxiales en cilindros con un contenido de asfalto de 6%, aunque no especifica si es con referencia al total de la mezcla o solamente al peso del agregado pétreo. En este caso se acondicionaron especímenes a una temperatura de 19 °C, se aplicó una velocidad de deformación constante de 0.1%/min en todas las pruebas y se utilizaron confinamientos distintos, todos en un rango de 100 a 500 kPa. Los valores del esfuerzo desviador a la falla, estuvieron en un rango de 1100 a 3300 kPa y el módulo de elasticidad entre 90 y 150 MPa.

Por su parte Akhtarpour y Khodaii [16] realizaron pruebas similares aunque a una temperatura de 22 °C y utilizando contenidos de asfalto de 5.5, 6.0, 6.5 y 7.0% con respecto

al peso del agregado pétreo. Para cada contenido de asfalto se ensayaron tres especímenes distintos, mismos que correspondieron a confinamientos de 250, 500 y 750 kPa. Los resultados obtenidos muestran un claro incremento en la resistencia del concreto asfáltico a medida que se utilizó un contenido de asfalto menor, en cambio la resistencia aumentó al incrementar el esfuerzo de confinamiento. De estos ensayos se obtuvo un esfuerzo desviador a la falla de 4090 kPa utilizando un contenido de asfalto de 5.5%, en tanto que para 7% el esfuerzo desviador a la falla resultó ser 1926 kPa, con un confinamiento de 250 kPa. De estos ensayos, el módulo de elasticidad se ubicó en un rango de entre 28 y 151 MPa.

### **2.3.2 Respuesta del concreto asfáltico ante cargas cíclicas**

Una de las situaciones más críticas a las que se ven sometidas las presas es la ocurrencia de un sismo y es por ello que es importante estimar el comportamiento que tendrá la estructura ante esta situación. Para ello es necesario conocer las características mecánicas de los materiales mediante pruebas de laboratorio en las que, generalmente, se determinan parámetros como el módulo de rigidez cortante y el amortiguamiento. En lo referente al concreto asfáltico, se presentan enseguida algunos estudios realizados hasta la fecha.

Akhtarpour y Kodaii [16] además de pruebas triaxiales monotónicas, también llevaron a cabo una extensa serie de pruebas triaxiales cíclicas en las que analizaron algunos aspectos importantes del comportamiento mecánico del concreto asfáltico utilizado en núcleos de presas. Estas pruebas fueron realizadas con esfuerzos de confinamiento de 250 y 500 kPa, mientras que la frecuencia aplicada fue de 2 Hz en la mayor parte de las pruebas, aunque se realizaron algunos ensayos a frecuencias de entre 2 y 5 Hz para evaluar el efecto que esta variable tiene en el módulo de rigidez al cortante. En general se pudo apreciar que los valores del módulo de rigidez cortante de los concretos asfálticos evaluados variaron entre 200 y 350 MPa, los cuales presentaron una tendencia a disminuir conforme se aumentó la deformación angular.

Wang y Höeg [17] llevaron a cabo una serie de pruebas triaxiales cíclicas a especímenes de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura, en los cuales aplicaron una onda senoidal con una frecuencia de 1 Hz, controlaron el confinamiento y la temperatura en rangos de entre 0.2 a 1.5 MPa y 3.5 a 9 °C respectivamente. Como resultado de este estudio, los autores registraron que en todas sus pruebas el valor de la deformación cíclica fue menor a 0.3 %, mientras que el amortiguamiento resultó en valores de entre 7 y 30%, dependiendo de la temperatura y el confinamiento aplicados. En este estudio se muestra también que la temperatura tiene un efecto importante en el valor del módulo de elasticidad cíclico y como muestra de esto se tiene que, para 1 MPa de esfuerzo de confinamiento y 20 °C, este módulo es aproximadamente 900 MPa, en tanto que para 9 °C fue 1900 MPa y para 3.5 °C, 2500 MPa.

Feizi-Khandandi *et al.* [14] llevaron a cabo pruebas triaxiales cíclicas a cilindros de concreto asfáltico, en las que aplicaron esfuerzos de confinamiento entre 85 y 500 kPa a fin de representar las condiciones a las que estaría sometida la parte superior de un núcleo de concreto asfáltico de una presa, las temperaturas utilizadas para los ensayos fueron 5 y 18 °C. Como resultado de este estudio, se presentan los valores obtenidos del amortiguamiento y el módulo de rigidez cortante, mismos que son utilizados en la modelización de este tipo de estructuras. Los resultados indican que el concreto asfáltico bajo las condiciones evaluadas presenta valores del amortiguamiento entre 5 y 35% y del módulo de rigidez cortante entre 500 y 1600 MPa, con valores de deformación angular cíclica de hasta 0.6%.

## 2.4 Diseño de mezclas asfálticas para barreras impermeables.

El diseño de una mezcla asfáltica, independientemente del destino que esta tenga (carreteras o barreras impermeables), consiste en determinar detalladamente la dosificación de asfalto y agregados presentes en la mezcla, específicamente, una granulometría y un contenido de asfalto óptimo. Cuando se elige la mezcla de diseño se debe tomar como parámetro de aceptación o rechazo la permeabilidad del concreto asfáltico elaborado con dicha mezcla, aunque es necesario también garantizar un comportamiento flexible y dúctil asegurándose que el material no presente strain-softening [18].

En este sentido, para determinar la dosificación que se requiere, hay que elaborar mezclas con distintas granulometrías y contenidos de asfalto, y probarlos en el laboratorio para determinar su desempeño dependiendo de los requerimientos que se persigan. A continuación se resumen los criterios presentados por distintos autores [19], [20], [21].

### 2.4.1 Granulometría.

Se recomienda utilizar una granulometría bien graduada, con un coeficiente de uniformidad  $C_u > 10$  (Ec. 2-1), este requisito lo cumple la Ec. 2-2, mejor conocida como ecuación de Fuller.

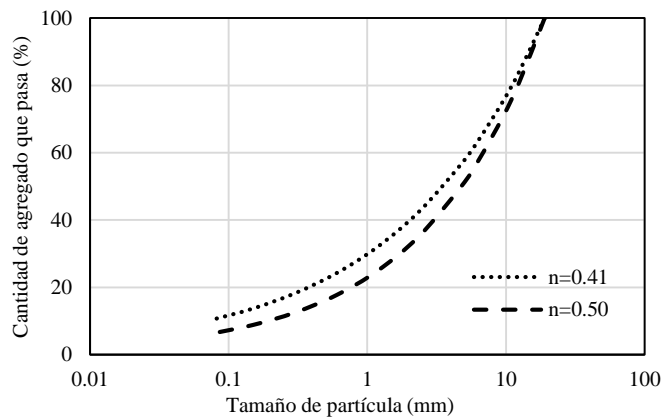
$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Ec. 2-1}$$

Donde  $D_{60}$  es el diámetro de la partícula tal que el 60% de la masa del material tiene un tamaño menor y  $D_{10}$  es el diámetro de la partícula tal que el 10% de la masa del material tiene un tamaño menor

$$p_i = \left( \frac{D_i}{D_{m\acute{a}x}} \right)^n \quad \text{Ec. 2-2}$$

Donde  $p_i$  es el acumulado en decimal de partículas que pasan por la mala con diámetro  $D_i$ ,  $D_i$  es el diámetro de la partícula;  $D_{máx}$  es el tamaño máximo del material y  $n$  el valor asociado a la forma de la curva.

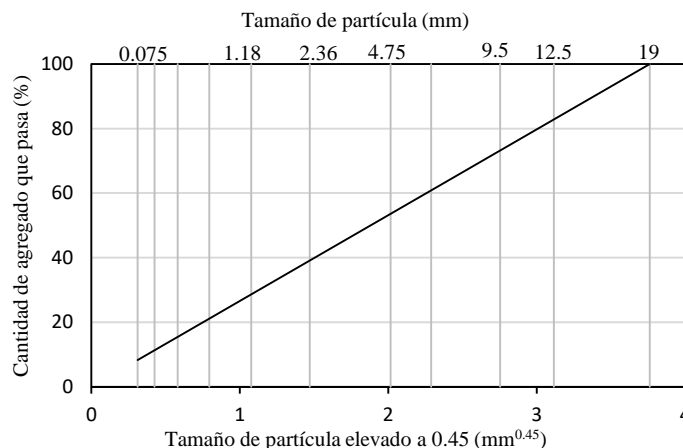
Dependiendo del valor que tome el exponente  $n$  de la Ec 2-2 se pueden obtener características distintas de la mezcla. Según The Asphalt Institute [22], la granulometría que provoca que la mezcla alcance la máxima densidad corresponde a un valor del exponente  $n=0.45$ , es decir, si se elabora una mezcla utilizando granulometrías de Fuller en las que se varíe el exponente  $n$  y se mantengan constantes el resto de las variables, a medida que el exponente elegido se acerque a 0.45 el valor de la densidad de la mezcla aumentará. En mezclas destinadas a barreras impermeables se puede utilizar un valor distinto sustentando el cambio mediante pruebas de laboratorio donde se garantice una permeabilidad baja. La Fig. 2-3 muestra curvas de Fuller elaboradas con diferentes valores del exponente  $n$ , en barreras impermeables de concreto asfáltico elaboradas en Europa, el coeficiente más común corresponde a  $n=0.41$ .



**Fig. 2-3.** Gráficas de Fuller para  $n=0.41$  y  $n=0.50$ , con un tamaño nominal de  $\frac{3}{4}$ ".

Una manera distinta de mostrar la granulometría de una mezcla asfáltica consiste en graficar en el eje de las abscisas el tamaño de partícula elevado a la 0.45, de tal forma que la curva de Fuller para  $n=0.45$  queda como se muestra en la Fig. 2-4, en la que esta distribución de tamaños toma la forma de una recta.





**Fig. 2-4.** Gráfica de Fuller para  $n=45$ , en la escala horizontal se grafican los diámetros de las partículas elevados al exponente 0.45.

### 2.4.2 Contenido de asfalto.

Variar el contenido de asfalto en el concreto asfáltico trae consigo respuestas del material que pueden ser aceptables solo dentro de ciertos límites. Esto es, si se utiliza un contenido de asfalto muy bajo, la mezcla asfáltica endurecida puede presentar un comportamiento frágil, permeabilidad alta o ser susceptible al daño por humedad causando pérdida de durabilidad; en el otro sentido, si se utilizan contenidos de asfalto elevados, el producto final puede ser un material que sea fácilmente deformable, teniendo en ambos casos un comportamiento no deseable, además, la repercusión económica puede ser significativa si se utiliza mayor cantidad de asfalto del estrictamente requerido [23], [24], [25].

Entonces, es evidente que la cantidad de asfalto que se adicione a la mezcla debe estar dentro de ciertos límites con el fin de garantizar un adecuado desempeño del elemento impermeable, en el proceso de diseño de mezclas asfálticas, a este contenido de asfalto se le conoce como óptimo.

Respecto al contenido de asfalto que debe contener una mezcla utilizada para fabricar una mezcla impermeable, la literatura presenta diversos valores. Akhtarpour y Khodaii [26] mencionan que, para este tipo de concreto asfáltico el contenido de asfalto debe estar comprendido entre 5.5 % y 7.0%, mientras que comúnmente se aconseja 6.5-7.0% con respecto a la masa del agregado mineral; Zhang *et al.* [27] utilizan 6.5 % con respecto a la masa total de la mezcla; Wang y Höeg [28] mencionan que, en este tipo de mezclas, el contenido de asfalto debe ser de entre 6.5 y 8.5% con respecto a la masa del agregado mineral; Höeg [29] establece el rango de contenidos de asfalto entre 5.5 y 6.0%; ICOLD [30] menciona que se han utilizado contenidos de asfalto tan bajos como 5.1%. Es importante notar la amplia variabilidad en el contenido de asfalto utilizado en estos estudios, por lo que cabe recordar que existe una variedad muy amplia de tipos de agregado mineral para elaborar

concreto asfáltico y estos, a su vez, pueden presentar absorciones de asfalto muy diferentes. Esto sugiere que establecer un contenido de asfalto como una recomendación general puede llevar a cometer errores en el diseño de la mezcla, es entonces necesario llevar a cabo pruebas de resistencia mecánica para determinar la cantidad de asfalto que tendrá el diseño final.

### **2.4.3 Compactación.**

Al proceso de densificar la mezcla asfáltica aplicando algún mecanismo que acomode los agregados reduciendo sus vacíos se le conoce como compactación. En el campo este se lleva a cabo mediante equipo mecánico, en el que destaca el vibro compactador de rodillo, el compactador oscilatorio y el compactador vibro neumático [31]. Cuando se diseña una mezcla asfáltica se busca simular esta densificación en el laboratorio donde es común utilizar el compactador giratorio SUPERPAVE [22], mismo que ha demostrado ser, de las opciones disponibles para compactar en laboratorio, el que mejor representa las propiedades que tiene la mezcla compactada en campo [32].

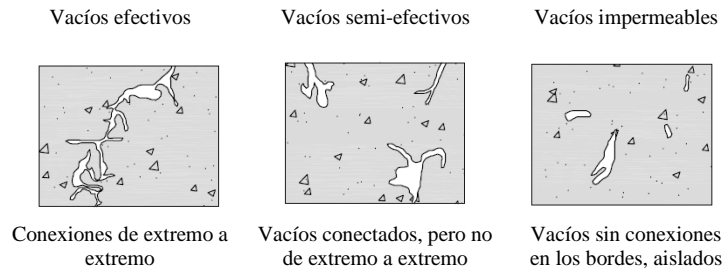
El compactador giratorio SUPERPAVE consta de un pistón que aplica una presión de 600 kPa a un molde cilíndrico en el que se coloca la mezcla asfáltica caliente, posteriormente, para provocar un efecto de amasado similar al que se da en campo, se hace girar a 30 rpm el molde inclinado  $1.25^\circ$  con respecto a la horizontal. La variable que se controla para lograr una densidad objetivo es el número de giros que el compactador aplica a la mezcla.

### **2.4.4 Permeabilidad**

En barreras de concreto asfáltico destinadas a contener o almacenar agua debe garantizarse una permeabilidad baja. ICOLD [21] indica que para este tipo de barreras la permeabilidad máxima permisible es de  $10^{-7}$  cm/s, sin embargo, menciona también que es común encontrar en este tipo de estructuras, permeabilidades que varían entre  $10^{-8}$  y  $10^{-9}$  cm/s. En este sentido es importante señalar que el contenido de vacíos de aire ( $V_a$ ) del concreto asfáltico es un indicador fundamental de su permeabilidad y esta se cumple en mezclas con un contenido de aire menor al 3% según Kjaernsli *et al.* [33]. Chen *et al.* [34] hacen una descripción más detallada sobre el efecto de estos vacíos en la permeabilidad del concreto asfáltico, en la que definen tres tipos de vacíos de aire que tienen efectos muy diferentes en el valor medido de la permeabilidad, estos son los vacíos efectivos, los semi-efectivos y los vacíos impermeables, en la Fig. 2-5 se presenta esquemáticamente una sección transversal con estos vacíos.

Con el fin de obtener datos sobre el comportamiento hidráulico del concreto asfáltico se han llevado a cabo investigaciones que modelizan y predicen su permeabilidad [35], [36] e investigaciones que la determinan en el campo o en el laboratorio [37], [38], [39], [40], [41],

mismas que sirven como referencia sobre la respuesta hidráulica esperada al utilizar determinadas dosificaciones en la elaboración de mezclas asfálticas.



**Fig. 2-5.** Clasificación de los vacíos en mezclas asfálticas según Chen, *et al.* [34].

Cuando se registra el paso de agua al interior de un medio poroso donde el flujo es laminar se cumple con la bien conocida ley de Darcy, dada por la Ec. 2-3, en la que  $U$  es la velocidad de descarga,  $k$  el coeficiente de permeabilidad e  $i$  el gradiente hidráulico.

$$U=ki \quad \text{Ec. 2-3}$$

Sin embargo, cuando los poros dentro del medio son lo suficientemente amplios, el flujo no es laminar y se aleja de esta condición en la medida que el tamaño de los poros aumenta. Para modelizar los casos donde el flujo al interior del medio poroso no es laminar existen distintas ecuaciones, Bordier y Zimmer [42] hacen un resumen de estas y muestran, entre ellas, la Ec. 2-4, en la que  $N$  y  $\lambda$  son coeficientes que dependen del flujo.

$$U^N = \lambda^N i \quad \text{Ec. 2-4}$$

Si ambos miembros de la Ec. 2-4 se elevan al exponente  $1/N$ , se obtiene la Ec. 2-5, mientras que la Ec. 2-6 resulta al sustituir el parámetro  $1/N$  por  $n$  y el parámetro  $\lambda$  por  $k$ . Esta última ecuación expresa que cuando el flujo dentro de un medio poroso es laminar, la velocidad de descarga es proporcional al gradiente hidráulico, mientras que, cuando no se de esta condición de flujo, la velocidad de descarga será proporcional a  $i^n$ .

$$U = \lambda i^{1/N} \quad \text{Ec. 2-5}$$

$$U = ki^n \quad \text{Ec. 2-6}$$

Tan *et al.* [43] señalan que el parámetro  $n$  de la Ec. 2-6 puede tomar valores que varían entre 0.5 y 1.0, y corresponden a flujos turbulento y laminar, respectivamente. Cabe indicar que la Ec. 2-6 converge a la ley de Darcy conforme el exponente  $n$  se aproxima a 1.

En pruebas desarrolladas en concreto asfáltico por Waters [44] puede notarse que cuando la velocidad de descarga es mayor el coeficiente  $n$ , en efecto, tiende a 0.5 mientras que este valor se aproxima a 1.0 de manera notable cuando la velocidad de descarga disminuye. Esto

concuera con lo afirmado por Umiliaco y Benedetto [35], que mencionan que la ley de Darcy se cumple solo cuando el agua se mueve a velocidades muy bajas.

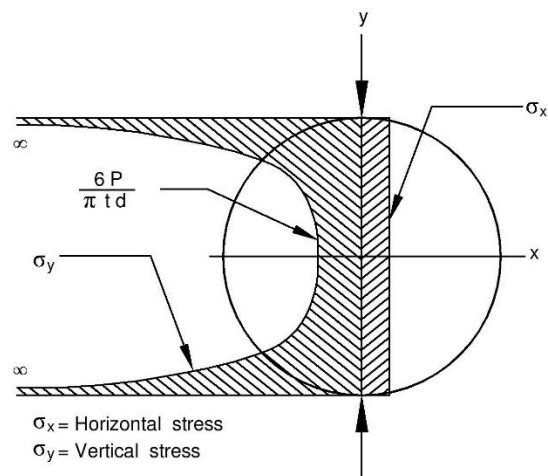
#### 2.4.5 Resistencia a la tensión indirecta

El segundo de los parámetros propuestos para el diseño de la mezcla asfáltica, además del hidráulico, es el de resistencia mecánica.

Si bien durante el diseño de presas el conocimiento de la deformabilidad y resistencia de todos los materiales que conforman la estructura son fundamentales y para ello es necesario llevar a cabo pruebas de laboratorio como son las pruebas triaxiales bajo carga monotónica y cíclica entre otras [45], durante la selección del tipo de mezcla asfáltica a utilizar para la elaboración de las barreras impermeables la determinación del comportamiento mecánico del material puede simplificarse utilizando pruebas que impliquen menor tiempo y detalle en su realización. Para ello se propone utilizar la prueba de resistencia a la tensión indirecta (*RTI*), cuyos resultados no son susceptibles a modificarse significativamente por las condiciones de superficie de los especímenes y por lo mismo presentan coeficientes de variación bajos [46], además, se ha utilizado ampliamente para correlacionar diferentes tipos de respuesta mecánica del concreto asfáltico, entre ellas la resistencia al esfuerzo cortante [47], el creep [48], la fatiga [49] y el daño continuo, así como la afinidad entre el asfalto y el agregado [50].

La prueba de resistencia a la tensión indirecta descrita por la norma ASTM D6931 consiste en aplicar carga en forma diametral a un espécimen cilíndrico. Se define a la *RTI* como el esfuerzo de tensión horizontal  $\sigma_x$  distribuido de manera constante a lo largo del eje vertical que se genera ante la aplicación de una carga diametral al espécimen, tal como se ilustra en la Fig. 2-6. Dicho esfuerzo está dado por la Ec. 2-7, en la que *P* es la carga aplicada de manera diametral, *t* la altura del espécimen y *D* el diámetro.

$$RTI = \frac{2P}{\pi t D} \quad \text{Ec. 2-7}$$



**Fig. 2-6.** Distribución de los esfuerzos en la prueba de tensión indirecta [51].

## 2.5 Envejecimiento y daño por humedad del concreto asfáltico.

Por la función que tiene el núcleo de concreto asfáltico de una presa este estará en contacto prolongado con el agua, lo que lo hace susceptible a cambios en sus características mecánicas así como cambios tan profundos que pueden modificar la composición química del ligante asfáltico. Este proceso conocido como daño por humedad, es un modo de deterioro en el concreto asfáltico debido a la combinación de procesos físicos, químicos, termodinámicos y mecánicos. Esto se traduce en una degradación de las propiedades mecánicas debido a la presencia de humedad en estado líquido o de vapor [52], es decir, una disminución de la rigidez si se analiza desde el punto de vista de las propiedades dinámicas [53] o una disminución de resistencia desde el punto de vista estático [54], [55]. Apeageyi *et al.* [56] afirman que el daño por humedad en el concreto asfáltico es causado por una pérdida en la cohesión del mástico y/o adhesión entre el ligante y el agregado mineral causado por la presencia de capas delgadas de agua (35-45 nm) en la interface.

Por otra parte, el contacto prolongado que el asfalto tiene con el agua lo hace susceptible a cambios químicos conocidos como envejecimiento. El envejecimiento del asfalto es un proceso complejo que involucra cambios en su estructura química, mismo que se traduce en una modificación de las propiedades mecánicas que finalmente se ve reflejado en un endurecimiento y un comportamiento frágil del mismo. Este fenómeno se desarrolla durante distintas etapas de la utilización del asfalto, comenzando principalmente desde el mezclado en la planta, transporte, colocación y, finalmente, un proceso lento que se lleva a cabo cuando el material está en servicio. El envejecimiento provocado en esta última etapa se debe

principalmente a la oxidación, que es provocada por el contacto con el oxígeno del aire y del agua y es acelerada por otros factores como la temperatura y los rayos UV [57], [58], [59].

Para tomar en cuenta el fenómeno del envejecimiento, se han propuesto algunos métodos que simulan y predicen el cambio que tendrá el asfalto durante el mezclado y colocación en la obra, a este se le conoce como envejecimiento a corto plazo. Para ello, se utilizan pruebas como la de Thin Film Oven Test (TFOT descrita por ASTM D-1754) y la de Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT descrita por ASTM D-2872). En estas pruebas se calientan películas delgadas de asfalto y son sometidas a temperaturas que varían con la viscosidad del mismo asfalto, aunque estas son de aproximadamente 150 °C. Por otra parte, se ha adoptado una prueba para simular el envejecimiento del asfalto a largo plazo provocado por la puesta en funcionamiento del concreto asfáltico conocida como Pressure Aging Vessel (PAV descrita por ASTM D-6521), aunque esta es aplicable solo para los cambios que sufre el material en carreteras y no tiene aplicación en estructuras hidráulicas dado que el proceso de envejecimiento que se lleva a cabo en cada una de estas estructuras es diferente.

Por otra parte, existen distintas pruebas químicas para determinar el cambio en la estructura molecular del asfalto independientemente del mecanismo que provoque este cambio, estos resultados pueden arrojar datos que se pueden interpretar en forma cualitativa o en forma cuantitativa, en las que resaltan las técnicas de separación por cromatografía y el análisis infrarrojo por transformada de Fourier.

### **2.5.1 Separación del asfalto en fracciones SARA.**

Como parte de una caracterización cuantitativa, el asfalto puede separarse en asfaltenos y maltenos. La norma ASTM D 3279 define a los asfaltenos como los componentes del asfalto no solubles en n-heptano y utiliza este solvente para llevar a cabo el procedimiento de separación. Asimismo, los maltenos pueden ser separados en otras fracciones mediante el uso de otros métodos como el propuesto por Corbett [60], conocido como cromatografía líquida de elusión-adsorción en alúmina activa con solventes de polaridad y aromaticidad creciente (ver Fig. 2-7).

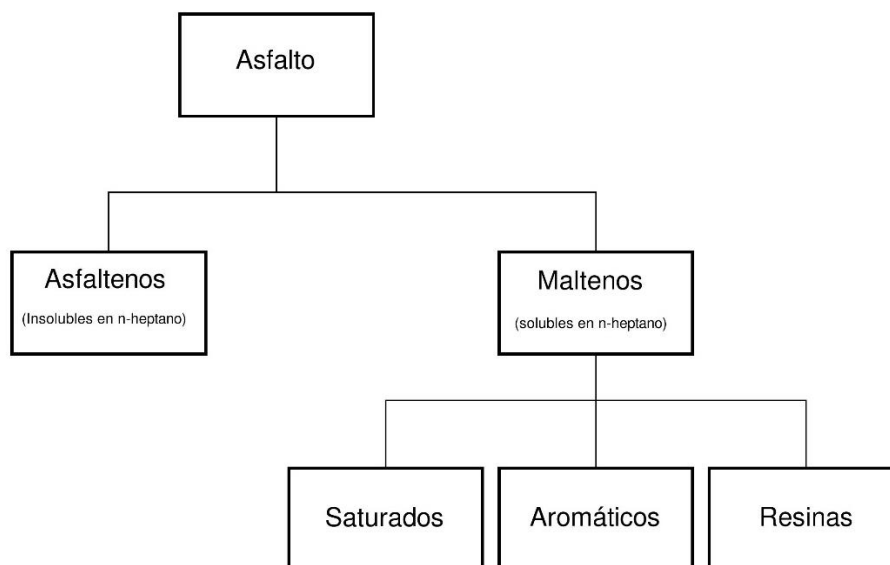
Otra técnica de gran utilidad para conocer la cantidad relativa de las fracciones que componen al asfalto es la cromatografía de película delgada mediante detector de ionización por flama (CPD-DIF) en el equipo Iatroscan ha sido muy utilizada como una prueba rápida y económica para realizar una caracterización cuantitativa y cualitativa del petróleo crudo o asfalto, como resultado de este procedimiento se determinan las fracciones SARA (saturados, aromáticos, resinas y asfaltenos) de la muestra analizada [61], [62], [63], [64].

En la Tabla 2-1 se presenta la definición y características de cada una de las fracciones genéricas del asfalto que componen la separación SARA.

**Tabla 2-1.** Contenido típico en peso y algunas características importantes de las fracciones SARA en el asfalto utilizado en la construcción [60]

Fracción SARA	% W*	Características
Saturados	5-15	Prácticamente incoloro a temperatura ambiente, su densidad a 20 °C 0.9 g/cm <sup>3</sup> aproximadamente, debe ser soluble en n-heptano
Aromáticos	30-45	También conocidos como aromáticos nafténicos. De color amarillo a rojo y consistencia aceitosa a temperatura ambiente, su densidad es cercana a 1 g/cm <sup>3</sup> aunque inferior; deben ser solubles en tolueno y en tolueno/metanol 50/50
Resinas	30-45	También conocidas como aromáticos polares. A temperatura ambiente forman un sólido negro, su densidad a 20 °C es cercana a 1.07 g/cm <sup>3</sup> . Deben ser solubles en tricloroetileno
Asfaltenos	5-20	Esta fase forma un polvo negro a temperatura ambiente; su densidad es cercana a 1.15 g/cm <sup>3</sup> y no debe ser soluble en n-heptano

\*Contenido típico en peso en el asfalto utilizado en la construcción



**Fig. 2-7.** Representación esquemática de la separación del asfalto en fracciones SARA.

En el asfalto, las variaciones en el contenido relativo de cada una de las fracciones SARA se pueden reflejar sensiblemente en su respuesta mecánica, por ello es importante conocer las características físicas que tienen por separado. En este sentido, Griffin [65] presenta valores de la viscosidad de cada una de las fracciones que componen a los maltenos (fracciones viscosas, ya que los asfaltenos tienen estructura sólida) en el asfalto a una temperatura de 25 °C (Tabla 2-2). Es claro que la viscosidad de cada una de ellas es sensiblemente distinta, mientras que en la fracción de saturados se pueden tener valores de entre  $10^0$  y  $10^1$  Pa-s, las resinas pueden llegar a alcanzar viscosidades tan altas como  $10^{11}$  Pa-s, al cambiar la estructura química del asfalto se modifican estas proporciones y por lo tanto su viscosidad. Esto concuerda con lo que concluye Corbett [60], quien demuestra que los saturados y aromáticos dan propiedades de plasticidad y viscosidad al asfalto, mientras que las resinas y los asfaltenos contribuyen a su dureza, al igual que Sultana [66], quien determina que el incremento en la dureza del asfalto está directamente relacionado con un incremento en la concentración de las fracciones con mayor polaridad.

**Tabla 2-2.** Viscosidad de las distintas fracciones del asfalto [65]

<b>Fracción</b>	<b>Viscosidad (Pa-s)</b>
Saturados	$10^0$ - $10^1$
Aromáticos	$10^2$ - $10^6$
Resinas	$10^7$ - $10^{11}$

Liu *et al.* [67] concluyeron que, al envejecer asfalto por calentamiento en un periodo de entre cero y 200 horas a temperaturas de entre 110 y 150 °C, las proporciones de todas las fases que componen a los maltenos disminuyeron, mientras que en los asfaltenos aumentaron.

Reyes *et al.* [68] sometieron películas de asfalto a la acción de la intemperie durante 12 meses y posteriormente realizaron los fraccionamientos SARA del asfalto envejecido bajo estas condiciones. Como resultado de su investigación se concluyó que las concentraciones de saturados, aromáticos y resinas disminuyeron en forma sistemática desde cero hasta los 12 meses que duró el acondicionamiento, mientras que la concentración de asfaltenos aumentó hasta casi triplicarse al final del periodo. De manera adicional, dichos autores determinaron el índice coloidal, que se calcula con la Ec. 2-8, mismo que aumentó desde aproximadamente 0.35 hasta 0.67.

$$IC = \frac{\text{Constituyentes floculados}}{\text{Constituyentes dispersos}} = \frac{\text{saturados+asfaltenos}}{\text{aromáticos+resinas}} \quad \text{Ec. 2-8}$$

Por otra parte Hernández *et al.* [69] sumergieron en agua láminas de asfalto de aproximadamente 2 mm de espesor durante un año. En periodos de tres meses determinaron parámetros como penetración, viscosidad, punto de reblandecimiento y ductilidad, concluyendo que el asfalto se endurece y se vuelve más rígido por el efecto de la presencia de agua; asimismo, determinaron las fracciones SARA del asfalto antes de ser sometido al efecto del agua y luego del doceavo mes de acondicionamiento, encontrando que las fracciones de asfaltenos son las únicas que aumentaron, mientras que el resto disminuyeron.

### 2.5.2 Análisis infrarrojo por transformada de Fourier (FTIR).

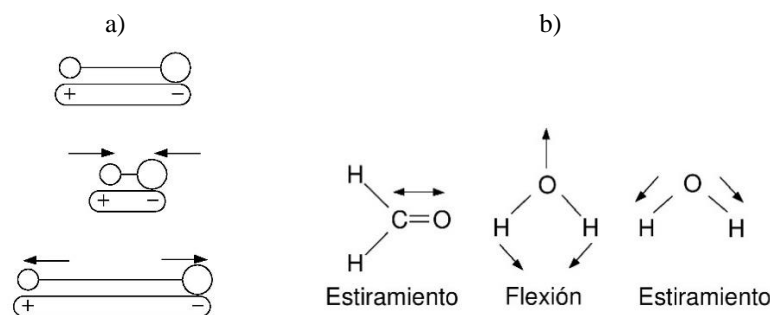
A pesar de ser de gran utilidad para conocer la composición del asfalto y los cambios que este puede sufrir durante el proceso de envejecimiento, el análisis por cromatografía, cuyo producto final son las fracciones SARA, arroja información limitada con respecto a los grupos funcionales y los cambios a nivel molecular que sufre el asfalto a causa del proceso de envejecimiento. Sin embargo, para superar esta limitante, el método al que más se recurre es el análisis infrarrojo por transformada de Fourier [70] [71] [72] [73] [74] [75].

La espectroscopia de infrarrojo es una de las técnicas analíticas más importantes disponibles para los científicos de la actualidad [76]. Una de las principales ventajas de este método de ensayo es que las muestras pueden ser analizadas en prácticamente cualquier estado físico.



Líquidos, soluciones, polvos, pastas, películas, fibras, gases y superficies pueden todos ser examinados mediante el uso de la técnica adecuada.

Esta técnica se basa en las vibraciones de los átomos de las moléculas. Un espectro de infrarrojo es comúnmente obtenido haciendo pasar radiación infrarroja a través de una muestra y determinando qué fracción de la radiación incidente es absorbida a una energía particular. La energía a la que aparece determinado pico en el espectro de absorción corresponde a la frecuencia de vibración de una parte de la molécula que se esté analizando. Para que una molécula muestre absorciones del espectro infrarrojo debe poseer una característica específica, *i.e.*, un momento dipolar eléctrico debe cambiar durante la vibración mientras el enlace se expande y se contrae como se muestra esquemáticamente en la Fig. 2-8.



**Fig. 2-8.** a) Cambio en el momento dipolar de una molécula heteronuclear diatómica. b) Vibraciones de estiramiento y flexión [76].

Las interacciones de la radiación infrarroja con la materia pueden ser entendidas en términos de cambios en los dipolos moleculares asociados con vibraciones y rotaciones. Estas vibraciones pueden ser tanto cambios en la longitud del enlace como una flexión del mismo, algunos enlaces pueden cambiar de longitud en fase (estiramiento simétrico) o fuera de fase (estiramiento asimétrico).

En los compuestos orgánicos generalmente se detectan seis movimientos relacionados con el grupo carbonilo ( $\text{C}=\text{O}$ ): estiramiento simétrico, estiramiento asimétrico, tijereteo, balanceo, aleteo y torsión. Los estiramientos simétricos y asimétricos son detectados comúnmente en el asfalto [70].

Utilizando la técnica de FTIR se ha demostrado que el envejecimiento del asfalto es un proceso químico oxidativo que conduce a la formación de carbonilos y sulfóxidos, donde se observa que las propiedades de rigidez, adhesión y flexibilidad son afectadas y como consecuencia tiene un impacto directo en el desempeño de la estructura donde se utiliza [77]. En este sentido, Yao *et al.* [70] encontraron que al someter al asfalto a envejecimiento simulado en RTFO y PAV, seis grupos carbonilo presentes aumentan en cantidad. Asimismo,

presentan detalladamente los grupos funcionales que contienen carbonilo en el asfalto y precisan los números de onda en los cuales se presentan estos grupos funcionales, lo anterior se resume en la Tabla 2-3 [78].

Para evaluar el nivel de envejecimiento del asfalto provocado por el proceso de oxidación, un amplio número de investigadores utiliza el índice carbonilo ( $I_{C=O}$ ) y el índice sulfóxido ( $I_{S=O}$ ). Estos índices son una relación entre las áreas que definen el grupo carbonilo (pico 1695  $\text{cm}^{-1}$ ) y el grupo sulfóxido (1030  $\text{cm}^{-1}$ ) con las bandas características del asfalto. Sin embargo, un mayor grupo de investigadores hacen esta relación no con todas las bandas sino con los picos de 1460  $\text{cm}^{-1}$  y 1375  $\text{cm}^{-1}$ , ya que estos no se ven afectados con el proceso de oxidación del asfalto [71], [79], [80]. Las Ec. 10 y 11 presentan el cálculo de estos índices, donde  $A_{1695}$ ,  $A_{1030}$ ,  $A_{1375}$  y  $A_{1460}$  representa las áreas bajo los picos que establece el subíndice.

$$I_{C=O} = \frac{A_{1695}}{A_{1375} + A_{1460}} \quad \text{Ec. 10}$$

$$I_{S=O} = \frac{A_{1030}}{A_{1375} + A_{1460}} \quad \text{Ec. 11}$$

Para evaluar los efectos atmosféricos como la temperatura, el aire, la lluvia y los rayos UV en el asfalto, Ma *et al.* [81] expusieron películas de 1250  $\mu\text{m}$  de espesor directamente a la luz del sol y condiciones atmosféricas. Luego de realizar las pruebas de FTIR determinaron los índices carbonilo y sulfóxido. Se observó que ambos índices aumentaron con el tiempo de exposición. Mientras que el índice carbonilo pasó de aproximadamente 0.00 hasta 0.37 en 120 días, el índice sulfóxido aumentó de 0.04 a 0.085 en el mismo periodo de tiempo.

Por otra parte, Atencia *et al.* [73] sumergieron películas de asfalto de 2 mm de espesor en agua a una temperatura promedio de 16 °C. Luego de seis meses de acondicionamiento determinaron el espectro infrarrojo del asfalto sometido a este proceso y lo compararon con una muestra de control, a la cual no se le aplicó este procedimiento. Como resultado de este experimento, pudo notarse la aparición de un pico en el número de onda 1695  $\text{cm}^{-1}$ , mismo que corresponde al grupo carbonilo. Además, pudo verificarse el cambio en el estado físico del asfalto mediante otras pruebas en la que destaca el reómetro de corte dinámico, en las que se evidenció un incremento en la rigidez del asfalto.

Tabla 2-3. Grupos funcionales que contienen carbonilo en el asfalto [78]

Número de onda donde posiblemente se presente el pico (cm <sup>-1</sup> )	Grupos funcionales	Detalles
1670-1820	Carbonilo: C=O	Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
<i>Grupos funcionales: ácidos carboxílicos</i>		
1700-1725	C=O	Vibraciones de estiramiento
2500-3300	O-H	Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
1210-1320	C-O	Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
<i>Grupos funcionales: aldehído</i>		
1720-1740	C=O	Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
2820-2850 & 2720-2750	=C-H	Vibraciones de estiramiento, mediana intensidad, dos picos
<i>Grupos funcionales: amida</i>		
1640-1690	C=O	Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
3100-3500	N-H	Vibraciones de estiramiento, dos bandas
1550-1640	N-H	Vibraciones de flexión
<i>Grupos funcionales: anhídrido</i>		
1800-1830 & 1740-1775	C=O	Vibraciones de estiramiento, dos bandas
<i>Grupos funcionales: éster</i>		
1735-1750	C=O	Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
1000-1300	C-O	Vibraciones de estiramiento, dos bandas o mas
<i>Grupos funcionales: cetona</i>		
1705-1725	Acíclico	Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
Con 3 miembros 1850	Cíclico	Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
Con 4 miembros 1780		Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
Con 5 miembros 1745		Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
Con 6 miembros 1715		Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
Con 7 miembros 1705		Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
1665-1685	α,β-no saturada	Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte
1680-1700	Aril-cetona	Vibraciones de estiramiento, intensidad fuerte

### 2.5.3 Reología

La palabra reología proviene del griego “réos”, que significa “corriente de agua” y hace alusión al flujo de los líquidos. El asfalto es un material que, dependiendo de la temperatura, puede comportarse como un sólido, un líquido o tener características de ambos. Debido a esto, para caracterizarlo es imprescindible establecer la temperatura o rango de temperaturas a la que se requiere conocer el comportamiento del material.

Existen en la industria una variedad importante de equipos que ayudan a conocer las características reológicas de los materiales cuyo comportamiento depende de la temperatura, como es el caso del asfalto. Haciendo referencia a este material en particular destacan los siguientes equipos:

- *Reómetro de viga (Bending beam rheometer, BBR, ASTM D 6648 – 01)*. Es utilizado para registrar características reológicas de asfaltos y materiales poliméricos similares en temperaturas entre 0 y -36 °C.
- *Viscosímetro rotacional (ASTM D 4402 – 02)*. Es empleado para determinar el coeficiente de viscosidad del asfalto en estado líquido, usualmente temperaturas superiores a 100 °C y menores a 260 °C. Este método es muy utilizado para determinar la temperatura de mezclado y de compactación del asfalto.
- *Reómetro de corte dinámico (Dynamic shear rheometer, DSR, AASHTO M320)*. Utilizado para determinar las características mecánicas del asfalto a temperaturas intermedias (4-82 °C).

Con base en lo anterior se puede establecer que, de los métodos descritos, el más adecuado para determinar las características reológicas del asfalto destinado a formar parte del núcleo de una presa es el que utiliza al DSR como herramienta principal. Es decir, las temperaturas presentes dentro del núcleo de una presa son bastante estables y quedan dentro del rango de temperaturas en las que el DSR puede funcionar.

El reómetro de corte dinámico del cual se muestra en la Fig. 2-9 una fotografía correspondiente al utilizado en esta investigación, aplica una onda senoidal de desplazamiento torsional a una frecuencia establecida y registra el torque aplicado sobre una muestra de asfalto. De manera general, este registro se da a la misma frecuencia con la que se aplica la deformación torsional, aunque con un tiempo de retraso, con el que se determina el ángulo desfase ( $\delta$ ).

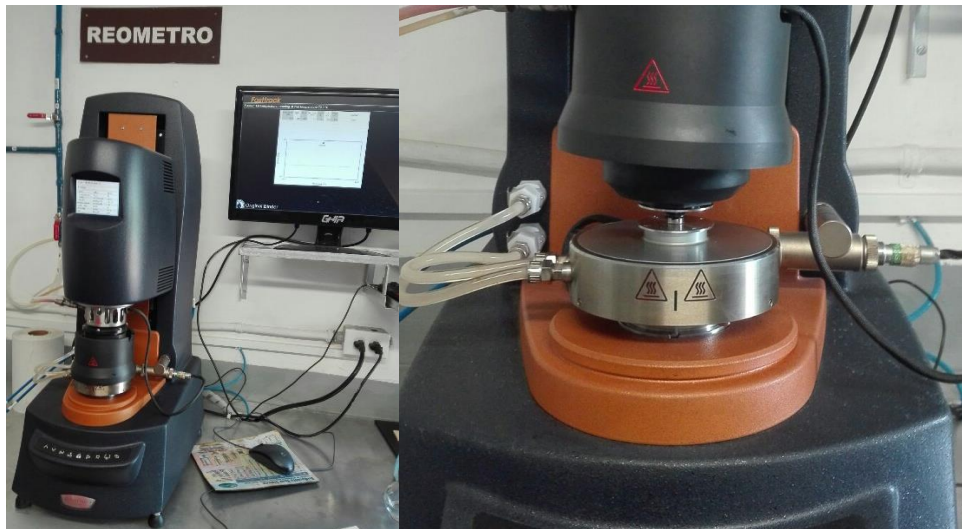
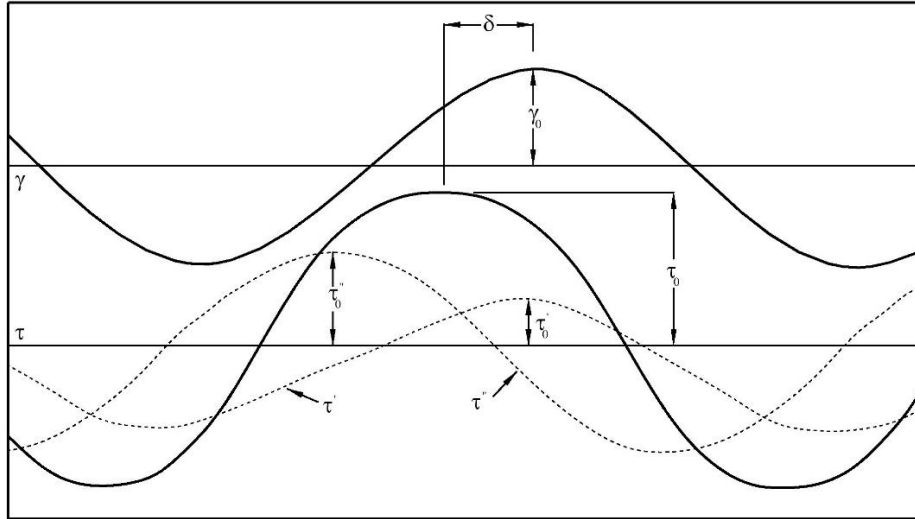


Fig. 2-9. Reómetro de corte dinámico (DSR).

Una representación gráfica de la una onda de deformación aplicada y la onda de esfuerzos registrada se presenta en la Fig. 2-10 así como en las ecuaciones Ec. 2-11 y Ec. 2-12.



**Fig. 2-10.** Onda senoidal de deformación angular  $\gamma$  y de esfuerzo cortante  $\tau$ .

$$\gamma = \gamma_0 \text{ sen } \omega t \quad \text{Ec. 2-11}$$

$$\tau = \tau_0 \text{ sen}(\omega t + \delta) \quad \text{Ec. 2-12}$$

Si se descompone la onda de esfuerzo cortante en dos ondas de la misma frecuencia, una en fase con la onda de deformación y la otra  $90^\circ$  fuera de fase resulta la Ec. 2-13.

$$\tau = \tau' + \tau'' = \tau'_0 \text{ sen } \omega t + \tau''_0 \text{ cos } \omega t \quad \text{Ec. 2-13}$$

De la cual se puede obtener la Ec. 2-14.

$$\tan \delta = \frac{\tau''_0}{\tau'_0} \quad \text{Ec. 2-14}$$

De la descomposición de la onda que describe la Ec. 2-12 se puede obtener el módulo de pérdida (componente viscosa) y el módulo de almacenamiento (componente elástica)  $G''$  y  $G'$ , descritos por la Ec. 2-15 y la Ec. 2-16, respectivamente.

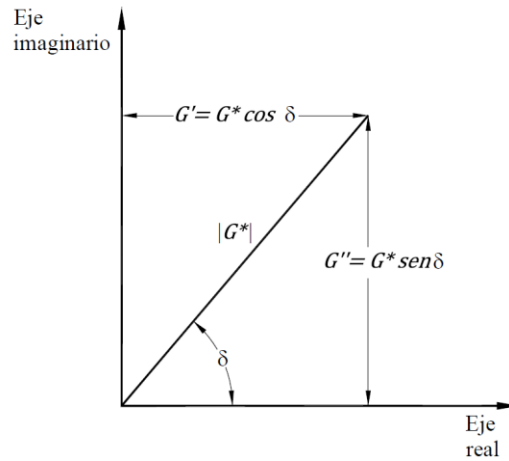
$$G'' = \frac{\tau''_0}{\gamma_0} \quad \text{Ec. 2-15}$$

$$G' = \frac{\tau'_0}{\gamma_0} \quad \text{Ec. 2-16}$$

Haciendo uso de la ecuación de Euler  $e^{i\theta} = \cos \theta + i \text{ sen } \theta$ , en la que  $i = \sqrt{-1}$ , se puede representar la parte imaginaria de  $\tau_0 e^{i\omega t}$  como  $\tau''$  y la parte real como  $\tau'$ . Puede entonces definirse el módulo complejo como la norma de  $G^*$ , tal como se lo describe de la Ec. 2-17.

$$|G^*| = \frac{\tau_0}{\gamma_0} \quad \text{Ec. 2-17}$$

Como se muestra en la Fig. 2-11, el módulo complejo puede expresarse como se aprecia en la Ec. 2-18 y su magnitud se puede calcular con la Ec. 2-19.



**Fig. 2-11.** Representación gráfica de la relación entre el ángulo de fase  $\delta$ , el módulo de pérdida  $G''$  y el módulo de almacenamiento  $G'$ .

$$G^* = G' + i G'' \quad \text{Ec. 2-18}$$

$$|G^*| = \sqrt{(G')^2 + (G'')^2} \quad \text{Ec. 2-19}$$

### **3 ETAPA EXPERIMENTAL.**

---

Las actividades desarrolladas durante la etapa experimental buscaron cumplir con el objetivo de evaluar los efectos del agua en el concreto asfáltico cuando este se encuentra en contacto prolongado con el líquido, simulando las condiciones a las que comúnmente está sometido un elemento de concreto asfáltico utilizado como barrera impermeable en el núcleo de una presa. Para ello se planteó un extenso programa de actividades de laboratorio en el que se obtuvieron los materiales, se caracterizaron y almacenaron, se llevó a cabo el diseño de la mezcla asfáltica con la cual posteriormente se elaboraron los especímenes de concreto asfáltico que fueron saturados con agua a presión, acondicionados y finalmente probados ante carga cíclica y monotónica. Enseguida se presenta un desarrollo de estas actividades de manera detallada.

#### **3.1 Caracterización del asfalto y agregado pétreo.**

El concreto asfáltico es una combinación de agregado pétreo y un ligante asfáltico. Es entonces de fundamental importancia conocer en forma cualitativa y cuantitativa las características precisas de estos materiales para determinar así las proporciones y cantidades necesarias de cada uno para lograr el desempeño deseado del material compuesto.

El asfalto es un material viscoelástico, es decir, se comporta como un sólido elástico a temperaturas bajas (menores a 0 °C) y como un líquido newtoniano a altas temperaturas (mayores a 100 °C). En la Tabla 3-1 se muestra un resumen de la caracterización del asfalto utilizado durante el desarrollo de las actividades de laboratorio de la presente investigación, este es de origen mexicano, procedente de la refinería Ing. Antonio M. Amor de Salamanca, Guanajuato. Cuenta con una denominación comercial Pemex Ekbé y una caracterización de acuerdo a su grado de desempeño PG 64-22, según a la norma ASTM D6373.

**Tabla 3-1.** Caracterización del asfalto utilizado

Ensayo	Unidades	Método	Especificación*	Resultado
Viscosidad rotacional a 135 °C	cP	ASTM D 4402	3000 máx.	488
Viscosidad absoluta a 60 °C	g/cm.s	ASTM D 2101	-	2478
Temperatura de inflamación en copa Cleveland	°C	ASTM D 92	230 mín.	316
Solubilidad en tricloroetileno	% en peso	ASTM D 2042	99 mín.	99.96
Módulo de corte dinámico (Asfalto original)	kPa	ASTM D 7175	1.00 mín.	1.44
Pérdida por calentamiento	% en peso	ASTM D 2872	1.000 máx.	0.536
Módulo de corte dinámico (Después de RTFO)	kPa	ASTM D 7175	2.20 mín.	5.91
Módulo de corte dinámico (Después de PAV)	kPa	ASTM D 7175	5000 máx.	3307
Pendiente de deformación	-	ASTM D 6648	0.30 mín.	0.30
Rigidez a la deformación	MPa	ASTM D 6648	300 máx.	135
Densidad relativa por picnómetro a 25 °C	-	ASTM D 70	-	1.034

\*Estas especificaciones fueron establecidas para asfalto utilizado en carreteras, con la finalidad de contar con un asfalto con características adecuadas, aunque la mayor parte de ellas se pueden considerar útiles en la elaboración de concreto asfáltico para barreras impermeables.

Por otra parte, al igual que el asfalto, el agregado pétreo juega un papel fundamental en el desempeño del concreto asfáltico. Una adecuada dureza y una angularidad que provoque una alta fricción son fundamentales para garantizar que la mezcla asfáltica logre al endurecerse el desempeño deseado, valores altos de los parámetros con los que se miden estas características en los agregados pétreos favorecen la resistencia del concreto asfáltico.

Las pruebas para caracterizar al agregado pétreo se dividen en dos tipos, pruebas de origen y pruebas de consenso, mismas que se describen enseguida:

*Pruebas de Origen:* Estas pruebas son utilizadas para evaluar la calidad de la fuente de la cual es explotado el agregado. Generalmente se lleva a cabo el procedimiento de abrasión mediante la máquina de Los Ángeles (ASTM C 131) y el de intemperismo acelerado mediante sulfato de sodio o de magnesio (ASTM C 88).

*Pruebas de consenso:* Estas pruebas se llevan a cabo para garantizar un alto desempeño del concreto asfáltico. Las pruebas de consenso utilizadas son: angularidad del agregado grueso (ASTM D 5821), angularidad del agregado fino (ASTM D 1252), contenido de partículas planas y alargadas (ASTM D 4791) y la prueba de equivalente de arena (ASTM D 2419).

Además de las pruebas de origen y consenso mencionadas anteriormente, es necesario realizar algunas pruebas de rutina de las que se determinan datos necesarios en el proceso de diseño y de control de calidad de la mezcla asfáltica, particularmente la densidad relativa y la absorción tanto del agregado fino como del agregado grueso.



Todos los datos que resultaron de las pruebas de caracterización del agregado pétreo utilizado en esta investigación se resumen en la Tabla 3-2.

**Tabla 3-2.** Caracterización del agregado pétreo

<b>PRUEBAS DE CONSENSO</b>						
<b>Ensayo</b>	<b>Resultado</b>	<b>Especificación SCT<sup>1</sup></b>	<b>Especificación SUPERPAVE [82]</b>	<b>Método</b>		
Equivalente de arena (%)	68.6	50 mín.	45 mín.	ASTM D 2419		
Angularidad del agregado grueso (%)	100/100	-	95 mín.	ASTM D 5821		
Angularidad del agregado fino (%)	42.4	-	45 mín.	ASTM C 1252		
Contenido de partículas planas y alargadas (%)	2	35 máx.	10 máx.	ASTM D 4791		
<b>PRUEBAS DE ORIGEN</b>						
<b>Ensayo</b>	<b>Resultado</b>	<b>Especificación SCT</b>	<b>Especificación SUPERPAVE [82]</b>	<b>Método</b>		
Desgaste de Los Ángeles (%)	13.4	30 máx.	35 máx.	ASTM C 131		
Intemperismo acelerado (%)	4.8	-	10 máx.	ASTM C 88		
<b>PRUEBAS DE RUTINA</b>						
<b>Tamaño de partícula</b>	<b>Gsb<sup>2</sup></b>	<b>Gsss<sup>3</sup></b>	<b>Gsa<sup>4</sup></b>	<b>Absorción de agua (%)</b>	<b>Método</b>	
in mm						
1/2"	12.5	2.608	2.649	2.770	1.59	ASTM C 127
3/8"	9.5	2.613	2.654	2.726	1.59	
1/4"	6.3	2.608	2.653	2.729	1.69	
No. 4	4.75	2.602	2.647	2.723	1.70	ASTM C 128

<sup>1</sup> Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México

<sup>2</sup> Densidad relativa neta.

<sup>3</sup> Densidad relativa en estado saturado superficialmente seco.

<sup>4</sup> Densidad relativa aparente.

### 3.2 Diseño de la mezcla.

Existen distintos métodos de diseño de mezclas utilizados para la elaboración de superficies de rodamiento para carreteras, como son el método Marshall, Hveem y el método Superpave. Sin embargo, para barreras impermeables no se encontró en la literatura disponible un método que especifique los pasos a seguir para llevar a cabo el diseño de la mezcla, aunque existen algunos criterios y recomendaciones que se han considerado válidos, los cuales sirvieron como base para el diseño de las mezclas asfálticas utilizadas en la presente investigación.

Entonces, como el propósito fundamental del núcleo de concreto asfáltico de una presa es funcionar como una barrera impermeable, se decidió tomar como criterio principal para el

diseño de la mezcla la permeabilidad medida en el laboratorio y, como segundo criterio, la resistencia mecánica, misma que se obtuvo a partir de pruebas de *RTI*.

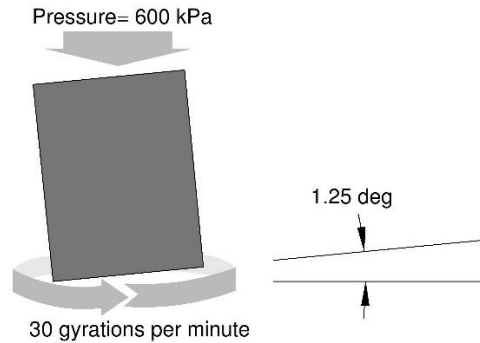
Teniendo presente que el objetivo de esta investigación es evaluar el efecto del agua en el comportamiento mecánico del concreto asfáltico, se buscó elaborar un material con un coeficiente de permeabilidad bajo y una buena resistencia mecánica, tomando en cuenta las propiedades volumétricas con las que se han elaborado elementos de concreto asfáltico virtualmente impermeables reportados en la literatura. Sin embargo, para garantizar que el agua tenga un contacto con el mastico (mezcla de asfalto y agregado fino) y el agregado pétreo recubierto de asfalto, se decidió estudiar la mezcla que cumplió con esas características volumétricas pero además permitió un flujo de agua moderado. Con este objetivo en mente, en una primera etapa (Etapa 1) se elaboraron distintas mezclas utilizando la granulometría de Fuller, distintos niveles de compactación y contenido de asfalto. En dicha etapa se determinó que, aun utilizando contenidos de asfalto y niveles de compactación bajos, no fue posible registrar flujo de agua en estos especímenes mediante pruebas de permeabilidad, aun utilizando cargas elevadas.

Con base en lo anterior, se decidió llevar a cabo una segunda etapa en el proceso del diseño de la mezcla (Etapa 2), en la que durante la elaboración de los especímenes se mantuvo un nivel de compactación constante bajo, se utilizó un mismo contenido de asfalto y se probaron distintas granulometrías partiendo desde una que se esperaba fuera altamente permeable y se varió gradualmente hasta acercarse a la que provocara un concreto asfáltico con la mayor densidad y el menor contenido de vacíos de aire posible.

### *3.2.1 Elaboración de los especímenes*

Los especímenes de concreto asfáltico se prepararon utilizando un compactador giratorio que aplica una presión de 600 kPa a la mezcla colocada en caliente en un molde de 15 cm (6 in) de diámetro interior. Este molde está posicionado a un ángulo de 1.25 grados con respecto a la base giratoria, misma que rota a 30 rev/min., mientras aplica la carga tal como se indica en la Fig. 3-1. Si se mantienen constantes los parámetros anteriores, el nivel de compactación se rige por el número de giros aplicados. En la etapa 1 se utilizó un nivel de compactación alto (100 giros) y un nivel de compactación bajo (50 giros). En la segunda etapa se mantuvo constante el valor de 50 giros, al corresponder a un nivel de compactación fácil de lograr en campo, el cual típicamente se aplica en vialidades locales y urbanas de tráfico ligero en las que está prohibido el tránsito de vehículos pesados. Inicialmente se fabricaron especímenes de 15 cm de diámetro y 20 cm de altura, a las cuales se les extrajo un núcleo de 10 cm de diámetro. Dichos núcleos fueron cortados para obtener especímenes de 5 cm y 6.35 cm de altura, en concordancia con los requerimientos de las pruebas de permeabilidad y *RTI*,

respectivamente (ver Fig. 3-2). De cada cilindro elaborado se obtuvieron tres especímenes, dos para pruebas de *RTI* y una para permeabilidad.



**Fig. 3-1.** Esquema del funcionamiento del molde del compactador giratorio [22].



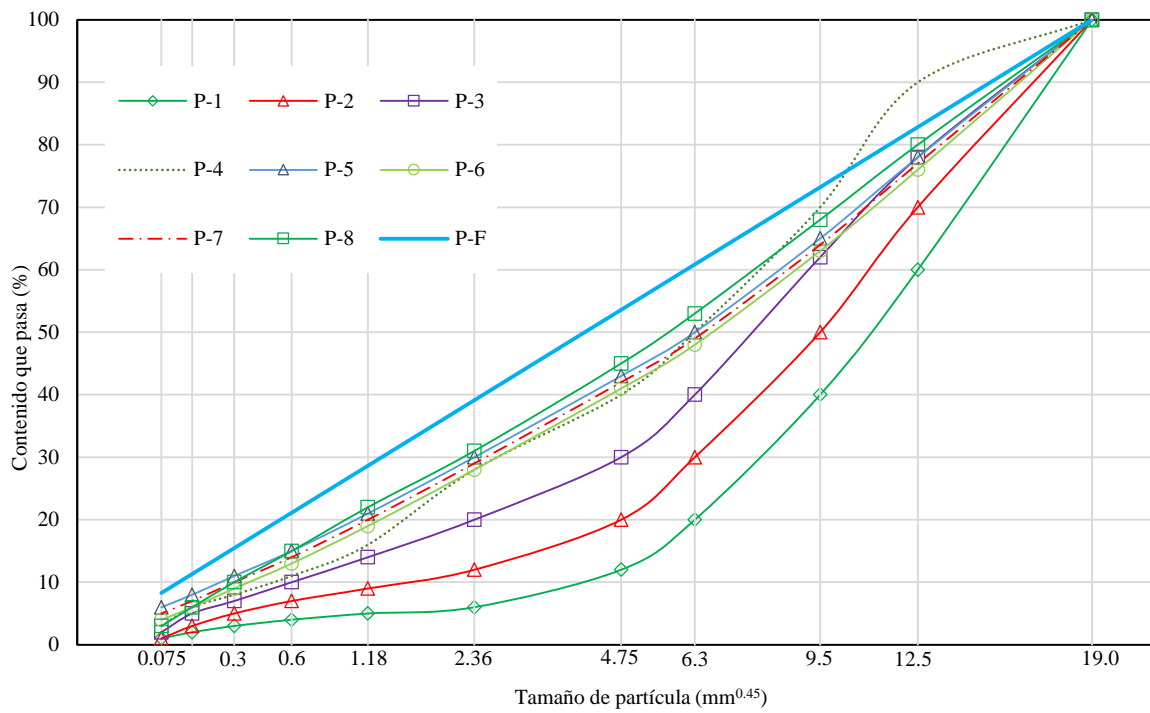
**Fig. 3-2.** Especímenes de concreto asfáltico preparados en el laboratorio.

Con el fin de presentar a detalle las características de las mezclas empleadas, se muestran enseguida las propiedades volumétricas, las granulometrías y contenido de asfalto, así como el procedimiento detallado que fue empleado en la determinación del coeficiente de permeabilidad y *RTI* medidos en cada una de los especímenes cilíndricos elaborados con distintas dosificaciones.

### 3.2.2 Granulometría.

En la etapa 2 se propusieron nueve diferentes curvas granulométricas, mismas que se muestran la Fig. 3-3 y en la Tabla 3-3, mientras que en la Tabla 3-4 se presentan los contenidos de gravas, arenas y finos de cada una de las granulometrías utilizadas. Esto se planteó tomando como punto de partida una evidentemente abierta (P-1) hasta la que se espera sea la curva que provoque la mayor densidad en los especímenes compactados (Curva de Fuller con  $n=0.45$ , P-F). En estas propuestas granulométricas, adicionalmente se incluyeron especímenes utilizando una curva que cumple con los requisitos granulométricos

para carreteras, donde se tomaron en cuenta los puntos de control Superpave en la curva P-4 [22].



**Fig. 3-3.** Granulometrías utilizadas para la fabricación de los especímenes de concreto asfáltico.

**Tabla 3-3.** Granulometrías utilizadas para la fabricación de los especímenes de concreto asfáltico

Abertura del tamiz (in)	Contenido que pasa en peso (%) (mm)	Contenido que pasa en peso (%)								
		P-F	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8
3/4"	19.0	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1/2"	12.5	82.8	60	70	78	90	78	76	77	80
3/8"	9.5	73.2	40	50	62	70	65	63	64	68
1/4"	6.3	60.9	20	30	40	50	50	48	49	53
No. 4	4.75	53.6	12	20	30	40	43	41	42	45
No. 8	2.36	39.1	6	12	20	28	30	28	29	31
No. 16	1.18	28.6	5	9	14	16	21	19	20	22
No. 30	0.60	21.1	4	7	10	11	15	13	14	15
No. 50	0.30	15.5	3	5	7	8	11	9	10	10
No. 100	0.15	13.1	2	3	5	6	8	6	7	6
No. 200	0.075	8.3	1	1	2	3	6	4	5	3

**Tabla 3-4.** Contenido de gravas, arenas y finos de cada una de las curvas granulométricas.

Curva	Contenido (%)		
	Finos <sup>1</sup>	Arena <sup>2</sup>	Grava <sup>3</sup>
P-1	1	11	88
P-2	1	19	80
P-3	2	28	70
P-4	3	37	60
P-5	6	37	57
P-6	4	37	59
P-7	5	37	58
P-8	3	42	55
P-F	8.3	45.3	46.4

<sup>1</sup> Tamaño menor que 4.75 mm<sup>2</sup> Tamaño entre 0.075 mm y 4.75 mm<sup>3</sup> Tamaño mayor que 4.75 mm

### 3.2.3 Contenido de asfalto.

Según Hoeg [20], el contenido mínimo de asfalto ( $P_b$ ) que se utiliza comúnmente en núcleos de presas es de entre 5.5 y 6.0%, por ello, en la etapa 1 se fabricaron mezclas utilizando la granulometría de Fuller con contenidos de asfalto de 5.5, 6.0, 6.3 y 6.5%, con las que se elaboraron especímenes cilíndricos a los que se les efectuaron pruebas de permeabilidad, ninguna de ellas presentó flujo de agua con cargas hidráulicas de hasta 5.5 kg/cm<sup>2</sup>. Por lo anterior, se decidió mantener constante el contenido de asfalto en las pruebas llevadas a cabo en la etapa 2, estableciendo un valor de 6.0%.

### 3.2.4 Propiedades volumétricas.

La experiencia en la utilización del concreto asfáltico a lo largo de los años ha demostrado que ciertos parámetros que tienen que ver con la densidad del concreto asfáltico producto de su contenido de aire son de importancia fundamental para su comportamiento mecánico. Estos son principalmente el contenido de vacíos de aire ( $V_a$ ), los vacíos en el agregado

mineral (*VMA*) y los vacíos llenos de asfalto (*VFA*). Según ICOLD [83] se toma como impermeable al concreto asfáltico mientras su contenido de aire no exceda 3%. Para lograr que la mezcla cumpla con las características volumétricas requeridas se debe establecer una granulometría y un contenido de asfalto, en caso de no cumplirse con el nivel de vacíos de aire establecido se pueden modificar estos parámetros hasta lograr la mezcla requerida ya sea añadiendo finos o aumentando el contenido de asfalto, usualmente el nivel de compactación se mantiene fijo. Si se busca una mezcla con la que finalmente se produzca un concreto asfáltico impermeable debe maximizarse el valor de *VFA*, ya que este es un indicador del grado de saturación de asfalto en la mezcla, mientras que, según The asphalt institute [82], *VMA* debe ser mayor a 13% si se busca garantizar una adecuada durabilidad a la mezcla. Wang y Hoeg [28] reportaron valores de estos parámetros volumétricos de algunos núcleos de presas que han presentado un desempeño satisfactorio, en estos  $V_a$  varía entre 0.9 y 2.3%, *VFA* entre 87.6 y 94.6%, mientras que los valores de *VMA* varían desde 16.8 hasta 18.6%.

Para determinar estos valores es necesario contar de antemano con las densidades relativas del asfalto ( $G_b$ ), los agregados ( $G_{sb}$ ) y la densidad teórica máxima de las mezclas ( $G_{mm}$ ). Dado que las granulometrías utilizadas son diferentes, estos parámetros fundamentales también serán diferentes para cada mezcla y se tienen que determinar antes del proceso de obtención de los datos volumétricos del concreto asfáltico. En este sentido, se dosificaron las distintas granulometrías utilizadas y se les determinó la densidad específica neta al agregado mediante las normas ASTM C127 y ASTM C128. De igual forma, se dosificaron de nuevo estas granulometrías y se fabricaron mezclas con 6.0% de contenido de asfalto con respecto a la masa total de la mezcla, para enseguida determinar de cada una su densidad teórica máxima mediante la norma ASTM D2041. Los resultados de estos ensayos se presentan en la Tabla 3-5, en la que se observa que las mezclas elaboradas a partir de las granulometrías P-5, P-6, P-7, P-8 y P-F presentan un contenido de aire menor a 3% y una alta saturación de asfalto reflejada en valores de *VFA* superiores a 88%. Todas las mezclas elaboradas muestran valores de *VMA* superiores al 13%.

**Tabla 3-5.** Propiedades volumétricas del concreto asfáltico

<i>P<sub>b</sub></i> =6.0%				
<b>Id.</b>	<b><i>G<sub>mm</sub></i><sup>1</sup></b>	<b><i>VMA</i><sup>2</sup></b>	<b><i>V<sub>a</sub></i><sup>3</sup></b>	<b><i>VFA</i><sup>4</sup></b>
P-1	2.444	29.9	20.4	31.6
P-2	2.443	25.9	15.2	41.2
P-3	2.434	19.0	7.0	63.1
P-4	2.431	17.4	4.8	72.1
P-6	2.427	14.7	1.7	88.1
P-8	2.432	14.3	1.2	91.8
P-7	2.419	14.2	0.8	94.2
P-F	2.425	14.3	0.8	94.7
P-5	2.425	13.8	0.5	96.5

<sup>1</sup> Densidad relativa teórica máxima (ASTM D2041).

<sup>2</sup> Vacíos en el agregado mineral, % (ASTM D1188).

<sup>3</sup> Vacíos de aire, % (ASTM D1188).

<sup>4</sup> Vacíos llenos de asfalto, % (ASTM D1188).

### 3.2.4.1 Espesor efectivo de película de asfalto (*T<sub>af</sub>*) y vacíos en el agregado mineral (*VMA*).

El diseño de las mezclas asfálticas se basa, fundamentalmente, en el control de sus parámetros volumétricos. Tal como lo mencionan Sengoz y Topal [84], al registrar los vacíos en el agregado mineral (*VMA*) específicamente se busca que el concreto asfáltico tenga una adecuada durabilidad. Al cumplir con un valor mínimo de *VMA* implícitamente se logra que los espesores de película de asfalto que cubren los agregados sean tales que se garantice una adecuada resistencia al daño por humedad del concreto asfáltico. Por lo anterior, tal como lo mencionan Li *et al.* [85], un gran número de investigadores recomiendan utilizar el criterio de espesor de película de asfalto para el diseño de mezclas, en lugar del enfoque de control volumétrico, dado que es un método más directo y apropiado para garantizar la durabilidad de la mezcla.

Por otra parte, basados en el método descrito por The Asphalt Institute [3], se estimaron las áreas específicas (*A<sub>s</sub>*) de cada una de las granulometrías estudiadas por medio de la Ec. 3-1, en la que *A* es el porcentaje total que pasa cada malla y *B* el factor de área presentado en la Tabla 3-6.

$$A_s = A \times B \quad \text{Ec. 3-1}$$

Finalmente, en la Tabla 3-7 y Fig. 3-4 se presentan los valores del espesor de película de asfalto en  $\mu\text{m}$  (*T<sub>af</sub>*), de cada una de las mezclas asfálticas evaluadas, estimadas mediante la Ec. 3-2, en la que *P<sub>be</sub>* corresponde al contenido de asfalto efectivo y *G<sub>sb</sub>* es la densidad relativa del asfalto.

$$T_{af} = \frac{10 P_{be}}{A_s G_{sb}} \quad \text{Ec. 3-2}$$

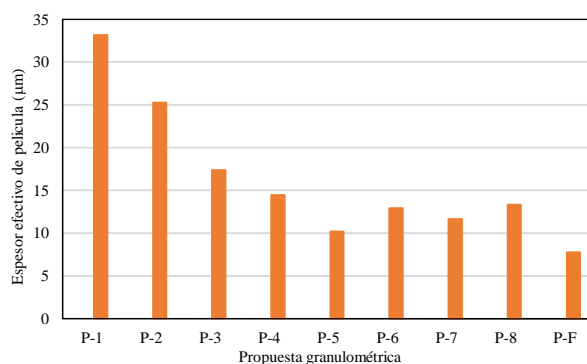
**Tabla 3-6.** Factores de área para el cálculo del espesor de película de asfalto [3].

Tamaño de Malla	Factor de Área (m <sup>2</sup> /kg)
19 mm (3/4 in.)	
12.5 mm (1/2 in.)	0.41*
9.5 mm (3/8 in.)	
4.75 mm (No. 4)	0.41
2.36 mm (No. 8)	0.82
1.18 mm (No. 16)	1.64
600 mm (No. 30)	2.87
300 mm (No. 50)	6.14
150 mm (No. 100)	12.29
75 mm (No. 200)	32.77

\*El factor de área para materiales mayores a 4.75 mm es 0.41.

**Tabla 3-7.** Cálculo del espesor efectivo promedio de la película de asfalto.

Curva	$P_{be}$	Factor de superficie (m <sup>2</sup> /kg)	Espesor efectivo (μm)
P-1	5.02	1.46	33.2
P-2	5.08	1.94	25.3
P-3	5.24	2.91	17.4
P-4	5.37	3.59	14.4
P-5	5.51	5.23	10.2
P-6	5.46	4.09	12.9
P-7	5.61	4.66	11.6
P-8	5.47	3.97	13.3
P-F	5.67	7.08	7.7



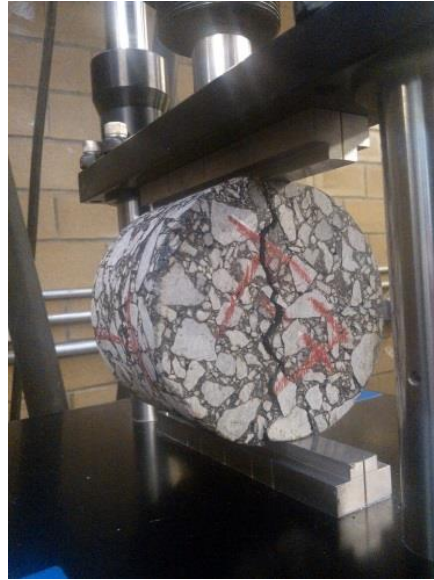
**Fig. 3-4.** Espesor efectivo de película de asfalto para cada propuesta granulométrica.

### 3.2.5 Resistencia a la tensión indirecta (RTI)

La determinación de los valores de *RTI* de los especímenes cilíndricos de concreto asfáltico se realizó a través del procedimiento descrito en la norma ASTM D6931. Previo a la ejecución de la prueba, los especímenes se acondicionaron en el horno a una temperatura de  $25 \pm 1.1$  °C durante un periodo de 24 horas, posteriormente se colocaron en el dispositivo Lottman (ver Fig. 3-5) y se les aplicó una carga de compresión diametral a una velocidad de 50.8 mm/min hasta alcanzar la falla del espécimen. Con el registro de la carga máxima aplicada *P*, se calcularon los valores de *RTI* de todos los especímenes mediante la Ec. 2-7.



Se ensayaron dos especímenes por cada tipo de mezcla estudiada y los valores de su resistencia fueron promediados, estos resultados se presentan en la Tabla 3-8.

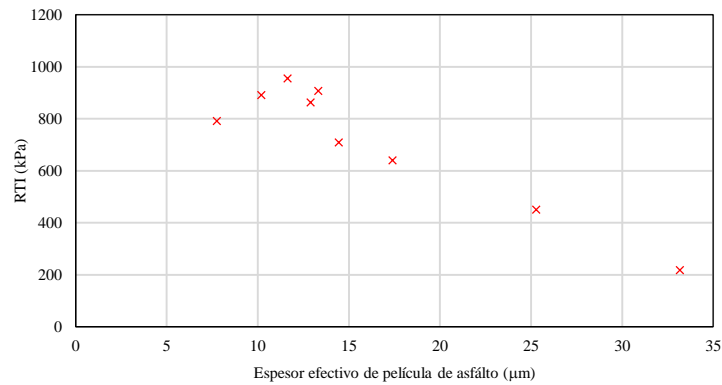


**Fig. 3-5.** Especímen luego de ser ensayado en tensión indirecta.

**Tabla 3-8.** Resultados de las pruebas de resistencia a la tensión indirecta en especímenes de concreto asfáltico con diferente granulometría y contenido de asfalto.

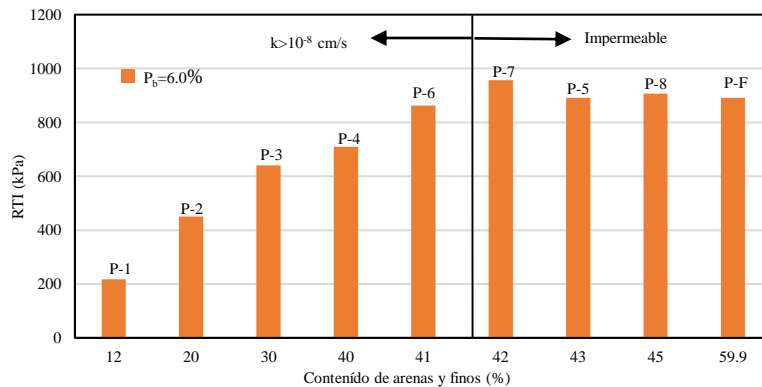
ID	Especímen	RTI (kPa)	RTI promedio (kPa)
P-1	A	231	218
	B	206	
P-2	A	451	451
	B	450	
P-3	A	669	641
	B	614	
P-4	A	692	709
	B	727	
P-5	A	893	891
	B	889	
P-6	A	851	863
	B	876	
P-7	A	1107	956
	B	806	
P-8	A	890	907
	B	924	
P-F	A	831	792
	B	753	

Al graficar los valores de  $RTI$  en función del espesor efectivo de película de asfalto  $P_{be}$ , puede notarse que estos aumentan para espesores de película de entre 7 y 12  $\mu\text{m}$  y disminuyen de manera indefinida para valores mayores de  $P_{be}$ , mientras que los mayores valores de resistencia mecánica se presentaron entre 10 y 13  $\mu\text{m}$  (ver Fig. 3-6)



**Fig. 3-6.** Resistencia a la tensión indirecta en función del espesor de película de asfalto.

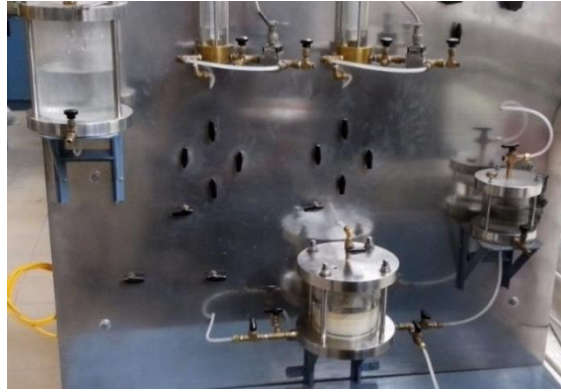
Por otra parte, dichos valores de *RTI* tienden a disminuir a medida que los vacíos de aire aumentan, razón por la cual los especímenes elaborados a partir de las granulometrías P-1 a P-4 presentan resistencias a la tensión indirecta sensiblemente menores que aquellas obtenidas de los especímenes elaborados a partir de las curvas granulométricas P-5, P-6, P-7, P-8 y P-F. En particular, se encontró que el contenido de arenas y finos del agregado es un parámetro determinante en la resistencia a la tensión indirecta del concreto asfáltico, tal como se indica en la Fig. 3-7, los valores de *RTI* de los especímenes aumentaron en la medida que el contenido de arenas y finos fue mayor y se mantuvo, en términos generales, estable cuando superó un valor de 42%, aproximadamente.



**Figura 3-7.** Contenido de arenas y finos (material menor que 4.75 mm).

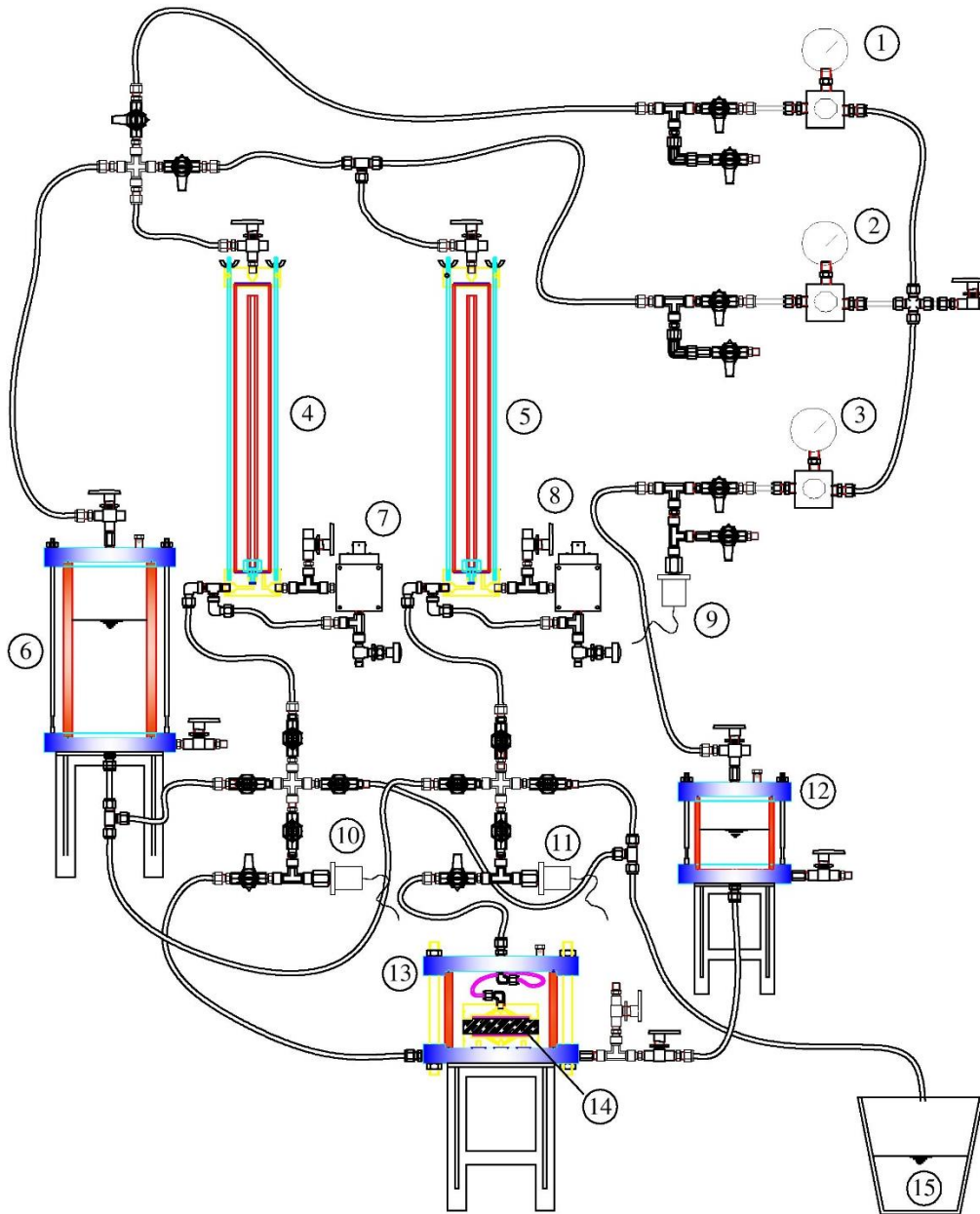
### 3.2.6 Permeabilidad bajo carga constante en equipo de pared flexible.

Para determinar la conductividad hidráulica de los especímenes preparados en el laboratorio, se utilizó un permeámetro de carga constante de pared flexible, del que se muestra una fotografía en la Fig. 3-8. En el que se aplicaron cargas hidráulicas desde 0.1 kg/cm<sup>2</sup> y hasta 5.5 kg/cm<sup>2</sup>. Al mismo tiempo se registraron los caudales que fluyeron a través de los especímenes, para así definir su coeficiente de permeabilidad.



**Fig. 3-8.** Permeámetro de carga constante.

El equipo en el que se llevaron a cabo los ensayos de permeabilidad fue diseñado y construido por ingenieros del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Este equipo consta de los elementos que se muestran en la Fig. 3-9, mismos que se enlistan enseguida:



**Fig. 3-9.** Esquema de la configuración del permeámetro de carga constante utilizado en la presente investigación [86].

1. Regulador de contrapresión inferior
2. Regulador de contrapresión superior
3. Regulador de presión de confinamiento
4. Bureta de flujo inferior
5. Bureta de flujo superior
6. Depósito de agua
7. Sensor de cambio volumétrico inferior

8. Sensor de cambio volumétrico superior
9. Sensor de presión de confinamiento
10. Sensor de contrapresión inferior
11. Sensor de contrapresión superior
12. Interfaz aire-agua
13. Cámara que aloja a la muestra
14. Muestra de concreto asfáltico
15. Depósito de agua

Este permeámetro cuenta con un sistema de adquisición de datos que está conformado por una interface entre los equipos de medición y una computadora en la que se registran y procesan los datos por medio de un software desarrollado también en el instituto de Ingeniería.

Las etapas del proceso de la prueba de permeabilidad incluyeron el montaje del espécimen, su saturación y la medición del flujo de agua a través de su sección transversal. Enseguida se presenta una breve descripción de estas etapas.

#### *3.2.6.1 Montaje*

El permeámetro utilizado cuenta con una cámara de acrílico transparente, que tiene un cabezal y un pedestal conectados a tuberías para hacer fluir agua al interior de los especímenes controlando las presiones aplicadas. Tanto el cabezal como el pedestal están equipados con piedras porosas que tienen como fin evitar la contaminación de las líneas de agua con impurezas producto de los especímenes de concreto asfáltico. Dichos especímenes se colocaron en medio de estas dos piezas y fueron rodeados con una membrana de látex que permitió controlar las presiones de confinamiento aplicadas y al mismo tiempo manipular las cargas hidráulicas que se aplican tanto en la parte inferior como en la parte superior del espécimen.

#### *3.2.6.2 Saturación*

Dado que se conoce que los materiales que están parcialmente saturados están sujetos a presiones de succión y queda fuera de los alcances de esta investigación evaluar los coeficientes de permeabilidad de los especímenes cilíndricos de concreto asfáltico en esta condición, se buscó garantizar la saturación. Para ello, previo al montaje de los especímenes, estos fueron sumergidos en agua por un periodo de al menos 48 horas, esto con el fin de que absorbieran la mayor cantidad de agua que las presiones capilares permitieran. Luego del montaje, se aplicó una contrapresión de  $5.5 \text{ kg/cm}^2$  tanto en la parte superior como en la parte

inferior del permeámetro, provocando la entrada de agua al interior de los especímenes. La medición del volumen de agua que ingresó al concreto asfáltico se registró mediante buretas graduadas que cuantifican el ingreso de agua tanto en la parte superior como en la parte inferior, al mismo tiempo, se contó con sensores de cambio volumétrico que dieron el registro electrónico. Se consideró que los especímenes se encontraban en estado saturado, cuando no se registró cambio volumétrico en las buretas en un periodo de 24 horas con una contrapresión de  $5.5 \text{ kg/cm}^2$  en sentido tanto ascendente como descendente.

### *3.2.6.3 Medición del flujo de agua a través de la sección transversal del concreto asfáltico*

En esta etapa se recolectaron los datos objeto de análisis, principalmente el volumen de agua y el tiempo transcurrido para cada una de las cargas hidráulicas aplicadas. En todos los especímenes se midieron los resultados del flujo producto de cuatro cargas distintas.

Algunos especímenes presentaron vacíos de aire demasiado elevados, lo que provocó que, al aplicar la carga hidráulica, el flujo agotara el volumen de la bureta en un periodo de tiempo muy corto, lo que impedía registrarlos con precisión. Por ello, no fue posible medir los flujos de agua aplicando a todos los especímenes las mismas cargas hidráulicas, es decir, a especímenes con un mayor contenido de vacíos de aire fue necesario aplicarles cargas más pequeñas con tal de alargar el tiempo de flujo. Sin embargo, a todos los especímenes se les impuso, dentro de estas cuatro cargas, una correspondiente a  $1000 \text{ cm}$  ( $1 \text{ kg/cm}^2$ ), los resultados del coeficiente de permeabilidad medido para cada una de los especímenes se muestran en la Tabla 3-9.

**Tabla 3-9.** Coeficientes de permeabilidad registrados en el permeámetro de carga constante.

I.D.	Carga (cm)	Va (%) <sup>1</sup>	k (cm/s)*	I.D.	Carga (cm)	Va (%) <sup>1</sup>	k (cm/s)*
P-1	100	20.4	3.70x10 <sup>-4</sup>	P-8	1000	1.2	s/f
	300		3.07x10 <sup>-4</sup>		2000		s/f
	500		2.90x10 <sup>-4</sup>		5000		s/f
	1000		2.28x10 <sup>-4</sup>		7000		s/f
P-2	100	15.2	3.43x10 <sup>-4</sup>	P-7	1000	0.8	s/f
	300		2.53x10 <sup>-4</sup>		2000		s/f
	500		2.41x10 <sup>-4</sup>		5000		s/f
	1000		2.11x10 <sup>-4</sup>		7000		s/f
P-3	100	7.0	9.75x10 <sup>-5</sup>	P-F	1000	0.8	s/f
	300		1.01x10 <sup>-4</sup>		2000		s/f
	500		8.38x10 <sup>-5</sup>		5000		s/f
	1000		7.20x10 <sup>-5</sup>		7000		s/f
P-4	500	4.8	2.56x10 <sup>-5</sup>	P-5	1000	0.5	s/f
	1000		2.35x10 <sup>-5</sup>		2000		s/f
	1500		2.21x10 <sup>-5</sup>		5000		s/f
	2000		2.13x10 <sup>-5</sup>		7000		s/f
P-6	500	1.7	3.85x10 <sup>-6</sup>				
	1000		3.64x10 <sup>-6</sup>				
	1500		3.79x10 <sup>-6</sup>				
	2000		3.98x10 <sup>-6</sup>				

s/f= sin flujo, no se registró flujo alguno luego de 24 horas con una carga hidráulica de 5.5 kg/cm<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Contenido de aire en porcentaje del volumen total

\* Coeficiente de permeabilidad

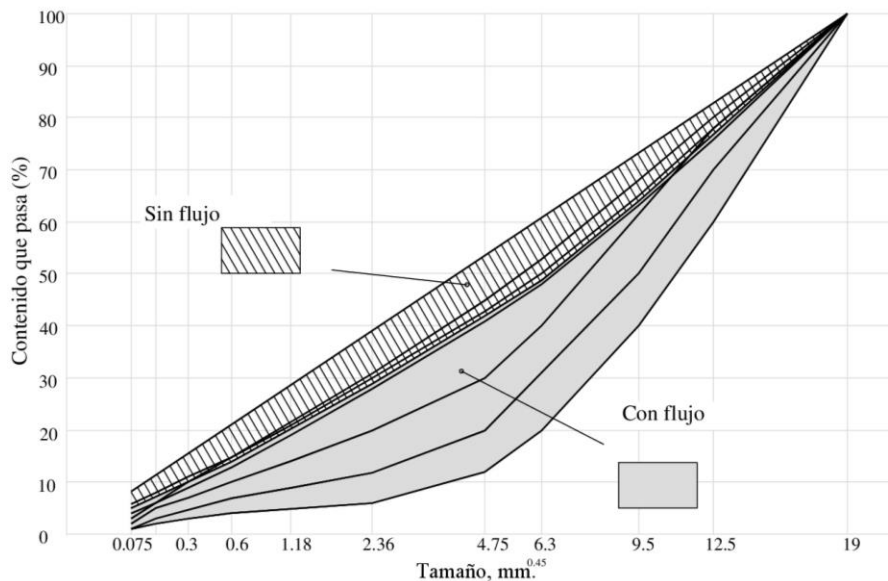
Los valores del coeficiente de permeabilidad medidos presentan un rango que va desde  $3.6 \times 10^{-6}$  hasta  $3.7 \times 10^{-4}$  cm/s, pero es importante señalar que 7 de los 12 especímenes ensayados no mostraron flujo alguno con cargas de hasta  $5.5 \text{ kg/cm}^2$ , esto es, la permeabilidad con que dichos especímenes cuentan es menor que la menor que el equipo es capaz de medir, en el cual se han encontrado permeabilidades de hasta  $10^{-9}$  cm/s en otro tipo de materiales.

Se revisaron las curvas granulométricas que no mostraron flujo de agua, pudo notarse que existe un margen muy estrecho en el que una curva granulométrica presenta un flujo medible del orden de  $10^{-6}$  cm/s, mientras que una curva con granulometría ligeramente más cerrada disminuye de manera abrupta su permeabilidad al grado de no registrar flujo alguno con las cargas hidráulicas impuestas.

Así, los especímenes elaborados con las curvas P-1, P-2, P-3, P-4 y P-6 presentaron una permeabilidad mayor a  $10^{-6}$  cm/s, mientras que las mezclas elaboradas con el resto de las curvas no presentaron flujo, es decir, su coeficiente de permeabilidad es menor que  $10^{-9}$  cm/s. El valor de los vacíos de aire que separa el concreto asfáltico con permeabilidad inferior a  $10^{-6}$  cm/s de aquel altamente impermeable resultó ser alrededor de 2%, mientras que el nivel de VFA resultó ser cercano a 90%, para el contenido de asfalto evaluado. En la Fig. 3-10 se presentan las zonas granulométricas en las que se ubicaron tanto las mezclas que presentaron flujo de agua como aquellas que, en las condiciones de la prueba no mostraron flujo.

Pudo notarse, que el contenido de arenas y finos tiene un efecto importante en la permeabilidad del concreto asfáltico, al igual que lo tiene en los resultados de *RTI*. Al superar este contenido el valor de 41 %, no se registró flujo de agua en ninguno de los especímenes ensayados, lo que puede observarse en la Fig. 3-7.

Por otra parte, al presentar los resultados obtenidos de las mediciones de flujo de agua a través de los especímenes de concreto asfáltico en una gráfica de velocidad de descarga ( $U$ ) en función del gradiente hidráulico ( $i$ ) en escala logarítmica, se nota claramente la tendencia lineal que presentan estos valores. En la Fig. 3-11 se observa, como era de esperarse, que la velocidad de descarga aumenta para las condiciones granulométricas abiertas debido a mayores porcentajes de contenido de aire. Sin embargo, puede notarse también, que los exponentes  $n$  de las ecuaciones de regresión potencial, similares a la Ec. 2-6, son diferentes de 1, esto es, no se cumple completamente con la ley de Darcy. No obstante, se acercan a la unidad mientras más densa es la granulometría del espécimen y los vacíos de aire son menores. En este sentido, dado que la ley de Darcy se cumple solo cuando el flujo es laminar, cuanto más lento sea el flujo más se asemeja a este estado del movimiento del fluido. La Fig. 3-12 muestra la variación del exponente  $n$  de la Ec 2-6 conforme varía el porcentaje de vacíos de aire del espécimen. Como es evidente, el valor de  $n$  aumenta conforme disminuye el porcentaje de vacíos de aire ( $V_a$ ) del concreto asfáltico.



**Fig. 3-10.** Zonas granulométricas con flujo de agua y sin flujo de agua en las condiciones de ensayo de la prueba de permeabilidad.



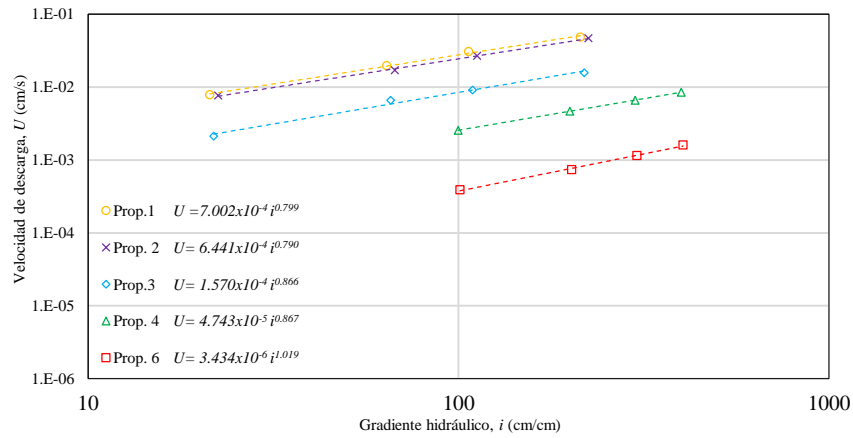


Fig. 3-11. Velocidad de descarga en función del gradiente hidráulico.

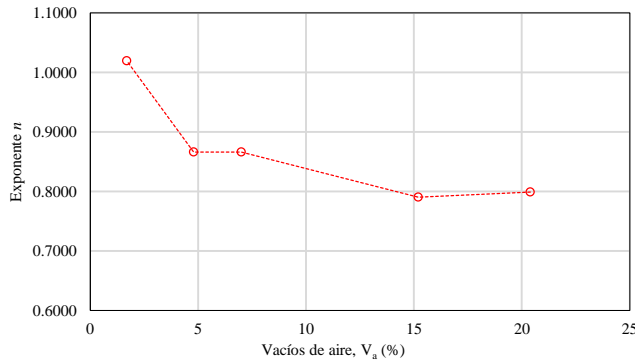


Fig. 3-12. Variación de  $n$  (Ec. 2-6) en función del contenido de aire  $V_a$ .

Finalmente, es claro que elaborar concreto asfáltico con un contenido bajo de vacíos de aire provoca que la permeabilidad tienda igualmente a ser baja. En este sentido, existe una correlación directa entre estos dos parámetros que para el concreto asfáltico elaborado con estas mezclas se presenta en la Fig. 3-13 para una carga de 1000 cm.

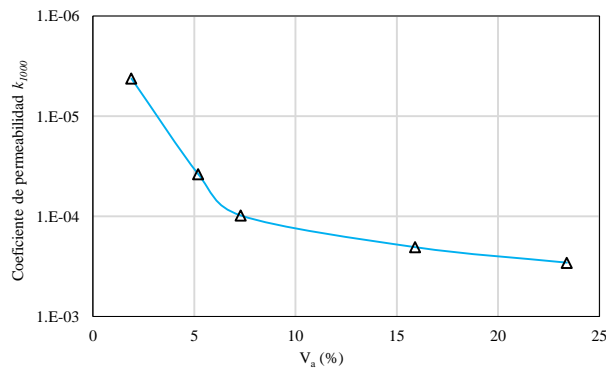


Fig. 3-13. Coeficiente de permeabilidad en función del contenido de aire para la carga de 1000 cm (1.0 kg/cm<sup>2</sup>).

### 3.2.7 Permeabilidad radial

Con el fin de obtener valores del coeficiente de permeabilidad en una dirección perpendicular a la axial, se realizaron pruebas de permeabilidad radial a especímenes de concreto asfáltico con características similares a las ensayadas bajo flujo axial, utilizando un contenido de asfalto de 6.0% y la granulometría P-6.

Para ello se ideó un procedimiento para medir la permeabilidad radial en muestras de concreto asfáltico en las que se aplicó un confinamiento y se midió el flujo de agua que ingresó de manera radial al espécimen y posteriormente salió por la manguera conectada en la parte superior de la misma. Basados en la ley de Darcy, se obtuvo una expresión para estimar el coeficiente de permeabilidad radial  $k$  de un espécimen cilíndrico de concreto asfáltico a partir de la velocidad del flujo ( $v$ ) y el gradiente hidráulico ( $i$ ) tal como se indica en las Ec. 3-3 a 3-7.

$$v = k i \quad \text{Ec. 3-3}$$

Donde el gradiente hidráulico, presentado en forma diferencial en función del radio es:

$$i = \frac{dh}{dr} \quad \text{Ec. 3-4}$$

Tomando en cuenta que la velocidad del agua es la relación entre el gasto de salida  $Q$  y el área de radio  $r$  por la que fluye, sustituyendo la Ec. 3-3 en la Ec. 3-2, se obtiene la siguiente expresión:

$$Q = k (2\pi r L) \frac{dh}{dr} \quad \text{Ec. 3-5}$$

Al integrar la Ec. 3-5 se obtiene lo siguiente:

$$\frac{Q}{2k\pi L} \int_{r_i}^{r_e} \frac{dr}{r} = \int_{h_i}^{h_e} dh \quad \text{Ec. 3-6}$$

Finalmente el coeficiente de permeabilidad radial  $k$ , se calcula con la Ec. 3-7.

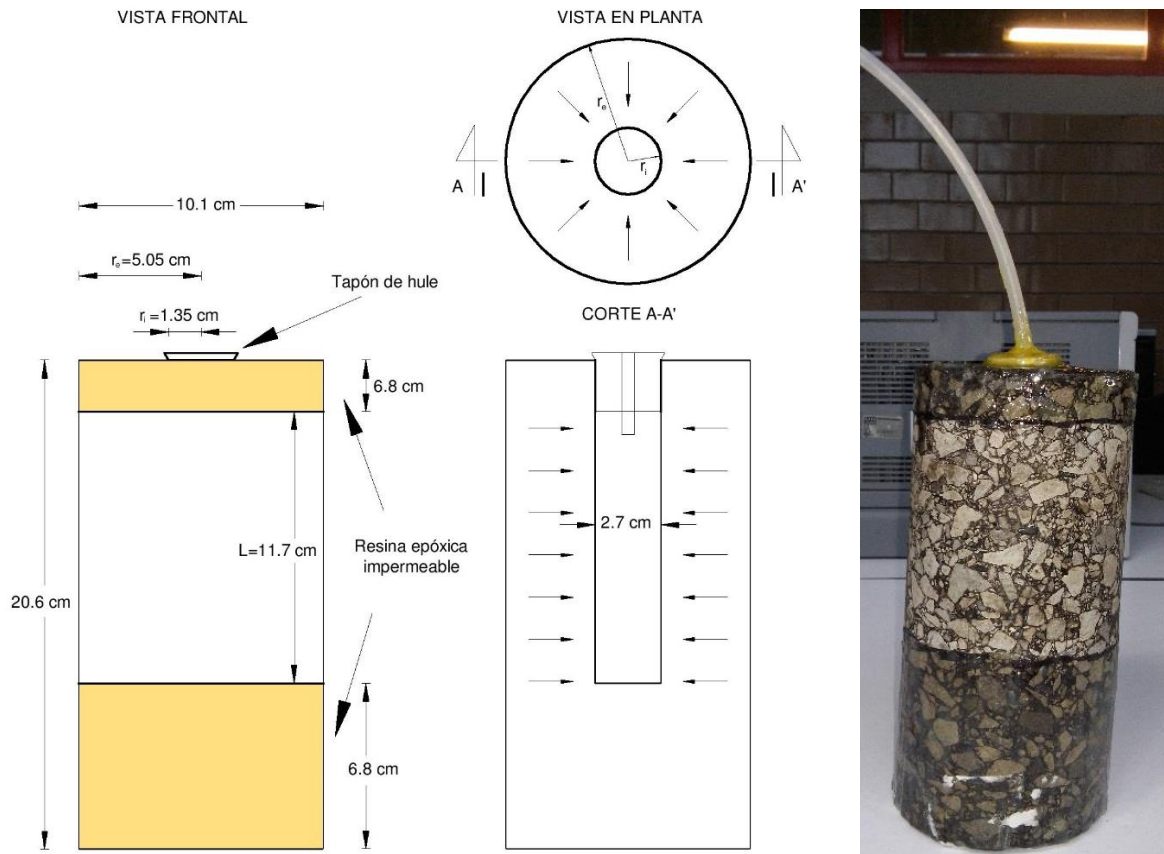
$$k = \frac{Q \ln\left(\frac{r_e}{r_i}\right)}{2kL(h_e - h_i)} \quad \text{Ec. 3-7}$$

Donde  $k$  es el coeficiente de permeabilidad, en cm/s;  $Q$  el gasto medido a la salida del dispositivo, en cm<sup>3</sup>/s;  $r_e$  el radio del espécimen de concreto asfáltico, en cm;  $r_i$  el radio de la perforación hecha en el centro del espécimen, en cm;  $h_e$  la carga hidráulica proporcionada por la presión de confinamiento, en cm;  $h_i$  la carga hidráulica al interior de la perforación, en

cm y finalmente  $L$  la altura de la porción del espécimen que queda libre de resina epóxica, por la cual entra el agua al interior de la perforación, en cm.

### 3.2.7.1 Preparación de los especímenes de concreto asfáltico

A cada uno de los especímenes de concreto asfáltico de 20 cm de altura y 10 cm de diámetro, se les realizó una perforación en el centro con un diámetro de 2.5 cm y 14 cm de profundidad, en la que se colocó un tapón de hule al cual se le instaló una manguera para medir el flujo de agua saliente. Las porciones del espécimen en donde el flujo que entra a la perforación se pudiera presentar de alguna forma diferente a la radial, fueron impermeabilizadas utilizando resina epóxica. La Fig. 3-14 muestra una fotografía y un esquema con las dimensiones de los especímenes acondicionados para la prueba de permeabilidad radial.



**Fig. 3-14.** Especimen cilíndrico de concreto asfáltico utilizado para la prueba de permeabilidad radial.

### 3.2.7.2 Ejecución de las pruebas de permeabilidad radial

Luego de preparar los especímenes estos se colocaron en una cámara hermética de acrílico llena de agua, similar a las utilizadas en los ensayos triaxiales tal como se muestra en la Fig.

3-15. En esta figura puede observarse la manguera que conecta al espécimen con el exterior de la cámara de presión, esta manguera se conecta a una válvula en la que se mide el gasto de salida que determina la permeabilidad del concreto asfáltico.

Se aplicaron sobre la cámara valores distintos de la presión que determina el valor de  $h_e$  y estos fueron 1, 2, 4 y 5 kg/cm<sup>2</sup>. Para cada nivel de confinamiento se midió el volumen de agua desalojada por el espécimen de concreto asfáltico y el tiempo. Estos datos permitieron conocer el gasto de salida  $Q$ , finalmente se obtuvo el coeficiente de permeabilidad  $k$  a través de la Ec. 3-7. Este procedimiento se realizó para tres especímenes de concreto asfáltico con características volumétricas similares.

### *3.2.7.3 Resultado de las pruebas de permeabilidad radial*

En la Tabla 3-10 y Fig. 3-16, se presentan los resultados del coeficiente de permeabilidad radial obtenidos en tres especímenes de concreto asfáltico. Al analizar dichos resultados y compararlos con las permeabilidades axiales de especímenes elaborados bajo las mismas condiciones, se observa una similitud entre los valores obtenidos. No obstante, al calcular los valores promedio de la permeabilidad bajo la condición radial y axial se observa entre ellas una relación del orden de 6.2. Lo anterior sugiere que los especímenes de concreto asfáltico presentan una condición de anisotropía en la permeabilidad que es atribuible al proceso de compactación de dichos especímenes.

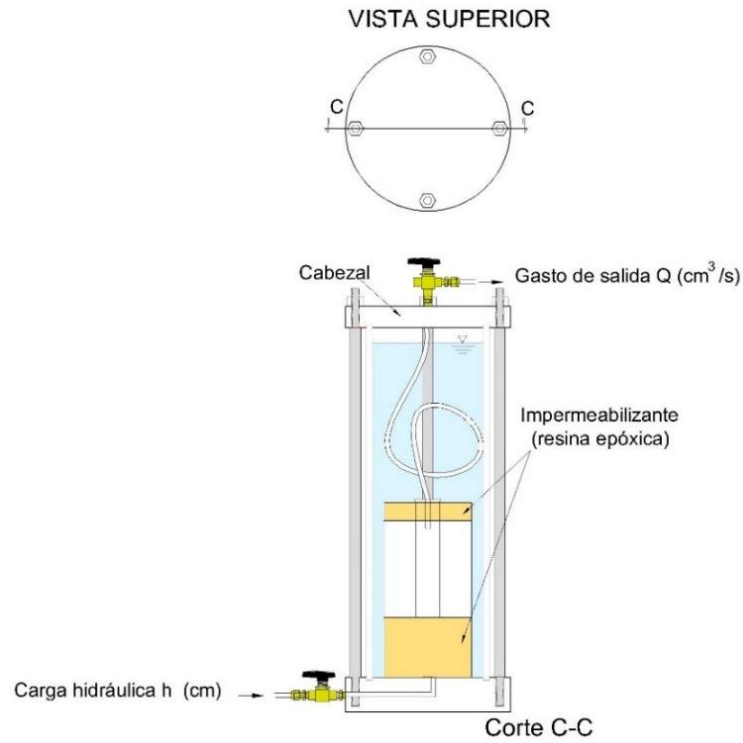


Fig. 3-15. Esquema del dispositivo utilizado para medir la permeabilidad radial de los especímenes de concreto asfáltico.

Tabla 3-10. Permeabilidad axial y radial del concreto asfáltico utilizado.

ID	Tipo de prueba	Altura del espécimen	Contenido de aire (%)	Carga hidráulica h (cm)	k (cm/s)	k promedio (cm/s)
A-1	Axial	5.1 cm	1.9	1000	$5.2 \times 10^{-6}$	$7.6 \times 10^{-6}$
A-2	Axial	2.5 cm	1.4	1000	$1.0 \times 10^{-5}$	
R-1	Radial	-	1.9	1000	$7.0 \times 10^{-5}$	$4.7 \times 10^{-5}$
R-2	Radial	-	1.4	1000	$5.2 \times 10^{-6}$	
R-3	Radial	-	1.4	1000	$6.6 \times 10^{-5}$	

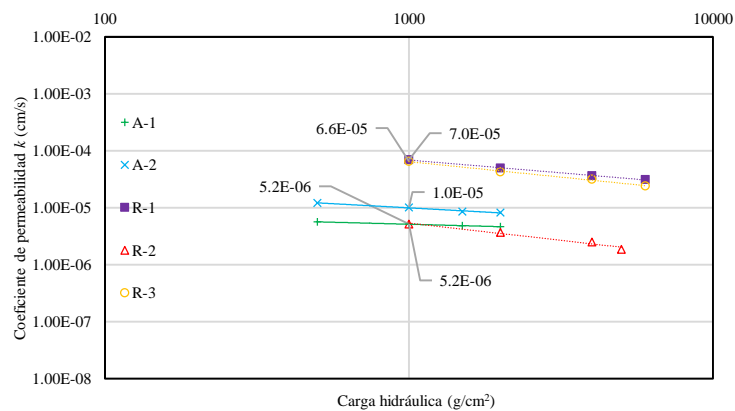


Fig. 3-16. Coeficiente de permeabilidad axial y radial del concreto asfáltico utilizado.

### 3.2.8 Elección de la mezcla definitiva

Enseguida se presenta un resumen de las pruebas de laboratorio llevadas a cabo al concreto asfáltico y los criterios adoptados para elegir la mezcla definitiva con la que se desarrollará el objetivo principal de este trabajo de investigación.

Luego de haber fabricado mezclas virtualmente impermeables, se buscó modificar las variables para encontrar una frontera en la que, manipulando alguno de esos factores se encuentre el límite entre una mezcla que cumpla con el requisito de permeabilidad establecido y una que no. El primer parámetro que se modificó fue el nivel de compactación, pasando de 100 a 50 giros, con lo que ahora se daría un nivel de compactación bajo a las mezclas asfálticas. No fue posible registrar flujo de agua al efectuar las pruebas de permeabilidad en mezclas elaboradas con la granulometría de Fuller y contenidos de asfalto desde 5.5 hasta 6.5%, utilizando niveles de compactación tanto bajos como altos.

En la segunda etapa se decidió elaborar especímenes cilíndricos manteniendo fijo el contenido de cemento asfáltico en 6.0% y el nivel de compactación en 50 giros, sin embargo se utilizaron ocho curvas granulométricas distintas.

Los resultados de las pruebas de permeabilidad correspondientes a la carga de  $1 \text{ kg/cm}^2$  ( $k_{1000}$ ) para la etapa 1 y etapa 2 se presentan en la Tabla 3-11, donde finalmente se presentan flujos de agua, que resultaron en coeficientes de permeabilidad de entre  $2.1 \times 10^{-4}$  hasta  $3.6 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ .

Tabla 3-11. Resultados de las pruebas de permeabilidad.

Granulometría	$P_b$ (%) <sup>1</sup>	Número de Giros.	$V_a$ (%)	$k_{1000}$ (cm/s)	Observaciones.
<b>Etapas 1</b>					
P-F	6.5	100	0.0	$< 10^{-9}$	s/f
P-F	6.3	100	0.0	$< 10^{-9}$	s/f
P-F	6.0	50	0.8	$< 10^{-9}$	s/f
P-F	5.5	50	0.9	$< 10^{-9}$	s/f
<b>Etapas 2</b>					
P-1	6.0	50	20.4	$2.3 \times 10^{-4}$	
P-2	6.0	50	15.2	$2.1 \times 10^{-4}$	
P-3	6.0	50	7.0	$7.2 \times 10^{-5}$	
P-4	6.0	50	4.8	$2.4 \times 10^{-5}$	
P-5	6.0	50	0.5	$< 10^{-9}$	s/f
P-6	6.0	50	1.7	$3.6 \times 10^{-6}$	
P-7	6.0	50	0.8	$< 10^{-9}$	s/f
P-8	6.0	50	1.2	$< 10^{-9}$	s/f

<sup>1</sup> Contenido de cemento asfáltico con respecto al peso total de la mezcla.

Finalmente, tomando en cuenta el propósito fundamental de esta investigación en el cual se debe evaluar el efecto del agua sobre el concreto asfáltico, debe elegirse una opción en la que se permita la entrada de una cantidad moderada de agua al interior de la estructura del material pero que, a su vez, la mezcla sea lo más parecida a una utilizada en la construcción de una barrera impermeable. Es por ello que se consideró utilizar como granulometría de diseño la denominada P-6 dado que la mezcla elaborada a partir de esta cuenta con parámetros volumétricos similares a los utilizados en otras presas con núcleo de concreto asfáltico ( $V_a$ ,  $VMA$  y  $VFA$ ) y aunque la permeabilidad es ligeramente mayor que la máxima establecida para este tipo de estructuras ( $10^{-7}$  cm/s), si se eligiera alguna otra opción en la que la permeabilidad sea menor, la cantidad de agua en contacto con el cemento asfáltico del interior de los especímenes sería muy pequeña. Por otra parte, el concreto asfáltico elaborado con esta granulometría mostró uno de los valores más altos de  $RTI$ , lo que evidencia que, además, tiene una buena resistencia mecánica.

Un parámetro que resultó tener una importancia fundamental tanto en los resultados de la permeabilidad como en los valores de  $RTI$  obtenidos es el contenido arenas y finos (material con un tamaño menor que 4.75 mm) tal como se aprecia en la Fig. 3-7. En esta se ordenaron los especímenes con un contenido creciente de material que pasa la malla No. 4, es claro que cuando este valor supera el 41% los especímenes cilíndricos se vuelven impermeables, de igual forma, cuando la cantidad de material menor de 4.75 mm supera este valor, se obtienen los mayores valores de  $RTI$ .

Lo anterior sugiere que para obtener propiedades volumétricas que garanticen alto nivel de saturación de asfalto (*VFA*), vacíos de aire bajos y una resistencia mecánica adecuada, es importante respetar un valor mínimo en el contenido de arenas y finos de las mezclas asfálticas para barreras impermeables, que para los materiales empleados en lo presente investigación resultó ser 41%. La Tabla 3-12 presenta el diseño final de la mezcla.

**Tabla 3-12.** Diseño final de la mezcla asfáltica.

Parámetro de diseño	Abertura del tamiz		% que pasa
	(in)	(mm)	
Granulometría	P-6	3/4"	100
		1/2"	76
		3/8"	63
		1/4"	48
		No. 4	41
		No. 8	28
		No. 16	19
		No. 30	13
		No. 50	9
		No. 100	6
	No. 200	4	
Contenido de asfalto	6.0 %		
Nivel de compactación	50 giros		
Espesor efectivo de película de asfalto	12.9 $\mu$ m		

Las características volumétricas de los cilindros de concreto asfáltico elaboradas con la mezcla de diseño para este estudio resultaron ser muy similares a las de los concretos asfálticos utilizados en la construcción de los núcleos impermeables de algunas presas construidas recientemente y que se encuentran en funcionamiento presentando un desempeño adecuado [28], *i.e.*, el volumen de vacíos de aire  $V_a=1.7\%$ , es muy similar al que presentan las presas Xiabandi, Longtoush y Qiapuquhai, de  $V_a=0.9-2.3\%$ ; el grado de saturación de asfalto, definido por *VFA* presente en la mezcla de este estudio es de 88.1%, mientras que en las presas mencionadas fue de  $VFA=87.6-94.6\%$ ; finalmente, el volumen de vacíos en el agregado mineral *VMA*, resultó ser en todos los casos mayor a 13%, que es el valor recomendado por The Asphalt Institute [82] para garantizar una adecuada durabilidad en la mezcla.



### 3.3 Elaboración de especímenes de concreto asfáltico destinados a efectuar pruebas triaxiales tanto bajo carga monotónica como bajo carga cíclica.

Se elaboraron especímenes cilíndricos de concreto asfáltico utilizando las proporciones indicadas en la Tabla 3-12, mismos que fueron acondicionadas para probar su resistencia mecánica bajo carga monotónica, la respuesta ante carga cíclica y para evaluar los cambios del asfalto a nivel químico. Luego de superar la etapa del diseño de la mezcla se elaboraron 118 especímenes en los que, al igual que en la etapa de diseño, se fabricaron de 15 cm de diámetro por 20.6 cm de altura y se les extrajo un núcleo de 10 cm que luego se cortó a una altura de 20 cm.

En la Tabla 3-13 se presenta el número de especímenes elaborados y el destino de cada una de ellos.

**Tabla 3-13.** Número total de especímenes elaborados en la etapa experimental y su finalidad.

Periodo de acondicionamiento	Temp. (°C)	Confinamiento	Número de especímenes para ensayo bajo carga monotónica	Número de especímenes para ensayo en bajo carga cíclica	Número de especímenes para pruebas químicas	Número de especímenes por periodo
0 meses	5	c <sub>1</sub> =0.5 MPa c <sub>2</sub> =1.0 MPa c <sub>3</sub> =1.5 MPa	9	9	2	20
	15	c <sub>1</sub> =0.5 MPa c <sub>2</sub> =1.0 MPa c <sub>3</sub> =1.5 MPa				
	25	c <sub>1</sub> =0.5 MPa c <sub>2</sub> =1.0 MPa c <sub>3</sub> =1.5 MPa				
3 meses			9	9	2	20
6 meses			9	9	2	20
9 meses			9	9	2	20
12 meses			9	9	2	20
Especímenes secos			9	9		18
<b>Total de especímenes a ensayar</b>			<b>54</b>	<b>54</b>	<b>10</b>	<b>118</b>

### 3.4 Saturación y acondicionamiento de especímenes cilíndricos de concreto asfáltico.

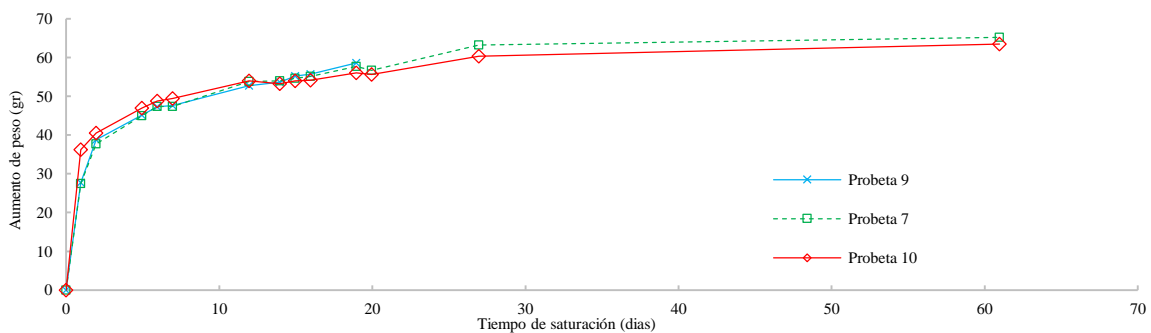
Para saturar los especímenes de concreto asfáltico se utilizaron cámaras de presión similares a las utilizadas comúnmente en pruebas de compresión triaxial. Dentro de estas se introdujeron los especímenes de concreto asfáltico de 10 cm de diámetro por 20 cm de altura

aproximadamente y se les aplicó un confinamiento de  $5 \text{ kg/cm}^2$ . En la Fig. 3-17 se presenta una fotografía de las cámaras mencionadas mientras se está llevando a cabo el proceso de saturación.



**Fig. 3-17.** Equipo de saturación conteniendo en su interior las especímenes cilíndricos de concreto asfáltico saturándose.

Con la finalidad de monitorear el proceso de saturación de los especímenes de concreto asfáltico estos fueron extraídos de las cámaras, enseguida se registró su masa y se devolvieron de nuevo a su interior. La Fig. 3-18 presenta el desarrollo del proceso de saturación de algunos especímenes de concreto asfáltico, el cual indica que a partir de los 30 días de inmersión la curva que muestra el incremento de la masa presenta un comportamiento asintótico.



**Fig. 3-18.** Registro del aumento de peso de los especímenes de concreto asfáltico sometidos a un confinamiento de  $5 \text{ kg/cm}^2$ .

Luego de mantener en el proceso de saturación mencionado durante 30 días, los especímenes de concreto asfáltico fueron retirados de las cámaras de saturación y se mantuvieron sumergidas en un depósito de agua sujeto a la presión atmosférica en espera de cumplir con

el tiempo programado para llevar a cabo las pruebas de compresión triaxial correspondientes, siendo estos periodos de 0, 3, 6, 9 y 12 meses.

Para verificar si durante el proceso de saturación el agua ingresó al centro del espécimen o si sólo se alojó en la periferia del mismo, mediante compresión diametral fueron fracturados algunos especímenes cilíndricos de concreto asfáltico acondicionados durante 30 días en las cámaras de saturación. Una vez que los especímenes se llevaron a la falla, se realizó una inspección visual para ver el avance de la humedad al interior.

En todos los casos se observó que toda la superficie del espécimen que quedó expuesta luego de la falla presentaba de manera clara una capa de agua, lo cual evidenció que durante el proceso de saturación esta ingresó a la porción central del material.

En la Fig. 3-19 se muestra un segmento de los dos que resultan luego de fracturar un espécimen mediante la aplicación de compresión diametral. La Fig. 3-19a muestra la apariencia húmeda del segmento inmediatamente después de llevar a cabo la fractura. Las Fig. 3-19b a 3-19d, muestran la evolución del secado por evaporación que se presenta en la superficie de la cara fracturada.

a



b



c



d



**Fig. 3-19.** Aspecto de los especímenes de concreto asfáltico después de la aplicación de compresión diametral.



### **3.5 Respuesta mecánica del concreto asfáltico ante carga monotónica.**

Con el propósito de obtener los parámetros necesarios para simular las etapas de construcción y llenado del embalse en la modelación numérica de presas con núcleo de concreto asfáltico es necesario llevar a cabo pruebas de compresión triaxial bajo carga monotónica, mismas que se efectuaron a especímenes cilíndricos de concreto asfáltico elaborados como se menciona en la etapa del diseño de la mezcla. Enseguida se hace una descripción detallada de la prueba, el equipo utilizado y se presentan los resultados obtenidos de estos ensayos.

#### **3.5.1 Descripción del equipo.**

El equipo triaxial utilizado en el desarrollo de las pruebas de compresión triaxial corresponde a la marca GCTS, modelo FSTX-100. Este equipo, mismo que se muestra en la Fig. 3-20, está compuesto por un sistema electro-hidráulico con actuador axial y servo control digital, con transductores de presión, carga, desplazamiento y cambio de volumen. Permite realizar ensayos estáticos y dinámicos a carga o desplazamiento controlado tipo UU (no consolidada-no drenada), CU (consolidada-no drenada) y CD (consolidada-drenada) con consolidación isótropa y anisótropa.

Cuenta con una cámara para presiones de confinamiento de hasta 70 MPa (10,000 psi) y un marco para aplicar carga axial de hasta 100 kN, en muestras de 36 a 114 mm de diámetro y una altura de dos veces el diámetro.



Fig. 3-20. Equipo para ensayos de compresión triaxial.

### 3.5.2 Procedimiento de la prueba.

Antes de la ejecución de las pruebas triaxiales se debió establecer las condiciones de prueba, principalmente la temperatura, el nivel de confinamiento y, dado que se decidió llevar a cabo estas pruebas a deformación controlada, la velocidad de deformación.

Con referencia a la temperatura, se sabe que el núcleo de concreto asfáltico, por su posición dentro de la presa, se encuentra protegido por el terraplén y las variaciones en la temperatura ambiental prácticamente no tienen efecto, es decir, la temperatura en el núcleo es prácticamente constante, alrededor de 5 °C para una presa localizada en un clima sub-ártico y 20 °C en un clima sub-tropical [45]. Por lo anterior, se establecieron las temperaturas de prueba en 5, 15 y 25 °C, con lo que se abarcan las temperaturas presentes en el núcleo de concreto asfáltico de la mayor parte de las presas de este tipo construidas en el mundo.

Por otra parte, los esfuerzos de confinamiento utilizados abarcan también un amplio rango de los esfuerzos normales estáticos presentes en este tipo de presas [87] y corresponden a 0.5, 1.0 y 1.5 MPa, en tanto que la velocidad de deformación aplicada se fijó en 0.2 %/min., restringiendo las deformaciones máximas a un 20 %, con el fin de proteger el sistema de enfriamiento del dispositivo de prueba el cual se encuentra situado alrededor de los especímenes de concreto asfáltico durante la etapa de ensayo y que a causa de la deformación lateral pudiera resultar dañado.

Contando ya con las condiciones de prueba, se procedió al montaje de los especímenes cilíndricos en la máquina de ensayos triaxiales, misma que aplica el confinamiento con aceite. Como se aprecia en la Fig. 3-21, a cada probeta de concreto asfáltico se le colocó una membrana de látex para evitar el ingreso de aceite así como la generación de presión de poro al interior de las mismas.



**Fig. 3-21.** Montaje de los especímenes de concreto asfáltico en la cámara triaxial.

Enseguida se cerró la cámara de acero y fue llenada con el aceite utilizado para aplicar el confinamiento. Una vez que la cámara se encontraba llena, se encendió el equipo para el control de temperatura y se acondicionó cada espécimen por un periodo de 10 horas. Transcurrido ya este periodo, se aplicó el confinamiento y enseguida se llevaron a la falla bajo las condiciones antes mencionadas.

### *3.5.3 Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica*

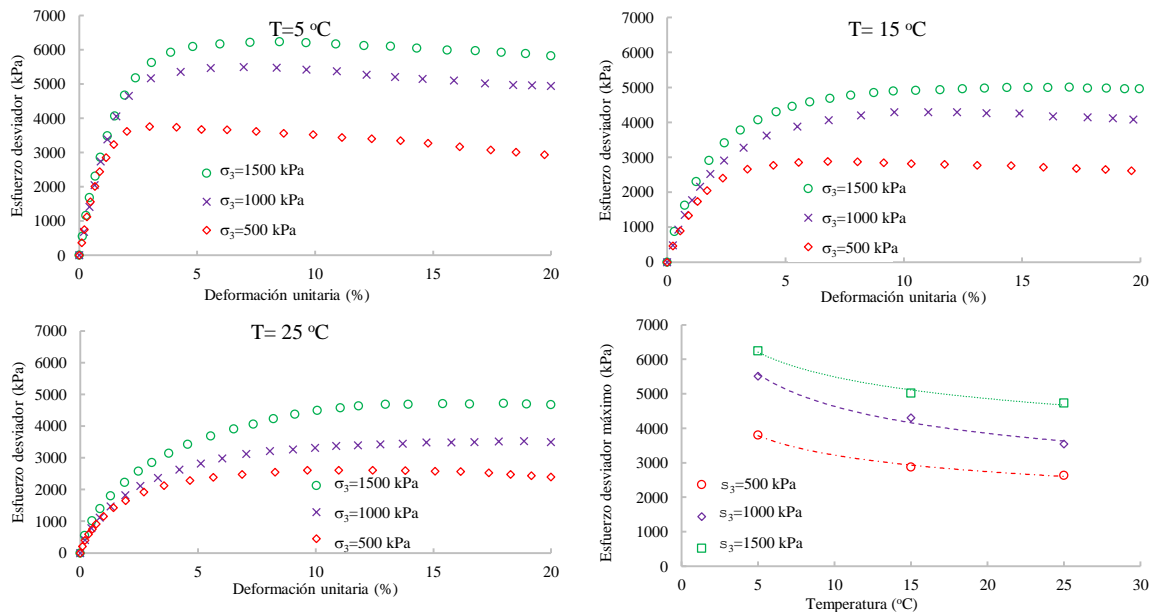
Se presentan enseguida en forma detallada los resultados de las pruebas de compresión triaxial bajo carga monotónica correspondientes al estado saturado inicial de los especímenes de concreto asfáltico, es decir, fueron ensayados inmediatamente luego de cumplir con el proceso de saturación (0 meses de contacto con el agua luego de la saturación). Los resultados de las pruebas correspondientes a 3, 6, 9 y 12 meses de contacto con el agua luego de la saturación se presentan en el anexo 1, así como los resultados de una serie de pruebas triaxiales hechas a especímenes en estado seco, elaborados de manera similar y ensayados bajo las mismas condiciones de confinamiento y temperatura.

Las gráficas esfuerzo-deformación producto de estas pruebas de laboratorio se muestran en la Fig. 3-22, mientras que los resultados se resumen en la Tabla 3-14.

**Tabla 3-14.** Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica de especímenes en estado saturado inicial.

ID. Especimen	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 1% de deformación (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 2% de deformación (MPa)	Esfuerzo desviador máximo (kPa)
100	5	0.5	264.8	179.8	3808.0
96	5	1.0	294.6	228.6	5514.2
94	5	1.5	306.8	239.6	6241.4
102	15	0.5	144.4	112.7	2881.0
101	15	1.0	170.8	133.1	4306.9
77	15	1.5	200.5	155.3	5017.8
97	25	0.5	116.0	85.1	2635.1
99	25	1.0	126.4	92.7	3546.6
98	25	1.5	154.2	114.9	4733.5

La respuesta mecánica observada en las gráficas muestra que el material exhibe un comportamiento dúctil, es decir, las curvas esfuerzo-deformación no presentan picos y como era de esperarse, el esfuerzo desviador máximo que resistió cada espécimen aumentó a medida que se utilizó un esfuerzo de confinamiento mayor.



**Fig. 3-22.** Graficas esfuerzo-deformación y esfuerzo desviador máximo para el estado saturados inicial.

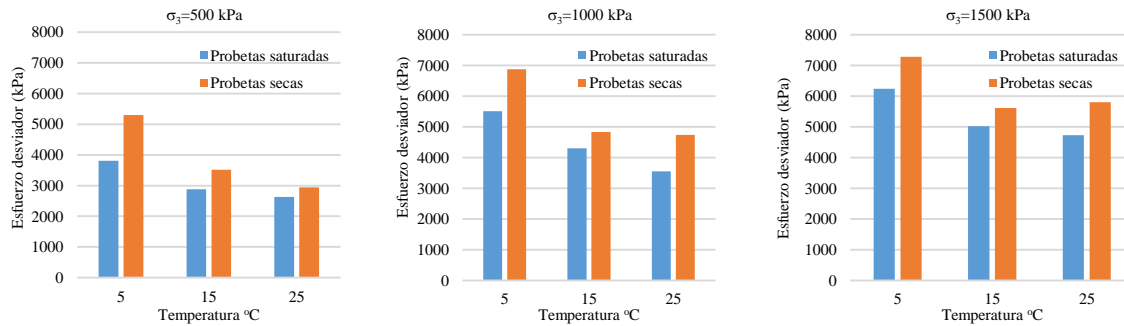
Al obtener el esfuerzo desviador máximo que presentó cada espécimen se observa que el rango de esfuerzos obtenido varía desde 2635 kPa correspondiente al menor de los esfuerzos de confinamiento y la mayor de las temperaturas, mientras que, por otro lado, el esfuerzo desviador mayor que se registró fue de 6241 kPa, el cual corresponde al mayor de los



confinamientos y menor temperatura. En términos generales se observa que el esfuerzo desviador máximo tiende a disminuir con la temperatura debido al comportamiento termo sensible del ligante asfáltico y tiende a aumentar con el confinamiento.

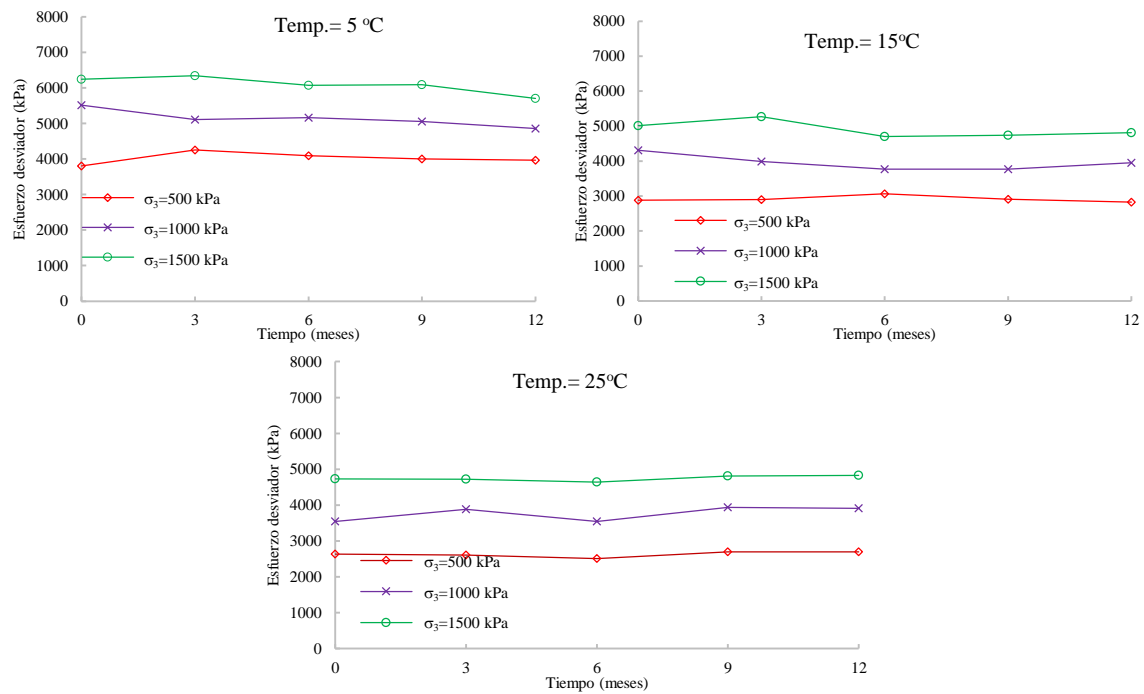
### 3.5.3.1 Influencia del agua en los resultados del esfuerzo desviador a la falla.

Al comparar los resultados obtenidos del esfuerzo desviador a la falla entre especímenes cilíndricos en estado saturado inicial y especímenes secos, se observa una disminución de la resistencia de en promedio 17%, del concreto asfáltico luego de someterse al proceso de saturación. Como puede verse en la Fig. 3-23, todos los especímenes secos ensayados bajo las condiciones de prueba mencionadas arrojan un valor de la resistencia mayor que sus similares en estado saturado inicial, lo que evidencia que el proceso de saturación causa un daño por humedad al concreto asfáltico.



**Fig. 3-23.** Comparativa en entre el esfuerzo desviador a la falla del concreto asfáltico seco y en estado saturado inicial.

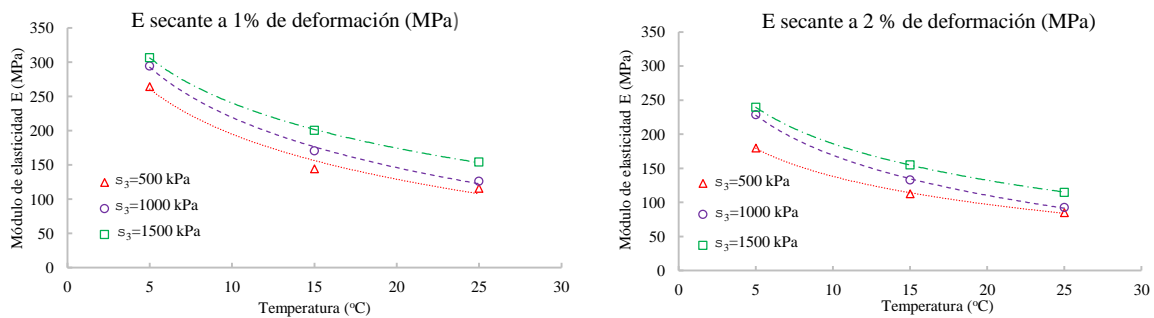
Por otra parte, como se observa en la Fig. 3-24, el contacto que el agua tiene al estar sumergido de manera prolongada por un periodo de hasta 12 meses, no causa efectos significativos en la resistencia del concreto asfáltico.



**Figura 3-24.** Esfuerzo desviador máximo con respecto al tiempo de contacto del agua con el concreto asfáltico luego de la saturación.

### 3.5.3.2 Módulo de elasticidad

De igual forma, se presentan en la Fig. 3-25 los módulos de elasticidad secante a 1% y 2% de deformación unitaria en los especímenes en estado saturado inicial, mostrando resultados que varían desde 85 MPa para una temperatura de 25 °C y hasta 240 MPa para 5 °C, ambos calculados para una deformación de 2%. Igualmente, para 1% de deformación unitaria, los resultados correspondientes son 116 MPa y 307 MPa para 25 °C y 5 °C, respectivamente.



**Fig. 3-25.** Módulos de elasticidad secante a 1 % y 2% de deformación unitaria axial para el estado saturado inicial.

En estas gráficas se puede observar que la temperatura de ensayo tiene una influencia sensible en este parámetro, particularmente, puede observarse que a medida que la temperatura de ensayo es superior, el módulo de elasticidad tiende a disminuir. En todos los casos, los

valores de este parámetro calculado para una deformación de 1 %, resultaron ser superiores a los correspondientes a 2 %. La diferencia entre ambos módulos es del orden de 33 % aproximadamente.

Por otra parte, la saturación del concreto asfáltico causa un cambio evidente en el módulo de elasticidad. Como puede observarse en la Fig. 3-26, los resultados del módulo de elasticidad secante a 1% de deformación unitaria de los especímenes en estado saturado inicial resultaron ser, en todos los casos, inferiores a los obtenidos de los especímenes secos, lo que evidencia que la rigidez del concreto asfáltico en estado saturado inicial es menor que en condición seca en promedio un 31 %.

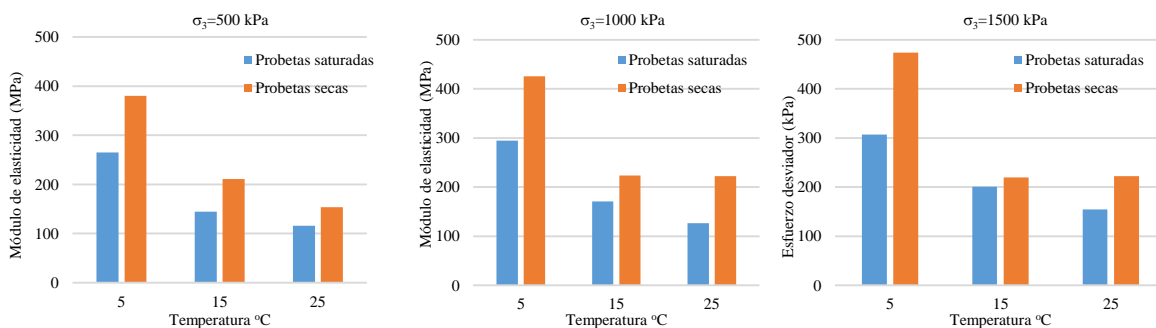


Fig. 3-26. Comparativa en entre el módulo de elasticidad secante a 1% de deformación unitaria del concreto asfáltico seco y en estado saturado inicial.

Con respecto al módulo de elasticidad, el contacto prolongado del concreto asfáltico con agua, al igual que en la resistencia triaxial, no causó un efecto evidente a lo largo del periodo estudiado, lo que puede observarse en las Fig. 3-27 y 3-28, en las que se muestran las gráficas de este parámetro obtenido de manera secante a 1% y 2% de deformación unitaria axial, respectivamente.

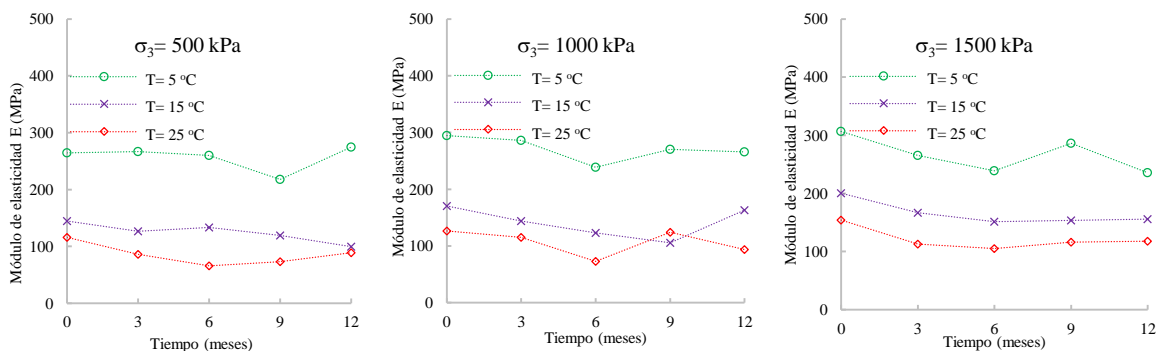
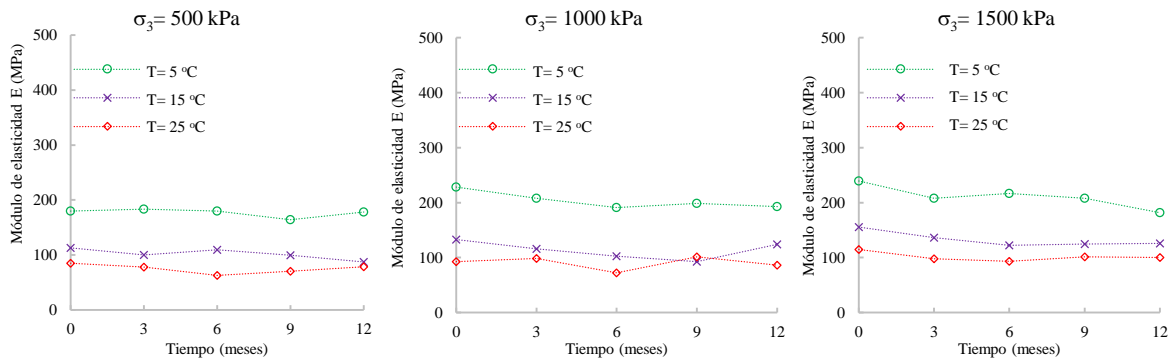


Fig. 3-27. Módulos de elasticidad secante a 1 % de deformación unitaria axial correspondiente a especímenes en estado saturado inicial.



**Fig. 3-28.** Módulos de elasticidad secante a 2 % de deformación unitaria axial correspondiente a especímenes en estado saturado inicial.

### 3.5.3.3 *Análisis Mohr-Coulomb.*

Tal como se muestra en la Fig. 3-29, los resultados de pruebas triaxiales bajo carga monótonica de los especímenes en estado saturado inicial fueron graficados en un diagrama de Mohr, esto es, en un plano donde el esfuerzo cortante está en función del esfuerzo normal. Las líneas de falla se ajustaron a una recta y de esta manera, se obtuvieron los valores de cohesión y ángulo de fricción interna para las diferentes condiciones de temperatura evaluadas. Puede observarse que los valores de la cohesión varían desde 450 kPa a 760 kPa, y tienden a disminuir con el aumento de la temperatura, lo cual es atribuible a la naturaleza termosensible del ligante asfáltico. Cabe mencionar que si bien la cohesión del concreto asfáltico la proporciona en gran parte asfalto, la porción fina del agregado juega un papel fundamental en dicho parámetro. Puede observarse, también, que el ángulo de fricción interna presenta una tendencia prácticamente constante ( $30.5^\circ$  a  $33.4^\circ$ ) para las condiciones de temperatura evaluadas, lo cual era de esperarse debido a que la resistencia del agregado no es sensible a cambios térmicos.

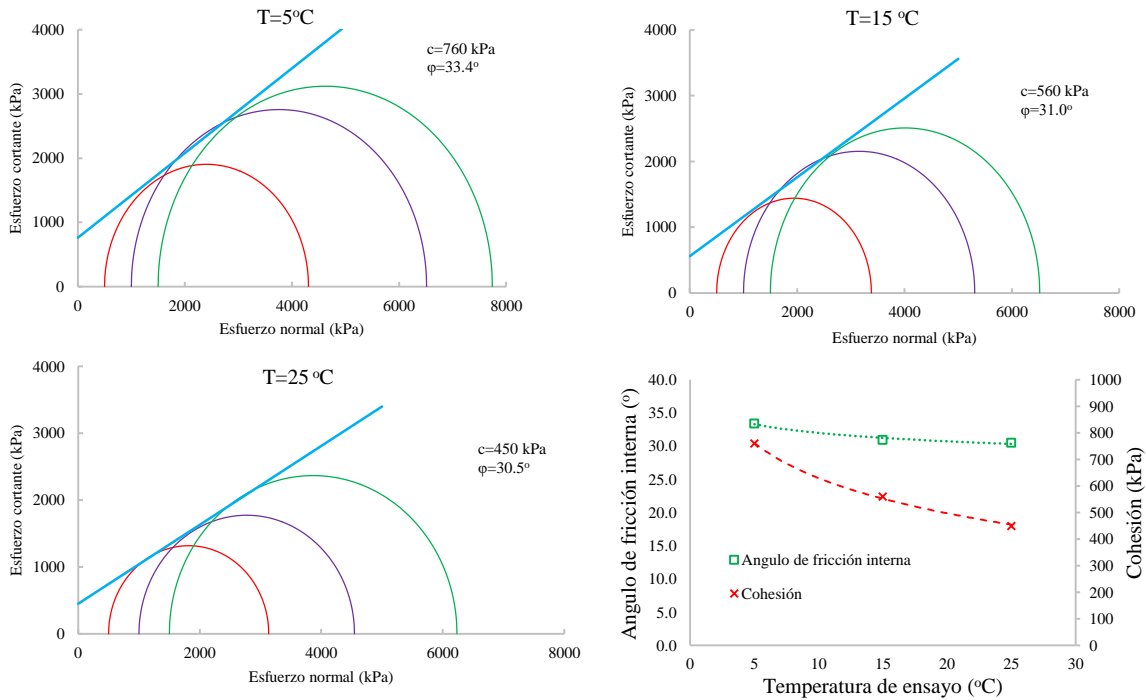


Fig. 3-29. Círculos de Mohr, ángulo de fricción interna y cohesión para el estado saturado inicial.

Al comparar los resultados del parámetro de la cohesión entre los especímenes de concreto asfáltico en condición seca y en estado saturado inicial, puede observarse en la Fig. 3-30 que, en general, este parámetro es mayor en los especímenes en estado seco que en estado saturado inicial. Por su parte, el ángulo de fricción interna no presentó un cambio evidente por efecto la saturación.

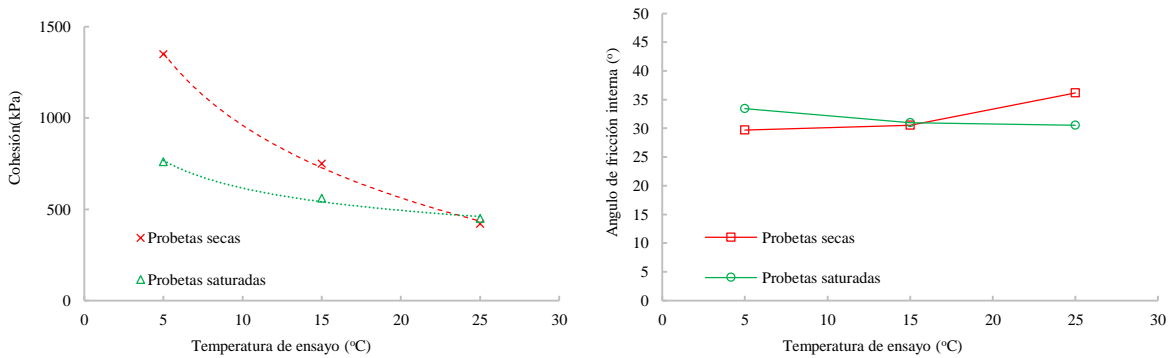
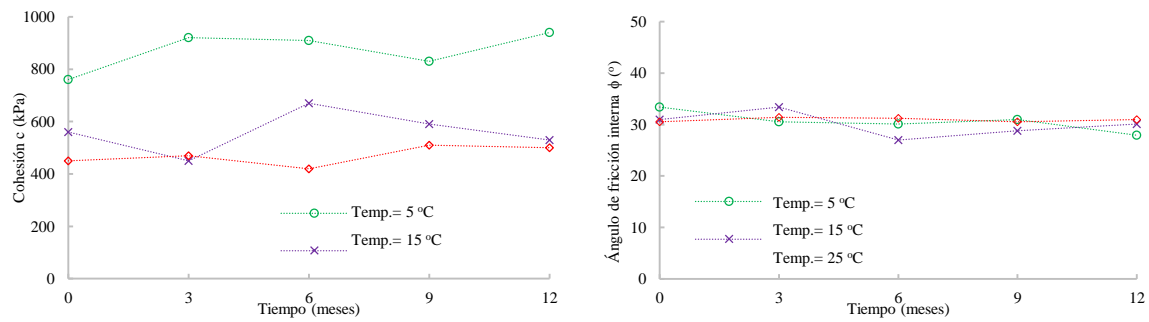


Figura 3-30. Comparativa en entre la cohesión y el ángulo de fricción interna del concreto asfáltico seco y en estado saturado inicial.

Producto del contacto prolongado con el agua, ni la cohesión ni el ángulo de fricción interna presentan cambios significativos para el periodo de inmersión de 12 meses (ver Fig. 3-31).



**Figura 3-31.** Gráfica que muestra la evolución de la cohesión y el ángulo de fricción interna en función del tiempo de inmersión en agua.

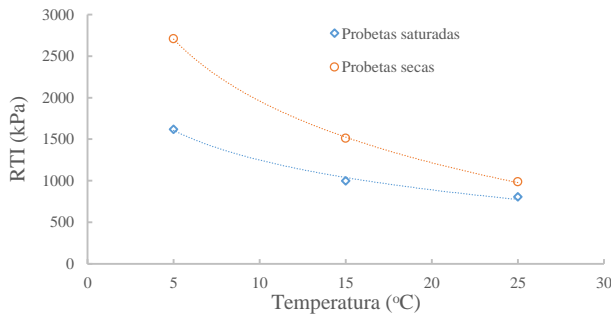
#### 3.5.3.4 Evaluación del daño por humedad mediante pruebas de RTI.

El fenómeno de daño por humedad en el concreto asfáltico se encuentra estudiado de una manera bastante amplia en el ámbito de las carreteras, sin embargo, para estructuras hidráulicas no cuenta con un estado del arte tan amplio. En carreteras, se utiliza la relación de resistencias a la tensión indirecta (*TSR*) para determinar si una mezcla es susceptible al daño por humedad (ASTM D4867) y está establecido un umbral mínimo de  $TSR=80\%$  para considerar que una mezcla no es susceptible al daño por humedad, esto es, un 20 % como máximo valor de la pérdida de resistencia entre el concreto asfáltico antes y después de ser sometido a un mecanismo de daño por humedad [22].

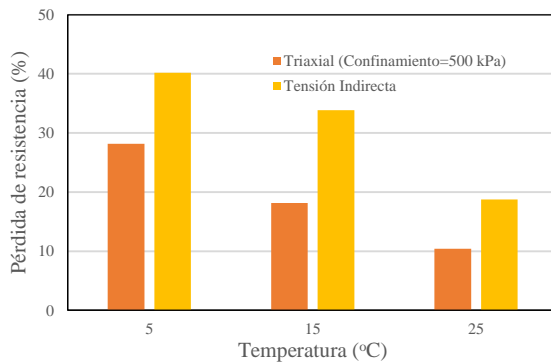
Dado que los resultados obtenidos de las pruebas de compresión triaxial muestran una disminución de la resistencia que llegó hasta alcanzar un valor de hasta 28% entre especímenes en estado saturado inicial y seco, se llevaron a cabo ensayos de resistencia a la tensión indirecta a especímenes antes y después de ser acondicionados. Lo anterior para verificar si efectivamente el daño por humedad es alto o simplemente estos valores son influenciados porque el tipo de prueba para medir la pérdida de resistencia es importante en la determinación dicha relación.

En la Fig. 3-32 se presentan los resultados de las pruebas de *RTI* para especímenes secos y en estado saturado inicial. Al hacer la comparación de la pérdida de resistencia por efecto de la saturación utilizando pruebas de compresión triaxial con un confinamiento de 500 kPa y pruebas de tensión indirecta, pudo observarse que la pérdida de resistencia obtenida mediante tensión indirecta resultó notablemente mayor (ver Fig. 3-33). Es importante señalar que el procedimiento de saturación utilizado en este estudio lleva a los especímenes a un nivel de saturación cercano al 100% y la norma ASTM D 4867, utilizada para cuantificar la susceptibilidad al daño por humedad mediante la relación de resistencia a la tensión indirecta (Tensile strength Ratio, *TSR*) en especímenes de concreto asfáltico establece que, si durante la etapa de saturación se supera un nivel de 80% se considera que los especímenes ya

sufrieron daño por humedad y debe descartarse la prueba. Aun así, debe notarse que la pérdida de resistencia tiende a disminuir conforme se utilizan temperaturas de prueba mayores, independientemente del tipo de prueba utilizada y a 25 °C, que es la temperatura de prueba establecida por la norma ASTM D 4867, la pérdida de resistencia resulta inferior al 20% y bajo este criterio se debe considerar una mezcla poco susceptible al daño por humedad.



**Fig. 3-32.** Resistencia a la tensión indirecta en especímenes secos y en estado saturado inicial.



**Fig. 3-33.** Daño por humedad mediante pruebas de compresión triaxial y tensión indirecta.

## 3.6 Respuesta mecánica del concreto asfáltico ante carga cíclica

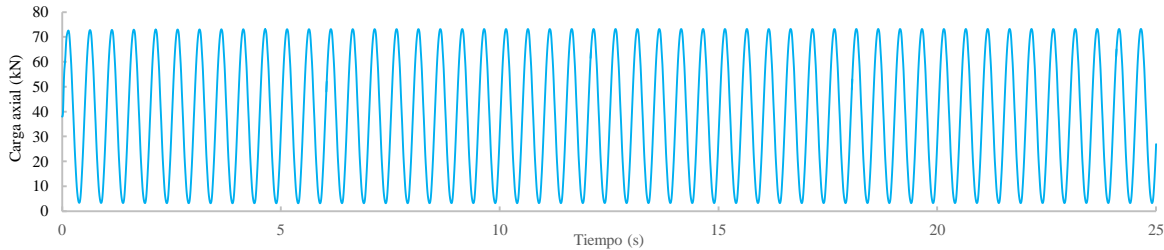
### 3.6.1 Procedimiento de la prueba

La geometría de los especímenes utilizados en la evaluación de la respuesta dinámica del concreto asfáltico bajo condiciones de carga cíclica utilizadas en esta investigación, así como el proceso de montaje, las presiones de confinamiento y las temperaturas utilizadas fueron similares a lo establecido anteriormente en los especímenes de compresión triaxial bajo carga monotónica. Sin embargo, para estos ensayos hubo que definir algunas variables distintas.

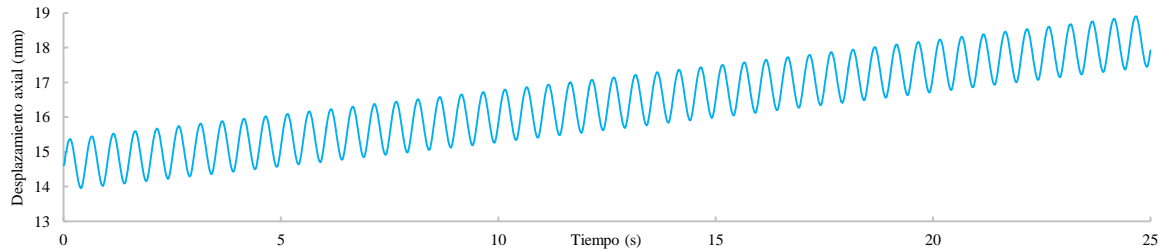
Las pruebas se desarrollaron bajo carga controlada, misma que describe una onda senoidal similar a la mostrada en la Fig. 3-34, misma que corresponde solo una de las amplitudes de

carga utilizadas. En el desarrollo de estas pruebas se utilizaron amplitudes de carga desde 15 kN y hasta 70 kN, límite en el que el equipo opera de forma segura, con una diferencia de 5 kN en cada incremento.

La frecuencia utilizada fue de 2 Hz, misma que de acuerdo a Feizi-Khankandi, *et al.* [14] representa la frecuencia en la que se libera la mayor energía sísmica en una presa típica de 60 m de altura y el número de ciclos para cada una de las cargas aplicadas fue de 50, que de acuerdo a Kramer [88] corresponde aproximadamente a la carga inducida por un sismo de magnitud 7.5 en la escala de Richter. Para cada una de las amplitudes de carga aplicadas, se obtuvieron los registros de desplazamientos axiales del espécimen, tal como se ilustra en la Fig. 3-35.



**Fig. 3-34.** Esquema de aplicación de carga correspondiente a la amplitud de 70 kN



**Fig. 3-35.** Desplazamiento registrado como respuesta a la aplicación de la onda de carga con amplitud de 70 kN

### 3.6.2 Resultados de las pruebas de compresión triaxial bajo carga cíclica.

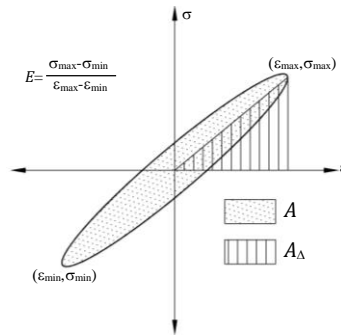
Adicionalmente, con los valores de esfuerzo y deformación axial registrados, se graficaron los lazos de histéresis de cada uno de los ciclos y posteriormente se promedió la pendiente que tienen los puntos extremos de los últimos 5 ciclos de cada incremento de carga, misma que se define como el módulo de elasticidad cíclico. Con base en los valores del módulo de elasticidad y la deformación axial representativas de cada condición de esfuerzo cíclico aplicado, se calcularon los módulos de rigidez cortante  $G$ , deformaciones angulares y amortiguamiento mediante las Ec. 3-8 a 3-10, en las que  $E$  es el módulo de Young definido como la pendiente entre los puntos extremos del lazo de histéresis y  $\nu$  la relación de Poisson.



$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Ec. 3-8}$$

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{A_{\Delta}}{A} \times 100 \quad \text{Ec. 3-9}$$

Para el cálculo del amortiguamiento  $D$ , dado en %, se utilizó la Fig. 3-36, donde  $A$  es la energía de amortiguamiento del ciclo de carga definida por el área del lazo de histéresis y  $A_{\Delta}$  es la energía elástica equivalente determinada por el área del triángulo mostrado en dicha figura. Finalmente, para obtener las deformaciones angulares  $\gamma$  a partir de las deformaciones axiales  $\varepsilon_a$ , se utilizó la bien conocida Ec. 3-10.



**Fig. 3-36.** Lazo de histéresis para el cálculo del amortiguamiento

$$\gamma = (1 + \nu)\varepsilon_a \quad \text{Ec. 3-10}$$

Luego de calcular el valor del módulo de rigidez cortante y el amortiguamiento  $D$  para cada uno de los niveles de esfuerzo evaluados, estos fueron graficados en función de la deformación angular  $\gamma$ . En la Fig. 3-37 se presentan estas gráficas para las tres temperaturas y niveles de confinamiento utilizados con especímenes en estado saturado inicial y los resultados correspondientes a 3, 6, 9 y 12 meses de exposición al agua se presentan en el anexo 2. En dichas gráficas se aprecia que el módulo  $G$  y el amortiguamiento permanecen constantes, para valores de la deformación angular menores a 0.9, 0.7 y 0.5% para las temperaturas de 5, 15 y 25 °C, respectivamente. A partir de estos valores de deformación angular la rigidez del material comienza a degradarse y por lo tanto el amortiguamiento tiende a aumentar.

Tal como se observa en la Fig. 3-38 y en la Tabla 3-15, los valores de  $G_{max}$  disminuyen conforme aumenta la temperatura de ensayo, los valores mayores se presentan en las pruebas realizadas a 5 °C, donde se registraron módulos  $G_{max}$  con valores entre 459 y 464 MPa; para la temperatura intermedia de 15 °C,  $G_{max}$  resulta ser de entre 389 y 431 MPa; finalmente, para la temperatura de 25 °C, los valores obtenidos de este parámetro variaron entre 320 y 353 MPa.

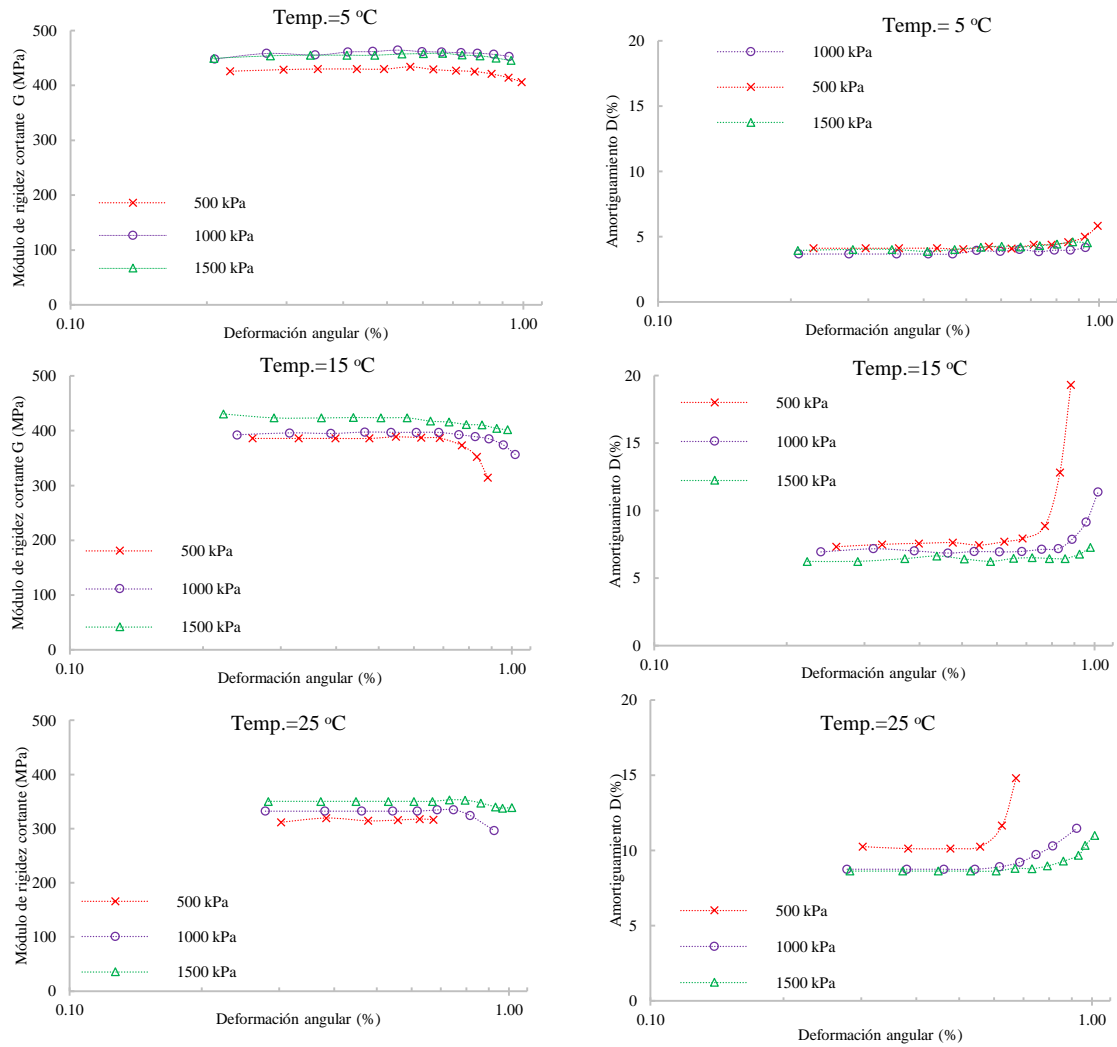


Fig. 3-37. Módulo de rigidez cortante  $G$  y amortiguamiento  $D$  como función de la deformación unitaria angular (estado saturado inicial).

Por otra parte, el amortiguamiento mínimo  $D_{min}$  que presenta el concreto asfáltico tiene una tendencia creciente conforme se aumenta la temperatura de ensayo, para 5 °C se registraron los valores más pequeños, entre 3.7 y 3.9 %, mientras que los valores mayores se registraron a 25 °C, quedando estos entre 8.6 y 10.1%.

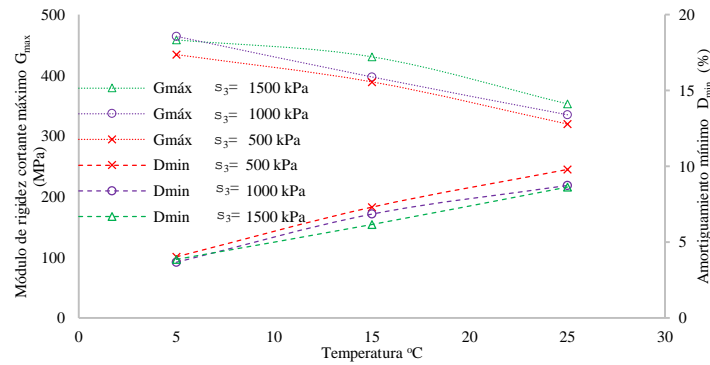


Fig. 3-38. Variación del módulo de rigidez cortante máximo  $G_{max}$  y del amortiguamiento mínimo  $D_{min}$  en función de la temperatura de ensayo (estado saturado inicial).

Tabla 3-15. Resultados de las pruebas triaxiales cíclicas a especímenes en estado saturado inicial.

ID. Especimen	Temperatura (°C)	Confinamiento (MPa)	$G_{max}$ (MPa)	$D_{min}$ (%)
103	5	1.0	464	3.7
104	5	0.5	434	4.0
105	5	1.5	459	3.9
106	15	0.5	389	7.3
107	15	1.0	397	6.9
108	15	1.5	431	6.2
109	25	0.5	320	10.1
110	25	1.0	335	8.7
111	25	1.5	353	8.6

### 3.6.2.1 Efecto de la exposición prolongada con el agua en la respuesta dinámica del concreto asfáltico

Luego de llevar a cabo los ensayos de resistencia triaxial cíclica en los especímenes cilíndricos de concreto asfáltico saturado y posteriormente sumergido en agua de manera prolongada, se registró el módulo de rigidez cortante máximo y el amortiguamiento mínimo para cada uno de los periodos de exposición al agua, es decir, 0, 3, 6, 9 y 12 meses luego de considerarse saturados. Estos resultados se muestran en la Fig. 3-39 y Fig. 3-40, en los que la tendencia que se observa indica que el material mantiene sus características mecánicas ( $G_{max}$  y  $D_{min}$ ) durante todo el periodo que permaneció en contacto con el agua. Es importante mencionar que los umbrales de deformación angular para los cuales se mantiene constante el módulo de rigidez cortante y el amortiguamiento (0.9, 0.7 y 0.5% para las temperaturas de 5, 15 y 25 °C, respectivamente) permanecen aproximadamente constantes para todos los periodos de exposición al agua (0, 3, 6, 9 y 12 meses).

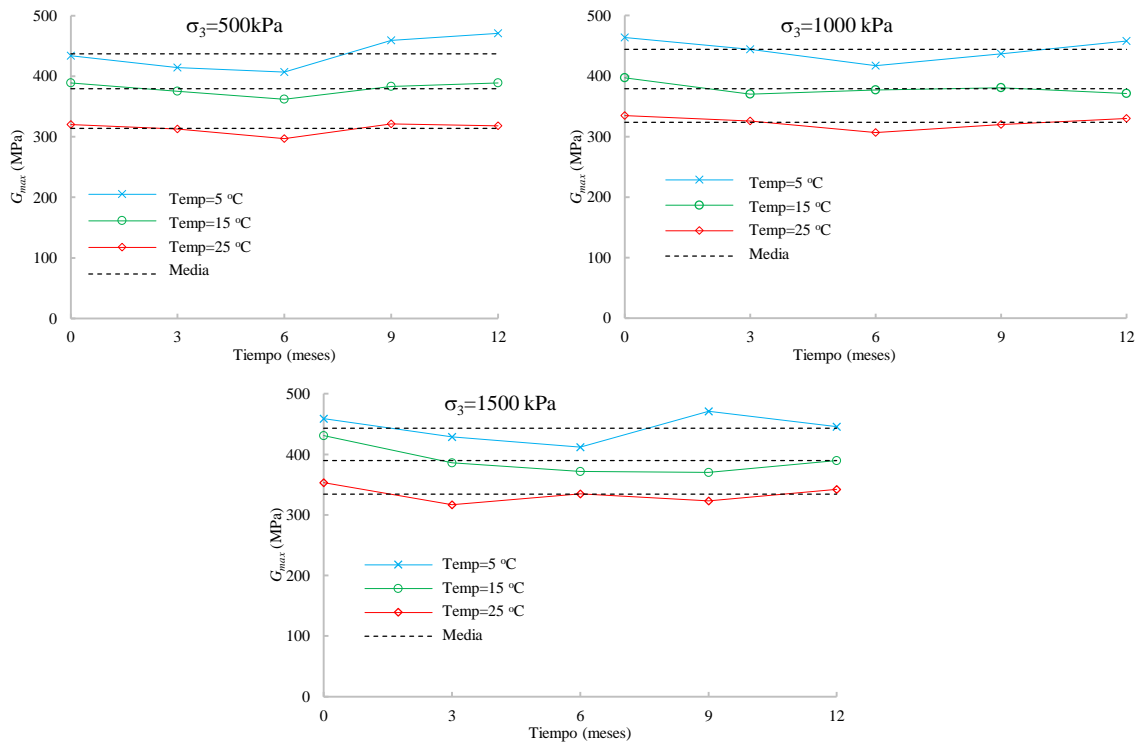


Fig. 3-39. Módulo de rigidez máximo ( $G_{max}$ ) en función del tiempo de exposición al agua

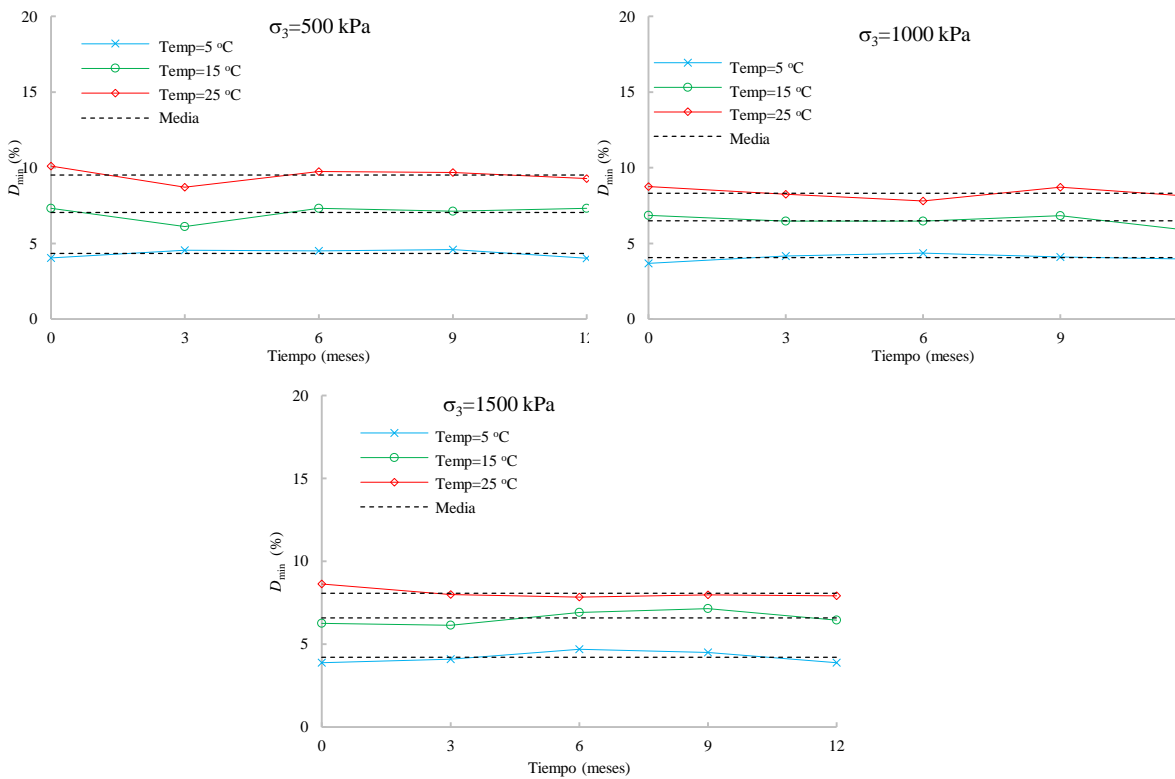
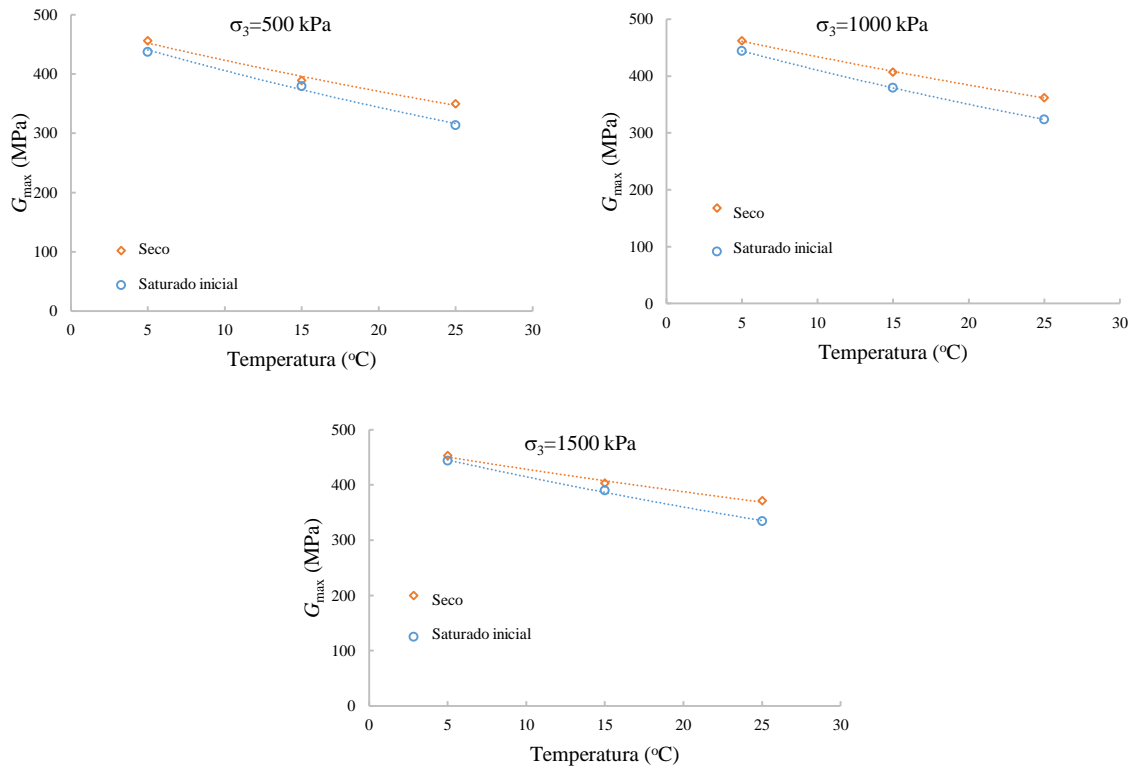


Fig. 3-40. Amortiguamiento ( $D_{min}$ ) en función del tiempo de exposición al agua.

### 3.6.2.2 Efecto de la saturación en la respuesta dinámica del concreto asfáltico.

Al comparar los resultados de los parámetros dinámicos obtenidos de probetas de concreto asfáltico secas y en estado saturado inicial, se observa que la rigidez de las probetas secas es claramente mayor que la rigidez de las probetas saturadas. Particularmente, como se observa en la Fig. 3-41, el módulo de rigidez cortante ( $G$ ) de las probetas en condición seca es superior al registrado de probetas saturadas un 6.5 % en promedio.



**Fig. 3-41.** Módulo de rigidez máximo ( $G_{max}$ ) para especímenes secos y en estado saturado inicial.

Por otra parte, al comparar los resultados del amortiguamiento mínimo ( $D_{min}$ ) entre especímenes secos y saturados, se registran valores menores de este parámetro en las probetas en estado seco por un valor de 16.1 % en promedio con respecto a los especímenes en estado saturado inicial. Estos datos se muestran de manera gráfica en la Fig. 3-42.

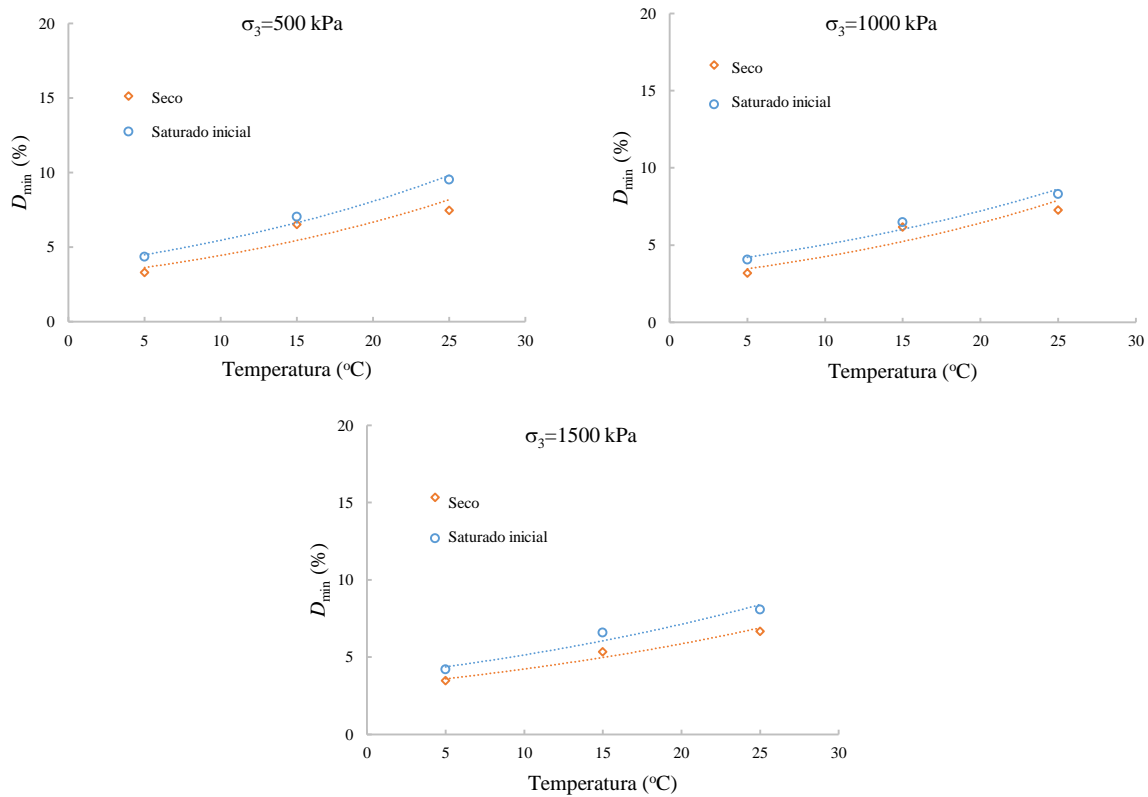


Fig. 3-42. Amortiguamiento mínimo ( $D_{min}$ ) para especímenes secos y en estado saturado inicial

### 3.7 Evolución fisicoquímica del asfalto por efecto del contacto prolongado con el agua

Enseguida presenta la etapa del trabajo correspondiente a la evaluación de los efectos que el agua tiene sobre el ligante asfáltico al estar en contacto prolongado con el concreto asfáltico. Para ello se llevó a cabo un extenso trabajo dividido en varias etapas que incluyen la extracción de las muestras de asfalto desde los cilindros de concreto asfáltico, pruebas de determinación de fracciones de saturados, aromáticos, resinas y asfaltenos, análisis infrarrojos y pruebas de reología

#### 3.7.1 Procedimiento de extracción del asfalto de los especímenes cilíndricos.

Luego de someter los especímenes al acondicionamiento anteriormente descrito, se buscó extraerlo para realizarle distintas pruebas de caracterización química y mecánica, particularmente análisis de FT-IR, SARA y reología.

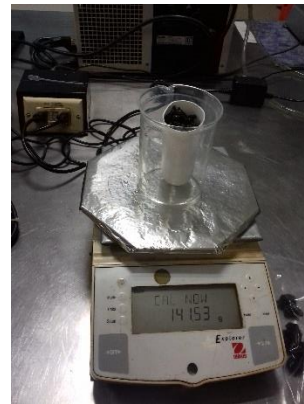
A continuación se describe el procedimiento utilizado para extraer las muestras de cemento asfáltico utilizado en esta investigación:

- Calentamiento de los especímenes de concreto asfáltico a 100 °C durante dos horas, con el fin de disgregarlos hasta alcanzar el estado que se aprecia en la Fig. 3-43.



**Fig. 3-43.** Disgregado de los cilindros de concreto asfáltico durante dos horas a 100 °C

- Obtención de una muestra de mezcla asfáltica de aproximadamente 140 gramos mediante cuarteos sucesivos, como se observa en la Fig. 3-44.



**Fig. 3-44.** Obtención de una muestra representativa mediante cuarteos sucesivos

Luego de obtener la muestra representativa de mezcla asfáltica se procedió a separar el ligante del agregado pétreo, para ello se utilizaron dos técnicas que se describen enseguida, estas son, la extracción del cemento asfáltico utilizando equipo Soxhlet y el evaporador rotatorio.

Para extraer el asfalto de una mezcla, es necesaria la utilización de algún solvente que garantice que los cambios en sus propiedades luego de la extracción se minimicen, entre los más utilizados destacan el tricloroetileno y el cloruro de metileno. Sin embargo, dado que se

ha demostrado que dichos compuestos son cancerígenos [89] el uso ha sido reemplazado por tolueno. Por otra parte, es necesario un mecanismo en el que se recicle el solvente utilizado en la extracción del cemento asfáltico, siendo el de mayor uso el extractor Soxhlet, el cual, de acuerdo a Andraos [90], fue propuesto por el químico agrónomo Franz Ritter Von Soxhlet para la determinación de la cantidad de grasa presente en la leche. En la Fig. 3-45 se presenta un esquema de este dispositivo.

La extracción Soxhlet incluye las siguientes etapas:

- Colocación del solvente en un matraz, en el que la cantidad añadida debe ser suficiente para garantizar que el nivel del solvente sobrepase la parte superior del sifón y que dicho recipiente, mismo que se coloca en la parte inferior del dispositivo, no se seque, lo que podría provocar envejecimiento por calentamiento en el asfalto presente en la solución.
- Ebullición, evaporación y, mediante un condensador de reflujo, condensación del solvente. Cabe mencionar que la temperatura utilizada para evaporar el solvente es de  $140 \pm 3$  °C.
- Recolección del líquido producto de la condensación en un recipiente que contiene un filtro con la muestra de concreto asfáltico en su interior.
- Ascenso del nivel de solvente hasta un punto en el que se produce reflujo y se obtiene el material extraído en el matraz.
- Se repite el proceso de manera reiterada hasta que se note que este no tiene un efecto significativo en el lavado de la muestra.

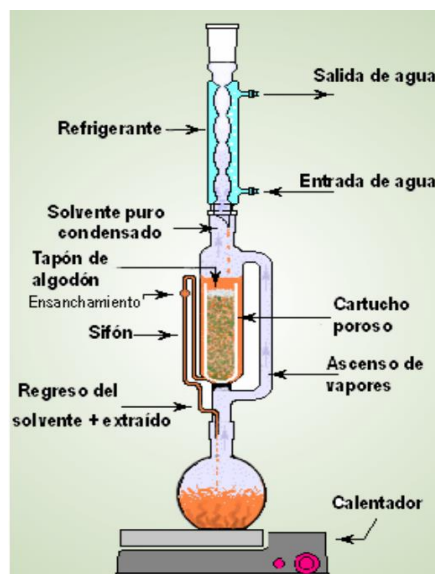


Fig. 3-45. Bosquejo general del equipo Soxhlet, utilizado para extraer el ligante asfáltico de una mezcla



### 3.7.2 Separación del solvente y el cemento asfáltico mediante evaporador rotatorio.

Luego de separar el cemento asfáltico utilizando el solvente, es necesario evaporarlo hasta que el remanente sea solo el ligante que originalmente estaba contenido en la mezcla. La norma ASTM D 5404 describe el equipo y el procedimiento utilizados para la evaporación del solvente conocido como evaporador rotatorio. El procedimiento utilizado en este método indica que debe calentarse un baño maría de aceite a una temperatura de  $140 \pm 3$  °C, haciendo circular agua a través del condensador. Debe aplicarse una presión de vacío de  $5.3 \pm 0.7$  kPa debajo de la presión atmosférica y añadir, aproximadamente, 600 ml de la solución que contiene al cemento asfáltico. Hacer rotar el frasco de destilación a aproximadamente 40 rpm dentro del baño de aceite, cuando no se observe condensación, debe sumergirse el matraz hasta su máxima profundidad de inmersión y debe aplicarse un vacío de  $80 \pm 0.7$  kPa debajo de la presión atmosférica durante 15 min. De esta manera, en los matraces del equipo del cual se muestra una imagen en la Fig. 3-46, quedan separadas las fases correspondientes al solvente y al cemento asfáltico.



Fig. 3-46. Evaporador rotatorio

### 3.7.3 Obtención de las fracciones de saturados, aromáticos, resinas y asfaltenos (SARA).

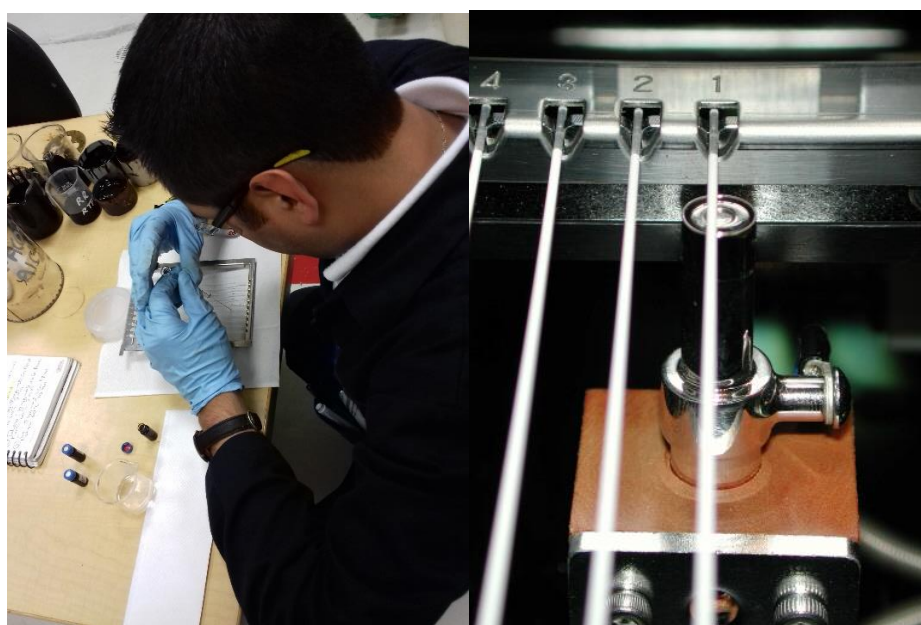
Para determinar las fracciones de saturados, aromáticos, resinas y asfaltenos del asfalto recuperado luego de ser sometido al contacto con el agua por un periodo de hasta 12 meses, se utilizó la técnica de cromatografía de película delgada (Thin layer chromatography TLC) acoplada a un método de detección conocido como detector de ionización de flama (flame ionization detector, FID).

El equipo utilizado para llevar a cabo este análisis es el denominado IATROSCAN MK6, del cual aparece una fotografía en la Fig. 3-47. En esta prueba se coloca una pequeña muestra en una varilla de cuarzo revestida con una fina capa de sílice o alúmina denominada

Chromarod<sup>®</sup>, en la que se separa la muestra y se barre con el detector de ionización de flama tal y como se muestra en la Fig. 3-48.



**Fig. 3-47.** Equipo IATROSCAN MK-6s<sup>®</sup>, utilizado para determinar las fracciones SARA del asfalto.

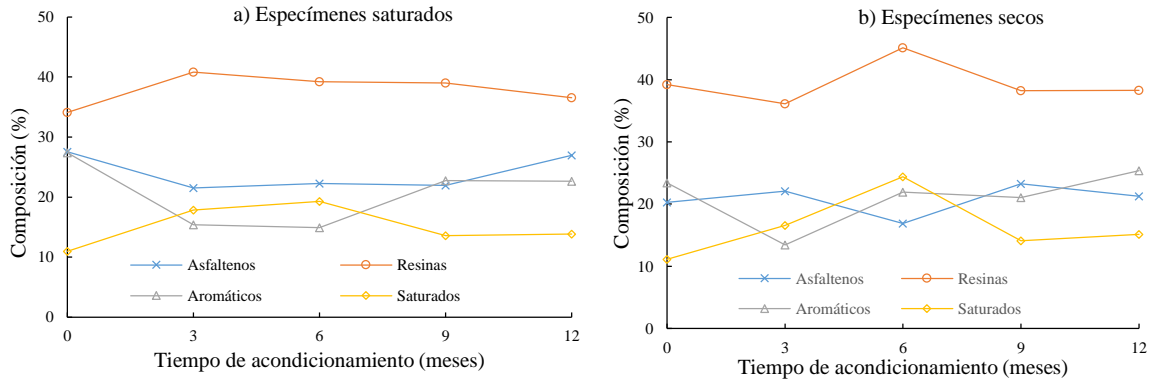


**Fig. 3-48.** Detector de ionización por flama y Cromarod<sup>®</sup>.

Luego de colocar la muestra de asfalto en los Chromarods y llevada a cabo la separación, el sujetador es colocado en el IATROSCAN y los Chromarods son barridos por la llama de hidrógeno acoplada al detector de ionización por flama, el cual detecta una señal analógica que es enviada a la computadora para ser procesada por el software.

Se llevó a cabo análisis SARA en especímenes que fueron sometidos al proceso exposición al agua luego de la saturación por periodos de hasta 12 meses, en la Fig. 3-49 se presentan los resultados del contenido de cada una de las fracciones de saturados, aromáticos, resinas

y asfaltenos tanto para los especímenes que permanecieron saturados como para especímenes que no se sometieron al proceso de saturación y exposición al agua pero permanecieron el mismo periodo de tiempo en espera de ser probados (especímenes secos).



**Fig. 3-49.** Fracciones SARA para del asfalto extraído de especímenes sumergidos 0,3, 6, 9 y 12 meses bajo el agua luego del proceso de saturación, así como aquellos que permanecieron el mismo periodo secos.

Al hacer una comparación entre las gráficas de las fracciones SARA en muestras acondicionadas y muestras secas, no se observa un comportamiento que sugiera que el periodo que los especímenes permanecieron sumergidos en agua haya tenido un efecto en dichas fracciones, es decir, en ambos casos el nivel de saturados fue de entre 11% y 24%; el de aromáticos de entre 13% y 25%; el de resinas de entre 34% y 45% y el de asfaltenos de entre 17% y 27%.

### 3.7.4 Caracterización del asfalto original mediante FT-IR.

Para obtener los espectros FT-IR del asfalto original, acondicionado bajo el agua y envejecido artificialmente en RTFO y PAV, se utilizó el equipo NICOLET 6700 del Laboratorio de Ingeniería Ambiental del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, del cual aparece una fotografía en la Fig. 3-50.

La muestra se colocó sin diluir, directamente sobre el cristal que hace incidir el rayo sobre esta mientras el equipo fue programado para hacer 32 barridos por prueba.

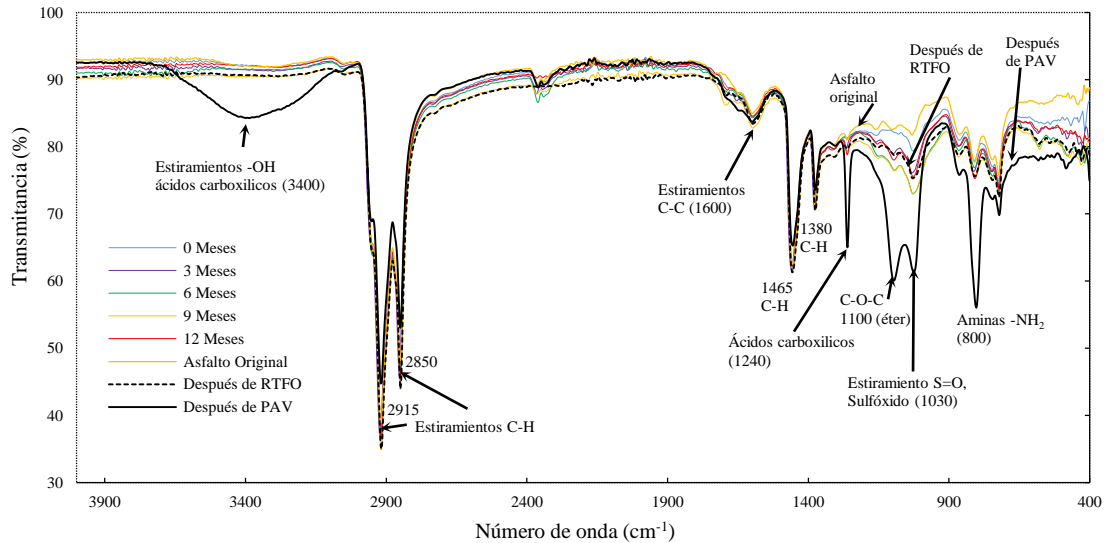


Fig. 3-50. Equipo NICOLET 6700 para efectuar análisis FT-IR.

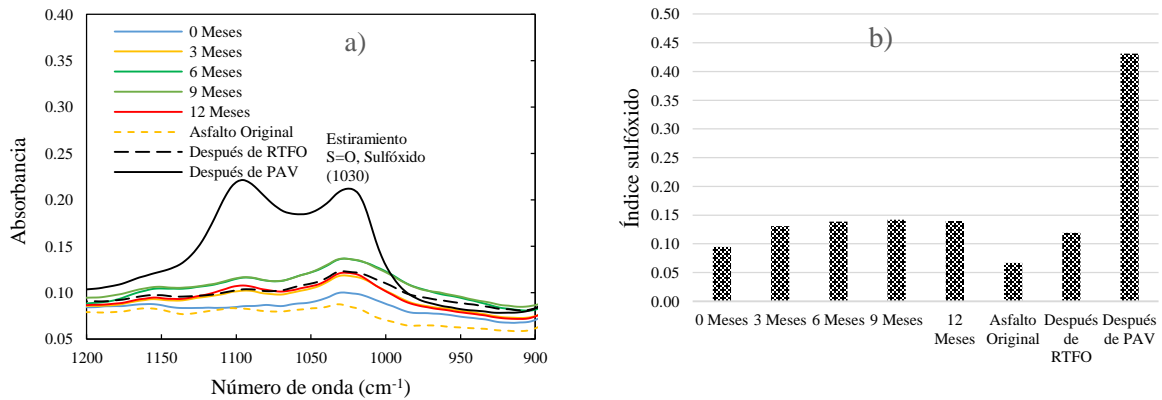
Se realizó análisis FT-IR al asfalto original, acondicionado en agua hasta 12 meses y extraído mediante equipo Soxhlet. Adicionalmente, se llevó a cabo dicho análisis para el asfalto envejecido en RTFO para simular el proceso de elaboración y colocación (envejecimiento a corto plazo). Al no tener una prueba de laboratorio calibrada para simular el envejecimiento del asfalto a largo plazo provocado por el agua, se utilizó el envejecimiento PAV para obtener el espectro IR de un asfalto envejecido. Es importante señalar que el envejecimiento PAV es una prueba utilizada en carreteras y solo se usa como referencia, no es aplicable al envejecimiento del asfalto con fines hidráulicos a menos que se haga una calibración de la misma.

Del análisis Infrarrojo se obtuvo una caracterización del asfalto que incluye los picos correspondientes a estiramientos C-H en  $2915\text{ cm}^{-1}$ ,  $2850\text{ cm}^{-1}$ ,  $1465\text{ cm}^{-1}$  y  $1380\text{ cm}^{-1}$ , mismos que se presentaron en todas las muestras analizadas con la misma forma y no se vieron modificados por el envejecimiento, los espectros de esta caracterización se presentan en la Fig. 3-51 para el asfalto original, expuesto al agua de 0 a 12 meses y envejecido en RTFO y PAV. Por otra parte, en las muestras acondicionadas en agua, se presentaron algunos incrementos en el pico que indica el índice sulfóxido de entre 0.10 y 0.15, mientras que en el asfalto original este índice fue de 0.07 (Ver. Fig. 3-52). El incremento en el índice puede no ser atribuido al proceso de acondicionamiento en agua, dado que estos valores son muy similares al obtenido en RTFO (0.12), lo que indica que este incremento pudo darse por el proceso de elaboración de la mezcla. Por otra parte, el resultado de este índice para una mezcla envejecida de forma artificial (PAV) arroja el valor notablemente superior de 0.43. El índice carbonilo no se calculó, dado que, como se observa en la Fig. 3-53, el pico no se presentó.

En las muestras de asfalto original y expuesto al contacto con el agua hasta 12 meses, no se presentaron algunos grupos funcionales que indican un proceso de envejecimiento por oxidación, sin embargo el asfalto envejecido mediante PAV si los presenta. Estos grupos funcionales resultaron ser ácidos carboxílicos caracterizados por los picos en  $3400\text{ cm}^{-1}$  y  $1240\text{ cm}^{-1}$  y éter en el pico  $1100\text{ cm}^{-1}$ .



**Fig. 3-51.** Espectros IR de muestras de asfalto original, expuesto al contacto con el agua y envejecido de manera artificial en RTFO y PAV.



**Fig. 3-52.** Espectro de Infrarrojo con el pico en  $1030\text{ cm}^{-1}$  e índice sulfóxido.

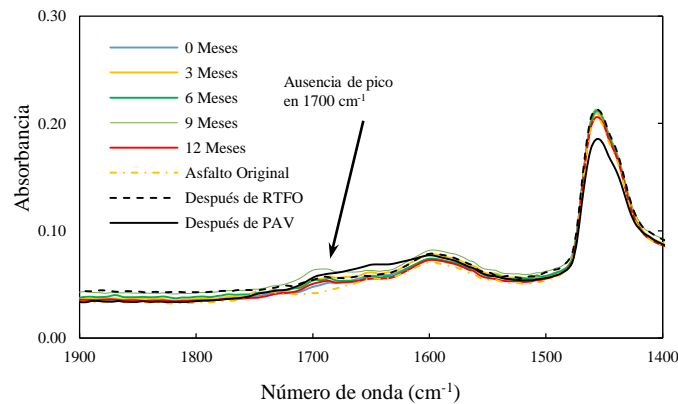


Fig. 3-53. Espectro de Infrarrojo donde debería encontrarse en pico de 1700  $\text{cm}^{-1}$

### 3.7.5 Reología.

Se llevaron a cabo pruebas de reología a muestras de asfalto extraído de cilindros que fueron saturados en las cámaras de presión y posteriormente sumergidos en agua 0, 3, 6, 9 y 12 meses, así como a especímenes cilíndricos que permanecieron el mismo periodo fuera del agua.

En la ejecución de estas pruebas, se aplicó una onda de deformación senoidal a una frecuencia angular ( $\omega$ ) de 10 rad/s y una amplitud  $\gamma_0$  de 1% en un espécimen de 8 mm de diámetro y 1 mm de altura (Fig.3-54), donde se registró el esfuerzo cortante aplicado y la componente viscosa  $G^*$  *sen*  $\delta$  de la respuesta mecánica. La temperatura de prueba inicial se estableció en 25 °C y con decrementos de 3 °C se llegó hasta 13 °C, temperatura mínima que el equipo es capaz de alcanzar con un funcionamiento adecuado.

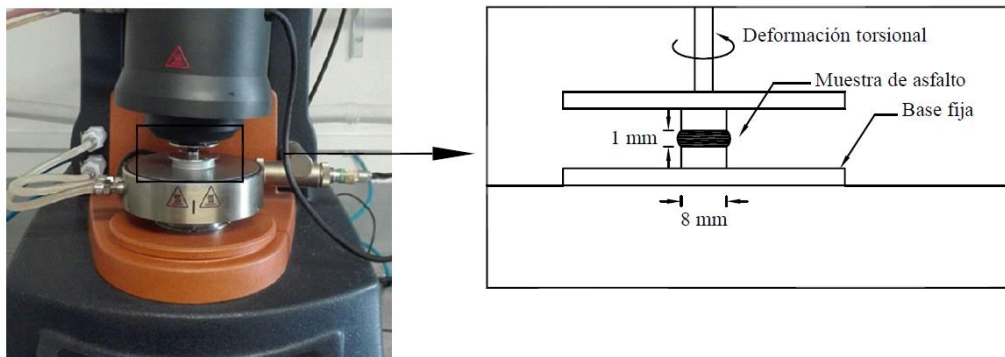


Fig. 3-54. Dimensiones de la muestra ensayada en reómetro de corte dinámico.

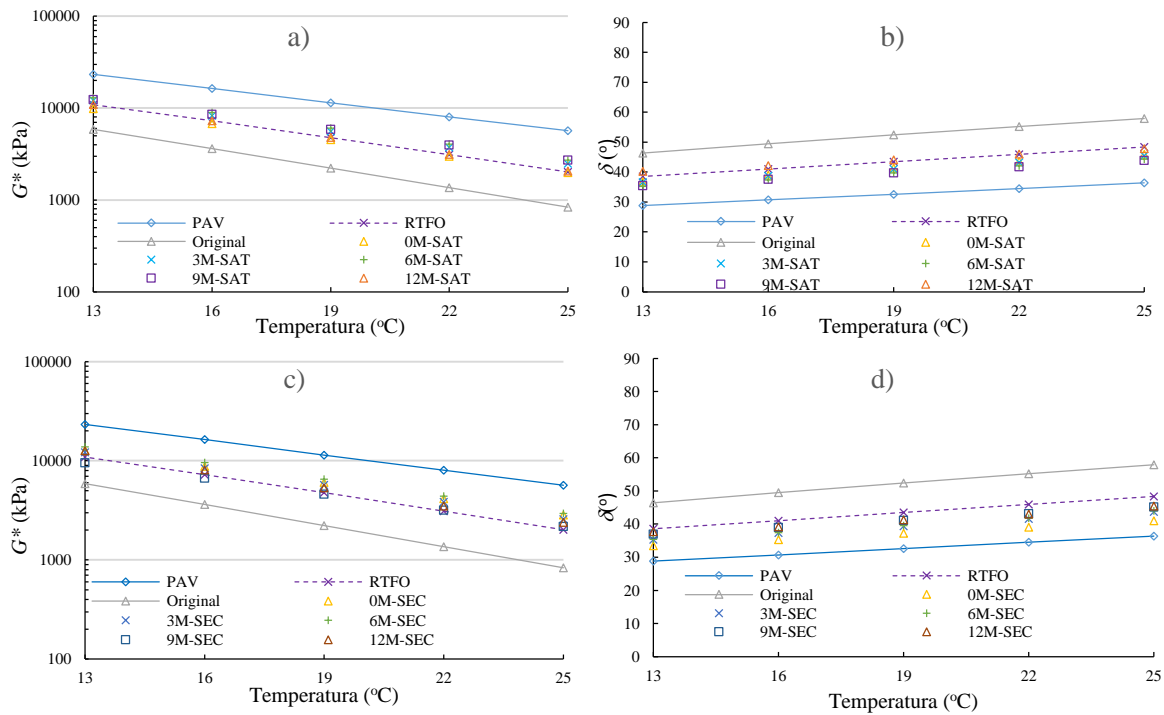
Los resultados de las pruebas de reología se presentan en la Tabla 3-16, mientras que la Fig. 3-55 muestra las gráficas del módulo complejo  $G^*$  y el ángulo de fase  $\delta$  para cada una de las temperaturas y periodos de acondicionamiento utilizados. En estas, los valores de  $\text{Log } G^*$  y  $\delta$  están en función de la temperatura de prueba y se observa que, en el rango analizado, la

tendencia es lineal y en la medida que la temperatura aumenta también aumenta el ángulo de fase  $\delta$  aunque el módulo complejo  $G^*$  disminuye.

**Tabla 3-16.** Resultados obtenidos del reómetro de corte dinámico (DSR) en muestras de asfalto original, envejecido en RTFO, envejecido en PAV y para cada uno de los periodos de exposición al agua (0, 3, 6, 9 y 12 meses).

Temp. (°C).	Angulo de fase $\delta$ (°)	Módulo complejo $G^*$ (kPa)	$G^*$ sin $\delta$ (kPa)	Angulo de fase $\delta$ (°)	Módulo complejo $G^*$ (kPa)	$G^*$ sin $\delta$ (kPa)
Asf. Original						
25	57.9	833	706			
22	55.2	1360	1120			
19	52.4	2220	1760			
16	49.5	3630	2760			
13	46.4	5880	4260			
Después de RTFO						
25	48.4	2010	1500	36.40	5680	3370
22	45.9	3110	2230	34.50	8040	4560
19	43.5	4770	3280	32.60	11370	6130
16	41.0	7260	4770	30.70	16340	8340
13	38.6	10900	6830	28.80	23300	11200
Después de PAV						
0 meses-Saturada (0M-SAT)						
25	45.9	1990	1430	41.0	2840	1860
22	43.6	3000	2070	39.1	4160	2620
19	41.3	4520	2980	37.2	6040	3650
16	39.0	6760	4250	35.3	8770	5060
13	36.8	9890	5920	33.5	12600	6930
0 meses-Seco (0M-SEC)						
3 meses-Saturada (3M-SAT)						
25	45.5	2490	1770	43.7	2570	1780
22	43.3	3740	2570	41.6	3850	2550
19	41.0	5590	3670	39.4	5720	3630
16	38.8	8290	5190	37.3	8410	5100
13	36.6	12200	7260	35.3	12200	7070
3 meses-Seco (3M-SEC)						
6 meses-Saturada (6M-SAT)						
25	44.3	2720	1900	44	2950	2050
22	42.1	4070	2720	41.8	4390	2930
19	39.7	6070	3880	39.6	6530	4160
16	37.4	8990	5460	37.4	9610	5840
13	35.2	13000	7520	35.4	13800	8020
6 meses-Seco (6M-SEC)						
9 meses-Saturada (9M-SAT)						
25	43.9	2710	1880	45.2	2175	1540
22	41.8	3970	2650	43.1	3175	2170
19	39.7	5850	3740	41.1	4592	3020
16	37.6	8530	5200	39.0	6650	4190
13	35.5	12400	7200	37.0	9563	5760
9 meses-Seco (9M-SEC)						
12 meses-Saturada (12M-SAT)						
25	47.9	2060	1530	45.5	2400	1710
22	46.0	3140	2260	43.0	3500	2390
19	44.1	4780	3330	41.3	5320	3510
16	42.2	7270	4880	39.2	8100	5120
13	40.3	11000	7120	37.7	12600	7710





**Fig. 3-55.** Módulo complejo ( $G^*$ ) y ángulo de fase ( $\delta$ ) del asfalto extraído de especímenes secos y en estado saturado por periodos desde cero hasta 12 meses.

Haciendo un análisis de la Fig. 3-55, puede notarse claramente el incremento en la rigidez del asfalto cuando se somete a envejecimiento RTFO y PAV. Los resultados del módulo  $G^*$  correspondientes a las muestras recuperadas luego del acondicionamiento se ubicaron entre los valores de RTFO y PAV, aunque notablemente más cercanos a los valores correspondientes al asfalto envejecido en RTFO.

Lo anterior muestra que la rigidez del asfalto se modificó principalmente producto del proceso de elaboración de los especímenes cilíndricos y posteriormente por la extracción, aunque un valor mucho menor que el correspondiente al envejecimiento PAV. Este comportamiento era de esperarse dados los procesos a los que fue sometido el asfalto, sin embargo, al observar los valores de la rigidez en función del tiempo de acondicionamiento, no se observa una tendencia al cambio que involucre esta variable. Esto se muestra en la Fig. 3-56, en las que pueden observarse las gráficas de  $G^*$  y  $\delta$  en función del tiempo de acondicionamiento, además, en ellas se presentan los resultados obtenidos para las pruebas que no fueron sometidas al proceso de acondicionamiento en agua y los resultados son similares, es decir, no se observa un efecto evidente producto de la exposición prolongada del concreto asfáltico con el agua.



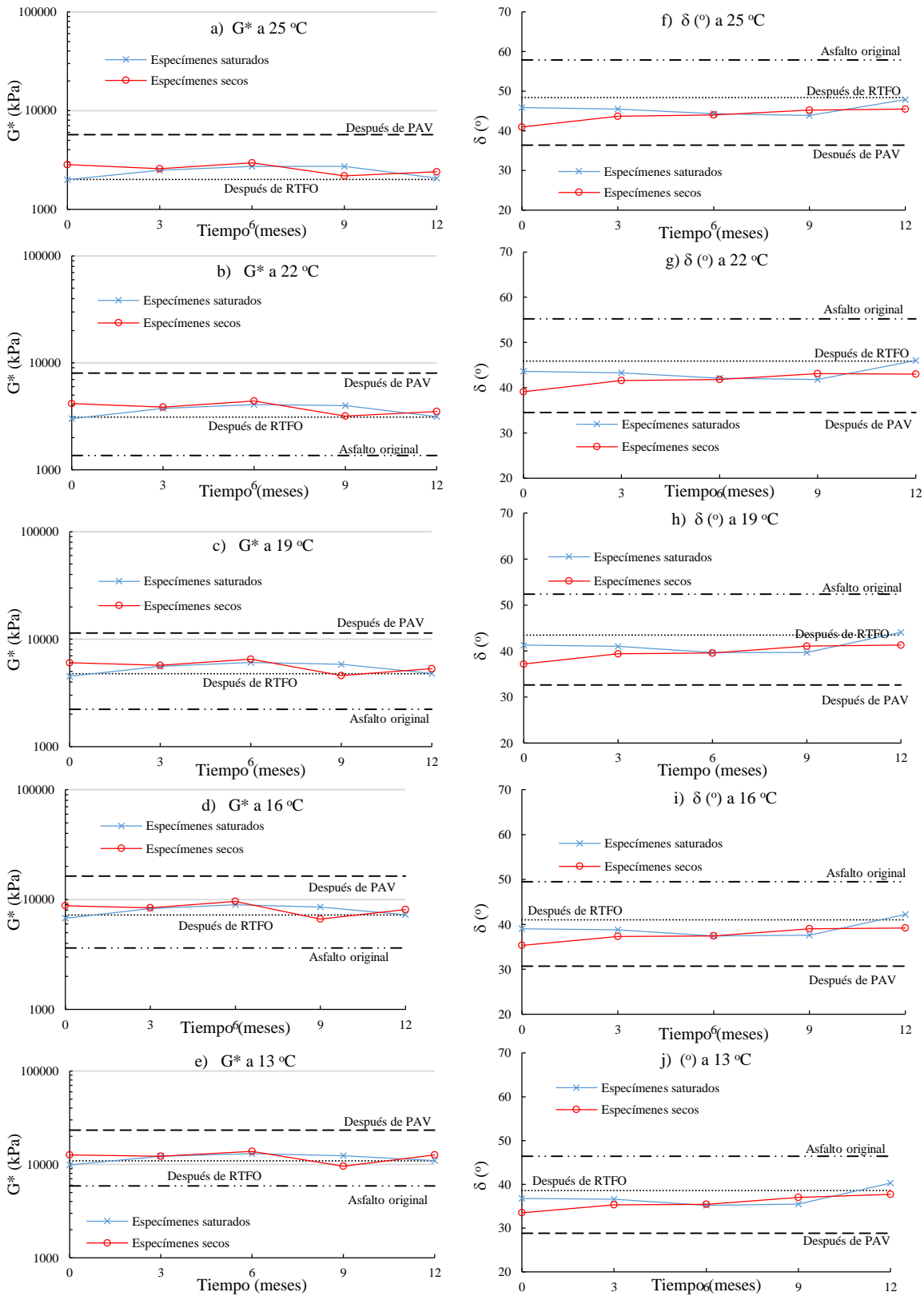


Fig. 3-56. Módulo complejo  $G^*$  y ángulo de fase en función del tiempo en especímenes secos y en estado saturado por periodos desde cero hasta 12 meses.

Para tener una base de comparación sobre el nivel de envejecimiento del asfalto producto del acondicionamiento en agua, se utilizó como parámetro el módulo complejo  $G^*$  luego de someter el material a envejecimiento RTFO y PAV, mismo que se normalizó con los resultados obtenidos de la caracterización del asfalto original, donde  $G_i$  es el módulo complejo y  $\delta_i$  el ángulo de fase del asfalto original. Para ello, se calculó la relación del ángulo de fase  $\delta$  y la relación de los logaritmos del módulo complejo  $G^*$ , a lo que se definió como relación de ángulo de fase ( $r_\delta$ ) y relación de rigidez ( $r_G$ ) y se presentan en la Ec. 3-11 y Ec. 3-12, respectivamente.

$$r_\delta = \left( \frac{\delta_i}{\delta} - 1 \right) \times 100 \quad \text{Ec. 3-11}$$

$$r_G = \left( \frac{\text{Log } G^*}{\text{Log } G_i^*} - 1 \right) \times 100 \quad \text{Ec. 3-12}$$

Observando que los resultados de  $\text{Log } G^*$  y  $\delta$  permanecen aproximadamente constantes para el periodo de acondicionamiento utilizado, se obtuvo el promedio de estos valores para cada una de las temperaturas de prueba y con ellos se calcularon  $r_\delta$  y  $r_G$ . Las gráficas de estas relaciones se presentan en la Fig. 3-57, en la que puede observarse que en nivel de envejecimiento es ligeramente superior en el asfalto recuperado en comparación al que presenta el asfalto después de RTFO, mientras que se incrementa de manera notable para el asfalto resultado del envejecimiento PAV. Es decir, dado que el envejecimiento RTFO simula el efecto que la elaboración de los especímenes cilíndricos tiene en las características reológicas del asfalto, era de esperarse que la extracción aumentara la rigidez del mismo por encima de estos valores, lo que así sucedió. Como ejemplo, para 25 °C  $r_G$  pasó de 13.1% a 15.6 % desde la elaboración hasta la extracción Soxhlet, mientras que el envejecimiento PAV presenta un incremento notable de hasta un valor de 28.5% (Fig. 3-57 a). Por otra parte, los valores de  $r_\delta$  presentan un incremento de 20% a 27% al comparar el asfalto luego de RTFO y posterior proceso de extracción, mientras que luego del envejecimiento PAV este índice llega hasta valores de 60 %.

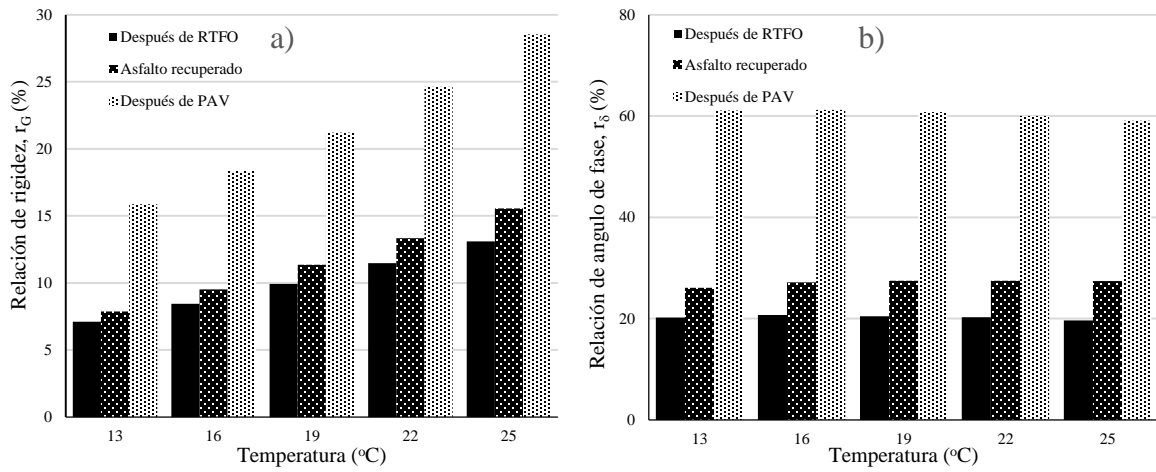


Fig. 3-57. Relación de rigidez  $r_G$  y relación de ángulo de fase  $r_\delta$  para el el asfalto recuperado comparado con el asfalto luego de RTFO y PAV.

---

## 4 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

---

### 4.1 Conclusiones

En esta investigación se evaluó el efecto que el agua tiene al entrar en contacto con el concreto asfáltico utilizado en la construcción de núcleos de presas, tanto al momento de la saturación como producto de un contacto prolongado. Adicionalmente, con el fin de evaluar los cambios que presenta el asfalto debido del contacto prolongado con el agua, se le realizaron análisis físicos y químicos luego de un proceso de extracción desde el concreto asfáltico.

Para elaborar el concreto asfáltico con el que se desarrollaron las pruebas de laboratorio, fue necesario llevar a cabo un diseño de la mezcla asfáltica utilizada, en cuyo proceso se encontró que, para contenidos de asfalto cercanos al óptimo, una de las variables que mayor influencia tiene en la permeabilidad del concreto asfáltico es la granulometría. Se delimitó una zona en el plano donde se grafican estas curvas en la que existe una transición brusca entre las mezclas que permiten un flujo de agua abundante a través del concreto asfáltico y aquellas que cumplen con la baja permeabilidad requerida en las presas con núcleo de concreto asfáltico. En este mismo sentido, se identificó que el contenido de arenas y finos en el concreto asfáltico tiene una influencia importante tanto en la permeabilidad como en la resistencia mecánica del material resultando que, si se respeta un contenido mínimo de este tamaño de material, es factible elaborar una mezcla asfáltica con un desempeño adecuado. Se demostró que es factible obtener concreto asfáltico virtualmente impermeable, con las características volumétricas ( $VMA$ ,  $VFA$  y  $V_a$ ) necesarias para barreras impermeables incluso utilizando curvas granulométricas distintas a la recomendada por la literatura.

Mediante los resultados de pruebas de compresión triaxial, se presenta una caracterización mecánica en la que se toma en cuenta un amplio rango de los esfuerzos de confinamiento que se presentan comúnmente en las presas con núcleo de concreto asfáltico, así como un rango de temperaturas que abarca las situaciones extremas que podría tener una estructura de este

tipo, lo que incluye la construcción en un clima sub-ártico y tropical. En estos ensayos se obtienen resultados que confirman que la temperatura tiene un efecto importante en la cohesión del concreto asfáltico, sin embargo, no lo es así con el ángulo de fricción interna. Como resultado de las pruebas de compresión triaxial bajo carga monotónica, se determinó que el proceso de saturación del concreto asfáltico provoca un daño por humedad que, para los materiales utilizados en esta investigación, resultó de una reducción de en promedio 17 %, en comparación con la resistencia última del concreto asfáltico en estado seco. En cambio, en la serie de pruebas desarrolladas para una inmersión prolongada de hasta 12 meses, no se observa un efecto del agua ni en la resistencia axial, ni el módulo elástico, ni en el ángulo de fricción interna y la cohesión.

Dado que el asfalto es un material termosensible, la temperatura tiene un efecto importante en la respuesta cíclica del concreto asfáltico, esto es, a medida que se disminuye la temperatura de ensayo se registran valores mayores del módulo de rigidez  $G$  y valores menores del amortiguamiento  $D$ , mientras que, en menor medida, el esfuerzo de confinamiento causa un efecto contrario.

El proceso de saturación provoca una disminución en la rigidez del concreto asfáltico conocida como daño por humedad, lo que se evidencia con una disminución de, en promedio, 6.5 % en el módulo de rigidez cortante y una aumento de 16.1 % en el amortiguamiento mínimo al comparar los resultados obtenidos de especímenes en estado saturado inicial y seco, lo que deberá ser tomado en cuenta al momento de diseñar las estructuras de las que formará parte el material.

Por otra parte, los valores de rigidez alcanzados por el concreto asfáltico después de ser sometido al proceso de saturación permanecen constantes para el resto de pruebas de compresión triaxial cíclica correspondientes a especímenes expuestos al contacto con el agua por un periodo de hasta 12 meses, es decir, el agua no causó un cambio progresivo evidente en la respuesta dinámica del concreto asfáltico.

Finalmente, con el fin de evaluar los cambios físicos y químicos que el agua provocó en el asfalto, se llevaron a cabo pruebas de análisis SARA, FT-IR y, adicionalmente, análisis reológico. Producto de los análisis químicos FT-IR y SARA, se pudo determinar que el asfalto no presenta un proceso de oxidación o cambio químico significativo en el tiempo de exposición al agua. Esta conclusión es soportada, además, por los análisis reológicos realizados en DSR, donde se obtuvieron rigideces en el asfalto muy similares a las obtenidas al envejecer al asfalto original mediante horno RTFO, lo que simula el cambio que sufre el asfalto al someterlo al proceso de elaboración de la mezcla asfáltica. Estos resultados se pueden atribuir a que, para el periodo de acondicionamiento utilizado, el nivel tan bajo de

---

vacíos de aire provoca que los concretos asfálticos elaborados con propósitos hidráulicos sean resistentes al envejecimiento provocado por el agua.

## **4.2 Comentarios**

La motivación que se tuvo para llevar a cabo la presente investigación, fue la gran cantidad de evidencias con que se cuenta de los daños por humedad que el agua causa al concreto asfáltico, especialmente al utilizado en carreteras. Por ello, era importante conocer el efecto que el agua podría causar a este material cuando se utiliza como núcleo de presas, dado el contacto prolongado que este material tiene con el agua en esta situación.

Esta investigación confirma que el agua causa una reducción de la resistencia del concreto asfáltico, aunque esto se presenta como efecto de la saturación del material y no como consecuencia del contacto prolongado con el agua. Esta importante conclusión, debe ser tomada en cuenta al llevar a cabo la caracterización de los materiales con los que se diseñará y construirá la estructura en cuestión.

Por otra parte, hay que señalar que las conclusiones aquí presentadas están sustentadas en un periodo de acondicionamiento en agua de un año, mientras que estas estructuras deben permanecer útiles un periodo de tiempo mucho mayor. Esto implica que, se debe llevar a cabo investigación donde se someta al material a periodos de acondicionamiento mayores o en muestras tomadas de estructuras reales.

Los resultados obtenidos en este trabajo, confirman la viabilidad del concreto asfáltico para ser utilizado como barrera impermeable en el núcleo de presas de almacenamiento.

## REFERENCIAS

---

- [1] W. Wang y K. Höeg, «The Asphalt Core Embankment Dam: A Very Competitive Alternative,» de *The First International Symposium on Rockfill Dams*, Chengdu, China, 2009.
- [2] Y. Zhanng, K. Hoeg, W. Wang y Y. Zhu, «Watertightness, cracking resistance, and self-healing of asphalt concrete used as water barrier in dams,» *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 275-287, 2013.
- [3] The Asphalt Institute, *The Asphalt Handbook, Manual Series No. 4 (MS-4)*, USA, 1989.
- [4] ICOLD, «Bulletin 84, Bituminous Cores for Fill Dams,» International Commission On Large Dams, Paris, 1992.
- [5] K. Höeg, «Earthquake Resistance of Asphalt Core Embankment Dams,» 2005.
- [6] ICOLD, *Bulletin 120. Design Features of Dams to Resist Seismic Ground Motion*, Paris, France, 2001.
- [7] ICOLD, *Concrete Face Rockfill Dams-Concepts for Design and Construction. Final Draft of Bulletin to be Published*, Paris, France, 2004.
- [8] M. Wieland, «Seismic Aspects of Dams,» de *21. ICOLD Congress, General report Q.83*, Montreal, Canada., 2003.
- [9] W. Wang, K. Höeg y Y. Zhang, «Design and performance of the Yele asphalt-core rockfill dam,» *Can. Geotech. J.*, vol. 47, pp. 1365-1381, 2010.
- [10] J. Cisneros Ake, *Análisis sísmico en presas de enrocamiento con núcleo de concreto asfáltico*, México D.F.: Instituto Politécnico Nacional, 2014.
- [11] B. Han, L. Zdravkovic, S. Kontoe y D. Taborda, «Numerical investigation of the response of the Yele rockfill dam during the 2008 Wenchuan earthquake,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, nº 88, pp. 124-142, 2016.
- [12] A. Akhtarpour y A. Khodaii, «A Study of the Seismic Response of Asphaltic Concrete Used as a Core in Rockfill Dams,» *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, vol. 16, nº 3, pp. 169-184, 2014.

- 
- [13] M. Baziar, C. Merrifield, S. Salemi y T. Heidari, «Three Dimensional Dynamic Analysis of Alborz Dam with Asphalt and Clay Cores,» de *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, New York, 2004.
- [14] S. Feizi-Khankandi, A. A. Mirghasemi, A. Ghalandarzadeh y K. Höeg, «Cyclic triaxial tests on asphalt concrete as a water barrier for embankment dams,» *Soils and foundations*, vol. 48, nº 3, pp. 319-332, Junio 2008.
- [15] S. Salemi, M. Baziar, C. Merrifield y T. Heidari, «Investigation of Dynamic Behavior of Asphaltic Core Dams,» de *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Arlington, VA, 2008.
- [16] A. Aktarpour y A. Khodaii, «Experimental study of asphaltic concrete dynamic properties as an impervious core in embankment dams,» *Construction and building materials*, nº 41, pp. 319-334, 2013.
- [17] W. Wang y K. Höeg, «Cyclic Behavior of Asphalt Concrete Used as impervious Core in Embankment Dams,» *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 137, nº 5, pp. 536-544, 2011.
- [18] W. Wang, K. Höeg y Y. Zhang, «Design and performance of the Yele asphalt-core rockfill dam,» *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 1365-1381, 2010.
- [19] P. Creegan y C. Monismith, *Asphalt-Concrete Water Barriers for Embankment Dams*, ASCE PRESS, 1996.
- [20] K. Höeg, *Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams*, Oslo: Norwegian Geotechnica Institute, 1993.
- [21] ICOLD, «Bulletin 32a-Bituminous Concrete Facings for Earth and Rockfill Dams,» International Commission on Large Dams, Paris, 1982.
- [22] The Asphalt Institute, *Superpave Mix Design (SP-2)*, U.S.A., 2001.
- [23] K. K. Uppu, M. Hossain, L. Ingram y R. Kreider, «Moisture Susceptibility of Superpave Mixtures with Varying Binder Contents,» *Airfield and Highway Pavements*, pp. 86-96, 2015.
- [24] P. Kandhal, K. Foo y R. Mallick, «A Critical Review of VMA Requirements in Superpave. NCAT Report No. 98-1,» 1998.
- [25] P. Kandhal y S. Chakraborty, «Effect of Asphalt Film Thickness on Short and Long Term Aging of Asphalt Paving Mixtures. NCAT Report 96-01,» 1996.
- [26] A. Akhtarpour and A. Khodaii, "A Study of the Seismic Response of Asphaltic Concrete Used as a Core in Rockfill Dams," *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, pp. 169-184, 2015.



- [27] Y. Zhang, K. Hoeg, W. Wang and Y. Zhu, "Watertightness, Cracking Resistance, and Self-Healing of Asphalt Concrete Used as a Water Barrier in Dams," *Canadian Geotechnical Journal*, pp. 275-287, 2013.
- [28] W. Wang and K. Höeg, "Cyclic Behavior of Asphalt Concrete Used as impervious Core in Embankment Dams," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 137, no. 5, pp. 536-544, 2011.
- [29] K. Hoeg, *Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams*, Oslo: Norwegian Geotechnical Institute, 1993.
- [30] ICOLD, "Bituminous concrete facings for earth and rockfill dams. Bulletin 32 a," CIGB-ICOLD, 1982.
- [31] Transportation Research Board, *Transportation Research Circular*, Washington, D.C., Virginia: Transportation Research Board, 2006.
- [32] Z. Khan, H. Al-Abdul , I. Asi y R. Ramadhan, Comparative Study of Asphalt Concrete Laboratory Compaction Methods do Simulate Field Compaction, 1998, pp. 373-384.
- [33] B. Kjaernsli, J. Mourn y I. Tobian , Laboratory tests on asphaltic concrete for an impervious membrane on the Venemo rockfill dam, Oslo: Norwegian Geotechnical Institute Publication No. 69. Pp. 17-26, 1996.
- [34] J.-S. Chen, K.-Y. Lin y S.-Y. Young, «Effects of Crack Width and Permeability on Moisture-Induced Damage of Pavements,» *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 16, nº 3, pp. 276-282, 2004.
- [35] A. Umiliaco y A. Benedetto, «Aggregate size distribution and hydraulic permeability of HMA: a full simulation study,» de *Airfield and Highway Pavement 2013: Sustainable and Efficient Pavements © ASCE 2013*, 2013.
- [36] E. Masad, B. Birgisson, A. Al-Omari y A. Cooley, «Analytical Derivation of Permeability and Numerical Simulation of Fluid Flow in Hot-Mix Asphalt,» *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 16, nº 5, pp. 487-496, 2004.
- [37] R. Mallick, L. A. Cooley, M. Teto, R. Bradbury y D. Peabody, «An Evaluation of Factors Affecting Permeability of Superpave Designed Pavements. NCAT Report 03-02,» Auburn University, 2003.
- [38] P. Vardanega y T. Waters, «Analysis of Asphalt Concrete Permeability Data Using Representative Pore Size,» *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 23, nº 2, pp. 169-176, 2011.
- [39] R. W. Monroe, «Evaluation of Asphalt Mix Permeability,» Iowa Department of Transportation, Ames, Iowa, 1992.

- 
- [40] W. Abdullah, M. T. Obaidat y N. Abu-Sa'da, «Influence of Aggregate Type and Gradation on Voids of Asphalt Concrete,» *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 10, nº 2, pp. 76-85, 1998.
- [41] B. Putman y K. Lyons, «Laboratory Evaluation of Long-Term Draidown of Porous Asphalt Mixtures,» *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2015.
- [42] C. Bordier y D. Zimmer, «Drainage equations and non-Darcian modelling in coarse porous media or geosynthetic materials,» *Journal of Hydrology*, nº 228, pp. 174-187, 2000.
- [43] S. Tan, T. Fwa y Y. Guwe, «New Apparatus for Measuring the Drainage Properties of Unbond Aggregates,» de *Proceedings of the Fifth International Symposium on Unbond Aggregates in Roads*. Pp. 63-67, Nottingham. UK, 2000.
- [44] T. Waters, *A Study of Infiltration Properties of Road Surface Materials*. M. App. Thesis, Queensland University of Technology, 1990.
- [45] W. Wang y K. Höeg, «Simplified material model for analysis of asphalt core in embankment dams,» *Construction and Building Materials*, nº 124, pp. 199-207, 2016.
- [46] T. Kennedy y J. Anagos, «Procedures for the Static and Repeated-Load Indirect Tensile Test. Reaserch Report Number 183-14,» Texas State Departament of Highways and Public Transportation, Austin, 1983.
- [47] J. Piratheepan, C. Gnanendran y A. Arulrajah, «Determination of c and  $\phi$  from IDT and Unconfined Compression Testing and Numerical Analysis,» *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 24, nº 9, pp. 1153-1164, 2012.
- [48] H. Wen, «Viscoelastic Solution of Creep Compliance for IDT Test and Its Verification,» *ASCE*, pp. 134-141, 2010.
- [49] j. Kim y C. Koh, «Development of a Predictive System for Estimating Fatigue Life of Asphalt Mixtures Using the Indirect Tensile Test,» *Journal of Transportation Engineering. ASCE, ISSN 0733-947X/2012/12-1530-1540*, pp. 1530-1540, 2011.
- [50] W. Wang, Y. Zhang, K. Höeg y Y. Zhu, «Investigation of the use of strip-prone aggregates in hydraulic asphalt concrete,» *Construction and Building Materials*, nº 24, pp. 2157-2163, 2010.
- [51] E. Yoder y M. Witzczak, *Principles of Pavement Design*, John Wiley & Sons, 1975.
- [52] S. Caro, E. Masad and D. Little, "Moisture susceptibility of asphalt mixtures, Part 1: mechanisms," *International Journal of Pavement Engineering*, vol. 9, no. 2, pp. 81-98, 2008.
- [53] M. Weldegiorgis, *On dynamic modulus of asphalt concrete for moisture damage*, Albuquerque, New Mexico: Doctoral Thesis, 2014.

- [54] A. E. A. E.-M. Behiry, «Laboratory evaluation of resistance to moisture damage in asphalt mixtures,» *Ain Shams Engineering Journal*, vol. 4, nº 3, pp. 351-363, 2013.
- [55] I. Abuawad, I. Qadi y J. Trepanier, «Mitigation of moisture damage in asphalt concrete: Testing techniques and additives/modifiers effectiveness,» *Construction and Building Materials*, nº 84, pp. 437-443, 2015.
- [56] A. Apeageyi, J. Grenfell and G. Airey, "Moisture-induced strength degradation of aggregate–asphalt mastic bonds," *Road Materials and Pavement Design*, vol. 15, no. S1, pp. 239-262, 2014.
- [57] Y. Wang, L. Sun and Y. Qin, "Aging mechanism of SBS modified asphalt based on chemical reaction kinetics," *Construction and building materials*, pp. 47-56, 2015.
- [58] D. Mastrofini and M. Scarcella, "The application of theology to the evaluation of bitumen ageing," *Fuel*, pp. 1001-1015, 2000.
- [59] R. li, P. Wang, B. Xue and J. Pei, "Experimental study on aging properties and modification mechanism of Trinidad lake asphalt modified bitumen," *Construction and building materials*, no. 101, pp. 878-883, 2015.
- [60] L. Corbett, «Composition of asphalt based on generic fractionation, using solvent deasphalting, elution-adsorption chromatography, and densimetric characterization,» *Analytical chemistry*, vol. 41, nº 4, pp. 576-579, 1969.
- [61] C. Jiang, S. Larter, K. Noke y L. Snowdon, «TLC-FID (Iatroscan) analysis of heavy oil and tar sands samples,» *Organic Geochemistry*, nº 39, pp. 1210-1214, 2008.
- [62] D. Karlsen y S. Larter, «Analysis of petroleum fractions by TLC-FID: applications to petroleum reservoir description,» *Organic Chemistry*, vol. 17, nº 5, pp. 603-617, 1991.
- [63] S. Bharati, G. A. Rostum y R. Loberg, «Calibration and standarization of Iatroscan (TLC-FID) using standars derived from crude oils,» *Organic Chemistry*, vol. 22, nº 3, pp. 835-862, 1994.
- [64] S. Bharati, R. Patience, N. Mills y T. Hanesand, «A new North Sea oil-based standard for Iatroscan analysis,» *Organic Chemistry*, vol. 26, pp. 49-57, 1997.
- [65] R. Griffin, W. Simpson y T. Miles, «Influence of composition of paving asphalt on viscosity, viscosity-temperature susceptibility, and durability,» *Journal of chemical and engineering data*, vol. 4, nº 4, pp. 349-354.
- [66] S. Sultana y A. Bhasin, «Effect of chemical composition on rheology and mechanical properties of asphalt binder,» *Construction and building materials*, nº 72, pp. 293-300, 2014.
- [67] H. Liu, P. Hao, H. Wang y S. Adhikair, «Effects of Physio-Chemical Factors on Asphalt Aging Behavior,» *Journal of materials in civil engineering*, vol. 26, pp. 190-197, 2014.

- 
- [68] F. A. Reyes, C. E. Daza y H. A. Rondón, «Determinación de las fracciones SARA de asfaltos colombianos envejecidos al medio ambiente empleando cromatografía líquida de columna,» *Revista EIA*, nº 17, pp. 47-56, 17 Julio 2012.
- [69] J. A. Hernández Noguera, H. A. Rondón Quintana y W. D. Fernández Gómez, «The influence of water on the oxidation of asphalt cements,» *Construction and building materials*, nº 71, pp. 451-455, 2014.
- [70] H. Yao, Q. Dai y Z. You, «Fourier Transform Infrared Spectroscopy characterization of aging-related properties of original and nano-modified asphalt binders,» *Construction and Building Materials*, nº 101, pp. 1078-1087, 2015.
- [71] A. Ongel y M. Hugener, «Impact of rejuvenators on aging properties of bitumen,» *Construction and building materials*, nº 94, pp. 467-474, 2015.
- [72] X. Jia, B. Huang, B. Bowers y S. Zhao, «Infrared spectra and rheological properties of asphalt cement containing waste engine oil residues,» *Construction and Building Materials*, nº 50, pp. 683-691, 2014.
- [73] O. Atencia Herrera, C. E. Daza Velazquez, A. S. Figueroa Infante, W. D. Fernández Gómez y F. A. Reyez Lizcano, «Análisis de la alteración del asfalto colombiano en inmersión en agua,» *Ingeniería y Universidad*, vol. 17, nº 2, pp. 427-442, 2013.
- [74] Z. Hossain, S. Lewis, M. Zaman, A. Buddhala y E. O'Rear, «Evaluation for Warm-Mix Additive-Modified Asphalt Binders Using Spectroscopy Techniques,» *Journal of Materials in Civil Engineering*, pp. 149-159, 2013.
- [75] R. Li, P. Wang, B. Xue y J. Pei, «Experimental study on aging properties and modification mechanism of Trinidad lake asphalt modified bitumen,» *Construction and Building Materials*, nº 101, pp. 878-883, 2015.
- [76] B. Stuart, *Infrared Spectroscopy: Fundamentals and Applications*, John Wiley & Sons, 2004.
- [77] D. Mastrofini y M. Scarcella, «The application of theology to the evaluation of bitumen ageing,» *Fuel*, pp. 1001-1015, 2000.
- [78] R. Silverstein y F. Webster, *Spectrometric Identification of Organic Compounds*, John Wiley and Sons, 1996.
- [79] M. d. F. Amazonas de Sá Araujo, A. Almeida da Silva Oliviera, V. M. Duarte Pasa y C. L. Vanessa de Freitas, «Wethering Degradation Effect on Chemical Structure of Asphalt Binder,» *International Journal of Pavement Reaserch and Technology*, pp. 1-6, 2014.
- [80] M. Le Guern, E. Chailleux, S. Dreessen y I. Mabilie, «Physico-chemical analysis of five hard bitumens: Identification of chemical species and molecular organization before and after artificial aging,» *Fuel*, vol. 89, pp. 3330-3339, 2010.

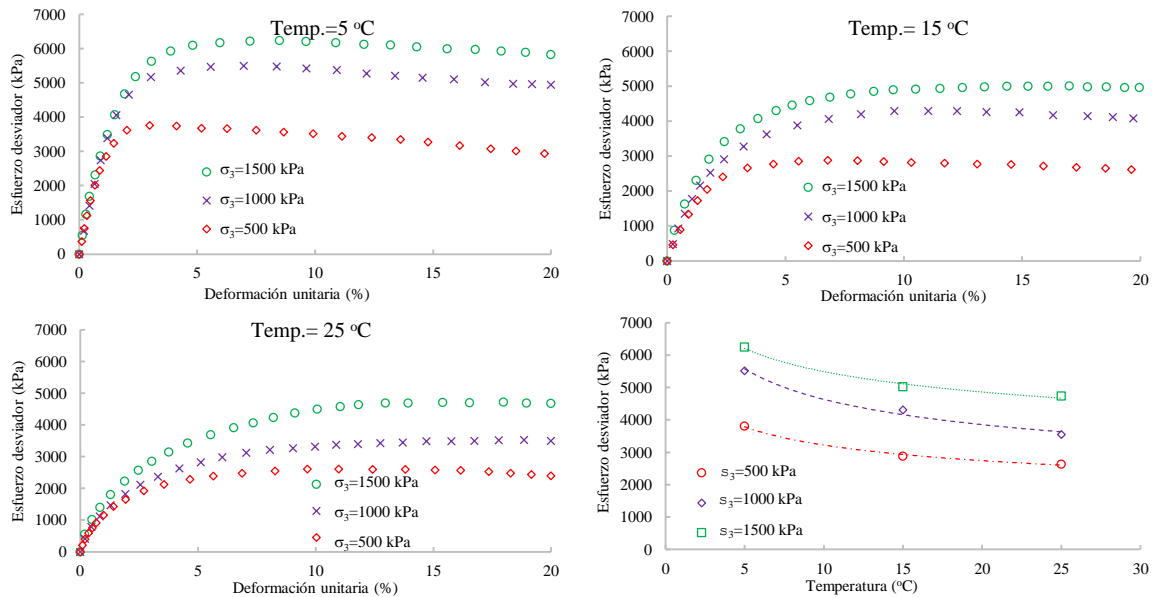
- [81] L. Ma, Z. Li y J. Huang, «Investigation of chemistry by FTIR and NMR during the natural exposure aging of asphalt,» *Pavements and materials*, nº Special publication No. 212, 2011.
- [82] The Asphalt Institute, Superpave Mix Design (SP-2), U.S.A., 2001.
- [83] ICOLD, "Bulletin 84. Bituminous Cores for Fill Dams. State of the art.," International Commission on Large Dams, 1992.
- [84] B. Sengoz y A. Topal, «Minimum voids in mineral aggregate in hot-mix asphalt based on asphalt film thickness,» *Building and Environment*, pp. 3629-3635, 2007.
- [85] X. Li, C. Williams, M. Marasteanu, T. Clyne y E. Johnson, «Investigation of In-Place Asphalt Film Thickness and Performance of Hot-Mix Asphalt Mixtures,» *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 21, nº 6, pp. 262-270, 2009.
- [86] J. M. De la Rosa Rodríguez, *Diseño, instrumentación y puesta en servicio de un permeámetro de carga constante*, Ciudad de México: Tesis de Maestría. Instituto Politécnico Nacional, 2008.
- [87] C. Fang y Z. Liu, «Stress-strain analysis of Aikou rockfill dam with asphalt-concrete core,» *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 3, nº 2, pp. 186-192, 2011.
- [88] S. Kramer, «Cut off Wall fot Gotvand Dam,» *Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc, USA*, 1996.
- [89] D. Watenberg, D. Reyner y S. Cheryl, «Trichloroethylene and Cancer: Epidemiologic Evidence,» *Environmental Health Perspectives*, vol. 108, pp. 161-176, 2000.
- [90] J. Andraos, «The origin of the Soxhlet Extractor,» *Journal of Chemical Education*, vol. 84, pp. 1913-1914, 2007.
- [91] Y. Wang, L. Sun y Y. Qin, «Aging mechanism of SBS modified asphalt based on chemical reaction kinetics,» *Construction and building materials*, pp. 47-56, 2015.
- [92] R. li, P. Wang, B. Xue y J. Pei, «Experimental study on aging properties and modification mechanism of Trinidad lake asphalt modified bitumen,» *Construction and building materials*, nº 101, pp. 878-883, 2015.
- [93] H. S. Lee, «Application of the Viscoelastic Continuum Damage Mechanics to Asphalt Mixtures under Indirect Tensile Load,» *Journal of Engineering Mechanics, ISSN 0733-9399/04014154*, 2015.

# ANEXO 1. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES BAJO CARGA MONOTÓNICA.

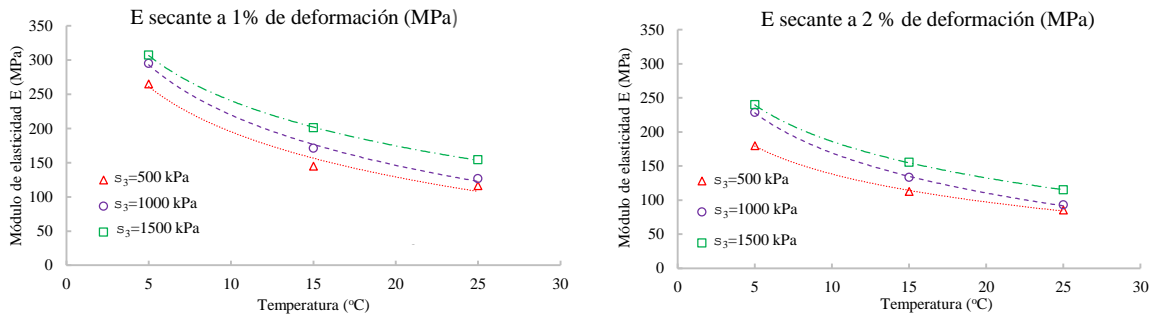
**Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica para un periodo de 0 (cero) meses de exposición al agua luego de la saturación.**

**Tabla A1-1.** Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica para cero meses de exposición al agua luego de la saturación

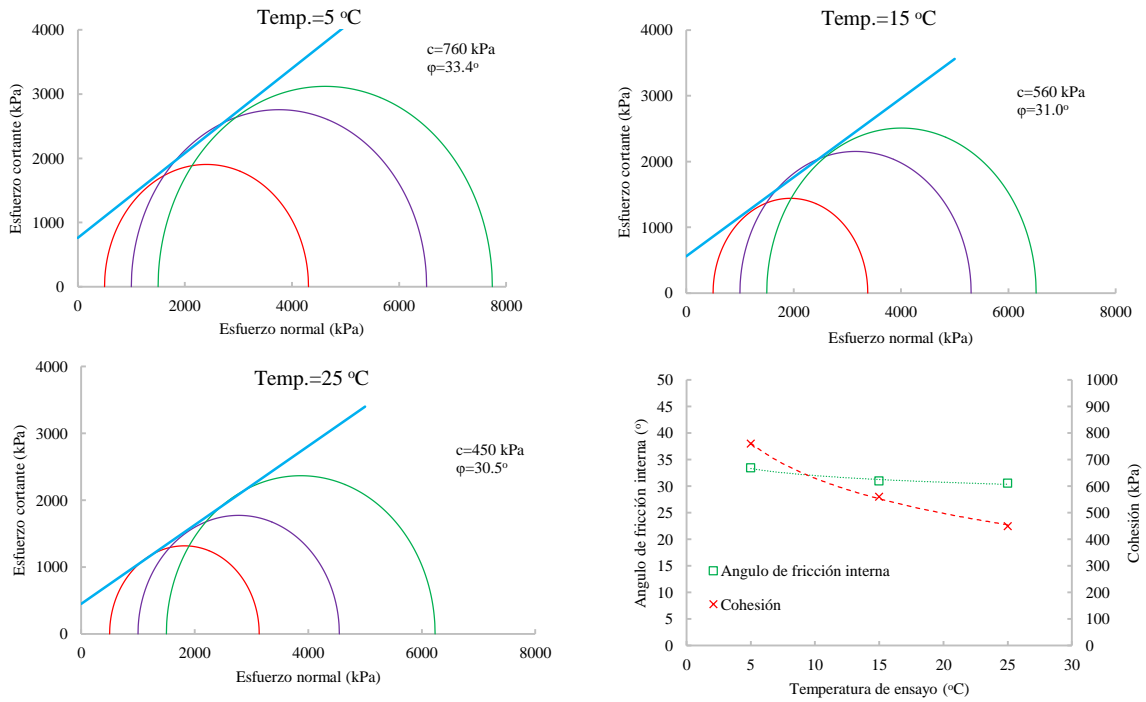
ID. Espécimen	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 1% de deformación (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 2% de deformación (MPa)	Esfuerzo desviador máximo (kPa)
100	5	0.5	264.8	179.8	3808.0
96	5	1.0	294.6	228.6	5514.2
94	5	1.5	306.8	239.6	6241.4
102	15	0.5	144.4	112.7	2881.0
101	15	1.0	170.8	133.1	4306.9
77	15	1.5	200.5	155.3	5017.8
97	25	0.5	116.0	85.1	2635.1
99	25	1.0	126.4	92.7	3546.6
98	25	1.5	154.2	114.9	4733.5



**Figura A1-1.** Graficas esfuerzo-deformación y esfuerzo desviador máximo para el periodo de exposición al agua de cero meses luego de la saturación.



**Figura A1-2.** Módulos de elasticidad secante a 1 % y 2% de deformación unitaria axial para un periodo de exposición al agua de cero meses luego de la saturación.

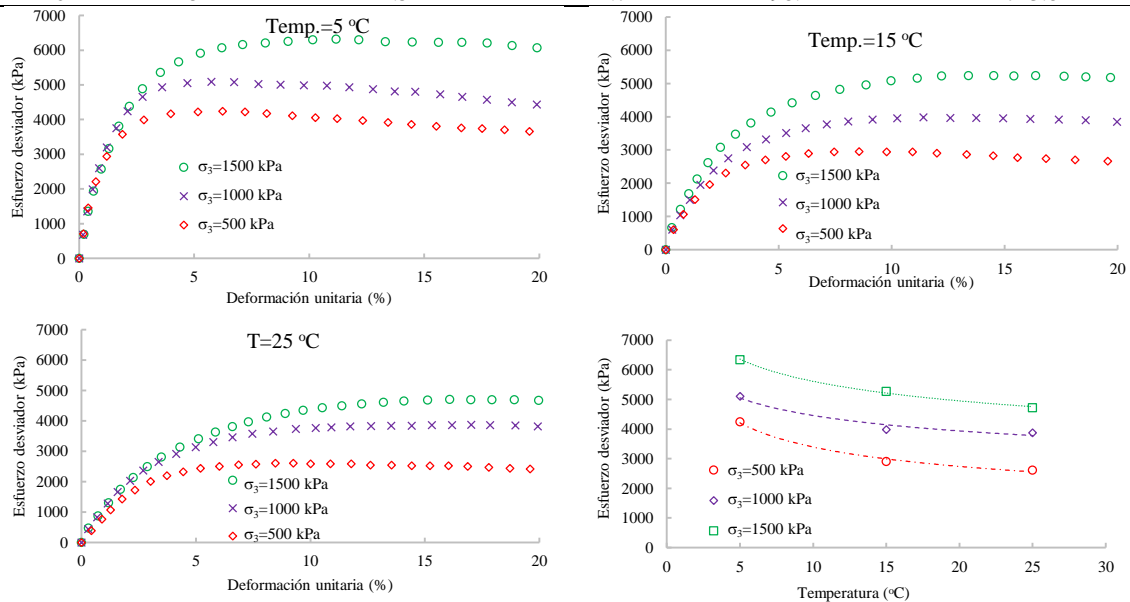


**Figura A1-3.** Círculos de Mohr, ángulo de fricción interna y cohesión para un periodo de exposición al agua de cero meses luego de la saturación.

**Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica para un periodo de tres meses de exposición al agua luego de la saturación.**

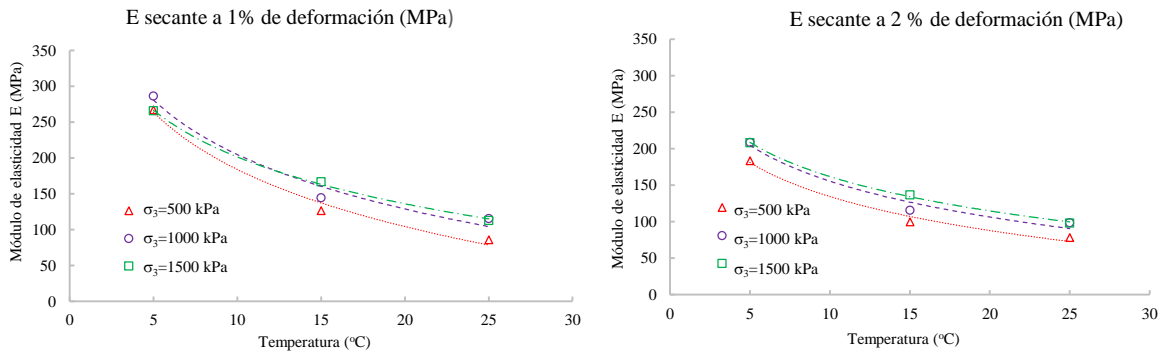
**Tabla A1-2.** Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica para tres meses de exposición al agua luego de la saturación

ID.	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 1% de deformación (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 2% de deformación (MPa)	Esfuerzo desviador máximo (kPa)
P-137	5	0.5	267.0	183.4	4249.5
P-138	5	1.0	285.9	208.2	5111.9
P-139	5	1.5	265.4	208.1	6338.9
P-140	15	0.5	126.5	99.8	2902.7
P-141	15	1.0	144.2	115.7	3990.7
P-142	15	1.5	166.7	136.6	5270.0
P-143	25	0.5	86.0	78.0	2612.4
P-144	25	1.0	115.4	98.2	3882.6
P-146	25	1.5	112.7	98.1	4723.8

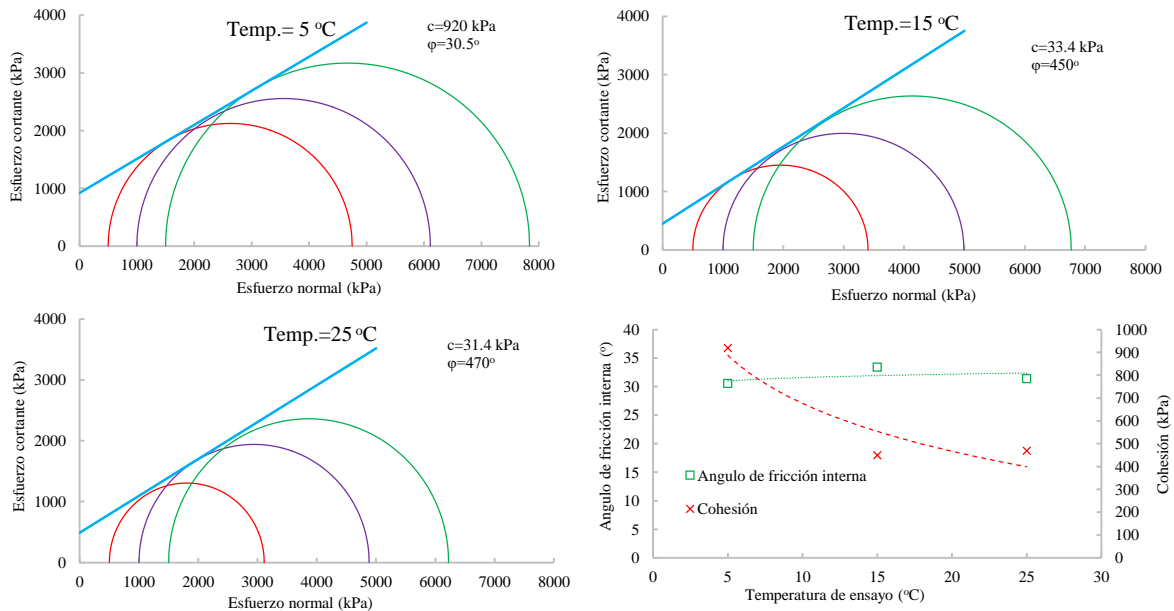


**Figura A1-4.** Graficas esfuerzo-deformación y esfuerzo desviador máximo para el periodo de exposición al agua de tres meses luego de la saturación.





**Figura A1-5.** Módulos de elasticidad secante a 1% y 2% de deformación unitaria axial para un periodo de exposición al agua de tres meses luego de la saturación.

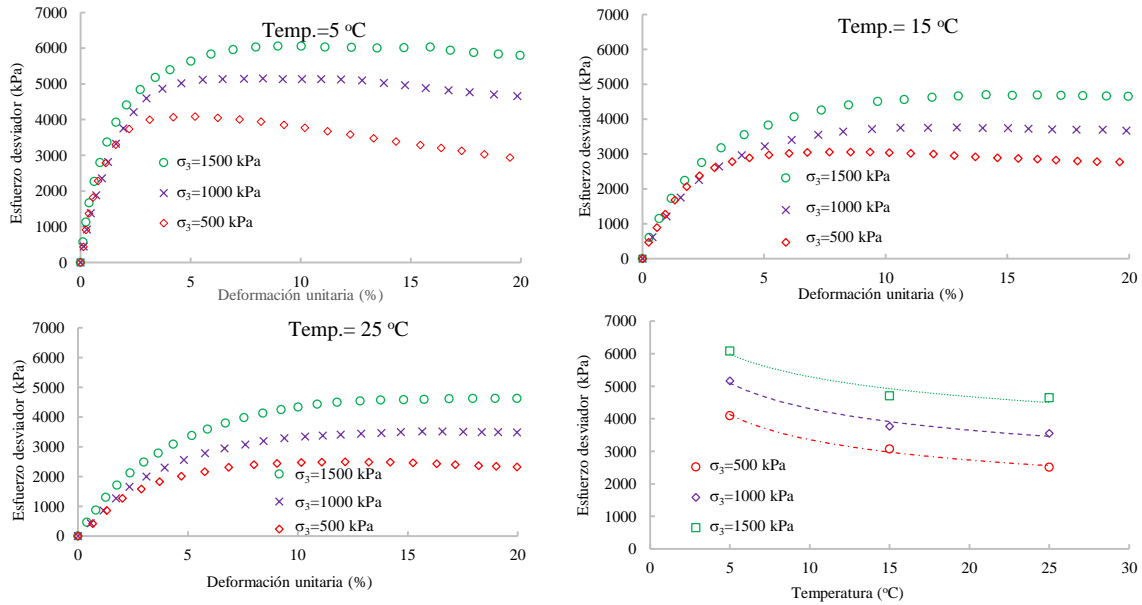


**Figura A1-6.** Círculos de Mohr, ángulo de fricción interna y cohesión para un periodo de exposición al agua de tres meses luego de la saturación.

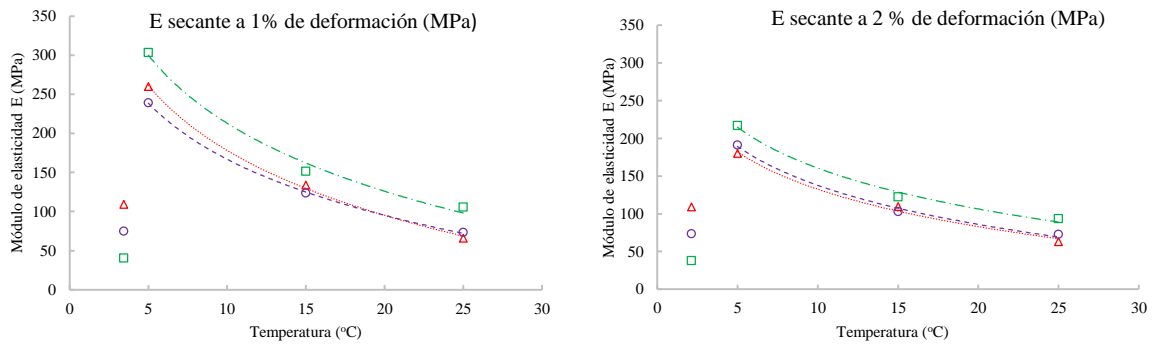
**Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica para un periodo de seis meses de exposición al agua luego de la saturación.**

**Tabla A1-3.** Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica para seis meses de exposición al agua luego de la saturación

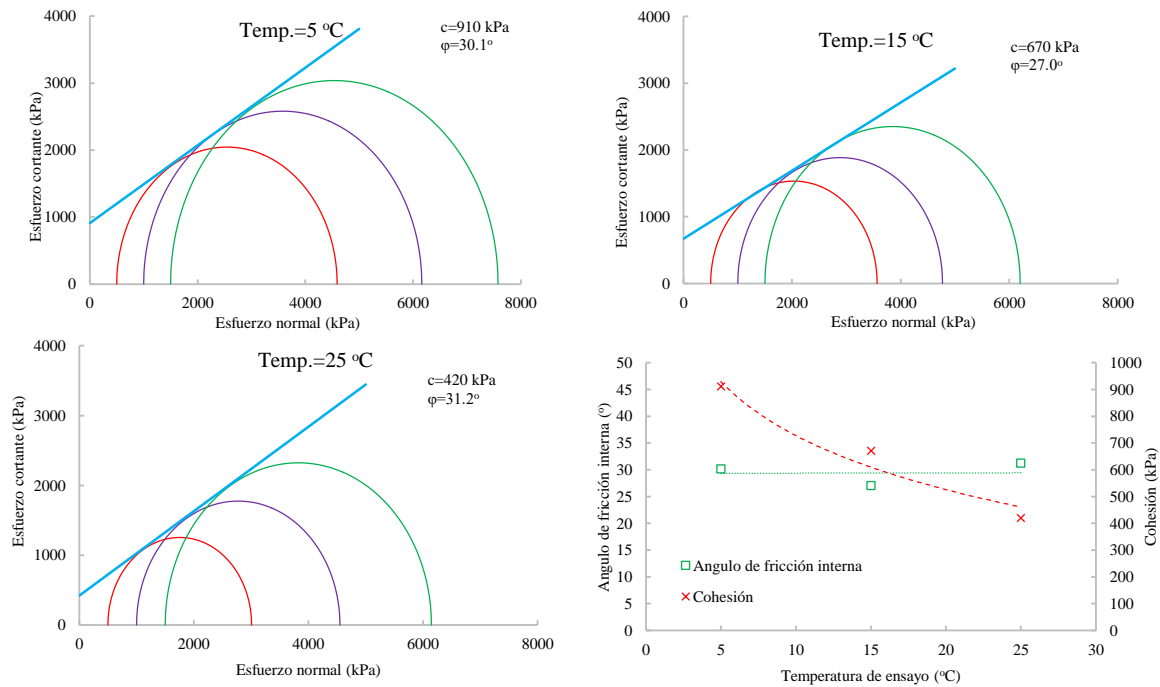
ID.	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 1% de deformación (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 2% de deformación (MPa)	Esfuerzo desviador máximo (kPa)
P-113	5	0.5	259.9	180.1	4090.0
P-114	5	1.0	239.0	190.9	5161.5
P-115	5	1.5	303.2	216.7	6076.1
P-116	15	0.5	133.6	109.5	3066.1
P-121	15	1.0	123.3	102.6	3770.3
P-122	15	1.5	151.2	122.2	4701.4
P-123	25	0.5	65.7	63.0	2506.8
P-124	25	1.0	73.2	72.6	3548.9
P-120	25	1.5	105.4	93.5	4645.6



**Figura A1-7.** Graficas esfuerzo-deformación y esfuerzo desviador máximo para el periodo de exposición al agua de seis meses luego de la saturación.



**Figura A1-8.** Módulos de elasticidad secante a 1 % y 2% de deformación unitaria axial para un periodo de exposición al agua de seis meses luego de la saturación.

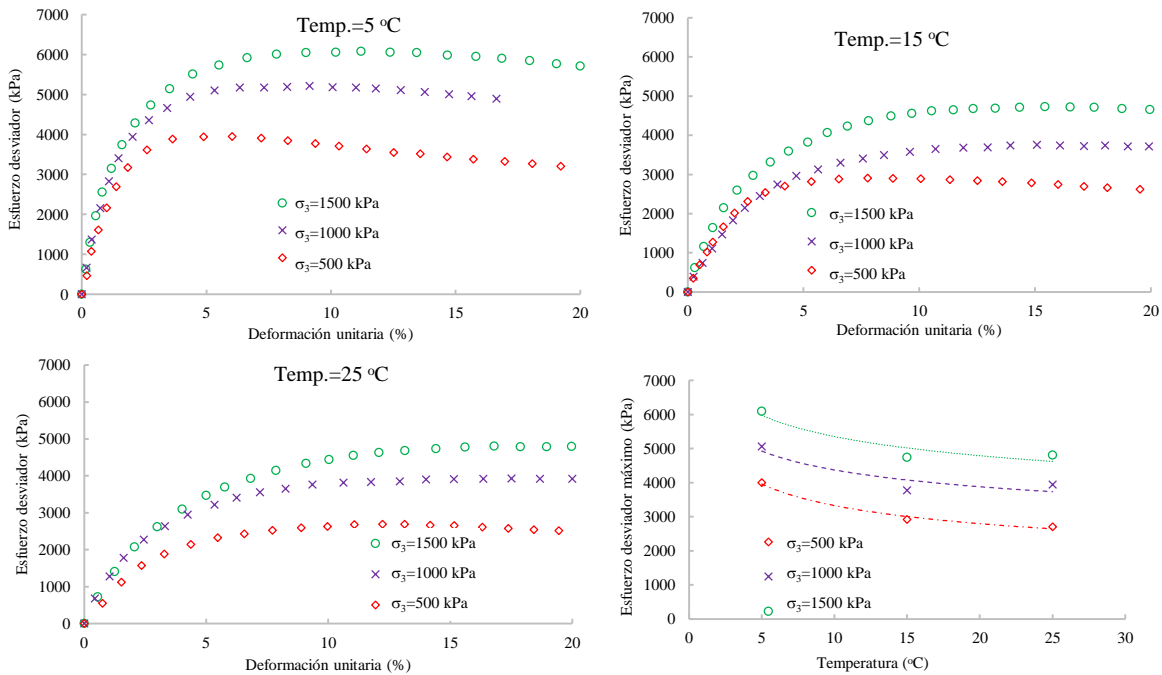


**Figura A1-9.** Círculos de Mohr, ángulo de fricción interna y cohesión para un periodo de exposición al agua de seis meses luego de la saturación.

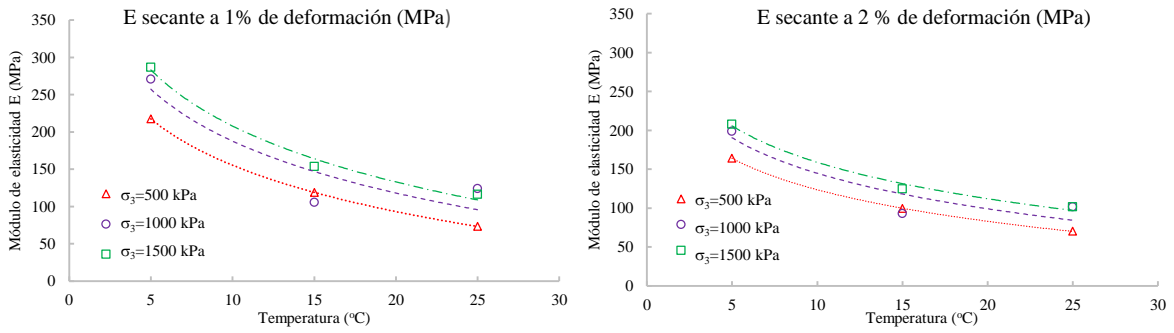
**Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica para un periodo de nueve meses de exposición al agua luego de la saturación.**

**Tabla A1-4.** Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica para nueve meses de exposición al agua luego de la saturación

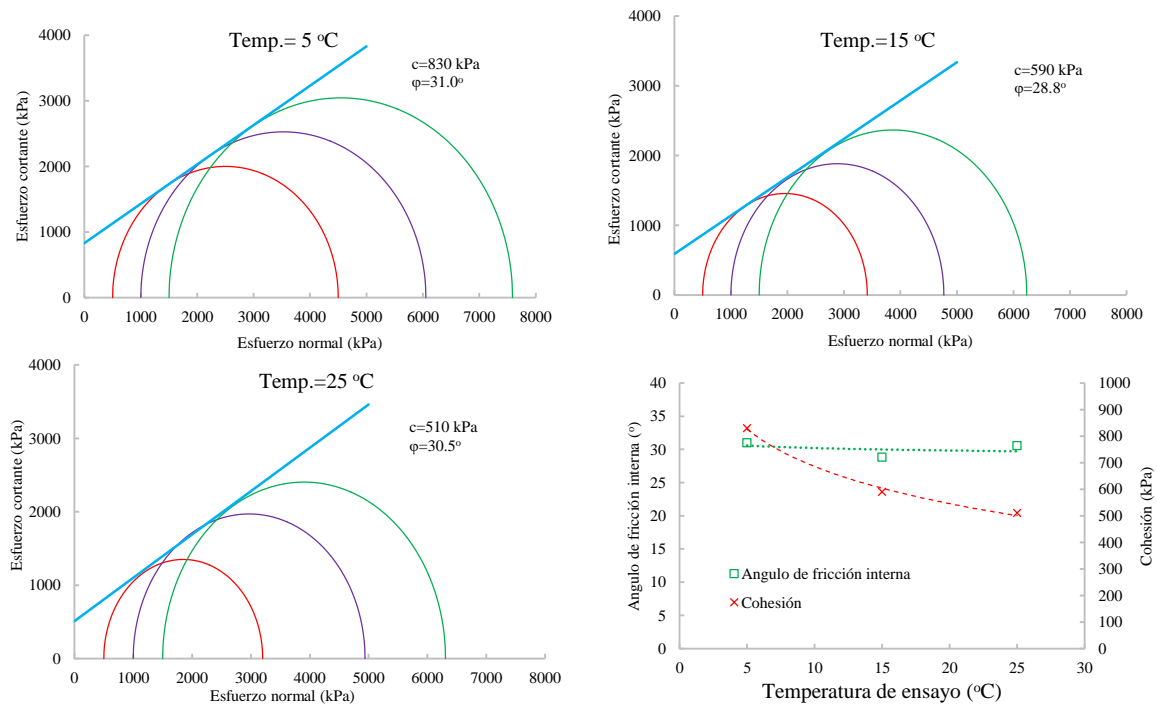
ID.	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 1% de deformación (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 2% de deformación (MPa)	Esfuerzo desviador máximo (kPa)
57	5	0.5	217.6	164.2	3999.1
58	5	1.0	270.6	198.5	5052.8
59	5	1.5	286.5	207.9	6088.7
54	15	0.5	119.0	99.6	2913.1
42	15	1.0	105.5	92.8	3767.7
84	15	1.5	153.5	124.8	4735.0
62	25	0.5	73.3	70.2	2699.7
63	25	1.0	124.1	101.7	3939.0
64	25	1.5	116.2	101.6	4806.7



**Figura A1-10.** Graficas esfuerzo-deformación y esfuerzo desviador máximo para el periodo de exposición al agua de nueve meses luego de la saturación.



**Figura A1-11.** Módulos de elasticidad secante a 1 % y 2% de deformación unitaria axial para un periodo de exposición al agua de nueve meses luego de la saturación.

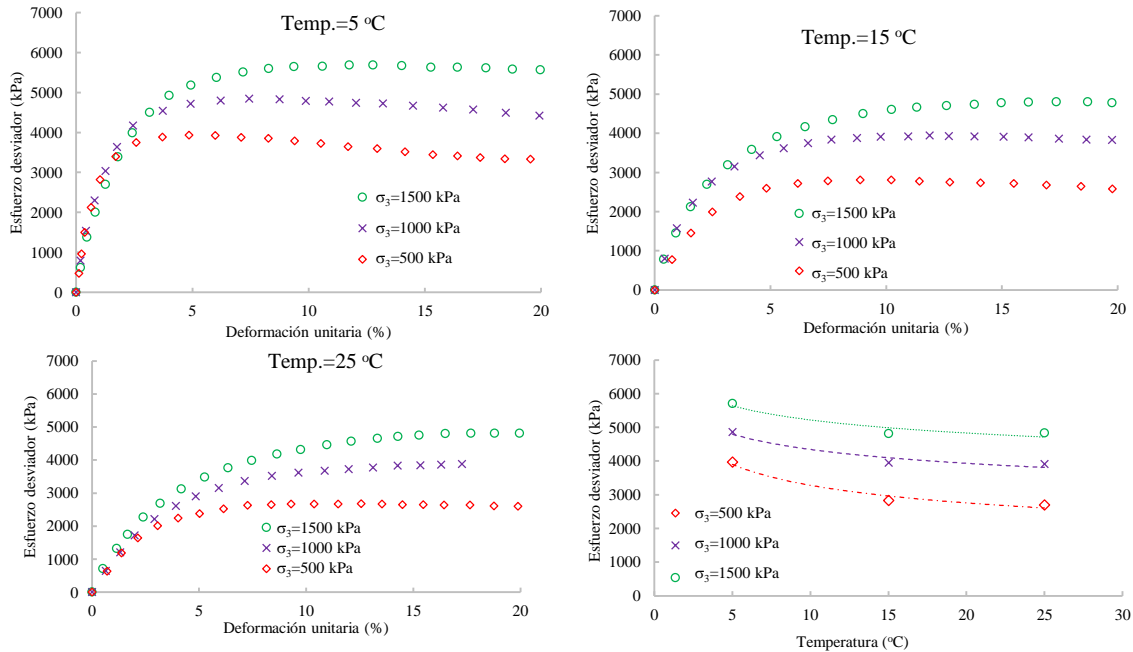


**Figura A1-12.** Círculos de Mohr, ángulo de fricción interna y cohesión para un periodo de exposición al agua de nueve meses luego de la saturación.

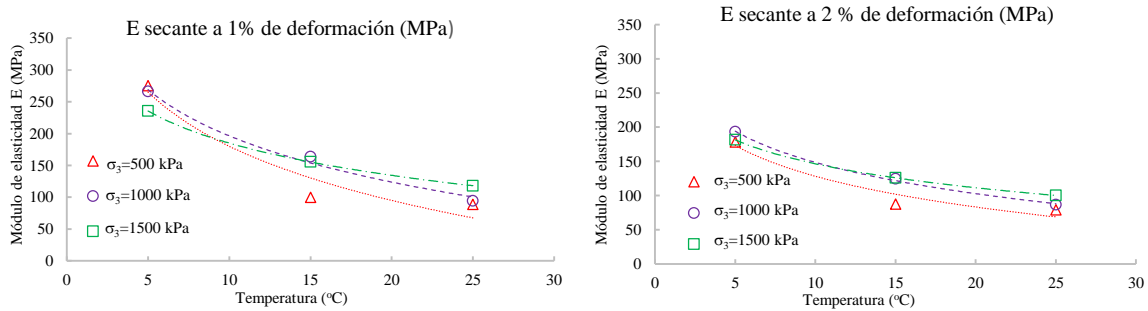
**Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monótonica para un periodo de doce meses de exposición al agua luego de la saturación.**

**Tabla A1-5.** Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monótonica para doce meses de exposición al agua luego de la saturación

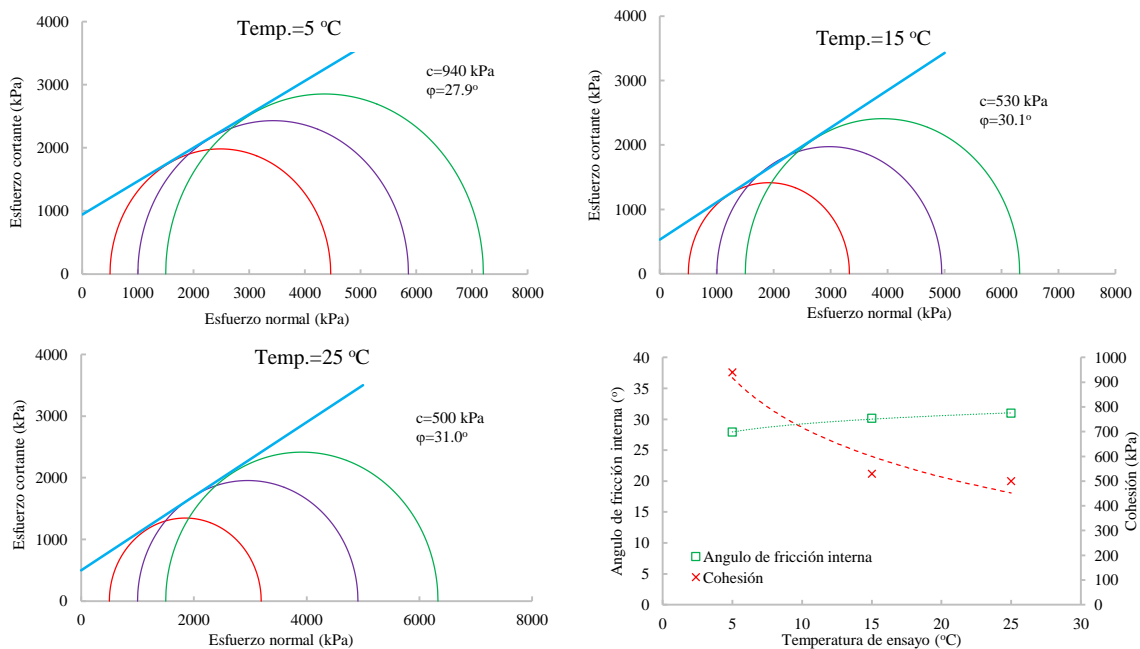
ID. Espécimen	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 1% de deformación (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 2% de deformación (MPa)	Esfuerzo desviador máximo (kPa)
16	5	0.5	274.9	178.0	3962.4
19	5	1.0	266.0	193.3	4857.9
20	5	1.5	235.6	181.5	5703.2
21	15	0.5	99.6	87.2	2827.4
24	15	1.0	163.4	124.2	3947.8
28	15	1.5	155.6	125.8	4816.6
29	25	0.5	88.6	78.7	2693.6
31	25	1.0	94.0	86.3	3909.8
39	25	1.5	118.0	100.1	4829.7



**Figura A1-13.** Graficas esfuerzo-deformación y esfuerzo desviador máximo para el periodo de exposición al agua de doce meses luego de la saturación.



**Figura A1-14.** Módulos de elasticidad secante a 1% y 2% de deformación unitaria axial para un periodo de exposición al agua de doce meses luego de la saturación.

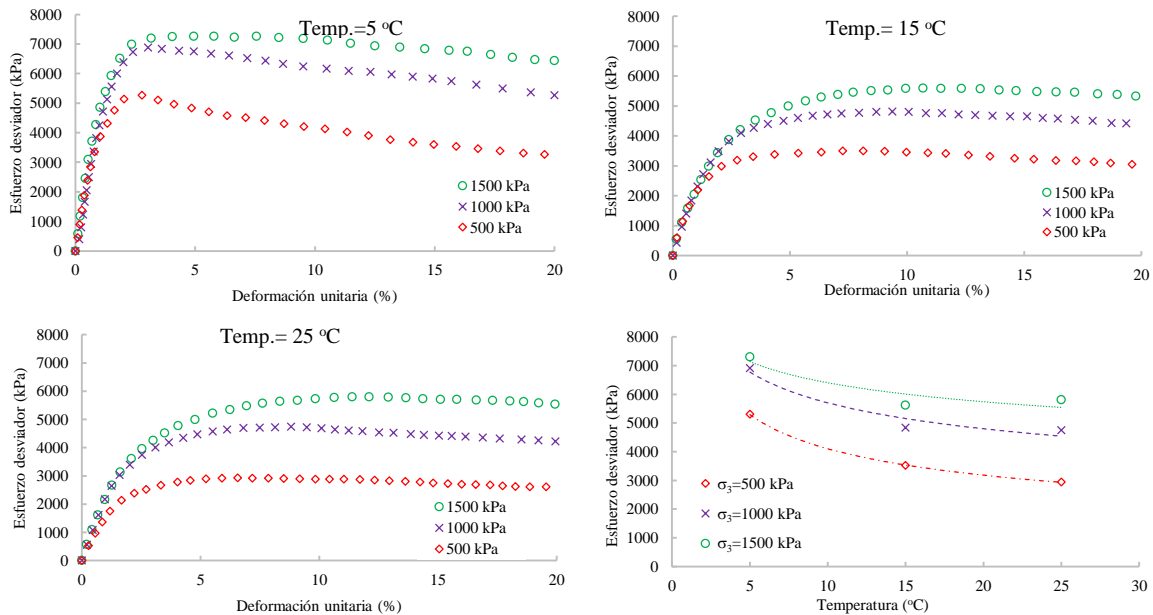


**Figura A1-15.** Círculos de Mohr, ángulo de fricción interna y cohesión para un periodo de exposición al agua de doce meses luego de la saturación.

## Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica para especímenes secos.

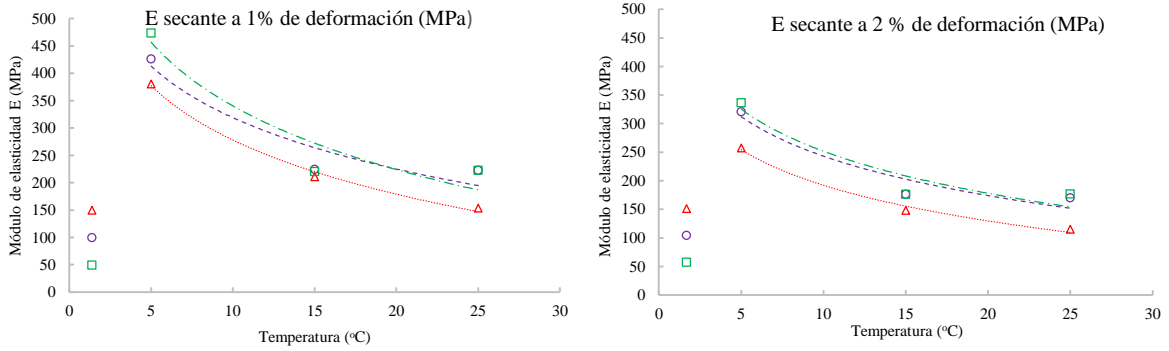
**Tabla A1-6.** Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga monotónica para especímenes secos

ID. Especimen	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de elasticidad secante a 1% de deformación	Módulo de elasticidad secante a 2% de deformación	Esfuerzo desviador máximo (kPa)
			(MPa)	(MPa)	
P-169	5	0.5	380.2	257.0	5300.6
P-43	5	1.0	425.8	320.5	6915.1
P-37	5	1.5	473.6	355.9	7298.1
P-162	15	0.5	210.8	147.9	3520.5
P-166	15	1.0	223.9	176.1	4838.5
P-25	15	1.5	219.7	175.8	5614.2
P-167	25	0.5	153.5	114.8	2940.9
P-174	25	1.0	222.2	170.0	4743.8
P-170	25	1.5	222.5	176.7	5806.1

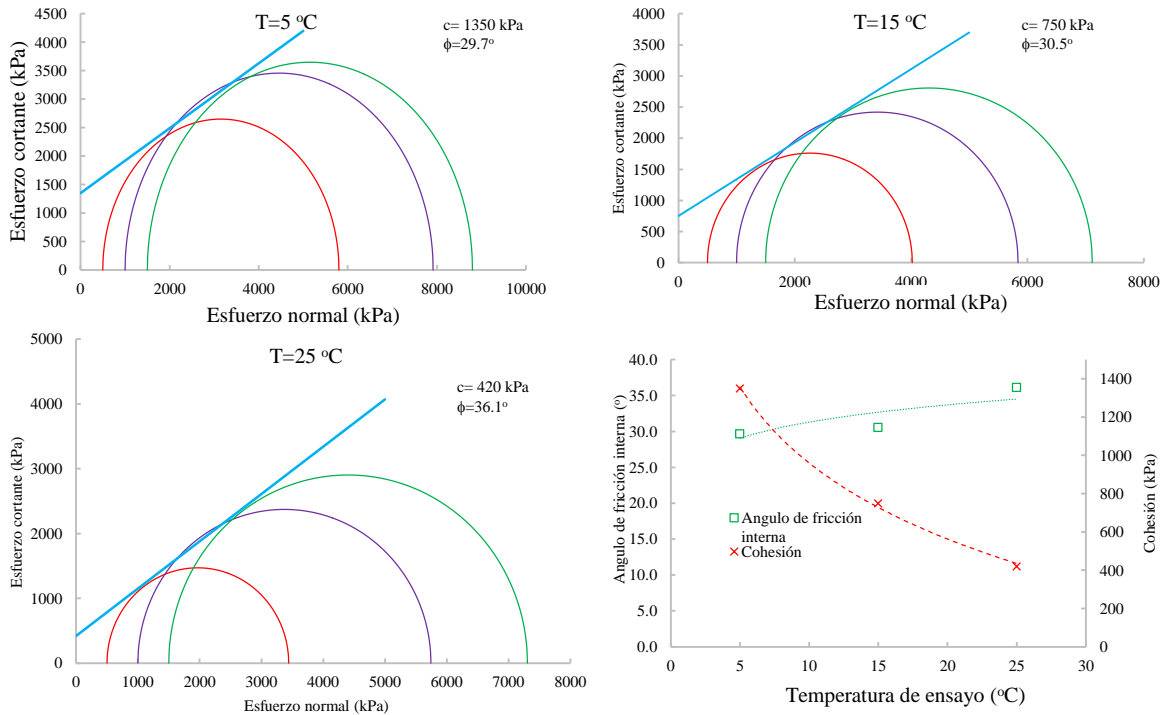


**Figura A1-16.** Graficas esfuerzo-deformación y esfuerzo desviador máximo para especímenes secos.





**Figura A1-17.** Módulos de elasticidad secante a 1 % y 2% de deformación unitaria axial para especímenes secos



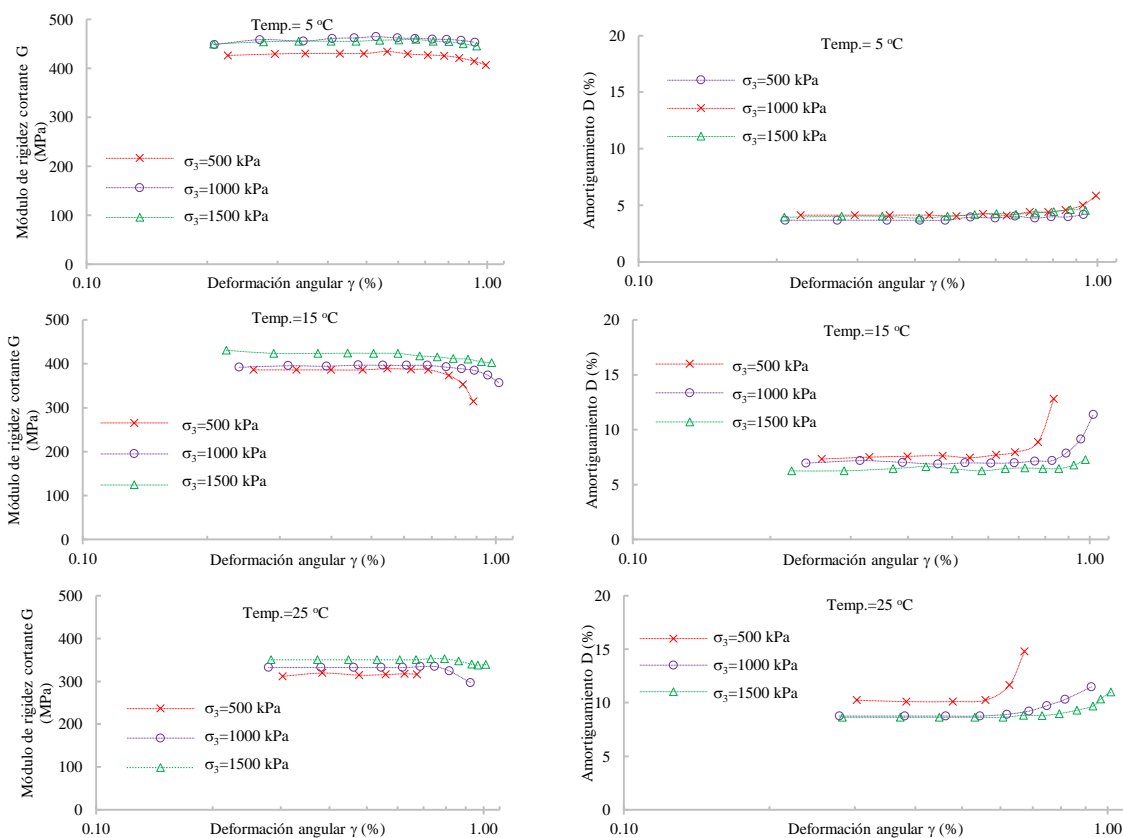
**Figura A1-18.** Círculos de Mohr, ángulo de fricción interna y cohesión para especímenes secos

## ANEXO 2. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS TRIAXIALES BAJO CARGA CÍCLICA.

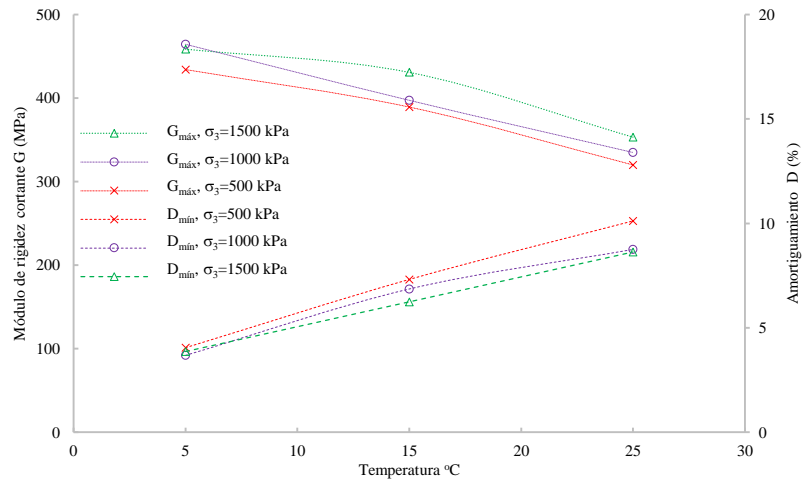
**Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga cíclica para un periodo de 0 (cero) meses de exposición al agua luego de la saturación.**

**Tabla A2-1.** Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga cíclica para cero meses de exposición al agua luego de la saturación

ID. Espécimen	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de rigidez cortante máximo $G_{m\acute{a}x}$ (MPa)	Amortiguamiento mínimo $D_{m\acute{i}n}$ (%)
104	5	0.5	434	4.05
103	5	1.0	464	3.68
105	5	1.5	459	3.87
106	15	0.5	389	7.31
107	15	1.0	397	6.86
108	15	1.5	431	6.24
109	25	0.5	320	10.12
110	25	1.0	335	8.75
111	25	1.5	353	8.63



**Figura A2-1.** Módulo de rigidez cortante ( $G$ ) y amortiguamiento ( $D$ ) en función de la deformación unitaria angular ( $\gamma$ ), para un periodo de exposición al agua de cero meses luego de la saturación.

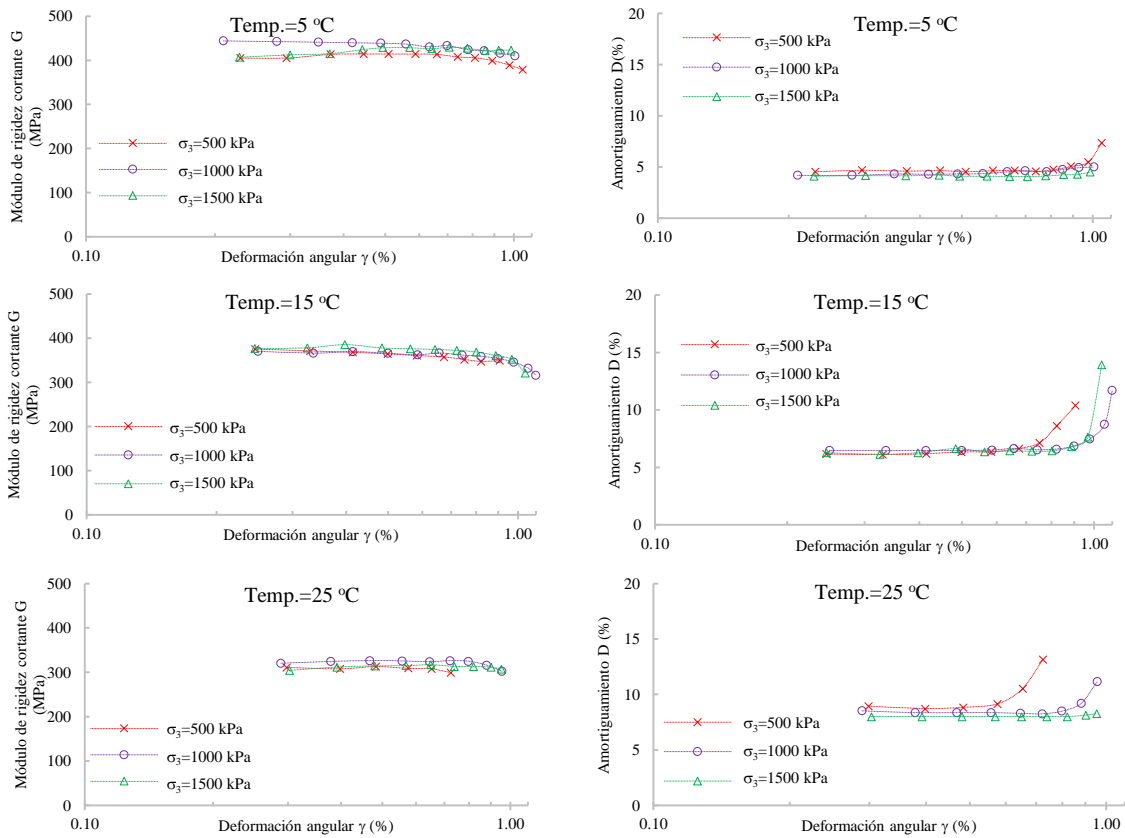


**Figura A2-2.** M3dulo de rigidez cortante m3ximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ) y amortiguamiento m3nimo ( $D_{m\acute{i}n}$ ), para un periodo de exposici3n al agua de cero meses luego de la saturaci3n.

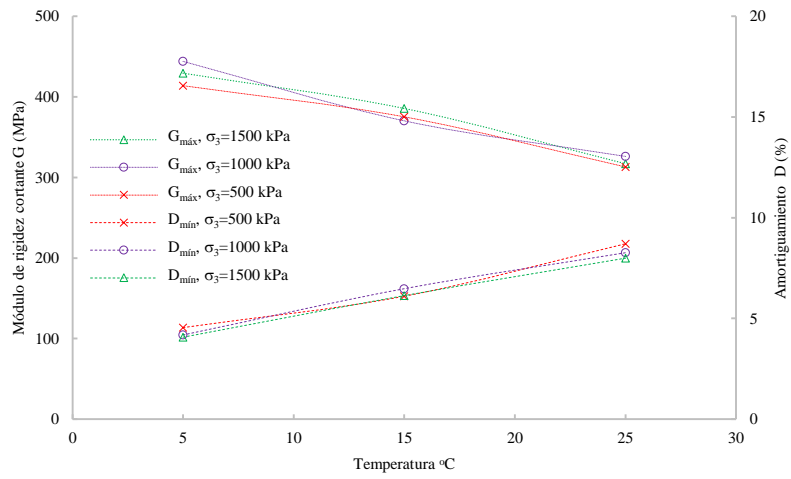
**Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga cíclica para un periodo de tres meses de exposición al agua luego de la saturación.**

**Tabla A2-2.** Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga cíclica para tres meses de exposición al agua luego de la saturación

ID. Espécimen	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de rigidez cortante máximo $G_{m\acute{a}x}$ (MPa)	Amortiguamiento mínimo $D_{m\acute{i}n}$ (%)
147	5	0.5	414	4.55
148	5	1.0	444	4.18
149	5	1.5	429	4.08
150	15	0.5	375	6.11
151	15	1.0	370	6.47
152	15	1.5	386	6.14
153	25	0.5	313	8.71
158	25	1.0	326	8.26
159	25	1.5	317	7.99



**Figura A2-3.** Módulo de rigidez cortante ( $G$ ) y amortiguamiento ( $D$ ) en función de la deformación unitaria angular ( $\gamma$ ), para un periodo de exposición al agua de tres meses luego de la saturación.

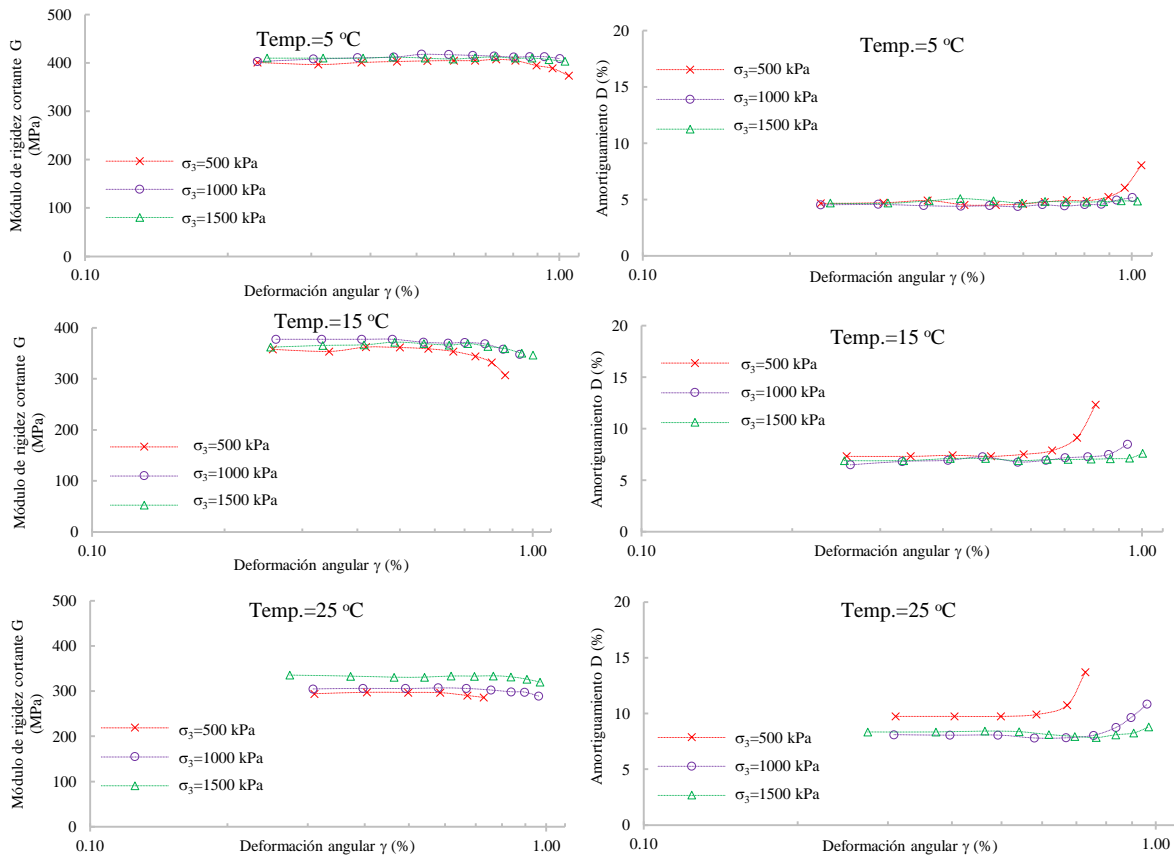


**Figura A2-4.** M3dulo de rigidez cortante m3ximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ) y amortiguamiento m3nimo ( $D_{m\acute{i}n}$ ), para un periodo de exposici3n al agua de tres meses luego de la saturaci3n.

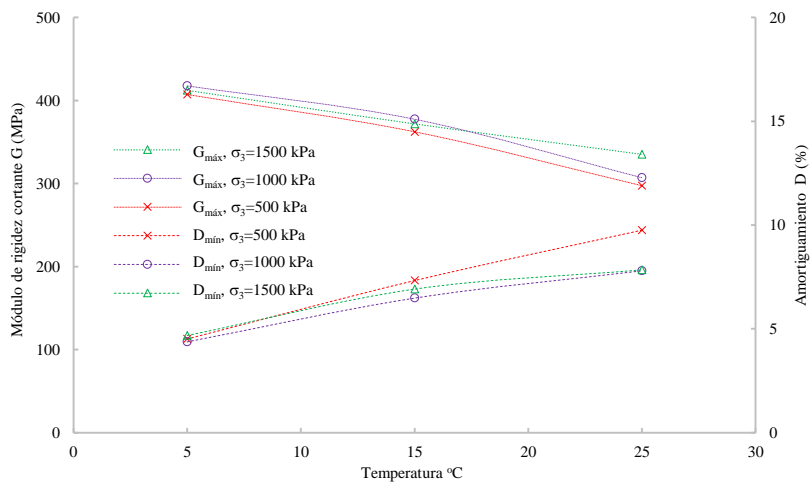
**Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga cíclica para un periodo de seis meses de exposición al agua luego de la saturación.**

**Tabla A2-3.** Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga cíclica para seis meses de exposición al agua luego de la saturación

ID. Espécimen	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de rigidez cortante máximo $G_{m\acute{a}x}$ (MPa)	Amortiguamiento mínimo $D_{m\acute{i}n}$ (%)
125	5	0.5	407	4.52
126	5	1.0	417	4.37
127	5	1.5	412	4.68
135	15	0.5	362	7.33
136	15	1.0	377	6.48
133	15	1.5	372	6.91
132	25	0.5	297	9.76
131	25	1.0	307	7.80
128	25	1.5	335	7.84



**Figura A2-5.** Módulo de rigidez cortante ( $G$ ) y amortiguamiento ( $D$ ) en función de la deformación unitaria angular ( $\gamma$ ), para un periodo de exposición al agua de seis meses luego de la saturación.

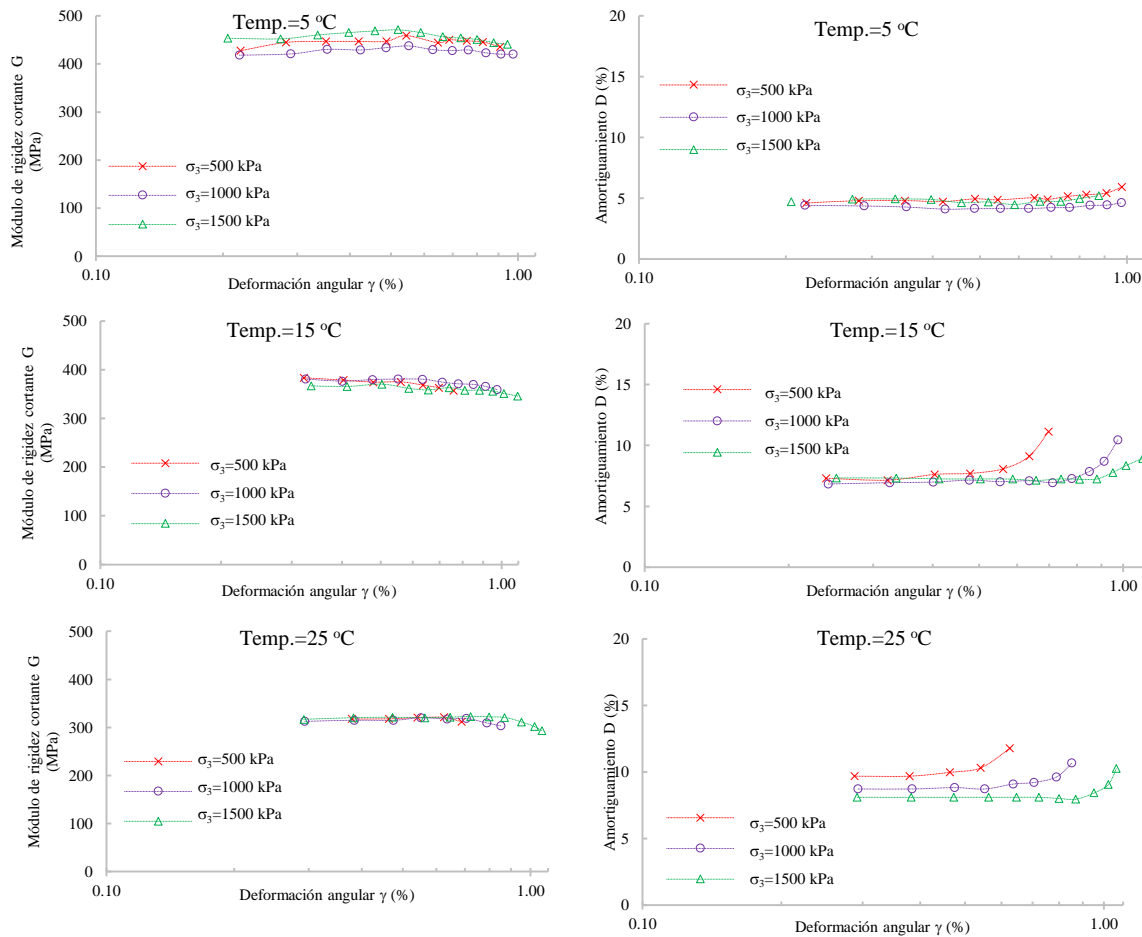


**Figura A2-6.** M3dulo de rigidez cortante m3ximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ) y amortiguamiento m3nimo ( $D_{m\acute{i}n}$ ), para un periodo de exposici3n al agua de seis meses luego de la saturaci3n.

**Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga cíclica para un periodo de nueve meses de exposición al agua luego de la saturación.**

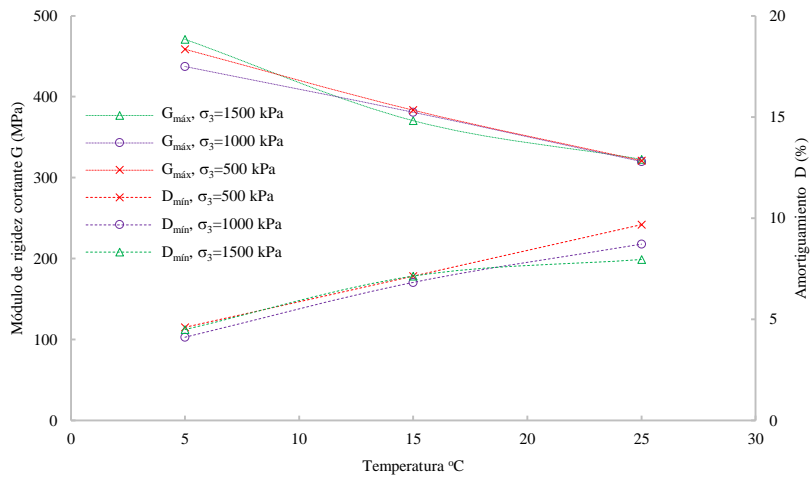
**Tabla A2-4.** Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga cíclica para nueve meses de exposición al agua luego de la saturación

ID. Espécimen	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de rigidez cortante máximo $G_{m\acute{a}x}$ (MPa)	Amortiguamiento mínimo $D_{m\acute{i}n}$ (%)
65	5	0.5	459	4.60
66	5	1.0	437	4.11
67	5	1.5	471	4.48
92	15	0.5	383	7.13
93	15	1.0	381	6.82
89	15	1.5	370	7.13
88	25	0.5	321	9.69
90	25	1.0	320	8.72
91	25	1.5	323	7.96



**Figura A2-7.** Módulo de rigidez cortante ( $G$ ) y amortiguamiento ( $D$ ) en función de la deformación unitaria angular ( $\gamma$ ), para un periodo de exposición al agua de nueve meses luego de la saturación.



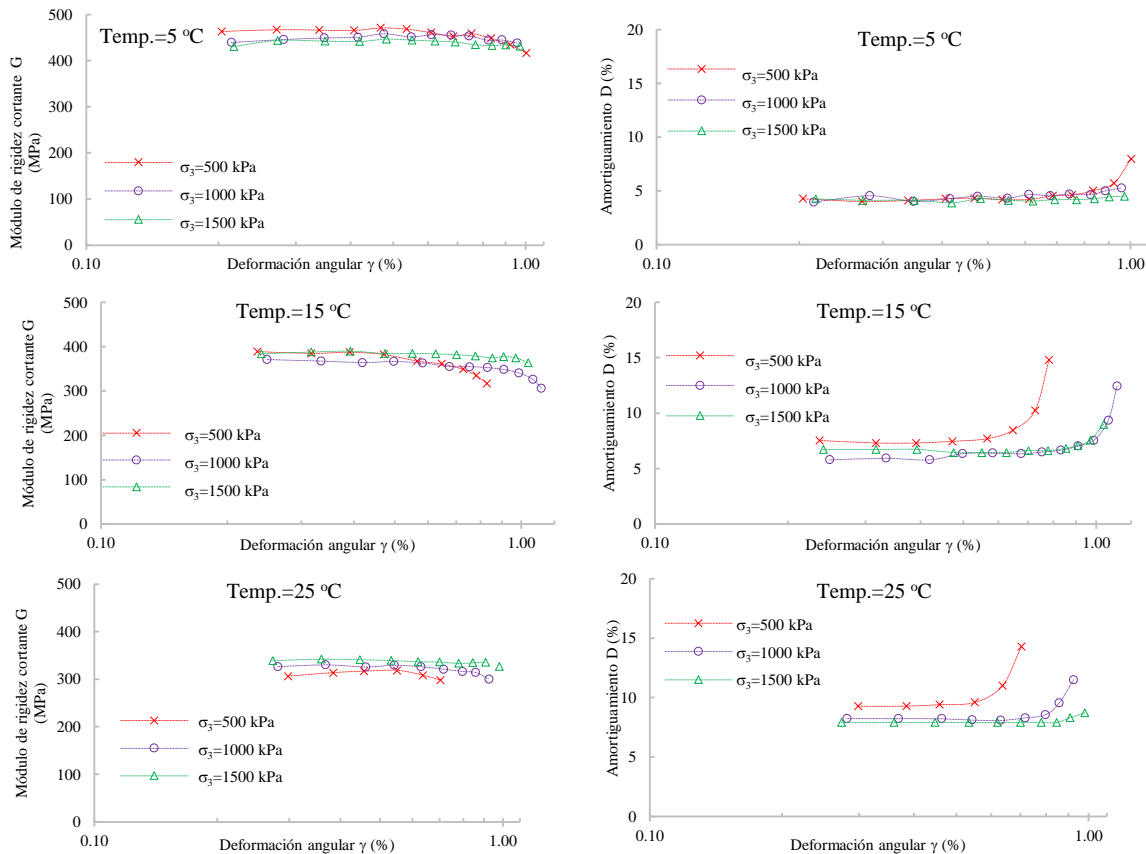


**Figura A2-8.** M3dulo de rigidez cortante m3ximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ) y amortiguamiento m3ximo ( $D_{m\acute{i}n}$ ), para un periodo de exposici3n al agua de nueve meses luego de la saturaci3n.

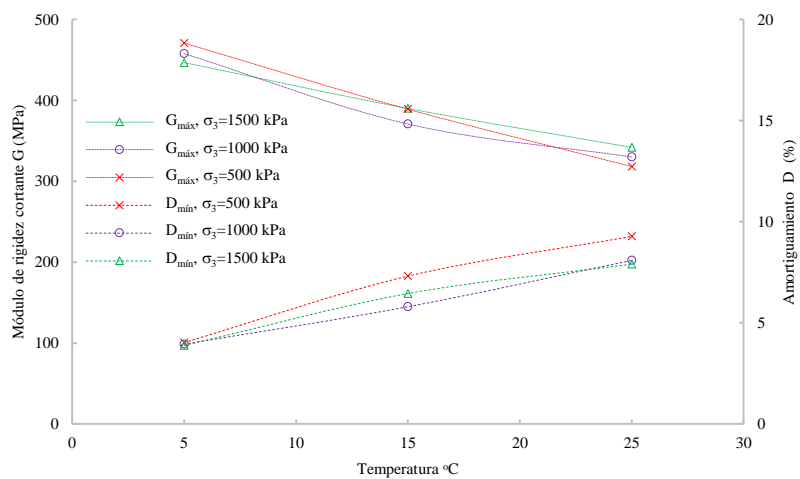
**Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga cíclica para un periodo de doce meses de exposición al agua luego de la saturación.**

**Tabla A2-5.** Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga cíclica para doce meses de exposición al agua luego de la saturación

ID. Espécimen	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de rigidez cortante máximo $G_{m\acute{a}x}$ (MPa)	Amortiguamiento mínimo $D_{m\acute{i}n}$ (%)
14	5	0.5	471	4.02
34	5	1.0	458	3.95
38	5	1.5	446	3.88
35	15	0.5	389	7.31
23	15	1.0	371	5.80
33	15	1.5	390	6.45
41	25	0.5	318	9.28
47	25	1.0	330	8.09
48	25	1.5	342	7.90



**Figura A2-9.** Módulo de rigidez cortante ( $G$ ) y amortiguamiento ( $D$ ) en función de la deformación unitaria angular ( $\gamma$ ), para un periodo de exposición al agua de doce meses luego de la saturación.

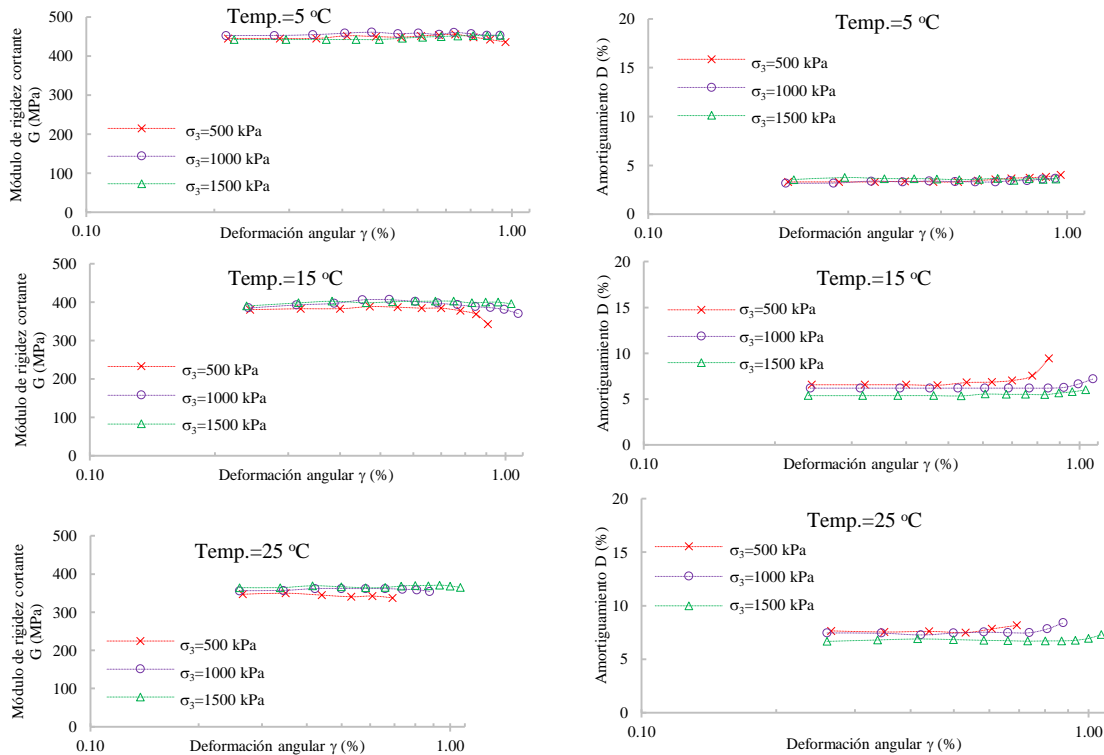


**Figura A2-10.** M3dulo de rigidez cortante m3ximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ) y amortiguamiento m3nimo ( $D_{m\acute{i}n}$ ), para un periodo de exposici3n al agua de doce meses luego de la saturaci3n.

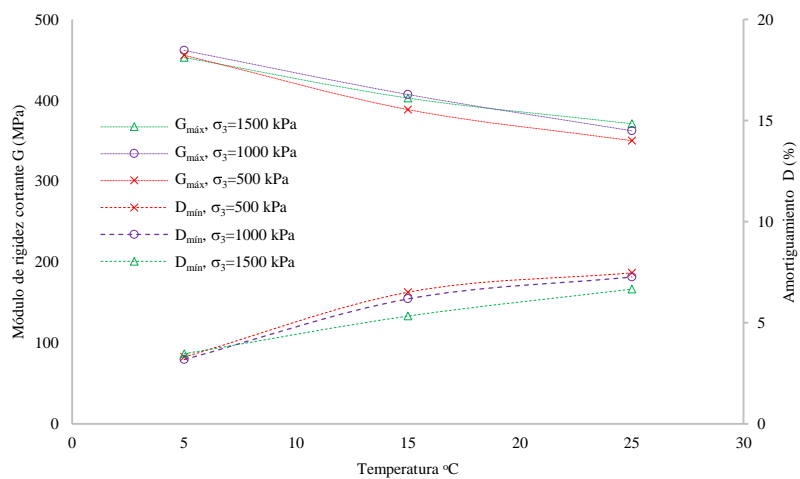
**Resultados de las pruebas triaxiales bajo carga cíclica para especímenes secos.**

**Tabla A2-6.** Resultados de las pruebas triaxiales cíclicas para especímenes secos

ID. Espécimen	Temperatura de ensayo (°C)	Confinamiento (MPa)	Módulo de rigidez cortante máximo $G_{m\acute{a}x}$ (MPa)	Amortiguamiento mínimo $D_{m\acute{i}n}$ (%)
176	5	0.5	456	3.31
165	5	1.0	462	3.19
172	5	1.5	453	3.48
183	15	0.5	389	6.51
182	15	1.0	407	6.19
181	15	1.5	403	5.34
173	25	0.5	350	7.47
175	25	1.0	362	7.27
177	25	1.5	371	6.67



**Figura A2-11.** Módulo de rigidez cortante ( $G$ ) y amortiguamiento ( $D$ ) en función de la deformación unitaria angular ( $\gamma$ ) para especímenes secos.



**Figura A2-12.** M3dulo de rigidez cortante m3ximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ) y amortiguamiento m3nimo ( $D_{m\acute{i}n}$ ) para espec3menes secos