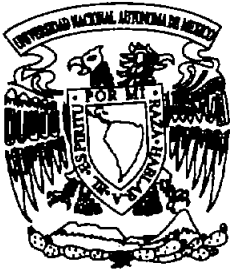


01149



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

POSGRADO EN INGENIERIA

**INFLUENCIA DE LA FORMA DE LOS
AGREGADOS PETREOS EN EL
COMPORTAMIENTO DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:
**MAESTRO EN INGENIERIA
(GEOTECNIA)**

PRESENTA:
MIGUEL ANGEL ORTIZ GONZALEZ

DIRECTOR DE TESIS:
ING. SANTIAGO CORRO CABALLERO



CIUDAD UNIVERSITARIA
2005

M. 341038



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.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: MIGUEL ANGEL ORTIZ
GONZALEZ

FECHA: 15 / FEBRERO / 05

FIRMA: 

A mi esposa y compañera por su fortaleza de alma que me ha impulsado a seguir adelante.

A mis hijos por ser mi razón principal para enfrentar nuevos retos.

A mis padres por estar siempre a mi lado en los buenos y malos momentos de mi vida.

AGRADECIMIENTOS

Al Ingeniero Santiago Corro por su acertada guía para la realización de éste trabajo.

Al patrocinio de CONACYT que me permitió realizar la presente investigación.

A todo el personal de la Coordinación de Vías Terrestres del Instituto de Ingeniería de la UNAM, especialmente al Ingeniero Francisco Armando Rangel, quienes me apoyaron de forma muy activa en la realización de la presente investigación.

ÍNDICE

RESUMEN	1
GLOSARIO DE ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS	3
GLOSARIO DE NORMAS ASTM	6
1. INTRODUCCIÓN	7
1.1 <i>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</i>	7
1.2 <i>PROGRAMA DE PRUEBAS</i>	8
1.3 <i>OBJETIVOS</i>	10
2. MATERIALES	11
2.1 <i>AGREGADOS PÉTREOS</i>	11
2.2 <i>ASFALTO</i>	14
3. DETERMINACIÓN CUANTITATIVA DE LA FORMA DE LOS PÉTREOS	15
3.1 <i>INTRODUCCIÓN</i>	15
3.2 <i>ENSAYE ASTM D 3398</i>	15
3.2.1 <i>Descripción del ensaye</i>	16
3.2.2 <i>Resultados</i>	18
3.2.3 <i>Discusión de los resultados</i>	20
3.3 <i>ENSAYE ASTM C1252</i>	21
3.3.1 <i>Descripción del ensaye</i>	22
3.3.2 <i>Resultados</i>	24
3.3.3 <i>Discusión de los resultados</i>	25
3.4 <i>PROPUESTA PARA DETERMINAR EL ÍNDICE DE PARTÍCULA (IP) DE LAS ARENAS</i>	26
3.4.1 <i>Descripción del ensaye</i>	26
3.4.2 <i>Resultados</i>	27
3.4.3 <i>Discusión de los resultados</i>	28
3.5 <i>CONCLUSIONES</i>	29

4. ENSAYE TRIAXIAL DE TEXAS	31
4.1 INTRODUCCIÓN	31
4.2 ANTECEDENTES	32
4.3 OBJETIVOS	33
4.4 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO	33
4.5 FABRICACIÓN DE LOS ESPECIMENES DE ENSAYE	35
4.5.1 Determinación del contenido de asfalto	35
4.5.2 Elaboración de las mezclas asfálticas	37
4.5.3 Descripción del equipo de compactación empleado	37
4.5.4 Compactación de los especímenes	40
4.6 REALIZACIÓN DEL ENSAYE TRIAXIAL DE TEXAS	44
4.7 RESULTADOS	44
4.8 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	47
4.8.1 Ángulo de fricción interna (ϕ)	47
4.8.2 Correlación entre el IP y el ángulo ϕ	50
4.8.3 Correlación entre el IP y el esfuerzo q	51
4.8.4 Relación entre el FAA y el esfuerzo q	53
4.9 CONCLUSIONES	55
5. ENSAYE DE COMPRESIÓN DINÁMICA SIMPLE	57
5.1 INTRODUCCIÓN	57
5.2 ANTECEDENTES	58
5.3 OBJETIVOS	60
5.4 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO	60
5.5 DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO ÓPTIMO DE ASFALTO	62
5.5.1 Descripción del método SUPERPAVE	62
5.5.2 Contenidos óptimos de asfalto	64
5.5.3 Influencia del IP en algunas características de las mezclas asfálticas diseñadas	69
5.5.4 Influencia del FAA en algunas características de las mezclas asfálticas diseñadas	71
5.6 FABRICACIÓN DE LOS ESPECIMENES DE ENSAYE	73
5.7 REALIZACIÓN DEL ENSAYE DE COMPRESIÓN DINÁMICA SIMPLE	74

5.8	RESULTADOS	74
5.9	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	76
5.9.1	<i>Velocidad de deformación</i>	76
5.9.2	<i>Correlación entre la velocidad de deformación (K) y el IP</i>	78
5.9.3	<i>Relación entre la velocidad de deformación (K) y el FAA</i>	79
5.10	CONCLUSIONES	79
6.	EMPLEO DEL COMPACTADOR GIRATORIO SUPERPAVE (SGC) PARA ESTIMAR LA INFLUENCIA DE LA FORMA DE LOS AGREGADOS PÉTREOS EN LA DENSIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS	82
6.1	INTRODUCCIÓN	82
6.2	ANTECEDENTES	83
6.3	OBJETIVOS	85
6.4	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYE	85
6.5	RESULTADOS	86
6.6	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	86
6.6.1	<i>Determinación de los Índices CDI y TDI</i>	86
6.6.2	<i>Correlaciones de los CDI y TDI con el IP.</i>	90
6.7	CONCLUSIONES	92
7	CONCLUSIONES GENERALES	94
	REFERENCIAS	96

RESUMEN

A través de un protocolo de ensayos propuesto se estudió la influencia de la forma de los agregados pétreos en el comportamiento, a deformación permanente, de las mezclas asfálticas.

Los ensayos que formaron parte del protocolo fueron los siguientes:

1. Ensayo ASTM D 3398-97. Con este ensayo se determinó cuantitativamente la forma de distintas combinaciones de agregados, obteniéndose un índice conocido como índice de forma y textura de la partícula (IP).
2. Ensayo ASTM C 1252-98. Mediante este ensayo se definió cuantitativamente la forma de los agregados menores de 2.75mm (arenas), a través de un factor llamado Factor de Angulosidad del Agregado Fino (FAA).
3. Ensayo triaxial de Texas (ASTM D 3397-81). A través de este ensayo se estimó la resistencia al corte de distintas combinaciones de agregados, así como su ángulo de fricción interna correspondiente.
4. Ensayo de compresión dinámica simple. Con los resultados obtenidos de este ensayo, se construyeron gráficas para estimar las velocidades de deformación. Dichas velocidades se consideraron como una medida de la susceptibilidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanente.

Las matrices pétreas ensayadas estaban compuestas por agregados con características de forma diferente; como el basalto triturado (caras fracturadas y contornos angulosos) y el agregado natural de río (forma redondeada).

Se utilizó una sola distribución granulométrica para los ensayos, con el fin de aislar cualquier otra característica de los pétreos.

EL aglutinante asfáltico empleado fue el mismo, ya que la forma de los agregados pétreos fue la única variable en estudio.

Se encontró que las matrices pétreas formadas por gravas con caras fracturadas y contornos angulosos, presentaron mejor comportamiento que las que tenían gravas redondeadas.

Se efectuaron correlaciones entre los índices de forma obtenidos con los ensayos ASTM D3398-97 y ASTM C1252-98, y los resultados de las pruebas de compresión dinámica simple y triaxial de Texas, obteniéndose coeficientes de correlación del orden de 0.85

Con base a experimentación realizada, se propone el uso del compactador giratorio SUPERPAVE (SGC) como una herramienta para observar la influencia de la forma de los agregados pétreos, cuando se densifican las mezclas asfálticas en el laboratorio.

GLOSARIO DE ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS

Cab	Contenido de asfalto por peso de los agregados.
CDI	Índice de densificación de la mezcla asfáltica debido a los procesos de colocación.
EJE EQUIVALENTE	Eje sencillo con ruedas gemelas y un peso de 8.2 t.
EP	Espesor de película de asfalto.
<i>densidad</i>	Densidad del agregado pétreo, la cual se utiliza en el ensaye ASTM C 1252-98.
FAA	Factor de angulosidad del agregado fino (Fine Angularity Agregate, siglas en inglés)
Gb	Densidad del asfalto.
Gmm	Densidad teórica máxima de la mezcla asfáltica.
Gsb	Densidad del material pétreo. Para su determinación se utiliza el peso del material pétreo cuando se encuentra saturado y superficialmente seco.
Gse	Densidad efectiva del material pétreo.
IP	Índice de forma y textura de la partícula.
K	Velocidad de deformación de los especímenes ensayados en la MTS
m ₁₀	Peso de la muestra cuando se compacta cada capa con 10 golpes. El peso se utiliza en el ensaye ASTM D 3398-97.
m ₅₀	Peso de la muestra cuando se compacta cada capa con 50 golpes. EL peso se utiliza en el ensaye ASTM D 3398-97.
Ndis	Numero de giros de diseño para compactar la mezcla asfáltica en el compactador giratorio SUPERPAVE.
Nini	Numero de giros inicial para compactar la mezcla asfáltica en el compactador giratorio SUPERPAVE.
Nmax	Numero de giros máximo para compactar la mezcla asfáltica en el compactador giratorio SUPERPAVE.

p	Esfuerzo igual a la semisuma de los esfuerzos principales mayor y menor.
Pb	Contenido de asfalto por peso de la mezcla.
Pba	Asfalto absorbido por peso de la mezcla.
Pbe	Contenido efectivo de asfalto por peso de la mezcla.
peso	Peso de la muestra depositada en el cilindro, el cual se utiliza en el ensaye ASTM C1252-98.
q	Esfuerzo desviador medio a la falla.
R	Coefficiente de correlación lineal.
R ²	Coefficiente que indica el nivel de relación que existe entre la variación de los datos Y y la regresión en X.
s	Densidad del agregado pétreo, la cual se utiliza en el ensaye ASTM D 3398-97.
SA	Superficie específica de los agregados pétreos.
SGC	Compactador giratorio SUPERPAVE. (Superpave Giratory Compactor, siglas en inglés)
TDI	Índice de densificación de la mezcla asfáltica por efecto del tránsito de vehículos.
TMA	Tamaño máximo del agregado pétreo. Se refiere al tamaño inmediato mayor del TMNA.
TMNA	Tamaño máximo nominal del agregado pétreo. Se refiere al tamaño inmediato mayor de la abertura de malla que retiene una cantidad de material mayor al 10%.
v	Volumen del recipiente. EL volumen se utiliza en el ensaye ASTM D 3398-97.
Va	Vacios con aire. Se refiere a los pequeños vacíos con aire que se forman entre las partículas de agregados cubiertas con asfalto, en una mezcla asfáltica compacta.
VAM	Vacios en el agregado mineral. Se refiere a los vacíos que existen entre las partículas de agregados pétreos de una mezcla asfáltica compacta. Incluye los vacíos con aire (Va) y el contenido de asfalto efectivo (Pbe).
VFA	Vacios llenos con asfalto. Es el contenido efectivo de asfalto dividido entre el VAM

vol	Volumen del recipiente de ensaye. El volumen se utiliza en el ensaye ASTM C 1252-98.
V_{10}	Porcentaje de vacíos de una muestra de agregados pétreos, compactada con 10 golpes por capa. El porcentaje se utiliza en el ensaye ASTM D3398-97
V_{50}	Porcentaje de vacíos de una muestra de agregados pétreos, compactada con 50 golpes por capa. EL porcentaje se utiliza en el ensaye ASTM D3398-97.
σ_v	Esfuerzo vertical
σ_1	Esfuerzo principal mayor
σ_3	Esfuerzo principal menor
$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$	Esfuerzo desviador a la falla
ϕ	Angulo de fricción interna

GLOSARIO DE NORMAS ASTM

- ASTM C127-88 Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate.
- ASTM C128-97 Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate.
- ASTM C1252-98 Standard Test Methods for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading)
- ASTM C131-96 Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine.
- ASTM D2041-95 Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures.
- ASTM D2726-96 Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures.
- ASTM D3203-94 Standard Test Method for Percent Air Voids in Compacted Dense and Open Bituminous Paving Mixtures.
- ASTM D3381-92 Standard Specification for Viscosity-Graded Asphalt Cement for Use in Pavement Construction.
- ASTM D3397-81 Standard Methods for TRIAXIAL CLASSIFICATION OF BASE MATERIALS, SOILS, AND SOIL MIXTURES.
- ASTM D3398-97 Standard Test Method for Index of Aggregate Particle Shape and Texture.
- ASTM D3496-93 Standard Test Method for Preparation of Bituminous Mixture Specimens for Dynamic Modulus Testing.
- ASTM D3515-96 Standard Specification for Hot-Mixed, Hot-Laid Bituminous Paving Mixtures.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las superficies de rodamiento hechas de concreto asfáltico se deterioran por el tránsito vehicular. Uno de los deterioros que afecta su funcionalidad es la deformación permanente que ocurre a todo lo largo de la carpeta asfáltica, la cual muestra la trayectoria del neumático (Figura 1.1). Este tipo de deterioro recibe el nombre de rodera (rutting), y se debe al estado de esfuerzos que se genera por el paso de vehículos.

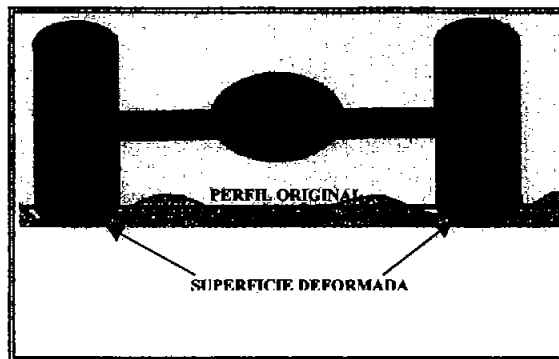


Figura 1.1. Formación de roderas en la superficie de rodamiento

La resistencia que una mezcla asfáltica presenta a la formación de roderas, se ve influenciada por la estabilidad de los pétreos que la componen. La estabilidad de una masa de pétreos se puede medir a través del esfuerzo desviador máximo de la curva esfuerzo-deformación. La mitad del esfuerzo desviador máximo (q), de la curva esfuerzo-deformación, está en relación directa con la resistencia al corte de la masa de pétreos.

La resistencia al corte de una masa de pétreos depende de dos tipos de factores:

- a) Aquellos que son externos al tipo de material; como la relación de vacíos, la presión de confinamiento y la velocidad de carga.

- b) Los que están en función de las características de los materiales; como la forma de las partículas y la distribución de tamaños.

Para que ocurra una falla al cortante en una masa de agregados, será necesario vencer la fricción entre partículas. Se produce un amarre entre las partículas que depende de su forma y el nivel de fricción que hay entre las superficies de contacto. Dicho amarre forma un esqueleto que le da rigidez a la masa de agregados.(REF.1). Los agregados de contornos angulosos, tienen más resistencia que aquellos de contornos redondeados (REF.2). Entre mayor sea el grado de amarre, más alta será la resistencia total al corte de la masa de agregados

1.2 PROGRAMA DE PRUEBAS

En el área del diseño de pavimentos se han creado diferentes pruebas para poder identificar de manera clara las propiedades mecánicas de los materiales. Sin embargo, muchas de estas pruebas son arbitrarias y su utilidad depende de que tan sensibles o compatibles sean sus resultados con el comportamiento en campo de los materiales. Así mismo, se admite que hay grandes deficiencias en lo que se refiere a la forma para determinar los parámetros de los materiales. Muchas de las pruebas en uso, no hacen intervenir las características de los materiales que tienen que ver con la respuesta de un pavimento ante solicitaciones reales de carga.

La mejor prueba de caracterización es aquella que más se asemeja a los mecanismos de transmisión de esfuerzos y deterioro, que realmente experimentan los pavimentos sometidos al tránsito de vehículos.

En esta investigación se propuso un protocolo de ensayos con el fin de estudiar la influencia de la forma de los agregados pétreos, en la resistencia de las mezclas asfálticas a la deformación permanente.

El protocolo fue seleccionado con base a bibliografía consultada, acerca de los esfuerzos inducidos a los concretos asfálticos y su respuesta ante sollicitaciones de carga.

Los dos primeros ensayos que componen el protocolo, definen cuantitativamente la forma de los agregados a través de índices.

Posteriormente se llevaron a cabo ensayos estáticos y dinámicos, cuyos resultados se correlacionaron con los índices de forma obtenidos.

Las correlaciones obtenidas tienen por objeto mostrar la claridad con que se puede definir la estabilidad de una mezcla asfáltica, a través de los índices de forma de los pétreos.

Los ensayos que formaron parte del protocolo fueron los siguientes:

1. Ensayo de Índice de forma y textura de la partícula (ASTM D 3398-97). Las características de forma de los agregados pétreos, tienen una fuerte influencia en su estabilidad. Para el ingeniero es importante contar con ensayos que definan esta característica de manera objetiva. Con este ensayo se determinó cuantitativamente la forma de las partículas de las combinaciones de agregados, obteniéndose un índice conocido como índice de forma y textura de la partícula (IP).
2. Ensayo de forma de partícula (ASTM C 1252-98). Es común que las combinaciones de agregados contengan arenas de distintas fuentes. Para una mejor selección de las arenas se deben definir sus características de una manera objetiva. Mediante esta prueba se definió cuantitativamente la forma de los agregados menores de 2.75mm (arenas), a través de un índice llamado Factor de Angulosidad del Agregado Fino (FAA).
3. Ensayo triaxial de Texas. Mediante esta prueba triaxial, la cual se puede realizar en cualquier laboratorio de pavimentos, se estimó la resistencia al corte de las combinaciones de agregados de ensayo y su ángulo de fricción interna correspondiente. Las dimensiones de los especímenes ensayados fueron de 101.6 mm de diámetro por 203.2 mm de altura, y se formaron con el mínimo de aglutinante con el fin de proporcionarles cierta cohesión.

4. Ensayo de compresión dinámica simple. Se realizó tomando en cuenta que el tránsito de vehículos le transmite cargas dinámicas a los materiales que forman las mezclas asfálticas. Los especímenes se ensayaron en un sistema servo hidráulico MTS, con el contenido óptimo de asfalto definido mediante el método SUPERPAVE. De las gráficas obtenidas se determinaron las velocidades de deformación, como una medida de la susceptibilidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanente.

Con base a experimentación realizada se propone al compactador Giratorio Superpave (SGC) como una herramienta para identificar la influencia de los agregados pétreos, durante el proceso de densificación en laboratorio de las mezclas asfálticas.

1.3 OBJETIVOS

Identificar la influencia de la forma de los agregados pétreos, en la resistencia de las mezclas asfálticas a la deformación permanente; mediante el ensayo triaxial de Texas y el ensayo de compresión dinámica simple.

Relacionar los índices que definen la forma de los agregados; con los resultados del ensayo triaxial de Texas y el ensayo de compresión dinámica simple.

2. MATERIALES

2.1 AGREGADOS PÉTREOS

Se eligieron el basalto y el agregado natural de río, por tener características de forma distintas.

El basalto proviene de Ixtapaluca, en el estado de México, lleva un proceso de trituración por lo que sus caras son fracturadas y sus contornos angulosos. (Figura 2.1).

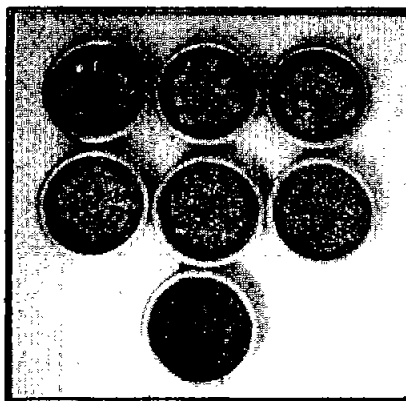


Figura 2.1 Distintos tamaños del basalto triturado.

El agregado natural proviene del río Papagayo, en el estado de Guerrero, tiene una forma redondeada y su superficie es lisa (Figura 2.2)

Los pétreos fueron cribados por tamaños que van desde 1" (25 mm) hasta el fino que pasa la malla 200 (< a 0.075mm). Una vez cribados, se almacenaron en bolsas para ser apliados en áreas adecuadas.

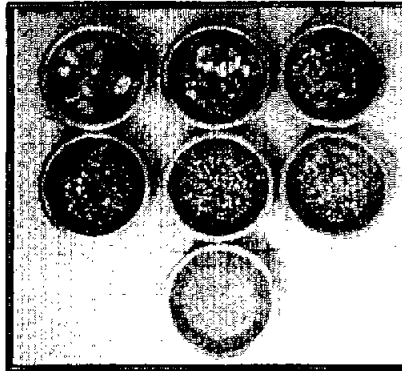


Figura. 2.2 Distintos tamaños del agregado natural de río.

A los agregados mayores a 2.36mm (No.8), en basalto y agregado natural de río, se les midió la resistencia a la abrasión con la máquina de los Ángeles según la norma ASTM C 131-96 (Tabla 2.1). De acuerdo a los resultados, ambos materiales son aptos para la fabricación de mezclas asfálticas.

Tabla 2.1 Resultados del ensayo de desgaste.

MATERIAL	DESGASTE (%)			
	TIPO A	TIPO B	TIPO C	TIPO D
BASALTO	17.11	18.52	19.81	22.88
AGREG.NATURAL DE RÍO	12.81	17.04	17.86	19.86
SEGÚN LA NORMA SCT, PARA MATERIALES PÉTREOS EMPLEADOS EN LA FABRICACIÓN DE MEZCLAS ASFÁLTICAS EL DESGASTE MÁXIMO ES DE 40%				

Para hacer más completo el presente estudio, se hicieron combinaciones con el basalto y el agregado natural de río, formándose un total de cuatro matrices pétreas.

Para distinguir cada una de las matrices pétreas, se utilizó una nomenclatura donde la primera letra corresponde al tipo de grava y la segunda al de la arena.

Las características físicas de cada una de las matrices pétreas aparecen en la Tabla 2.2.

Se utilizó una misma distribución granulométrica para las cuatro matrices pétreas (Figura 2.3), con el fin de aislar el efecto de la forma de cualquier otra característica de los agregados.

TABLA 2.2 Composición y propiedades físicas de las matrices pétreas.

DESIGNACIÓN DE LA MALLA	ABERTURA DE LA MALLA (mm)	RET. PARCIAL (%)	MATRIZ TT	MATRIZ NN	MATRIZ TN	MATRIZ NT
1"	25.4		B		B	
3/4"	19.1	4.26	A	AGREG.	A	AGREG.
1/2"	12.7	12.02	S	NATURAL	S	NATURAL
3/8"	9.52	8.13	A		A	
1/4"	6.35	9.91	L	DE	L	DE
Num.4	4.76	7.82	T		T	
Num.8	2.38	14.76	O	RÍO	O	RÍO
Num.16	1.19	12.75	B			B
Num.30	0.59	9.5	A	AGREG.	AGREG.	A
Num.50	0.297	5.37	S	NATURAL	NATURAL	S
Num.100	0.149	5.72	A			A
Num.200	0.074	3.66	L	DE	DE	L
Pasa 200		6.1	.T			.T
			O	RÍO	RÍO	O
Gsb			2.545	2.534	2.510	2.529
ABSORCIÓN (%)			2.463	2.532	2.622	2.361
TT: MATRIZ PÉTREA COMPUESTA POR ARENAS Y GRAVAS TRITURADAS NN: MATRIZ PÉTREA COMPUESTA POR ARENAS Y GRAVAS NATURALES TN: MATRIZ PÉTREA COMPUESTA POR GRAVAS TRITURADAS Y ARENAS NATURALES. RT: MATRIZ PÉTREA COMPUESTA POR GRAVAS NATURALES Y ARENAS TRITURADAS.						

La curva granulométrica de ensaye (Figura 2.3) se ubica entre los límites marcados por la norma ASTM D 3515-96, para una combinación de pétreos con TMA de 25mm.

La curva se pega al límite superior, por ser una matriz pétreo con predominio de arenas.

Se escogió este tipo de granulometría con el fin de resaltar la influencia de la forma de las arenas en el comportamiento de las mezclas asfálticas.

Las mezclas asfálticas donde predominan las arenas presentan la ventaja de ser más trabajables al momento de su colocación, pero dan lugar a superficies de rodamiento más lisas.

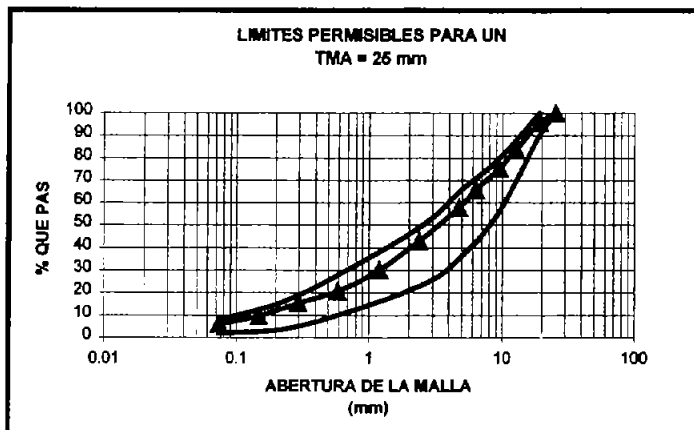


Figura 2.3 Distribución granulométrica de ensaye.

2.2 ASFALTO

Se empleó un mismo tipo de asfalto con características de penetración y viscosidad que lo catalogan, según la norma ASTM D-3381-92, como AC-30 (Tabla 2.3).

Tabla 2.3 Propiedades físicas del asfalto.

PRUEBA FISICA	RESULTADO	REQUERIMIENTO DE LA NORMA PARA UN ASFALT AC-30
VISCOSIDAD ABSOLUTA A 60 °C (Poises)	2,730	3000 +/- 600
VISCOSIDAD CINEMÁTICA A 135 °C (cSt)	427	>/= 350
PENETRACIÓN A 25°C (0.01 mm)	69	>/= 50

3. DETERMINACIÓN CUANTITATIVA DE LA FORMA DE LOS PÉTREOS

3.1 INTRODUCCIÓN

La estabilidad de una mezcla asfáltica se ve fuertemente influenciada por la resistencia al corte de los agregados que la componen. A su vez, la resistencia al corte de una masa de agregados tiene que ver con la forma de sus partículas. De ahí la necesidad de contar con ensayos que determinen de manera objetiva la forma de los pétreos.

En este capítulo se describen los ensayos realizados para determinar cuantitativamente la forma de los agregados pétreos empleados en la investigación.

3.2 ENSAYE ASTM D 3398-97

Se trata de una prueba con la que se obtiene un número conocido como índice de forma y textura de la partícula (IFT), el cual define indirectamente la forma de los agregados.

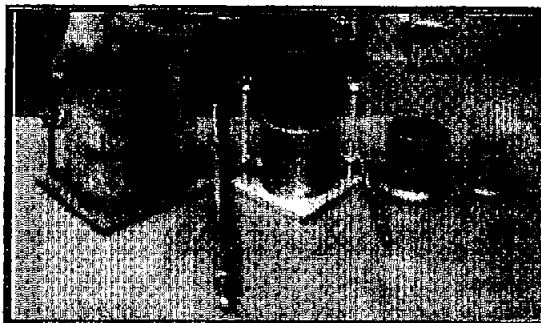


Figura 3.1. Moldes y pisones empleados en la prueba ASTM D3398-97.

El IP esta en función del contenido de vacíos que una porción de agregados adquiere al compactarse, de una manera predeterminada, en un recipiente de dimensiones definidas (Figura 3.1).

3.2.1 Descripción del ensayo

Inicialmente se requieren separar los agregados por rangos de tamaños y en cantidades mínimas para la realización del ensayo (Tabla 3.1).

Tabla 3.1 Cantidades de material requeridas para el ensayo.

RANGOS DE TAMAÑOS PARA ENSAYE	CANT. DE MATERIAL (g)
1" (25 mm) - ¾" (19 mm) ¾" (19 mm) - ½" (12.5 mm)	5,900
½" (12.7 mm) - 3/8" (9.5 mm) 3/8" (9.5 mm) - No. 4 (4.75 mm)	1,800
No. 4 (4.75 mm) - No. 8 (2.36 mm) No. 8 (2.36 mm) - No. 16 (1.18 mm) No. 16 (1.18 mm) - No. 30 (0.60 mm)	900
No. 30 (0.60 mm) - No. 50 (0.30 mm) No. 50 (0.30 mm) - No. 100 (0.15 mm) No. 100 (0.15 mm) - No. 200 (0.075 mm)	300

Una vez separados los materiales se tienen que lavar, escurrir y meter al horno a una temperatura de 110 +/- 5° C.

Se preparan los moldes y pisones cuyas dimensiones dependen de los rangos de tamaños que se van a ensayar (Tabla 3.2).

El material se vacía en el molde correspondiente, en tres capas iguales, aplicando a cada una 10 golpes repartidos en toda la superficie.

Se enrasa el material en el molde con una regla procurando que no sobrepase la superficie del recipiente y se pesa.

Tabla 3.2 Moldes de prueba según la fracción de tamaño.

MOLDE No.	RANGOS DE TAMAÑOS A ENSAYAR
1	1" (25 mm) - ¾" (19 mm) ¾" (19 mm) - ½" (12.5 mm)
2	½" (12.7 mm) - 3/8" (9.5 mm) 3/8" (9.5 mm) - No.4 (4.75mm)
3	No.4 (4.75 mm) - No.8 (2.36mm) No.8 (2.36 mm) - No.16 (1.18 mm) No.16(1.18mm) - No.30 (0.60 mm)
4	No.30 (0.60 mm) - No. 50 (0.30mm) No.50 (0.30 mm) - No.100(0.15 mm) No.100 (0.15 mm) - No. 200 (0.075 mm)
NOTA: EL NUMERO DE MOLDE CORRESPONDE A LOS QUE APARECEN EN LA Figura. 3.1	

El peso obtenido se sustituye en la siguiente fórmula:

$$V_{10} = \left[1 - \left(\frac{m_{10}}{sv} \right) \right] \times 100$$

Donde:

V_{10} = Porcentaje de vacíos cuando la muestra se compacta con 10 golpes por capa.

m_{10} = Peso de la muestra cuando se compacta con 10 golpes por capa.

s = Densidad del agregado pétreo.

v = Volumen del recipiente.

Se vuelve a vaciar el material en el recipiente, también en tres capas, pero ahora cada una se compacta con 50 golpes.

Se pesa el material y se aplica la siguiente fórmula:

$$V_{50} = \left[1 - \left(\frac{m_{50}}{sv} \right) \right] \times 100$$

Donde:

V_{50} = Porcentaje de vacíos cuando la muestra se compacta con 50 golpes por capa.

m_{50} = Peso de la muestra cuando se compacta con 50 golpes por capa.

s = Densidad del agregado.

v = Volumen del recipiente.

El valor del Índice de forma y textura de la partícula (IP), que corresponde al porcentaje de vacíos de cada rango de tamaños, se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$Ip = 1.25 V_{10} - 0.25V_{50} - 32$$

Las variables V_{10} y V_{50} fueron definidas.

El número treinta y dos (32) corresponde al contenido de vacíos de una muestra de agregados redondeados y de superficie pulida.

3.2.2 Resultados

Los resultados de los ensayos para el basalto y el agregado natural de río, hechos a cada rango de tamaños, aparecen en la Tabla 3.3.

Para cada rango de tamaños se hicieron tres ensayos para obtener un IP promedio.

Al conjunto de resultados se les realizó una prueba t de igualdad de medias, para comprobar si las diferencias entre los IP de cada material son realmente significativas.

Se obtuvieron valores de significancia menores a $9.07E-03$, lo que comprueba que los IP de cada rango de tamaños del basalto son realmente mayores a los IP de la grava natural de río.

Dado que una matriz pétreo está formada por varios rangos de tamaños, el Índice de partícula ponderado se obtiene multiplicando cada IP por el correspondiente porcentaje de material retenido, según la curva granulométrica de proyecto.

Tabla 3.3 Determinación de los Índices de Partícula (IP) para cada rango de tamaño.

RANGO A ENSAYAR 1-3/4			RANGO A ENSAYAR 3/4-1/2			RANGO A ENSAYAR 1/2-3/8		
IP 1	IP 2	NIVEL DE SIGNIFICANCIA	IP 1	IP 2	NIVEL DE SIGNIFICANCIA	IP 1	IP 2	NIVEL DE SIGNIFICANCIA
16.28	6.94	1.59E-05	14.83	6.77	2.68E-06	15.51	5.23	4.06E-07
16.49	7.41		15.26	6.06		15.63	5.25	
16.70	6.75		14.74	6.40		15.12	5.69	
IP = 16.5	IP = 7.0		IP = 14.9	IP = 6.4		IP = 15.4	IP = 5.4	
RANGO A ENSAYAR 3/8 -1/4			RANGO A ENSAYAR 1/4- No.4			RANGO A ENSAYAR No.4 -No.8		
IP 1	IP 2	NIVEL DE SIGNIFICANCIA	IP 1	IP 2	NIVEL DE SIGNIFICANCIA	IP 1	IP 2	NIVEL DE SIGNIFICANCIA
15.37	7.05	5.82 E-06	15.20	8.97	6.65 E-04	17.20	9.28	6.89 E-06
14.75	7.82		15.00	8.51		17.24	8.82	
15.06	7.38		15.10	9.26		17.02	9.07	
IP = 15.1	IP = 7.4		IP = 15.1	IP = 8.9		IP = 17.2	IP = 9.1	
RANGO A ENSAYAR No.8-No.16			RANGO A ENSAYAR No.16- No.30			RANGO A ENSAYAR No.30- No.50		
IP 1	IP 2	NIVEL DE SIGNIFICANCIA	IP 1	IP 2	NIVEL DE SIGNIFICANCIA	IP 1	IP 2	NIVEL DE SIGNIFICANCIA
17.15	9.64	3.20 E-08	17.50	10.94	6.69 E-09	18.30	12.65	9.07 E-03
17.18	9.69		17.53	10.92		18.30	12.57	
17.15	9.62		17.53	10.94		18.24	12.50	
IP = 17.2	IP = 9.7		IP = 17.5	IP = 10.9		IP = 17.6	IP = 12.60	
RANGO A ENSAYAR No.50 -No.100			RANGO A ENSAYAR No.100 - No.200					
IP 1	IP 2	NIVEL DE SIGNIFICANCIA	IP 1	IP 2	NIVEL DE SIGNIFICANCIA			
17.64	9.38	2.41 E-05	19.02	9.95	7.45 E-05			
17.63	9.36		19.01	9.58				
17.63	9.54		19.03	9.87				
IP = 17.6	IP = 9.4		IP = 19.0	IP = 9.80				

IP 1 = INDICE DE PARTÍCULA DEL BASALTO
IP 2 = INDICE DE PARTÍCULA DEL AGREGADO NATURAL DE RÍO
IP = INDICE DE PARTÍCULA PROMEDIO OBTENIDO APARTIR DE LAS MEDICIONES PARCIALES.

En la Tabla 3.4 se muestra la operación para obtener los valores IP ponderados que aparecen en la Tabla 3.5.

Tabla 3.4 Cálculo del IP ponderado para cada matriz pétreo.

RANGO DE TAMAÑOS	% DEL MATERIAL RETENIDO	IP DE LA MATRIZ TT		IP DE LA MATRIZ NN		IP DE LA MATRIZ TN		IP DE LA MATRIZ NT	
		IP DE CADA RANGO	(2)(3)	IP DE CADA RANGO	(2)(6)	IP DE CADA RANGO	(2)(7)	IP DE CADA RANGO	(2)(9)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1"-3/4"	4.26	16.5	0.70	7.0	0.30	16.5	0.70	7.0	0.30
3/4" - 1/2"	12.02	14.9	1.80	6.4	0.77	14.9	1.80	6.4	0.77
1/2" - 3/8"	8.13	15.4	1.25	5.4	0.44	15.4	1.25	5.4	0.44
3/8" - 1/4"	9.91	15.1	1.49	7.4	0.73	15.1	1.49	7.4	0.73
1/4" - No.4	7.82	15.1	1.18	8.9	0.70	15.1	1.18	8.9	0.70
No. 4 - No.8	14.76	17.2	2.53	9.1	1.34	17.2	2.53	9.1	1.34
No. 8- No.16	12.75	17.2	2.19	9.7	1.23	9.7	1.23	17.2	2.19
No.16- No.30	9.5	17.5	1.67	10.9	1.04	10.9	1.04	17.5	1.67
No.30- No.50	5.37	17.6	0.95	12.6	0.68	12.6	0.68	17.6	0.95
No.50 -No.100	5.72	17.6	1.01	9.4	0.54	9.4	0.54	17.6	1.01
No.100-No.200	3.66	19.0	0.70	9.8	0.36	9.8	0.36	19.0	0.70
		IP=	15.46	IP=	8.11	IP =	12.80	IP =	10.80

Tabla 3.5 Valores IP ponderados para cada una de las matrices pétreas.

MATRIZ PÉTREO	VALOR DE ÍNDICE DE PARTÍCULA (IP)
TT	15.46
NN	8.11
TN	12.80
NT	10.80

3.2.3 Discusión de los resultados

El IP más alto (Tabla 3.5) le corresponde a la matriz pétreo TT, cuya composición en gravas y arenas, son agregados de caras fracturadas y contornos angulosos.

El IP de menor valor le corresponde a la matriz pétreo NN, la cual tiene gravas y arenas redondeadas.

Las matrices TN y NT aparecen con valores IP intermedios; debido a que se trata de la combinación de agregados con características superficiales distintas.

La matriz TN tiene un IP mayor que la matriz NT, lo que hace suponer que son las gravas las que influyen en la determinación del IP.

Ahlich (REF.3) caracterizó las matrices pétreas de prueba mediante el ensaye ASTM D 3398-97. Encontró que aquellas compuestas por partículas redondeadas tenían valores IP de 6 a 7 e inclusive menores, y que las matrices pétreas compuestas por partículas de contornos angulosos tenían valores IP de 15 a 20 ó mayores. Trató de simplificar la prueba al determinar el IP del agregado correspondiente a la malla con mayor porcentaje de material retenido, pero obtuvo bajas correlaciones con los porcentajes de caras fracturadas.

3.3 ENSAYE ASTM C 1252-98

Esta prueba fue desarrollada inicialmente por la Asociación Nacional de Agregados, en los Estados Unidos, como un ensaye rutinario para definir la forma de los pétreos de tamaño menor a 2.76mm (arenas).

Se trata de determinar cuantitativamente la angulosidad del agregado fino (FAA, por sus siglas en inglés) a través de la cantidad de vacíos que adquiere una muestra, en estado suelto, cuando se le deja caer desde una altura predeterminada en un recipiente de dimensiones definidas (Figura 3.2).

Es muy común el empleo de arenas provenientes de distintas fuentes, por lo que se presenta este ensaye como una alternativa para determinar cuantitativamente sus características superficiales.

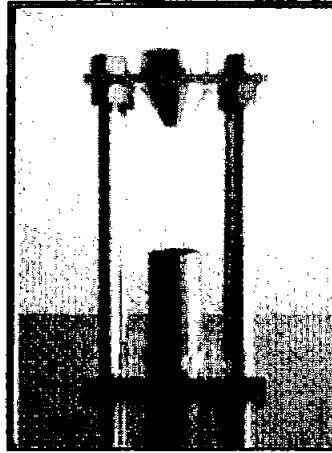


Figura 3.2 Aparato utilizado en el ensaye ASTM C 1252-96

Actualmente solo existen criterios meramente empíricos sobre la cantidad de arena natural que se debe utilizar en la fabricación de las mezclas asfálticas.

La regla más conocida es la que limita su contenido de un 15 a 20%, por peso total de los agregados (REF.3.2).

Si embargo, no existe un criterio mecanicista que limite el uso de las arenas naturales en función de su influencia en el comportamiento de las mezclas asfálticas.

3.3.1 Descripción del ensaye

La disposición de las arenas de ensaye depende del método que se vaya a emplear, sin embargo, para todos los casos se deberán lavar, escurrir y secar en el horno a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$.

Los métodos propuestos por el ensaye son:

- a) Método A. Se determina el Factor de Angulosidad del Agregado Fino (FAA) a distintas arenas que tiene una distribución granulométrica predeterminada (Figura

3.3). De esta manera se puede comparar la forma de las arenas independientemente de la granulometría de proyecto.

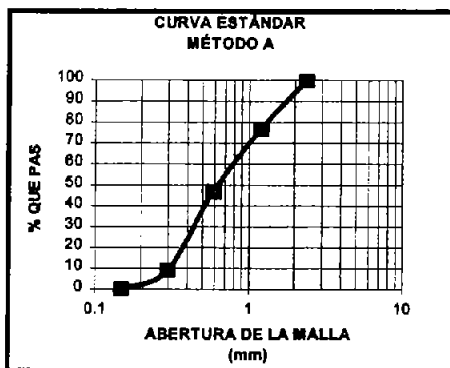


Figura 3.3 Distribución granulométrica estándar

- b) Método B. Se determina un FAA para distintos rangos de tamaños (Tabla 3.6) y obtiene un valor general mediante un promedio aritmético. No considera los materiales con tamaños comprendidos entre 0.297 mm y 0.149 mm (50-100).

Tabla 3.6 Tamaños a ensayar en el método B

RANGOS DE TAMAÑOS A ENSAYAR
No.8 (2.36 mm) - No.16 (1.18 mm)
No.16(1.18mm) - No.30 (0.60 mm)
No.30 (0.60 mm) - No. 50 (0.30mm)

- c) Método C. Se realiza el ensaye a las arenas que forman parte de la combinación de agregados que se va a utilizar en el proyecto. El FAA obtenido es aplicable solo al proyecto en estudio.

En los tres métodos se utilizan 190g de arena y se siguen los pasos que a continuación se enlistan:

1. Una vez preparado el material se vacía en el cono del aparato de ensaye (Figura. 3.2), mientras se tiene obstruido el orificio de salida.
2. Cuando se ha depositado toda la muestra, se deja libre la salida del cono para que el material caiga libremente al cilindro.
3. Se enrasa el material sin mover el cilindro para no ocasionar un acomodo extra.
4. Se pesa el material depositado en el cilindro y su peso se sustituye en la siguiente fórmula:

$$FAA = \frac{vol - \left[\frac{peso}{densidad} \right]}{vol} \times 100$$

Donde:

FAA = Factor de angulosidad del agregado fino

vol = Volumen del recipiente (cm³)

peso = Peso de la muestra depositada en el cilindro. (g)

densidad = Densidad del agregado pétreo.

3.3.2 Resultados

Los resultados fueron obtenidos mediante el método A con el fin de comparar la forma de las arenas, independientemente de la granulometría de proyecto.

En la Tabla 3.7 se encuentran los FAA de seis ensayos efectuados a cada una de las arenas y los valores promedio correspondientes.

Al conjunto de datos se le realizó una prueba t de igualdad de medias y se obtuvo un nivel de significancia de 4.29 E-10, lo cual muestra que el FAA de la arena del basalto es realmente mayor que el de la arena natural de río.

Tabla 3.7. Valores FAA obtenidos con el método A.

No. DE ENSAYE	ARENA PRODUCTO DE LA TRITURACION DEL BASALTO	ARENA NATURAL DE RÍO
1	48.232	42.603
2	48.419	42.564
3	48.339	42.703
4	48.232	41.978
5	48.595	42.152
6	48.416	42.098
FAA PROMEDIO	48.372	42.350
NIVEL DE SIGNIFICANCIA	4.298E-10	

Los valores FAA que aparecen en la Tabla 3.8, corresponden a los promedios aritméticos de los ensayos realizados a cada una de las arenas.

3.3.3 *Discusión de los resultados*

AL comparar los FAA de la Tabla 3.8 podemos observar que el mayor valor es el de la arena de contornos angulosos y caras fracturadas.

Los valores FAA obtenidos correspondieron en buena manera con la forma de las arenas ensayadas.

De acuerdo a bibliografía consultada (REF.2), los valores de FAA representan los niveles de fricción interna que tienen las arenas. Un alto grado de fricción interna del agregado fino asegura la resistencia a la deformación permanente de las mezclas asfálticas que las contienen.

Tabla 3.8 Factor Angulosidad del Agregado Fino

FACTOR DE ANGULOSIDAD DE LAS ARENAS (FAA)	
TIPO DE ARENA	(FAA)
TRITURACIÓN DEL BASALTO	48.37
NATURAL DE RÍO	42.35

Como veremos más adelante, no solo el agregado fino es el que determina la susceptibilidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanente.

3.4 PROPUESTA PARA DETERMINAR EL IP DE LAS ARENAS.

Stuart y Mogawer (REF.4), evaluaron la forma y textura de arenas naturales y aquellas producidas por trituración, mediante distintos métodos dentro de los que se encontraban el NAA método A (equivalente al ASTM C 1252-98) y el ASTM D 3398-97. Diseñaron mezclas asfálticas con dichas arenas y les hicieron pruebas de comportamiento. Observaron que el ensaye que mejor correlación tuvo con las pruebas de comportamiento fue el ASTM D 3398-97. Definieron un rango de valores entre 11.7 y 13.9 como una frontera entre las arenas naturales y las que son producto de la trituración.

3.4.1 Descripción del ensaye

Se propone el uso del ensaye ASTM D 3398-97 para determinar cuantitativamente la forma de las arenas (IP), utilizando la curva estándar (Figura 3.3) de dos formas:

- a) Ensayando el material dosificado, según la curva estándar, en el molde correspondiente a un TMA de 2.38mm (Tabla 3.2).

- b) Multiplicando los IP de cada fracción de tamaño (Tabla 3.4), por los correspondientes porcentajes retenidos de la curva estándar.

3.4.2 Resultados

En la columna (1) de la Tabla 3.9 aparecen los resultados obtenidos al ensayar la arena dosificada, según la curva estándar, en un molde para un rango de tamaños de ensaye No.8 – No.16 (Tabla 3.2).

Dichos resultados corresponden al promedio de tres ensayos realizados a cada una de las arenas.

En la Tabla 3.10 se encuentran los índices de los tres ensayos, a los que se les realizó una prueba t de igualdad de medias.

Según el nivel de significancia obtenido (2.094E-04), el IP de la arena producto de la trituración del basalto es realmente mayor que el de la arena natural de río.

Tabla 3. 9 IP de las arenas utilizando la curva estándar

TIPO DE ARENA	Índice de forma y textura(IP)	
	<i>Ensayando el material en el molde (1)</i>	<i>Multiplicando los IP de cada fracción de tamaño (2)</i>
TRITURACIÓN DEL BASALTO	13.98	17.48
NATURAL DE RÍO	5.58	11.13

En la columna (2) de la Tabla 3.9, se anotan los índices obtenidos al multiplicar los IP de cada rango de tamaños por los correspondientes porcentajes retenidos de la curva estándar.

La operación para determinar el IP ponderado de cada una de las arenas se encuentra en la Tabla 3.11

Tabla 3.10. Determinación del IP al ensayar las arenas dosificadas según la curva estándar.

INDICE DE PARTÍCULA	BASALTO	AGREG. NAT DE RÍO
IP ₁	14.39	11.80
IP ₂	13.79	11.67
IP ₃	13.77	11.58
IP (PROMEDIO)	13.98	11.68
NIVEL DE SIGNIFICANCIA	2.094E-04	

Tabla 3.11. Determinación del IP ponderado para cada una de las arenas considerando la curva estándar.

RANGOS DE TAMAÑOS	% DEL MATERIAL RETENIDO	IP DE LA ARENA PRODUCTO DE LA TRIT. DEL BASALTO		IP DE LA ARENA NATURAL DE RÍO	
		IP DE CADA FRACCIÓN	(2)(3)	IP DE CADA FRACCIÓN	(2)(5)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
No. 8- No.16	23.2	17.2	3.98	9.7	2.25
No.16- No.30	30.0	17.5	5.25	10.9	3.27
No.30- No.50	37.9	17.6	6.67	12.6	4.77
No.50 -No.100	9.0	17.6	1.58	9.4	0.84
		IP=	17.48	IP=	11.13

3.4.3 Discusión de los resultados

De la Tabla 3.9 se puede observar que existen diferencias entre los IP de las columnas (1) y (2), para los dos tipos de arenas.

EL IP de la columna (1) se obtuvo al ensayar una arena que incluye un rango grande de tamaños (No. 8 (2.36mm) – No. 100 (0.15mm)), permitiendo un mayor acomodo de las partículas y reduciendo el contenido de vacíos.

Según bibliografía consultada (REF.12), entre más pequeño sea el rango de tamaños de los agregados a ensayar, mayor será la veracidad del IP obtenido.

Se recomienda determinar el IP de una arena, mediante la multiplicación de los valores de cada fracción de tamaños por los correspondientes porcentajes retenidos de la curva estándar (columna (2) de la Tabla 3.9).

3.5 CONCLUSIONES

1. EL ensaye ASTM D 3398-97 define un factor de forma, a través del Índice de forma y textura de la Partícula (IP), para una granulometría compuesta por gravas y arenas. De acuerdo a la propuesta hecha en el numeral 3.3 el ensaye también se puede emplear para definir un IP para las arenas; independientemente de la granulometría de proyecto.
2. Los valores de IP (Tabla 3.5) muestran buena correspondencia con las características superficiales de los agregados empleados en el estudio.
3. La matriz compuesta de gravas y arenas trituradas (TT) tiene el IP más alto, lo cual coincide con lo esperado ya que todas sus partículas tienen caras fracturadas y contornos angulosos.
4. La matriz compuesta por gravas y arenas naturales de río (NN) presentó el IP más bajo, debido a que todas sus partículas tienen forma redondeada.
5. Las matrices TN y NT, presentaron valores de índice de partícula (IP) intermedios por ser producto de la combinación del basalto triturado y el agregado natural de río.

6. La matriz TN tuvo un IP mayor que el de la matriz NT, lo que hace suponer que las gravas tienen mayor influencia que las arenas en la determinación del índice de forma y textura (IP).
7. Se recomienda el uso del ensaye ASTM D3398-97 para determinar cuantitativamente la forma de los agregados pétreos. A pesar de que su realización consume mucho tiempo, se deben ensayar todos los rangos de tamaños (Tabla 3.2) que marca la norma.
8. Es conveniente hacer la observación de que el solo valor de IP no define la completa influencia del agregado en el comportamiento de las mezclas asfálticas. Propiedades de los agregados como la absorción, afinidad con el asfalto, distribución de tamaños, etc., son características que también influyen en el comportamiento de las mezclas asfálticas.
9. EL método A del ensaye ASTM C1252-98 permite definir un factor de forma para las arenas (FAA), independientemente de la granulometría de proyecto.
10. Los valores FAA (Tabla 3.8) presentan una clara correspondencia con la forma de las arenas empleadas en el estudio.
11. EL método A del ensaye ASTM C1252-98 se recomienda por ser la mejor manera de comparar arenas provenientes de distintas fuentes.
12. EL método B del ensaye ASTM C1252-98 presenta el inconveniente de obtener un FAA mediante el promedio aritmético de los factores de tres fracciones de tamaños (Tabla 3.6). Sería más conveniente si el FAA fuera obtenido mediante un promedio ponderado según una distribución granulométrica dada.
13. El método C del ensaye ASTM C1252-98 obtiene un FAA muy particular de la curva granulométrica de proyecto.

4. ENSAYE TRIAXIAL DE TEXAS

4.1 INTRODUCCIÓN

La estabilidad de una mezcla asfáltica se ve influenciada por la resistencia al corte de los pétreos que la componen.

Para realizar la correcta combinación de agregados, se deben realizar ensayos que permitan estimar su resistencia al corte.

En este capítulo se describe la metodología y resultados obtenidos del tercer ensayo que forma parte del protocolo de pruebas propuesto en esta investigación. Con el ensayo triaxial de Texas se estimó la resistencia al corte y el ángulo de fricción interna de las cuatro matrices pétreas. El ensayo también se utilizó para observar la influencia de la forma de las partículas pétreas, en el comportamiento esfuerzo deformación de las matrices de prueba. Con las resistencias al corte y los ángulos de fricción interna obtenidos, se realizaron correlaciones con los factores de forma que se definieron en el capítulo anterior. Las correlaciones tienen por objeto mostrar si los factores de forma pueden estimar de manera indirecta, el nivel de fricción interna y la resistencia al corte de una masa de agregados.

El ensayo triaxial de Texas es una prueba sencilla que se puede emplear en cualquier laboratorio de pavimentos, para elegir una mezcla de agregados con base a ciertas propiedades mecánicas. Fue creada por la división de materiales y ensayos del departamento de carreteras de Texas, para clasificar los distintos materiales empleados en la construcción de caminos en función de sus envolventes de falla. El equipo empleado tiene las características de ser económico, simple y muy conveniente para ensayar especímenes de tamaños que permiten extrapolar los resultados a escalas naturales.

4.2 ANTECEDENTES

La palabra triaxial se refiere a un ensayo mecánico en el que se aplica una carga axial a un espécimen cilíndrico, mientras éste se encuentra soportado lateralmente a través de una presión ejercida por agua, aire u otro medio. Las propiedades de esfuerzo y resistencia del material ensayado; se derivan a partir de la relación entre la carga aplicada y la presión de soporte lateral.

En un ensayo triaxial los esfuerzos que actúan sobre el espécimen se asemejan a los desarrollados en las superficies de rodamiento, debido al tránsito vehicular.

Una de las aplicaciones a las mezclas asfálticas de los ensayos triaxiales es el desarrollado por Francis N. Hveem (REF.5). Hveem observó que en las fallas por inestabilidad de las superficies de rodamiento, existía una tendencia de la mezcla a desplazarse lateralmente debido a la presión ejercida por el neumático. Consideró que dicho mecanismo de falla podría reproducirse en el laboratorio si una muestra de material con forma cilíndrica se confina lateralmente, mientras que se le aplica una presión vertical dando lugar a una relación simple entre las presiones verticales y laterales. Esto significa que en un fluido puro de estabilidad cero la presión de confinamiento debe ser igual a la vertical, y en un material de estabilidad completa la presión de confinamiento debe ser igual a cero; de ahí que las escalas de estabilidad manejadas vayan de 0 a 100 por ciento. El aparato usado en laboratorio, conocido como estabilómetro de Hveem, es una celda triaxial en la que el espécimen es rodeado por un líquido presurizado. Los resultados obtenidos se sustituyen en una fórmula empírica que se utiliza en la ingeniería de pavimentos.

Corro y Prado (REF.6), realizaron estudios para ampliar el conocimiento sobre el comportamiento estructural de bases granulares para pavimentos flexibles de carreteras. Emplearon basalto y grava de río, con distribuciones granulométricas gruesa y media para el primer material y sólo gruesa para el segundo. Dentro de los distintos ensayos realizados se llevaron a cabo pruebas de compresión triaxial, empleando la celda triaxial tipo Texas, con aplicaciones estáticas y dinámicas de carga. Obtuvieron las envolventes de falla, las trayectorias de esfuerzos, los módulos elásticos y los módulos de resiliencia. Al analizar las trayectorias de esfuerzos observaron que aquellas que tenían un valor q/p

mayor a 1.8 eran muy susceptibles a las deformaciones permanentes, lo cual era congruente con la bibliografía consultada.

4.3 OBJETIVOS

Obtener las curvas esfuerzo- deformación de cada una de las matrices pétreas.

Estimar la resistencia al corte de las matrices pétreas de ensaye, a partir de la mitad de los esfuerzos máximos (q) de las curvas esfuerzo deformación obtenidas.

Estimar los ángulos de fricción interna (ϕ) de cada una de las combinaciones de agregados, mediante el uso de los diagramas p-q.

Efectuar las siguientes correlaciones con el objeto de mostrar si algunas propiedades mecánicas de las combinaciones de pétreos, se pueden estimar a través de los índices de forma.

- a) Correlaciones entre los índices de forma y textura de la partícula (IP) y los ángulos de fricción interna (ϕ).
- b) Correlaciones entre los índices de forma y textura de la partícula (IP) y los esfuerzos desviadores medios a la falla (q).
- c) Correlaciones entre los factores de angulosidad del agregado fino (FAA) y los esfuerzos desviadores medios a la falla (q).

4.4 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

En este apartado sólo se hará la descripción de la celda de presión y el equipo de carga utilizado en la investigación (Figura 4.1). En la norma ASTM D 3397-81 se describe el equipo completo que se emplea en el ensaye triaxial de Texas.

La celda de presión esta hecha de lámina de acero calibre 18, doblada y soldada por la parte externa, con un diámetro interno de 10.46 cm y 25.4 cm de largo.

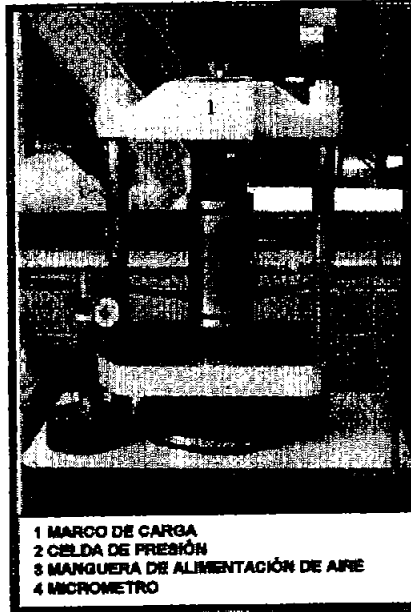


Figura 4.1 Sistema completo para el ensayo triaxial de Texas

En el interior de la celda se coloca una membrana de hule de 10 cm de diámetro, 30 cm de altura y 1.9mm de espesor. La membrana se fija a las paredes internas de la celda mediante un pegamento de contacto. Los extremos de la membrana se doblan contra los de la celda, fijándose con pegamento y un par de abrazaderas.

A través de una válvula soldada a la celda de carga, se le incorpora aire a presión controlada según el esfuerzo deseado. El aire hace que la membrana se pegue a las paredes del espécimen, dando un confinamiento lateral uniforme.

La aplicación de la carga se realizó mediante una máquina hidráulica, con una velocidad de deformación de 0.15" (3.81 mm) por minuto, la cual se especifica en la norma ASTM D 3397-81.

4.5 FABRICACIÓN DE LOS ESPECIMENES DE ENSAYE

Para dar cohesión a los especímenes de ensaye se utilizó el mínimo de asfalto, cuyo contenido se eligió en función del espesor de película.

4.5.1 Determinación del contenido de asfalto

Se determinó que el contenido de asfalto fuera tal que diera un espesor de película de una micra ($1 \mu\text{m}$) como máximo, con el fin de que influyera lo menos posible en los resultados obtenidos.

Se propusieron tres contenidos de asfalto y se determinó el correspondiente espesor de película mediante la siguiente fórmula:

$$EP = \frac{Pbe * 1000}{(100 - Pbe) * SA * Gb}$$

Donde:

EP = Espesor de la película de asfalto, (μm)

SA= Superficie específica de los agregados, obtenida según los factores de superficie propuestos en el método Hveem para el diseño de mezclas asfálticas (REF.7).

Pbe = Contenido efectivo de asfalto por peso de la mezcla, obtenido a partir de la siguiente fórmula:

$$Pbe = Pb - \left[\frac{Pba * (100 - Pb)}{100} \right] \dots(1)$$

Pba= Asfalto absorbido (%), obtenido a partir de la siguiente fórmula:

$$Pba = 100 * Gb * \left[\frac{Gse - Gsb}{Gsb * Gse} \right] \dots(2)$$

Gb= Densidad del asfalto, (g/cm³)

Gsb= Densidad del material pétreo (BSG), el cual se obtiene según las normas ASTM C127-88 y ASTM C128-97.

Gse= Densidad efectiva del material pétreo, según la siguiente fórmula:

$$Gse = \frac{100 - Pb}{\frac{100}{Gmm} - \frac{Pb}{Gb}} \dots(3)$$

Gmm= Densidad teórica máxima de la mezcla asfáltica, la cual se determina según la norma ASTM D2041-95.

Pb= Contenido de asfalto por peso de la mezcla, según la siguiente fórmula:

$$Pb = \frac{Ca}{1 + \frac{Ca}{100}} \dots(4)$$

Ca= Contenido de asfalto por peso de los agregados, (%)

Tabla 4.1. Características físicas de las matrices de ensayo.

MATRIZ PÉTREA	CONT. DE ASFALTO POR PESO DE AGREGADOS (%)	Gmm	ESPESOR DE PELÍCULA DE ASFALTO (μm)
TT	2.5	2.578	0.75
NN	2.0	2.547	0.92
TN	2.6	2.539	0.91
NT	2.4	2.552	0.90

Los espesores de película de asfalto y propiedades volumétricas de las cuatro matrices pétreas, definidas para el ensaye, aparecen en la Tabla 4.1

4.5.2 Elaboración de las mezclas asfálticas

Una vez determinados los contenidos de asfalto, se procedió a la elaboración de las mezclas asfálticas con ayuda de un mezclador mecánico.

Los pétreos se dejaron secar en un horno a una temperatura de 110°C, durante 12 hrs. previas a la elaboración de las mezclas asfálticas.

Treinta minutos antes de la elaboración de las mezclas se elevó la temperatura del horno a 153°C, y se mantuvo durante todo el proceso de mezclado.

Cuando se terminó la elaboración de las mezclas, la temperatura del horno se bajo a 143°C y se mantuvo durante todo el proceso de compactación.

Las temperaturas de mezclado y compactación fueron tomadas de acuerdo al rango de viscosidad recomendado por SUPERPVE, para el tipo de asfalto empleado.

4.5.3 Descripción del equipo de compactación empleado

Para permitir que los agregados de cada una de las matrices pétreas tomaran el arreglo y orientación, según su forma, se utilizó una misma energía de compactación.

Se empleó el compactador giratorio SUPERPAVE (SGC), para dar a los especímenes las características volumétricas y gravimétricas de ensaye.

El SGC se utiliza en el método para el diseño de mezclas asfálticas SUPERPAVE, y proporciona una orientación a las partículas de los pétreos muy similar a la obtenida por procesos constructivos y tránsito de vehículos (Figura 4.2).

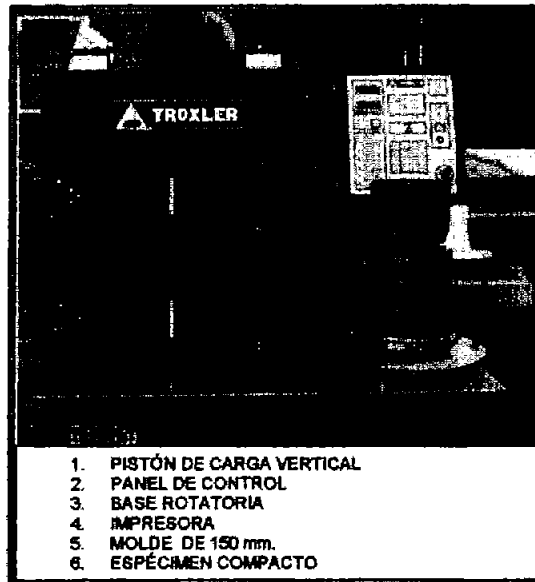


Figura 4.2. Compactador Giratorio Superpave SGC

EL SGC cuenta con una base que gira a una velocidad constante de 30 revoluciones por minuto, inclinándose 1.25° con respecto a la horizontal dando un amasado a la mezcla asfáltica.

Al iniciarse el proceso de compactación se baja un pistón que aplica una presión vertical constante sobre la mezcla de 600 kPa, hasta que se completa el número total de giros (Figura. 4.3).

Se fija el número de giros que de acuerdo al método SUPERPAVE son tres niveles:

- Número inicial de giros (N ini)
- Número de giros de diseño (N dis).
- Número máximo de giros (N máx)

El N de diseño se obtiene de tablas (REF.8) y está en función del tránsito de proyecto y del clima de la zona donde se va a colocar la mezcla asfáltica.

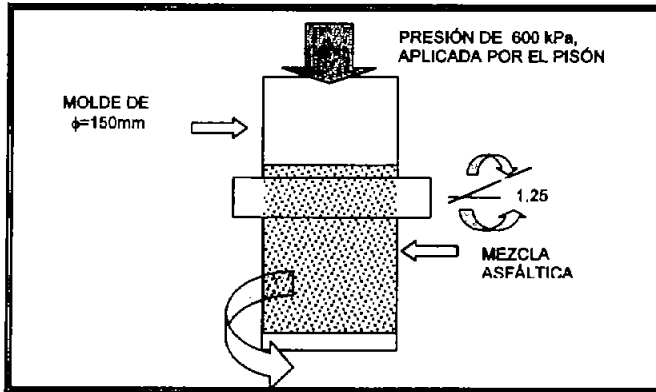


Figura 4.3. Esquema de compactación del SGC

Las siguientes expresiones relacionan entre sí los tres niveles de números de giros:

$$\text{Log}_{10} (N \text{ max}) = 1.10 \text{ Log}_{10} (N \text{ dis})$$

$$\text{Log}_{10} (N \text{ ini}) = 0.45 \text{ Log}_{10} (N \text{ dis})$$

Durante la compactación de la mezcla se lleva un registro de las distintas alturas que va tomando el espécimen con respecto al numero de giros.

La información obtenida del compactador giratorio sirve para construir una gráfica donde las abscisas corresponden al No. de giros, y las ordenadas al porcentaje de la densidad teórica máxima de la mezcla (% Gmm) .

Según Stakston, Bahia y Bushek (REF.9) las siguientes relaciones, con respecto al numero de giros aplicados por el compactador, son válidas:

- a) La densidad que toma la mezcla con el Nini es la que adquiere después de ser colocada y compactada.
- b) La densidad que toma la mezcla con el Ndis es la que adquiere después de un tiempo aproximado de 2 años de servicio.

- c) La densidad de la mezcla después de aplicar el N_{max} ; es igual a la adquirida al final de la vida de proyecto.

4.5.4 Compactación de los especímenes

Para la compactación de las mezclas se eligió un N_{max} de 75 giros, el cual corresponde a un tránsito muy ligero de menos de 300,000 ejes equivalentes.

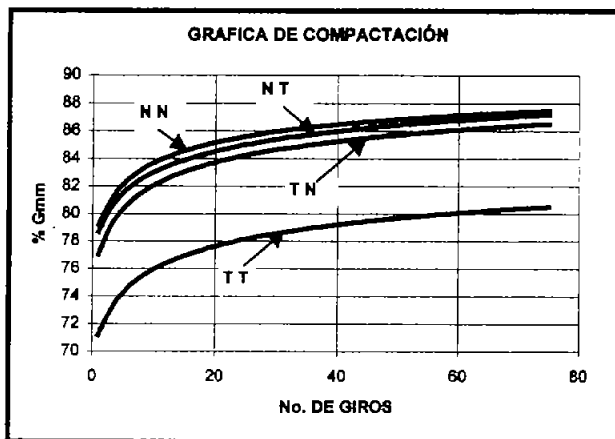


Figura 4.4. Gráfica obtenida a partir de los datos del SGC.

Con la información proporcionada por el SGC, se construyeron las gráficas de compactación (Figura 4.4).

Las gráficas corresponden al promedio de tres mezclas compactadas por cada combinación de agregados.

En la Figura 4.4 se puede observar que la matriz pétreo TT, presenta una densificación más lenta con respecto a las otras combinaciones de agregados.

A partir de este proceso de compactación se comienza a observar la influencia del agregado en la resistencia de la matriz pétreo a la deformación permanente.

A las mezclas compactas se les determinaron sus propiedades volumétricas y gravimétricas, según los ensayos ASTM D 3203-94 y ASTM D 2726-96 (Tabla 4.2).

Tabla 4.2. Valores promedio de los especímenes compactados en el SGC

MATRIZ PÉTREA	(Va) (%)	(VAM) (%)
TT	16.70	17.68
NN	11.71	12.99
TN	13.64	14.87
NT	12.82	14.07

De los valores de la Tabla 4.2 se puede observar que con la misma energía de compactación, las matrices pétreas adquirieron diferentes niveles de Va (vacíos con aire) y VAM (vacíos en el agregado mineral).

Los niveles más bajos de Va y VAM son para la matriz compuesta por arenas y gravas redondeadas (NN), contrario a la matriz TT que se compone de arenas y gravas trituradas.

Las diferencias muestran que se requiere de mayor energía de compactación para que la matriz TT tenga los mismos valores Va y VAM de la matriz NN.

Al relacionar los Va e IP de cada una de las matrices pétreas, mediante una regresión lineal (Figura 4.5), se observa que el R^2 obtenido es alto.

Se comprueba la premisa de que los pétreos de forma angulosa dan lugar a arreglos con niveles de vacíos altos.

Las características que aparecen en la Tabla 4.2, se reprodujeron en especímenes de dimensiones adecuadas para efectuar el ensayo triaxial de Texas.

Para la fabricación de los especímenes de prueba se utilizó un compactador Hveem de acuerdo a la norma ASTM D 3496-93 (Figura 4.6).

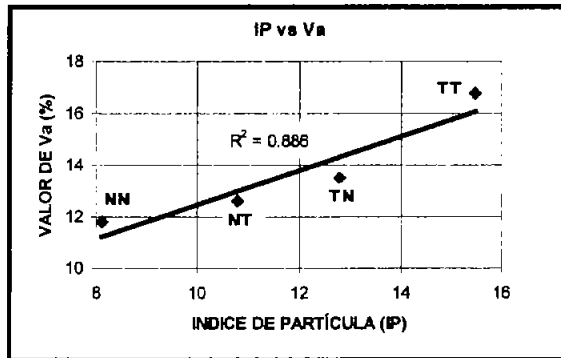


Figura 4.5 Gráfica que relaciona el IP vs. el Va

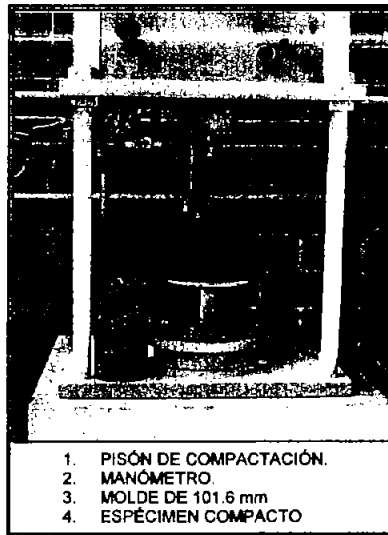


Figura. 4.6. Compactador Hveem.

A los especímenes fabricados con el compactador Hveem, se les determinaron sus propiedades volumétricas y gravimétricas según los ensayos ASTM D 3203-94 y ASTM D 2726-96.

Las características de cada uno de los especímenes elaborados (24 piezas) se encuentran la Tabla 4.3.

Los valores de VAM y V_a que aparecen en la Tabla 4.4, corresponden a los promedios de seis especímenes que se fabricaron por cada matriz pétreo.

Tabla 4.3. Propiedades volumétricas de los especímenes compactados en el compactador Hveem

MATRIZ PÉTREO	NUMERO DE ESPÉCIMEN	VACIOS CON AIRE (%)	VACIOS EN EL AGREGADO MINERAL (VAM) (%)
TT	1	16.95	17.93
	2	16.09	17.07
	3	17.14	18.11
	4	16.76	17.74
	5	16.91	17.88
	6	16.68	17.66
VALORES PROMEDIO		16.76	17.73
NN	1	12.24	13.52
	2	11.75	13.04
	3	11.66	12.95
	4	11.74	13.03
	5	11.80	12.87
	6	11.72	13.01
VALORES PROMEDIO		11.79	13.07
TN	1	13.53	14.77
	2	13.79	15.02
	3	13.28	14.52
	4	13.63	14.86
	5	13.28	14.52
	6	13.41	14.64
VALORES PROMEDIO		13.49	14.72
NT	1	12.61	13.86
	2	12.39	13.64
	3	12.62	13.77
	4	12.81	14.06
	5	12.88	14.12
	6	12.48	13.73
VALORES PROMEDIO		12.62	13.86

Tabla 4.4 Valores promedio de los especímenes compactados en el compactador Hveem.

MATRIZ PÉTREO	(V_a) (%)	(VAM) (%)
TT	16.76	17.73
NN	11.79	13.07
TN	13.49	14.72
NT	12.62	13.86

4.6 REALIZACIÓN DEL ENSAYE TRIAXIAL DE TEXAS

Se utilizaron tres presiones de confinamiento (37,74 y 100 kPa), las cuales se eligieron con base a las propuestas para el diseño de pavimentos (0, 70.3 y 140.6 kPa), (REF.10).

Con el fin de evitar restricciones debido a la membrana, cada vez que se realizaba una prueba se le aplicaba grasa al área que estaba en contacto con la probeta.

Para el ensaye de cada espécimen se aplicaron precargas de 30,60 y 81 kg, según el esfuerzo σ_3 , con el fin de obtener un confinamiento isotrópico.

Las precargas se aplicaron durante 5 minutos ya que después de este tiempo los especímenes dejaban de deformarse.

Posterior a las precargas se aplicó la carga de ensaye y se anotaron las lecturas en intervalos de 0.01" (0.254 mm) de deformación, hasta que se llegó a la falla.

4.7 RESULTADOS

Las gráficas esfuerzo deformación de cada uno de los especímenes ensayados se encuentran en las Figuras 4.6 y 4.7.

Dichas gráficas son el promedio de dos especímenes ensayados por cada matriz pétreo.

Los esfuerzos desviadores a la falla, así como las deformaciones unitarias que aparecen en la Tabla 4.5, se determinaron con base a las curvas esfuerzo deformación.

En los tres esfuerzos de confinamiento de ensaye (Tabla 4.5), se observa que las matrices compuestas por gravas trituradas (TT y TN) requirieron de los mayores esfuerzos desviadores para que fallaran.

Los esfuerzos desviadores a la falla, así como las deformaciones unitarias que aparecen en la Tabla 4.5, se determinaron con base a las curvas esfuerzo deformación.

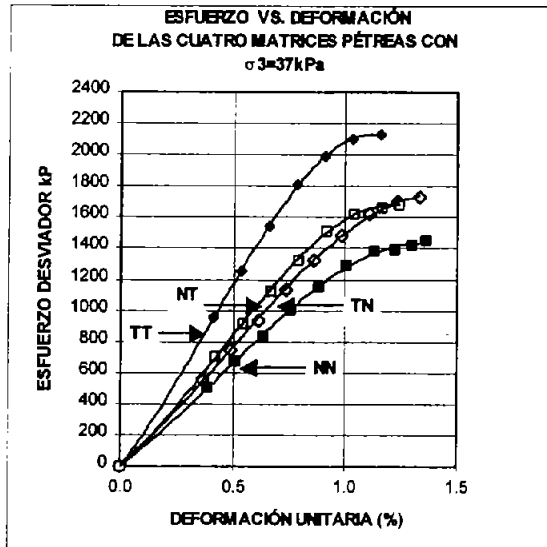


Figura 4.6. Gráfica esfuerzo deformación de las matrices pétreas al aplicar esfuerzos de confinamiento $\sigma_3 = 37 \text{ kPa}$ y $\sigma_3 = 74 \text{ kPa}$

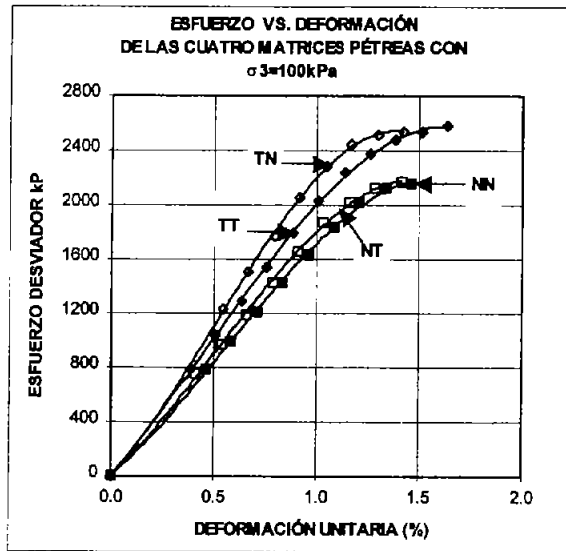


Figura 4.7. Gráfica esfuerzo deformación de las matrices pétreas al aplicar un esfuerzo de confinamiento $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$

Tabla 4.5 Esfuerzos desviadores a la falla

MATRIZ PÉTREA	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)	DEF. UNITARIA (%)
TT	37	2,129	1.16
NN		1,450	1.36
TN		1,730	1.34
NT		1,690	1.24
TT	74	2,378	1.60
NN		1,900	1.42
TN		2,224	1.52
NT		1,962	1.48
TT	100	2,582	1.64
NN		2,158	1.46
TN		2,542	1.42
NT		2,171	1.41

En los tres esfuerzos de confinamiento de ensaye (Tabla 4.5), se observa que las matrices compuestas por gravas trituradas (TT y TN) requirieron de los mayores esfuerzos desviadores para que fallaran.

A la matriz NN le corresponde el esfuerzo desviador más bajo, observándose una mejoría al agregar arena triturada (NT).

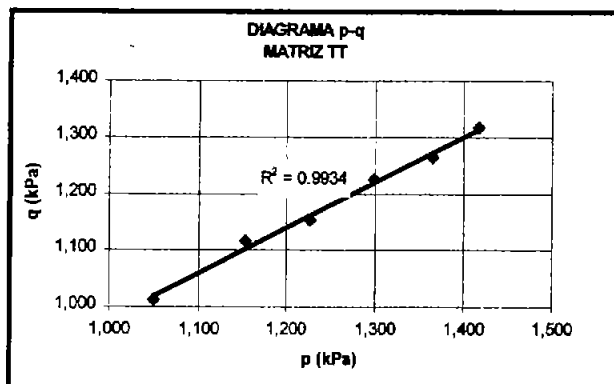
4.8 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.8.1 Ángulo de fricción interna

A través de los diagramas p-q se determinaron los ángulos de fricción interna de las cuatro combinaciones de agregados. Dichos diagramas se encuentran en las Figura 4.8.

Los diagramas p-q se construyeron con los puntos máximos de las curvas esfuerzo deformación para los distintos esfuerzos de confinamiento (σ_3).

El valor de p corresponde a la semisuma de los esfuerzos principales mayor y menor ($(\sigma_1 + \sigma_3)/2$), y q a la mitad del esfuerzo desviador a la falla ($(\sigma_1 - \sigma_3)/2$). El valor de c (cohesión) obtenido de las gráficas se desprecia.



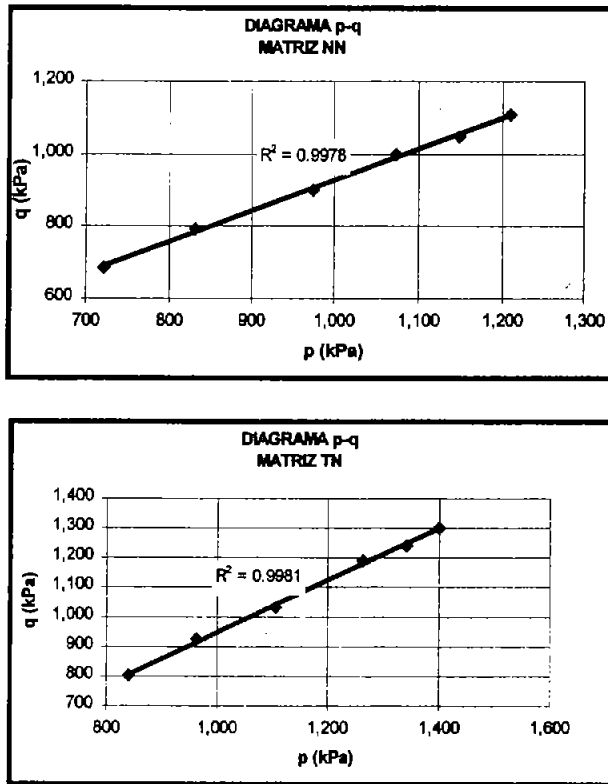


Figura 4.8. Diagramas p-q de las matrices de ensayo.

Tabla 4.6. Ángulos de fricción obtenidos de los diagramas p-q

MATRIZ	ANGULO ϕ ($^{\circ}$)
TT	59.67
NN	40.62
TN	62.82
NT	52.22

En la Tabla 4.6 se anotan los ángulos de fricción interna (ϕ) obtenidos para las cuatro matrices pétreas.

Podemos observar que los valores más altos los tienen las matrices pétreas que están formadas por gravas trituradas (TT y TN).

Dichos valores son prácticamente iguales, lo que hace suponer que las gravas tienen una fuerte influencia en la fricción interna de las matrices pétreas.

El ángulo ϕ de la matriz compuesta por gravas y arenas naturales (NN) es el más bajo, observándose un incremento al cambiar el tipo de arena y dar lugar a la matriz NT.

Según los esfuerzos desviadores máximos (Tabla 4.5) y los ángulos de fricción interna (Tabla 4.6) obtenidos, las gravas trituradas influyeron más que las arenas.

La matriz TN compuesta por gravas trituradas y arenas redondeadas presenta un ángulo ϕ y un esfuerzo desviador máximo mayor que la matriz pétreas NT, compuesta por gravas naturales y arenas trituradas.

Kalcheff y Tunnicliff (REF.11) realizaron ensayos para determinar, entre otros factores, la influencia del agregado grueso en el comportamiento de las mezclas asfálticas. Las matrices pétreas de ensaye las fabricaron con un mismo tipo de grava triturada y variaban la calidad de las arenas. Encontraron que aquellas con mayor cantidad de agregado grueso (gravas), presentaban los mayores valores de estabilidad Marshall y que éste se incrementaba aún más cuando las arenas eran producto de la trituración. Plantean que una mezcla formada por agregados triturados tendrá un buen comportamiento, pero será menos manejable al momento de su colocación ya que requieren de mayor energía de compactación, que las mezclas con agregados naturales de forma redondeada y superficie lisa.

Si observamos las Tablas 4.2 y 4.6 a las matrices con los ángulos ϕ mayores les corresponden niveles de VAM y V_a más altos. Según lo anterior entre mayor sea el grado

de fricción que exista entre las partículas de una mezcla de agregados, mayor será la energía de compactación que se requiera para densificarla.

Así mismo si comparamos las Tablas 4.2 y 4.5 podemos observar que a las mezclas de agregados con niveles altos de VAM y Va, les corresponden los esfuerzos desviadores a la falla mayores.

Según lo anterior, entre más energía de compactación se requiera para densificar una mezcla mayor será su resistencia al corte.

4.8.2 Correlación entre el IP y el ángulo ϕ

El valor R^2 de la correlación lineal obtenida (Figura 4.9), indica que el Índice de partícula puede definir el ángulo de fricción interna (ϕ) de las matrices pétreas.

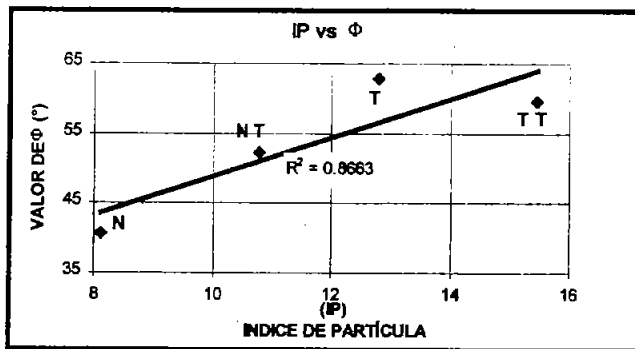


Figura. 4.9 Correlación entre IP y ϕ

La prueba de Índice de partícula a pesar de consumir mucho tiempo para su ejecución, se presenta como una alternativa para medir de forma indirecta el ángulo de fricción interna de una masa de agregados.

Mcleod y Davidson (REF.12) plantearon que el ángulo de fricción interna (ϕ) y el índice de forma y textura de la partícula (IP), son medidas indirectas simples de la estabilidad

Marshall. Para una matriz pétreo con un índice de forma y textura de la partícula de 6 o 7 la estabilidad será baja, no así para aquellas con valores de 15 a 20.

Los métodos mas usados para el diseño de mezclas asfálticas (Marshall y Hveem) no realizan, dentro de su protocolo, la revisión de la forma de los agregados pétreos.

El método para el diseño de mezclas SUPERPAVE, propone que los pétreos deben cumplir con dos tipos de propiedades a las que llama de consenso y de origen. Dentro de las propiedades de consenso revisa la angulosidad de las gravas y arenas por separado. Para las gravas les especifica un mínimo de caras fracturadas, que depende del tránsito en ejes equivalentes y de la profundidad a la que se encuentre el agregado con respecto a la superficie de rodamiento. En cuanto al agregado fino se refiere su angulosidad la revisa mediante el ensaye ASTM C1252-98, el cual fue explicado en el capítulo 3.

4.8.3 Correlación entre el IP y el esfuerzo q

Las correlaciones se hicieron para cada uno de los esfuerzos de confinamiento de ensaye (σ_3) y aparecen en la Figura 4.10.

En la Figura 4.10 se puede observar una relación directa entre los valores de IP y los esfuerzos q .

Se aprecia que la mezcla con agregados de forma angulosa (TT) presenta mayor resistencia al corte.

Al formarse una matriz pétreo con arenas y gravas naturales se pueden obtener mezclas con bajas resistencias al corte (NN).

Las mezclas de agregados TN y NT presentan resistencias intermedias, siendo mejor aquella compuesta por gravas trituradas (TN).

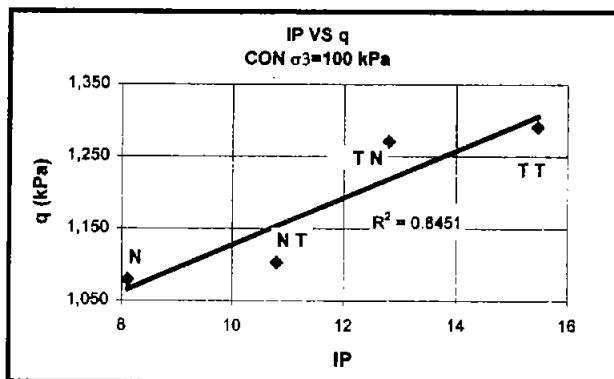
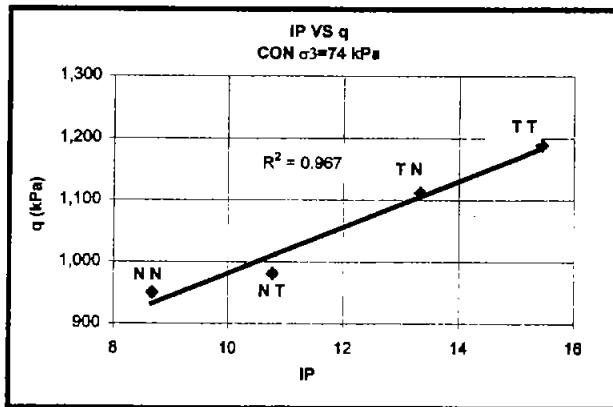
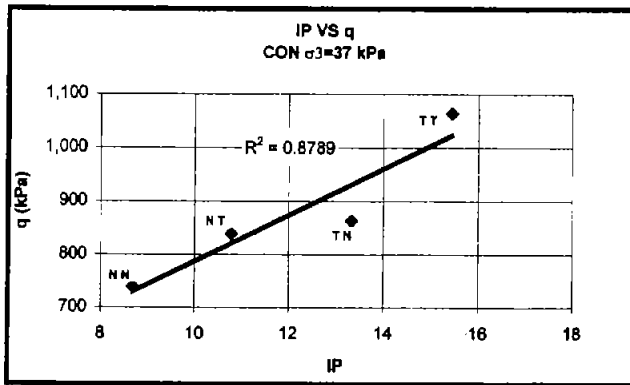


Figura. 4.10 Correlaciones entre IP y q para los tres esfuerzos de confinamiento ensayados

Mcleod y Davidson (REF. 12) reportaron resultados obtenidos en el laboratorio, referente a la influencia del índice de partícula (IP) en la estabilidad Marshall de las mezclas asfálticas (Tabla 4.7).

Tabla 4.7 Relación IP vs. Estabilidad Marshall, según los estudios de Mcleod y Davidson

No. DE MEZCL	ÍNDICE DE PARTÍCULA (IP)	ESTABILIDA MARSHALL (kg)
1	8	398
2	11.5	761
3	15	1,386

La estabilidad Marshall es una medida que tiene muy poco significado por sí misma. Se utiliza comúnmente en el diseño de mezclas asfálticas, y se refiere a la carga requerida para llevar a la falla un espécimen cilíndrico de 10 cm de diámetro por 6.35 cm de altura. Una estabilidad Marshall alta representa una mezcla asfáltica estable, pero susceptible al agrietamiento.

EL índice de forma y textura de la partícula (IP) permite estimar el nivel de resistencia al corte de una masa de agregados, tal como lo muestra la relación de la Figura 4.10.

Es más conveniente relacionar la forma de las partículas pétreas, con aquellas propiedades mecánicas que influyen en la resistencia de las mezclas asfálticas a la deformación permanente; como la resistencia al corte.

4.8.4 Relación entre el Factor de Angulosidad del Agregado Fino (FAA) y el esfuerzo q

En la Figura 4.11 se muestran las gráficas correspondientes a estas relaciones, tomando en cuenta los tres esfuerzos de confinamiento.

Las gráficas muestran la misma tendencia para los tres esfuerzos de confinamiento.

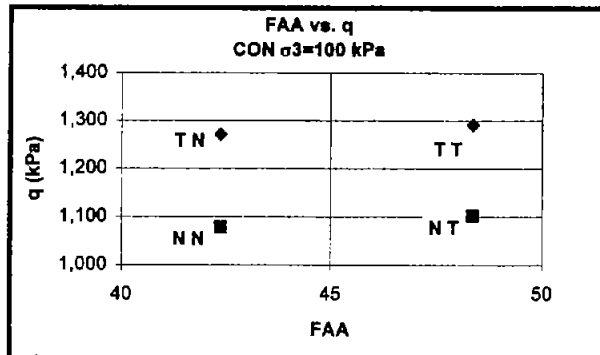
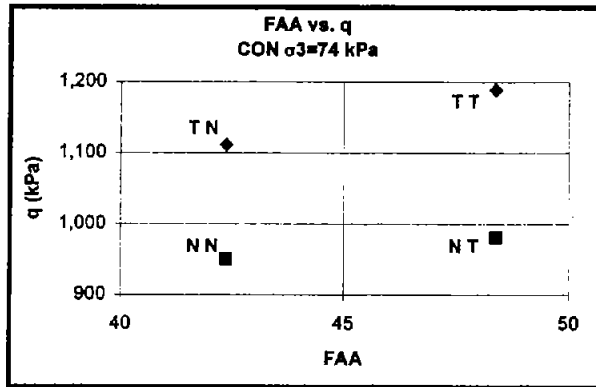
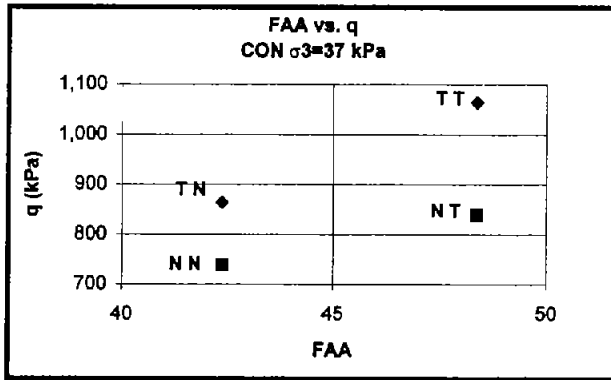


Figura 4.11. Relación entre el FAA vs. esfuerzo q para los tres esfuerzos de confinamiento ensayados

Para el análisis de las gráficas (Figura 4.11) debemos comparar aquellas matrices compuestas por un mismo tipo de grava (TT-TN y NN-NT).

Al cambiarse el tipo de arena de la matriz TT y dar lugar a la TN, podemos observar una disminución en el esfuerzo q . La misma tendencia se presenta, solo que en forma contraria, al cambiar el tipo de arena de la matriz NN por una triturada y dar lugar a la NT.

El análisis de los resultados vuelve a mostrar la influencia de las gravas en la resistencia al corte de las matrices pétreas.

La matriz TN compuesta por arenas naturales presenta una mayor resistencia al corte (q) que la NT, a pesar de que esta última se compone por arenas trituradas.

4.9 CONCLUSIONES

1. Durante la compactación de los especímenes en el SGC, se pudo observar la influencia del tipo de agregado en la resistencia de las mezclas asfálticas a la densificación, aun cuando se utilizó un porcentaje bajo de asfalto (Figura 4.4).
2. Las cuatro matrices pétreas se densificaron con la misma energía de compactación, y cada una de ellas alcanzó valores de VAM y V_a distintos (Tabla 4.2).
3. Se observó una relación directa entre los vacíos con aire (V_a) y el índice de forma y textura de la partícula (IP), según la cual la matriz TT requería de más energía de compactación para tener un V_a igual al de la de matriz NN (Figura 4.5).
4. Las mezclas de agregados con los índices de forma y textura de la partícula (IP) más altos (TT y TN), fueron las que tuvieron los ángulos de fricción interna mayores (Figura 4.9).
5. Las mezclas de agregados con los mayores IP (TT y TN), fueron las que fallaron con los esfuerzos desviadores medios más altos (Figura 4.10).

6. La prueba para determinar el índice de forma y textura de la partícula (IP), se debe considerar como un ensaye necesario para el diseño de las mezclas asfálticas.
7. Las gravas trituradas demostraron tener una mayor influencia en la resistencia al corte de las matrices pétreas ensayadas; en comparación con las arenas. La matriz pétreas TN requirió de un esfuerzo desviador mayor que la NT, a pesar de que estaba compuesta por arenas naturales (Figura 4.11).
8. No se debe perder de vista que los resultados se obtuvieron manteniendo constante la granulometría. Al variar la granulometría se aumentan las variables y los resultados pueden seguir tendencias distintas.
9. Debemos tomar en cuenta que la estabilidad de una mezcla asfáltica también depende de su aglutinante, por lo que los resultados hasta aquí presentados solo consideran la influencia de la forma de los agregados.
10. El ensaye triaxial de Texas se puede emplear en los laboratorios de obra; para estimar el ángulo de fricción interna y la resistencia al corte de diferentes combinaciones de agregados.

5. ENSAYE DE COMPRESIÓN DINAMICA SIMPLE

5.1 INTRODUCCIÓN

Los materiales que constituyen la estructura de un pavimento, incluyendo las terracerías y el suelo de cimentación, se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes que le son transmitidas por el tránsito vehicular.

Un protocolo de pruebas que se emplee para la caracterización de materiales, debe considerar la realización de ensayos con aplicación dinámica de carga.

A continuación se describe la metodología que se siguió en la realización del cuarto ensaye del protocolo propuesto en la investigación, y se presentan los resultados obtenidos. Dichos resultados sirvieron para estudiar la influencia de la forma de los agregados pétreos en la resistencia de las mezclas asfálticas a la deformación permanente. Con las gráficas obtenidas, se determinaron ciertos índices que permitieron estimar la susceptibilidad de las mezclas a la deformación permanente. Se efectuaron correlaciones entre los índices de forma de los agregados pétreos (capítulo 3) y los resultados de las pruebas dinámicas. Las correlaciones muestran qué tanto se puede definir la susceptibilidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanente, a través de la determinación cuantitativa de la forma de los pétreos que la componen.

Las matrices pétreas fueron ensayadas con la cantidad óptima de asfalto, determinada con el método SUPERPAVE. Las características volumétricas y gravimétricas obtenidas del diseño, se reprodujeron en especímenes de dimensiones adecuadas para los ensayos de compresión según la norma ASTM D 3496-93.

5.2 ANTECEDENTES

Ahlich (REF.3) estudió la influencia de los agregados en la deformación permanente de las mezclas asfálticas, a través de un ensaye triaxial cíclico con acondicionamiento térmico de los especímenes. Considera que este ensaye es la mejor forma de medir la susceptibilidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanente, por simular condiciones similares a las que se presentan en una carpeta asfáltica cuando está sometida al tránsito vehicular.

Lee, Pan y White (REF.13) estudiaron la influencia de la calidad de las arenas en el comportamiento de las mezclas asfálticas. Determinaron cuantitativamente la forma de las arenas a través del ensaye ASTM C 1252-98 (FAA). Midieron la susceptibilidad de las mezclas a la deformación permanente con la máquina de ensaye PURwheel. El ensaye consistió en pasarle a especímenes de dimensiones definidas, 290 mm x 310 mm, un neumático que producía una presión de contacto de 620 kPa. La velocidad con la que circulaba el neumático fue de 1 mph. y se detenía cuando se completaban 20,000 pasadas o si ocurría una deformación de 20 mm. Se graficó el número de pasadas contra las deformaciones permanentes ocurridas, para establecer el criterio de aceptación o rechazo de las mezclas. Este tipo de prueba se considera como empírica de resistencia, la cual es muy ventajosa para las entidades oficiales por su versatilidad.

Mohamed y Yue (REF.14) realizaron ensayos dinámicos de compresión uniaxial para evaluar la potencialidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanente. Consideraron que al aplicar cíclicamente un esfuerzo vertical a un espécimen cilíndrico, se simula el efecto que produce el eje de carga sobre la superficie de rodamiento. Obtuvieron las gráficas típicas de deformación permanente contra el número de ciclos e identificaron tres fases (Figura. 5.1) :

- a) *Fase primaria.* Ocurren grandes deformaciones durante cortos periodos, presentándose una velocidad alta de deformación a la que designan como "K". Esta condición es seguida por una disminución en la velocidad de deformación con un incremento en el número de ciclos.
- b) *Fase secundaria.* La acumulación de la deformación plástica es pequeña y la velocidad de deformación es prácticamente constante. En esta fase K se maneja

como una medida de la susceptibilidad de las mezclas asfálticas a las deformaciones permanentes.

- c) *Fase terciaria*. La velocidad de deformación se incrementa hasta completar la falla del espécimen. Se forman grietas en sentido longitudinal a la probeta, sugiriendo que la fatiga que sufre el material es la causa inicial de la falla.

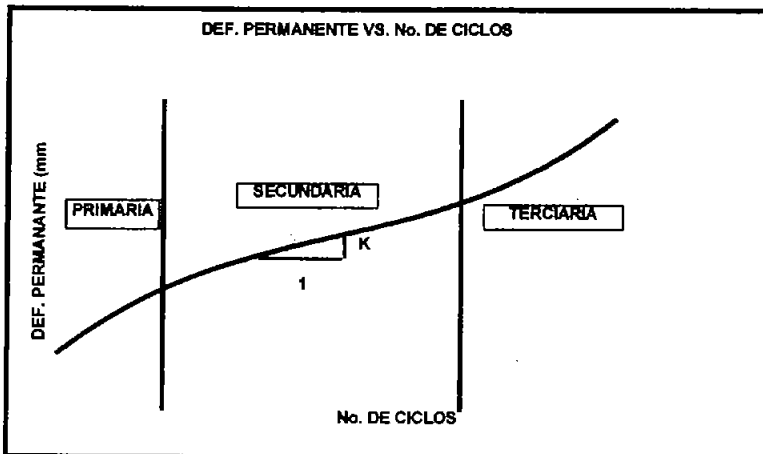


Figura 5.1. Relación típica entre la deformación permanente axial y el número de ciclos de aplicación de carga

Corro, Prado y Rangel (REF.15) realizaron ensayos dinámicos cíclicos en tensión y compresión. Consideran que estos ensayos están relacionados con los mecanismos de deterioro que sufren las superficies de rodamiento por fatiga y deformación plástica. Estudiaron la influencia en el comportamiento de las mezclas asfálticas de propiedades como la granulometría, la forma y textura de los agregados, y el tipo de asfalto. Para observar la influencia de la granulometría ensayaron dos tipos, una continua o tipo Fuller y la otra discontinua con poca cantidad de finos, esta última, con el fin de simular situaciones en las que solo se dispone de materiales locales o de río que carecen de finos. La forma y textura se consideró al escoger agregados naturales de río y triturados de basalto. El efecto del aglutinante se estudió al ensayarse mezclas con asfaltos de características distintas y a temperaturas de 25°C y 40°C. En los ensayos de compresión dinámica bajo carga repetida observaron un patrón de comportamiento, en el que distinguen tres etapas:

- a) *Primera etapa.* Las deformaciones que sufre el espécimen son muy altas
- b) *Segunda etapa.* La velocidad de deformación disminuye hasta estabilizarse y mantenerse.
- c) *Tercera etapa.* Se incrementa nuevamente la velocidad de deformación hasta llegar a la falla del espécimen.

5.3 OBJETIVOS

Observar algunas propiedades volumétricas de las mezclas asfálticas diseñadas, que ven influenciadas por la forma de los agregados pétreos.

Observar la influencia del agregado pétreo en la susceptibilidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanente, mediante las curvas de flujo plástico.

Estimar las velocidades de deformación de las mezclas asfálticas, a través de la pendiente de la fase secundaria de las curvas de flujo plástico

Establecer correlación entre la velocidad de deformación y el índice de forma y textura de la partícula (IP).

Establecer correlación entre la velocidad de deformación y el Factor de Angulosidad del Agregado Fino (FAA).

5.4 DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO

Debido a que un elemento del pavimento está sujeto a pulsos de carga, los cuales involucran componentes de esfuerzos normales y cortantes, la aplicación de carga se realizó mediante un equipo servo hidráulico marca MTS (Figura. 5.2).

El equipo genera ondas de carga tipo senoidal con tiempos de 0.05 seg de aplicación y 0.2 seg de reposo. El tiempo de aplicación de carga empleado, corresponde a las mediciones experimentales hechas a una superficie de rodamiento donde circulaba un vehículo a 100km/hr. Los tiempos de aplicación y reposo simulan el mecanismo intermitente de carga al que esta sometido una superficie de rodamiento.

EL equipo MTS esta formado por una fuente hidráulica, un actuador hidráulico, transductores, una consola de instrumentos y una cámara térmica.

La fuente hidráulica suministra el fluido a cierta velocidad con una presión de 21.09 Mpa.

EL actuador hidráulico genera la fuerza, debido al fluido suministrado por la fuente hidráulica, para mover el pistón que da carga. Esta soportado por una estructura que le permite ensayar los especimenes.



Figura 5.2. Equipo MTS para ensayos dinámicos.

La celda de carga y el LVDT son los transductores empleados. El primero mide la fuerza aplicada para mover el pistón de carga, y envía la información mediante señales eléctricas

con voltajes que son directamente proporcionales a las fuerzas aplicadas. El segundo mide los desplazamientos lineales y se encuentra montado sobre el actuador hidráulico.

En la consola se encuentran el control de transductores, el selector de retroalimentación, el servo controlador, el control de válvulas, el equipo de lectura y programación de las pruebas, el control de temperatura y el contador de ciclos de prueba.

La cámara térmica homogeniza la temperatura para la realización de los ensayos.

5.5 DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO ÓPTIMO DE ASFALTO

5.5.1 Descripción del método SUPERPAVE

Debido a que una de las partes medulares de cualquier método para el diseño de mezclas asfálticas es el sistema de compactación, se eligió el SUPERPAVE. EL método utiliza un compactador conocido como Compactador Giratorio SUPERPAVE (SGC), el cual se muestra en la Figura 4.2. El SGC da a las mezclas características volumétricas muy similares a las que adquiere en campo por efecto de los procesos constructivos y el tránsito de vehículos.

El método SUPERPAVE propone tres niveles de diseño en función al tránsito de proyecto, expresado en ejes equivalentes (Tabla 5.1).

Tabla 5.1. Niveles de diseño propuestos por el método SUPERPAVE.

TRÁNSITO EN ESAL's	NIVEL DE DISEÑO	ENSAYE REQUERIDO.
ESALs < ó = 1 millón	1	Diseño volumétrico
1 millón < ESALs < ó= 10 millones	2	Diseño volumétrico + ensayos de predicción de comportamiento
ESALs > 10 millones	3	Diseño volumétrico + aumento de los ensayos de predicción de comportamiento
En todos los niveles de diseño se tienen que efectuar pruebas de caracterización de los materiales y el ensayo de susceptibilidad a la humedad de mezclas asfálticas, siendo éste último realizable una vez que se han elaborados los especímenes con el contenido óptimo de asfalto.		

En el nivel 1, o diseño volumétrico, se elaboran especímenes en el SGC y se elige el contenido óptimo de asfalto con base a las siguientes propiedades volumétricas:

- a) Vacíos con aire (Va). EL método solicita que las mezclas asfálticas tengan un 4% de vacíos
- b) Vacíos del agregado mineral (VAM). EL método requiere de un mínimo que depende del tamaño máximo nominal del agregado (TMNA) (REF. 7).
- c) Vacíos llenos con asfalto (VFA). Debe quedar dentro de un rango de valores marcados por el método, que depende del tránsito en ejes equivalentes (REF.8).
- d) Relación entre el material pétreo que pasa la malla 200 ($< 0.075\text{mm}$) y el contenido efectivo de asfalto. De acuerdo al método la relación debe quedar generalmente dentro del rango de 0.6 y 1.2.

En el nivel 2 se llevan a cabo pruebas de corte directo (siglas en inglés SST) y tracción directa (siglas en inglés IDT), los cuales requieren de artefactos muy costosos y poco prácticos. Los resultados de los ensayos SST e IDT sirven para alimentar modelos de predicción del comportamiento de las mezclas asfálticas.

En el nivel 3 se realizan ensayos adicionales de SST e IDT en una amplia variedad de temperaturas, empleando muestras confinadas.

En la actualidad los niveles 2 y 3 del método no han sido implantados y se están realizando investigaciones para sustituir los ensayos de comportamiento propuestos inicialmente (REF. 8).

EL diseño volumétrico (nivel 1) se realiza para los niveles 2 y 3 que marca el método.

Con el fin de simular el calentamiento que sufre el asfalto durante el proceso de fabricación, el método marca que deben colocarse las mezclas asfálticas en un horno a 135° durante cuatro horas, previo al proceso de compactación. Actualmente el método marca un tiempo de dos horas, sin embargo en la presente investigación se conserva la

propuesta original de cuatro horas, por considerarla una condición más representativa de los procesos constructivos.

5.5.2 Contenidos óptimos de asfalto

Los contenidos óptimos de asfalto se determinaron mediante el nivel 1 del método. El número de giros de diseño empleado ($N_{dis}=100$ giros), corresponde a un tránsito de proyecto de entre 3 y 30 millones de ejes equivalentes (REF.8).

EL tránsito de proyecto se eligió por considerarse que cubre la mayoría de los proyectos carreteros del país.

Las gráficas empleadas en la determinación de los contenidos óptimos de asfalto de las cuatro matrices pétreas, se encuentran en las Figuras 5.2 a 5.5.

Los contenidos óptimos de asfalto y otras características de cada una de las combinaciones de agregados, aparecen en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2. Características de las matrices pétreas con los contenidos óptimos de asfalto.

MATRIZ PÉTREA	CONT. DE ASFALTO PI PESO DE LOS AGREGADOS (%)	VACÍOS CON AIRE (V_a) (%)	VACÍOS EN EL AGREGADO MINERAL (V_{AM}) (%)	RELACIÓN FILLER ASFALTO EFECTIVO	ESPESOR DE PELÍCULA DE ASFALTO (μm)
TT	6.7	4.0	16.27	1.17	8.57
NN	5.0	3.9	12.55	1.67	7.36
TN	6.1	4.0	13.44	1.44	6.90
NT	5.7	4.0	12.53	1.65	5.96

SE REALIZÓ EL ENVEJECIMIENTO RÁPIDO A LAS MEZCLAS, ANTES DE COMPACTARLAS, EN UN HORNO A 135° DURANTE UN TIEMPO DE 4HRS.
LA COMPACTACIÓN SE REALIZÓ A 143° CON UN N_{dis} DE 100 GIROS

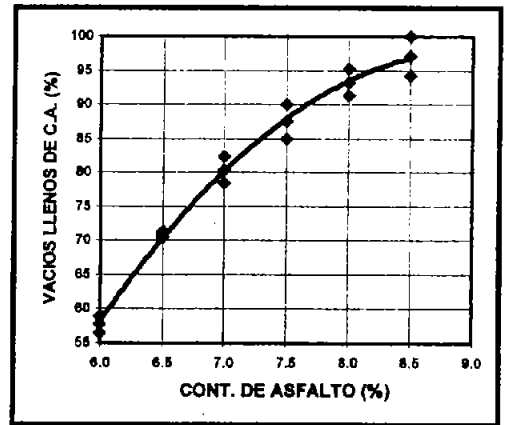
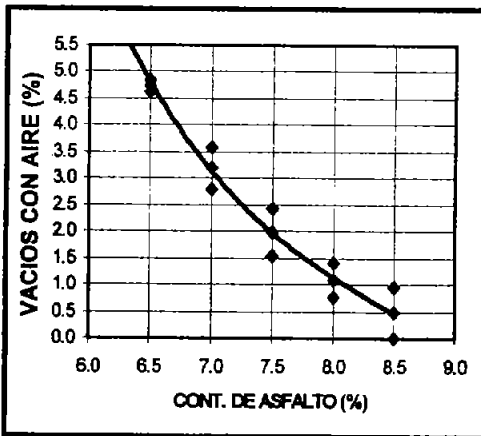
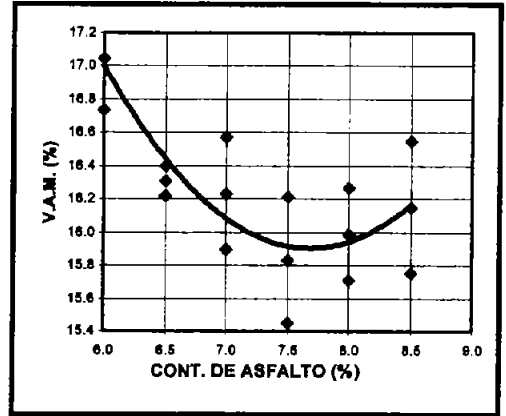
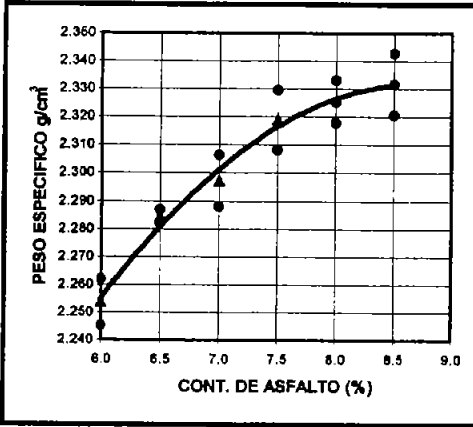


Figura 5.2 Gráficas para definir el contenido óptimo de asfalto de la matriz TT.

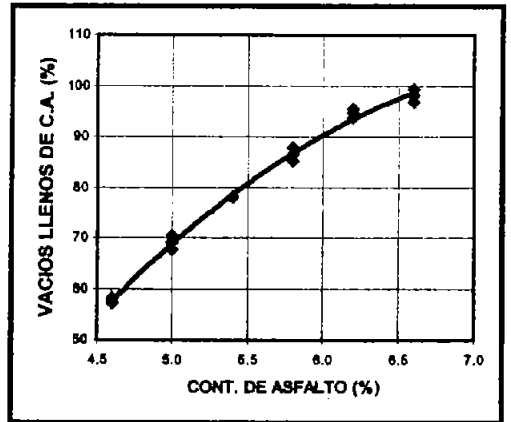
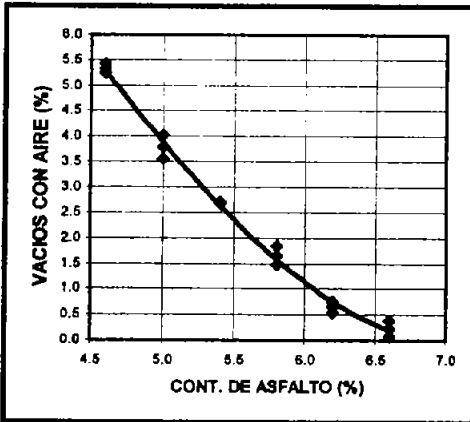
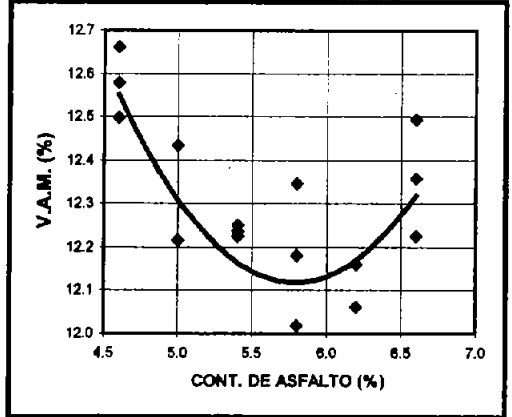
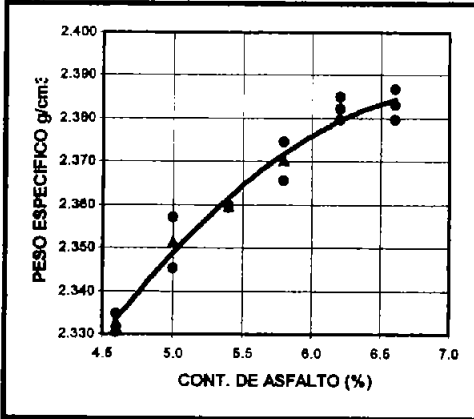


Figura 5.3 Gráficas para definir el contenido óptimo de asfalto de la matriz NN.

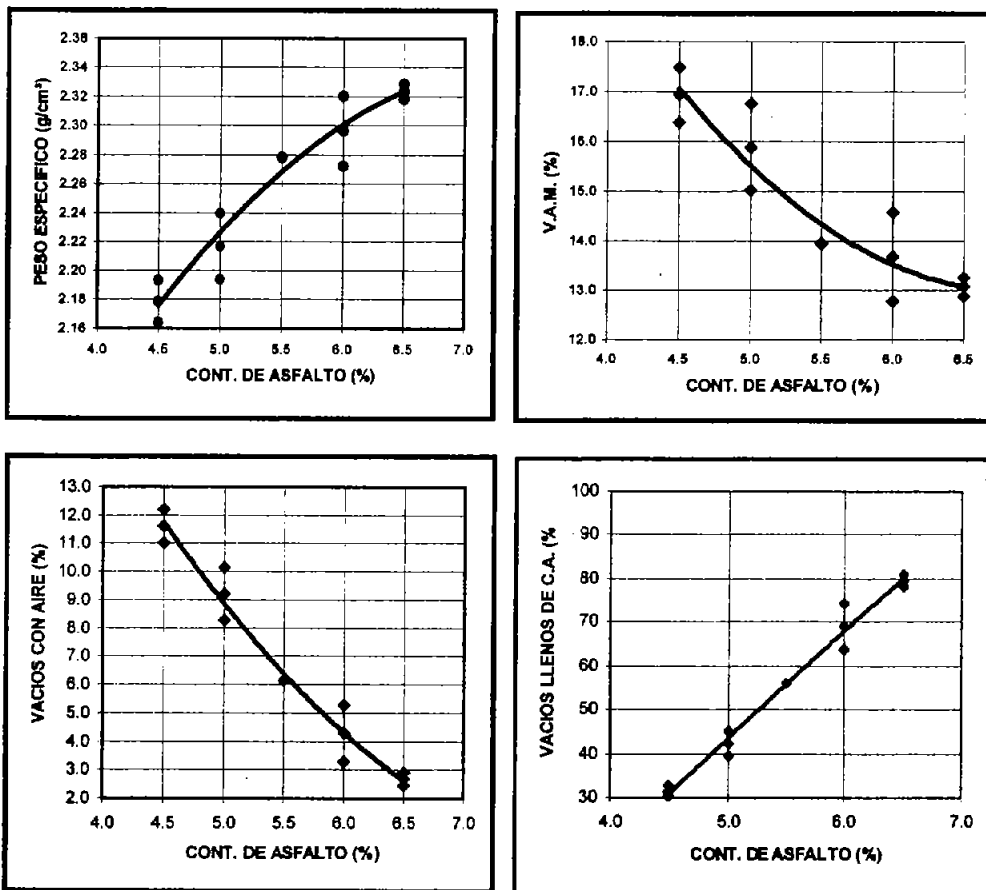


Figura 5.4 Gráficas para definir el contenido óptimo de asfalto de la matriz TN.

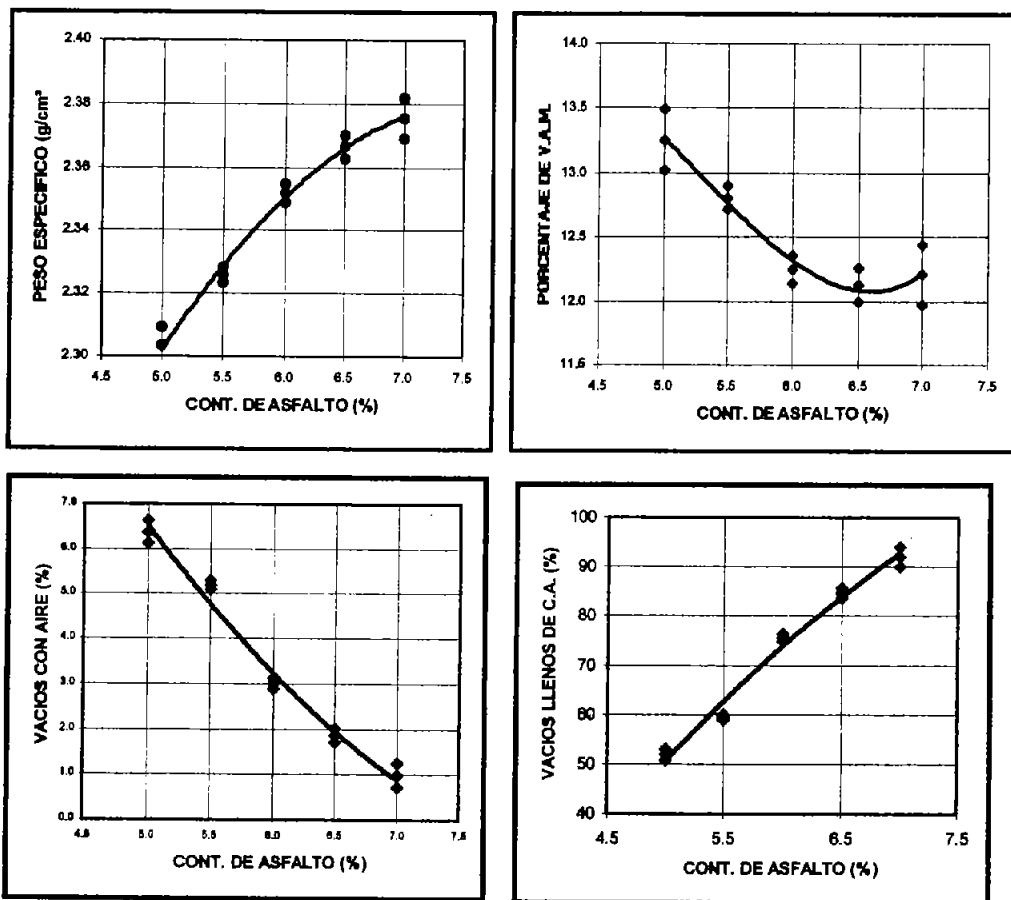


Figura 5.5 Gráficas para definir el contenido óptimo de asfalto de la matriz NT.

5.5.3 Influencia del Índice de forma y textura de la partícula (IP) en algunas características de las mezclas asfálticas diseñadas

Existen algunas características de las mezclas asfálticas diseñadas que se ven afectadas por la forma de la partícula, como el VAM y el contenido óptimo de asfalto.

El contenido de vacíos en el agregado mineral (VAM), se define como el volumen compuesto por la cantidad de espacios con aire, que se forman entre las partículas de los agregados de las mezclas asfálticas compactas, y el volumen de asfalto efectivo (REF.7).

De las matrices pétreas ensayadas la que mayor VAM tiene es la matriz TT por tener gravas y arenas trituradas (Figura 5.6). La que le sigue es la matriz TN la cual está compuesta por gravas trituradas, lo que hace suponer que las gravas son las que más influyen en la determinación del VAM.

Según la Figura 5.6 se observa una relación directa entre el índice de forma y textura de la partícula (IP) y el VAM, la cual confirma los resultados presentados en la Figura 4.5.

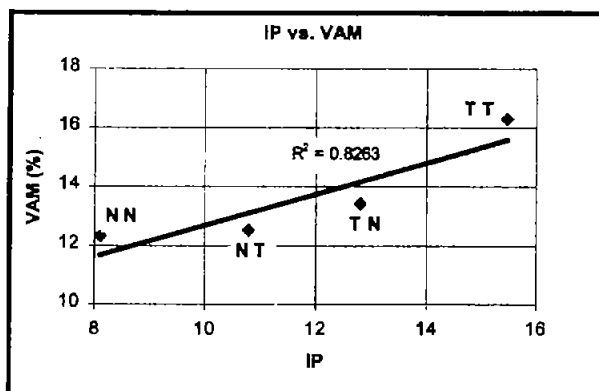


Figura 5.6. Relación entre el índice de partícula (IP) Y el VAM.

En lo que concierne al contenido óptimo de asfalto, éste afecta el espesor de película en los agregados. Un espesor grueso de película de asfalto tiende a proteger al agregado pétreo y hace más durable la mezcla, pero también reduce su estabilidad al actuar como lubricante de las partículas. El espesor mínimo de película de asfalto que generalmente se

recomienda es de 6 a 8 μm , pero dicha recomendación no esta suficientemente validada por experimentación.

Kandhal y Chakraborty (REF.16) realizaron estudios para establecer espesores de película de asfalto que dieran durabilidad a las mezclas sin afectar su estabilidad. Fabricaron mezclas con distintos espesores de película (3.7 a 13 μm) y las metieron al horno durante cuatro horas a 135°C, para simular el envejecimiento que sufren durante los procesos de fabricación y colocación. A algunas mezclas se les recuperó el asfalto y les hicieron pruebas de penetración, viscosidad, módulo complejo y ángulo de fase. Compactaron las mezclas para fabricar especímenes, determinándoles a algunos el módulo de resiliencia. Los especímenes compactos que no fueron ensayados, se metieron al horno durante 120 hrs., a una temperatura de 85 °C, para simular el envejecimiento que sufren las mezclas asfálticas compactas entre los 5 y 10 años de servicio. Después del período de envejecimiento a una parte de los especímenes se les determinó el modulo de resiliencia, y a otra su resistencia a la tensión. De todos los ensayos realizados se obtuvo que el espesor de película que mejor resultado daba estaba entre 9 y 10 μm .

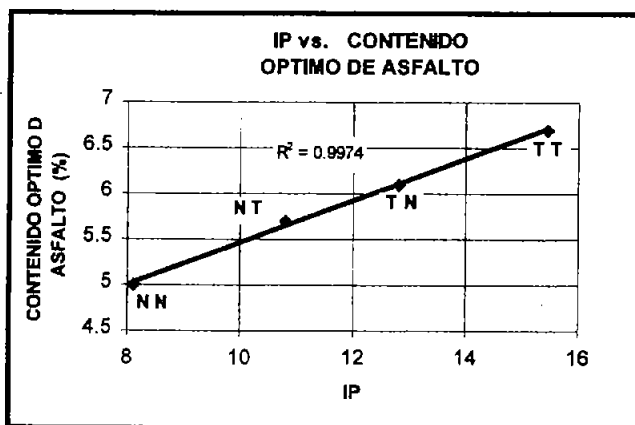


Figura. 5.7A. Relación entre el índice de partícula (IP) y el contenido óptimo de asfalto.

Al comparar los contenidos óptimos de asfalto de las mezclas con los respectivos IP (Figura 5.7A), se observa que entre mayor sea el IP mayor es el contenido de asfalto.

La relación presentada en la Figura 5.7 A, no se presenta si comparamos los IP de cada combinación de agregados con los espesores de película de asfalto (Figura 5.7B). Según lo anterior, la forma de la partícula no influye en todas las propiedades de las mezclas diseñadas.

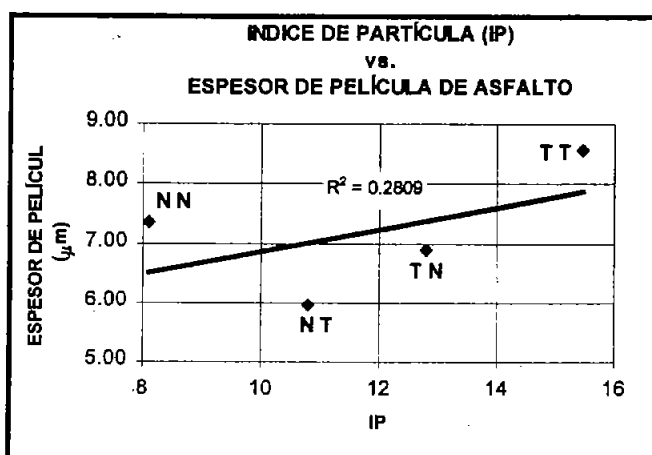


Figura 5.7B. Relación entre el índice de partícula (IP) y el espesor de película de asfalto.

5.5.4 Influencia del Factor de Angulosidad del Agregado Fino (FAA) en algunas características de las mezclas asfálticas diseñadas.

Lee, Pan y White (REF.13) fabricaron mezclas de agregados variando la calidad de las arenas y dejando constante el tipo de grava. Las gravas tenían porcentajes de caras fracturadas de entre 80 y 85%. Determinaron los contenidos óptimos de asfalto mediante el criterio volumétrico del método SUPERPAVE. Obtuvieron algunas relaciones entre el FAA, el VAM y el contenido óptimo de asfalto. Encontraron que tanto el VAM como el contenido óptimo de asfalto se incrementaban cuando crecía el FAA.

Si comparamos entre sí las matrices que están compuestas por el mismo tipo de grava (TT-TN y NN-NT), pero con distintas arenas, podemos observar que aquellas con un FAA mayor (Tabla 3.5) requieren de un contenido mas alto de asfalto (Figura 5.5A).

Por otro lado, la relación que se presenta en la Figura 5.8A no se repite al comparar el FAA de cada combinación de agregados con sus respectivos espesores de película de asfalto (Figura 5.8B). Nuevamente se muestra que la forma de las partículas no influye en todas las propiedades de las mezclas asfálticas diseñadas.

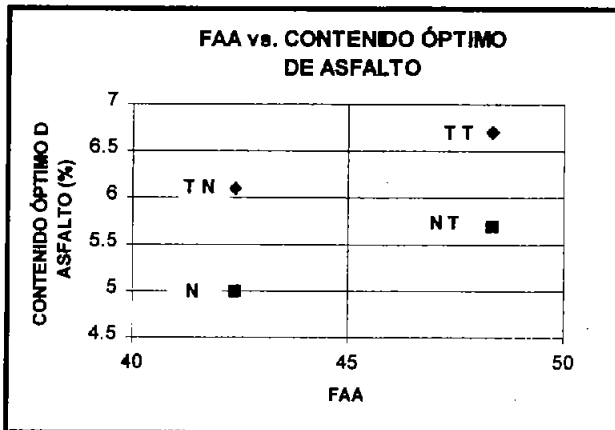


Figura 5.8A. Relación entre el FAA y el contenido óptimo de asfalto.

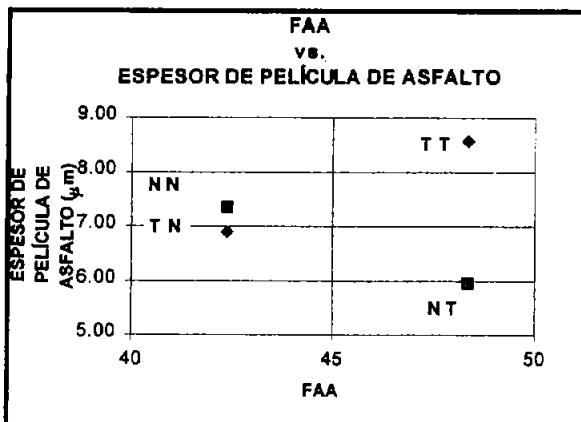


Figura. 5.8B. Relación entre el FAA y el espesor de película de asfalto.

Para analizar la relación entre el VAM y el FAA, nuevamente debemos comparar las matrices pétreas que tienen el mismo tipo de grava (TT-TN y NN-NT). En la Figura 5.9

se puede observar que entre mayor sea el FAA de la mezcla, mayor será su VAM. Esta diferencia es más notoria entre las matrices TT y TN que entre NN y NT.

La relación que se presenta en la Figura 5.9, es válida siempre y cuando sólo se varíe el tipo de arena y se deje constante a la grava.

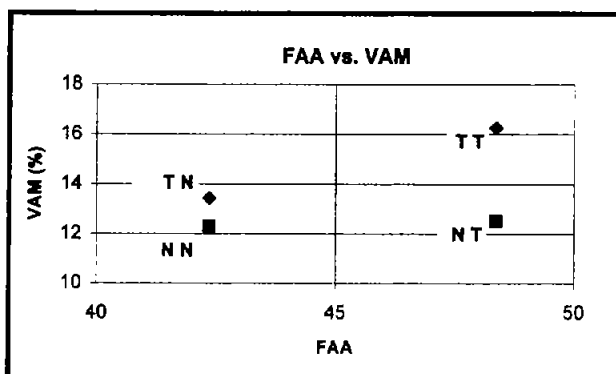


Figura 5.9. Relación entre el FAA y el VAM.

5.6 FABRICACIÓN DE LOS ESPECIMENES DE ENSAYE

Mediante el compactador Hveem se fabricaron los especímenes con las dimensiones adecuadas para realizar los ensayos dinámicos, según la norma ASTM D 3496-93.

Tabla 5.3. Características de los especímenes fabricados en el compactador Hveem.

MATRIZ PÉTREA	VACÍOS CON AIRE (Va) (%)	VACÍOS EN EL AGREGADO MINERAL (VAM) (%)
TT	4.33	15.92
NN	4.58	13.45
TN	4.44	13.71
NT	4.52	12.88

Las características volumétricas reproducidas en el compactador Hveem, corresponden a las definidas por el método SUPERPAVE. Los valores que aparecen en la Tabla 5.3 corresponden al promedio de cuatro especímenes por matriz que se elaboraron, y las diferencias que existen con los de la Tabla 5.2 se deben a que se empleó un mecanismo de compactación distinto al del SGC.

5.7 REALIZACIÓN DEL ENSAYE DE COMPRESIÓN DINÁMICA SIMPLE

Debido a que la temperatura es uno de los factores que influye en las propiedades reológicas del asfalto, se uniformizó poniendo los especímenes en el horno a 40° durante 12hrs previas a la realización del ensaye. Se decidió realizar los ensayos a 40°, porque en pruebas dinámicas donde se utilizaron temperaturas de 50 °C o 60 °C (REF.15), se obtuvieron resultados que tendían a ser uniformes sin destacar el aporte del aglutinante asfáltico.

Se aplicó un esfuerzo vertical de 600 kPa, muy similar al que se emplea en el diseño de pavimentos (580 kPa)

En ensayos anteriores de compresión dinámica, se analizaron las gráficas con el objeto de definir la falla de los especímenes. Se observó que una vez que las probetas presentaban una deformación acumulada del 2% de su altura total, la velocidad de deformación tenía incrementos altos. En este trabajo se consideró que las probetas habían fallado una vez que presentaban una de formación acumulada del 2% de su altura total.

5.8 RESULTADOS

En la Figura 5.10 se presentan los resultados, condensados, de los ensayos realizados al total de los especímenes.

Se puede observar que la matriz TT es la que presenta la falla con el mayor número de aplicaciones (Figura 5.10), seguida de la matriz TN.

Los comportamientos de las matrices NN y NT presentaron la falla con el menor número de ciclos.

Nuevamente las matrices que están compuestas por gravas trituradas (TT y TN), presentaron el comportamiento mas adecuado.

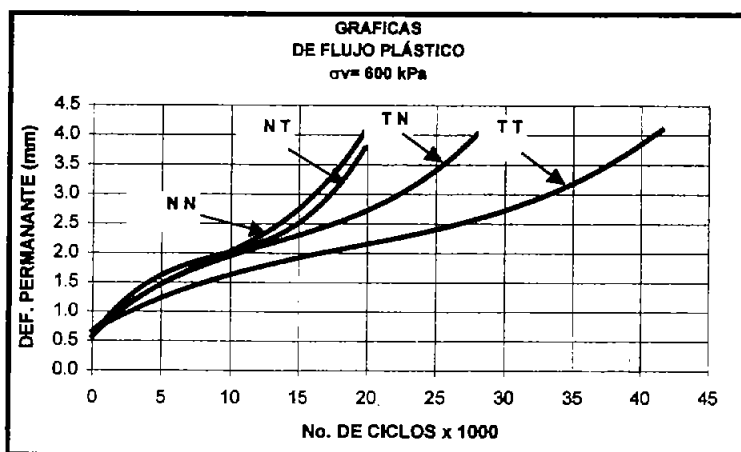


Figura 5.10. Gráficas de flujo plástico de las cuatro matrices pétreas.

Corro, Prado y Rangel (REF.15), encontraron que la mejor manera de reducir las deformaciones permanentes en las carpetas asfálticas, era utilizando asfaltos duros y agregados triturados. Desafortunadamente algunas condiciones especificadas para los asfaltos se obtienen mediante el uso de aditivos, lo que ocasiona que se encarezca el costo de las mezclas asfálticas.

Generalmente en las obras se realizan análisis de factibilidad de las mezclas asfálticas con base a aspectos económicos, descuidando propiedades mecánicas. De acuerdo a estudios previos, los valores de flujo y estabilidad Marshall que normalmente se emplean para evaluar la resistencia de una mezcla asfáltica, no presentan correlación con resultados de ensayos dinámicos de tensión y compresión (REF.15).

Si analizáramos las cuatro mezclas de estudio tomando en cuenta la información que hasta ahora se tiene, podríamos considerar a la matriz TN como la más adecuada por las razones siguientes:

- a) De acuerdo a los resultados obtenidos en el ensaye de compresión dinámica simple, la triaxial de Texas e investigaciones bibliográficas, las gravas tienen una buena contribución para reducir la deformación permanente de las mezclas asfálticas. Las gravas que componen la matriz TN son trituradas, las cuales se pueden obtener mediante un tren de trituración que solo incluya trituradoras primarias y secundarias (REF.17).
- b) Las arenas son naturales y más económicas que las empleadas en la matriz TT, siempre y cuando el banco de materiales se encuentre cerca del centro de gravedad de la obra. Un tren de trituración para obtener arenas como las de la matriz TT requiere de trituradoras terciarias e inclusive cuaternarias, lo que encarece el costo.
- c) El contenido óptimo de asfalto de la matriz pétreo TN es del 6.1% por peso de los agregados, el cual es menor que el de la matriz TT (6.7%). Dicha diferencia mejora el costo de producción de la mezcla asfáltica TN con respecto a la TT.

El análisis anterior es escueto, pudiéndose enriquecer al incluir un estudio de la influencia de las granulometrías e incrementándose el número de ensayos. Solo se quiere hacer ver que la sola información que se obtiene de los métodos que más se usan para el diseño de mezclas asfálticas (Marshall y Hveem), no basta para una correcta toma de decisión.

5.9 ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

5.9.1 Velocidad de deformación

De las curvas de flujo plástico (Figura. 5.10) se separaron la fases estables o secundarias de cada una de las matrices pétreas. Se consideró que dichas fases iniciaban a partir de

los 5,000 ciclos de aplicación de carga y terminaban en el segundo punto de inflexión de las curvas.

A las gráficas que representan la fase secundaria de cada una de las mezclas compactas (Figura 5.11), se les calculo su pendiente (K) o velocidad de deformación.

EL valor de K se considera como una medida de la susceptibilidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanente.

De acuerdo a los valores K de la Tabla 5.4, la matriz NN es la más susceptible a la deformación permanente. La matriz TT presenta la menor velocidad de deformación, seguida en orden ascendente por la matriz TN .

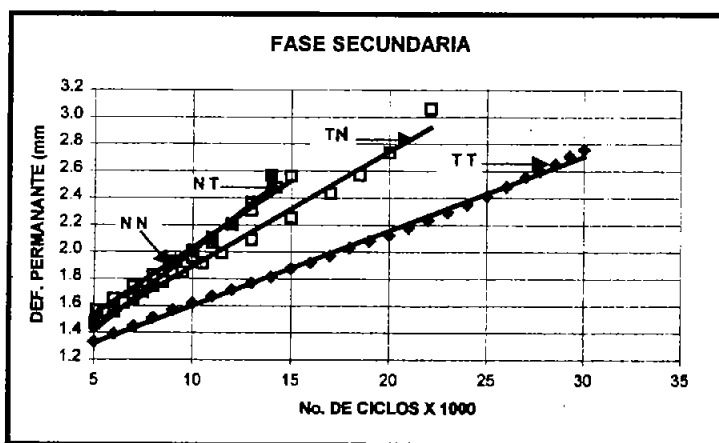


Figura. 5.11 Fase Secundaria de cada matriz pétreas

Tabla 5.4 Valores K en la fase secundaria.

MATRIZ	VELOCIDADE DE DEFORMACIÓN ($K \times 10^{-6}$)
TT	5.53
NN	11.78
TN	8.52
NT	9.87

5.9.2 Correlación entre la velocidad de deformación (K) y el índice de forma y textura de la partícula (IP).

En la Figura 5.9 se presenta la correlación entre el Índice de partícula (IP) de cada matriz pétreo con su respectiva velocidad de deformación (K).

De acuerdo a la relación presentada en la Figura. 5.12, la velocidad de deformación de las mezclas asfálticas aumenta conforme el índice de partícula (IP) es menor.

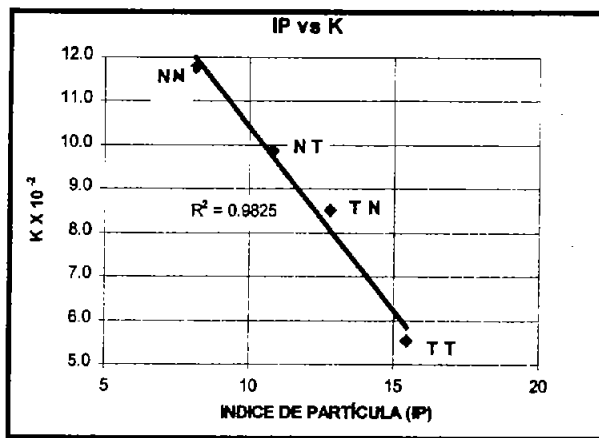


Figura. 5.12. Correlación entre el Índice de Partícula y el valor K.

Lo anterior muestra que entre más anguloso sea el pétreo que forma una mezcla asfáltica, se deformara mas lentamente que aquella mezcla formada por agregados redondeados.

La matriz TN presenta una velocidad de deformación menor que la NT, a pesar de estar formada por arenas naturales.

Vuelve a observarse una mayor aportación de las gravas a la estabilidad de las mezclas asfálticas, en relación con las arenas.

5.9.3 Relación entre la velocidad de deformación (K) y el FAA

En la Figura. 5.13 se relacionan las velocidades de deformación con los factores de angulosidad de los agregados finos (FAA).

Al comparar las matrices TT-TN y NN-NT, se puede observar que las formadas por arenas naturales (NN y TN) presentan mayor susceptibilidad a la deformación permanente. Las matrices que se componen de gravas trituradas (TT-TN) tienen valores de K menores, a pesar de que TN está compuesta por arenas naturales.

Lee, Pan y White (REF. 13) opinan que un buen agregado grueso puede ocultar la influencia de la arena en la estabilidad de una mezcla asfáltica.

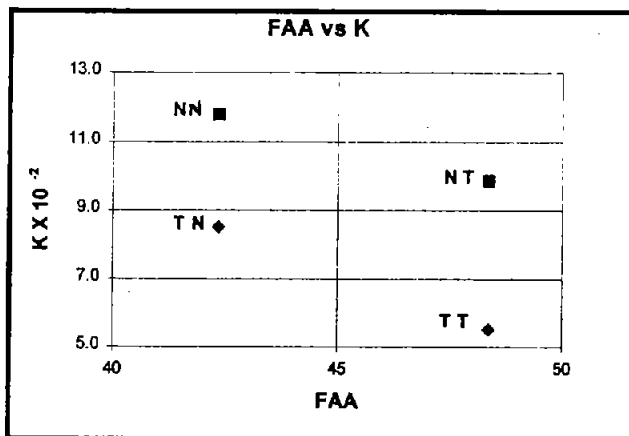


Figura 5.13. Relación FAA vs. K

5.10 CONCLUSIONES

1. EL contenido óptimo de asfalto que se definió para cada una de las mezclas, se vio influenciado por la forma de sus agregados pétreos. Las matrices pétreas con los mayores índices de partícula (TT y TN) requirieron de mas asfalto (6.7% y 6.1

%), en comparación con las matrices NN y NT (5.0% y 5.7%) que tuvieron los IP más bajos

2. EL VAM de las mezclas asfálticas diseñadas, depende de la forma de los agregados pétreos. Las matrices TT Y TN, las cuales tienen los índices de partícula de 15.44 y 13.3 respectivamente, presentaron los valores de VAM mayores (16.27 % y 13.44 %). Las matrices NN y NT, con los índices de partícula de 8.68 y 10.78 respectivamente, presentaron los valores de VAM mas bajos (12.55% y 12.53%).
3. No todas las características de las mezclas asfálticas diseñadas se ven fuertemente afectadas por la forma de los agregados pétreos. El espesor de película de asfalto de las mezclas asfálticas diseñadas, no presentó una relación directa con la forma de las partículas pétreas (Figura 5.7B Y Figura 5.8B).
4. El ensayo de compresión dinámica simple, es una buena herramienta que permite determinar cuantitativamente la susceptibilidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanentes. La matriz TT mostró un mejor comportamiento, presentando la falla con el mayor número de aplicaciones. La matriz que presentó el segundo mejor comportamiento fue la matriz compuesta por gravas trituradas y arenas naturales de río (TN). (Figura 5.10)
5. La estabilidad de las mezclas asfálticas se vio más influenciada por el tipo de grava que por el de la arena. La matriz TN formada por gravas trituradas y arenas naturales, presentó la falla con un numero de aplicaciones de carga mayor que la NT, formada por gravas naturales y arenas trituradas. (Figura 5.10)
6. La susceptibilidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanente, se ve influenciada por la forma de los agregados pétreos que la componen. Las matrices pétreas TT y TN, las cuales tienen los IP de 15.44 y 13.3 respectivamente, presentaron las menores velocidades de deformación (5.53×10^{-2} y 8.52×10^{-2}). Las matrices pétreas NN y NT, las cuales tienen los IP de 8.68 y 10.78 respectivamente, presentaron las mayores velocidades de deformación (11.78×10^{-2} y 9.87×10^{-2})

7. Se debe tomar en cuenta que existen más factores que influyen en el comportamiento de las mezclas asfálticas. En los ensayos se consideró una sola granulometría y el uso de un tipo asfalto, siendo éstas dos variables importantes en el comportamiento de las mezclas asfálticas.
8. El empleo de los equipos servo hidráulicos MTS, son solo para trabajos de investigación, sin embargo existen equipos servo neumáticos que permiten efectuar pruebas dinámicas de compresión uniaxial en laboratorios de obra.
9. El ensayo dinámico de compresión simple, se puede emplear dentro de un protocolo de ensayos que proporcione mas información sobre el comportamiento de las mezclas asfálticas.
10. El método SUPERPAVE para el diseño de mezclas asfálticas carece de ensayos que permitan definir la mezcla óptima de acuerdo a sus propiedades mecánicas. Actualmente se estudian métodos de laboratorio alternativos, más sencillos que los propuestos en los niveles 2 y 3, para determinar el contenido óptimo de asfalto en función del comportamiento de las mezclas. Los ensayos de compresión simple y de tensión indirecta, con aplicación dinámica de carga, pueden ser buenas alternativas para complementar el método SUPERPAVE.

6. EMPLEO DEL COMPACTADOR GIRATORIO SUPERPAVE (SGC) PARA ESTIMAR LA INFLUENCIA DE LA FORMA DE LOS AGREGADOS PÉTREOS EN LA DENSIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS

6.1 INTRODUCCIÓN

Algunos investigadores sugieren que a través de la compactación de las mezclas asfálticas que se lleva a cabo en laboratorio, se puede observar la influencia de ciertas propiedades del agregado pétreo (REF. 11).

En este capítulo se explora el uso del SGC como una herramienta para estimar la susceptibilidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanente. Algunas de las suposiciones que se hacen para el análisis de la información, requieren de mayor validación experimental.

Se omite la descripción del compactador SGC, la cual fue hecha en el numeral 4.5.3 del presente trabajo.

Las mezclas se compactaron con los contenidos óptimos de asfalto, los cuales se definieron en el capítulo cinco.

Con las gráficas proporcionadas por el SGC se obtuvieron ciertos Índices; los cuales se utilizaron para estimar la influencia de la forma de las partículas en la resistencia a la deformación permanente de las mezclas asfálticas.

Debido a que el índice de forma y textura de la partícula (IP) ha demostrado ser un buen indicador de la forma de los agregados, se presentan correlaciones entre los Índices definidos a partir del SGC y los IP obtenidos en el capítulo tres.

6.2 ANTECEDENTES

El método SUPERPAVE considera que cuanto más cerca esté un espécimen de su densidad máxima, al final de su proceso de compactación, se vuelve más susceptible a la deformación permanente. (REF. 18).

Kalcheff y Tunnidiff (REF.11) realizaron estudios para evaluar la influencia del tamaño y forma de los agregados pétreos, así como la cantidad de filler empleada, en las propiedades de las mezclas asfálticas. Utilizaron ensayos de estabilidad y flujo Marshall, compresión triaxial con carga repetida y el ensayo de tensión indirecta con aplicación de carga estática y dinámica. Emplearon el compactador Hveem, para observar la influencia de los agregados en el comportamiento de las mezclas asfálticas, graficando distintas energías de compactación y el volumen de vacíos de las mezclas compactas. Las gráficas mostraron que las mezclas compuestas por agregados triturados, requerían de más energía de compactación para tener el mismo volumen de vacíos que aquellas formadas por agregados redondeados.

Mallick (REF.19) analizó la información proporcionada por el SGC con el fin de identificar una mezcla de comportamiento inestable durante el proceso de compactación. Para dicho análisis tomo en cuenta las siguientes consideraciones: a) Durante la compactación de las mezclas en el SGC se desarrollan esfuerzos verticales constantes y esfuerzos cortantes. b) La resistencia al corte de una mezcla aumenta al densificarse, y si esta es estable, la mantiene aún cuando se incrementa el número de giros. c) Si la mezcla es inestable, su resistencia al corte se verá disminuida a medida que aumente el número de giros, alcanzando niveles de densificación muy altos al final de la compactación. Mallick emplea los niveles de vacíos alcanzados por la mezcla durante el proceso de compactación, como parámetros para clasificarla. Considera que al colocar y compactar un concreto asfáltico de manera adecuada se tiene un contenido de vacíos de entre 6 y 8%, densificándose después por el tránsito de vehículos y ganado resistencia al corte mientras no se lleguen a niveles de vacíos mucho menores al 4%, lo cual depende del esqueleto formado por la matriz pétreo. De acuerdo a estudios consultados por Mallick, cuando una mezcla llega a tener un contenido de vacíos del 2% se presentan deformaciones permanentes en la superficie de rodamiento. Mide la estabilidad de la mezcla a través de un índice, que obtiene dividiendo el número de giros necesarios para densificarla al 95%

del Gmm (5% de vacíos), entre los requeridos para llevarla del 95% al 98% del Gmm (2% de vacíos), proponiendo un valor de 4 para dicha relación como límite entre una mezcla estable y otra inestable.

Stakson, Bahia y Bushek (REF.9) estudiaron la influencia de la angulosidad del agregado fino (FAA) en la resistencia al corte de las mezclas asfálticas, durante su proceso de densificación. Emplearon el compactador giratorio SUPERPAVE (SGC) equipado con un aditamento llamado placa giratoria de carga, el cual permite medir el trabajo total requerido para densificar la mezcla. La información gráfica proporcionada por el SGC, después de aplicársele el número máximo de giros (N_{max}), fue analizada para estimar el efecto del FAA en dos niveles de densificación. El primer nivel analizado fue al 92% de la densidad teórica máxima de la mezcla asfáltica (Gmm), que suponen es la densidad que adquiere la mezcla después de su colocación y compactación.

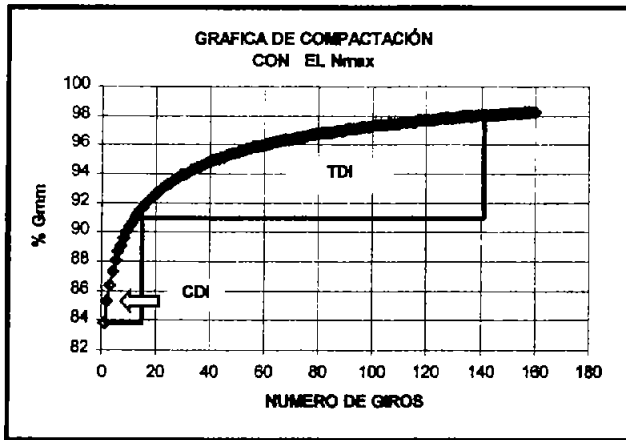


Figura 6.1. Índices de densificación (CDI) y (TDI)

El segundo nivel analizado fue al 98% del Gmm, que suponen representa la densidad de la mezcla al final de la vida útil. De acuerdo a los niveles planteados calcularon las áreas bajo las curvas (gráficas del SGC), las cuales definieron como índices de densificación debido a los procesos de colocación (CDI) y por efecto del tránsito de vehículos (TDI) (Figura 6.1).

Debido a que la investigación de Stakson, Bahia y Bushek propone una forma de medir el comportamiento de las mezclas asfálticas a deformación permanente, durante las etapas de construcción y vida útil utilizando la información proporcionada por el compactador giratorio SUPERPAVE (SGC), en el presente capítulo de la tesis se siguió la metodología de dichos investigadores para obtener los índices CDI y TDI de cada una de las matrices pétreas de ensaye.

6.3 OBJETIVOS

Obtener los valores correspondientes a las áreas bajo las curvas de las gráficas de compactación del SGC, al 92% y 98% de la densidad teórica máxima de la mezcla asfáltica (Gmm), los cuales se definen como Índice de densificación debido a los procesos de colocación (CDI) e Índice de compactación por efecto del tránsito (TDI) respectivamente.

Establecer correlación entre los índices CDI y TDI, y los índices de forma definidos en el capítulo tres.

6.4 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYE

Las mezclas de ensaye se fabricaron con los contenidos óptimos de asfalto, los cuales fueron definidos en el capítulo cinco del presente trabajo (Tabla 5.2).

A las mezclas se les sometió a un envejecimiento rápido en el horno durante cuatro horas, previas a la compactación, a una temperatura de 135 °C.

El envejecimiento rápido se realizó con el fin de simular el calentamiento que sufre el asfalto durante el proceso de fabricación.

Posterior al tiempo de envejecimiento rápido, las mezclas se compactaron por duplicado en el Compactador Giratorio Superpave (SGC), aplicándoles un $N_{máx}$ de 160 giros que corresponde a un tránsito de entre 3 y 30 millones de ejes equivalentes.

A las mezclas compactas se les determinaron sus propiedades volumétricas de acuerdo a las normas ASTM D 2726-96 y ASTM D 3203-94.

Se obtuvieron las gráficas de compactación de cada una de las mezclas ensayadas, las cuales fueron analizadas.

6.5 RESULTADOS

Las gráficas de compactación de cada una de las mezclas de ensaye se encuentran en las Figuras 6.2, 6.3, 6.4 y 6.5.

Los puntos de cada una de las gráficas se ajustaron a funciones logarítmicas y corresponden a los valores promedio de tres especímenes que se fabricaron por mezcla.

6.6 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

6.6.1 Determinación de los Índices CDI y TDI

Con base a bibliografía consultada (REF.20), se hacen las siguientes consideraciones para el análisis de las gráficas de compactación y la correspondiente determinación de los Índices CDI y TDI:

1. Se considera a la matriz pétreo como el componente que más influye en la resistencia a la densificación de las mezclas asfálticas.
2. El cambio de volumen que sufre la mezcla, al ser compactada, está en función del número de giros del compactador SGC.
3. Al compactarse la mezcla se desarrollan dos tipos de esfuerzos; uno vertical constante de magnitud igual a 600 kPa, y otro de corte de magnitud desconocida que depende de la fricción interna entre partículas.

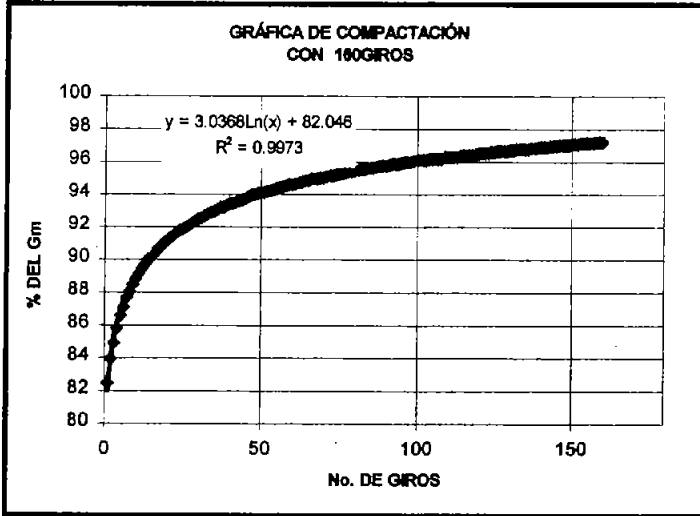


Figura 6.2. Gráfica de compactación de la matriz TT

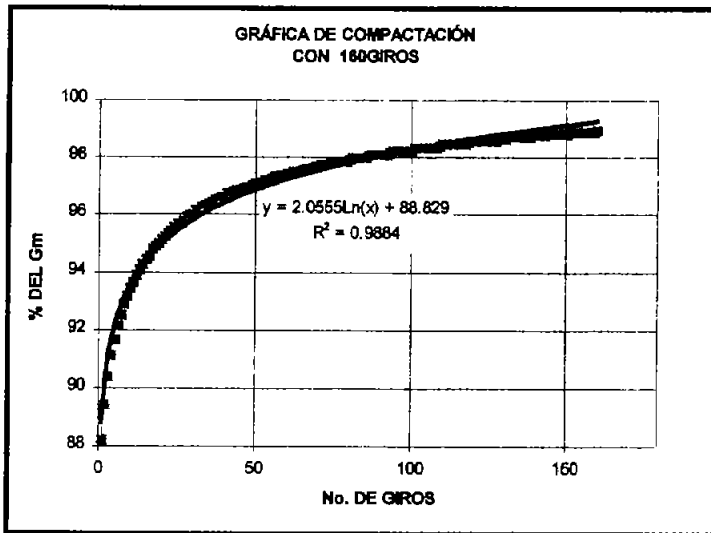


Figura 6.3. Gráfica de compactación de la matriz NN

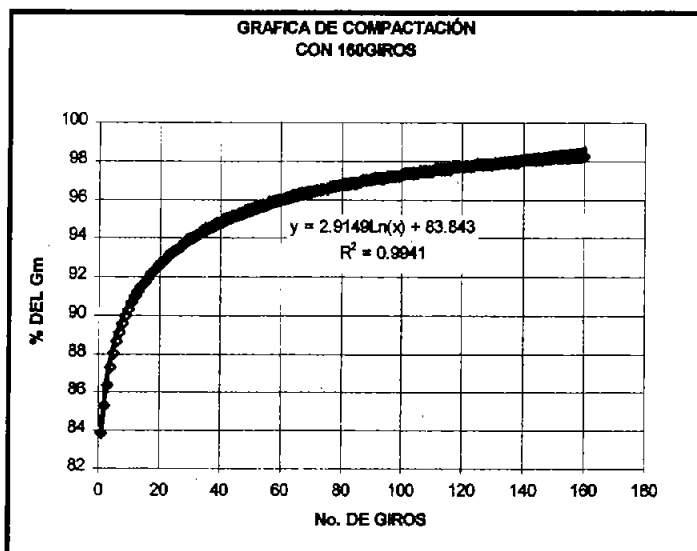


Figura 6.4. Gráfica de compactación de la matriz TN

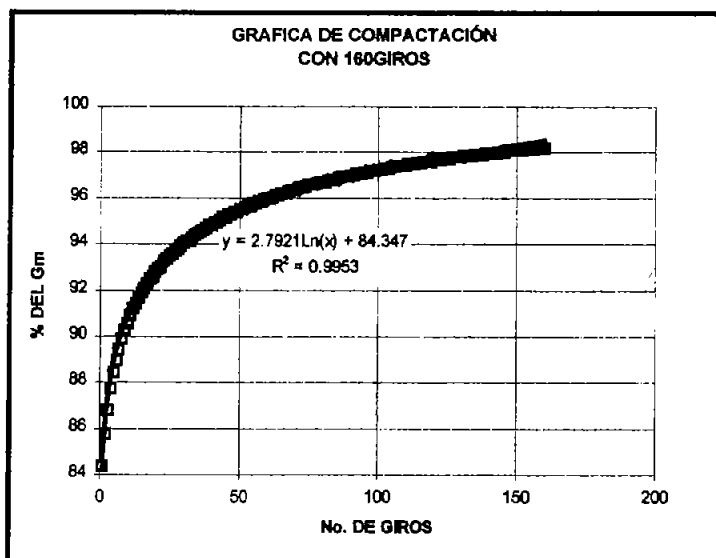


Figura 6.5. Gráfica de compactación de la matriz NT

4. De acuerdo a estudios realizados por Stakson, Bahia y Bushek (REF.9), la densidad que adquiere la mezcla después de su colocación es aproximadamente igual al 92 % del Gmm, y después de un largo numero de aplicaciones de carga es del 98% del Gmm.
5. Los índices CDI y TDI no representan el efecto de la viscosidad del aglutinante asfáltico.

Tabla 6.2 Índices CDI Y TDI de cada matriz pétre.

MATRIZ PÉTREA	CDI	TDI
TT	188.24	461.90
NN	6.26	347.60
TN	90.84	446.61
NT	79.19	470.09

Los índices CDI y TDI de la Tabla 6.2 corresponden a las áreas bajo las curvas de compactación (Figuras 6.2 a 6.5).

Para el cálculo de las áreas, a las gráficas de compactación se les hicieron particiones semejantes a las mostradas en la Figura 6.1.

En la Tabla 6.2 podemos observar que los índices CDI de mayor valor les corresponden a las matrices compuestas por gravas trituradas (TT y TN).

Los CDI de menor valor son para las matrices que tienen gravas redondeadas (NN y NT).

Los valores de CDI muestran que es necesario de más giros para densificar las mezclas que se componen de gravas trituradas; debido a la estructura interna que se forma.

Por otro lado se puede observar que los valores más altos de TDI son para las matrices compuestas por arenas trituradas (TT y NT). De acuerdo a dichos valores, la resistencia a la densificación de una mezcla asfáltica debido al tránsito vehicular depende del tipo de arena.

6.6.2 Correlación entre los CDI y TDI y el Índice de forma y textura de la partícula (IP)

Ya que el IP ha demostrado ser una buena medida de la forma de las partículas pétreas, se realizan correlaciones con los índices CDI y TDI.

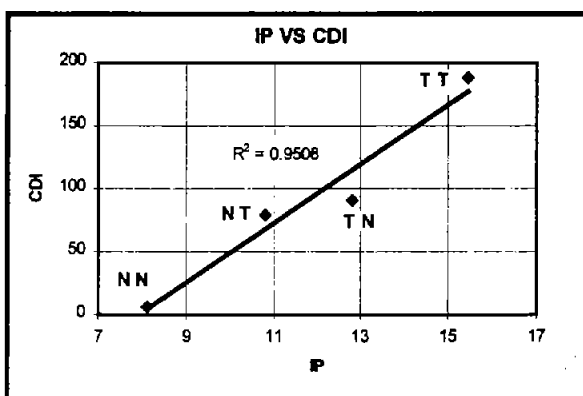


Figura 6.6. Correlación IP con CDI.

De acuerdo a la Figura 6.6 el valor de Índice de forma y textura de la partícula (IP) presenta una buena correlación con el CDI.

A la matriz TT le corresponde el índice de densificación debido a los procesos de colocación (CDI) más alto, según lo cual, una mezcla compuesta por arenas y gravas de forma angulosa presentará mayor dificultad para densificarse durante la construcción.

EL CDI de la matriz TN es menor en que el de la matriz TT en un 51%, lo que significa que al cambiar una arena triturada por otra redondeada se vuelve más fácil la densificación de una mezcla durante la etapa de construcción.

Al realizar la correlación del IP con el TDI (Figura 6.7), se obtuvo un coeficiente bajo ($R^2 = 0.5622$).

Según lo anterior, la forma de la partícula pétreo influye muy poco en la densificación de las mezclas asfálticas debido al tránsito de vehículos.

Stakson, Bahia y Bushek (REF.9) relacionaron el FAA de distintas arenas empleadas en la fabricación de mezclas asfálticas con el TDI, y observaron que no había una relación directa para todas. Suponen que la forma y textura del agregado fino (FAA) influye más en la resistencia de la mezcla a la densificación durante la etapa de construcción. De acuerdo a su razonamiento; la resistencia de las mezclas a la densificación por causa del tránsito de vehículos no se ve afectada por la forma de las arenas.

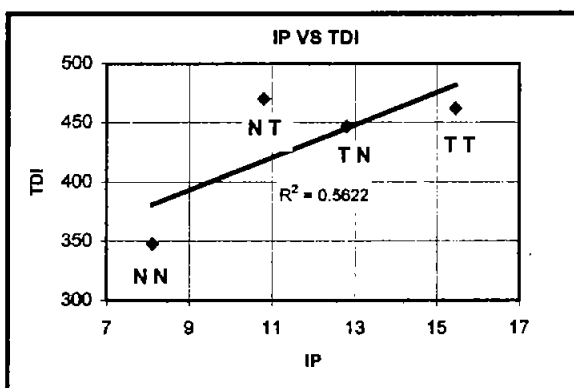


Figura 6.7. Correlación del IP con el TDI.

Al relacionar la velocidad de deformación (K) de cada una de las mezclas asfálticas de ensayo con sus respectivos TDI (Figura 6.8), se obtiene un coeficiente (R^2) muy bajo.

La baja correlación puede significar que el índice (TDI) no es una buena medida para estimar la susceptibilidad de las mezclas asfálticas a la deformación permanente, cuando se somete al tránsito de vehículos.

Se considera a la velocidad de deformación K de mayor veracidad ya que se obtuvo mediante un ensayo ampliamente aceptado.

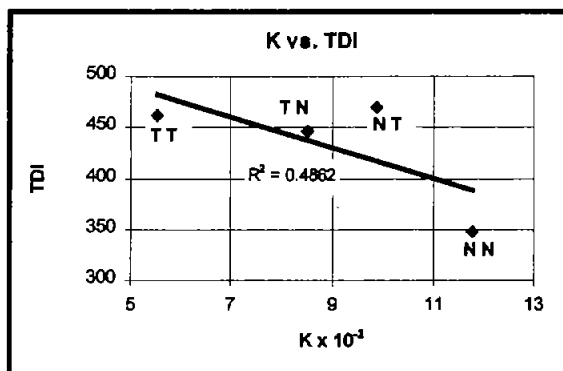


Figura 6.8. Correlación de K con TDI.

6.7 CONCLUSIONES

1. El CDI más alto fue el de matriz TT, según lo cual se requeriría de más tiempo máquina para compactar en campo una mezcla compuesta por gravas y arenas triturados. Al cambiar el tipo de arena de la matriz TT y dar lugar a la matriz TN, el CDI disminuyó notablemente pudiendo significar la utilización de menos tiempo máquina para compactarla en obra (Tabla 6.2).
2. El TDI no presentó una buena correlación con el IP, según lo cual existe poca influencia de la forma del agregado en la densificación de las mezclas asfálticas por el tránsito de vehículos (Figura 6.8). Dicha conclusión se contradice con la relación presentada en la Figura 5.12, donde se muestra que la velocidad de densificación de las mezclas depende de la forma de las partículas pétreas.
3. Dado que el TDI es un índice que representa la resistencia de una mezcla a ser densificada durante su vida útil, entre mayor sea éste se deformará más lentamente. Tal aseveración se pone en duda al compararse los índices TDI de cada matriz pétreo con las correspondientes velocidades de deformación (K), donde se observa una baja correlación (Figura 6.8). Según esta correlación, el TDI no representa realmente la resistencia de una mezcla a la densificación por

tránsito de vehículos, dado que el valor K se considera de mayor veracidad por obtenerse a partir de un ensayo de mayor aceptación.

4. Los índices obtenidos a partir de la información gráfica del SGC, son experimentales y no toman en cuenta propiedades mecánicas de las mezclas. Se puede emplear el CDI para estimar la influencia que tienen las características superficiales de los agregados pétreos, en la resistencia a la densificación de las mezclas asfálticas.

7. CONCLUSIONES GENERALES

1. Los valores de Índice de forma y textura de la partícula (IP) que se definieron mediante el ensaye ASTM D 3398-97, tuvieron buena correspondencia con las características superficiales de los agregados empleados en el estudio. Un valor IP alto define un agregado de forma angulosa y un valor bajo define un agregado de forma redondeada.
2. Con el ensaye ASTM C 1252-98 (método A) se define el Factor de Angulosidad del Agregado Fino (FAA) para las arenas, independientemente de la granulometría de proyecto. Los valores de FAA obtenidos correspondieron con las características de forma de las arenas utilizadas en el estudio. Un factor FAA alto define una arena de forma angulosa, mientras que un factor bajo representa una arena de forma redondeada.
3. El índice de forma y textura de la partícula (IP) permite definir cuantitativamente la característica de forma de una combinación de agregados (gravas y arenas), mientras que el FAA solo es aplicable a los agregados menores a 2.75mm (arenas)
4. El ensaye triaxial de Texas se puede emplear en los laboratorios de obra para estimar el ángulo de fricción interna y la resistencia al corte de diferentes combinaciones de agregados.
5. El ensaye dinámico de compresión simple se puede emplear dentro de un protocolo de ensayos que se utilice en el diseño de mezclas asfálticas.
6. A través de las gráficas proporcionadas por el SGC (Compactador Giratorio SUPERPAVE) se puede observar la influencia del tipo de agregado en la resistencia de las mezclas asfálticas a la densificación, aun cuando se utilice un porcentaje bajo de asfalto.

7. La buena correlación que presentó el índice de forma y textura de la partícula (IP) con los resultados obtenidos de los ensayos de compresión dinámica simple y triaxial de Texas, propone al IP como una buena medida indirecta de ciertas propiedades mecánicas de las mezclas de agregados. El ensayo ASTM D 3398 se debe incluir dentro de cualquier protocolo de ensayos que se emplee para diseñar una mezcla asfáltica.

8. Es conveniente hacer la observación de que el solo valor de IP no define la completa influencia del agregado en el comportamiento de las mezclas asfálticas. Propiedades de los agregados como la absorción, afinidad con el asfalto, distribución de tamaños, etc., son características que también influyen en el comportamiento de las mezclas asfálticas.

REFERENCIAS

- REF. 1 T. William Lambe, Robert V. Whitman, *Mecánica de suelos*, capítulo 11, "Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares", pp-151-164, Editorial Limusa, Segunda edición.
- REF. 2 Instituto del Asfalto, "Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de SUPERPAVE"
- REF. 3 Randy C. Ahlrich, "Influence of Aggregate Properties on Performance of Heavy - Duty Hot Mix Asphalt Pavements", Transportation Research Record, 1547, pp-7-14.
- REF. 4 Kevin D. Stuart and Walaa S. Mogawer, "Evaluation of Natural Sands Used in Asphalt Mixtures", Transportation Research Record, 1436, pp-115-123.
- REF.5 V.A. Endersbery, "THE HISTORY AND THEORY OF TRIAXIAL TESTING, AND THE PREPARATION OF REALISTIC TEST SPECIMENS- A REPORT OF THE TRIAXIAL INSTITUTE ", TRIAXIAL TESTING OF SOILS AND BITUMINOUS MIXTURES", American Society for Testing Materials, Special Technical Publication No. 106, pp- 5-24.
- REF.6 Santiago Corro Caballero y Guillermo Prado O, "COMPORTAMIENTO DE BASES GRANULARES PARA CARRETERA", Proyecto DE-19, 1985, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- REF. 7 The Asphalt Institute, "mix design methods for asphalt concrete and other hot-mix types", manual services No.2 (MS-2), march 1979 printing.
- REF. 8 Asphalt Institute, "Superpave Mix Design", Superpave series No.2 (SP-2).
- REF. 9 Anthony D. Stakston, Hussain U. Bahia and Jared J. Bushek, "Effect of fine Aggregate on Compaction and Shearing Resistance of Asphalt Mixtures", Transportation Research Record 1789, pp-14-24.

- REF. 10 E.J. Yoder and M.W. Witczack, "PRINCIPLES OF PAVEMENT DESIGN", Materials Characterization, chapter 8, pp-243-299, second edition.
- REF. 11 I.V. Kalcheff and David G. Tunnicliff, "EFFECTS OF CRUSHED STONE AGGREGATE, SIZE AND SHAPE PROPERTIES OF ASPHALT CONCRETE", Asphalt Paving Technology 1982, Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists, Technical Sessions, volume 51, pp-453-483.
- REF. 12 Norman W. McLeod and Keith Davidson, "PARTICLE INDEX EVALUATION OF AGGREGATES FOR ASPHALT PAVING MIXTURES", Asphalt Paving Technology 1981, Proceedings Association of Asphalt Pavement Technologists, pp- 251-290.
- REF. 13 Chih-Jen Lee, Changling Pan and Thomas D. White, "Review of Fine Aggregate Angularity Requirements in Superpave", Asphalt Paving Technology 1999, Journal of the Associations Asphalt Paving Technologists, volume 68, pp-305-318.
- REF. 14 El Hussein H. Mohamed and Zhongqi Yue, "Criteria for Evaluation for Rutting Potential Based on Repetitive Uniaxial Compression Test", Transportation Research Record 1454, pp- 74-81.
- REF. 15 Santiago Corro Caballero, Guillermo Prado O y Armando Rangel O, "CARACTERIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO DE MATERIALES: MEZCLAS ASFÁLTICAS CON AGREGADOS DE RÍO Y BASALTO TRITURADO", Proyecto 6513/7525-8502, Coordinación de Vías Terrestres, Instituto de Ingeniería, Noviembre 1988.
- REF. 16 Prithvi S. Kandhal and Sonjoy Chakraborty, "Effect of Asphalt Film Thickness on Short-and Long-Term Aging of Asphalt Paving Mixtures", Transportation Research Record 1535, pp-83-90.
- REF. 17 Telsmith, INC., "Telsmith Mineral Processing Handbook", Seventh Edition, second printing 12-88.

- REF.18** Stacy G. Williams, "The Effects of HMA Mixture Characteristics on Rutting Susceptibility", Paper prepared for publication and presentation at the 2003 Annual Meeting of the Transportation Research Board, TRB 2003 Annual Meeting of the Transportation Research Board, TRB 2003 Annual Meeting CD-ROM.
- REF. 19** Rajib B. Mallick, "Use of Superpave Gyrotory Compactor To Characterize Hot-Mix - Asphalt", *Transportation Research Record 1681*, pp-86-96.
- REF. 20** Hussain U. Bahla, Timothy P. Friemel, Pher A. Peterson, Jeffrey S. Russell and Brian Poehnelt, "Optimization of Constructibility and Resistance to Traffic: A New Design Approach for HMA Using the Superpave Compactor", *Journal of Association of Asphalt Paving Technologist* 1998, volume 67, pp-189-223.