

Mezclas asfálticas

Evaluación del efecto de la acción del agua en las propiedades físicas y mecánicas de las mezclas asfálticas de la región amazónica sobre las condiciones de humedad inducida

Breno Salgado Barra, M.Sc.; Leto Momm, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina
Liedi Légi Bariani Bernucci, Dr.
Escola Politécnica da Universidade de Sao Paulo
Brasil

Resumen

Siendo el agua uno de los agentes naturales más nocivos en el mantenimiento de la integridad en las propiedades físicas y mecánicas de los pavimentos durante su vida útil, el enfoque principal de este trabajo tiene como finalidad abordar el efecto de la acción del agua en mezclas asfálticas sobre condiciones de humedad inducida, utilizando los principios teóricos propuestos en el Ensayo Lottman Modificado (AASHTO T-283/89). La región Amazónica, pero especialmente el Estado de Pará, por presentar índices pluviométricos anuales alrededor de 2500 mm a 3000 mm, por lo tanto, bastante elevados, fue la escogida para la selección de materiales destinados a la formulación del esqueleto mineral de las mezclas asfálticas (agregado seniogranítico, arena de cuartilla y polvo calcáreo). El cemento asfáltico de petróleo utilizado (CAP 50/70) procedió de la Refinería Lubricantes y Derivados del Petróleo del Noreste, localizada en el Estado de Ceará (LUBNOR/CE). Se analizan, comparativamente, las mezclas asfálticas producidas a través de formulación de curvas granulométricas concebidas a través de la Ecuación de Fuller o Talbot (llamadas curvas teóricas) y los parámetros utilizados en Brasil, como las curvas granulométricas del Departamento Nacional de Infraestructura de Transportes (DNIT), luego de explorada la curva C, en función de ser muy empleada en esa región en los servicios de pavimentación. El estudio desarrollado puede comprobar el efecto dañino del agua en las mezclas asfálticas cuando se presente en los intersticios de sus composiciones, principalmente en condiciones de elevado gradiente térmico.

1. Introducción

Son numerosas las variables que afectan la velocidad de degradación de las mezclas asfálticas por la acción del agua, como la cualidad inicial de la adhesión en la interfase cemento asfáltico de petróleo (CAP)/agregado, la duración y las condiciones del contacto con el agua,

y los factores ligados a la formulación y a la fabricación de mezclas.

Para mejorar la previsión de las degradaciones que pueden ser generadas en los pavimentos, los ensayos de laboratorio deben necesariamente tomar en cuenta el efecto del agua en sus estructuras. Estas medidas preventivas son imperativas a los responsables por las obras de pavimentación ejecutadas en países tropicales portadores de un clima ecuatorial húmedo, que poseen elevadas precipitaciones pluviométricas y temperatura media a lo largo del año.

Para la evaluación de la susceptibilidad al agua de las mezclas asfálticas probadas en este trabajo, fue escogido el ensayo Lottman Modificado, preescrito por la American Association of State and Highway Transportation Officials (AASHTO) sobre la designación T-283-89 (1).

La escogencia de este ensayo se justifica por la importancia de la evaluación en cuanto a la eficiencia de la adhesividad en la interface cemento asfáltico de petróleo (CAP)/agregado, debido a la incidencia contundente de lluvias en la Región Amazónica que propician una evolución del proceso de desagregación en las mezclas asfálticas por la acción dañina del agua.

El objetivo de este trabajo es, por tanto, profundizar en conocimientos sobre el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas, provenientes de formulaciones de curvas teóricas (CT) y prácticas (CP) sobre el efecto del agua, procurando simular las condiciones similares presentes en los climas caliente y húmedo.

2. Área de influencia de la investigación

Los yacimientos de los materiales seleccionados para esta investigación (agregado seniogranítico, arena de cuartilla y polvo calcáreo) se sitúan en la Región

Amazónica, en la parte Noreste del Estado de Pará (porción hachurada) en la Figura 1, incluida en la zona de actuación del Programa Grande Carajás, desarrollado por la Compañía de Búsquedas en Recursos Minerales (5). En el contexto rodoviario, existe un porcentaje aproximado de 4.10% (1,245 km) del total de 10.89% (3,730 km) de carreteras pavimentadas en todo el Estado de Pará (15).

La zona es característica por presentar un clima, predominantemente, del tipo Am (Tropical Húmedo y Moncoes, con pluviosidad acentuada). Posee elevados índices de precipitación pluviométrica, teniendo apenas la capital del Estado de Pará (Belém), registrado en el 2005 un total de 3055,4 mm/año, superior a la media de su serie histórica, que es de 2892,8 mm/año, de acuerdo con la Secretaría Ejecutiva de Ciencia, Tecnología y Medio Ambiente (14), (Tabla 1), (Figura 2). La variación media anual de la temperatura se sitúa entre 25°C y 32°C. Los valores más elevados son registrados en los meses de julio a octubre, llegando hasta 37°C. La humedad relativa del aire está situada entre 85% y 95% (5).

3. Revisión bibliográfica

La adhesión entre dos materiales es un fenómeno complejo que depende de las propiedades físico mecánicas y químicas de sus componentes.

El proceso de adhesión CAP/agregado se divide en dos etapas: la primera concierne a la mezcla, denominada adhesividad activa, caracterizada por el moldeado y el envolvimiento de la superficie granular por el bitumen. La segunda, llamada adhesividad pasiva, es de gran importancia en lo que concierne a duración de vida del material y corresponde a la resistencia al desprendimiento del ligante, cuando el agua se asocia a las cargas del tráfico perjudica el mantenimiento del proceso descrito (9), (12), (17).

BARRA y MOMM (4), discuten detalladamente sobre la importancia de la consideración de estas dos etapas del proceso de adhesión citadas en el párrafo anterior, principalmente en la influencia de la naturaleza del filler y del tamaño de sus partículas en las propiedades de los mastiques, tomando en cuenta parámetros como la Teoría de Ruiz y la relación filler/bitumen propuesta por el Strategic Highway Research Program (SHRP).

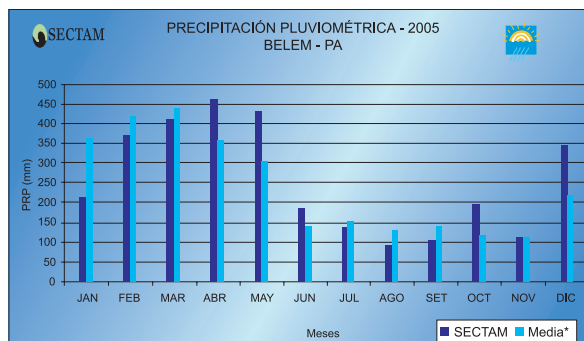
Área de influencia de la investigación (porción hachurada) (5)

Figura 1



Precipitación pluviométrica en Belém-PA en el año 2005 (14)

Figura 2



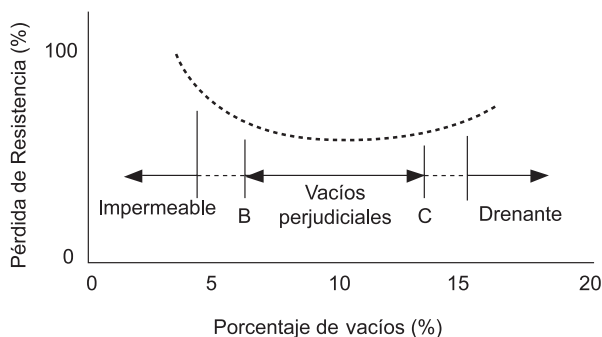
Precipitación pluviométrica en Belém-PA en el año 2005 (14)

Tabla 1

PRECIPITACION PLUVIOMETRICA MENSUAL BELEM-PA (2005)												
MESES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Secta M	215,7	369,7	412,0	459,5	431,1	184,2	138,7	90,7	104,5	192,4	111,8	345,1
Media	366,5	417,5	436,2	360,0	304,1	140,2	152,1	131,1	140,8	116,1	111,8	216,1

Figura 3

Intervalo de "vacíos perjudiciales" en función de la pérdida de resistencia por la acción deletérea de la humedad inducida (16)



En el área de influencia de esta investigación, el polvo calcáreo calcítico por sus características químicas y físicas bastante favorables, ha presentado resultados muy satisfactorios en cuanto a la mejoría de la adhesividad en la interface CAP/agregado, así como la resistencia mecánica del mastic (aumento del punto de amoldamiento y disminución de la penetración de CAP) empleado cuando es como filler en las mezclas asfálticas (3), hasta poseer un elevado potencial para resistir las tensiones interfaciales y superficiales (tanto de los agregados como del agua).

A través de estos laboratorios, considerando condiciones ambientales climáticas de hielo y deshielo

en las mezclas asfálticas, se llevó a cabo un estudio en Oregon University (USA), como parte del Programa SHRP, denominado Environmental Conditioning System (ECS), sobre los métodos de vacíos perjudiciales a la resistencia (ruptura por tracción indirecta y compresión diametral) y la rigidez (módulo de resiliencia) de las mezclas asfálticas, denominado un "concepto de vacíos perjudiciales" (16) (Figura 3).

De acuerdo con las conclusiones efectuadas en la búsqueda, el segmento BC es considerado como el más perjudicial en las condiciones de inducción de humedad, pues como presenta un intervalo de vacíos entre las mezclas considerados impermeables y drenantes, posee zonas no conectadas entre los vacíos de la mezcla, acarreado una retención del fluido en su interior, mejorando la posibilidad de desagregación de la mezcla por la pérdida de la adhesividad en la interface CAP/agregado, influenciando en la disminución de los valores referentes a la resistencia a la tracción indirecta.

PINZON (13), al monitorear diversas formulaciones de mezclas asfálticas sobre el efecto del agua se somete a variadas situaciones de condicionamiento, a través de la ejecución de ensayos destructivos (módulo de resiliencia, inmersión-compresión y Lottman modificado) y no destructivos (módulo complejo en modo continuo), se concluyó que los ensayos destructivos realizados a temperatura fija son menos recomendados, en relación a los que permiten un acompañamiento en la evolución del comportamiento de las mezclas asfálticas (modo continuo) en contacto con el agua, pues evalúan apenas situaciones puntuales y no pueden proveer la evolución de la degradación del material en contacto con el agua y tampoco constata el nivel de recuperación del material a los procedimientos de secado, después de todo condicionados.

Tabla 2

Distribución granulométrica de los agregados utilizados en la curva práctica (2)

Malla	Abertura (mm)	Porcentaje en peso pasando (%)				
		Agreg. 1	Agreg. 0	Piedra	Arena	Polvo Calcáreo
3/4"	19,1	100	100	100	100	100
1/2"	12,7	65,1	98,8	100	100	100
3/8"	9,50	19,2	90,8	100	100	100
N° 4	4,76	0,6	35,5	99,4	100	100
N° 10	2,20	0,4	5,9	82,6	99,8	100
N° 40	0,42	0,3	1,4	52,5	75,1	100
N° 80	0,20	0,3	0,6	25,6	21,6	77,1
N° 200	0,075	0,1	0,2	8,8	1,6	50,0
Proporciones porcentuales seleccionadas por tanteo		15%	30%	34%	17%	4%

4. Curvas granulométricas seleccionadas

Los arreglos granulométricos fueron construidos con curvas granulométricas prácticas y teóricas, recibiendo las denominaciones de CP y CT, respectivamente.

La granulometría de la curva CP, representativa de la región estudiada, fue proyectada respetando los límites porcentuales de la franja granulométrica C del Departamento Nacional de Infraestructura de Transportes (8) por las proporciones porcentuales de cada material, de modo que se ajusta mejor a los límites de la Curva C (2), (Tabla 2).

Las curvas granulométricas CT (1 y 2), fueron construidas con el uso de la Ecuación 1, en que se fija el diámetro máximo de los grados de distribución granulométrica y el porcentaje del material pasante en la malla de menor abertura de la serie de mallas escogidas por el proyectador. Por lo tanto, la Ecuación 1 de Fuller o Talbot fue la escogida para formular sus arreglos granulométricos, sienta expresada por:

$$\%p = a \cdot (d/D)^n \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

%p = porcentaje en peso que pasa la malla de abertura d (dado caso, de 0,075 mm);

a = constante, tomada igual a 100;

d = abertura de una malla dada (mm);

D = tamaño máximo, abertura de una malla que pasa 100% (dado caso, es de 19,1 mm); y,

n = exponente

La diferencia entre las curvas CT1 y CT2 está en la naturaleza del agregado empleado entre las mallas de 1,2 mm, 0,6 mm y 0,3 mm. La curva CT1 utilizó arena natural de tajo y la curva CT2 es arena artificial oriunda de la trituración de la roca sienogranítica, por lo tanto, dentro de una misma serie de mallas (2), (Tabla 3).

Como la variación fue solamente en relación a la naturaleza y sobre la morfología de los agregados, las curvas CT1 y CT2 tuvieron sus trayectorias superpuestas, obteniendo un exponente de 0,51 (Figura 4).

5. Metodología de ensayo

El análisis de la pérdida de resistencia a la tracción de las mezclas asfálticas a través del proceso de humedad inducida del ensayo Lottman Modificado (1) se da en especímenes de prueba compactados con el mazo Marshall, comprendiendo un intervalo de $7\% \pm 1\%$ en cuanto al volumen de vacíos de las mezclas, en que se aplica un número de golpes reducido (en relación a los 75 normalmente estipulados en el ensayo Marshall) hasta que se alcance este nivel de vacíos en las mezclas asfálticas al ser probadas. Por lo tanto, es necesario obtener curvas que relacionen el contenido de bitumen con el porcentaje de vacíos de las mezclas, así como las medidas de los especímenes de prueba utilizados en la construcción de las curvas mencionadas.

Para la saturación con agua de 55% a 80% de los especímenes de prueba, se utiliza una bomba de vacío,

y un desecador de vidrio. El proceso de saturación consiste en medir la masa inicial de los especímenes de prueba y, de la toma del volumen de vacíos, se calcula la masa de agua que deben ocupar los vacíos del espécimen de prueba para alcanzar el grado de saturación exigida por el método.

El espécimen de prueba es sumergido en un desecador con agua y en seguida se aplica el vacío. Después de 15 segundos, se retira el espécimen de prueba de la inmersión y se determina su masa. Por comparación de masas es conocido el grado de saturación que el espécimen de prueba alcanzó. En el caso de no ser alcanzado el mínimo de 55%, es retornado para la inmersión y se aumenta el tiempo de permanencia sobre el vacío. En situación contraria (más de 80%) se descarta la muestra.

En seguida, los especímenes de prueba son llevados a un congelador a una temperatura de aproximadamente

Distribución granulométrica de las curvas teóricas (2)

Tabla 3

Mallas	Abertura (mm)	Distribución Granulométrica de las Curvas Teóricas (% pasando)
3/4"	19,1	100,0
1/2"	12,7	81,3
3/8"	9,50	70,1
N° 4	4,76	49,4
N° 10	2,20	33,4
N° 16	1,20	24,5
N° 30	0,6	17,2
N° 50	0,3	12,1
N° 100	0,15	8,5
N° 200	0,075	6,0

Curvas teóricas comparadas con la curva práctica mediante los límites de la banda C del DNIT (2)

Figura 4

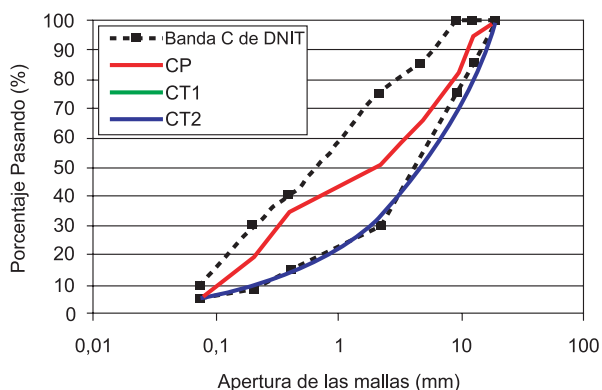


Tabla 4 Resistencia a la tracción por compresión diametral de las mezclas asfálticas no condicionadas y condicionadas del ensayo Lottman Modificado, en MPa (2)

Tipo de muestra	% CAP	CT1		% CAP	CT2		% CAP	CP	
		RT (CT1)	RT Medio		RT (CT2)	RT Medio		RT (CP)	RT Medio
No condic.	5,5	0,96	0,94	5,5	0,77	0,77	5,8	0,67	0,67
		0,92			0,83			0,75	
		0,95			0,71			0,60	
Condic.	5,5	0,76	0,77	5,5	0,56	0,56	5,8	0,47	0,51
		0,78			0,55			0,54	
		0,77			0,57			0,51	

Son consideradas mezclas con una buena adhesividad, aquellas cuyo cociente obtenido entre los valores de resistencia a la tracción de las mezclas condicionadas y no condicionadas (en porcentaje), denominado de resistencia residual a tracción (RRT), se comprenden en un nivel de por lo menos 70% (10). Ya la metodología Superpave del Programa SHRP recomienda valores encima de 80% (1). El procedimiento de ruptura y la adquisición de datos en este ensayo es obtenido de la misma manera que en los ensayos de resistencia a tracción indirecta.

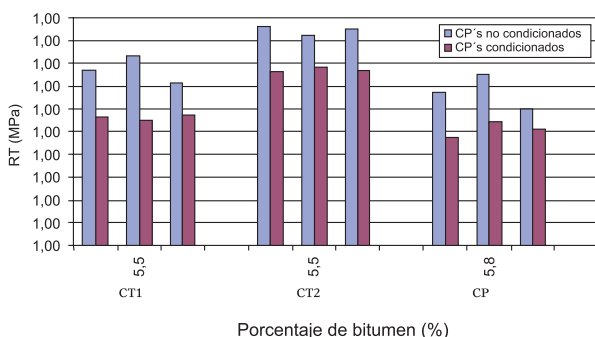
Tabla 5 Resistencia residual a Tracción (RRT) entre las RT de los especímenes de prueba con y sin condicionamiento, en MPa (2)

% CAP	RRT CT1	RRT medio	% CAP	RRT CT2	RRT medio	% CAP	RRT CP	RRT medio
5,5	0,79	0,82	5,5	0,73	0,73	5,8	0,70	0,76
	0,85			0,66			0,72	
	0,81			0,80			0,85	

6. Evaluación de las mezclas asfálticas a humedad inducida

Fue ensayado un total de 18 especímenes de prueba, divididos entre unidades no condicionadas y condicionadas, en que se emplearon los porcentajes óptimos de 5,5% y 5,8% de CAP, para las curvas CT y CP, respectivamente, obtenidos en la dosificación del Ensayo Marshall.

Figura 5 Representación gráfica de los resultados de la resistencia a tracción por compresión diametral de las mezclas asfálticas no condicionadas y condicionadas del ensayo Lottman Modificado (2)



El cálculo de los resultados se encuentra en la Ecuación 2 utilizada en los ensayos de resistencia a tracción indirecta.

$$R_T = 2F/100 \cdot D \cdot H \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

- R_T = resistencia a tracción por compresión diametral, en Mpa;
- F= carga de ruptura del espécimen de prueba, en N;
- D= diámetro del espécimen de prueba, en cm; y,
- H= altura del espécimen de prueba, en cm.

-18°C, por 16 horas, como mínimo. Después de esta etapa, son llevados directamente a un baño maría a 60°C por 24 horas. Posteriormente, sumergidos nuevamente en un baño maría, pero a 25°C por apenas una hora y, finalmente, ensayados a tracción indirecta por compresión diametral.

Los resultados obtenidos constan en las Tablas 4 y 5, y en la Figura 5.

Los ensayos también son ejecutados sin el condicionamiento de los especímenes de prueba, donde la pérdida de resistencia a la tracción es evaluada por la razón entre los resultados obtenidos con y sin el referido condicionamiento, midiéndose entonces la susceptibilidad al agua de las mezclas asfálticas.

Los datos presentados indican dos factores cruciales en la resistencia a tracción indirecta de las mezclas asfálticas (mostradas las condiciones): composición de la curva granulométrica y viscoelasticidad del CAP.

La composición de la fracción fina de la curva CT2 solamente con agregados triturados en relación a la curva CT1 (con 16% de arena natural), también influencia en cuestión de capacidad de absorción de CAP por las partículas trituradas de granito (en la banda de 0,5% a 0,7% en esta búsqueda) en relación con la de arena natural, pues la superficie específica de arena artificial es mayor que la de arena natural.

La condición explicada en el párrafo anterior apunta que para un porcentaje de CAP fijo (dado el caso 5,5% para las dos curvas teóricas) al espesor del ligante sobre los agregados tiende a tornarse más delgada que en la arena natural, o que contribuya, consecuentemente, en la obtención de valores más bajos de resistencia a la tracción indirecta.

La curva CP obtiene valores próximos a los de la curva CT1, teniendo la peor distribución granulométrica entre todas las mezclas estudiadas. El porcentaje de CAP más elevado en relación a las curvas CT1 y CT2 (Tabla 5), contribuye para el aumento del espesor de la película del ligante que envuelve los agregados, confiriendo mayor resistencia a la desagregación de partículas.

Entretanto, así mismo con mejorías en la rigidificación del mastic proporcionadas por el filler polvo calcáreo en las mezclas (4) y por las fracciones finas de los agregados, los valores en general obtenidos fueron considerados bajos en este aspecto, evidenciando también la baja resistencia de CAP 50/70 comercializado para la producción de mezclas asfálticas en el área de influencia de la investigación, debido a la consistencia deficiente del producto.

En cuanto a las muestras condicionadas se debe comprender el objetivo de realización de este proceso para el ensayo. Los especímenes de prueba cuando son sumergidos a un gradiente térmico variable de -18°C a 60°C, no es objetivo simular solamente las condiciones de hielo y deshielo en las capas de revestimiento, más la resistencia del mastic en el sentido de mantener un grado de adhesividad adecuado en la interface CAP/agregado sobre condiciones de intemperie severas.

Como los especímenes de prueba son saturados de 55% a 80% con agua en una bomba de vacío antes de ser llevados a una cámara refrigeradora, se tiene que físicamente el agua en la banda de temperatura de 0-4 °C alcanzó una característica peculiar denominada coeficiente de dilatación anómala en que al mismo tiempo en que su temperatura es reducida, aumenta de volumen, acarreado la expansión de sus moléculas.

Esto hace que ocurra una dilatación del fluido en el interior de los vacíos existentes en la mezcla asfáltica, provocando una fuerza de separación en la interface CAP/agregado, donde dos situaciones pueden ocurrir: apenas la rotura de la fuerza de cohesión entre las partículas de los arreglos de los grados, o sea, un simple alejamiento entre las partículas o; alejamiento

acompañado de una ruptura y posterior separación de la película de CAP que envuelve el agregado por la acción dañina del agua, perjudicando la adhesividad en la interface citada, culminando con la posterior desagregación de la mezcla asfáltica a lo largo de su vida útil.

Los factores más influyentes para que sea mantenida una resistencia satisfactoria al efecto de expansión del fluido percolante son: el grado de actividad del filler (relativo al coeficiente "k"), impulsado principalmente por su composición química y la viscosidad del CAP (4).

En el caso de las mezclas asfálticas estudiadas, el polvo calcáreo utilizado como filler no se mostró, cuando sumergido a ciclos de hielo y deshielo, es un buen agente inhibidor de rotura de la resistencia en la interface CAP/agregado mediante el percolado de fluidos, con todo, el mal resultado del no mantenimiento de la completa adhesividad de las mezclas asfálticas en este ensayo, no puede ser atribuido apenas a su presencia en las composiciones del mastic, pues aún así teniendo casi la mitad de su composición química constituida de Carbonato (CO_3)²⁻, en torno al 41,88%, o sea, un elemento electronegativo, que perjudica el mejor desempeño del material en la condición de mejorador de adhesividad en las mezclas asfálticas – condición también detectada mediante los ensayos de adhesividad DNER-ME 78/94 (7), donde hubo la necesidad de incorporación de 1,0% de aditivo (Betudope TB 100 – Ipiranga Asfaltos) para que se alcance una adhesividad completa de CAP 50/70 al agregado – el polvo calcáreo contribuyó a una mejoría significativa de adhesividad en la interface CAP/agregado en relación al CAP cuando se emplea en su forma pura (2).

Otro condicionante que hace influencia sobremanera en la pérdida de la adhesividad del CAP al agregado está ligado a la elevada viscosidad del ligante empleado (CAP 50/70), principalmente cuando es sumergido a un gradiente térmico considerable (como en este ensayo), en función de su susceptibilidad térmica a elevadas temperaturas (IP = -0,3), tornando deficiente la adherencia al agregado.

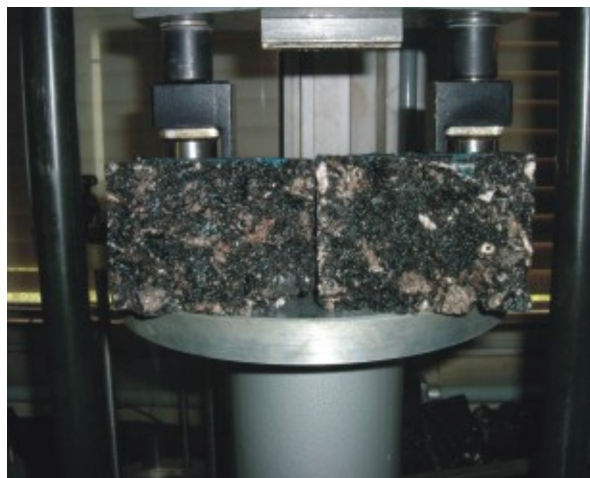
Tampoco la adición de 1,0% de aditivo fue capaz de tornar más eficiente la adhesividad del mastic al agregado mediante la severidad del gradiente térmico aplicado en este ensayo.

Figura 6

Muestras sometidas al ensayo Lottman Modificado: (a) no condicionadas y (b) condicionadas (2)



a



b

Esto es perceptible cuando se analizan las muestras falladas sin el condicionamiento y después condicionadas, donde se observa que en las primeras la tensión aplicada en la ruptura de las mezclas atraviesa las partículas de los agregados y, en las demás este rompimiento ocurre en el entorno de los agregados, debido a la acción expansiva-desagregadora del agua aliada a la susceptibilidad térmica del CAP al proceso severo del gradiente térmico al que es sometido, provocando su descolamiento en la interface CAP/agregado (Figura 6).

Entretanto, hecho el rompimiento de la película de CAP en la interface con los agregados durante el condicionamiento de las mezclas, las relaciones entre los valores medios de las resistencias residuales a tracción (RRT) fueron satisfactorias para todas las mezclas, según el criterio de HICKS (10), y apenas

para la curva CT1, de acuerdo con la especificación de la metodología Superpave (1), presentando resultados finales de 82% (CT1), 73% (CT2) y 76% (CP), respectivamente (Tabla 5).

Se atribuye esta condición a la reminiscencia de algunos puntos de integridad del mastic en la interface con los agregados, manteniendo una adhesividad más satisfactoria en algunos puntos de las mezclas, garantizando una cierta resistencia a los esfuerzos de tracción indirecta aplicados en los cuerpos de prueba.

7. Conclusiones

A pesar del condicionamiento previsto en el ensayo Lottman Modificado (1) sirve como parámetro evaluador del grado de adhesividad en la interface CAP/agregado de las mezclas asfálticas, presenta un escenario no encontrado en la práctica para el área de influencia de esta investigación, pues en un clima tropical caliente y húmedo, próximo a la línea del Ecuador, con la media de temperatura mínima en torno a 25°C, no es posible atribuir condiciones climáticas que se aproximen al gradiente térmico severo simulado por este ensayo.

Los ensayos que evalúan la resistencia de las mezclas asfálticas, estando condicionadas o no, a través de la aplicación de esfuerzos de tracción indirecta, como ocurre en el ensayo Lottman Modificado (1), se dan resultados poco favorables y con elevados patrones de desvío, en relación a los demás tipos de sollicitación existentes (6). Esto es justificable, debido al esfuerzo de tracción indirecta al no reproducir las condiciones reales de sollicitación a que un pavimento está sujeto en el campo, principalmente la capa de revestimiento, o sea, de flexión alternada continua, luego bastante distante de la realidad.

Otra situación agravante en este ensayo es que por permitir, normativamente, la utilización de una banda de porcentaje de vacíos de las mezclas asfálticas de 6% a 8% ($7\% \pm 1\%$), ocurren variaciones significativas de resultados de degradación por el efecto deleterio de la acción del agua para una misma mezcla, visto que pueden haber composiciones con 2% o más de vacíos dentro de un mismo conjunto de muestras, para extraerse una media de valores, dando la posibilidad de generar estados de degradación que vengán a invalidar la utilización de una mezcla, igual que en casos donde sean constituidas por un CAP con buena consistencia y agregados con características que garanticen hidrofobia y buena adhesividad.

Además de los factores mencionados, en función de la franja de porcentaje de vacíos normalizada para este ensayo, son consideradas dentro de un intervalo de vacíos más perjudicial las mezclas asfálticas sobre condiciones de humedad inducida (16), y es un ensayo destructivo que no permite el acompañamiento de la evolución de la degradación de mezclas a la acción del agua y tampoco la consideración al nivel de recuperación a los procedimientos de secado, condicionadas, siendo posible obtener apenas resultados de evaluaciones puntuales (13), no es el tipo de ensayo más recomendado para evaluar el comportamiento mecánico de las mezclas asfálticas a la acción perjudicial del agua.

Se recomienda en futuras investigaciones, por lo tanto, que sean desarrollados estudios que posibiliten analizar la evolución de la degradación de las mezclas asfálticas de manera continua, no destructiva, comprendiendo variaciones de temperatura y frecuencia, así como diversos tipos de condicionamiento, considerando el nivel de recuperación a los procedimientos de secado, dentro de un mismo ensayo, así como en los ensayos de módulo complejo, a fin de tenerse una evaluación más depurada de la escala de daños reales a que están sujetas las mezclas asfálticas cuando son sometidas a ciclos severos de gradientes térmicos simulando las condiciones climáticas tropicales.

8. Referencias Bibliográficas

1.AASHTO T-283/89 (1989), Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage. American Association of State Highway and Transportation Officials.

2.Barra, B.S. (2005), Avaliação do Desempenho Mecânico de Misturas Asfálticas Utilizando Materiais do Estado do Pará com o Emprego de Pó Calcário. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, Santa Catarina.

3.Barra, B.S.; Momm, L. (2004), Caracterização e Influência do Pó Calcário do Estado do Pará nas Propriedades das Misturas Asfálticas. 35ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv) – Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV), CD-ROM – artigo 094-35, p p. Rio de Janeiro (RJ).

4.Barra, B.S.; Momm, L. (2005), Influência do Pó Calcário Calcário do Estado de Pará na Dosagem dos Mástiques e na Viscosidade dos Cimentos Asfálticos de Petróleo. 36ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv) – Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV), CD-ROM – artigo 021-36, 12 p. Curitiba (PR).

5.CPRM (2006), Ministério de Minas y Energía – Serviço Geológico do Brasil. Companhia de Pesquisas em Recursos Minerais. www.cprm.gov.br Último acesso em março de 2006.

6.Di Benedetto, H.; Baaj, H.; Pronk, A.; Lundstrom, R. (2003), Fatigue of Bituminous Mixtures: different approaches and RILEM Group contribution, in Proceedings of the 6th International RILEM Symposium; pp. 15-38. Zurich (Swiss).

7.DNER-ME 78/94 (1994), Agregado Graúdo: Adesividade ao Ligante Betuminoso. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro (RJ).

8.DNIT (2002), Especificações Gerais para Obras Rodoviárias. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Rio de Janeiro (RJ).

9.Herschforn P.; Jeuffroy, G.; Sauterey, R. (1988), Couches de Roulement. Cours de Routes. Presses de l'Ecole National des Ponts et Chaussées. Paris, France.

10.Hicks, R.P. (1991), Moisture Damage in Asphalt Concrete. National Cooperative Highway Research Program. Synthesis of Highway Practice 175. Transportation Research Board (TRB), 91 p. Washington, USA.

11.KOPPEN (1928), in About Geography. <http://geography.about.com>. Último acesso em março de 2006.

12.Novak, M.; Birgisson, B.; McVay, M. (2002), Effects of Permeability and Vehicle Speed on Pore Pressure in Hot Mix Asphalt Pavement. Annual Meeting TRB.

13.Pinzn, E.A.C. (2004), Contribution de Methodes Non Destructives a L'Evaluation de L'Effet de L'Eau sur les Enrobes Bitumineux. Thèse de Doctorat Présentee a l'Université de Nantes. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Nantes, France. 116 Pag.

14.SECTAM (2005), Núcleo de Hidrometeorología. Secretaria Executiva de Ciência, Tecnologia e Meio Ambiente do Estado de Pará. www.sectam.pa.gov.br. Último acesso em março de 2006.

15.SETRAM, Diretoria de Transporte Terrestre (Modal Rodoviário). Secretaria Executiva de Transportes do Estado de Pará. www.setram.pa.gov.br. Último acesso em março de 2006.

16.Terrel, R.L.; Al-Swailmi, S. (1993), Role of Pessimum Voids Concept in Understanding Moisture Damage to Asphalt Concrete Mixes, in Transport Research Board (TRR), nº 1386; pp 31-37.

17.Vega, M. (2000), Microgeometría Superficial: rugosidad. Tecnología de Adhesión. Madrid, España. Pag. 95.