

Figura1. Terminología utilizada corrientemente en ingeniería de pavimentos.

Gustavo Corredor M.
gcorredorm@gmail.com

¿Qué es un pavimento?

"La superestructura de una vía, construida sobre la sub-rasante, y compuesta normalmente por la sub-base, la base y la capa de rodamiento, cuya función principal es soportar las cargas rodantes y transmitir los esfuerzos al terreno, distribuyéndolos en tal forma que no se produzcan deformaciones perjudiciales, así como proveer una superficie lisa y resistente para los efectos del tránsito"

"La parte superior de una carretera, pista de aterrizaje, o estacionamiento y cuyo objetivo es servir al tráfico de una manera segura, cómoda, eficiente, permanente y económica".

En esta lámina se presenta las dos definiciones principales de un pavimento, tanto desde el punto de vista de una organización internacional como la OEA como del punto de vista funcional. Cabe destacar que mientras la primera definición es más técnica, la segunda es menos complicada y más concisa.

Características importantes del diseño de pavimentos:

- *Es de desarrollo reciente: Se inicia básicamente a partir de 1945, fecha muy cercana a la actual. Otras técnicas de la ingeniería, edificaciones, canales, etc, han ido prácticamente paralelas al desarrollo de las concentraciones humanas*
- *es dinámico: los métodos están cambiando continuamente al producirse nuevos datos, tanto de campo como de laboratorio. Como ejemplo de esta dinámica propia del diseño de pavimentos podemos citar al, quizás mejor de todos los métodos, que fue desarrollado por la AASHTO, que es introducido por primera vez en 1962 como una "Guía Provisional", se perfecciona en 1972 y en 1981, y nuevamente en el año 1986. Posteriormente, en el año 1993, se actualiza el procedimiento de diseño de rehabilitaciones, pero se mantiene igual al del año 1986 el procedimiento de diseño de nuevos pavimentos. El Método del 86(93), ha sido validado para las condiciones particulares de Venezuela por el Dr. Augusto Jugo, en el año 1997. Para el año 2002 se esperaba una nueva versión de este método, la cual sin embargo, solo ha sido hecha del conocimiento de los Ingenieros en el mes de marzo de 2004.*
- *Es atípico entre todos los diseños; es prácticamente la única estructura de uso definitivo que se diseña bajo la hipótesis de que fallará a un tiempo determinado.*
- *Es un diseño a futuro: toma en consideración la variable "tiempo", y el diseño se realiza desde el momento presente y a lo largo de un número de años determinado.*

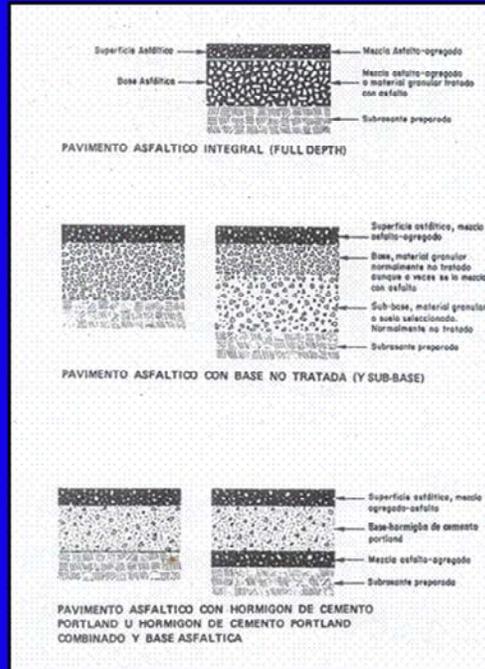
De este texto se puede extraer información muy importante acerca de las características del pavimento, como su desarrollo reciente, su dinamismo, ya que los métodos de diseño y construcción se actualizan constantemente de acuerdo a estudios y ensayos realizados de manera perenne y recurrente.

Características importantes del diseño de pavimentos:

- *No es uniforme, o único: se dispone de numerosos métodos; existen diferencias sobre la aplicabilidad de un mismo método en diversos sitios, lo que ha generado modificaciones sobre los métodos básicos, o al desarrollo de métodos particulares a un material o región. Así se dispone de métodos para pavimentos construidos con materiales asfálticos, con concreto, con mezclas de suelo y cemento, etc.*
- *Es crítico: los pavimentos están sujetos a las condiciones ambientales, las cuales son no controlables, al abuso del tráfico y al mal mantenimiento, y los métodos no contemplan ningún "factor de seguridad" de aplicación directa.*
- *Tiene una alta incidencia en la economía: pequeñas variaciones en valores de diseño (cms espesor) resultan en altos valores de inversión por los grandes volúmenes que significa su construcción.*
- *Afecta la vida diaria del individuo: un alto porcentaje del tiempo de un ciudadano es pasado sobre un vehículo; si es inseguro puede causar accidentes con resultados económicos adversos y de salud o muerte.*
- *Requiere del uso de mucho criterio: no existen dos pavimentos con condiciones idénticas, y en la optimización del proceso de diseño el ingeniero debe hacer participar, además de sus conocimientos técnicos en la materia, su experiencia e ingenio*

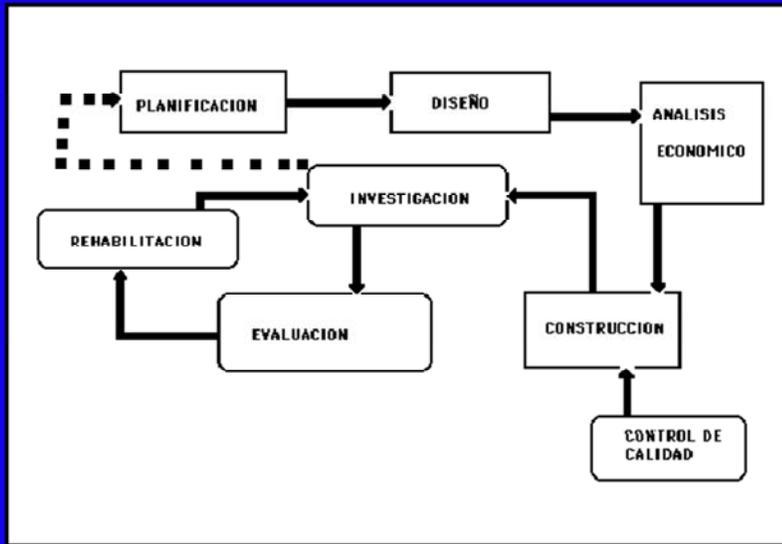
Una de las características más importantes que en esta lámina es el efecto que tiene sobre la vida diaria de un individuo, pues del estado de una vía podría depender su vida. De igual manera es muy importante su incidencia en la economía. Dependiendo de su diseño y el criterio del ingeniero, una vía puede resultar mucho más costosa de lo que debería ser en un principio.

Tipos de pavimentos



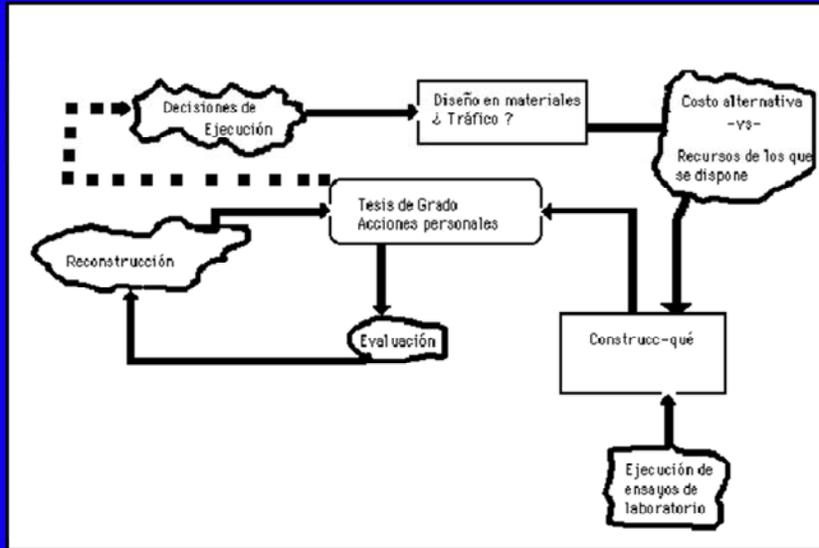
En esta figura se pueden observar las secciones transversales típicas de los pavimentos flexibles: el Pavimento Asfáltico Integral o Full Depth, de consiste en una superficie asfáltica que resulta de la mezcla de asfalto y agregados, una base asfáltica producto de una mezcla asfalto agregado o material granular tratado con asfalto y una sub-rasante preparada. El Pavimento Asfáltico con Base No Tratada (y Sub-base) consiste en una superficie asfáltica constituida por una mezcla asfalto agregado, una base que es un material granular, sub-base que puede ser material granular o suelo seleccionado (generalmente no tratado) y la sub-rasante preparada. Finalmente se tienen los pavimentos asfálticos con hormigón de cemento portland u hormigón de cemento portland combinado y base asfáltica, que están compuestos por una superficie asfáltica, base con hormigón de cemento portland, una mezcla de asfalto-agregado y la sub-rasante preparada

Actividades dentro de un "Sistema Gerencial de Pavimentos"

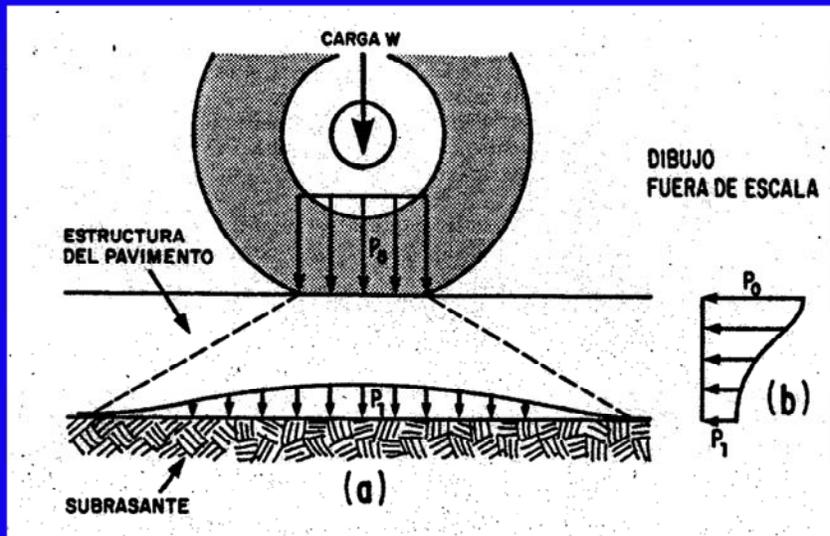


En este esquema se puede observar las actividades dentro de un "sistema Gerencial de Pavimentos"

Sistema de Gerencia de Pavimentos en Venezuela

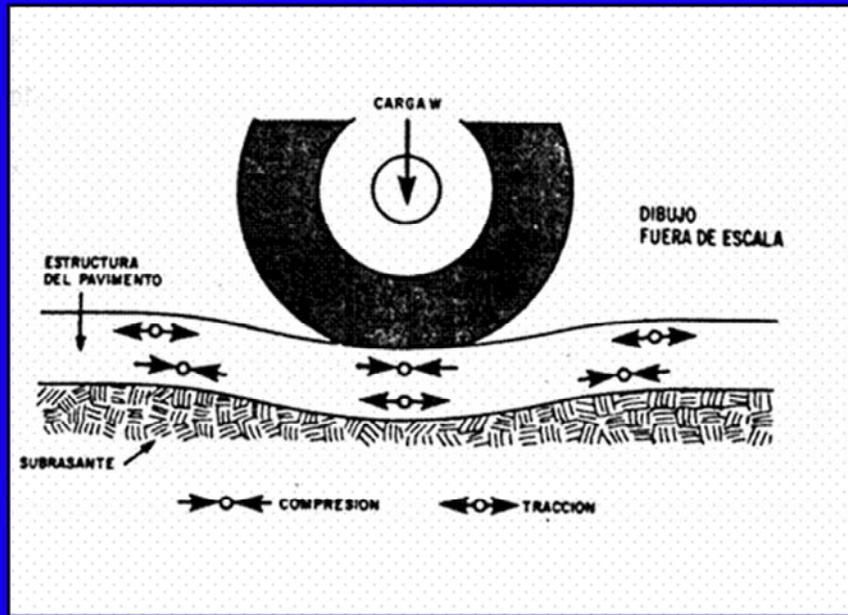


Distribución de las cargas de los neumáticos a través de la estructura de un pavimento flexible



Esta figura muestra la carga de una rueda (W) que es transmitida a la superficie del pavimento a través del caucho del vehículo y que resulta en una presión unitaria vertical aproximadamente uniforme, identificada como P_0 . Cada capa del pavimento absorbe parte de esta presión y distribuye la presión restante sobre la capa inferior de tal manera que este esfuerzo se ve reducido a un valor menor al esfuerzo resistente de la capa subyacente

Esfuerzos de tracción y compresión como resultado del paso de una carga sobre un pavimento flexible



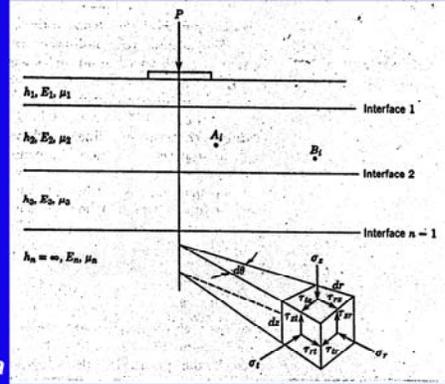
Cada vez que un vehículo pasa sobre una sección de un pavimento, éste sufre una deformación o deflexión que es recuperable, es decir, una deformación elástica. Esta figura representa cómo la carga del vehículo deforma levemente la estructura del pavimento, causando esfuerzos de tensión y compresión dentro del mismo. Las capas asfálticas tienen resistencia a la tensión y compresión para soportar los esfuerzos impuestos. Las capas granulares de sub-base y/o base resisten esfuerzos de compresión.

Esfuerzos en los pavimentos flexibles

a. un pavimento está compuesto por un sistema de varias capas, es decir es un "Sistema Multicapa"

b. los materiales en cada capa son homogéneos, es decir las propiedades del material A_i son las mismas del material B_i , ya que forman parte de la misma capa

c. cada capa tiene un espesor finito, excepto la sub-rasante. Todas las capas, sin embargo son infinitas en la dirección lateral



En esta lámina se presentan las hipótesis válidas sobre las cuales se fundamentan todos los "Métodos Racionales" para el diseño de pavimentos. Se expone que el pavimento se compone de varias capas, cuyos materiales son homogéneos y sus espesores finitos (verticalmente) con excepción de la sub-rasante o terreno de fundación.

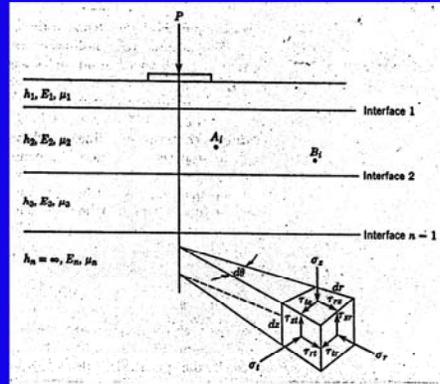
Esfuerzos en los pavimentos flexibles

d. el material que forma cada capa es isotrópico, es decir las propiedades del material en el punto A_i son iguales en cualquier dirección

e. se desarrolla una completa fricción entre las capas a nivel de las diversas interfaces

f. no ocurren esfuerzos cortantes en la capa de rodamiento

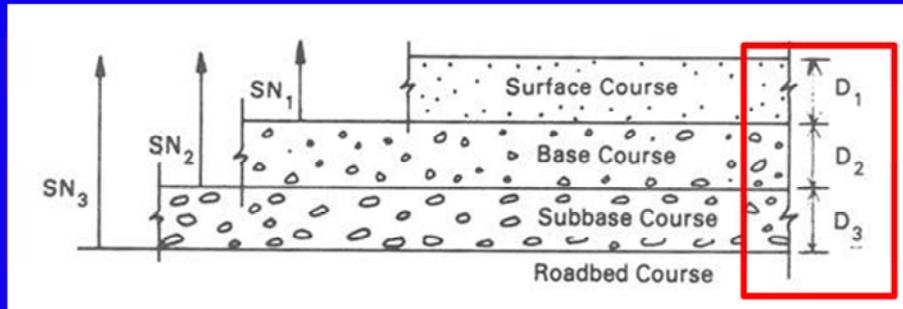
g. los esfuerzos para cualquier material se definen mediante dos propiedades: la relación de Poisson (μ) y su módulo elástico (E)



En esta lámina se presentan las hipótesis válidas sobre las cuales se fundamentan todos los "Métodos Racionales" para el diseño de pavimentos. Se puede observar que el material de cada capa tiene iguales propiedades en todas las direcciones, que se desarrolla fricción en las interfaces entre cada capa, que no ocurren esfuerzos cortantes en la capa de rodamiento y que los esfuerzos que se producen para cada material se definen mediante la relación de Poisson y su módulo Elástico

Diseño de Pavimentos

(a) Diseño y evaluación de "nuevos pavimentos"



En esta figura se puede observar el esquema del corte transversal de un pavimento, con sus espesores y números estructurales de cada capa. En el diseño de pavimentos se busca obtener los espesores óptimos que permitan resistir las cargas que se le impondrá a la vía con el menor impacto económico posible.

Sección estructural de un nuevo pavimento



Esta fotografía muestra la sección estructural de un nuevo pavimento, en la que se pueden identificar claramente las capas que lo componen: en la superficie se encuentra la capa de rodamiento, en este caso hecha de cemento, la base, sub-base y sub-rasante. Aquí se puede observar que los materiales utilizados para conformar cada capa no pueden ser iguales y cada uno debe tener propiedades específicas de modo de que puedan transmitir y soportar las cargas más eficientemente

Diseño de Pavimentos

(a) Diseño de “rehabilitación de pavimentos”

Se requiere evaluar la condición del pavimento en servicio al momento de rehabilitación, interpretando los tipos de fallas, su severidad y magnitud

(1) Agrietamiento por cargas (fatiga)



Una vez que el pavimento comienza a presentar fallas, se debe realizar un estudio de cuán maltratado se encuentra, a fin de rehabilitarlo y reestructurarlo de ser necesario. La evaluación de los pavimentos se divide en dos sub-grupos: estructural y funcional. La falla estructural viene dada por colapso o rotura de uno o más componentes del pavimento mientras que la falla funcional es una condición del pavimento que causa incomodidad o inseguridad y que a veces viene acompañada por una falla estructural.

En la fotografía se observa una falla de agrietamiento causada por cargas. Se le denomina “piel de cocodrilo” por la semejanza que tiene con la piel del animal.

Diseño de Pavimentos

(a) Diseño de “rehabilitación de pavimentos”

Se requiere evaluar la condición del pavimento en servicio al momento de rehabilitación, interpretando los tipos de fallas, su severidad y magnitud

(2) Deformación permanente por cargas (Ahuellamiento)



En esta fotografía podemos observar una deformación permanente por cargas o ahuellamiento, que puede presentarse por una diversidad de causas como exceso de asfalto en la mezcla, agregados de partículas redondeadas, etc. Y que se presenta físicamente como una especie de “canales” en dirección longitudinal de la vía.

Diseño de Pavimentos

(a) Diseño de “rehabilitación de pavimentos”

Se requiere evaluar la condición del pavimento en servicio al momento de rehabilitación, interpretando los tipos de fallas, su severidad y magnitud

(3) Agrietamiento térmico, no por cargas



Aquí podemos observar una falla por agrietamiento térmico. Como su nombre lo indica, se presentan grietas en el pavimento en dirección longitudinal o transversal. Estas fallas ocurren por la contracción o expansión del pavimento debido a cambios climáticos bruscos. Las restricciones al movimiento general esfuerzos en la capa asfáltica y debido a eso ocurren las grietas. También sucede cuando ocurren bajas temperaturas. Estas fallas no ocurren en Venezuela pues nuestros climas son relativamente uniformes.

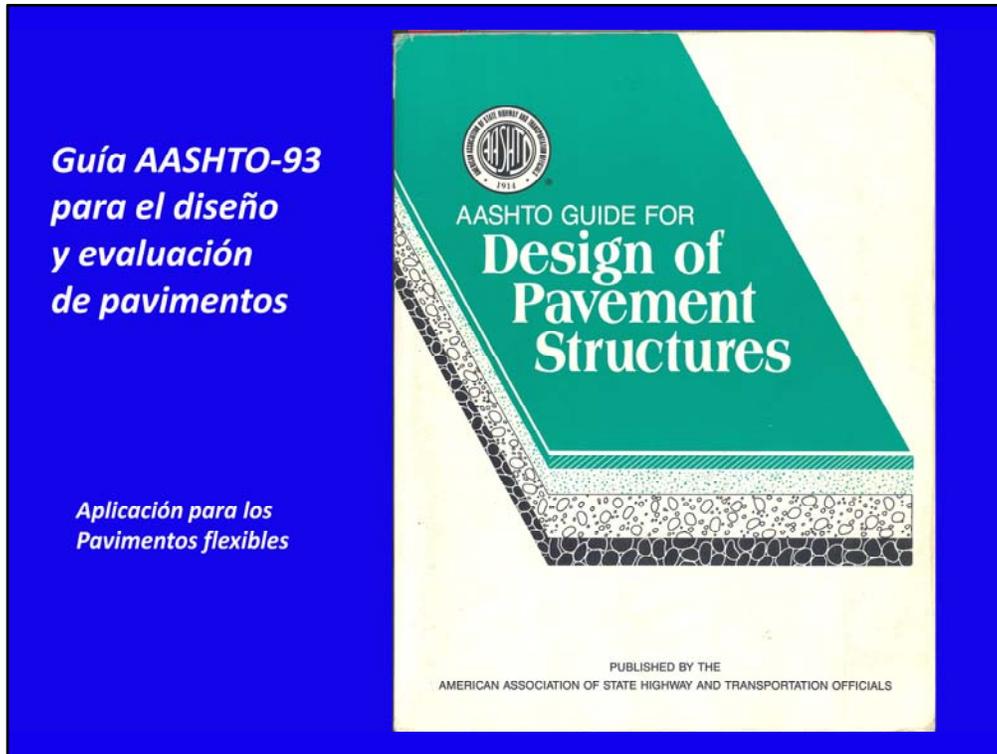
Método de Diseño de Pavimentos Flexibles

- *Método desarrollado por la Asociación Americana de Administradores Estadales de Carreteras y Transporte (AASHTO)*
 - *Guía de diseño AASHTO-93*
 - *Programa de diseño de pavimentos desarrollado por la Asociación Americana de Pavimentos de Concreto (ACPA), versión WinPas, aplicación para pavimentos flexibles (1993).*

El método AASHTO, inicialmente llamado AASHO, se desarrollo en los Estados Unidos en los años 1960's cuya base fue el Experimento Vial de la AASHO.



El Experimento Vial de la AASHO, cuyo circuito estuvo ubicado en el estado de Illinois en los EEUU, hasta hoy constituye la prueba de carreteras más completa de todas las ejecutadas hasta la fecha. De la información que de ella se obtuvo se siguen produciendo beneficios, ya que los últimos métodos de diseño se fundamentan en los datos de campo de esta prueba.



Esta es la Guía AASHTO-93 para el diseño y evaluación de pavimentos que se aplica para pavimentos flexibles. Este Manual mantiene las ecuaciones de comportamiento de los pavimentos que se establecieron en el Experimento Vial de la AASHO en 1961, como los modelos básicos que deben ser empleados en el diseño de pavimentos; introduciendo, sin embargo, los cambios más importantes sucedidos en diferentes áreas del diseño incluyen: incorporación del factor de confiabilidad, sustitución del Valor Soporte del Suelo por el Módulo Resiliente, sustitución del "Factor Regional" y establecimiento de guías para la construcción de sistemas de sub-drenaje

***Apuntes de
Pavimentos
para el diseño
y evaluación
de pavimentos***

***Aplicación para los
Pavimentos flexibles.
Método AASHTO-93***



**APUNTES
DE
PAVIMENTOS**

***Volumen 3
Métodos de Diseño Estructural***

Ing. Gustavo Corredor M.

Edición Febrero 2008

En los Apuntes de Pavimentos, Volumen 3, se presenta la evolución del Método AASHTO desde sus inicios con el Experimento Vial AASHO, pasando por el Método AASHTO-72, AASHTO-86 y finalmente el Método AASHTO-93. Luego se explica el Método MTC-82 desarrollado por el Ing. Luis Salamé y con un equipo conformado por el Ing. Andrés Pinaud, Arturo Carvajal y William Stalhuth, asesorados por el Dr. Matt Witczack.

**Variables de diseño en la
Ecuación de diseño del Método AASHTO-93:**

$$\log_{10} W_{t18} = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$

Variables independientes:

W_{t18} : Número de aplicaciones de cargas equivalentes de 80 kN acumuladas en el periodo de diseño (n).

Z_R : Valor del desviador en una curva de distribución normal, función de la Confiabilidad del diseño (R) o grado confianza en que las cargas de diseño no serán superadas por las cargas reales aplicadas sobre el pavimento.

Aquí se describen algunas de las variables presentes en la Ecuación de diseño del Método AASHTO-93: W_{t18} que corresponde al número de aplicaciones acumuladas durante el periodo de diseño y Z_R que corresponde al valor del desviador en una curva de distribución normal. Este último término depende de la confiabilidad del diseño (R)

Variables de diseño en la Ecuación de diseño del Método AASHTO-93:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$

- S_o : Desviación estándar del sistema, función de posibles variaciones en las estimaciones de tránsito (cargas y volúmenes) y comportamiento del pavimento a lo largo de su vida de servicio.
- ΔPSI : Pérdida de Serviciabilidad (Condición de Servicio) prevista en el diseño, y medida como la diferencia entre la "planitud" (calidad de acabado) del pavimento al concluirse su construcción (Serviciabilidad Inicial (p_o)) y su planitud al final del periodo de diseño (Serviciabilidad Final (p_f)).
- M_R : Módulo Resiliente de la subrasante y de las capas de bases y sub-bases granulares, obtenido a través de ecuaciones de correlación con la capacidad portante (CBR) de los materiales (suelos y granulares).

Aquí se presenta la descripción de otros tres términos de la Ecuación de diseño, que siguen siendo parte de las variables independientes. Primero la desviación estándar, que podrá variar según las posibles variaciones en las estimaciones de tránsito y comportamiento del pavimento, ΔPSI , que se define como las pérdidas de serviciabilidad – que a su vez es la diferencia de "planitud" del pavimento al inicio y final del periodo de diseño – y el Módulo Resiliente, que se obtiene por las ecuaciones de correlación a partir de los valores de CBR de los materiales.

**Variables de diseño en la
Ecuación de diseño del Método AASHTO-93:**

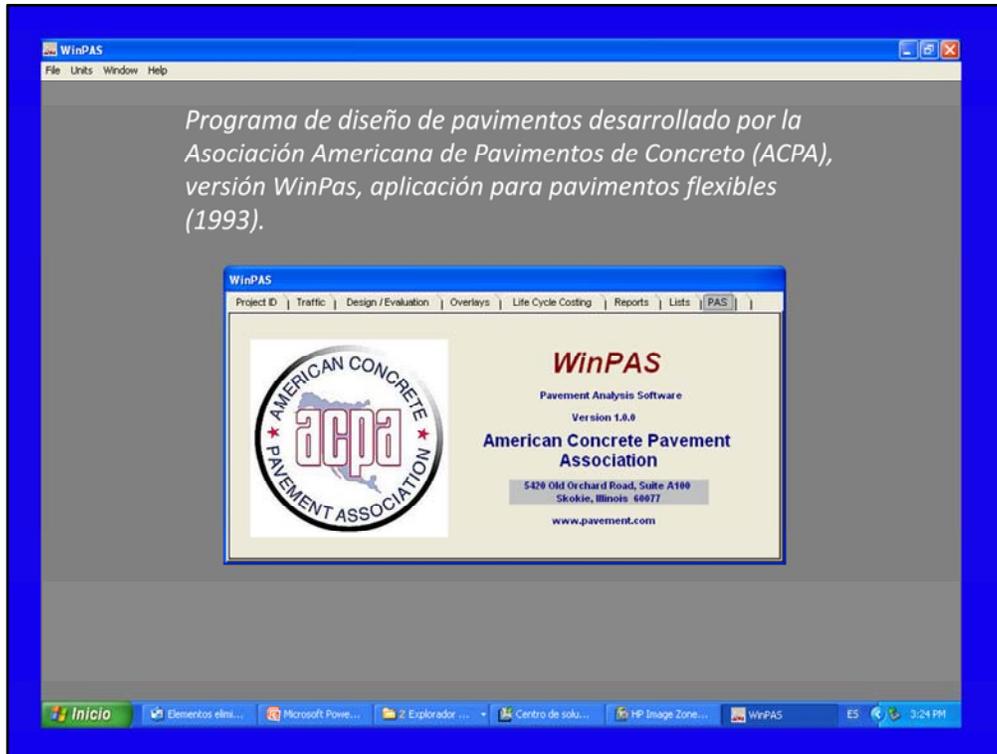
$$\log_{10} W_{T18} = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$

– Variable dependiente:

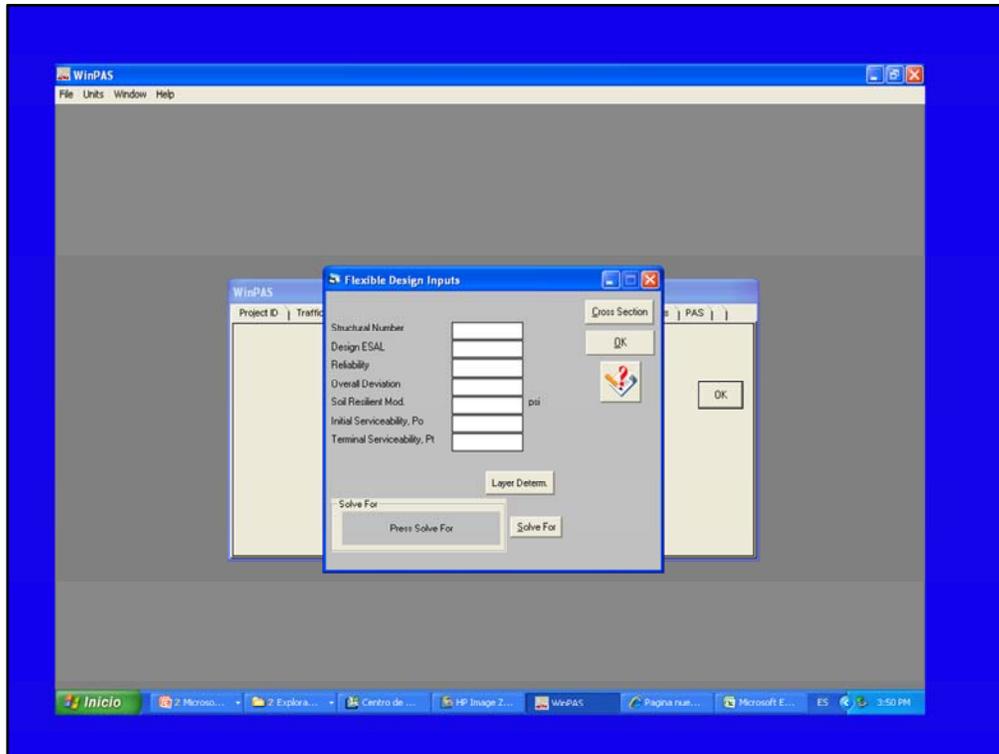
- **SN:** Número Estructural, o capacidad de la estructura para soportar las cargas bajo las condiciones (*variables independientes*) de diseño.

El valor de SN se resuelve por iteraciones sucesivas, o por la aplicación de algunos de los Programas de Diseño, tal como el PAS

En esta lámina se muestra, finalmente, la única variable dependiente de la Ecuación que corresponde al Número Estructural. El Número Estructural es la capacidad que tiene la estructura para soportar las cargas bajo las condiciones de diseño. El valor de SN se obtiene tanto por iteraciones sucesivas como mediante el uso de Programas de Diseño que veremos a continuación.

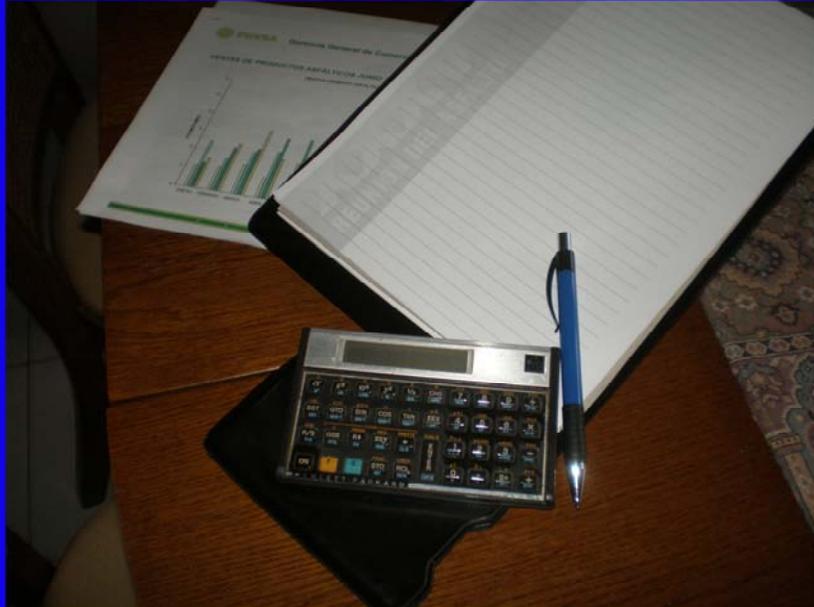


La ecuación AASHTO-93 solo puede ser solucionada a través de iteraciones sucesivas, ya sea manualmente, u hoy en día por medio de programas de computadora personal, o manual. La Asociación de Pavimentadores de Concreto ofrece un Programa denominado Pavement Analysis System, el cual resuelve dicha ecuación de una manera sencilla y amigable



Aquí se puede observar una de las ventanas del programa cuando se selecciona la opción de Diseño de Pavimentos Flexibles. Dentro de los datos que pueden ser aportados para la resolución de la Ecuación AASHTO-93 están el Número Estructural, la carga de diseño, confiabilidad, desviación estándar, módulo resiliente, serviceabilidad inicial y final. Se observa, de igual manera, que existe un botón para determinar el espesor de las capas y para resolver los términos de la ecuación que se desee.

Alternativa de programar ecuación en calculadora de bolsillo

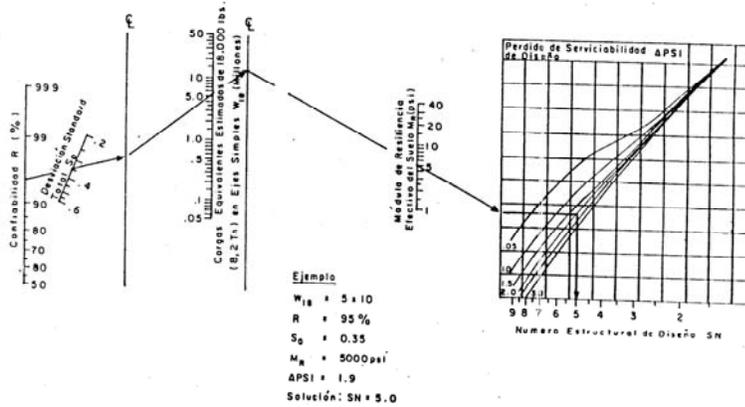


Adicionalmente a la resolución de la Ecuación a través del programa WinPAS, existe la opción de programar la ecuación en calculadoras de bolsillo. Con la tecnología se ha hecho más fácil la resolución de la ecuación, ya que al ser implícita presenta dificultades para hacerlo. De esta manera se pueden realizar los cálculos sin muchas molestias y más rápido.

Alternativa de solución gráfica de la ecuación de diseño

EL NORMAGRAMA RESUELVE:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R \times S_0 + 9.36 \times \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1.094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \times \log_{10} M_a = 8.07 \dots \text{Ec 2.6}$$



La variable tránsito

Cuantificar el tipo, el número y cargas de los diferentes vehículos que harán uso del pavimento



Para el dimensionamiento de un pavimento es necesario determinar los efectos de las cargas que los vehículos causaran sobre el pavimento, por lo cual se debe conocer el número y tipo de vehículos que circularán por una vía, así como la intensidad de la carga y la configuración del eje que la aplica.

Estimación de las cargas de diseño (EEo y REE)

EEo = Cargas acumuladas en el primer año del periodo de diseño

$$EEo = TPDA * \%V_p * FC * fds * fuc * A * D$$

TPDA = Tráfico Promedio Diario Anual, para el primer año del periodo de diseño.

%V_p = Porcentaje de vehículos de carga dentro del volumen de tráfico total

FC = Factor Camión, o carga equivalente total por "camión promedio"

fds = factor de distribución del tráfico por sentido de circulación

fuc = factor de utilización del tráfico total por sentido en el canal de diseño

A = factor de ajuste por tráfico desbalanceado

D = Días por año en que circulará por el canal de diseño el tráfico definido por los términos anteriores (365 días en este proyecto).

A continuación se presenta la ecuación de estimación de cargas de diseño (EEo) con la explicación de sus respectivos términos. TPDA o PDT, que es equivalente al promedio diario de tránsito anual para el primer año de diseño, el porcentaje de vehículos de carga en el volumen total, el FC o factor camión (carga equivalente total por camión promedio), fds o factor de distribución del tráfico por sentido de circulación, el fuc o factor de utilización de canal, A o factor de ajuste por tráfico desbalanceado y D o días por año en que circulará por el canal de diseño el tráfico definido por los términos anteriores

Estimación de las cargas de diseño (EEo y REE)

EEo = Cargas acumuladas en el primer año del periodo de diseño

$$EEo = TPDA * \%V_p * FC * fds * fuc * A * D$$

TPDA = Tráfico Promedio Diario Anual, para el primer año del periodo de diseño.

%V_p = Porcentaje de vehículos de carga dentro del volumen de tráfico total

$$FC = \text{REE} = EEo * \text{Factor de crecimiento}$$

fds = factor de utilización del tráfico total por sentido en el canal de diseño

A = factor de ajuste por tráfico desbalanceado

D = Días por año en que circulará por el canal de diseño el tráfico definido por los términos anteriores (365 días en este proyecto).

Finalmente, para la estimación de cargas de diseño, se multiplicará el valor que obtuvimos en la lámina anterior por el llamado factor de crecimiento, que depende de la tasa de crecimiento interanual y del periodo de diseño

Información básica en tránsito: los registros históricos

MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES
 DIRECCIÓN GENERAL SECTORIAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
 OFICINA DE PLANEACIÓN DEL TRANSPORTE TERRESTRE

PÁG. NO. 75

VOLUMENES PROMEDIOS DIARIOS ANUALES DE TRÁNSITO
 REGISTRADOS EN ESTACIONES PERMANENTES

EST	DESCRIPCIÓN	NOM. E.F.T.P.	VOLUMENES										SUM. ANU.	
			1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981		
26	PTO. LA CRUZ-BOCA DE TIGRE	LO04 AN A	840	877	580	797	899	515	333	1385	1478	1517	24	(764)
27	BARQUISIMET-LAS VERAS	TO04 LA A	5431	5633	6359	6346	5861	7302	7593	2841	3546	3750	41	(764)
28	LINITE EDO ARAGUA-DIST SANTA CLARA	TO01 CA A	8422	9371	11015	12103	16037	15816	16578	14198	14344	15147	30	(764)
29	DIST. SANTA CLARA-LIN. EDC. ARACUA	TO01 CA A	9141	8468	11144	9879	13997	14027	14803	19137	19098	19532	30	(764)
30	CHIVACÁ-LA HERGEN	TO01 YA A	6330	4919	7334	8565	8561	10084	10532	11585	13031	13289	44	(803)
31	BARQUISIMET-SARARE	TO04 LA A	3941	3892	4113	4580	4156	5013	5178	6959	6959	6993	33	(764)
32	SAN FELIPE-EL PINCA	TO01 YA A	4332	4497	5214	5596	5749	6638	7037	7667	8149	8666	42	(764)
33	LOS TIGRES-LIN EDC ARAGUA	LO01 ME A	8233	7965	9054	8811	8990	10175	10438	11188	12589	12626	30	(764)
34	MOYO DE LA PUERTA-CORT. DE NATALIN	TO01 PE A	8930	10127	10247	12584	13114	14477	15293	16840	20481	21179	33	(803)
35	CORTADA DE NATURIN-MOYO DE LA PUERTA	TO01 ME A	8821	9753	11070	12295	12492	14413	15217	16750	20399	21047	35	(803)
36	LA JUNCLA-CALGUA TOVAR	LO04 OF A	1172	1346	1414	1577	1330	1747	1843	819	2127	1873	12	(764)
37	BARCELONA - PTO. PIRELU	TO09 AN A	3726	3458	3123	4902	5121	5387	5670	4903	4518	6247	46	(764)
38	CAREPITO-CASARAY	TO10 SU A	755	887	951	1089	1093	1152	1188	1296	1316	1403	14	(764)
39	ALCABALA KM. 52- EL TEJERO	TO13 AN A	1189	1145	1301	1695	1435	1774	1860	1490	2114	2145	18	(764)
40	NATURIN-GUANIPA	TO10 PO A	1207	1416	1565	1900	1908	2215	2358	2990	2769	2791	30	(764)
41	EMP. CANTARRA - EL TIGRE	TO16 AN A	3282	2804	3847	4901	3553	4930	5162	4118	5883	5949	24	(764)
42	EL TIGRE - PARIAGUAN	TO15 AN A	1089	1314	1410	1681	1846	2099	2232	2428	2611	2841	33	(764)
43	EL TIGRE-LA VIUDA	TO16 AN A	1401	1564	1978	2425	2624	2624	2774	5696	5213	5728	38	(764)
44	CIUDAD BOLIVAR - LA ENCRUCIJADA	TO19 OC A	2230	2178	2652	2865	3513	3667	3844	5025	4388	4596	24	(764)
45	BARQUISIMET-LA GORGONIA	TO01 LA A	3130	3370	3687	4164	4965	5122	5394	5627	13188	13216	26	(803)

En esta figura se observa una planilla del antiguo Ministerio de Transporte y Comunicaciones en donde se pueden observar los distintos volúmenes vehiculares desde el año 1972 hasta 1981 para distintas vías venezolanas

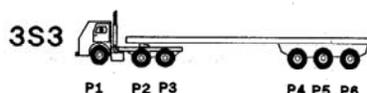
Información básica en tránsito: la proyección hacia el futuro



La información de tránsito, tal como es suministrada puede ser utilizada para proyectar el tráfico futuro de una vía en vez de utilizar una fórmula, cuando los valores de Tasa de Crecimiento no son constantes a lo largo del tiempo, cuestión que resulta muy común. El procedimiento consiste en graficar la información y obtener una curva y su correspondiente ecuación, tal como la que se presenta en esta figura, a partir de la cual se puede estimar el valor de tráfico en un año futuro cualquiera

Información básica en tránsito: los pesajes de los camiones

Camión semitrailer 3S3 con 48 toneladas de carga total



Eje individual	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Eje 6
Carga (Ton)	5,76	7,68	9,12	8,16	10,56	6,72
Eje de carga	Simple dos ruedas	Tandem doble (Eje 2 + eje 3)		Tandem triple (eje 4 + eje 5 + eje 6)		
Toneladas en eje de carga	5,76	16,80		25,44		
Factor de equivalencia	0,58	1,86		1,53		
Ejes equivalentes causados por el paso de este vehículo (Factor daño)	$(0,58 + 1,86 + 1,53)$ 3,97					
	<i>Es decir que el paso de este camión causa el mismo daño sobre el pavimento que el causaría un "camión virtual de 3,97 ejes simples de cuatro ruedas, cada eje cargado con 8,2 toneladas</i>					

En esta lámina se muestra un ejemplo de estimación de ejes equivalentes. Con las fórmulas presentadas en la lámina anterior se calculan los factores de equivalencia sumando las cargas por ejes y entonces la suma de los factores de equivalencia nos da a conocer que el daño producido por esta camión en particular será equivalente al daño que causaría un camión virtual de 3.97 ejes simples de cuatro ruedas, cada uno cargado con 18.000 lbs.

Información básica en tránsito: las cargas de diseño

Proyecto LAVIRGEN-SAN JUAN DEL SUR

DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE

Factores de equivalencia AASHTO, para SN = 4 y pt = 2,5

Cediarías(iniciales) = No. vehículos por día * EEquivalentes por vehículo
Cediarías(totales ambos sentidos) = Cediarías(iniciales)* Factor de crecimiento
Factor de crecimiento = $((1 + TC)^n - 1) / (TC)$
Período de diseño = n = 20 años
Ejes acumulados totales en el período de diseño = wt18 = Cediarías(totales ambos sentidos) * 365*fc*fd

Tipo	TPDA	EEvehículo	Cediarías(iniciales)	TC	Frecimiento	Cargas totales por día (ambos sentidos)
Veh.Livianos	1,682	0.0003	0.50	5.80%	36.00	18.17
Mbuses	53	0.4811	25.50	5.80%	36.00	917.98
Buses	114	0.7963	90.78	5.80%	36.00	3,268.50
C2-Liviano	234	0.0572	13.38	5.80%	36.00	481.64
C2pesado	181	0.5975	108.15	5.80%	36.00	3,893.74
C3	15	1.2633	18.95	5.80%	36.00	682.28
T3S2	238	2.1035	500.62	5.80%	36.00	18,024.58
T3S3	4	1.6478	6.59	5.80%	36.00	237.31
C2R2	4	2.5561	10.22	5.80%	36.00	368.13
TOTAL	2,525		774.69			27,892.33

Factor de distribución por sentido	0.52
Factor de utilización de canal	1.00

wt18 = 5,293,963

Para la obtención de las cargas de diseño se necesitan ciertos datos, como el PDT anual, los ejes equivalentes por vehículos, las cediarias, la(s) tasa(s) de crecimiento y los respectivos factores de crecimiento

**Otra variable de diseño:
la "probabilidad" de éxito o "factor de seguridad"**

**Tabla 7-14
Niveles de confiabilidad R en función del tipo de carretera**

Tipo de carretera	Niveles de confiabilidad R	
	Suburbanas	Rurales
Autopista Regional	85 - 99.9	80 - 99.9
Troncales	80 - 99	75 - 95
Colectoras	80 - 95	50 - 80

Fuente: Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, SIECA, 2001

En esta tabla se pueden observar los distintos valores de confiabilidad R en función del tipo de carretera de acuerdo al Manual Centroamericano de Normas Para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales

**La "condición de servicio" del pavimento:
Variable importante en el diseño**

Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos

Para el diseño de pavimentos debe asumirse la serviciabilidad inicial y la serviciabilidad final; la inicial (p_o) es función directa del diseño de la estructura de pavimento y de la calidad con que se construye la carretera, la final ó terminal (p_t) va en función de la categoría del camino y se adopta en base a esto y al criterio del diseñador; los valores que se recomiendan por experiencia son:

Serviciabilidad inicial.

$P_o = 4.5$ para pavimentos rígidos

$P_o = 4.2$ para pavimentos flexibles

Serviciabilidad final¹.

$P_t = 2.5$ ó más para caminos principales

$P_t = 2.0$ para caminos de tránsito menor

En esta lámina se puede observar una de las variables más importantes del diseño de pavimentos, como es la serviciabilidad. La serviciabilidad es la condición en la que se encuentra un pavimento. Una serviciabilidad inicial de 4.2 indica un pavimento en excelentes condiciones, mientras el valor de 2.5 representa un pavimento casi intransitable.

No olvidar las “condiciones climáticas”



A la hora del diseño de pavimentos, como se puede observar en la fotografía, las condiciones climáticas deben ser consideradas. En este caso no lo fueron y como se ilustra, la vía se encuentra rodeada de agua producto de una inundación.

*La calidad de los
Materiales de fundación:
Métodos de ensayo:
Medición del Módulo
elástico*



En esta fotografía se puede observar el equipo necesario para realizar el Ensayo Triaxial

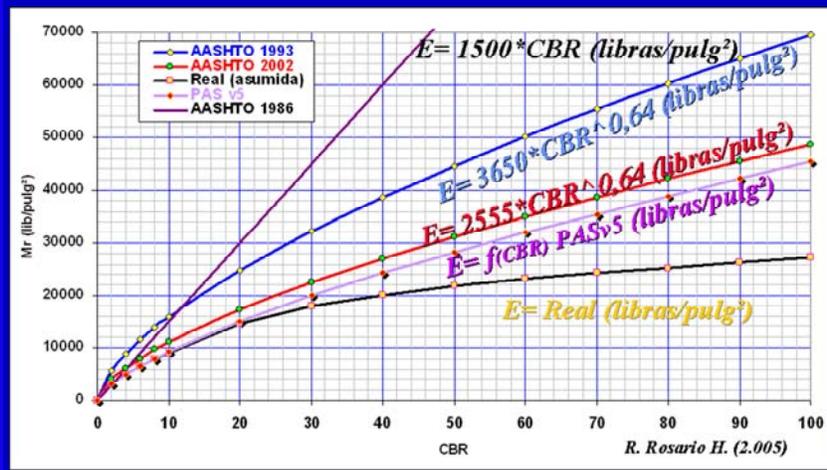
**La calidad de los
Materiales de fundación:
Métodos de ensayo:
Medición del CBR**



Figura 2. Ensayo CBR en su etapa de inmersión y medición de la expansión, y en su etapa de penetración.

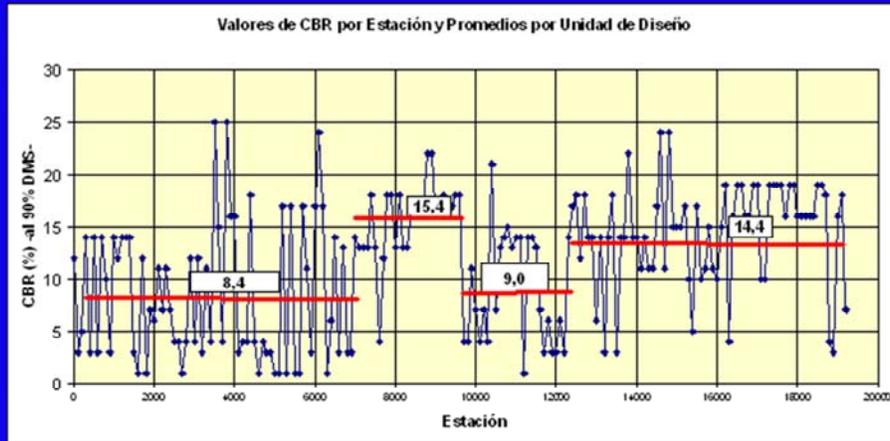
En las fotografías inferiores se muestra el proceso de penetración del ensayo. Se observa que esto se lleva a cabo a distintas profundidades con una velocidad constante de penetración. Para obtener el esfuerzo unitario, se debe dividir los valores obtenidos entre el área del pistón normalizado para cada profundidad de penetración. La sobrecarga de 10 lbs representa las cargas mínimas de las capas superiores que deberá soportar la sub-rasante, mientras que en las fotografías superiores se muestra la etapa de inmersión del ensayo Proctor, que se realiza para determinar la humedad de saturación de una muestra del material de sub-rasante.

Ecuaciones de correlación entre MR y CBR



En esta figura se ilustra la graficación de las ecuaciones de correlación para Módulo Resiliente: dependiendo de los métodos utilizados, como el AASHTO 1993, AASHTO 2002, Real, PAS v5 o AASHTO 1986, se observan diferencias marcadas entre los métodos, desde el AASHTO 1986 que podría interpretarse como una relación lineal hasta el Real, que se presenta en forma de parábola

El material de sub-rasante: selección del “valor de diseño”



En esta figura se puede observar un ejemplo de establecimiento de Unidades de Diseño. El establecimiento de las unidades de diseño nace de la necesidad de agrupar tramos con características similares para definir con mayor precisión la variable de diseño bajo análisis. Estas secciones son llamadas “homogéneas”. En la práctica no es fácil definir los límites de las unidades de diseño debido a la normal variabilidad de los materiales a lo largo del trazado de una carretera

Los materiales de construcción:

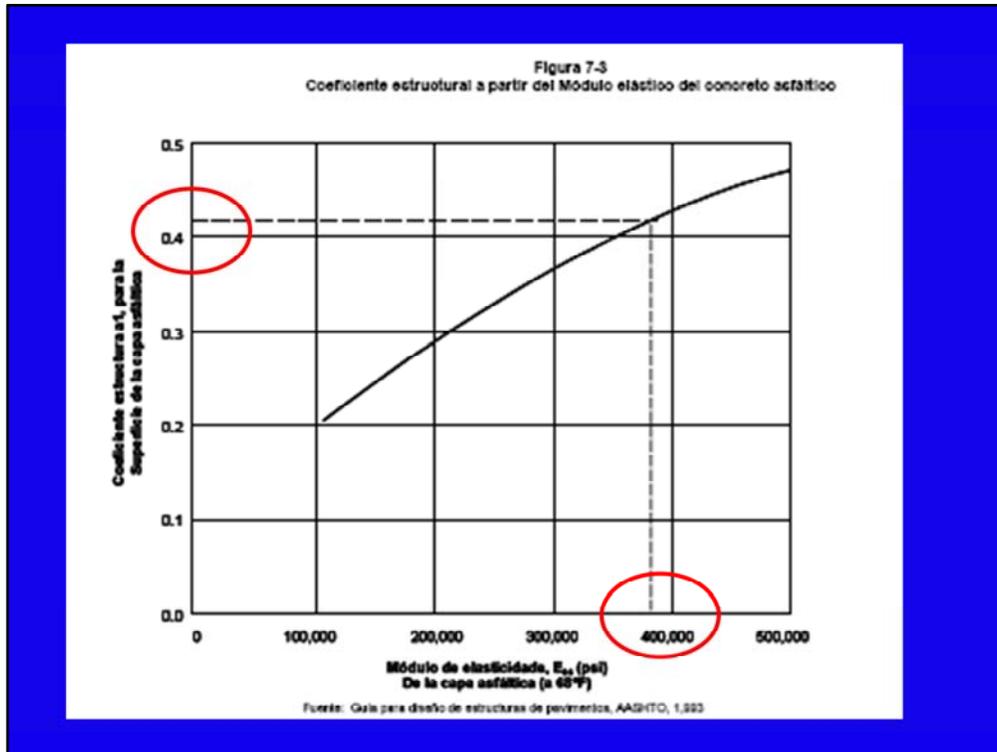
- ***Mezclas asfálticas***



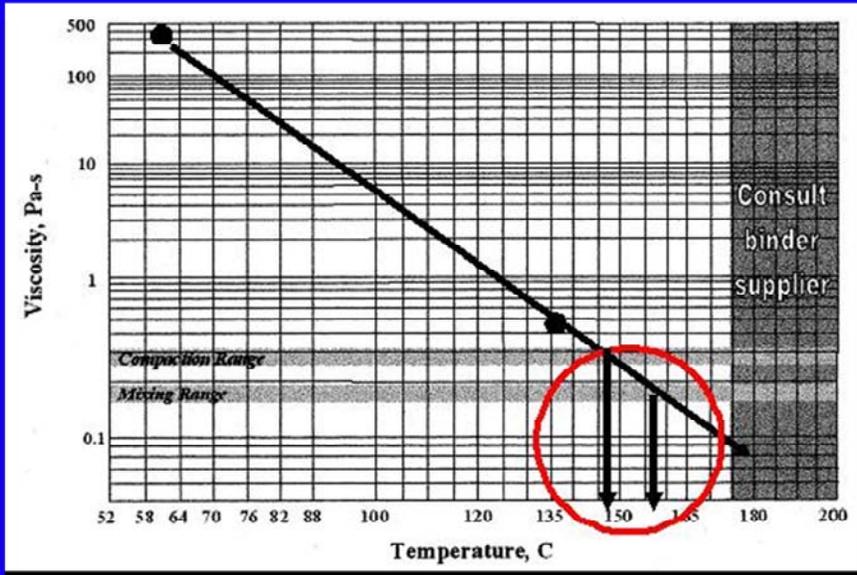
*Equipos para la medición de las
Propiedades fundamentales de las
MAC (Módulo Elástico)*

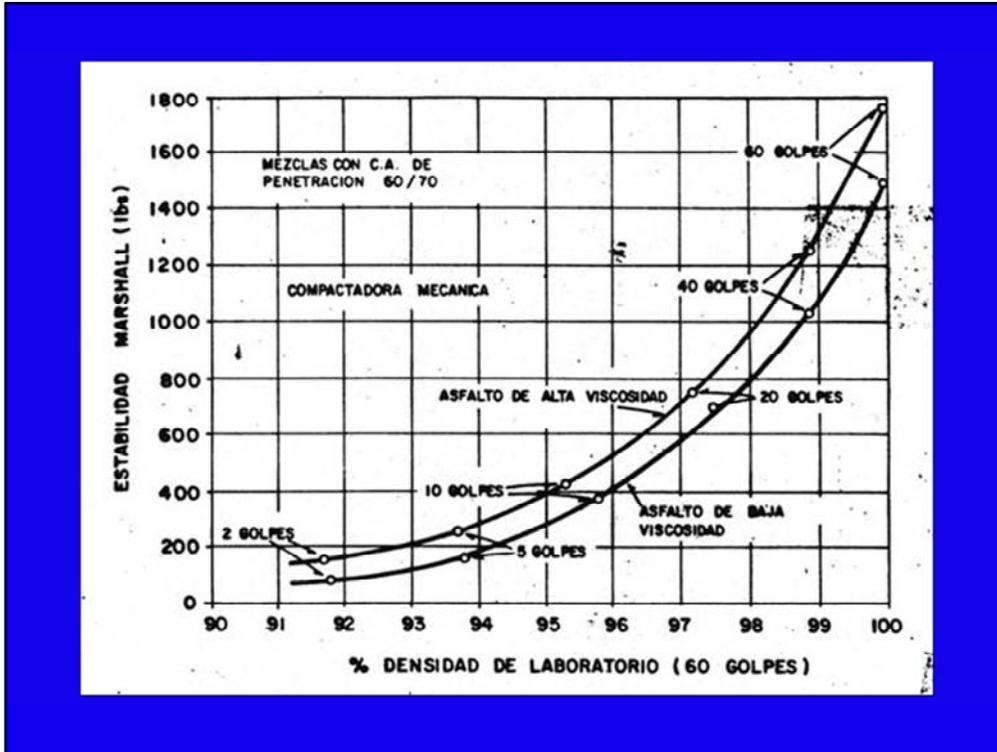


En estas fotografías se muestran los equipos para la medición de las propiedades mecánicas de una muestra de mezcla asfáltica. A la izquierda se observa el proceso en el cual se sumergen las briquetas fabricadas para la realización del Ensayo Marshall en un baño de temperatura constante a 60 °C y en la fotografía de la derecha se ilustra el proceso de ensayo de la briqueta en una mordaza, con un fluxómetro que indicará el valor de la estabilidad y deflexión de la briqueta.



En esta figura se puede observar la curva de Coeficiente estructural a partir del Módulo elástico del concreto asfáltico. En este caso se tiene un cemento asfáltico con un Módulo elástico cercano a 400.000, lo que corresponde a un Coeficiente Estructural de aproximadamente 0.42





Esta figura ilustra, mediante resultados de ensayos de laboratorio que si se toma cualquiera de las dos curvas representadas se observa que para una densidad lograda mediante la aplicación de 60 golpes de un martillo de compactación – que se define en este gráfico como densidad 100% - se observan valores mayores de estabilidad que a una menor cantidad de golpes

Es necesario conocer los procesos asociados con la producción en planta, el extendido y la compactación de las mezclas en caliente



Los materiales de construcción:

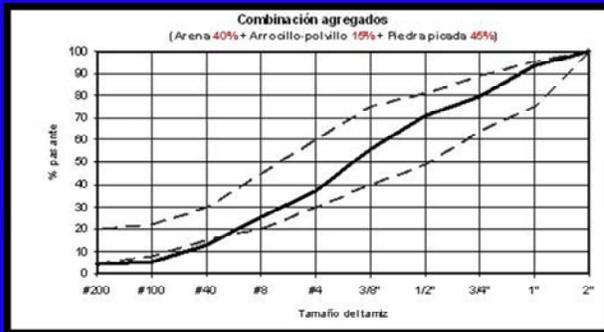
- ***Bases y sub-bases granulares***

*La calidad de los
Materiales granulares:
Métodos de ensayo:
Medición del Módulo
elástico*

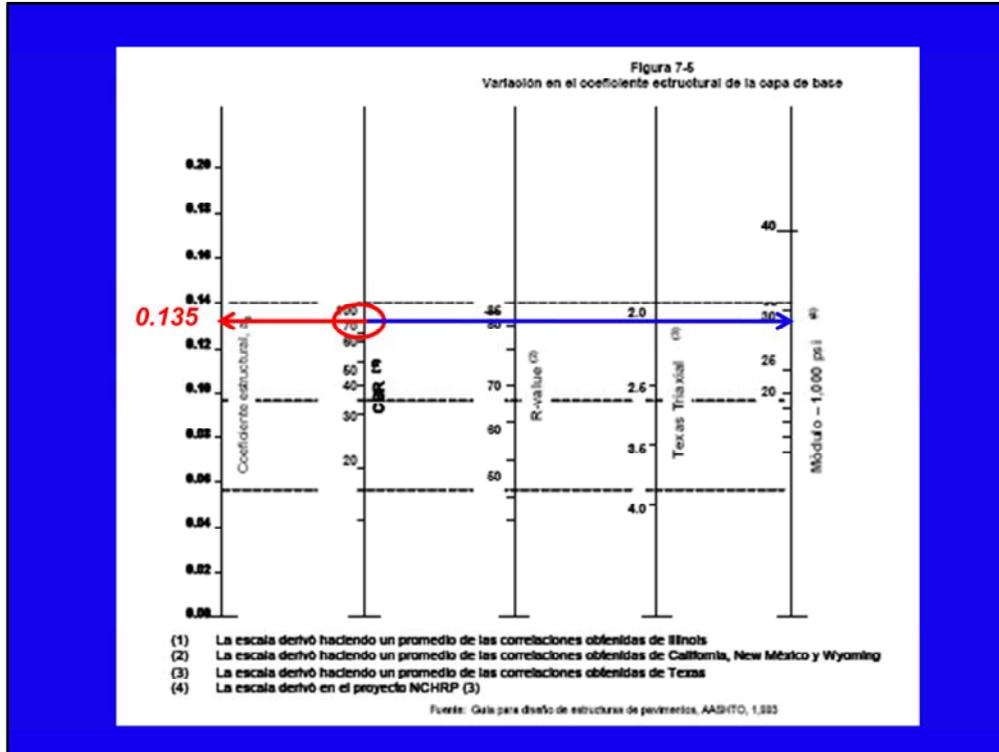


En esta fotografía que ya hemos visto con anterioridad, podemos decir que igualmente para el estudio de bases y sub-bases granulares también se debe hacer la medición del Módulo elástico

Propiedades de Ingeniería de los materiales para Bases y sub-bases



En esta lámina se muestra primero una figura en la que se observa una granulometría producto de una combinación de agregados para poder satisfacer las condiciones y límites que establecen las Normas COVENIN e INVEAS. En la fotografía inferior se muestran distintos tipos de agregados. El de la izquierda corresponde a un agregado redondeado mientras los otros dos son el producto del procesamiento de los primeros mencionados



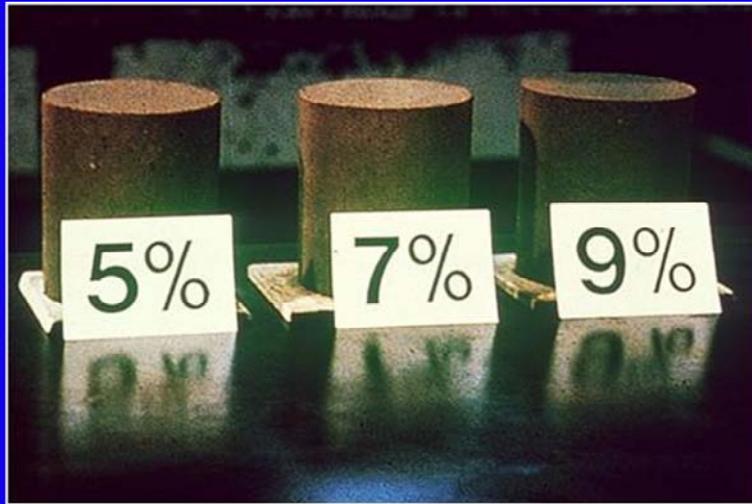
Esta gráfica se utiliza para determinar el coeficiente estructural de una capa de base cuando se dispone de valores como CBR, Triaxial de Texas o Hveem. En la gráfica se entra con el valor del ensayo del que se disponga, en este caso aproximadamente de 80 y se obtienen los valores tanto del coeficiente estructura, que en este caso corresponde a 0.135 y el Módulo Elástico cuyo valor se obtiene a la derecha de la gráfica

*Técnicas constructivas de las
Bases y sub-bases granulares*



En estas fotografías se puede observar el proceso constructivo de bases y sub-bases granulares. Empieza con la descarga del material en pilas, para luego ser extendido por motoniveladoras y en la fotografía de la derecha se observa un corte transversal del producto terminado.

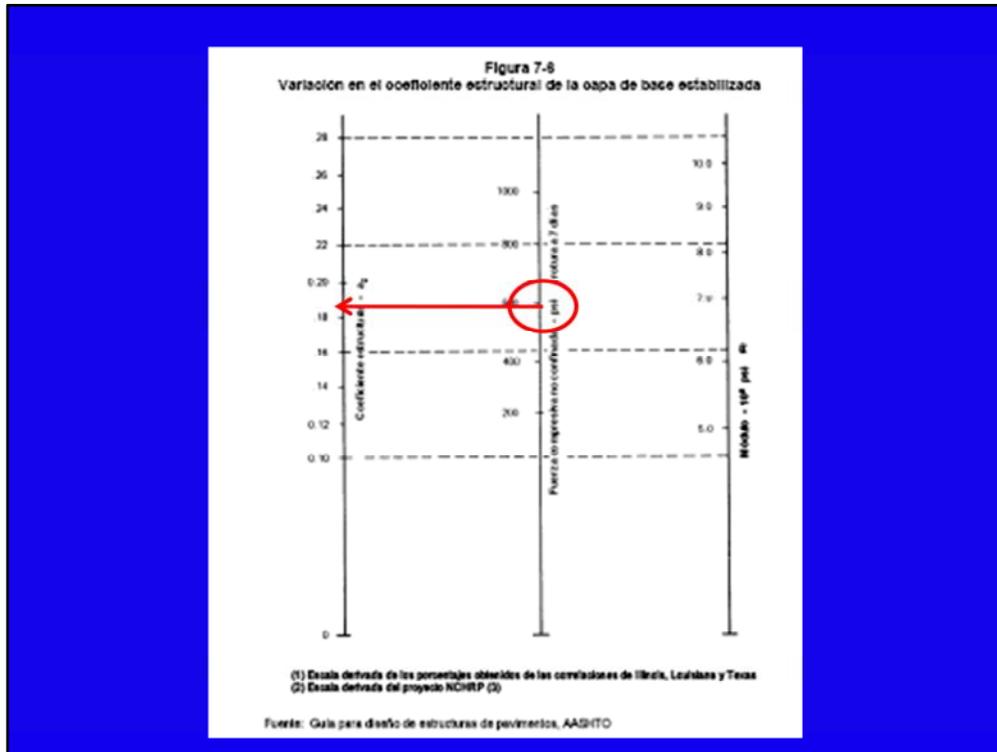
Necesidad de estabilización de suelos



En caso de que el suelo no sea adecuado, es decir, no presente las propiedades de ingeniería necesarias para una construcción óptima, se puede optar por estabilizar el suelo, generalmente con cemento. En esta fotografía se observa lo que corresponde al Diseño REPACE con tres diferentes contenidos de cemento

Técnicas constructivas de suelos estabilizados





En el caso de que la capa base de la estructura del pavimento esté constituida por una mezcla de suelo-cemento, su coeficiente estructural (a_b) debe ser determinado a partir de la figura que se presenta en esta lámina, lo que puede ser logrado si se conoce el valor del Módulo de Elasticidad Dinámico de la mezcla, o su resistencia a la compresión confinada, después de un proceso de 7 días de curado en cámara húmeda.

Cuantificación de la condición climática en el diseño de Las bases y sub-bases granulares

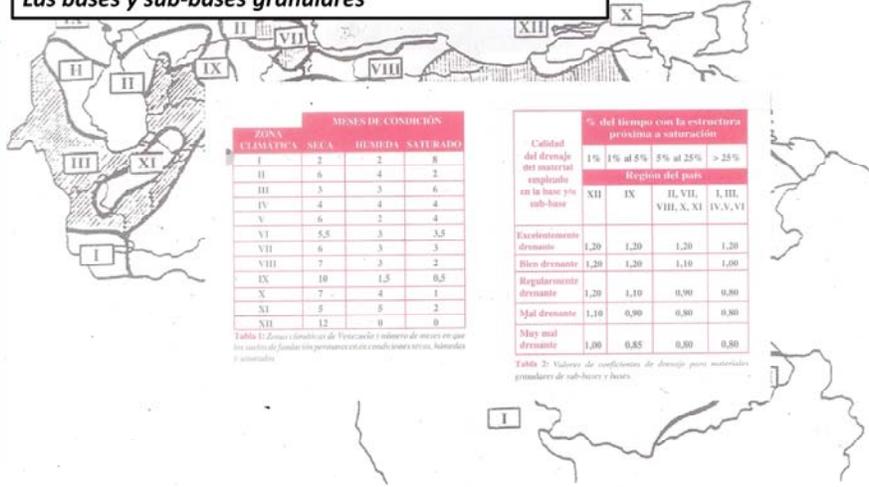
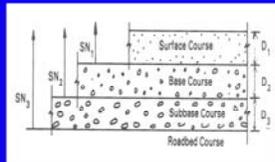


Figura 1: Distribución de los suelos venezolanos según la condición de humedad

En esta figura se muestra un mapa con las zonas pluvioclimáticas en nuestro país desarrollado por el Ing. Luis Salamé. En Venezuela se emplea cada día con más frecuencia la Tabla que se observa a la derecha, la cual ha sido propuesta por el Ing. Augusto Jugo, y en la cual se toma en consideración la información de humedad regional, tal como se ha comentado

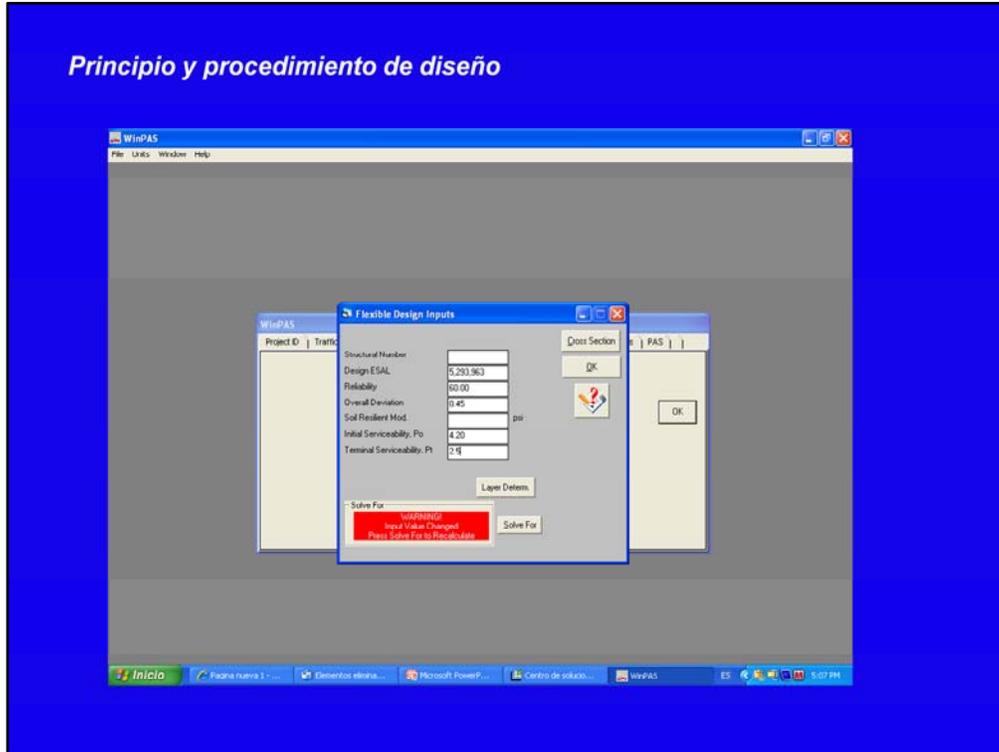


Resumen de valores de diseño

Material	Capa	Estabilidad/resistencia	Módulo (psi)	SN/(i)	Coefficiente estructural	Coefficiente de drenaje
MAC	Rodamiento	> 2000 lbs	450,000	-	0.45	1.0
Grava triturada	Base granular	80 % CBR	38,971	2.03	0.135	0.9
Grava mina	Sub-base granular	40 % CBR	25,072	2.41	0.12	0.8
Terracería	Sub-rasante	6% CBR	6,619	4.01		

En esta tabla se observan los valores de diseño correspondientes para las distintas capas de la estructura del pavimento. Se presentan los valores de Estabilidad, Módulo Elástico, Número Estructural, Coeficiente Estructural y Coeficiente de drenaje. Se observa que a medida que las capas se van acercando a la superficie los materiales deben ser de mejor calidad.

Principio y procedimiento de diseño



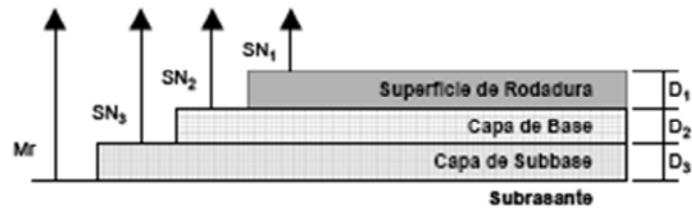
Utilizando el programa WinPAS e introduciendo los valores de las cargas de diseño, confiabilidad, Desviación estándar y Serviciabilidad inicial y final se puede obtener el valor del Número estructural

Principio y procedimiento de diseño

iii. Espesores mínimos en función del número estructural

El objeto de este concepto, está basado en que las capas granulares no tratadas, deben de estar perfectamente protegidas de presiones verticales excesivas, que lleguen a producir deformaciones permanentes. El proceso se indica en la figura 7-2.

Figura 7-2
Procedimiento para determinar el espesor

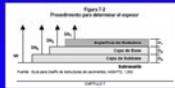


Fuente: Guía para diseño de estructuras de pavimentos, AASHTO, 1,993

CAPITULO 7

8

En esta lámina se observa la figura que corresponde al procedimiento para determinar el espesor de las capas del pavimento



Limitaciones del método de diseño

Este procedimiento no es aplicable para determinar espesores de capas que estén sobre otras que tengan un módulo de resiliencia mayor de 280 Mpa (40,000 PSI); en estos casos, el espesor de la capa colocada sobre otra que tenga estas características, deberá ser definida por el costo-eficiencia de la misma ó utilizar espesores mínimos desde el punto de vista constructivo; esto quiere decir, que como la capa de abajo tiene un módulo de resiliencia alto, la capa que se coloque encima de ella deberá tener como mínimo un módulo de resiliencia igual ó mayor, y se decidirá si es necesario colocarla ó se utiliza el mínimo especificado.

El texto que se explica en esta lámina es bastante completo.

Limitaciones del método de diseño

Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos

Tabla 7-2
Espesores mínimos sugeridos

Numero de ESAL's	Capas Asfálticas	Base Granular
Menos de 50,000	3.0 cm	10 cm
50,000 - 150,000	5.0 cm	10 cm
150,000 - 500,000	6.5 cm	10 cm
500,000 - 2,000,000	7.5 cm	15 cm
2,000,000 - 7,000,000	9.0 cm	15 cm
Más de 7,000,000	10.0 cm	15 cm

Fuente: Guía para diseño de Estructuras de Pavimentos, AASHTO, 1,993.

Tales mínimos dependen de las prácticas locales y está condicionado el usarlos; diseñadores pueden encontrar necesario modificar hacia arriba los espesores mínimos por su experiencia obtenida; estos valores son sugeridos y se considera su uso tomando en cuenta que son capas asfálticas sobre bases granulares sin tratar.

En esta lámina se observa la tabla que utilizan en Centroamérica para determinar los espesores de la capa de rodamiento y de base granular de acuerdo con el número de cargas de diseño.

Resumen del diseño estructural:

CAPA DE MEZCLA ASFÁLTICA
(Espesor = 11.5 cm)

CAPA DE BASE GRANULAR
(Espesor = 15 cm)

CAPA DE SUB-BASE GRANULAR
(Espesor = 33 cm)

En esta figura se observa un esquema del diseño estructural con las capas de mezcla asfáltica, capa de base granular y capa de sub-base granular

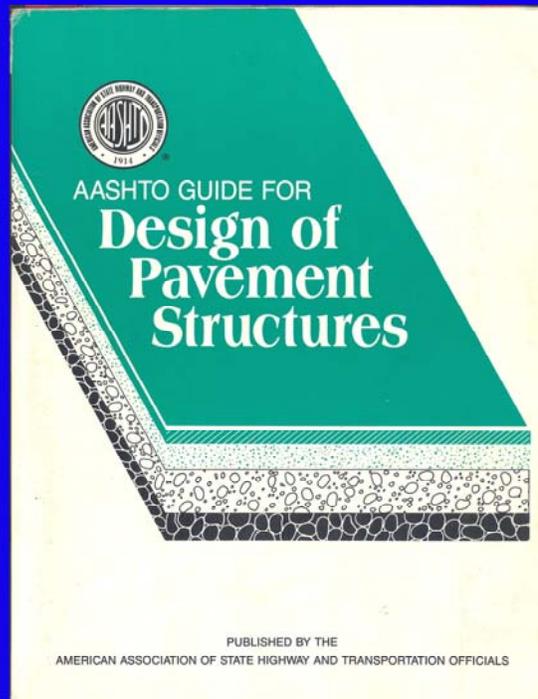
Planteamiento de alternativas del “paquete estructural”

<i>Material</i>	<i>Capa</i>	<i>Diseño 1</i>	<i>Diseño 2</i>	<i>Diseño 3</i>	<i>Diseño 4</i>
		<i>Espesor capa (cm)</i>			
<i>MAC M19</i>	<i>Rodamiento</i>	<i>15,0</i>	<i>10,0</i>	<i>20,0</i>	<i>15,0</i>
<i>P. Picada</i>	<i>Base granular</i>	<i>40,0</i>	<i>50,0</i>	<i>30,0</i>	<i>53,0</i>
<i>Grava río</i>	<i>Sub-base granular</i>	<i>62,0</i>	<i>69,0</i>	<i>54,0</i>	<i>45,0</i>

y análisis económico de estas alternativas

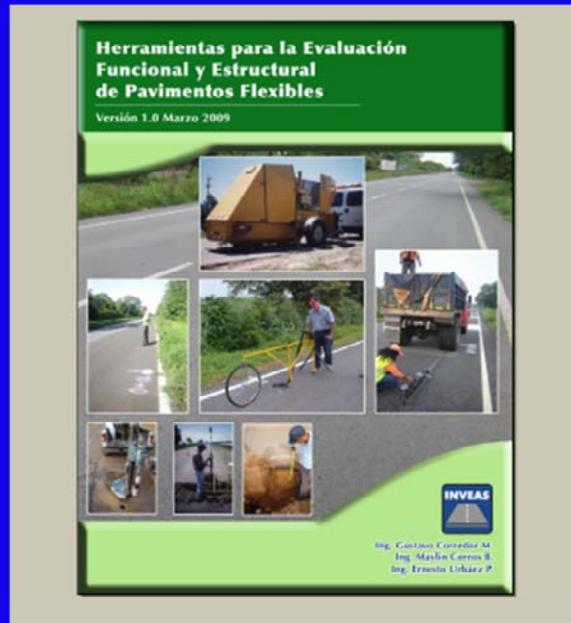
En esta tabla se observa una alternativa de “paquete estructural”. Se utiliza una Mezcla Inveas MAC M19, Piedra Picada como base granular y grava de río como sub-base granular, todos con sus respectivos espesores.

**Guía AASHTO-93
para el diseño
y evaluación
de “nuevos”
Pavimentos y
Pavimentos
“en servicio”**



Esta es la Guía AASHTO-93 para el diseño y evaluación de pavimentos que se aplica para pavimentos flexibles. Este Manual mantiene las ecuaciones de comportamiento de los pavimentos que se establecieron en el Experimento Vial de la AASHO en 1961, como los modelos básicos que deben ser empleados en el diseño de pavimentos; introduciendo, sin embargo, los cambios más importantes sucedidos en diferentes áreas del diseño incluyen: incorporación del factor de confiabilidad, sustitución del Valor Soporte del Suelo por el Módulo Resiliente, sustitución del “Factor Regional” y establecimiento de guías para la construcción de sistemas de sub-drenaje

***Manual INVEAS
para el diseño
y evaluación
de pavimentos
"en servicio"***



En esta fotografía se observa el Manual INVEAS para la evaluación de pavimentos en servicio, desarrollado en el año 2009.



En esta fotografía se observa claramente una falla de tipo “piel de cocodrilo” causada por cargas. Este tipo de fallas es bastante común en Venezuela.

**Técnicas de
"Evaluación Funcional"**

**Índice de Condición del
Pavimento (PCI)**



En esta fotografía se puede observar la evaluación del Índice de Condición del Pavimento o PCI.

**Técnicas de
"Evaluación Funcional"**

**Índice de Rugosidad
Internacional (IRI)**



La evaluación de la rugosidad de un pavimento mediante la determinación del IRI es en la actualidad uno de los controles más efectivos relacionado con la calidad de terminación de un pavimento, que se refleja en seguridad, comodidad y costos de operación para los usuarios

**Técnicas de
"Evaluación Estructural"**

Medición de deflexiones



Para la medición de deflexiones se utiliza una viga Benkelman. El procedimiento para realizar este procedimiento debe ser bastante preciso: consta de un camión, ruedas gemelas con una distancia mínima entre ellas de 55 mm (recomendable 60 mm) y una presión de inflado determinada.

*Técnicas de
"Evaluación Estructural"*

Medición de deflexiones



Cálculo del espesor de refuerzo

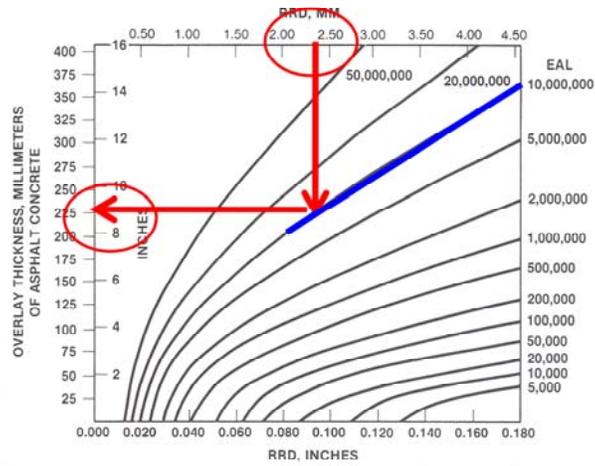


Figure IV-6—Asphalt concrete overlay thickness required to reduce pavement deflections from a measured to a design deflection value (rebound test)

**Técnicas de
"Evaluación Estructural"**

Muestreo y ensayo de materiales existentes



**Técnicas de
"Evaluación Estructural"**

Muestreo y ensayo de materiales existentes



**Técnicas de
"Evaluación Estructural"**

Asignación de "condición estructural de la capa del pavimento"



L-22

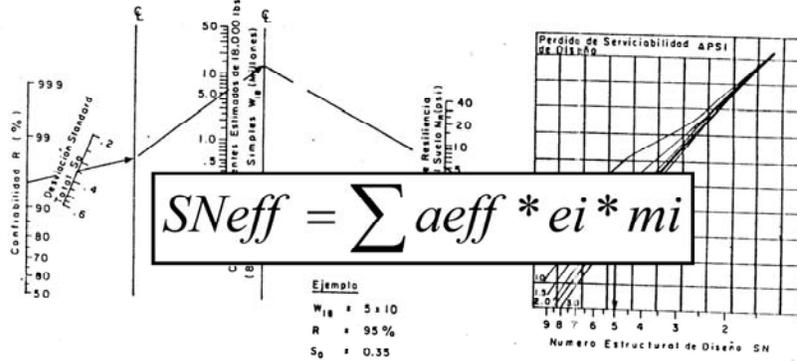
Design of Pavement Structures

Table L5.1. Suggested Layer Coefficients for Existing AC Pavement Layer Materials

Material	Surface Condition	Coefficient
AC Surface	Little or no alligator cracking and/or only low-severity transverse cracking	0.35 to 0.40
	< 10 percent low-severity alligator cracking and/or < 5 percent medium- and high-severity transverse cracking	0.25 to 0.35
	> 10 percent low-severity alligator cracking and/or < 10 percent medium-severity alligator cracking and/or > 5-10 percent medium- and high-severity transverse cracking	0.20 to 0.30
	> 10 percent medium-severity alligator cracking and/or < 10 percent high-severity alligator cracking and/or > 10 percent medium- and high-severity transverse cracking	0.14 to 0.20
	> 10 percent high-severity alligator cracking and/or > 10 percent high-severity transverse cracking	0.08 to 0.15
Stabilized Base	Little or no alligator cracking and/or only low-severity transverse cracking	0.20 to 0.35
	< 10 percent low-severity alligator cracking and/or < 5 percent medium- and high-severity transverse cracking	0.15 to 0.25
	> 10 percent low-severity alligator cracking and/or < 10 percent medium-severity alligator cracking and/or > 5-10 percent medium- and high-severity transverse cracking	0.15 to 0.20
	> 10 percent medium-severity alligator cracking and/or < 10 percent high-severity alligator cracking and/or > 10 percent medium- and high-severity transverse cracking	0.10 to 0.20
	> 10 percent high-severity alligator cracking and/or > 10 percent high-severity transverse cracking	0.08 to 0.15
Granular Base or Subbase	No evidence of pumping, degradation, or contamination by fines	0.10 to 0.14
	Some evidence of pumping, degradation, or contamination by fines	0.00 to 0.10

EL NORMAGRAMA RESUELVE:

$$\log_{10} W_{18} = Z \times S_0 + 9.36 \times \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2-1.5} \right]}{0.40 + \frac{1.094}{(SN+1)^{3.19}}} + 2.32 \times \log_{10} M_R - 8.07 \dots \dots \dots \text{Ec 2.6}$$



$$SNeff = \sum a_{eff} * e_i * m_i$$

Ejemplo
 $W_{18} = 5 \times 10$
 $R = 95\%$
 $S_0 = 0.35$
 $M_R = 8000 \text{ psi}$
 $APSI = 1.9$
 Solución: $SN = 5.0$

Planteamiento de alternativas del “paquete estructural”

<i>Material</i>	<i>Capa</i>	<i>Diseño 1</i>	<i>Diseño 2</i>	<i>Diseño 3</i>	<i>Diseño 4</i>
		Espesor capa (cm)			
MAC M12	Rodamiento	5,0	4,0	5,0	3,0
MAC M12	Intermedia	12,0	14,0	8,0 <i>(incluye geomalla)</i>	12,0 <i>(con asfalto Modificado con caucho)</i>

y análisis económico de estas alternativas

Diseño de Pavimentos

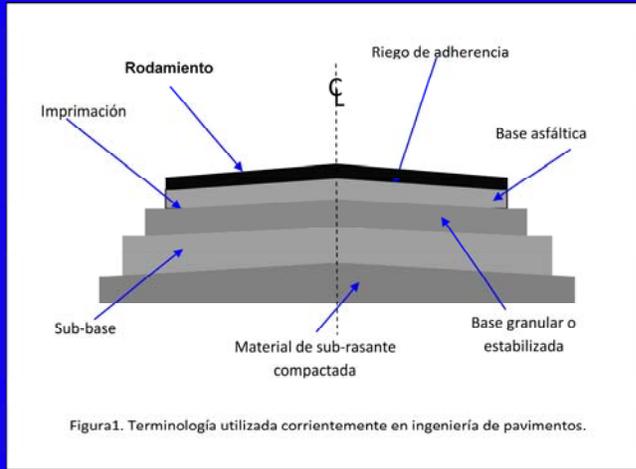


Figura1. Terminología utilizada corrientemente en ingeniería de pavimentos.

Gustavo Corredor M.
gcorredorm@gmail.com



**Obtención y manejo de la información
de tránsito para el diseño de pavimentos.**



**Ing. Gustavo Corredor M.
Marzo 2009**

En esta presentación se estudiará la variable tránsito y sus implicaciones en el diseño de pavimentos, así como sus cálculos pertinentes.

El tránsito es la variable más importante en el diseño de pavimentos". Así comienza el Profesor Yang H. Huang, de la Universidad de Kentucky, el Capítulo dedicado a este tema en su libro "Análisis y Diseño de Pavimentos".

En Venezuela deberíamos añadir que es también la menos estudiada y a la que se le otorga la menor importancia.

Para el dimensionamiento de un pavimento es necesario determinar los efectos que las cargas de estos vehículos causarán sobre el pavimento, por lo cual se debe conocer el número y tipo de vehículos que circularán por una vía, así como la intensidad de la carga y la configuración del eje que la aplica.

En la norma COVENIN, actualmente, se estipulan los siguientes valores como cargas máximas:

- 6.000 kg en eje simple de 2 cauchos*
- 13.000 kg en eje simple de 4 cauchos*
- 20.000 en dos ejes simples consecutivos de 4 cauchos cada uno*
- 27.000 en tres ejes simples consecutivos de 4 cauchos cada uno*

El texto de la lámina es suficientemente explicativo. Se define lo que es el tránsito. En este capítulo se presenta la metodología para la determinación de los parámetros de tránsito y que se requieren para el diseño estructural de los pavimentos en carreteras y autopistas interurbanas

• *Definiciones y conceptos básicos*

- *Tránsito (Tráfico):* Los vehículos de todo tipo, con sus respectivas cargas, considerados aisladamente o en conjunto, mientras utilizan cualquier vía.
- *Volumen de Tránsito:* Número de vehículos que pasan por una sección dada de un canal o vía, durante un período determinado.
- *Promedio Diario de Tránsito (PDT o TPDA):* volumen promedio de tránsito en veinticuatro (24) horas, obtenido al dividir el volumen total durante un determinado tiempo, generalmente un (1) año, por el número de días del mismo período.
- *Tasa de Crecimiento (TC):* es el incremento anual del volumen de tránsito en una vía, expresado en porcentaje, Se determina en base a los datos de las estaciones de conteo, extrapolando la tendencia de los datos estadísticos

A continuación se definirán los términos referentes a vehículos y cargas que se sirven de una vía. Dichos conceptos son comúnmente utilizados en el diseño de pavimentos

Definiciones y conceptos básicos

° **Composición del Tránsito:** es la relación porcentual entre el volumen de tránsito correspondiente a cada diferente tipo de vehículos, expresado en función del volumen de tránsito total.

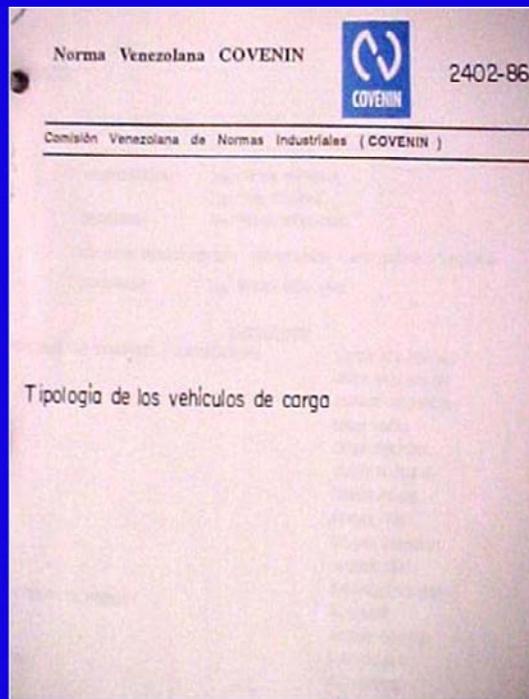
° **Vehículos Livianos:** son todos los vehículos de dos ejes y cuatro ruedas, tales como: automóviles, camionetas pickup y cualquier otro vehículo de dos ejes con ruedas traseras sencillas.

° **Vehículos Pesados:** son todos los autobuses y camiones, con no menos de seis ruedas y/o tres o mas ejes individuales (eje trasero con cuatro ruedas, en el caso de vehículos de dos ejes).

Se clasifican de acuerdo a diferentes categorías de acuerdo a la nomenclatura que utiliza la Oficina de Planificación del Transporte Terrestre (O.P.T.T) del Ministerio de Infraestructura, como a la establecida en la Norma "COVENIN 2402-86".

En este texto se siguen definiendo los conceptos básicos para el estudio de los pavimentos.

**Norma venezolana
de tipos de vehículos
de carga**



En esta lámina se muestra la norma venezolana COVENIN que estipula la Tipología de vehículos de carga. Esta Norma fue modificada y ahora es la número 2402-97, debido a su actualización en el año 1997. esta norma tiene por objeto “...establecer los requisitos que deben cumplir los vehículos de carga para el transporte terrestre automotor por carretera, con un peso bruto vehicular igual o mayor a 3500 kg.”

Tipos (Categorías) de vehículos pesados (camiones o de carga):

- **Vehículos unitarios:** en el mismo chasis están ubicados el sistema de tracción y la carga. (Se denominan 2RD y O3E)
- **Vehículos semitrailers:** vehículo compuesto con dos chasis diferentes: El primero solo soporta el sistema de tracción y el segundo soporta solo la carga. Este segundo chasis tiene uno o mas ejes en su parte posterior. (Se denominan #S#)
- **Vehículos remolques:** vehículo compuesto con dos chasis diferentes: El primero es un "camión unitario" y el segundo soporta solo la carga. Este segundo chasis tiene uno o mas ejes en su parte delantera y uno o mas ejes en su parte posterior. (Se denominan #R#)

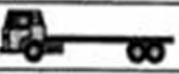
En las denominaciones tanto de los semitrailers como de los remolques, el símbolo # determina el numero de ejes, ejemplo: 2S1 (Dos ejes, semirremolque con un eje), 2S2, 2S3, 2R2, 2R3, 3R2, 3R3, etc.

Vehículos unitarios 2RD

	Asignación CÓDIGO RCA	TIPO DE VEHÍCULO	
2RD	2 02m		2RDautobús
2RD	2 02m		2RDcamión carga liviana Tipo 350
2RD	2 02m		2RDcamión carga pesada Tipo 750

En este cuadro se aprecian vehículos del tipo 2RD y su clasificación, así como el número de ejes y la manera como los conocemos (ejemplo el camión 350 y 750)

Vehículos unitarios O3E

Presentación OPCY	Regulación CONARE EJE	TIPO DE VEHÍCULO	
O-3E	3 Ejes		O3E autobús
O-3E	3 Ejes		O3E camión

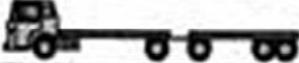
Los vehículos O3E son unitarios con la presencia de 3 ejes. Dentro de esta clasificación están el O3E autobús y el O3E camión.

Vehículos compuestos Tipo Semitrailer (semiremolque)

Identificación UPIT	Designación cotización SIA	TIPO DE VEHÍCULO	
2-01	2S1		Camión tractor con dos ejes y semiremolque con un eje
2-02	2S2		Camión tractor con dos ejes y semiremolque con dos ejes
2-03	2S3		Camión tractor con dos ejes y semiremolque con tres ejes
3-01	3S1		Camión tractor con tres ejes y semiremolque con un eje
3-02	3S2		Camión tractor con tres ejes y semiremolque con dos ejes
3-03	3S3		Camión tractor con tres ejes y semiremolque con tres ejes

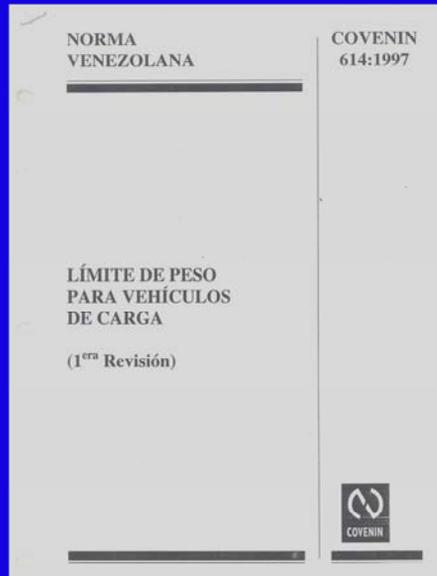
En esta lámina se aprecia la clasificación de los vehículos completos semitrailer. Nótese que la suma de dígitos del tipo de semitrailer es igual al número total de ejes individualmente contados

Vehículos compuestos Tipo Remolque

Remolques (RT)	Digitos de la Clase	TIPO DE VEHÍCULO	
REMOLQUE	2R2		Camión tractor con dos ejes y remolque con dos ejes
REMOLQUE	2R3		Camión tractor con dos ejes y remolque con tres ejes
REMOLQUE	3R2		Camión tractor tres ejes y remolque con dos ejes
REMOLQUE	3R3		Camión tractor con tres ejes y remolque con tres ejes
REMOLQUE	3R4		Camión tractor con tres ejes y remolque con cuatro ejes

En esta lámina se aprecia la clasificación de los vehículos compuestos tipo remolque. Nótese que la suma de dígitos del tipo de remolque es igual al numero total de ejes individualmente contados

Cargas legales máximas en Venezuela por tipo de eje:



(*) Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN): Norma 614-1997: Límite de peso para vehículos de carga (1ra. Revisión).

En la norma COVENIN, actualmente, se estipulan los siguientes valores como cargas máximas:

- 6.000 kg en eje simple de 2 cauchos
- 13.000 kg en eje simple de 4 cauchos
- 20.000 en dos ejes simples consecutivos de 4 cauchos cada uno
- 27.000 en tres ejes simples consecutivos de 4 cauchos cada uno

Esta Norma tiene por objeto “establecer los límites máximos de peso por eje simple y/o compuesto así como también los pesos máximos permisibles para diferentes tipos de vehículos de carga”

Cargas legales máximas en Venezuela por tipo de vehículo

REGISTRO	CLASIFICACION	TIPO DE VEHICULO	EJES	EJES	EJES	EJES	CARGA MAX.
OPTI	CONVEN		TOTALES	DOBLE	TRIPLE	TRIPLE	(T)
2RD	2 Ejes	 Camión o autobús de dos ejes.	2	2			19.0
O-3E	3 Ejes	 Camión de tres ejes.	3	1	1		26.0
2-S1	2 S 1	 Camión tractor con dos ejes y remolque con un eje.	3	3			32.0
2-S2	2 S 2	 Camión tractor con dos ejes y remolque con dos ejes.	4	2	1		39.0
2-S3	2 S 3	 Camión tractor con dos ejes y remolque con tres ejes.	5	2		1	45.0
3-S1	3 S 1	 Camión tractor con tres ejes y remolque con un eje.	4	2	1		39.0
3-S2	3 S 2	 Camión tractor con tres ejes y remolque con dos ejes.	5	1	2		46.0
3-S3	3 S 3	 Camión tractor con tres ejes y remolque con tres ejes.	6	1	1	1	48.0
REMOLQUE	2 R 2	 Camión con dos ejes y remolque con dos ejes.	4	4			45.0
REMOLQUE	2 R 3	 Camión con dos ejes y remolque con tres ejes.	5	3	1		48.0
REMOLQUE	3 R 2	 Camión con tres ejes y remolque con dos ejes.	5	3	1		48.0
REMOLQUE	3 R 3	 Camión con tres ejes y remolque con tres ejes.	6	2	2		48.0
REMOLQUE	3 R 4	 Camión con tres ejes y remolque con cuatro ejes.	7	1	3		48.0

En esta tabla algunos valores han sido actualizados, se debe tomar nota de dichas correcciones. Se aprecian las cargas legales máximas de acuerdo a su clasificación por tipo de vehículo y numero de ejes

• **Definiciones y conceptos básicos**

° **Volumen de tránsito Actual:** es aquel que circulará por una vía si ella estuviera abierta al tránsito. En el caso de vías existentes, donde se cuenta con datos estadísticos, el tránsito actual se puede obtener proyectando para la fecha en consideración la tendencia de los registros históricos.

En el caso de vías que van a ser mejoradas, el tránsito actual estará compuesto por el existente antes de la mejora, más el tránsito atraído de otras vías cercanas por las ventajas que ésta ofrece. En el caso de vías nuevas todo el tránsito será atraído.

Cabe acotar que los datos estadísticos necesarios se han hecho escasos con el paso del tiempo, pues ya las mediciones no son frecuentes y no se hacen con el rigor que se requiere para ello.

- **Definiciones y conceptos básicos**

◦ **Proyección de Tránsito:** El volumen de tránsito para un año cualquiera se determina empleando la siguiente ecuación:

$$PDT_f = PDT_o * (1 + TC)^n \quad (E-1)$$

en donde:

- PDT_f = Volumen diario de vehículos para el año futuro "f"
- PDT_o = Volumen diario de vehículos para el año inicial del período considerado.
- TC = Tasa de Crecimiento para el período de años en análisis, expresada en forma decimal
- n = Número de años del período considerado, que es igual a la diferencia entre el año "f" y el año "o"

En esta lámina se explica la ecuación de la proyección de tránsito con sus respectivos términos como son el volumen diario de vehículos para un futuro, el volumen diario de vehículos para el año inicial del período, la tasa de crecimiento y el número de años del período considerado. Es importante recalcar que n es igual a la diferencia entre el año final y el inicial. Se puede apreciar que resulta de una proyección geométrica

• **Definiciones y conceptos básicos**

◦ **Período de Análisis:** Se entiende como tal el número de años seleccionado para la comparación de las diversas alternativas de diseño; generalmente es de veinte (20) años para vías troncales y autopistas, aún cuando actualmente se está considerando un período de hasta treinta (30) años para autopistas urbanas.

◦ **Período de Diseño:** Es el número de años para el cual se diseña específicamente el pavimento; generalmente varía entre los ocho (8) y veinte (20) años, dependiendo del tipo de vía. En casos excepcionales pudiera reducirse el período de diseño hasta un mínimo de cinco (5) años. Al final del Período de Diseño puede esperarse que el pavimento requiera una carpeta asfáltica de refuerzo para restaurar su capacidad de servicio.

En este texto continúa la explicación de los términos necesarios para la comprensión del diseño de pavimentos. En esta lámina se presentan los conceptos de periodo de análisis y periodo de diseño.

Periodos recomendados de diseño

Tipo de vía según AASHTO	Según nomenclador vial venezolano	Periodo de diseño (años)
Principal	Autopista urbana o rural de alto volumen y vía troncal	15-20 (30 en autopistas urbanas)
Secundaria	Vía local	12-15
Terciaria	Vía ramal, sub-ramal o agrícola	8-12, con mínimo de 5 años

El período de diseño no debe ser confundido con la vida útil del pavimento ni con el periodo de análisis. Este último puede comprender varios períodos de diseño como en el caso de la pavimentación por etapas

**Conteos por
Métodos mecánicos**



Con este método, los vehículos en general pasan por el dispositivo mostrado y se cuenta un vehículo por eje que detecte el dispositivo. De tal manera, si un camión de mas de un eje pasara sobre la banda neumática el contador haría el conteo de cuantos ejes posea dicho camión

Conteos por Métodos mecánicos



MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES
DIRECCION GENERAL SECTORIAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
OFICINA DE PLANIFICACION DEL TRANSPORTE TERRESTRE
DIVISION DE ESTADISTICA E INFORMATICA

CONTOS MECANICOS TRAMO CABUMARE - ACARIQUA, (ESTADOS LARA Y PORTUGUESA).

UBICACION: TRONCAL, 00A ENTRE LA RIELO Y LA LUCIA, LÍMITE LARA - PORTUGUESA, (ESTADO PORTUGUESA).

ESTACION 044. SENTIDO: BOQUE. CANTIDAD: 2.

FECHA)	17-00-92	18-00-92	19-00-92	20-00-92	21-00-92	15-00-92	16-00-92	PROMED.	DESV.
HORA)	LUNES	MARTES	MIÉRCOL. (1)	JUEVES	VIERNES	SABADO	DOMINGO		
12- 1 aa	61	78	67	77	104	78	78	60	18
1- 2 aa	67	44	45	82	67	78	56	65	11
2- 3 aa	82	51	57	81	75	77	48	66	15
3- 4 aa	144	52	66	78	62	65	21	68	34
4- 5 aa	65	182	128	144	181	82	48	95	35
5- 6 aa	285	184	188	175	266	166	78	166	38
6- 7 aa	437	321	319	377	538	267	118	318	93
7- 8 aa	567	586	516	531	476	378	257	461	181
8- 9 aa	492	538	568	547	478	411	292	474	88
9-10 aa	528	517	486	532	518	456	362	484	55
10-11 aa	478	472	548	532	542	542	484	512	47
11-12 aa	588	614	456	558	597	555	421	487	65
12- 1 pa	544	575	567	521	555	481	417	528	53
1- 2 pa	481	552	518	538	472	472	438	471	41
2- 3 pa	489	475	538	517	524	575	411	587	55
3- 4 pa	498	472	531	516	555	467	447	478	55
4- 5 pa	578	498	547	615	638	475	464	547	64
5- 6 pa	688	544	484	595	614	421	528	541	66
6- 7 pa	685	582	558	597	532	487	617	556	68
7- 8 pa	438	387	374	437	468	551	438	424	55
8- 9 pa	267	271	327	267	378	512	518	271	68
9-10 pa	217	281	282	219	225	162	195	282	19
10-11 pa	197	155	171	225	178	145	155	167	32
11-12 pa	83	67	128	188	132	67	77	95	28
VEH/24H	8685	8858	8441	8877	8771	7324	6624	POT	8115
MAX.	688	582	567	615	638	575	615	POT MAX	6848
PROD.	362	356	352	378	365	386	276	POT 12 H.	6485
VEH/12H	6422	6165	6525	6615	6988	5596	5828	MAX.HOR.	678
V.MAX./HOR.AM.	567	538	568	558	577	542	421		
V.MAX./HOR.PM.	688	582	567	615	638	575	615		

NOTA : Los contos en cero son producto de: - No hubo conteo ese día o en ese momento
- Fallas mecánicas

No incluyen MOTOS.

(1) Fecha de Conteo.

Este tipo de conteo depende únicamente del factor humano, como se ve en la fotografía. También se puede observar una planilla de Conteos Mecánicos hechos clasificados por día de la semana y horas.

Estaciones de conteo en la red vial venezolana

La antigua Oficina de Planeamiento Vial, adscrita al desaparecido Ministerio de Obras Públicas, implementó, desde el año 1963 y hasta el año 1976, un Sistema de Conteos de Tránsito en 1.606 puntos de la red vial nacional de carreteras, mediante el empleo de sistemas mecánicos por detectores neumáticos

Los sistemas mecánicos por bandas neumáticas presentan la ventaja de su economía, pero su mayor limitación es que no clasifican los tipos de vehículos que sobre ellas circulan, por lo cual sus mediciones siempre deben ser corregidas por observaciones visuales, de tal manera que el número de "ejes registrados" se haga coincidir con los "ejes reales". Esta corrección se hace a lo largo de un tiempo determinado, y su "factor de corrección" se aplica a toda la medición, independientemente del tiempo que en que esta haya sido realizada.

En esta lámina se presenta la descripción del sistema de conteo de primera generación, que ha sido interrumpida en varias oportunidades y que casi no se realiza hoy en día ya que cada vez se sufren un menor número de estaciones.

Estaciones de conteo en la red vial venezolana

Esta actividad fue paralizada desde 1977 hasta 1979, cuando se inicia el Ministerio de Transporte y Comunicaciones. Entre los años 1979 y 1981 se reinicia esta actividad, pero prácticamente, desde 1982 se cubren cada vez un menor número de estaciones.

Cada tipo de estación tiene la siguiente característica:

° Estaciones Permanentes (67 puntos de registro en la red vial):

Son aquellas localizaciones de la carretera, señalizadas o no, sobre las cuales se efectúan conteos del volumen de tránsito en forma continua, mediante dispositivos mecánicos (todas las horas del día y todos los días del año). Estas estaciones han sido hoy en día sustituidas por los puntos de peaje, para este momento casi desaparecidos

En esta lámina se presenta una de las características de las estaciones de conteo. En este caso son las estaciones permanentes, que cuentan con 67 puntos de registro en la red vial. En la actualidad, incluso las estaciones de peaje son escasas en la vialidad venezolana

Estaciones de conteo en la red vial venezolana

° Estaciones de Cobertura 1(395 puntos de registro en la red vial):

Son aquellas localizaciones de la carretera, señalizadas ó no, sobre las cuales se efectúan conteos del volumen de tránsito mediante, dispositivos mecánicos en días laborales de 24 horas de duración, cada mes del año

° Estaciones de Cobertura 5 (1259 puntos de registro en la red vial):

Son aquellas localizaciones de la carretera, señalizadas ó no, sobre las cuales se efectúan conteos del volumen de tránsito mediante, dispositivos mecánicos en días laborales de 24 horas de duración, tres veces al año (una vez cada cuatro meses)

° Estaciones Especiales:

Son aquellas localizaciones en carreteras o vías urbanas, señalizadas ó no, sobre las cuales se efectúan conteos del volumen de tránsito mediante, dispositivos mecánicos en días laborales ó no, de 24 horas de duración, en cualquier momento

En esta lámina sigue la explicación de las características de los diferentes tipos de estación. Nuevamente se hace notar que la presencia de las anteriormente mencionadas estaciones es casi nula para esta fecha. Es conveniente observar que las cifras presentadas en todas las estadísticas de tránsito publicadas hasta la fecha incluyendo la última publicada en 1983 no han sido ajustadas mediante la aplicación de dichos coeficientes

**Hoja típica de publicación "Estadísticas de tránsito, Período 1971-1972,
Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 1982**

MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES
DIRECCIÓN GENERAL SECTORIAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
OFICINA DE PLANEACIÓN DEL TRANSPORTE TERRESTRE

P.J.C. NO. 78

VOLÚMENES PROMEDIOS DIARIOS ANUALES DE TRÁNSITO
REGISTRADOS EN ESTACIONES PERMANENTES

EST.	DESCRIPCIÓN	NOM.	E.F.T.P.	VOLÚMENES										SUM. ANO	PROM.
				1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981		
26	PTO. LA CRUZ-BUCA DE TIGRE	LO04	AN A	840	477	580	707	899	515	333	1345	1001	1512	11	(74)
27	BARQUISIMET-LAS VERAS	TO04	LA A	5431	5633	6359	6346	5861	7302	7593	2441	3546	3700	41	(74)
28	LÍMITE EDO. ARAUCA-DIST. SANTA CLARA	TO01	CA A	8422	9571	11013	12103	14037	15416	16578	14198	14244	15147	38	(74)
29	DIST. SANTA CLARA-LÍM. EDO. ARAUCA	TO01	CA A	5141	6466	11144	9879	13997	14027	14803	19137	19098	19332	36	(74)
30	CHEVACA-LA NINERA	TO01	YA A	6330	4919	7334	8543	8561	10044	10532	11585	13021	13249	41	(60)
31	BARQUISIMET-SABARE	TO04	LA A	3941	3892	4113	4580	4156	5013	5170	4959	4959	4993	33	(71)
32	SAN FELIPE-EL PENCA	TO01	YA A	4322	4697	5214	5596	5749	6638	7027	7667	6149	4046	42	(74)
33	LOS TIGRES-LÍM. EDO. ARAUCA	LO01	MI A	8233	7965	5034	6911	8990	10175	10428	11148	12584	12429	36	(74)
34	HOYO DE LA PUERTA-CORT. DE NATALIN	TO01	PI A	4930	10127	10247	12584	13114	14477	13293	16440	20485	31179	33	(60)
35	CORTADA DE NATURIN-HOYO DE LA PUERTA	TO01	MI A	4821	9753	11070	12295	12492	14413	15217	16750	20399	21047	35	(60)
36	LA JUNCLA-CALGUA TOVAR	LO04	DF A	1172	1346	1414	1577	1330	1747	1843	819	2127	1873	12	(74)
37	BARCELONA - PTO. FRIAL	TO09	AN A	3324	3458	3323	4902	5121	5387	5670	4903	4518	4247	46	(71)
38	CARIPÉ-CASARAY	TO10	SU A	755	847	551	1089	1095	1132	1188	1294	1316	1403	11	(74)
39	ALCABALA KM. 52- EL TEJERO	TO13	AN A	1189	1145	1301	1893	1433	1779	1800	1990	2114	2145	26	(74)
40	NATUMIN-SWANIPA	TO16	PO A	1207	1414	1849	1900	2215	2358	2990	2765	2791	30	(71)	
41	REP. CANTERA - EL TIGRE	TO18	AN A	3282	2804	3847	4901	3557	4930	5162	6118	5883	5948	24	(71)
42	EL TIGRE - PARIAGUAN	TO15	AN A	1089	1314	1410	1881	1846	2099	2232	2428	2411	2541	27	(74)
43	EL TIGRE-LA VEUDA	TO14	AN A	1401	1544	1478	2425	2424	2624	2774	5696	5213	5728	38	(71)
44	CIUDAD BOLÍVAR - LA ENCRUCIJADA	TO19	BO A	2230	2178	2852	2845	3515	3647	3844	5025	4388	4856	24	(71)
45	BARQUISIMET-VA. CONGORCIA	TO01	LA A	3130	3370	3437	4164	4963	5122	5396	5927	13184	13216	26	(60)

En esta lámina se observan datos estadísticos de volúmenes promedios diarios anuales de tránsito desde 1972 hasta 1981. El resaltado corresponde al Límite Edo. Aragua – Distrito Santa Clara

**Hoja típica de publicación "Estadísticas de tránsito, Período 1971-1972,
Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 1982**

MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES
DIRECCIÓN GENERAL SECTORIAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
OFICINA DE PLANEACIÓN DEL TRANSPORTE TERRESTRE

P.J.C. NO. 75

VOLÚMENES PROMEDIOS DIARIOS ANUALES DE TRÁNSITO
REGISTRADOS EN ESTACIONES PERMANENTES

EST.	DESCRIPCIÓN	NOM.	E.P.T.P.	VOLÚMENES										SUM. ANO	PROM.
				1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981		
26	PTO. LA CRUZ-BUCA DE TIGRE	L004	AN A	840	477	580	707	899	515	333	1345	1004	1517	24	(74)
27	BARQUISIMET-LAS VERAS	T004	LA A	5431	5633	4359	4346	5861	7302	7593	2841	3546	3700	41	(74)
28	LÍMITE EDO ARAGUA-DIST SANTA CLARA	T001	CA A	8422	9571	11015	12103	14037	15616	16578	14198	14344	15147	27	(74)
29	DIST. SANTA CLARA-LÍM. EDO. ARAGUA	T001	CA A	9141	8466	11144	9879	13897	14027	14803	19157	19098	19532	30	(74)
30	CHEVACA-LA NINER	T001	YA A	4330	4919	7534	8545	8561	10044	10532	11585	13023	13249	41	(60)
31	BARQUISIMET-SARABE	T004	LA A	3941	3892	4113	4580	4156	5013	5170	4959	4959	4993	33	(71)
32	SAN FELIPE-EL PENCA	T001	YA A	4322	4897	5214	5590	5749	6638	7027	7667	8149	8046	42	(74)
33	LOS TIGRES-LÍM EDO ARAGUA	L001	MI A	8233	7965	5034	8911	8990	10175	10428	11148	12584	12429	36	(74)
34	HOYO DE LA PUERTA-CORT. DE NATALIN	T001	PI A	4930	10127	10247	12584	13114	14477	13293	16440	20485	31179	33	(60)
35	CORTADA DE NATURIN-HOYO DE LA PUERTA	T001	MI A	4821	9753	11070	12295	12492	14413	15217	16750	20399	21047	35	(60)
36	LA JUNCLA-CALGUA TOVAR	L004	DF A	1172	1346	1414	1577	1330	1747	1843	819	2127	1873	12	(74)
37	BARCELONA - PTO. PIRITL	T009	AN A	3324	3458	3323	4902	5121	5387	5670	4903	4518	4247	46	(71)
38	CARIFEIG-CASARAY	T010	SU A	755	847	551	1089	1095	1152	1188	1294	1316	1403	11	(74)
39	ALCABALA KM. 52- EL TEJERO	T013	AN A	1189	1145	1301	1893	1435	1779	1800	1990	2114	2145	26	(74)
40	NATUIN-SWANIPA	T016	PO A	1207	1414	1849	1900	2215	2358	2990	2765	2791	30	(71)	
41	RAP. CANTARA - EL TIGRE	T018	AN A	3282	2804	3847	4901	3557	4930	5162	4118	5883	5948	24	(71)
42	EL TIGRE - PARIAGUAN	T015	AN A	1089	1314	1410	1881	1846	2099	2232	2428	2411	2541	27	(74)
43	EL TIGRE-LA VEUDA	T014	AN A	1401	1544	1478	2425	2424	2624	2774	5696	5213	5728	38	(71)
44	CIUDAD BOLIVAR - LA ENCRUCIJADA	T019	BO A	2230	2178	2852	2845	3515	3647	3844	5025	4388	4856	24	(71)
45	BARQUISIMET-VA CONGORCIA	T001	LA A	3130	3370	3437	4164	4965	5122	5396	5927	12186	13216	26	(60)

En esta lámina se observan datos estadísticos de volúmenes promedios diarios anuales de tránsito desde 1972 hasta 1981. El resaltado corresponde al Limite Edo. Aragua – Distrito Santa Clara

Ejemplo de proyección gráfica de valores futuros de tráfico en función de valores históricos



La información de tránsito, tal como es suministrada puede ser utilizada para proyectar el tráfico futuro de una vía en vez de utilizar una fórmula, cuando los valores de Tasa de Crecimiento no son constantes a lo largo del tiempo, cuestión que resulta muy común. El procedimiento consiste en graficar la información y obtener una curva y su correspondiente ecuación, tal como la que se presenta en esta figura, a partir de la cual se puede estimar el valor de tráfico en un año futuro cualquiera

**Ejemplo estimación de volúmenes: Carretera TO-04,
Tramo Barquisimeto-Acarigua**

REGISTRO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES
DIRECCION GENERAL SECTORIAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
SISTEMA DE PLANIFICACION DEL TRANSPORTE TERRESTRE

PAG. NO. 75

VOLUMENES PROMEDIOS DIARIOS ANUALES DE TRANSITO
REGISTRADOS EN ESTACIONES PERMANENTES

EST	DESCRIPCION	NON.	E. P. T. P.	V O L U M E N E S										ANOS	ANC.
				1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981		
31	PTO. LA CRUZ-BUCA DE TIGRE	LO04	AN A	840	877	580	797	899	515	333	1245	1476	1517	24	1743
32	BARQUISIMETO-LAS VERAS	TO04	LA A	3431	3633	6359	6346	5861	3302	7593	2841	3546	3750	41	1763
34	LIMITE EDO ARAGUA-DIST SANTA CLARA	TO01	CA A	8422	9371	11015	12103	16033	15616	16578	14198	14344	15147	30	1743
35	DIST. SANTA CLARA-LIN. EDC. ARAGUA	TO01	CA A	5141	6466	11144	9879	13993	14027	14603	14157	15098	15932	30	1743
36	CHIVACUA-LA VIEJA	TO01	VA A	6230	6929	7334	8545	8561	10044	10592	11545	13031	13269	42	1803
37	BARQUISIMETO-SANARE	TO04	LA A	3941	3892	4113	4580	4154	5013	5176	6551	6551	6552	13	1713
38	SAN FELIPE-EL PINCA	TO01	VA A	4332	4697	5214	5590	5345	6658	7037	7467	8145	8044	42	1743
39	LOS TIGRES-LIN EDC ARAGUA	LO01	MI A	4233	7965	5054	8911	8990	10175	10438	11188	12589	12429	30	1743
40	MOYO DE LA PUERTA-CORT. DE NATALIN	TO01	PI A	6930	10127	10247	12584	13114	14677	15293	16640	20441	21179	33	1803
41	CORTADA DE NATURIN-MOYO DE LA PUERTA	TO01	MI A	8821	9393	11670	12499	12492	14413	15217	16750	20399	21047	39	1803
42	LA JUNCLA-CALCERIA TOYAR	LO04	OP A	1172	1346	1414	1577	1330	1747	1843	619	2127	1873	12	1743
43	BARCELONA - PTO. FRIEUL	TO09	AN A	3324	3458	3123	4902	5121	5347	5670	4503	6518	6247	46	1713
44	CARIPITO-CASARAY	TO10	SU A	755	887	551	1089	1093	1152	1188	1296	1316	1403	11	1713
45	ALCABALA KM. 52- EL TEJERO	TO13	AN A	1189	1145	1301	1895	1435	1776	1860	1990	2114	2145	30	1743
46	NATURIN-SUANIPA	TO16	PO A	1207	1414	1563	1900	1900	2215	2558	2990	2765	2791	30	1713
47	EMP. CANTAUCA - EL TIGRE	TO16	AN A	3282	2804	3847	4561	3557	4930	5142	6118	5883	5649	24	1713
48	EL TIGRE - PARIAGUAN	TO15	AN A	1089	1314	1610	1881	1846	2099	2232	2428	2611	2841	27	1743
49	EL TIGRE-LA VIEJA	TO16	AN A	1401	1564	1978	2625	2624	2624	2774	5654	5213	5728	38	1713
50	CIUDAD BOLIVAR - LA ENCRUCIJADA	TO19	BO A	2230	2178	2852	2845	3313	3647	3844	5025	4388	4554	24	1713
51	BARQUISIMETO-LA CONCORDIA	TO01	LA A	3130	3370	3637	4104	4965	5122	5394	5927	12188	13210	28	1803

En esta lámina se observan datos estadísticos de estimación de volúmenes de tránsito desde 1972 hasta 1981. El resaltado corresponde al Limite Barquisimeto – Sanare

Ejemplo de conteo vehicular por medios mecánicos

MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES
 DIRECCION GENERAL REGIONAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
 OFICINA DE PLANEACION DEL TRANSPORTE TERRESTRE
 DIVISION DE ESTADISTICA E INFORMÁTICA

CONTEO MECANICO TRAMO CABUDARE - ACARIGUA, (ESTADOS LARA Y PORTUGUESA).

UBICACION: TRONCAL 884 ENTRE LA RIELO Y LA LOMA DEL LLINTE LARA - PORTUGUESA, (ESTADO PORTUGUESA).
 ESTACION 884. SERVICIO: RODOV. MARLESI 2.

FECHA >	17-08-92	18-08-92	19-08-92	20-08-92	21-08-92	22-08-92	23-08-92	24-08-92	PROMED.	DEVI.
HORA	LUNES	MAR	MIÉRCOL. (1)	JUEVES	VIERNES	SABADO	DOMINGO			
12-1 aa	70	69	69	77	109	90	70	60	16	
1-2 aa	89	44	65	82	67	78	56	65	12	
2-3 aa	82	51	57	81	75	77	40	66	15	
3-4 aa	184	152	66	70	62	63	21	60	24	
4-5 aa	65	182	120	144	181	62	40	93	35	
5-6 aa	285	184	180	175	160	166	70	166	20	
6-7 aa	437	321	319	377	336	267	160	318	92	
7-8 aa	507	506	536	551	476	370	227	661	101	
8-9 aa	492	520	560	547	470	411	292	674	80	
9-10 aa	520	517	486	522	518	426	262	404	55	
10-11 aa	490	492	560	502	565	542	464	512	67	
11-12 aa	800	414	456	550	599	520	421	467	45	
12-1 pm	564	572	569	521	552	482	419	526	57	
1-2 pm	465	552	510	520	472	472	420	491	41	
2-3 pm	489	475	550	519	524	573	411	587	51	
3-4 pm	490	472	531	516	552	467	447	490	53	
4-5 pm	570	490	549	612	620	475	464	547	64	
5-6 pm	680	564	484	595	614	421	520	541	66	
6-7 pm	685	582	550	599	532	483	612	556	60	
7-8 pm	420	389	394	429	468	351	420	424	75	
8-9 pm	269	271	229	267	370	212	310	291	40	
9-10 pm	217	201	202	219	223	162	193	202	19	
10-11 pm	199	155	171	225	170	142	155	169	22	
11-12 pm	63	67	120	100	132	67	70	95	21	
VEN/24	8685	8050	8441	8077	8771	7224	4624	8112		8112
MAJ.	680	502	569	612	620	572	612	697	600	626
8000.	262	226	252	270	265	206	276	297	22	262
VEN/12H	4422	4565	4325	4615	4500	5596	5620	6011		620
V.MAJ./P.MAJ.	309	330	360	390	399	342	421			
V.MAJ./H.MAJ.	480	502	569	612	620	572	612			

NOTA: Los conteos en cero son producto de: - No hubo conteo esa día o en esa ocasión
 - Fallas mecánicas

No incluyen NOTOS.

(1) Fecha de Conteo.

En esta lámina se muestra una planilla de conteos mecánicos de la troncal 884 en el tramo Cabudare – Acarigua. Se resalta que el sentido de la información obtenida es el doble, es decir, el total de canales en toda la vía. Se observa resaltado que el Lunes 17 de Agosto de 1992 se hizo un conteo las 24 horas del día y se pueden observar sus distintos valores. A partir de toda esta información se obtiene finalmente el valor del PDT

MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES
 DIRECCION GENERAL VECUTARIAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
 DIVISION DE PLANIFICACION DEL TRANSPORTE TERRESTRE
 DIVISION DE ESTADISTICA E INFORMATICA

CONTEO DE TRANSITO DE COBERTURA L - 5 Y PERMANENTE, NOVIEMBRE - DICIEMBRE 1.PDT.

UBICACION: CARRETERA ACARIGUA - BARQUISIMETO.
 ESTACION W.P.D.: 0416., SENTIDO: ESTE-OESTE, CARRILES:

HORA	LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SABADO	DOMINGO	PROMED.	DESV.
12-1 am			41	42	49	42	55	46	4
1-2 am			55	56	40	54	49	51	11
2-3 am			54	38	45	54	51	51	5
3-4 am			50	42	45	51	50	54	12
4-5 am			60	69	43	52	53	45	17
5-6 am			89	84	97	76	52	90	18
6-7 am			185	175	176	142	78	151	39
7-8 am			252	261	295	265	157	246	47
8-9 am			248	280	291	262	171	246	49
9-10 am			276	261	261	255	215	246	18
10-11 am			290	249	293	277	244	265	19
11-12 am			224	283	294	289	241	258	26
12-1 pm			266	334	300	251	197	270	46
1-2 pm			262	297	280	257	202	254	30
2-3 pm			247	248	280	309	217	261	52
3-4 pm			289	308	251	274	219	288	43
4-5 pm			310	303	334	270	268	307	30
5-6 pm			295	304	349	220	289	291	41
6-7 pm			278	284	296	186	216	256	46
7-8 pm			189	162	198	179	161	176	15
8-9 pm			116	128	137	102	154	124	11
9-10 pm			84	91	111	138	83	102	20
10-11 pm			70	70	78	107	54	74	17
11-12 pm			71	65	62	55	48	69	8
VEN/DIA	0	0	4402	4394	4682	4039	3295 PDT	4181	
MAI.	0	0	311	324	351	289	289 PDT MAI.	4000	
PROD.	0	0	193	182	195	168	161 PDT 12 H.	240	
VEN/12H	0	0	3277	3392	3597	3076	2657 MAI.HOR.	510	
MAI./HOR.PD.	0	0	251	283	299	277	244 D.V.P.		
MAI./HOR.PM.	0	0	510	334	351	309	289 T.P.		

En esta planilla se muestra un conteo de miércoles a domingo. Notablemente ausentes están los dos primeros días de la semana en los cuales no se realizó el conteo. Acá se resalta que la información se recabó en sentido ESTE-OESTE de la carretera Acarigua – Barquisimeto. Igualmente se puede obtener el valor promedio de PDT estimando los valores de los días lunes y martes, que por ser días laborables, deberían ser relativamente parecidos a los valores del miércoles, jueves y viernes

Ejemplo de conteo vehicular por medios mecánicos (ahora en sentido Oeste-Este)

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
 DIRECCION GENERAL SECTORIAL DE TRANSPORTES TERRESTRES
 COMISARIA DE PLANEACION DEL TRANSPORTE TERRESTRE
 DIVISION DE ESTADISTICA E INFORMATICA

CONTEO DE TRAFICO DE COBERTURA 1 - 5 Y PERMANENTE, NOVIEMBRE - DICIEMBRE 1991.

UBICACION: CARRETERA BARCELONETA - CAJALMAZ
 ESTACION # 102 - 14.A., SENTIDO OESTE - ESTACION # 101 - 14.A.

FECHA	LUNES	MARTES	MIÉRCOLES	JUEVES	VIERNES	SABADO	DOMINGO	PROMED.	DESV.
12-1 am			17	27	26	41	32	31	8
1-2 am			17	21	27	33	33	32	9
2-3 am			17	18	18	17	40	22	11
3-4 am			24	23	23	17	43	29	9
4-5 am			24	31	29	39	36	34	8
5-6 am			38	66	70	107	46	72	21
6-7 am			255	272	281	383	69	184	32
7-8 am			331	285	285	178	81	232	87
8-9 am			307	309	196	196	109	232	87
9-10 am			290	305	170	167	100	263	86
10-11 am			276	302	286	217	174	263	59
11-12 am			279	316	280	216	173	255	47
12-1 pm			239	238	18	226	143	188	56
1-2 pm			211	280	372	221	170	240	87
2-3 pm			274	321	294	215	218	266	45
3-4 pm			265	248	281	221	220	247	24
4-5 pm			318	212	253	281	239	232	27
5-6 pm			315	248	273	221	253	262	21
6-7 pm			287	286	286	285	288	270	16
7-8 pm			180	187	226	178	164	209	32
8-9 pm			144	150	160	181	176	156	11
9-10 pm			112	103	104	103	98	104	5
10-11 pm			80	88	84	87	94	87	9
11-12 pm			48	63	89	56	43	54	16
TENDIA	0	0	4296	4249	4272	2682	1578	2821	1
PAL.	0	0	337	282	372	232	288	327	1
PROM.	0	0	179	181	178	170	132	172	1
RENTIN	0	0	3302	3379	3277	2650	2139	2494	1
V.MAL.HO.HAL.	0	0	107	282	372	232	174	317	1
V.MAL.HO.PAL.	0	0	219	211	272	202	188	217	1

Al igual que la planilla anterior, se puede observar el mismo tipo de conteo esta vez realizado en sentido OESTE-ESTE. Nuevamente se percibe que el conteo comenzó un día miércoles, de modo que se aplica lo mismo para este caso: se promedian los valores del miércoles, jueves y viernes y el resultado se coloca como valores en los días lunes y martes.

Conteos por métodos electrónicos (sensores piezoeléctricos)



En estas fotografías ya se observa la presencia de conteos por peajes. Nótese que en la fotografía derecha la pantalla de la computadora apunta los distintos tipos de vehículos pesados como son camiones, autobuses, remolques y semirremolques

Conteos en Peaje Simón Planas. Carretera TO-04, Barquisimeto-Acarigua

Clave de clases de vehículos

Clase	Descripción
1	Vehículo liviano (pasajeros y pickup)
2	Colectivos (2RD y O3E)
3	Camión 2RD Carga liviana, Tipo 350
4	Camión 2RD Carga pesada, Tipo 750
5	Camión O3E y Semitrailers 2S1
6	Semitrailers y remolques de 4 ejes
7	Semitrailers y remolques de 5 ejes
8	Semitrailers y remolques de 6 o más ejes

En esta tabla se enumeran la clase de vehículos que transitan por el Peaje Simón Planas, Carretera TO-04, Barquisimeto Acarigua.

Conteos en Peaje Simón Planas. Carretera TO-04, Barquisimeto-Acarigua

Fecha	Efectivo Recaudado	Tarjetas de Pre-Pago	CLASES								Exoner.	Total Vehículos	
			1	2	3	4	5	6	7	8			
01/02/02	12,091,600	176,000	7,140	352	794	523	101	88	560	344	58	9,980	
02/02/02	8,129,350	128,000	7,164	393	644	277	53	44	351	269	69	9,264	
03/02/02	4,450,100	24,000	6,164	393	382	174	28	23	193	118	36	7,511	
04/02/02	11,287,300	168,000	6,191	289	690	467	86	69	566	320	59	8,743	
05/02/02	13,150,600	224,000	5,871	284	834	597	129	78	629	387	66	8,875	
06/02/02	13,208,200	224,000	5,918	301	888	614	116	98	620	378	54	8,987	
07/02/02	14,137,700	224,000	6,631	296	924	674	116	111	661	406	77	9,896	
08/02/02	13,490,600	240,000	7,516	365	856	598	100	77	654	401	71	10,638	
09/02/02	7,587,000	64,000	8,291	448	644	265	63	36	309	242	66	10,365	
10/02/02	3,126,150	16,000	6,246	412	357	100	14	13	142	72	40	7,396	
11/02/02	4,494,350	64,000	5,730	358	410	117	9	15	194	152	41	7,026	
12/02/02	4,945,850	80,000	7,730	454	420	160	22	21	213	139	33	9,192	
13/02/02	12,605,450	144,000	6,446	343	792	557	88	98	612	358	78	9,372	
14/02/02	13,549,000	208,000	5,843	291	940	511	86	83	683	383	74	8,994	
15/02/02	12,902,250	224,000	6,680	354	796	595	106	93	624	361	68	9,677	
16/02/02	7,857,800	128,000	6,524	376	581	292	59	41	384	226	62	8,545	
17/02/02	4,508,400	16,000	5,954	382	373	184	29	30	215	104	36	7,307	
18/02/02	11,186,900	176,000	6,121	307	725	546	116	83	474	328	61	8,761	
19/02/02	12,571,900	160,000	5,795	310	783	616	91	86	634	333	76	8,724	
20/02/02	13,412,200	96,000	5,878	295	914	646	111	85	661	354	79	9,023	
21/02/02	13,264,370	112,000	6,047	318	907	602	109	94	589	410	49	9,125	
22/02/02	12,274,750	144,000	6,743	345	785	559	111	86	571	350	82	9,632	
23/02/02	7,896,500	80,000	6,551	359	554	271	57	42	350	262	55	8,501	
24/02/02	4,587,400	16,000	5,906	394	382	154	40	18	177	126	37	7,234	
25/02/02	11,751,000	96,000	5,934	332	710	550	90	77	544	332	58	8,627	
26/02/02	12,654,950	112,000	5,811	317	842	598	110	93	597	350	75	8,783	
27/02/02	13,515,700	80,000	5,398	313	820	639	121	86	638	386	76	8,477	
28/02/02	13,297,550	144,000	6,180	308	911	614	110	76	638	373	80	9,290	
TOTAL MES	2	287,935,120	3,568,000	178,403	9,689	19,658	12,601	2,271	1,844	13,493	8,270	1,716	247,945

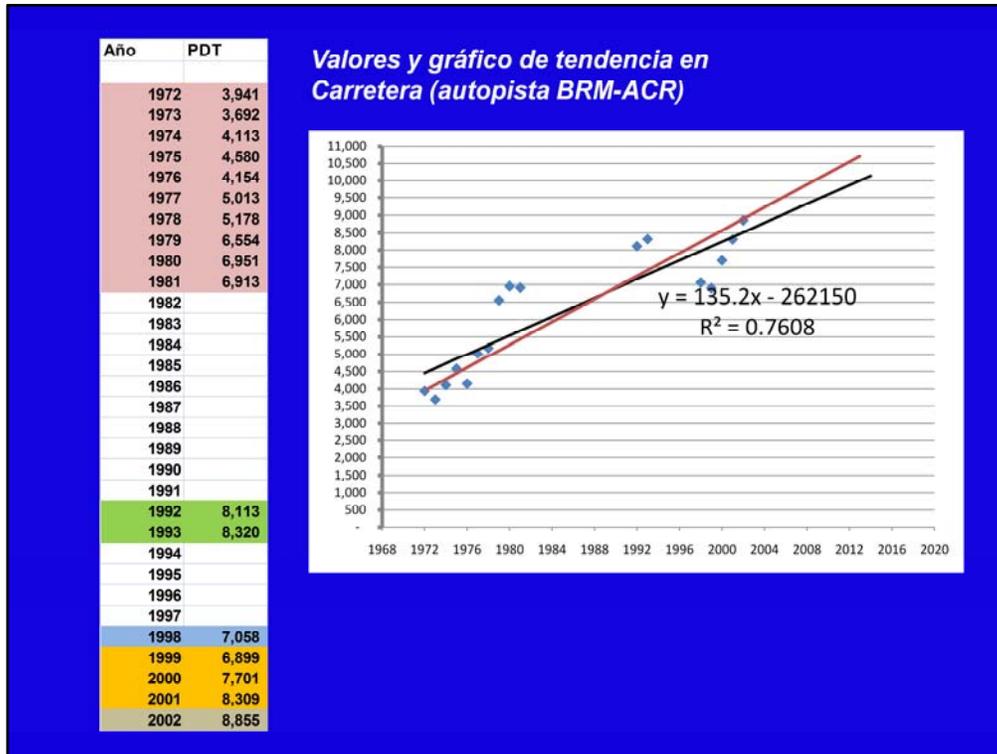
En esta planilla se muestra un ejemplo de registro mensual en la estación de Peaje Simón Planas, ubicada en la carretera Acarigua-Barquisimeto. Se observa de igual manera que este conteo corresponde al mes de febrero del año 2002. definido por la tabla anterior, se cuentan los carros de acuerdo a la clasificación mostrada en dicha tabla. Así mismo se muestra la cantidad de efectivo recaudado, el monto correspondiente a las tarjetas pre-pago y el número de vehículos exonerados cada día

Resultados de conteos en Carretera Acarigua-Barquisimeto, ambos sentidos

Resultados de conteos en Carretera Acarigua-Barquisimeto
Conteo en ambos sentidos

Año	Mes	N° días	Clase 1	Clase 2	Clase 3	Clase 4	Clase 5	Clase 6	Clase 7	Clase 8	Exonerados	Total	PDT	%Wp	
1998	Diciembre	18	92,057	4,770	10,688	7,078	1,095	1,152	5,103	3,734	1,359	127,036	7,068	26.46%	
1999	Enero	31	147,339	7,518	18,316	13,143	2,276	2,181	8,928	7,212	1,727	208,640	6,730	28.55%	
1999	Febrero	28	135,617	7,344	18,878	13,447	2,435	1,946	8,107	6,626	1,312	195,912	6,997	30.11%	
1999	Marzo	31	155,730	8,080	21,132	16,260	2,701	2,269	10,719	8,010	1,372	220,239	7,194	30.85%	
1999	Abril	30	137,073	7,240	17,119	12,092	2,293	1,962	9,707	7,052	1,276	195,834	6,528	29.35%	
1999	Mayo	31	145,979	7,801	18,495	12,859	2,315	1,902	9,931	7,218	1,514	208,074	6,712	29.12%	
1999	Junio	30	141,135	7,526	17,799	12,094	2,074	1,684	8,811	6,438	1,606	199,167	6,639	28.33%	
1999	Julio	31	148,956	8,140	17,989	12,053	2,043	1,513	8,098	5,960	1,435	206,187	6,651	27.06%	
1999	Agosto	31	158,348	8,973	17,698	12,095	2,120	1,614	9,034	6,357	1,356	217,595	7,019	26.60%	
1999	Septiembre	30	151,845	8,613	18,584	13,354	2,343	1,527	7,825	6,372	1,228	211,691	7,056	27.69%	
1999	Octubre	31	153,360	8,975	18,260	12,608	2,194	1,722	8,014	6,627	1,373	213,333	6,882	27.47%	
1999	Noviembre	30	151,466	8,762	19,265	13,157	2,355	1,660	7,826	6,477	1,213	212,181	7,073	28.04%	
Inauguración Variante Los Cristales: Diciembre 99															
1999	Diciembre	31	166,937	9,265	19,651	12,367	2,364	1,488	8,795	7,205	1,256	229,328	7,398	26.66%	
2000	Enero	31	161,029	9,194	18,376	12,019	2,411	1,900	9,402	7,192	1,183	222,622	7,181	27.14%	
2000	Febrero	29	151,345	9,194	20,983	13,682	2,524	1,909	10,911	6,907	1,363	218,838	7,546	30.20%	
2000	Marzo	31	167,646	10,412	22,134	14,482	2,519	2,094	11,336	7,399	1,567	239,589	7,729	29.37%	
2000	Abril	30	170,846	10,338	18,114	11,563	2,111	1,454	10,808	7,227	1,136	233,597	7,787	26.38%	
2000	Mayo	31	164,308	9,716	20,511	14,606	2,304	2,029	12,944	9,312	1,630	237,360	7,667	30.09%	
2000	Junio	30	157,285	9,335	19,019	12,803	2,138	1,725	10,366	7,491	1,742	221,904	7,397	28.34%	
2000	Julio	31	164,557	9,951	18,595	11,937	1,959	1,406	9,721	6,292	1,461	225,879	7,266	26.50%	
2000	Agosto	31	178,448	10,726	20,416	12,873	2,198	1,739	10,662	7,088	1,374	245,523	7,920	26.76%	
2000	Septiembre	30	171,303	10,109	18,851	12,727	2,093	1,712	10,988	6,857	1,255	235,895	7,863	26.85%	
2000	Octubre	31	169,716	10,062	20,215	12,229	2,155	1,534	9,548	7,166	1,695	234,639	7,569	26.95%	
2000	Noviembre	30	171,189	9,628	21,846	13,561	2,251	1,687	10,976	7,830	1,751	240,719	8,024	28.16%	
2000	Diciembre	31	192,795	10,704	20,860	12,852	2,093	1,870	11,608	7,765	1,477	262,024	8,452	25.86%	
2001	Enero	31	181,168	9,369	20,126	13,016	2,388	2,283	13,374	8,147	1,407	251,278	8,106	27.34%	
2001	Febrero	28	164,075	9,270	21,914	12,660	2,326	2,194	11,358	7,160	1,336	232,893	8,318	28.72%	
2001	Marzo	31	179,256	9,960	25,196	15,791	2,783	2,494	14,117	9,171	1,715	260,493	8,483	30.53%	
2001	Abril	30	183,681	10,403	20,281	12,612	2,277	1,898	12,071	8,200	1,423	252,846	8,428	26.79%	
2001	Mayo	31	181,423	9,750	22,591	14,417	2,724	2,567	14,497	9,944	1,483	259,386	8,367	29.49%	
2001	Junio	30	175,412	9,474	20,833	13,231	2,370	2,120	11,779	8,401	1,567	245,187	8,173	27.82%	
2001	Julio	31	181,423	9,750	22,591	14,417	2,724	2,507	14,497	9,944	1,483	259,386	8,367	29.49%	
Total periodo Dic-99-Julio-01															
			609	3,434,442	196,579	413,103	263,840	46,722	38,650	230,058	156,658	29,334	4,809,386	7,897	27.98%

En esta panilla se muestra la serie histórica del registro en la estación de peaje en la Carretera Acarigua-Barquisimeto. Se puede observar nuevamente las clases de vehículos como se expusieron anterior mente. Igualmente, se presentan dos fases: antes y después de la inauguración de la Variante Los Cristales en Diciembre de 1999, en la que se puede notar un aumento en la cantidades de vehículos que transitan la vía.



En esta gráfica se muestra la proyección de valores futuros del tránsito en la autopista BRM-ACR en función del PDT, dato que se conoce de varios años. Cabe acotar que en casi la mitad del tiempo no hubo conteo alguno que arrojará un PDT. Se ilustra, entonces, la curva ajustada con la que se podría predecir el crecimiento de una población

Sistemas electrónicos de uso temporal para mediciones de tránsito



En este esquema se muestra el procedimiento de instalación del equipo de recolección de la data del pesaje por medio de un sensor piezoeléctrico. El primer paso consiste en el esmerilado del pavimento en la zona en la que se instalarán los sensores, luego se procede a realizar el esmerilado, de forma de remover el material encontrado entre las formas esmeriladas. El tercer paso consiste en colocar los sensores piezoeléctricos dentro de los canales hechos anteriormente, de modo de luego cubrirlo con un material cementante y el sellado del canal con un epóxido de poliuretano, que corresponde a las últimas dos fotografías, que muestran el resultado final.

Sistemas electrónicos de uso temporal para mediciones de tránsito



En este pequeño esquema se muestra el momento en el que un camión pasa sobre los sensores piezoeléctricos para que su carga sea registrada.

Sistemas electrónicos de uso temporal para mediciones de tránsito

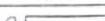
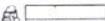


En este esquema se muestra el procedimiento de recolección de la data del pesaje por medio de un sensor piezoeléctrico. El sensor transmite los datos al equipo al que esta conectado y desde allí se pasa la información a una computadora portátil donde éstos puedan ser analizados

Resultados de recolección de la data de pesaje por sensor piezoeléctrico

```
CARRETERA CAUCAGUA_TAPIPA Dirección 1 hacia Barcelona 2 hacia Caracas
*BEGIN 69 01 00000201 0060 0 9.9 1 2
*CLASS      01  02  03  04  05  06  07  08  09  10  11  12  13
941028 1600 1 0004 0305 0048 0016 0015 0004 0001 0009 0002 0002 0002 0001 0002
941028 1600 2 0002 0159 0090 0024 0029 0003 0000 0000 0004 0002 0003 0002 0001
941028 1700 1 0005 0337 0045 0016 0014 0005 0000 0000 0001 0006 0003 0001 0002
941028 1700 2 0002 0161 0093 0021 0029 0003 0000 0001 0005 0003 0004 0000 0000
941028 1800 1 0004 0322 0052 0015 0017 0009 0000 0002 0004 0005 0001 0000 0003
941028 1800 2 0002 0152 0087 0020 0028 0002 0000 0004 0002 0000 0004 0000 0002
941028 1900 1 0004 0288 0047 0015 0015 0003 0000 0003 0003 0003 0000 0000 0001
941028 1900 2 0002 0139 0082 0011 0026 0002 0000 0001 0001 0000 0005 0000 0001
941028 2000 1 0003 0204 0035 0011 0011 0001 0000 0002 0005 0001 0001 0000 0001
941028 2000 2 0001 0083 0055 0009 0017 0004 0001 0002 0002 0001 0001 0001 0001
941028 2100 1 0003 0179 0039 0010 0012 0000 0000 0002 0004 0002 0000 0001 0001
941028 2100 2 0001 0101 0043 0002 0013 0005 0000 0000 0004 0000 0003 0001 0001
941028 2200 1 0003 0215 0040 0024 0012 0002 0000 0000 0006 0002 0004 0001 0002
941028 2200 2 0001 0057 0033 0012 0011 0003 0000 0000 0000 0001 0002 0000 0000
941028 2300 1 0002 0138 0041 0027 0013 0003 0002 0001 0003 0000 0004 0000 0001
941028 2300 2 0001 0041 0031 0010 0010 0000 0000 0000 0001 0002 0002 0000 0000
941028 2400 1 0001 0085 0022 0029 0007 0001 0000 0002 0002 0000 0000 0000 0001
941028 2400 2 0000 0029 0024 0005 0007 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000
941029 0100 1 0001 0068 0017 0015 0006 0000 0000 0001 0001 0000 0002 0000 0001
941029 0100 2 0000 0018 0022 0003 0007 0001 0000 0000 0001 0001 0000 0000 0000
941029 0200 1 0001 0034 0014 0005 0004 0000 0000 0001 0002 0000 0000 0000 0000
```

Preguntar que se quiere resaltar en esta lamina

Vehicle Classification Table			GR02-FHWA13			
1	Motorcycle		8	Artic. 2-Axle Tractor & 1-Axle Semi-Trailer		
2	Car			Artic. 2-Axle Tractor & 2-Axle Semi-Trailer		
	Car and 1-Axle Trailer			Artic. 3-Axle Tractor & 1-Axle Semi-Trailer		
	Car and 2-Axle Trailer			9	Artic. 2-Axle Tractor & 3-Axle Semi-Trailer	
3	Light Goods Vehicle (LGV)			Artic. 3-Axle Tractor & 2-Axle Semi-Trailer		
	LGV and 1-Axle Trailer			10	Artic. 2-Axle Tractor & 4-Axle Semi-Trailer	
	LGV and 2-Axle Trailer				Artic. 3-Axle Tractor & 3-Axle Semi-Trailer	
LGV and 3-Axle Trailer		11	Multi-Trailer Truck, ≤ 5-Axle			
4	Bus 2-Axle			12	Multi-Trailer Truck, 6-Axle	
	Bus 3-Axle			13	Multi-Trailer Truck, ≥ 7-Axle	
5	Rigid 2-Axle Truck (HGV)					
6	Rigid 3-Axle Truck (HGV)					
7	Rigid 4 or more Axle Truck (HGV)					
	Rigid 4 or more Axle Truck (HGV)					

En esta tabla se muestran las 13 clasificaciones de vehículos según sus ejes. En la actualidad se sigue conservando el nombre de la tabla como GR02-FHWA13 a pesar de que se han añadido dos clasificaciones más de vehículos: Sin clasificación y vehículos parciales, por ejemplo aquellos que cambian de canal

Mediciones de volúmenes por métodos manuales



VA:		FECHA: / /	
SECTO:			
NOM:			
NOMBRE DEL EVALUADOR:			
TIPO	TIPO DE VEHÍCULO	CÓDIGO	TOTAL
1000	1000 Vehículo de pasajeros		
2000	2000 Autobús de pasajeros		
3000	3000 Camión de carga		
4000	4000 Camión de carga		
5000	5000 Camión de carga		
6000	6000 Camión de carga		
7000	7000 Camión de carga		
8000	8000 Camión de carga		
9000	9000 Camión de carga		
10000	10000 Camión de carga		
11000	11000 Camión de carga		
12000	12000 Camión de carga		
13000	13000 Camión de carga		
14000	14000 Camión de carga		
15000	15000 Camión de carga		
16000	16000 Camión de carga		
17000	17000 Camión de carga		
18000	18000 Camión de carga		
19000	19000 Camión de carga		
20000	20000 Camión de carga		

Aquí se observa una planilla de medición de volúmenes por métodos manuales. Este tipo de conteo depende únicamente del factor humano, como se observa en la fotografía. En esta planilla se detallan los tipos de vehículos más comunes que circulan por la red vial venezolana. Esta planilla es utilizada para los conteos visuales clasificados.

Lapso de medición de volúmenes de tránsito

El lapso ideal para la realización de un conteo –ya que se elimina cualquier error por condiciones estacionales del flujo de vehículos– es de un (1) año.

Cuando el conteo se realiza en estaciones de “Cobertura Permanente”, o en peajes, automáticamente al correr del año se va registrando el volumen acumulado de vehículos.

En estos casos el valor de vehículos por día es el verdadero PDTA, ya que es el resultado de la medición a lo largo del año.

En caso de que no sea posible realizar la medición anualmente por razones prácticas o económicas se recurriría a hacer un conteo mensual de manera continua. Si esto no es posible, se ha de realizar un conteo semanal de Lunes a Domingo. Si tampoco puede realizarse lo último, como última instancia se acude a realizar un conteo diario por 24 horas seguidas, preferiblemente en un día laborable

El texto de esta lámina es claramente explicativo de los lapsos de medición de volúmenes de tránsito

Lapso de medición de volúmenes de tránsito

Pudiera darse el caso de que ni aún pudiese contarse en un lapso de 24 horas; en este caso debe irse a un conteo de doce horas.

Si ni aun pueden contarse en estas 12, debe irse a ocho (8) horas, y a veces solo podrá contarse durante una hora.

En estos casos, el PDT debe ser obtenido dividiendo el número de vehículos contado durante el período entre el "factor de medición" que se indica en la siguiente tabla:

El texto de esta lamina es claramente explicativo de los lapsos de medición de volúmenes de transito

Estimaciones del PDT en función del conteo horario

Fuente: Corredor, G.: V Jornadas de Vialidad y Transporte, Valencia, 1998.

PDT = (total conteo) / (factor de medición)	Total de conteo durante el lapso	Horas continuas del conteo	Factor de medición
	<i>7:00 am—7:00 pm</i>	12	0,754
	<i>8:00 am—4:00 pm</i>	8	0,504
	<i>1 hora (hora pico)</i>	1	0,083

Se muestra en la tabla los factores de medición dependiendo de la cantidad de horas que se tome para el conteo de vehículos

Frecuencia de ocurrencia de las Horas-Pico

Hora Pico	% de ocurrencia	Factor de medición horaria	
		Promedio	Rango
6:00 am-7:00 am	6,45	0,091	0,062-0,131
7:00 am-8:00 am	10,75	0,087	0,065-0,112
8:00 am-9:00 am	5,37	0,073	0,065-0,082
9:00 am-10:00 am	6,45	0,082	0,069-0,096
10:00 am- 11:00 am	2,15	0,081	0,080-0,081
11:00 am – 12:00 m	3,23	0,082	0,075-0,094
12:00 m – 1:00 pm	1,08	0,086	0,086
1:00 pm – 2:00 pm	2,15	0,089	0,082-0,095
2:00 pm – 3:00 pm	5,38	0,083	0,070-0,108
3:00 pm- 4:00 pm	11,83	0,078	0,061-0,096
4:00 pm- 5:00 pm	12,90	0,081	0,068-0,105
5:00 pm- 6:00 pm	20,43	0,081	0,065-0,153
6:00 pm- 7:00 pm	9,68	0,082	0,070-0,109
7:00 pm- 8:00 pm	2,15	0,101	0,075-0,127

No se registraron horas pico fuera de las señaladas

Fuente: Corredor, G.: V Jornadas de Vialidad y Transporte, Valencia, 1998.

En caso de no conocer la Hora Pico, lo más conveniente es realizar la medición entre las 5 y 6 de la tarde o entre las 4 y 5 de la tarde, ya que la mayoría de las carreteras presentan horas pico entre estas horas

Conclusión del conteo y clasificación de vehículos

Para el conteo de vehículos, tal como ha sido mencionado en láminas anteriores, se podrá disponer desde de equipos electrónicos muy modernos, hasta una simple observación visual, pero siempre, aun en el caso de mayores dificultades, se podrá obtener o validar en campo la información de volúmenes de tránsito.



EPO DE VEHICULO		CONTRO	TIPO
1	1		
2	2		
3	3		
4	4		
5	5		
6	6		
7	7		
8	8		
9	9		
10	10		
11	11		
12	12		
13	13		
14	14		
15	15		
16	16		
17	17		
18	18		
19	19		
20	20		
21	21		
22	22		
23	23		
24	24		
25	25		
26	26		
27	27		
28	28		
29	29		
30	30		
31	31		
32	32		
33	33		
34	34		
35	35		
36	36		
37	37		
38	38		
39	39		
40	40		
41	41		
42	42		
43	43		
44	44		
45	45		
46	46		
47	47		
48	48		
49	49		
50	50		

El texto es explicativo. El conteo y clasificación de vehículos puede darse de distintas maneras, siempre con el fin de obtener los volúmenes de tránsito. En esta lámina se exponen los distintos métodos de conteo y clasificación de vehículos, como detectores neumáticos, estaciones de peaje y conteos visuales.

Ejemplo de obtención de conteos clasificados por Métodos Manuales

Invasa
Curso Método AASHTO-93
EJERCICIOS DE TRANSITO

1. Autopista José Antonio Páez, Tramo Agua Blanca-La Chorrera, Estados Portuguesa y Coclé.

Características de la vía: 2 canales de 3.85 c/u, por sentido de circulación

2. Conteo en Tramo San Carlos-La Chorrera, Sentido Agua Blanca-La Chorrera.

Hora	Fecha del conteo			
	20/02/2008 (Miércoles)	21/02/2008 (Jueves)	22/02/2008 (Viernes)	23/02/2008 (Sábado)
8:00 am - 9:00 am	482	432	420	320
9:00 am - 10:00 am	522	594	597	454
10:00 am - 11:00	708	719	540	452
11:00 am - 12:00	852	862	590	472
12:00 pm - 1:00 pm	320	430	337	310
1:00 pm - 2:00 pm	362	230	338	338
2:00 pm - 3:00 pm	599	504	630	504
3:00 pm - 4:00 pm	482	370	489	465
Total	4,125	4,350	3,951	3,235
Promedio	4142		3,235	

Conteo clasificado	22/02/2008 (11:00 am-12:00m)		23/02/2008 (11:00 am-12:00 m)	
	Número	%	Número	%
L/Mapas	482	81.69%	416	88.14%
DR/autobus	18		22	39.28%
DR/Carrión	28		14	25.00%
OR/autobus	7		9	16.07%
OR/Carrión	7		2	3.57%
DS1	0		0	
DS2	2		0	
DS3	4		5	8.93%
DS4	0		0	
DS2	10	18.31%	4	11.86%
DS3	11		0	
DR2	0		0	
DR3	0		0	
DR2	0		0	
DR3	0		0	
DR4	0		0	
DR2	0		0	
DR3	0		0	
DR4	2		0	
Total	590	100.00%	472	100.00%

En esta planilla se muestra el ejemplo de obtención de conteos clasificados por métodos Manuales. Cabe acotar que esta manera de hacer conteo de vehículos no es la mas efectiva ni la mas confiable ya que se depende de una o varias personas que realicen esta actividad lo mas precisamente posible.

Efecto de la carga de los vehículos

Es necesario conocer la magnitud de la carga, y la configuración del eje que la transmite:

Ejes Simples: Son ejes sencillos de dos o cuatro ruedas



En la fotografía se muestran dos camiones de ejes simples, se explica perfectamente en la lamina.

Efecto de la carga de los vehículos

Es necesario conocer la magnitud de la carga, y la configuración del eje que la transmite:

Ejes Tandem (dobles): Es el conjunto de dos ejes sencillos, separados entre 1,20 y 1,80 metros aproximadamente, que tienen una suspensión común



En la fotografía se muestra el detalle de un par de ejes sencillos que conforman un Eje Tándem

Efecto de la carga de los vehículos

Es necesario conocer la magnitud de la carga, y la configuración del eje que la transmite:

Ejes Triples: es el conjunto de tres ejes sencillos, separados entre 1,20 y 1,40 metros aproximadamente, los cuales no tienen una suspensión común



En la fotografía se muestra el detalle de un eje tripe, que es el conjunto de tres ejes sencillos

(a) Pesaje mediante el empleo de balanzas con carga detenida

(a.1) Balanza de peso total

Este sistema permite la medición de la carga de un vehículo por medio de una balanza, normalmente mecánica, sobre la cual el vehículo debe estar detenido.

Las balanzas que se emplean son del "tipo romana", sobre la cual se coloca todo el vehículo, y registran su peso total. Pueden ser empleadas para determinar el peso por eje, o grupo de ejes, desplazando el vehículo sobre la balanza, en forma tal que sobre la balanza solo esté cargando el eje, o grupo de ejes, que se desea pesar.

Este tipo de balanza es el que se emplea en los sitios en que pesan los vehículos para el control de carga y sobre-carga. Son de tipo fijo, aun cuando se dispone de algunos modelos portátiles.

El texto de la lámina explica de manera bastante completa el método de pesaje con balanza de peso total.

(a) Pesaje mediante el empleo de balanzas con carga detenida

(a.1) Balanza de peso total



En la fotografía se observa el procedimiento de medición mediante una balanza de peso total. Como se puede ver, el vehículo debe estar completamente detenido a la hora del pesado

(a) Pesaje mediante el empleo de balanzas con carga detenida

(a.1) Balanza de peso total:

Se requiere pesar eje por eje, o utilizar tablas de distribución de pesos por eje

		CARGAS						
		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
2E		0,31	0,89					
3E		0,24	0,38	0,38				
2S1		0,11	0,21	0,58				
2D2		0,11	0,31	0,30	0,28			
2S3		0,12	0,24	0,18	0,18	0,18		
3D2		0,12	0,17	0,17	0,28	0,26		
3S3		0,13	0,18	0,18	0,17	0,17	0,17	
3R3		0,09	0,15	0,15	0,23	0,18	0,19	
3R4		0,10	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15

En la figura se muestra una tabla de distribución de pesos por eje. En este sistema de pesajes, se procede a pesar eje por eje o se utiliza esta tabla que ayuda a calcular la distribución de peso en los mismos

(a) Pesaje mediante el empleo de balanzas con carga detenida

(a.2) Balanzas de peso por rueda

Mediante este tipo de balanzas portátiles se logra determinar el peso por cada rueda o conjunto de ruedas en un eje. Se ubican en sitios estratégicamente seleccionados y requieren de un número alto de operadores: uno por cada juego de balanzas, dos o tres señaleros y un jefe de grupo. Lo ideal, para que el sistema sea más rápido, es que se disponga de siete (7) balanzas, de modo que pueda colocarse una bajo cada grupo de ejes.

Su precio de adquisición es relativamente bajo pero tienen poco rendimiento. En una hora de trabajo se pueden pesar entre 4 y 6 vehículos, es decir aproximadamente entre 32 y 48 camiones por día.

Una de sus grandes limitaciones es que la muestra del pesaje debe ser muy bien diseñada, en forma tal que represente el universo de vehículos que circulan por la vía en estudio.

En esta lámina se explica el proceso de pesaje mediante balanzas de peso por rueda. Mientras una de sus ventajas principales es la economía del método, tiene más desventajas, como la gran cantidad de tiempo que toman estos pesajes y por ende su bajo rendimiento y que las muestras de pesaje deben ser bastante exactas para representar el universo de vehículos que circulan por esa vía

(a) Pesaje mediante el empleo de balanzas con carga detenida

(a.2) Balanzas de peso por rueda



Normalmente se pesan los ejes de un solo lado, y se considera que la carga está "balanceada".

Las dos figuras muestran las balanzas portátiles de carga por rueda

En la fotografía se observa el procedimiento de medición mediante una balanza de peso por ruedas. Ya que el proceso es en si bastante largo y laborioso, se consideran cargas balanceadas para que el pesaje sólo se lleve a cabo en uno de los lados del eje.

(b) Pesaje mediante el empleo de balanzas con carga en movimiento (WIM)

Gracias a la electrónica, hoy en día se dispone de medios mucho más rápidos y seguros para el pesaje de vehículos. Estos dispositivos permiten pesar cualquier vehículo, eje a eje y peso total, sin obligarlo a detenerse; se conocen como sistemas "WIM" por sus siglas en inglés "Weigh In Motion".

El costo de un pesaje total de vehículos alcanza a la fecha a un valor cercano a los 1500 BsF por día (Aproximadamente 375 US\$ al cambio actual de 4.30 BsF/US\$).

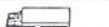
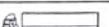
La característica más importante de este sistema es su confiabilidad, ya que permite obtener y registrar el peso de cada vehículo, es decir el 100% de la muestra bajo medición, sin interrupción alguna de tránsito, ya que el sistema se compone de una serie de cables coaxiales empotrados o adheridos sobre el pavimento.

En el texto se explica claramente el sistema de pesaje mediante balanzas con carga en movimiento (WIM)

**(b) Pesaje mediante el empleo de balanzas con carga en movimiento (WIM).
Recolección de data de pesaje por medio de sensor piezoeléctrico**



El esquema muestra el procedimiento de recolección de la data de pesaje por medio de un sensor piezoeléctrico. En la primera fotografía se observa el sensor piezoeléctrico ya colocado y debidamente sellado. En la segunda fotografía se observa el método en funcionamiento, es decir, un camión pasando por encima de la zona, de modo que el sensor transmite la información al equipo que registra los pesos y por último se pasa la información a un computador

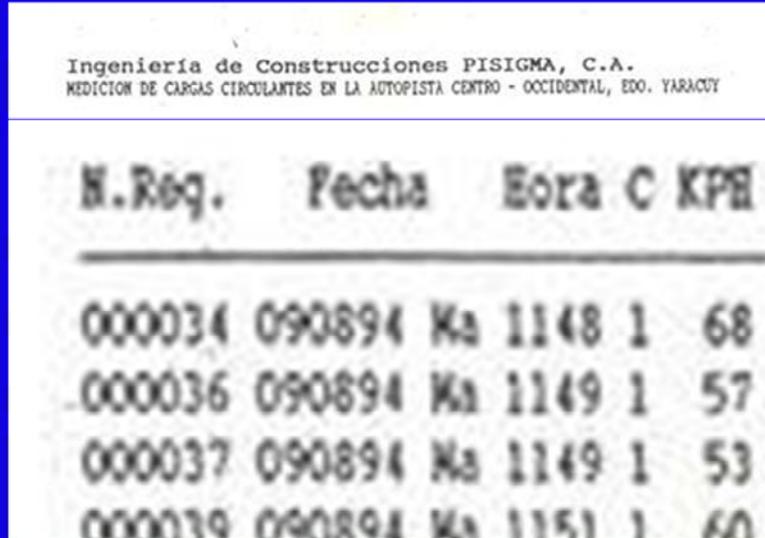
Vehicle Classification Table		GR02-FHWA13	
1	Motorcycle		
2	Car		
	Car and 1-Axle Trailer		
	Car and 2-Axle Trailer		
3	Light Goods Vehicle (LGV)		
	LGV and 1-Axle Trailer		
	LGV and 2-Axle Trailer		
	LGV and 3-Axle Trailer		
4	Bus 2-Axle		
	Bus 3-Axle		
5	Rigid 2-Axle Truck (HGV)		
6	Rigid 3-Axle Truck (HGV)		
7	Rigid 4 or more Axle Truck (HGV)		
	Rigid 4 or more Axle Truck (HGV)		
8	Artic. 2-Axle Tractor & 1-Axle Semi-Trailer		
	Artic. 2-Axle Tractor & 2-Axle Semi-Trailer		
	Artic. 3-Axle Tractor & 1-Axle Semi-Trailer		
9	Artic. 2-Axle Tractor & 3-Axle Semi-Trailer		
	Artic. 3-Axle Tractor & 2-Axle Semi-Trailer		
10	Artic. 2-Axle Tractor & 4-Axle Semi-Trailer		
	Artic. 3-Axle Tractor & 3-Axle Semi-Trailer		
11	Multi-Trailer Truck, ≤ 5-Axle		
12	Multi-Trailer Truck, 6-Axle		
13	Multi-Trailer Truck, ≥ 7-Axle		

En esta tabla se muestran las 13 clasificaciones de vehículos según sus ejes. En la actualidad se sigue conservando el nombre de la tabla como GR02-FHWA13 a pesar de que se han añadido dos clasificaciones más de vehículos: Sin clasificación y vehículos parciales, por ejemplo aquellos que cambian de canal

(b) Pesaje mediante el empleo de balanzas con carga en movimiento (WIM).

Ejemplo de pesaje

Un ejemplo de sobrecargas en un pesaje de camiones:



Ingeniería de Construcciones PISIGMA, C.A.
MEDICION DE CARGAS CIRCULANTES EN LA AUTOPISTA CENTRO - OCCIDENTAL, EDO. YARACUY

N.Reg.	Fecha	Hora	C	KPH
000034	090894	Ka	1148	1 68
000036	090894	Ka	1149	1 57
000037	090894	Ka	1149	1 53
000039	090894	Ka	1151	1 60

En esta fotografía se muestra un ejemplo de sobrecargas. Estos ejemplos no son particularmente aislados. En Venezuela se encuentran frecuentes los casos de sobrecargas

Un ejemplo de sobrecargas en un pesaje de camiones:

(b) Pesaje mediante el empleo de balanzas con carga en movimiento (WIM).

Ejemplo de pesaje

Ingeniería de Construcciones PISIGMA, C.A.
MEDICION DE CARGAS CIRCULANTES EN LA AUTOPISTA CENTRO - OCCIDENTAL, EDO. YARACUY

WARGAS Ver. 2.1 (A.R.C.O.) Set. 1994 CBXA0908.VIV 12/09/1994 10:20:49

N.Reg.	Fecha	Hora	C	KPE	Ej	PENA	LARGO	PESO	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	COV	S/C	NEE	
000049	090894	Ma	1154	1	61	6	10	22.23	44.88	7.92	8.45	5.81	8.97	5.81	7.92	0.00	0.00	3-3	01	4.226
000051	090894	Ma	1155	1	72	6	10	16.23	99.21	7.78	18.67	15.56	17.11	17.50	22.59	0.00	0.00	3S3	1061	77.534
000054	090894	Ma	1155	1	52	3	6	7.62	28.86	6.00	13.69	9.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3EJ	111	6.074
000057	090894	Ma	1156	1	84	6	10	15.54	84.00	8.56	16.14	13.83	14.82	15.81	14.84	0.00	0.00	3S3	751	37.314

El valor resaltado en amarillo es aquel cuya carga excede la máxima por norma. aunque no se ve exactamente qué tipo de camión es, se sabe que tiene 6 ejes y que la suma de sus cargas es bastante mayor a la carga máxima por norma que es de 48000 Kg.

(b) Pesaje mediante el empleo de balanzas con carga en movimiento (WIM).

Ejemplo de pesaje

Un ejemplo de sobrecargas en un pesaje de camiones:

Ingeniería de Construcciones PISIGMA, C.A.
 MEDICION DE CARGAS CIRCULANTES EN LA AUTOPISTA CENTRO - OCCIDENTAL, EDO. YARACUY

BARGAS Ver. 2.1 (A.R.C.O.) Set. 1994 CBKA0908.VIV 12/09/1994 10:20:49

N.Req.	Fecha	Hora	C	KPE	Ej	PSWA	LARGO	PESO	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	COV	S/C	NEE	
000075	090894	Ma	1204	1	64	2	5	7.17	12.61	5.98	6.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2E3	01	0.722	
000077	090894	Ma	1205	1	90	5	9	14.20	10.07	6.75	10.53	7.23	8.33	7.23	0.00	0.00	3E2	01	3.815	
000078	090894	Ma	1205	1	75	2	5	5.88	17.63	4.63	13.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2E3	01	6.530	
000079	090894	Ma	1205	1	69	2	5	6.87	25.14	10.45	14.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2E3	324	3.161	
000081	090894	Ma	1206	1	66	6	10	16.73	59.53	7.93	10.74	8.40	11.44	10.74	10.28	0.00	0.00	3E3	244	8.672
000082	090894	Ma	1207	1	78	6	10	18.63	53.25	7.93	10.02	10.23	10.23	7.93	6.91	0.00	0.00	3E3	104	8.831
000083	090894	Ma	1209	1	67	2	5	7.52	26.17	6.98	19.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2E3	374	1.046	
000086	090894	Ma	1210	1	49	6	10	15.80	60.23	9.21	12.04	10.16	11.10	8.97	8.75	0.00	0.00	3E3	254	9.832
000087	090894	Ma	1215	1	31	3	6	6.70	43.40	8.34	16.68	18.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3E3	664	3.079
000088	090894	Ma	1221	1	32	3	6	6.35	39.22	6.92	16.45	15.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3E3	504	3.561
000089	090894	Ma	1223	1	31	3	6	5.84	37.97	6.99	15.19	15.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3E3	464	0.040
000090	090894	Ma	1225	1	32	3	6	7.36	39.88	7.04	17.98	14.86	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3E3	534	5.178
000091	090894	Ma	1226	1	31	3	6	6.94	35.38	6.89	15.04	13.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3E3	354	4.069
000092	090894	Ma	1228	1	33	3	6	6.45	43.25	8.48	16.11	18.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3E3	664	2.109
000093	090894	Ma	1229	1	32	3	6	5.12	37.48	6.90	16.02	14.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3E3	444	9.025
000094	090894	Ma	1231	1	32	3	6	6.78	40.87	8.17	15.70	17.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3E3	574	5.211
000095	090894	Ma	1232	1	32	3	6	6.45	38.60	7.11	16.19	15.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3E3	484	1.394
000096	090894	Ma	1234	1	31	3	6	6.47	38.31	6.46	16.22	15.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3E3	474	2.180
000097	090894	Ma	1235	1	29	3	6	7.20	35.23	6.49	15.75	12.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3E3	384	4.844
000761	090894	Ma	1256	1	83	2	5	5.65	7.75	2.40	5.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2E3	01	0.192	

Preguntar que se quiere resaltar en el cuadro rojo.

• Determinación del efecto de las cargas transmitidas por los diferentes ejes sobre un pavimento flexible

Uno de los factores de diseño que presenta mayor variabilidad es el correspondiente al efecto de las cargas que transmiten los vehículos.

Cualquier observador, por más inexperto que sea en el área de pavimentos, no puede dejar de notar que por una sección dada de pavimento circulan diariamente un sinnúmero de tipos de vehículos, y un mayor número de tipos de carga: observará para un mismo tipo de camión que algunos circularán vacíos, otros cargados con cemento, otros con cerveza, otros con materiales de construcción, etc.; además la condición de variabilidad descrita se repetirá para cada tipo de camión sobre la vía.

El texto de la lámina es suficientemente explicativo acerca de la determinación del efecto de las cargas transmitidas por los diferentes ejes sobre un pavimento flexible.

• Determinación del efecto de las cargas transmitidas por los diferentes ejes sobre un pavimento flexible

Es necesario, en consecuencia, transformar toda esa gama de realidades de formas e intensidades de carga, en un valor que los represente y que sea simplemente obtenible y manejable. Por esta razón se definió un "Eje Patrón" que representa la carga estándar, o normalizada.

En Venezuela, como en la gran mayoría de los países occidentales, este "eje patrón" contempla una carga por eje simple de cuatro ruedas de 8.200 kg (80 KN ó 18.000 libras)

Adicionalmente fue necesario asignar a este eje patrón un valor del efecto que causaba al pasar sobre un pavimento, este efecto se conoce como "factor daño", y para una carga patrón de 18 kips, sobre un eje simple de cuatro ruedas (o ruedas morochas), se le asignó un valor unitario, es decir cada vez que un eje simple de 18.000 lbs pasa sobre una sección de un pavimento flexible, causa sobre ese pavimento un daño igual a uno (1).

El texto de la lamina es suficientemente explicativo acerca de la determinación del efecto de las cargas transmitidas por los diferentes ejes sobre un pavimento flexible

• Determinación del efecto de las cargas transmitidas por los diferentes ejes sobre un pavimento flexible

Como consecuencia de esta simplificación surge la definición de los "Factores de equivalencia de cargas", que "son valores numéricos que definen el daño que causa el paso de un vehículo, o eje determinado, sobre una sección de pavimento en una manera relativa al daño que el vehículo, o eje patrón, causa al pasar sobre la misma sección de pavimento".

Dicho de otra manera, los "Factores de Equivalencia" transforman las repeticiones de un eje cualquiera, a un número de repeticiones del eje patrón que causan el mismo efecto daño sobre el pavimento que el daño causado por ese eje cualquiera.

El texto de la lamina es suficientemente explicativo acerca de la determinación del efecto de las cargas transmitidas por los diferentes ejes sobre un pavimento flexible

Efecto de la carga de los vehículos

Flexible Pavement ESAL Equation

At first glance, this equation looks quite complex - it is.

$$\frac{W_x}{W_{18}} = \left[\frac{L_{18} + L_{2s}}{L_x + L_{2x}} \right]^{4.79} \left[\frac{10^{G/\beta_x}}{10^{G/\beta_{18}}} \right] [L_{2x}]^{4.33}$$

Where: W = axle applications inverse of equivalency factors (where W_{18} = number of 18,000 lb (80 kN) single axle loads)

L_x = axle load being evaluated (kips)

L_{18} = 18 (standard axle load in kips)

L_2 = code for axle configuration

- 1 = single axle
- 2 = tandem axle
- 3 = triple axle (added in the 1986 AASHTO Guide)
- x = axle load equivalency factor being evaluated
- s = code for standard axle = 1 (single axle)

En la lámina se explica la ecuación de Cargas Equivalentes por eje, donde W es el número de ejes (y W_{18} es el número de cargas equivalentes a 18000 lbs) L_x es la carga a ser estudiada (en kips), L_{18} es igual a 18 (por ser la carga estándar en kips) y L_2 es el código para la configuración de los ejes como se observa en la leyenda presentada en la lámina.

• Determinación del efecto de las cargas transmitidas por los diferentes ejes sobre un pavimento flexible

Los "Factores de Equivalencia" para los ejes simples y tándem (dobles y triples) son los derivados empíricamente en el Ensayo Vial AASHO en función no solo de la magnitud de la carga y la configuración del eje que la transmite al pavimento, sino también del tipo de pavimento (flexible o rígido), del espesor del pavimento y de la condición final de calidad de rodaje del pavimento para el momento final del periodo de diseño y obedecen, en una forma muy simplificada, a la relación exponencial siguiente:

El texto de la lámina es suficientemente explicativo acerca de la determinación del efecto de las cargas transmitidas por los diferentes ejes sobre un pavimento flexible. En esta lámina en particular se discuten los factores de equivalencia para ejes simples y tándem y su dependencia no sólo de la carga sino del tipo de pavimento, su espesor y de la condición final de calidad de rodaje.

• Determinación del efecto de las cargas transmitidas por los diferentes ejes sobre un pavimento flexible

Factor de equivalencia = [Carga en eje / Carga normalizada]^4

Si se establece como carga normalizada los valores de 6.6 ton en eje simple de dos ruedas, de 8.2 ton en ejes simple de cuatro ruedas y ejes tandem dobles, y de 23 ton en eje tandem triple, los "factores de equivalencia" toman las expresiones aproximadas siguientes:

$$(Fei \text{ simple de dos ruedas}) = (Carga \text{ por eje } (i) / 6.6)^4 \quad (E-2)$$

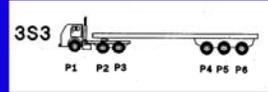
$$(Fei \text{ simple de cuatro ruedas}) = (Carga \text{ por eje } (i) / 8.2)^4 \quad (E-3)$$

$$(Fei \text{ doble}) = (0,57 * Carga \text{ por eje doble } (i) / 8.2)^4 \quad (E-4)$$

$$(FEitriple) = (Carga \text{ por eje triple } (t) / 23)^{4,22} \quad (E-5)$$

En esta lámina se presentan las distintas ecuaciones para el cálculo de los factores de equivalencia en función a la carga por eje y un exponente dado.

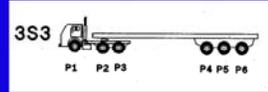
Ejemplos de cálculo de los FE
Semitrailer 3S3 con peso total de 48t:



Eje individual	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Eje 6
Carga (Ton)	5,76	7,68	9,12	8,16	10,56	6,72
Eje de carga	Simple dos ruedas	Tandem doble (Eje 2 + eje 3)		Tandem triple (eje 4 + eje 5 + eje 6)		
Toneladas en eje de carga	5,76	16,80		25,44		
Factor de equivalencia	0,58	1,86		1,53		
Ejes equivalentes causados por el paso de este vehículo (Factor daño)	$(0,58 + 1,86 + 1,53) = 3,97$ <i>Es decir que el paso de este camión causa el mismo daño sobre el pavimento que el causaría un "camión virtual de 3,97 ejes simples de cuatro ruedas, cada eje cargado con 8,2 toneladas</i>					

En esta lámina se muestra un ejemplo de estimación de ejes equivalentes. Con las fórmulas presentadas en la lámina anterior se calculan los factores de equivalencia sumando las cargas por ejes y entonces la suma de los factores de equivalencia nos da a conocer que el daño producido por esta camión en particular será equivalente al daño que causaría un camión virtual de 3.97 ejes simples de cuatro ruedas, cada uno cargado con 18.000 lbs.

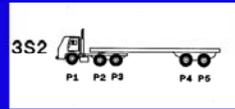
Ejemplos de cálculo de los FE
Semitrailer 3S3 con peso total de 96t:



Eje individual	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Eje 6
Carga (Ton)	11,52	15,36	18,24	16,32	21,12	13,44
Eje de carga	Simple dos ruedas	Tandem doble (Eje 2 + eje 3)		Tandem triple (eje 4 + eje 5 + eje 6)		
Toneladas en eje de carga	11,52	33,60		50,88		
Factor de equivalencia	9,28	29,76		28,52		
Ejes equivalentes causados por el paso de este vehículo (Factor daño)	$(9,28 + 29,76 + 28,52)$ 67,56 Es decir que el paso de este camión causa el mismo daño sobre el pavimento que el causaría un "camión virtual de 67,56 ejes simples de cuatro ruedas, cada eje cargado con 8,2 toneladas. La carga, en este ejemplo se dobló, pero el efecto daño fue prácticamente 16 veces mayor.					

En este ejemplo se modifican las cargas sólo multiplicándolas por 2, pero se concluye que su efecto es 16 veces más nocivo que el caso anterior, lo que demuestra que la relación entre las cargas y el daño que producen NO es lineal.

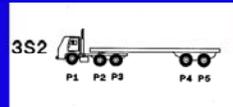
**Ejemplos de cálculo de los FE
Semitrailer 3S2 con peso total de 55t:**



Eje individual	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5
Carga (Ton)	6,60	8,25	10,45	16,24	13,46
Eje de carga	Simple dos ruedas	Tandem doble (Eje 2 + eje 3)		Tandem doble (Eje 4 + eje 5)	
Toneladas en eje de carga	6,60	18,70		29,70	
Factor de equivalencia	1,00	2,86		18,17	
Ejes equivalentes causados por el paso de este vehículo (Factor daño)	$(1,00 + 2,86 + 18,17)$ 22,03 <i>Es decir que el paso de este camión causa el mismo daño sobre el pavimento que el causaría un "camión virtual de 22,03 ejes simples de cuatro ruedas, cada eje cargado con 8,2 toneladas.</i>				

En esta lámina se muestra el mismo ejemplo para un Semitrailer 3S2, con el mismo procedimiento. De acuerdo a los ejes, se agrupan de modo de acomodar en la figura del vehículo y se selecciona la fórmula específica para cada caso. Se observa entonces que este camión, cargado como está, causa un daño que causa un camión virtual de 22.03 ejes simples de cuatro ruedas, cada uno cargado con 18 kips

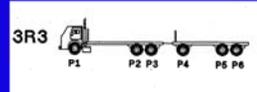
**Ejemplos de cálculo de los FE
Semitrailer 3S2 (N° 40) con peso total de 46,73 t:**



Eje individual	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5
Carga (Ton)	5,80	8,10	9,03	12,00	11,80
Eje de carga	Simple dos ruedas	Tandem doble (Eje 2 + eje 3)		Tandem doble (Eje 4 + eje 5)	
Toneladas en eje de carga	5,80	17,13		23,80	
Factor de equivalencia	0,60	2,01		7,49	
Ejes equivalentes causados por el paso de este vehículo (Factor daño)	$(0,60 + 2,01 + 7,49)$ 10,10 <i>Es decir que el paso de este camión causa el mismo daño sobre el pavimento que el causaría un "camión virtual de 10,103 ejes simples de cuatro ruedas, cada eje cargado con 8,2 toneladas.</i>				

En esta lámina se muestra el mismo ejemplo para un Semitrailer 3S2, con el mismo procedimiento. De acuerdo a los ejes, se agrupan de modo de acomodar en la figura del vehículo y se selecciona la fórmula específica para cada caso. Se observa entonces que este camión, cargado como está, causa un daño que causa un camión virtual de 10.10 ejes simples de cuatro ruedas, cada uno cargado con 18 kips

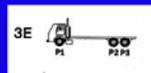
Ejemplos de cálculo de los FE
Remolque 3R3 con peso total de 55t:



Eje individual	Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Eje 6
Carga (Ton)	4,95	8,25	8,25	12,65	10,45	10,45
Eje de carga	Simple dos ruedas	Tandem doble (Eje 2 + eje 3)		Simple cuatro ruedas	Tandem doble (Eje 5 + eje 6)	
Toneladas en eje de carga	4,95	16,50		12,65	20,90	
Factor de equivalencia	0,32	1,73		5,66	4,46	
Ejes equivalentes causados por el paso de este vehículo (Factor daño)	$(0,32 + 1,73 + 5,66 + 4,46)$ 12,17					
	<i>Es decir que el paso de este camión causa el mismo daño sobre el pavimento que el causaría un "camión virtual de 12,17 ejes simples de cuatro ruedas, cada eje cargado con 8,2 toneladas.</i>					

En esta lámina se muestra el mismo ejemplo para un Remolque 3S3, con el mismo procedimiento. De acuerdo a los ejes, se agrupan de modo de acomodar en la figura del vehículo y se selecciona la fórmula específica para cada caso. Se observa entonces que este camión, cargado como está, causa un daño que causa un camión virtual de 12.17 ejes simples de cuatro ruedas, cada uno cargado con 18 kips

Ejemplos de cálculo de los FE
Autobús O3E con peso total de 20t:



<i>Eje Individual</i>	<i>Eje 1</i>	<i>Eje 2</i>	<i>Eje 3</i>
<i>Carga (Ton)</i>	4,80	7,60	7,60
<i>Eje de carga</i>	<i>Simple dos ruedas</i>	<i>Tandem doble (Eje 2 + eje 3)</i>	
<i>Toneladas en eje de carga</i>	4,80	15,20	
<i>Factor de equivalencia</i>	0,28	1,25	
<i>Ejes equivalentes causados por el paso de este vehículo (Factor daño)</i>	$(0,28 + 1,25)$ 1,53 <i>Es decir que el paso de este camión causa el mismo daño sobre el pavimento que el causaría un "camión virtual de 1,53 ejes simples de cuatro ruedas, cada eje cargado con 8,2 toneladas.</i>		

En esta lámina se muestra el mismo ejemplo para un Autobús O3E, con el mismo procedimiento. De acuerdo a los ejes, se agrupan de modo de acomodar en la figura del vehículo y se selecciona la fórmula específica para cada caso. Se observa entonces que este camión, cargado como está, causa un daño que causa un camión virtual de 1.53 ejes simples de cuatro ruedas, cada uno cargado con 18 kips

Ejercicio de pesaje de camiones

Instituto
Curso Método ADITTO-93
EJERCICIOS DE TRANSITO
1. Autopeña José Antonio Páez, Tramo Agua Blanca-La Chorrera, Estación Portuguesa y Copées.

Características de la vía: 5 carriles de 3,65 c/c, por sentido de circulación.

2. Pesaje en Tramo San Carlos-La Chorrera - Sentido Agua Blanca-La Chorrera.
Fecha del pesaje: Lunes 16 y Martes 17 de octubre de 2000

No. del Pesaje	Tipo camión	Peso total	Carga en toneladas métricas						
			Eje 1	Eje 2	Eje 3	Eje 4	Eje 5	Eje 6	Eje 7
1	2RDCamión	4.840	2.000	2.840					
2	2RDCamión	20.000	7.600	7.200	5.600				
3	2RDCamión	5.160	1.920	3.240					
4	2RDCamión	3.740	2.480	3.260					
5	3R2	18.744	2.256	3.128	3.128	5.100	5.100		
6	2RDCamión	6.240	2.650	4.190					
7	2RDCamión	28.488	8.900	11.074	8.581				
8	3S2	27.848	2.688	3.608	3.800	6.272	6.272		
9	2RDCamión	7.716	3.180	4.024					
10	2RDCamión	7.184	2.684	4.192					
11	2RDCamión	7.632	3.280	4.344					
12	2RDCamión	8.860	3.376	4.640					
13	2RDCamión	7.180	2.760	4.430					
14	2RDCamión	28.488	7.280	11.648	9.268				
15	3S2	28.660	3.360	4.760	4.260	7.840	7.840		
16	2RDCamión	8.120	3.344	4.776					
17	2RDCamión	7.188	2.244	4.840					
18	2RDCamión	6.604	3.576	5.024					
19	2S3	14.800	1.776	5.012	2.864	2.864	2.864		
20	2RDCamión	7.964	2.816	5.088					
21	2RDCamión	8.208	3.024	5.184					
22	2RDCamión	7.024	1.888	5.244					
23	2RDCamión	4.200	2.510	6.490					
24	2RDCamión	12.000	4.238	4.371	3.391				
25	3S2	34.272	4.032	5.712	5.712	9.408	9.408		
26	2RDCamión	9.224	3.400	6.824					
27	2RDCamión	9.200	3.588	6.588					
28	2RDCamión	9.440	3.748	6.072					
29	3S2	37.128	4.368	6.188	6.156	10.192	10.192		
30	2S3	18.240	2.188	6.012	3.280	3.280	3.280		
31	2RDCamión	8.782	2.312	6.440					
32	3S2	38.168	4.608	6.528	6.528	10.752	10.752		
33	3S3	44.000	3.860	6.600	6.600	10.120	8.360	8.360	
34	2RDCamión	9.024	2.384	6.640					
35	2RDCamión	12.960	4.576	4.712					
36	2RDCamión	11.536	4.840	6.696					
37	2RDCamión	9.248	2.448	6.800					
38	2S3	20.000	2.400	6.800	3.600	3.600	3.600		
39	3R4	48.400	4.640	6.960	6.960	6.960	6.960	6.960	6.960
40	3S2	44.888	5.288	7.488	7.488	12.400	12.400		
41	3S3	43.248	6.408	7.488	7.488	7.072	7.072	8.840	
42	3R3	57.600	5.184	8.640	8.640	13.248	10.944	10.944	
43	2S3	28.320	3.158	8.848	4.738	4.738	4.738		
44	3S2	53.856	6.336	8.976	8.976	14.784	14.784		
45	2R3	31.200	6.272	9.080	7.660	3.712	4.528		
46	2S3	28.600	3.552	10.064	5.328	5.328	5.328		
47	2S2	33.600	3.688	10.416	10.080	9.408			
48	2S3	31.200	3.744	10.608	9.616	5.816			
49	2R3	39.724	7.801	11.388	9.804	4.805	5.876		
50	2S3	33.600	4.032	11.424	6.048	6.048	6.048		
51	2RDCamión	14.864	2.624	12.272					
52	2S3	38.400	4.808	13.056	6.812	6.812	6.812		
53	2RDCamión	20.780	4.488	14.134					
54	2S3	48.800	5.600	16.240	8.784	8.784	8.784		

En esta figura se muestra la manera en la que se hace la presentación de pesaje de camiones. En esta planilla se detalla cada vehículo (de acuerdo a su tipología o número de ejes distribuidos de distintas maneras) pesado y su peso por eje. Se observan que los camiones que más circulan esta vía son los de 5 ejes, que son los 3S2 y 2S3

• Utilización de la información de tránsito para el diseño de pavimentos

La información de tránsito que interesa al proyectista de pavimentos debe comprender:

- el volumen de tránsito, es decir el número de vehículos que utilizará la facilidad vial*
- la composición del tránsito, es decir la identificación y número de los tipos de vehículos que circularán sobre el pavimento*
- la intensidad de la carga, lo cual significa el determinar el peso de los vehículos vacíos más el de la carga que transportan*
- la configuración de los ejes que transmiten las cargas al pavimento*
- el canal de circulación que servirá como patrón de diseño*

En la lámina que se presenta se pueden observar las distintas variables que son importantes para el proyectista de pavimentos. No se podría decir que unas son más importantes que las otras, pues todas son de suma importancia y básicas para el entendimiento del correcto diseño de un pavimento

• Utilización de la información de tránsito para el diseño de pavimentos

La información de tránsito que interesa al proyectista de pavimentos debe comprender:

- *La tasa de crecimiento interanual*
- *El número de días por año en que circulará el tránsito correspondiente al "flujo característico", es decir a un volumen, composición y carga definido*
- *El número de años en que se espera que se aplicarán las cargas de diseño*
- *Diferencias del tránsito por sentido de circulación*

Al igual que la lámina anterior, en esta lámina también se pueden observar las distintas variables que son importantes para el proyectista de pavimentos. No se podría decir que unas son más importantes que las otras, pues todas son de suma importancia y básicas para el entendimiento del correcto diseño de un pavimento

• Utilización de la información de tránsito para el diseño de pavimentos

• Volumen de tránsito

El número de vehículos que circulará sobre la vía será determinado, tal como ha sido ya señalado, en función de las estadísticas y estudios de tránsito, y/o mediciones reales de campo. Debe conocerse tanto el volumen para el año inicial de diseño, como la tasa de crecimiento interanual para el período de diseño.

• Composición del tránsito

El número de vehículos de pasajeros, el número y tipo de vehículos pesados es obtenido también de los conteos y proyecciones de tráfico. En la Tabla I se presentaron los tipos de vehículos de carga más comunes en Venezuela

En esta lámina se presentan los conceptos de volumen de tránsito y composición de tránsito, que son importantes para el diseño de pavimentos ya que así pueden conocerse las cargas de los vehículos que circularán la vía y de igual manera es importante conocer la tipología de los vehículos ya que no todos tienen el mismo efecto sobre la estructura del pavimento debido a las diversas cargas que puede presentar cada vehículo.

• Utilización de la información de tránsito para el diseño de pavimentos

• Intensidad de carga

El total del peso del vehículo, tanto vacío como cargado, según sea el caso, también se obtiene en las "Estaciones de pesaje", mediante el uso de un sistema de balanzas que permiten determinar tanto el peso bruto total, como el peso en cada uno de los ejes del vehículo. En la tabla I se presentaron las cargas máximas para cada uno de los diversos tipos de vehículos pesados. Mas adelante se tocará el tema referente a la carga que transmiten los cauchos sobre el pavimento

• Configuración de los ejes que transmiten las cargas al pavimento

Una de las piezas de información más importantes en cuanto al tráfico se refiere, es la manera como se aplicará la carga sobre el pavimento, es decir cuantos ejes, y de qué tipo son esos ejes (número de ruedas por eje, número de ejes, separación entre ejes, presión de inflado, etc.)

En esta lámina se presentan los conceptos de intensidad de carga y configuración de los ejes que transmiten las cargas al pavimento. La importancia de estos conceptos radica en que, por ejemplo, en la intensidad de carga, es responsable por informar de la carga total del vehículo o por ejes. En cuanto a la configuración de los ejes, es importante saberlo porque un eje, por ejemplo, simple, no hará el mismo daño que uno tandem doble o triple.

- **Utilización de la información de tránsito para el diseño de pavimentos**

- **Canal de circulación que servirá como patrón de diseño**

Es necesario, además conocer como se distribuirá el flujo de vehículos en ambos sentidos de la vía. A tal efecto se aplican los siguientes conceptos:

- **Tránsito Balanceado:** *se denomina así cuando la composición, volumen e intensidad de carga en una vía es similar en ambas direcciones.*

- **Tránsito Desbalanceado:** *se denomina al tránsito como desbalanceado cuando la definición anterior en la circulación del tráfico en la vía no se cumple.*

El canal de circulación que servirá como patrón de diseño se refiere a cómo se distribuirá el flujo de vehículos en ambos sentidos de la vía. Los conceptos que se presentan son bastante claros de por sí

• Utilización de la información de tránsito para el diseño de pavimentos

• **Canal de Diseño:** es aquel canal de una vía que estará sometido a las condiciones más severas de carga y por lo tanto será el que controle el diseño del pavimento.

En una carretera de dos vías con tránsito balanceado, es cualquiera de los dos canales de circulación. En una vía de varios canales, el Canal de Diseño corresponderá, normalmente, al canal de circulación lenta del sentido más cargado, a menos que exista una información de tránsito que permita conocer específicamente cual será ese canal más cargado. En vías de múltiples canales con isla central y tránsito desbalanceado, puede seleccionarse un canal de diseño para cada sentido.

en esta lámina se presenta el concepto de canal de diseño, que es aquel para el que se prevén las condiciones de carga mas severas. Usualmente se utiliza un solo canal como de diseño cuando el tránsito es balanceado y un canal por sentido cuando el tránsito es desbalanceado, con isla central y varios canales.

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{t18}) para el diseño de pavimentos

La determinación de las cargas que actuarán sobre un pavimento, en su período de diseño, se basa en la aplicación de la Ecuación E-6

$$REE = W_{t18} = EEO * \{(1+TC)^n - 1\} / TC \quad (E-6)$$

en donde:

- REE = cargas equivalentes totales en el período de diseño
- EEO = cargas equivalentes acumuladas en el primer año de diseño
- TC = tasa de crecimiento interanual del tránsito en el periodo "n"
- n = periodo de diseño (en años)

En esta lámina se presenta la fórmula a ser utilizada para el cálculo de las cargas equivalentes para el diseño de pavimentos. Para este cálculo se utilizan las cargas equivalentes acumuladas en el primer año de diseño y el segundo factor se denomina Factor de Crecimiento (FC), que depende de la tasa de crecimiento interanual y de un periodo de diseño.

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{118}) para el diseño de pavimentos

Por otra parte, EE_o es igual a:

$$EE_o = PDT_o * \%V_p * FC * f_{ds} * f_{uc} * A * D \quad (E-7)$$

en donde:

PDT_o = volumen diario del total de vehículos (livianos + pesados), para cualquier día el año inicial de diseño.

$\%V_p$ = número de vehículos pesados, expresado en forma decimal, como porcentaje del PDT.

El resultado de la expresión $PDT_o * \%V_p$ se define como VTP y es igual al volumen diario de tráfico pesado (o número de camiones) para el año inicial de diseño

En esta lámina se presenta, por otra parte, el cálculo de las cargas equivalentes acumuladas en el primer año de diseño. En esta ecuación se tienen distintos factores que ya conocemos, como el PDT y el porcentaje de vehículos pesados (expresado en forma decimal para el propósito de esta ecuación).

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{18}) para el diseño de pavimentos

$$EEo = PDT_o * \%V_p * FC * f_{ds} * f_{uc} * A * D \quad (E-7)$$

Por otra parte, uno de los valores más importantes es el que corresponde al término "FC", el cual se define como "Factor camión", y es igual al número de cargas equivalentes promedio por camión, y se obtiene dividiendo el valor obtenido al sumar el total de cargas equivalentes de cada camión, de un número dado de camiones que circulan por una sección de carretera, entre el número total de camiones considerados en la sumatoria de los ejes equivalentes.

El Factor Camión es una constante característica de la distribución de frecuencia de eje por rango de carga e independiente del número de vehículos; es decir no depende del número de camiones a partir de los cuales se determine, pero sí de la conformación, o distribución de los diversos camiones dentro del total del tráfico pesado diario de la vía en estudio.

El texto de la lamina es suficientemente explicativo. Se presenta uno de los términos de la ecuación para el calculo de los ejes equivalentes, el Factor Camión

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{18}) para el diseño de pavimentos

$$EEo = PDT_o * \%V_p * FC * f_{ds} * f_{uc} * A * D \quad (E-7)$$

El Factor Camión permanece constante si la distribución de los tipos y cargas de los camiones permanece invariable.

Por lo contrario, si se modifica en algo el porcentaje de vehículos cargados, o el tipo de carga, o los tipos de camiones dentro del total de vehículos diarios, el FC se variará con respecto al anterior.

El texto de la lamina es suficientemente explicativo. Se presenta uno de los términos de la ecuación para el calculo de los ejes equivalentes, el Factor Camión

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{18}) para el diseño de pavimentos

$$EEo = PDT_o * \%V_p * FC * \text{fds} * fuc * A * D$$

Factor de distribución por sentido (fds)

El factor de distribución por sentido (fds) permite cuantificar la fracción del total del tránsito que circulará en el sentido de diseño, y sus valores son los que se indican en la Tabla 7.

Tabla 7: Valores del Factor de distribución por sentido

Modo de medición del PDT	Valor del fds
En ambos sentidos	0,50
Por sentido de circulación	1,00

El texto de la lamina es suficientemente explicativo. Se presenta uno de los términos de la ecuación para el cálculo de los ejes equivalentes, el Factor de distribución por sentido o fds. Se observa como el fds cambia dependiendo de cómo se hayan recolectado los datos: en un sentido de la vía o en ambos

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{18}) para el diseño de pavimentos

$$EEo = PDT_o * \%V_p * FC * f_{ds} * f_{uc} * A * D$$

Factor de utilización de canal (fuc)

Este valor permite asignar al canal de diseño, la fracción del total de vehículos que circulará por este canal.

En Venezuela tradicionalmente sus valores han sido los siguientes —para el tránsito ya asignado al sentido de circulación:

- (a) para un canal por sentido, $f_{uc}=1,0$
- (b) para dos canales por sentido, $f_{uc}=0,90$; y
- (c) para tres o mas canales por sentido, $f_{uc} = 0,80$.

En esta lámina se presenta el Factor de utilización de canal o fuc. Para resultados más exactos a la hora de los cálculos, en la siguiente lámina se presenta una tabla de donde puede obtenerse un valor de fuc mas exacto.

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{118}) para el diseño de pavimentos

Factor de utilización de canal (fuc)

Mejor que los valores anteriores, es el empleo de la Tabla 8:

PDT en un solo sentido	Vía de dos (2) canales por sentido de circulación		Vía de más de dos (2) canales por sentido de circulación		
	Canal rápido	Canal lento	Canal(es) rápido(s)	Canal central	Canal lento
2.000	0,06	0,94	0,06	0,12	0,82
4.000	0,12	0,88	0,06	0,18	0,76
6.000	0,15	0,85	0,07	0,21	0,72
8.000	0,18	0,82	0,07	0,23	0,70
10.000	0,19	0,81	0,07	0,28	0,68
15.000	0,23	0,77	0,07	0,28	0,65
20.000	0,25	0,75	0,07	0,30	0,63
25.000	0,27	0,73	0,07	0,32	0,61
30.000	0,28	0,72	0,08	0,33	0,59
35.000	0,30	0,70	0,08	0,34	0,58
40.000	0,31	0,69	0,08	0,35	0,57
50.000	0,33	0,67	0,08	0,37	0,55
60.000	0,34	0,66	0,08	0,39	0,53
70.000	-	-	0,08	0,40	0,52
80.000	-	-	0,08	0,41	0,51
>100.000	-	-	0,09	0,42	0,49

La tabla presenta unos valores de “fuc” no solo en función del número de canales por sentido, sino también del número de vehículos totales que circulan por el sentido de diseño

En caso de, por ejemplo, tener un PDT igual a 5000 el fuc se interpolará entre los dos valores más cercanos, es decir, de 4000 y 6000

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{18}) para el diseño de pavimentos

$$EEo = PDT_o * \%V_p * FC * f_{ds} * f_{uc} * A * D$$

Factor de Ajuste por Tránsito Desbalanceado (A)

Este factor reconoce que, cuándo la medición de los volúmenes de tránsito se hace por ambos sentidos, lo normal es que uno de los polos generadores de tránsito resulte con un mayor número de vehículos, y con mayor carga, que el otro polo.

La siguiente tabla presenta los valores tradicionalmente empleados en Venezuela, así como los resultantes de las mediciones obtenidas en investigaciones de tránsito en Venezuela.

El texto de la lámina es suficientemente explicativo. Se presenta uno de los términos de la ecuación para el cálculo de los ejes equivalentes, el Factor de ajuste por tránsito desbalanceado o A.

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{18}) para el diseño de pavimentos

Tabla 9
Factores de Ajuste por Tránsito Desbalanceado (A)

Tipo de tránsito, con conteo en ambos sentidos	Factor de Ajuste (A)
Tránsito desbalanceado en la mayoría de las vías (Nota 1)	1,05 – 1,35 (1,20 valor más común)
Tránsito desbalanceado en vías mineras (Nota 1)	1,90
Tránsito desbalanceado en la mayoría de las vías (Nota 2)	1,03 – 1,53 (1,23 valor promedio)
Vías con tránsito balanceado, o conteo y pesaje por sentido y en cada sentido.	1,00

Nota 1: fuente: Ing. Luis Salamé R. "Método Venezolano para el Diseño de Pavimentos Flexibles".
Nota 2: fuente: elaboración propia

Nota: Para una vía de un solo canal, el valor que se utiliza a menudo es de 1.20, mientras que para vías de mas de un canal se utiliza 1.23 como valor común

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{118}) para el diseño de pavimentos

$$EEo = PDT_o * \%Vp * FC * fds * fuc * A * D$$

Número de días por año en que las variables anteriores son aplicables (D)

En Venezuela se ha venido aplicando la fórmula para la estimación de las cargas totales acumuladas en el período de diseño, para un total de 365 días por año, lo cual es válido cuando se considera que:

(a) el valor de PDT ha sido determinado para el promedio de, al menos los siete días de la semana, es decir tanto los días laborables (Lunes a Viernes), como los Sábados y Domingos, y

(b) que las condiciones restantes del tránsito (%Vp, FC, etc.) se aplican a lo largo de los 365 días.

El texto de la lámina es suficientemente explicativo. Se presenta uno de los términos de la ecuación para el cálculo de los ejes equivalentes: D o número de días por año en que las variables anteriores son aplicables. Usualmente se utiliza 365, el número de días en un año

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{118}) para el diseño de pavimentos

$$EEo = PDT_o * \%V_p * FC * fds * fuc * A * D$$

Número de días por año en que las variables anteriores son aplicables (D)

En la mayoría de los casos estas dos premisas no se cumplen a lo largo del año: es suficiente destacar las carreteras en zonas agrícolas, en las cuales hay meses de siembra y meses de cosecha y transporte; es evidente que en ambos lapsos no se aplican las mismas cargas, ni circulan los mismos números de camiones.

Es conveniente, en consecuencia, comenzar a diferenciar en, al menos, días de trabajo (Lunes a Viernes) y días de descanso (Sábados y Domingos), y aplicar a cada grupo de días los correspondientes valores de las otras variables independientes que han sido citadas.

En esta lámina se muestra la diferenciación en el parámetro D para aquellas vías, por ejemplo, en zonas agrícolas. Para este caso el procedimiento es distinto y se deben diferenciar días laborables de no laborables y aplicar los factores discutidos en láminas anteriores

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{18}) para el diseño de pavimentos

$$EEo = PDT_o * \%Vp * FC * fds * fuc * A * D$$

Número de días por año en que las variables anteriores son aplicables (D)

La misma situación sucede en cualquier otra vía: un menor número de camiones transita los fines de semana y los días feriados, ya que los conductores de estos vehículos también toman su descanso de sábados y Domingos.

Conviene, en consecuencia, comenzar a diferenciar cada una de las variables independientes de tránsito para estos dos grupos de días: PDT, %Vp, y Factor Camión.

En esta lámina se concluye que ya que en todas las vías la situación de tránsito no es la misma en días laborables y no laborables, se debe hacer una distinción en los otros factores que componen la ecuación.

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{18}) para el diseño de pavimentos

Factor de Crecimiento (F):

Es un factor que toma en cuenta la variación del volumen de tránsito en el período de diseño considerado, y se utiliza para determinar las cargas equivalentes acumuladas. Los valores del Factor de Crecimiento (F) se presentan en la Tabla IX, y son función de la Tasa de Crecimiento (TC o "r") y del período de diseño (n), en años.

El Factor de crecimiento se calcula a partir de cualquiera de las expresiones siguientes:

$$F = \{ (1 + TC)^n - 1 \} / TC$$

O también:

$$FC = \{ (1 + r)^n - 1 \} / (\ln (1+r))$$

El factor de crecimiento, que ya lo hemos observado en el cálculo del número de cargas equivalentes, se presenta formalmente en esta lámina. Como se dijo anteriormente, este factor depende directamente de la tasa de crecimiento interanual y del periodo de diseño para el cual se proyecta la vida útil de la estructura del pavimento

• Metodología para la estimación del Número de Cargas Equivalentes (REE o W_{118}) para el diseño de pavimentos

Factor de Crecimiento (F):

La tasa de crecimiento interanual (TC), permite integrar el crecimiento del tránsito a lo largo del período de diseño, y en el caso de que no pueda ser obtenido de los registros históricos de tránsito, pueden emplearse los resultados de mediciones en el año 1993 que arrojan los resultados que se presentan en la siguiente tabla:

Valores de Tasa de Crecimiento Interanual

Criterio estadístico	Valor
Promedio	4,20 %
Desviación estándar	1,80%
Valor mínimo	0,24%
Valor máximo	8,28%

Fuente: Corredor, Gustavo: V Jornadas de Vialidad y Transporte, Valencia 1998

En esta lámina se presenta la segunda manera de obtener el valor de la tasa de crecimiento, que es a través de los resultados de las mediciones en el año 1993, en el que se presenta el promedio y los porcentajes de ajuste estadísticos

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones.

En Venezuela, tal como ha sido señalado en varias oportunidades anteriores, puede ocurrir que la información de tránsito no está disponible, o no puede ser actualizada fácilmente. El Ingeniero siempre podrá realizar conteos clasificados, aun cuando sea por el método visual, pero si no dispone de balanzas evidentemente no podrá pesar los vehículos. Esta situación es muy común en nuestro país.

Esta situación puede presentarse, por otra parte, cuando se requiere una estimación rápida del número de cargas equivalentes aproximadas, para realizar la determinación de los espesores de un pavimento a los fines de anteproyecto, o de decisiones administrativas de programación de inversiones anuales.

En esta lámina se presenta el concepto de la estimación del factor camión en caso de que no se pueda encontrar la información o simplemente no esté actualizada. La desventaja de la estimación del FC radica en que si no se disponen de los datos ni de las balanzas adecuadas, no se puede hacer el pesaje correspondiente y eso afectará los espesores del pavimento y por ende el costo de inversión de la obra

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones.

Para lograr en estos casos la determinación de los valores del Factor Camión, el proyectista podrá utilizar una de varias tablas que proporcionan valores de FC en función de ciertos niveles de información, los cuales se señalan en cada tabla en particular.

Estas tablas fueron inicialmente (1982) elaboradas por los Ings. Luis Salamé, Andrés Pinaud, William Stalhuth y Arturo Carvajal, durante el desarrollo del "Método Venezolano para el Diseño de Pavimentos Flexibles para Carreteras", y han facilitado enormemente el trabajo de los ingenieros de pavimentos. Hoy en día han sido actualizadas a través de Trabajos Especiales de Grado desarrollados en las Universidades Santa María y Metropolitana en Caracas

En esta lámina se presenta la metodología de la obtención del FC en caso de no disponer de la información necesitada, que fue producto de la investigación de algunos ingenieros, que ha facilitado enormemente el diseño de pavimentos en un país como Venezuela donde ha mermado en gran cantidad la obtención de información de tránsito.

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones.

Es indudable que, mientras sea posible, deberá recurrirse al procedimiento de calcular el valor del FC en función de la información de la distribución de Frecuencia de Ejes por Rangos de Cargas, y en el caso de que tal hecho no pueda ser logrado, el proyectista deberá aplicar su criterio para hacer la mejor selección de aquella tabla que mejor representa el nivel de información de que pueda disponer.

Se recomienda en estos casos, el tratar de realizar al menos conteos de número y tipos de vehículos, ya que los valores así obtenidos podrán ser comparados con los de las diversas tablas y tomar la decisión más conveniente, aplicando el buen juicio ingenieril y la experiencia personal

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones. Comportamiento tradicional del tránsito. (vías de tránsito pesado)

Valores de Factor Camión para vías con condición de "tránsito muy pesado"						
Tipo de camión	% en la distribución	% cargados	% vacíos	Factor Camión Vacío	Factor Camión Cargado	Factor Camión Ponderado
2RD autobús	9.35	82.45	17.55	0.13	2.01	1.68
2RD camión	51.67	83.82	16.18	0.14	5.52	4.65
O3Eautobús	0.28	87.32	12.68	0.15	1.08	0.96
O3Ecamión	13.57	80.17	19.83	0.33	10.46	8.45
2S1	0.66	33.75	66.25	0.68	13.02	4.84
2S2	4.64	79.46	20.54	0.23	12.18	9.73
2S3	0.23	91.58	8.42	0.04	11.51	10.55
3S1	0.75	37.53	62.47	1.62	11.08	5.17
3S2	9.48	94.71	5.29	0.19	15.00	14.21
3S3	6.98	95.33	4.67	0.16	10.51	10.03
2R2	0.44	72.65	27.35	0.29	13.37	9.79
2R3	0.28	89.41	10.59	0.52	19.05	17.09
3R2	0.19	83.43	16.57	0.09	12.01	10.04
3R3	0.84	98.06	1.94	0.46	14.45	14.18
3R4	0.64	96.33	3.67	0.26	12.89	12.43
Total	100.00	84.34	15.66	0.244	7.795	6.613

Fuente: Pesajes en la red vial venezolana, 1983-1995
 Procesamiento de pesaje en 96.949 camiones a través de Trabajos Especiales de Grado en USM y UNIMET, incluyendo la data original del Ing. Luis Salamá R(+) del año 1983 y pesajes realizados por el Ing. Salvador Pulido (Pisigma c.a.), en un total de 19 vías troncales de la red vial venezolana con características de tránsito muy pesado, y las Autopistas Caracas-La Guaira, Centrooccidental y Caracas-Tejerías (TO-01).

Gustavo Corredor M. 2003

En esta tabla se presentan algunos valores de FC para vías con condición de tránsito muy pesado. Como resultado de Trabajos Especiales de Grado de la USM y UNIMET, se hizo un procesamiento de pesaje en 96.949 camiones y de ello se obtuvieron los FC ponderados para los distintos vehículos de carga que circulan nuestra red vial

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones. Comportamiento tradicional del tránsito. (vías de tránsito pesado)

Valores de Factor Camión para vías con condición de "tránsito muy pesado"						
Tipo de camión	% en la distribución	% cargados	% vacíos	Factor Camión Vacío	Factor Camión Cargado	Factor Camión Ponderado
2 ejes	61.02	83.61	16.39	0.14	4.99	4.20
3 ejes	14.51	78.19	21.81	0.38	10.30	8.14
4 ejes	5.83	73.54	26.46	0.66	12.20	9.14
5 ejes	10.18	94.28	5.72	0.20	14.98	14.13
6 ejes	7.82	95.62	4.38	0.17	10.94	10.47
7 ejes	0.64	96.33	3.67	0.26	12.89	12.43
Total	100.00	84.34	15.66	0.244	7.795	6.613

Fuente: Pesajes en la red vial venezolana, 1983-1995

Gustavo Corredor M. 2003

Procesamiento de pesaje en 96.949 camiones a través de Trabajos Especiales de Grado en USM y UNIMET, incluyendo la data original del Ing. Luis Salomé R(+) del año 1983 y pesajes realizados por el Ing. Salvador Pulido (Pisigma c.a.), en un total de 19 vías troncales de la red vial venezolana con características de tránsito muy pesado, y las Autopistas Caracas-La Guaira, Centrooccidental y Caracas-Tejerías (TO-01).

Esta tabla resulta muy útil cuando se procesa la información de las Plazas de Peaje, ya que en ellas los vehículos se clasifican por "número de ejes" en vez de por tipología de vehículo. Se puede observar en esta tabla que el FC ponderado total coincide con aquel calculado en la tabla anterior conociendo la clasificación de los vehículos.

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones. Comportamiento tradicional del tránsito. (vías de tránsito medio a bajo)

Tipo de camión	% en la distribución	% cargados	% vacíos	Factor Camión Vacio	Factor Camión Cargado	Factor Camión Ponderado
2RD autobús	13.30	100.00	0.00	-	1.38	1.38
2RD camión	55.60	49.62	50.38	0.11	3.82	1.95
O3E	12.26	58.91	41.09	0.20	6.78	4.08
2S1	1.04	51.28	48.72	0.18	6.09	3.21
2S2	3.81	0.00	100.00	0.19	-	0.19
2S3	0.13	40.00	60.00	0.11	6.21	2.55
3S1	0.00	0.00	0.00	-	-	-
3S2	5.84	68.49	31.51	0.13	7.16	4.94
3S3	4.98	81.28	18.72	0.21	8.98	7.34
2R2	0.11	100.00	0.00	-	11.85	11.85
2R3	0.77	72.41	27.59	0.38	5.63	4.18
3R2	0	0	0	-	-	-
3R3	0.96	83.33	16.67	0.19	11.40	9.53
3R4	1.20	79.20	20.80	0.06	10.21	8.10
Total	100.00	59.16	40.84	0.13	4.47	2.70

Fuente: Pesajes en la red vial venezolana, 1995

Gustavo Corredor M. 1999

Procesamiento de pesaje en 3.752 camiones a través de Trabajos Especiales de Grado en USM y UNIMET, a partir de pesajes realizados por el Ing. Salvador Pulido (Pisigma c.a.), en un total de 15 vías de la red vial venezolana con características de tránsito medio a bajo.

En esta tabla se presenta, a diferencia de las dos anteriores, los FC para el caso en que no puedan pesarse los camiones con condición de tránsito de medio a bajo por clasificación de los vehículos.

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones. Comportamiento actual del tránsito.

Cambios que se notan:

(a) Camiones cisternas de transporte de cemento asfáltico y otros derivados del petróleo:

La carga neta ha sido reducida de cerca de 40 ton a 22-26 ton, lo cual significa que, con las 16 ton que pesan el camión y el tráiler, la carga total ha disminuido de 56 ton a 42 ton.

(b) Camiones semitrailers (3S2 y 3S3) transportando bobinas desde Sidor:

La carga ha sido reducida de tres a dos bobinas por viaje de gandola (cada bobina pesa cerca de 17 ton, lo cual significa que, con las 16 ton que pesan el camión y el trailer, la carga total ha disminuido de 67 ton a 50 ton.

En esta lámina se pueden observar los cambios que se han dado a lo largo del tiempo en cuanto a la reducción de las cargas en algunos vehículos. Sin embargo se nota que los camiones Semitrailer de SIDOR, aunque han disminuido sus cargas, todavía están sobre el límite de 48 toneladas que impone la norma

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones. Comportamiento actual del tránsito.

Cambios que se notan:

(c) Semitrailers transportando paletas de sacos de cemento:

La carga ha sido reducida de 54 sacos por paleta a 48 sacos por paleta, con una carga total de 16 paletas por viaje, lo cual significa que, con las 16 ton que pesan el camión y el tráiler, la carga total ha disminuido de 53 ton a 49 ton.

(d) Las gandolas que transportan agregados a Margarita:

antes transportaban 40 m3, ahora transportan un máximo de 30 m3, lo cual significa que, con las 16 ton que pesan el camión y el tráiler, la carga total ha disminuido de 72 ton a 58 ton.

(e) Camiones importados vienen con rines mas pequeños, por lo que transportan menos carga.

En este texto se observan los cambios que se han hecho a lo largo del tiempo en cuanto a reducción de cargas. Se percibe, sin embargo, que incluso con la reducción de las cargas tanto los semitrailers que transportan cemento como las gandolas que transportan agregados a Margarita todavía exceden el límite de 48 toneladas que impone la Norma COVENIN 614-97

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones. Comportamiento actual del tránsito.

¿Qué puede haber generado este “cambio positivo?”

Publicado en El Universal, el 16 de Septiembre de 2006

Aviso Oficial

 **Plan Nacional de Control del Transporte Terrestre de Carga**

De conformidad con lo establecido en los Artículos 402 y 403 de Reglamento vigente de la Ley de Tránsito y Transporte Terrestre, de base de conocimiento pública y en especial para asuntos penales relativos a juicios, generadores u operadores de carga, embarcaciones, propietarios, fabricantes de vehículos, talleres, especialistas, cuartos y estaciones del Transporte Terrestre de Carga e infraestructura, son de conocimiento al Plan Nacional de Control del Transporte Terrestre de Carga, a partir del 11 de septiembre del año en curso, con la finalidad de preservar y mejorar la Infraestructura Vial y garantizar los Derechos de Aptitudabilidad en todo el territorio Nacional, de igual forma el compromiso del Marco Jurídico Legal Cargos, establecidos por la Resolución y Control del Transporte Terrestre de Carga, conjuntamente con el Consejo Nacional de Vigilancia del Tránsito y Transporte Terrestre (CVTT) en sus acciones competenciales, con especial énfasis en las épocas de alta demanda del tránsito terrestre de vehículos pesados.

De lo hace el recordatorio a la Conciencia en General, del Cumplimiento de las Normas y Obligaciones de los Conductores y Propietarios de las Unidades de Transporte Terrestre de Carga, establecidas en el artículo 40 de la Ley de Tránsito y Transporte Terrestre, así como, en señaladas en el Reglamento y en el Artículo 41, en concordancia con los puntos en las Normas Cónicas, del literal "a" más para Vehículos de Carga y de "B" del "C" del literal "a" del artículo de Carga, según se establece en el Artículo 22 de la Ley de Normas Técnicas y Control de Calidad.

Vehículo	Parque vehicular	Unidad al Pac
Camión	8900	60000
Camión tráiler convencional 2 ejes	200	40000
Camión tráiler convencional 3 ejes	200	40000
Camión con motor gas	180	40000
Camión con motor gas 2 ejes	200	40000
Camión con motor gas 3 ejes	200	40000
Camión con motor gas 4 ejes	200	40000

La información de lo mencionado, dará lugar a las sanciones contempladas en el Título VI, Capítulo I, De las Multas y Sanciones Administrativas de la Ley de Tránsito y Transporte Terrestre, de conformidad con los artículos 110, 111, 113, 114, 115, 123, 125 y las demás disposiciones que rigen la materia.

Para cualquier información adicional comuníquese con la Gerencia de Transporte Terrestre y División de Transporte de Carga de Lunes a Viernes, en horario de oficina por los teléfonos (0412) 255-9425, 0400-844722 o (0400-4868-92).

Ing. Victor Hugo Mateu López
Presidente del Instituto Nacional de Tránsito y Transporte Terrestre
Encargo N° 4289 de fecha 14/09/2006
Gaceta Oficial Nº 36.378 de fecha 14/09/2006

PDF Creator - PDF4Free v2.0 <http://www.pdf4free.com>

En resumen, en este Aviso Oficial del Ministerio de Infraestructura se establece que en aras de preservar la viabilidad en el país algunas de las cargas de distintos camiones han sido reducidas. Cabe acotar que cuando se tienen mayores cargas, el pavimento resistirá menos y demorará menos tiempo del previsto en fallar.

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones. Comportamiento actual del tránsito.

¿Qué puede haber generado este “cambio positivo?”

“a partir del 11 de septiembre del año 2006 se dio inicio al Plan Nacional de Control de Transporte Terrestre de Carga, con la finalidad de preservar y mantener la Infraestructura Vial y disminuir los Riesgos de accidentabilidad en todo el Territorio Nacional, de igual forma dar cumplimiento al Marco Jurídico Legal Vigente, establecido para la Regulación y Control del Transporte Terrestre de Carga, conjuntamente con el Cuerpo Técnico de Vigilancia del Tránsito y Transporte Terrestre (CTVTTT) y las Autoridades competentes, con especial énfasis en las épocas de alta demanda del tránsito terrestre de vehículos pesados...”.

En este texto se explican las razones por las cuales el ministerio publico ha decidido regular y disminuir las cargas máximas permitidas a los vehículos, en aras de la conservación de la red vial venezolana

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones. Comportamiento actual del tránsito.

De ser real la aplicación de esta medida, tal como se ha percibido en las respuestas de los grandes generadores de carga, los valores estadísticos de la "variable tránsito", obtenidas con mediciones de campo hasta el año 1995, no son ya aplicables.

Se realiza el análisis de nuevos pesajes, con el fin de determinar:

(a) Realidad de la aplicación de las medidas de control de carga.

(a) Cuantificación del resultado del control de carga en la "variable Tránsito" para el diseño de pavimentos.

En este texto se resalta que si, de ser aplicada esta medida, tendrían que hacerse nuevos registros y obtenerse nueva información mediante la realización de nuevos pesajes, pues aquella obtenida hasta el año 1995 ya no serian aplicables.

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones. Comportamiento actual del tránsito.

Muestra analizada:

Nº	Carretera	Estado	Sentidos del pesaje	Total vehículos en pesaje	Fecha de medición en campo
1	Santa María de Ipire-Pariaguán	Guárico	Ambos	10,029	Apr-04
2	Ciudad Bolívar-Puente Angostura	Bolívar	Uno	6,958	Jun-04
3	Caracas-Mampote	Miranda	Ambos	34,341	Oct-04
4	Autopista Regional del Centro. Tramo Charallave-Tazón	Dto. Federal	Uno	62,889	Apr-05
5	San Cristóbal-La Fría. Carretera vieja. Tramo Fábrica de cementos.	Táchira	Ambos	81,784	Jul-07
6	Avenida Argimiro Gabaldón (Barcelona)	Anzoátegui	Ambos	21,545	Jan-08
7	Circunvalación Norte Barquisimeto	Lara	Ambos	78,293	Feb-08
8	Mantecal-Bruzual	Apure	Ambos	3,777	Jun-08
9	Mantecal-El Samán	Apure	Ambos	4,768	Jun-08
10	Potrerito-El Furriar	Monagas	Ambos	10,827	Jun-08
11	Mantecal-Elorza	Apure	Ambos	2,928	Jul-08
12	Mantecal-Ye de Los Curitos	Apure	Ambos	1,448	Jul-08
Totales				319,587	

En esta tabla se muestra la presentación de datos de pesajes en ciertas carreteras venezolanas. Se resalta la cantidad de vehículos pesados y se puede observar que muchos de los procedimientos de pesaje se realizan después de la medida tomada en el año 2006

Estimación del Factor Camión para el caso en que no pueden pesarse los camiones. Comportamiento actual del tránsito.

Comparación muestras para análisis estadístico variables de tránsito		
Muestra	1984-1995	2002-2008
Nº vías	22	12
Total camiones	96,949	319,587
Lapso (años)	11	6

En esta tabla se muestra la diferencia de cantidad de vehículos que han transitado 22 y 12 vías distintas respectivamente entre los años 1984-1995 y 2002-2008. Se observa, de esta manera, una diferencia marcada en cuanto al número de vehículos que se encuentran en el país para los momentos

Ejemplo de reporte de data recolectada y procesada:

NETWORK TRAFFIC DE VENEZUELA
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS DE TRAFICO

INICIO:	28/06/2008	CIUDAD:	Barquisimeto
VIA:		ESTADO:	Lara
SENTIDO:	AMBOS SENTIDOS (TOTAL GENERAL)		

(1) Autos	(2) Autobus	(3) Carga Liviana 2 ejes	(4) Carga Pesada 2 ejes	CLASES				(9) Veh. No identificables	Totales
				(5) Carga Pesada 3 ejes	(6) Carga Pesada 4 ejes	(7) Carga Pesada 5 ejes	(8) carga Pesada 6 o mas ejes		
0	7,387	24,929	15,904	2,369	3,666	883	5,356		60,494
				641	0	12,547	0		13,188
				0	0	4,611	0		4,611
						0			0
0	7,387	24,929	15,904	3,010	3,666	18,041	5,356	0	78,293
Porcentajes	0.00%	9.44%	31.84%	20.31%	3.84%	4.68%	23.04%	6.84%	0.00%

Sitio	Asiento	Secuencia	Sentido	Clase	Canal	Sencillos	Dobles	Posibles	Km/h	Fecha y Hora	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	Eje 1	Eje 2	Eje 3
2S2																			
CRONORTE	880249	31	1	6	2	1	3	6	30	09/02/2008 0:06:37	7.73	1.90	2.13	0	0	0	4.330	3.550	3.330
CRONORTE	880271	53	1	6	2	1	3	6	49	09/02/2008 0:09:38	5.98	4.90	1.94	0	0	0	4.000	3.140	2.980
CRONORTE	880283	65	1	6	2	1	3	6	7	09/02/2008 0:14:09	5.50	8.51	1.23	0	0	0	3.890	2.850	2.800
CRONORTE	880315	97	1	6	2	1	3	6	10	09/02/2008 0:20:42	4.70	9.33	1.85	0	0	0	6.810	6.930	6.730
CRONORTE	880339	121	1	6	2	1	3	6	84	09/02/2008 0:24:00	5.65	1.38	2.16	0	0	0	8.120	9.710	10.120
CRONORTE	880389	171	1	6	2	1	3	6	79	09/02/2008 0:29:59	5.66	5.10	1.88	0	0	0	6.700	7.670	6.320
CRONORTE	880419	201	1	6	1	1	3	6	54	09/02/2008 0:36:40	5.22	4.93	1.45	0	0	0	4.980	4.900	4.950
CRONORTE	880456	238	1	6	1	1	3	6	35	09/02/2008 0:45:39	4.90	9.42	1.80	0	0	0	5.240	4.500	5.040
CRONORTE	880608	390	1	6	1	1	3	6	23	09/02/2008 1:17:54	5.97	4.94	1.76	0	0	0	6.580	7.540	7.650
CRONORTE	880768	550	1	6	1	1	3	6	39	09/02/2008 1:47:59	6.72	0.88	1.32	0	0	0	5.800	5.690	5.170

Como se muestra en la tabla, así se presentan los resultados de data recolectada y procesada de un pesaje en una carretera por tipo de vehículo

Ejemplo de reporte de data procesada para obtener el "Factor camión", requerido por el Método AASHTO-93:

Circunvalación Norte de Barquisimeto AMBOS SENTIDOS.					
Tipo vehículo	Clase	Total	% Distribución	Total EE	FC
Livianos					
2 ejes	2RDautobús	7,387	9.44%	1061.70	0.144
	2RDliviano	24,929	31.84%	491.94	0.020
	2RDpesado	15,904	20.31%	32578.65	2.048
3 ejes	O3Eautobús	2,369	3.03%	4208.29	1.776
	O3Ecamion	641	0.82%	1122.77	1.752
4 ejes	2S1				
	2S2	3,666	4.68%	7377.36	2.012
	3S1				
	2R2				
5 ejes	2S3	883	1.13%	1666.36	1.887
	3S2	12,547	16.03%	30371.06	2.421
	2R3	4,611	5.89%	41317.62	8.961
	3R2				
6+ ejes	3S3	5,356	6.84%	12403.02	2.316
	3R3				
	3R4				
Total		78,293		132,598.76	1.694

En esta tabla se presentan los cálculos para el Factor Camión a partir de la data mostrada anteriormente

Tabla comparativa de FC para las diversas vías de la muestra:

		Valores de Factor Camión Ponderado por Tipo de Vehículo										
Tipo vehículo	Clase	Santa María de Ipire-Paraguán	Ciudad Bolívar-Puente Angostura	Caracas-Mampote	Autopista/Región I del Centro, Tramo Charallave-Tazón	San Cristóbal-La Fria	Avenida Argimiro Gabaldón (Barcelona)	Circunvalación Norte Barquisimeto	Mantecal-Brusual	Mantecal-El Samán	Potrero-El Furriar	Mantecal-Elorza
CL	Carga liviana			1.225	0.007	0.010						
2 ejes	2RDautobús			1.609	1.389	0.209	0.007	0.144	0.073	0.061	0.074	0.068
	2RDliviano	0.029	0.086	0.016	0.010	0.014	0.090	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020
	2RDpesado	3.254	3.002	4.849	5.575	0.925	0.073	2.048	1.345	1.306	1.231	1.358
3 ejes	O3Eautobús	2.685	2.683	3.966				1.776				
	O3Ecamión	2.640	3.213	5.705	5.560	6.354	0.815	1.752	1.442	1.358	1.642	1.806
	2S1	2.750	2.641	6.826	7.007	7.628	1.726	2.012	1.336	1.578	1.731	1.641
4 ejes	2S2											
	3S1			7.371								
	2R2							1.887				
5 ejes	2S3							2.421	1.802	2.213	2.083	1.874
	3S2	3.382	3.543	5.761	5.691	5.829	2.264	8.961				
	2R3											
	3R2			6.377	6.312							
6+ ejes	3S3	3.585	3.659	4.023	3.957	4.512	4.685	2.316	1.501	0.878	1.906	1.811
	3R3			5.059	4.926	5.601						
	3R4											
Total		1.938	1.932	3.651	1.290	0.337	1.641	1.694	0.841	0.706	0.802	0.960

La tabla en la lamina es suficientemente explicativa. Se muestran distintos FC ponderados clasificados según tipo de vehículo y carretera donde se recolecta la data

Tabla Final de valores de FC para las cargas 2003-2008:

Tipo vehículo	Clase	% en distribución 2002-2008	Promedio FC 2003-2008
2 ejes	2RDautobús	12.01%	0.483
	2RDliviano	29.15%	0.029
	2RDpesado	20.16%	2.596
3 ejes	O3Eautobús	1.25%	1.889
	O3Ecamión	2.23%	3.841
	2S1	0.33%	6.668
4 ejes	2S2	3.89%	4.089
	3S1	0.00%	3.892
	2R2	0.04%	7.371
5 ejes	2S3	0.41%	1.887
	3S2	13.19%	3.199
	2R3	2.16%	8.961
	3R2	2.98%	6.330
6+ ejes	3S3	11.93%	2.278
	3R3	0.26%	5.044
	3R4	0.00%	9.358
Total		100.00%	2.111

Preguntar que se quiere mostrar con esta lamina.

Tabla comparativa del FC, por tipo de vehículo, en ambos lapsos:

Tipo vehículo	Clase	% en distribución 2002-2008	Promedio FC 2003-2008	% en distribución 1984-1995	Promedio FC 1984-1995
2 ejes	2RDautobús	12.01%	0.483	9.35%	1.68
	2RDliviano	29.15%	0.029	51.67%	No disponible
	2RDpesado	20.16%	2.596		4.65
3 ejes	O3Eautobús	1.25%	1.889	0.28%	0.96
	O3Ecamión	2.23%	3.841	13.57%	8.45
	2S1	0.33%	6.668	0.66%	4.84
4 ejes	2S2	3.89%	4.089	4.64%	9.73
	3S1	0.00%	3.892	0.75%	5.17
	2R2	0.04%	7.371	0.44%	9.79
5 ejes	2S3	0.41%	1.887	0.23%	10.55
	3S2	13.19%	3.199	9.48%	14.21
	2R3	2.16%	8.961	0.28%	17.09
	3R2	2.98%	6.330	0.19%	10.04
6+ ejes	3S3	11.93%	3.378	6.98%	10.03
	3R3	0.26%	5.044	0.84%	14.18
	3R4	0.00%	9.358	0.64%	14.23
Total		100.00%	2.111	100.00%	6.613

En esta tabla se muestra cómo ha disminuido el FC promedio en los distintos periodos de medición de datos. Se observa que con las nuevas regulaciones se disminuyó este factor

Conclusiones:

1. La exigencia del cumplimiento de lo establecido en las Normas Venezolanas para las cargas por eje y por tipo de vehículo, aparentemente cierto a partir del año 2006, ha evidenciado una importante disminución en la carga sobre las carreteras nacionales, lo cual debe redundar en un mayor periodo de servicio para los pavimentos ya construidos, y una disminución en los paquetes estructurales de los nuevos pavimentos, o de las exigencias de espesores de refuerzo, a partir del año en curso.

Esta lámina hace en sí un sumario de una de las conclusiones a las que se ha llegado: la carga sobre las carreteras, como se ha venido mencionando, ha disminuido sustancialmente desde 2006, lo que debe resultar en un periodo de servicio mayor en los pavimentos construidos.

Conclusiones:

2. Es muy conveniente que se realicen conteos y pesajes en la oportunidad de que se contemple un nuevo pavimento, o una nueva rehabilitación, con el fin de conocer exactamente la verdadera realidad de las cargas sobre esos pavimentos.

3. En caso de que no pueda realizarse el pesaje en la vía bajo proyecto, es conveniente el empleo de los valores de Factor Camión que se han presentado en este Trabajo como Tabla N° 6: Valores del Factor Camión Ponderado para cada uno de los vehículos pesados en la red vial nacional, periodo 2002-2008. Total de vehículos en la muestra: 213.387.

En este texto se muestran otras conclusiones a las que se ha llegado en este capítulo. Se resalta la importancia de la realización de conteos y pesajes en aras de actualizar la información que se tiene y poder diseñar un pavimento más exacta y adecuadamente

Conclusiones:

4- Es conveniente continuar con el análisis de los resultados de nuevos pesajes, y se recomienda que aquellos organismos que los realicen, envíen sus resultados al INVEAS a fin de que validen los resultados obtenidos hasta la fecha.

5. En Venezuela se cuenta con empresas especializadas que pueden realizar mediciones en sitio, con sistemas modernos, que permiten la obtención de esta información.

En esta lámina se continúa con las conclusiones del capítulo, en la cual se destaca la importancia de continuar el análisis de resultados de nuevos pesajes y enviarlos a los organismos competentes y que en la actualidad se cuentan con empresas que pueden realizar estas mediciones más fácilmente debido a la tecnología de la cual se dispone

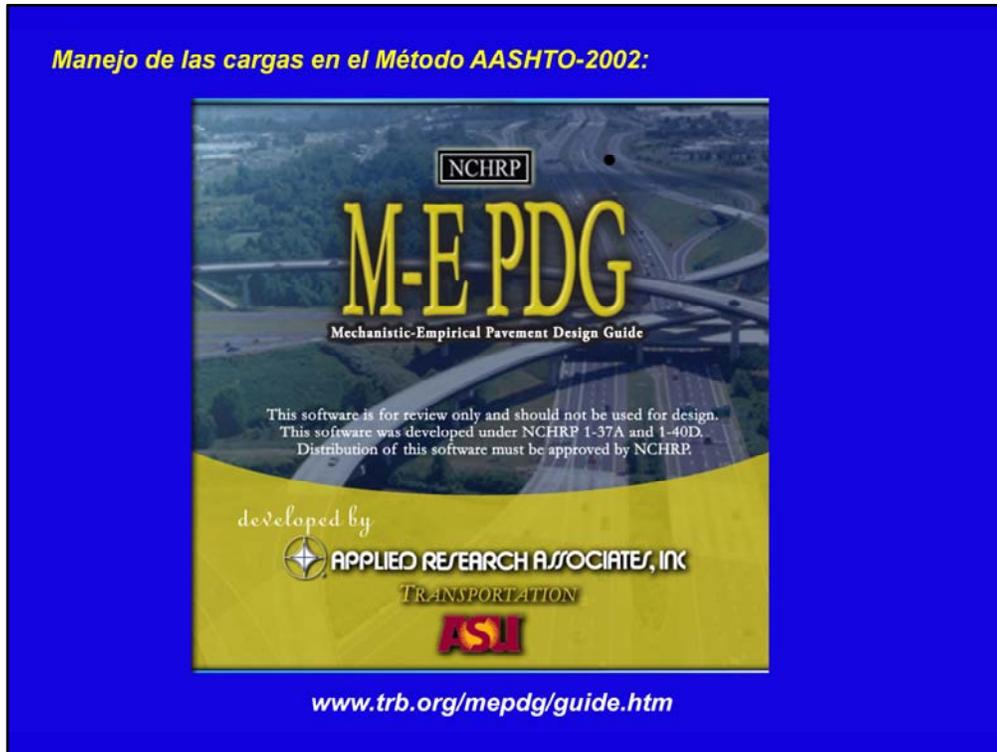
Conclusión:

Tabla actualizada de valores de Fc para diseño de pavimentos

Tipo vehículo	Clase	% en distribución 2002-2008	Promedio FC 2003-2008
2 ejes	2RDautobús	12.01%	0.483
	2RDliviano	29.15%	0.029
	2RDpesado	20.16%	2.596
3 ejes	O3Eautobús	1.25%	1.889
	O3Ecamión	2.23%	3.841
	2S1	0.33%	6.668
4 ejes	2S2	3.89%	4.089
	3S1	0.00%	3.892
	2R2	0.04%	7.371
5 ejes	2S3	0.41%	1.887
	3S2	13.19%	3.199
	2R3	2.16%	8.961
	3R2	2.98%	6.330
6+ ejes	3S3	11.93%	3.378
	3R3	0.26%	5.044
	3R4	0.00%	9.358
Total		100.00%	2.111

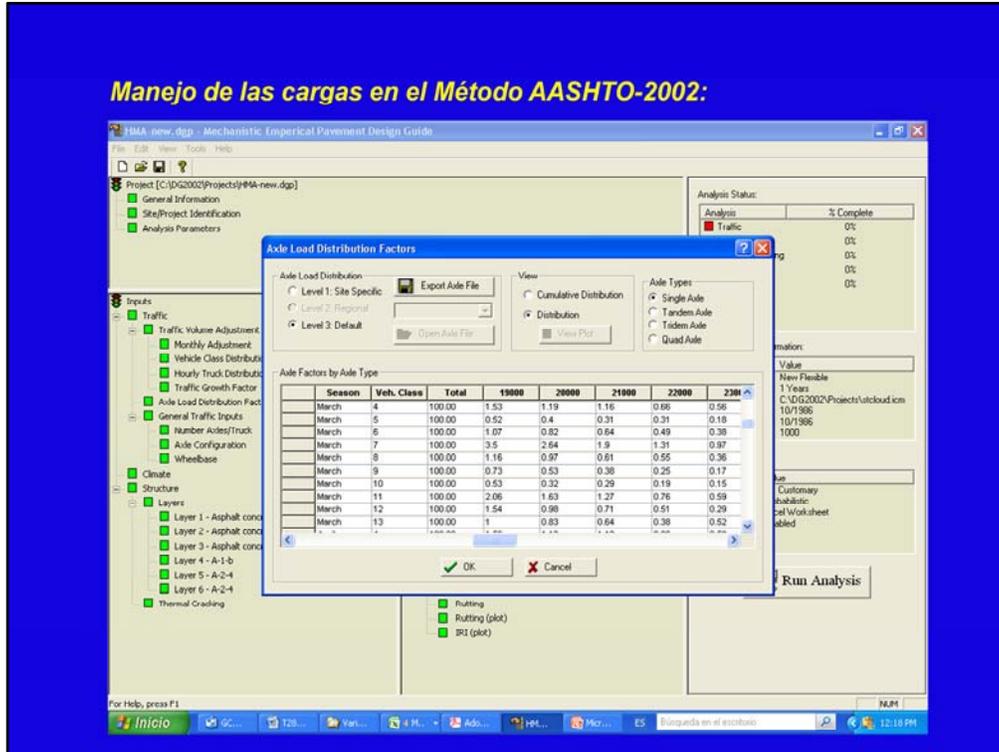
En esta tabla se presentan los resultados actualizados hasta el año 2008 del cambio del Promedio del Factor Camión clasificados por número de ejes y su tipología.

Manejo de las cargas en el Método AASHTO-2002:



Este software provee al ingeniero de pavimentos una herramienta de análisis para las estructuras de pavimentos utilizando principios mecánicos-empíricos, utilizando tráfico específico, clima y datos para estimar la acumulación de danos en un pavimento a lo largo de su vida de servicio. Este manual es aplicable para diseño de pavimentos nuevos, reconstruidos, rígidos, flexibles y semirrígidos.

Manejo de las cargas en el Método AASHTO-2002:



En la fotografía se muestra un programa utilizado para el diseño de pavimentos y una vista de su funcionamiento

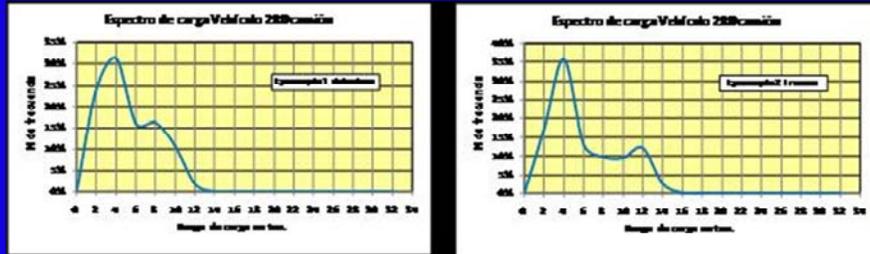
Espectros de carga para el vehículo 2RDcamión:

Pesajes 2002-2008						
Camión	Ton	Eje simple 1	% de frec	Ton	Eje Simple 2	% de frec
2RD camión	0	0	0.00%	0	0	0.00%
	2	16005	24.16%	2	11496	17.35%
	4	20689	31.23%	4	23729	35.82%
	6	10613	16.02%	6	8613	13.00%
	8	10760	16.24%	8	6424	9.70%
	10	7018	10.59%	10	6239	9.42%
	12	1147	1.73%	12	8010	12.06%
	14	11	0.02%	14	1,708	2.58%
	16		0.00%	16	24	0.04%
	18		0.00%	18		0.00%
	20		0.00%	20		0.00%
	22		0.00%	22		0.00%
	24		0.00%	24		0.00%
	26		0.00%	26		0.00%
	28		0.00%	28		0.00%
	30		0.00%	30		0.00%
	32		0.00%	32		0.00%
Total Ejes	66,243	100.00%	Total Ejes	66,243	100.00%	

Sobrecarga	Eje delantero	28.59%
	Eje posterior	2.61%

Preguntar que se quiere mostrar en esta lamina.

Espectros de carga para el vehículo 2RDcamión:



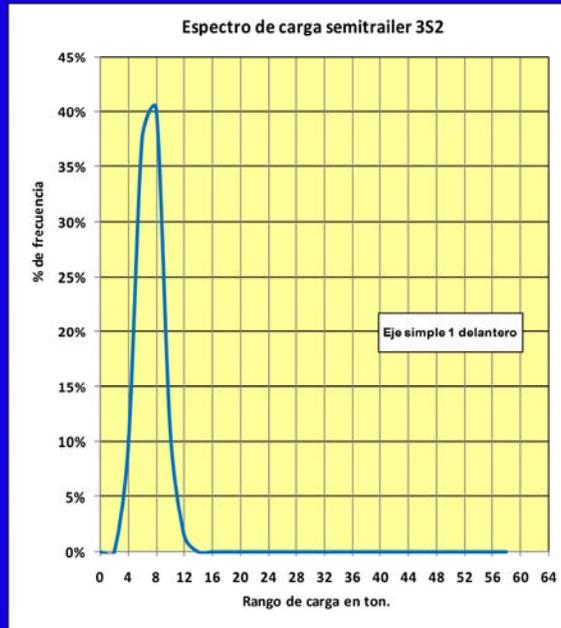
En estas gráficas se muestran los espectros de carga para un vehículo 2RD Camión, con el rango de carga en toneladas en las abscisas y el % de frecuencia en las ordenadas

Espectros de carga para el vehículo semitrailer 3S2:

Pesajes 2002-2008									
Camión	Ton	Eje simple 1	% de fac	Ton	Eje Tandem 1	% de fac	Ton	Eje Tandem 2	% de fac
	0	0	0.00%	0	0	0.00%	0	0	0.00%
	2	0	0.00%	2	0	0.00%	2	0	0.00%
	4	1784	9.54%	4	0	0.00%	4	0	0.00%
	6	7046	37.69%	6	1529	8.18%	6	1539	8.23%
	8	7525	40.26%	8	1691	9.05%	8	1696	9.07%
	10	2061	11.03%	10	1766	9.45%	10	1739	9.30%
	12	277	1.48%	12	1968	10.53%	12	2011	10.77%
	14	-	0.00%	14	2933	15.69%	14	2864	15.32%
	16	-	0.00%	16	2854	15.27%	16	2898	15.50%
	18	-	0.00%	18	2992	16.01%	18	2935	15.70%
	20	-	0.00%	20	2080	11.13%	20	2148	11.49%
	22	-	0.00%	22	790	4.23%	22	762	4.08%
	24	-	0.00%	24	90	0.48%	24	99	0.53%
	26	-	0.00%	26	-	0.00%	26	-	0.00%
	28	-	0.00%	28	-	0.00%	28	-	0.00%
	30	-	0.00%	30	-	0.00%	30	-	0.00%
	32	-	0.00%	32	-	0.00%	32	-	0.00%
	34	-	0.00%	34	-	0.00%	34	-	0.00%
	36	-	0.00%	36	-	0.00%	36	-	0.00%
	38	-	0.00%	38	-	0.00%	38	-	0.00%
	40	-	0.00%	40	-	0.00%	40	-	0.00%
	42	-	0.00%	42	-	0.00%	42	-	0.00%
	44	-	0.00%	44	-	0.00%	44	-	0.00%
	46	-	0.00%	46	-	0.00%	46	-	0.00%
	48	-	0.00%	48	-	0.00%	48	-	0.00%
	50	-	0.00%	50	-	0.00%	50	-	0.00%
	52	-	0.00%	52	-	0.00%	52	-	0.00%
	54	-	0.00%	54	-	0.00%	54	-	0.00%
	56	-	0.00%	56	-	0.00%	56	-	0.00%
	58	-	0.00%	58	-	0.00%	58	-	0.00%
Total Ejes	18.693	100.00%		Total Ejes	18.693	100.00%	Total Ejes	18.693	100.00%
		Eje delantero	32.79%						
Sobrecarga		Eje tandem doble 1	8.21%						
		Eje tandem doble 2	0.83%						

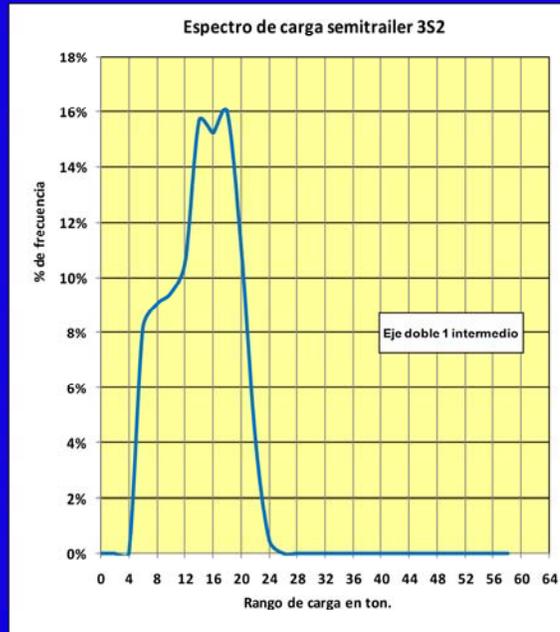
Con estos datos se procede a hacer el gráfico de espectro de carga para el vehículo Semitrailer 3S2

Espectro de carga: Eje simple delantero, semitrailer 3S2



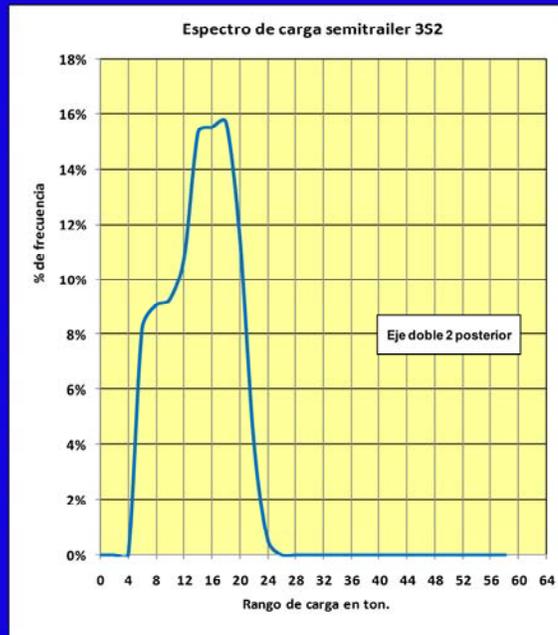
En esta grafica se muestra el espectro de carga para un vehículo Semitrailer 3S2 (eje simple delantero), con el rango de carga en toneladas en las abscisas y el % de frecuencia en las ordenadas. Se observa que la carga aproximada de 7.8 a 8 toneladas es la más frecuente en vehiculos de este tipo.

Espectro de carga: Eje doble intermedio, semitrailer 3S2



En esta grafica se muestra el espectro de carga para un vehículo Semitrailer 3S2 (eje doble intermedio), con el rango de carga en toneladas en las abscisas y el % de frecuencia en las ordenadas. Igualmente se observa que la carga con mayor porcentaje de frecuencia corresponde a aproximadamente 18 toneladas

Espectro de carga: Eje doble posterior, semitrailer 3S2



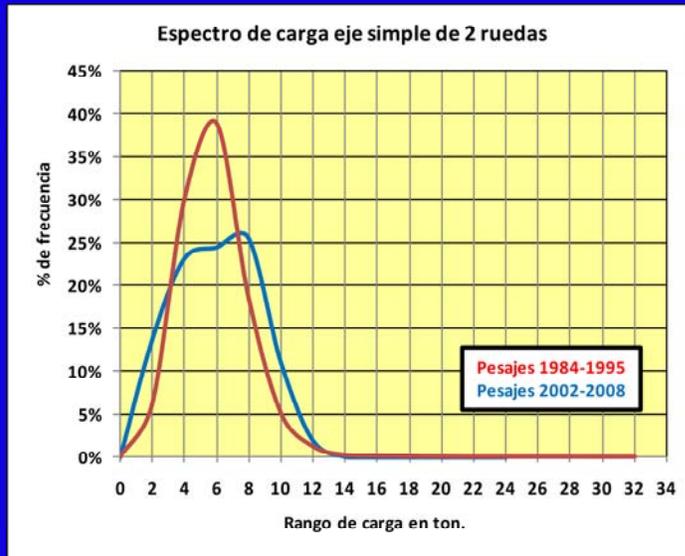
En esta grafica se muestra el espectro de carga para un vehículo Semitrailer 3S2 (eje doble posterior), con el rango de carga en toneladas en las abscisas y el % de frecuencia en las ordenadas. Se observa de igual manera que para un porcentaje de casi 16% de frecuencia, se presenta una carga de aproximadamente 18 toneladas

Comparación espectros de carga, eje simple delantero, 2 ruedas:

Totales eje simple 2 ruedas				
Pesajes 2002-2008			Pesajes 1984-1995	
Ton	Eje simple 2R	% distribución	Eje simple 2R	% distribución
Ton	Eje simple 1	% frecuencia	Eje simple 1	% frecuencia
0	0	0.00%	-	0.00%
2	18861	13.69%	5.113	6.13%
4	31935	23.17%	25.066	30.04%
6	33710	24.46%	32.395	38.82%
8	35125	25.49%	15.340	18.38%
10	15295	11.10%	4.215	5.05%
12	2758	2.00%	1.008	1.21%
14	138	0.10%	160	0.19%
16		0.00%	83	0.10%
18		0.00%	30	0.04%
20		0.00%	13	0.02%
22		0.00%	3	0.00%
24		0.00%	4	0.00%
26			5	0.01%
28			3	0.00%
30			1	0.00%
32			3	0.00%
Total Ejes	137,822	100.00%	83,442	100.00%
137,822				
% sobrecarga		38.68%		
			25.01%	

En estas tablas se muestran los porcentajes de sobrecarga comparados por épocas. Se observa que en el presente se da en un mayor porcentaje el hecho de la sobrecarga que en el periodo de 1984 a 1995, presumiblemente porque la gente no acata las reducciones de cargas establecidas por Normas

Comparación espectros de carga, eje simple delantero (2 ruedas):



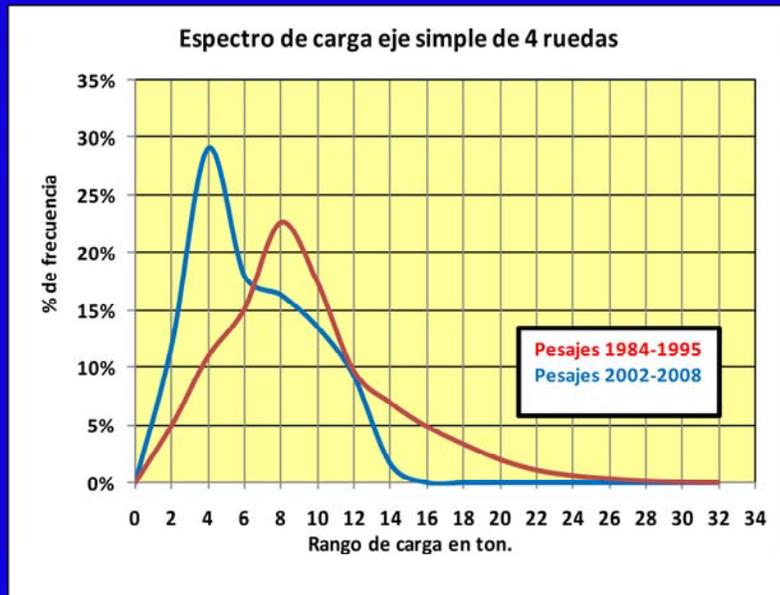
En esta figura se muestra una comparación de espectros de cargas de eje simple de dos ruedas para los períodos 1984-1995 y 2002-2008. se observa que en el primer periodo con casi un 40% de frecuencia se presentaba una carga de aproximadamente seis toneladas, mientras que en el segundo periodo se observa que el porcentaje de frecuencia no sólo es menor, sino que la mayor frecuencia pertenece a cargas de aproximadamente 8 toneladas, lo que muestra un incremento significativo.

Comparación espectros de carga, eje simple cuatro ruedas:

Totales eje simple 4 ruedas				
Pesajes 2002-2008			Pesajes 1984-1995	
Ton	Eje simple 4R	% distribución	Eje simple 4R	% distribución
Ton	Eje simple 1	% frecuencia	Eje simple 1	% frecuencia
0	0	0.00%	-	0.00%
2	13762	11.94%	2,854	4.94%
4	33575	29.13%	6,302	10.91%
6	20787	18.04%	8,728	15.11%
8	18855	16.36%	13,062	22.61%
10	15648	13.58%	10,069	17.43%
12	10689	9.27%	5,577	9.65%
14	1919	1.66%	4,001	6.93%
16	24	0.02%	2,810	4.86%
18		0.00%	1,912	3.31%
20		0.00%	1,145	1.98%
22		0.00%	626	1.08%
24		0.00%	352	0.61%
26		0.00%	198	0.34%
28		0.00%	91	0.16%
30		0.00%	29	0.05%
32		0.00%	7	0.01%
Total	115259	100.00%	57,763	100.00%
		% sobrecarga		
		1.69%	19.34%	

En estas tablas, sin embargo, se muestra la disminución marcada y significativa de la sobrecarga en el periodo 2002-2008 en ejes simples de cuatro ruedas con respecto al periodo 1984-1995.

Comparación espectros de carga, eje simple cuatro ruedas:



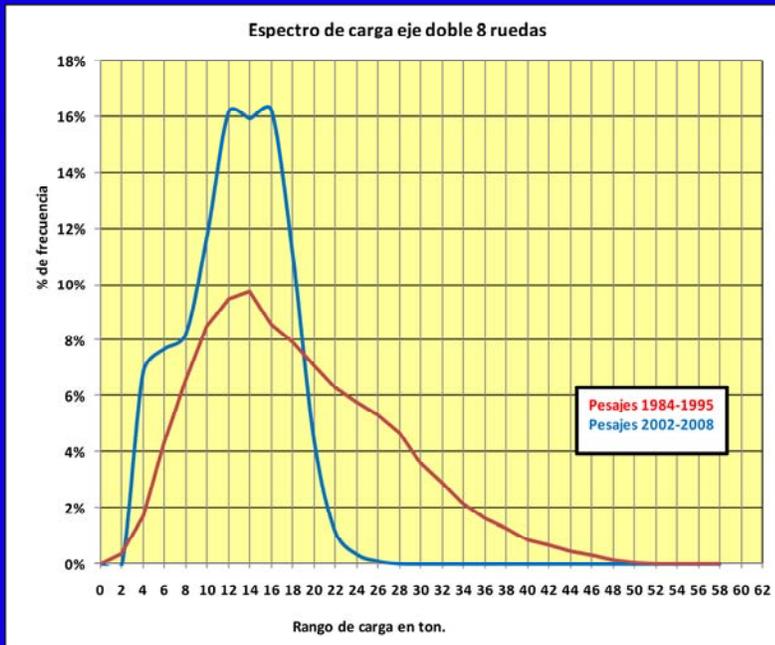
En esta grafica se muestra el espectro de carga para un eje simple, cuatro ruedas, en una comparación de distintas épocas de pesaje. Se observa que en el periodo 1984-1995 la mayor frecuencia le correspondía a cargas de aproximadamente 8 toneladas, mientras que en la actualidad la mayor frecuencia en ejes simples de 4 ruedas corresponde a cargas de alrededor de 4 toneladas

Comparación espectros de carga, eje doble ocho ruedas:

Totales eje dobles 8 ruedas			Totales eje dobles 8 ruedas		
Pesajes 2002-2008			Pesajes 1984-1995		
Ton	Eje doble 8 ruedas	% distribución	Eje doble 8 ruedas	% distribución	
0	0	0.00%	-	0.00%	
2	0	0.00%	172	0.37%	
4	5006	6.86%	797	1.69%	
6	5613	7.69%	2027	4.31%	
8	6010	8.24%	3099	6.59%	
10	8594	11.78%	3987	8.48%	
12	11786	16.15%	4449	9.46%	
14	11620	15.92%	4570	9.72%	
16	11839	16.22%	4016	8.54%	
18	8088	11.08%	3735	7.94%	
20	3238	4.44%	3318	7.05%	
22	834	1.14%	2957	6.29%	
24	255	0.35%	2713	5.77%	
26	78	0.11%	2505	5.33%	
28	9	0.01%	2203	4.68%	
30		0.00%	1681	3.57%	
32		0.00%	1347	2.86%	
34		0.00%	1009	2.14%	
36		0.00%	760	1.59%	
38		0.00%	590	1.25%	
40		0.00%	388	0.82%	
42		0.00%	306	0.65%	
44		0.00%	202	0.43%	
46		0.00%	142	0.30%	
48		0.00%	53	0.11%	
50		0.00%	12	0.03%	
52		0.00%	7	0.01%	
54		0.00%	3	0.01%	
56		0.00%	2	0.00%	
58		0.00%	-	0.00%	
Total	72970	100.00%	47040	100.00%	
		% sobrecarga	1.61%		
				25.58%	

En estas tablas se presenta una comparación de espectros de cargas de ejes dobles de 8 ruedas. Se observa una marcada y significativa disminución en el porcentaje de sobrecargas en la actualidad que hace 25 años

Comparación espectros de carga, eje doble ocho ruedas:



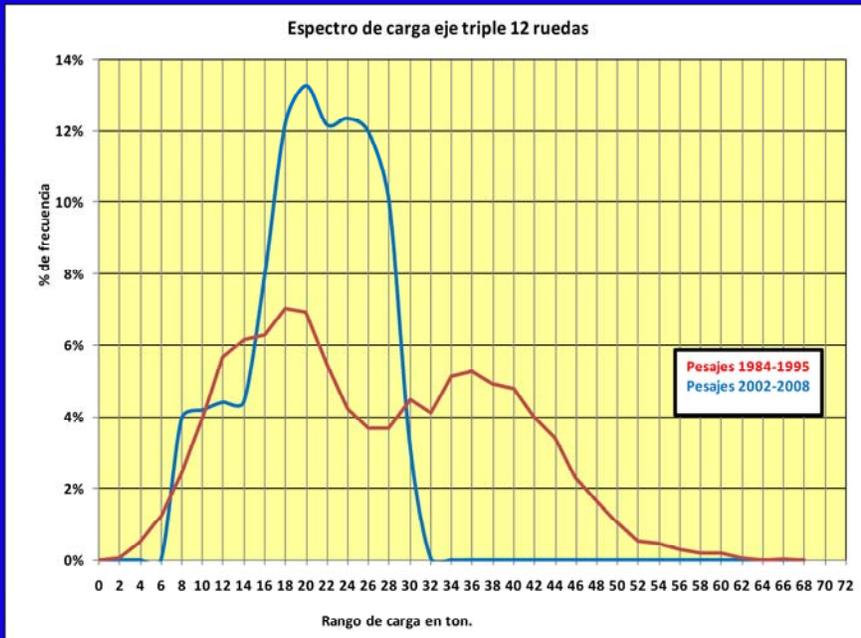
En esta figura se observa que las mayores frecuencias pertenecen a cargas de 12 y 16 toneladas respectivamente, mientras que en el periodo 1985-1995 el pico de frecuencia se encontraba en 14 toneladas. Esto dice mucho sobre cómo ha cambiado la distribución de cargas a lo largo del tiempo

Comparación espectros de carga, eje triple doce ruedas:

Totales eje triples 12 ruedas			Pesajes 2002-2008			Pesajes 1984-1995		
Ton	Eje triple 12 ruedas	% distribución	Ton	Eje triple 12 ruedas	% distribución	Ton	Eje triple 12 ruedas	% distribución
0	0	0.00%	0	0	0.00%	-	-	0.00%
2	0	0.00%	2	0	0.00%	6	6	0.08%
4	0	0.00%	4	0	0.00%	38	38	0.49%
6	0	0.00%	6	0	0.00%	96	96	1.24%
8	517	3.94%	8	517	3.94%	188	188	2.44%
10	548	4.18%	10	548	4.18%	304	304	3.94%
12	577	4.40%	12	577	4.40%	437	437	5.66%
14	579	4.42%	14	579	4.42%	475	475	6.16%
16	1041	7.94%	16	1041	7.94%	484	484	6.27%
18	1598	12.19%	18	1598	12.19%	542	542	7.02%
20	1735	13.24%	20	1735	13.24%	533	533	6.91%
22	1592	12.15%	22	1592	12.15%	419	419	5.43%
24	1614	12.31%	24	1614	12.31%	326	326	4.22%
26	1566	11.95%	26	1566	11.95%	294	294	3.80%
28	1308	9.98%	28	1308	9.98%	283	283	3.67%
30	424	3.23%	30	424	3.23%	345	345	4.47%
32	8	0.06%	32	8	0.06%	318	318	4.12%
34	0	0.00%	34	0	0.00%	394	394	5.11%
36	0	0.00%	36	0	0.00%	405	405	5.25%
38	0	0.00%	38	0	0.00%	379	379	4.91%
40	0	0.00%	40	0	0.00%	389	389	5.03%
42	0	0.00%	42	0	0.00%	305	305	3.97%
44	0	0.00%	44	0	0.00%	262	262	3.40%
46	0	0.00%	46	0	0.00%	177	177	2.29%
48	0	0.00%	48	0	0.00%	127	127	1.65%
50	0	0.00%	50	0	0.00%	79	79	1.02%
52	0	0.00%	52	0	0.00%	42	42	0.54%
54	0	0.00%	54	0	0.00%	35	35	0.45%
56	0	0.00%	56	0	0.00%	23	23	0.30%
58	0	0.00%	58	0	0.00%	18	18	0.23%
60	0	0.00%	60	0	0.00%	16	16	0.21%
62	0	0.00%	62	0	0.00%	6	6	0.08%
64	0	0.00%	64	0	0.00%	1	1	0.01%
66	0	0.00%	66	0	0.00%	2	2	0.03%
68	0	0.00%	68	0	0.00%	-	-	0.00%
Total	13107	100.00%	Total	7717	100.00%			
		% sobrecarga			13.28%			46.46%

En estas tablas se presenta una comparación de espectros de cargas de ejes triples de 12 ruedas. Nuevamente, como en casos anteriores se ve una diferencia abismal en la sobrecarga entre los dos periodos distintos de estudio, siendo menor el periodo actual.

Comparación espectros de carga, eje triple doce ruedas:



En esta grafica se muestra el espectro de carga para un eje triple, doce ruedas, en una comparación de distintas épocas de pesaje. Se observa que el mayor porcentaje de frecuencia para la actualidad esta en el orden de las 20 toneladas, mientras que hace 25 a 15 años se encontraba alrededor de 18 con una frecuencia bastante menor.

***Obtención y manejo de la información
de tránsito para el diseño de pavimentos.***



***Ing. Gustavo Corredor M.
Marzo 2009***

El material de sub-rasante



*Gustavo Corredor M.
gcorredorm@gmail.com*

La sub-rasante, tal como es definida en pavimentos, comprende los últimos centímetros del relleno o del corte del movimiento de tierras, que sirven de soporte a la estructura del pavimento. Tiene, en consecuencia volumen, a diferencia de la misma palabra en el diseño geométrico, donde solo interesa como superficie, e interesan, por lo tanto, sus propiedades mecánicas.

La sub-rasante tiene dos funciones principales:

a. proporcionar un valor soporte mínimo a la estructura del pavimento, en forma tal que limite las deflexiones a valores tolerables. Es importante destacar que del total de la deflexión de un pavimento, entre un 70% y un 90% de ella es causada por la sub-rasante.

b. proporcionar un soporte continuo, sin asentamientos significativos ni diferenciales, evitando además que se produzcan flujos plásticos o desplazamientos laterales.

En esta lámina se define el término sub-rasante, que se refiere al terreno de fundación de la estructura del pavimento. La sub-rasante puede ser material de préstamo debidamente compactado hasta alcanzar las especificaciones que se solicitan de dicha capa.

En función de la magnitud de la carga es necesario prestarle especial cuidado a la compactación y humedecimiento de las últimas capas de la sub-rasante, con el fin de lograr en este espesor el desarrollo de las propiedades requeridas.

Así interesan para:

- 1. tránsito bajo: los últimos 15 a 30 cm*
- 2. tránsito medio: los últimos 30 a 45 cm*
- 3. tránsito alto: los últimos 45 a 60 cm.*

Las cualidades deseables en la sub-rasante son:

- 1. alta resistencia*
- 2. permanencia de la resistencia*
- 3. uniformidad, reduciendo al mínimo los cambios bruscos*
- 4. alta densidad, que generalmente incrementa su resistencia*
- 5. poca susceptibilidad al agua*
- 6. poca variación volumétrica*
- 7. facilidad de compactación*
- 8. permanencia de la compactación*

En este texto se explica la importancia de la capa de sub-rasante y de que esté bien construida. De igual manera se enumeran las cualidades que se desean de un material de sub-rasante. Se puede observar que las características 4, 7 y 8 están relacionadas, pues si la sub-rasante está bien compactada no debería presentar problemas de densidad

Ensayo de Valor Soporte California (CBR)

Fue propuesto en 1929 por los Ingenieros T. E. Stanton y O. J. Porter, del Departamento de Carreteras del Estado de California. Desde esa fecha, tanto en Europa como en América, el método CBR (por sus siglas en inglés: California Bearing Ratio, Relación de Soporte California) se ha generalizado y es, hoy en día, uno de los más empleados para la caracterización de la "resistencia" de los suelos, sub-bases y bases granulares, valor que posteriormente serán empleados en el cálculo de espesores de pavimentos flexibles.

Este método, que ha sido adoptado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, así como por otros organismos técnicos y viales, ha experimentado varias modificaciones, pero en la actualidad se sigue, en líneas generales, el procedimiento sugerido por el U.S. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississipi, y que es la versión que más adelante se describe.

Se establece en él una relación entre la resistencia a la penetración de un suelo, y su capacidad de soporte como base de sustentación para pavimentos flexibles. Si bien este método es empírico, se basa en un sinnúmero de trabajos de investigación llevados a cabo tanto en los laboratorios de ensayo de materiales, como en el terreno, lo que permite considerarlo como uno de los mejores procedimientos prácticos sugeridos hasta hoy.

En esta lámina se describe una historia del ensayo CBR. Igualmente se establece la relación dentro del ensayo entre la resistencia a la penetración de un suelo y la capacidad de soporte para pavimentos. Se puede decir, entonces, que este ensayo es imprescindible a la hora de la construcción de un pavimento.

El CBR es una medida comparativa de la resistencia al corte de un suelo, material granular o estabilizado, y se define como la relación porcentual entre la carga unitaria requerida para penetrar un pistón normalizado, una profundidad determinada dentro de una muestra del material bajo ensayo, y la carga unitaria requerida para penetrar el mismo pistón, y a la misma profundidad, en una mezcla patrón de piedra picada; es decir:

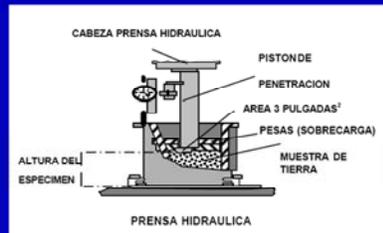
$$\text{CBR}_i = 100 \frac{\text{Carga unitaria del material bajo ensayo}}{\text{Carga unitaria de la piedra picada}}$$

Ambas cargas unitarias a la misma profundidad (i)

El CBR de un material es función de su densidad, textura, humedad de compactación, humedad después de la saturación, su "grado de alteración", y su granulometría.

En esta lámina se explica técnicamente la manera a calcular el CBR de un suelo. Se nota, de esta manera, que este ensayo establece una comparación en la penetración del suelo y una mezcla patrón de piedra picada.

La "Determinación del CBR de suelos perturbados y remoldeados" es el más común, y debido a que la muestra de laboratorio debe representar lo más fielmente posible los resultados de la compactación de campo, debe realizarse un estricto control en laboratorio sobre la densidad (energía de compactación) y la humedad de la muestra en el momento de la compactación.



El valor de CBR normalmente se determina a dos profundidades de penetración del pistón normalizado de 3 pulgadas cuadradas de área (a 0,1 pulgada y a 0,2 pulgadas), seleccionando el mayor de los dos valores. Las cargas unitarias que resiste la piedra picada a estas profundidades son de 1.000 (70 kg/cm²) y 1.500 psi (105 kg/cm²), respectivamente.

En esta lámina se explica por qué la determinación del CBR de suelos perturbados y remoldeados es la más utilizada. Los resultados arrojados por el ensayo deben ser lo más fidedignos posibles a las condiciones de compactación en campo, por ende deben tomarse precauciones extra al momento de realizarlo. Se nota también que el ensayo CBR se determina a profundidades de 0.1" y 0.2", de donde se selecciona el mayor valor.

El procedimiento del ensayo CBR, ha sido normalizado por la ASTM D-1883 y por la AASHTO T-93, y en forma resumida, comprende las siguientes etapas:

1. Ejecución del Ensayo de compactación (Proctor), para determinar el Peso Unitario máximo seco, también identificado con el término densidad máxima seca), y la humedad óptima de compactación (%w_{opt}) de las muestras.



En la primera fotografía se muestra el procedimiento de humedecimiento de la muestra y en la segunda se ilustra la colocación de la misma en un cilindro para realizar el ensayo Proctor para determinar el Peso Unitario máximo seco

El tipo de ensayo de compactación depende del tipo de material:

*a. Para material de fundación (sub-rasante), es decir suelos finos:
Realizar el ensayo de Densidad-Humedad correspondiente al Proctor Estándar (AASHTO T-99)*

*b. Para materiales de sub-base y/o base, es decir suelos gruesos:
Realizar el ensayo de Densidad-Humedad correspondiente al Proctor Modificado (AASHTO T-180)*



En la fotografía se observa el proceso de compactación de la muestra. Se hace una clasificación para la ejecución del ensayo proctor, dependiendo si se realiza para la capa de sub-rasante o la de base y sub-base que corresponden a agregados más gruesos. Se debe recordar que la diferencia entre el ensayo Proctor Estándar y el Ensayo Proctor Modificado radica en la energía de compactación utilizada.

Ensayo de Humedad – Densidad. AASHTO T-180					
Prueba	1	2	3	4	5
Humedad (%w)	7,07	8,95	11,06	13,05	15,36
Peso unitario húmedo (t/m ³)	2.002	2.146	2.250	2.195	2.149
Peso unitario seco (t/m ³)	1.870	1.970	2.026	1.942	1.863

En la tabla se observan los resultados de un ensayo típico de compactación. Se recuerda que el ensayo de Humedad – Densidad AASHTO T-180 es la normalización del Ensayo Proctor y que busca la densidad máxima seca de laboratorio

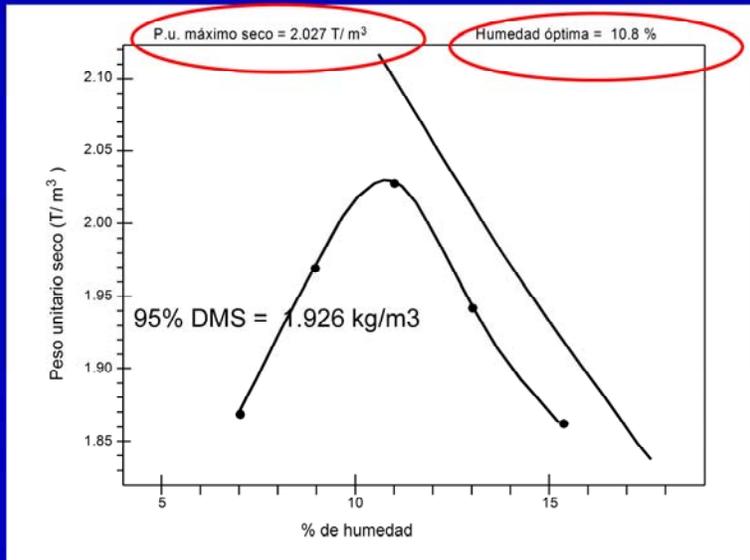


Figura 1. Ensayo de compactación para un material de sub-base.

En la gráfica se observan los resultados gráficos de un ensayo de compactación para un material de sub-base. Se observan resaltados los valores obtenidos de la gráfica como son el Peso Unitario máximo seco y el porcentaje de humedad óptima.

2. Compactación de tres (3) briquetas (muestras), cada una a la humedad óptima determinada en el paso anterior, en un molde de dimensiones estándar de 15 cm de ancho y aproximadamente 11,5 cm de altura.

Se emplea un martillo de 10 libras de peso y de 18 pulgadas de caída para compactar cada muestra en cinco (5) capas.

Una briqueta se compacta con 56 golpes por capa, la otra con 25 golpes por capa, y la última con 12 golpes por capa. A cada una de estas muestras se le determina su peso unitario seco.



Figura 9 Martillo de compactación



En la fotografía de la izquierda se muestra la muestra siendo compactada con el martillo de 10 libras de peso y se acota que éste debe tener una caída de 18 pulgadas. A la derecha se observa una de las briquetas siendo enrasada luego de pasar por el proceso de compactación. Se recuerda que se deben hacer tres briquetas y compactarlas con 56, 25 y 12 golpes por capa respectivamente.

3. Las tres muestras se someten a un proceso de inmersión total durante cuatro (4) días, al final de los cuales se determina nuevamente su humedad .
Previamente se ha determinado la variación en altura de las muestras. El incremento de altura multiplicado por cien y dividido entre la altura inicial, se define como el "hinchamiento".

Durante el periodo de inmersión se coloca sobre cada muestra una sobre-carga de 10 libras de peso.



En la fotografía de la izquierda se ilustra la sobrecarga que se pondrá sobre la muestra durante la etapa de inmersión (que se hace para calcular nuevamente la humedad). En la fotografía de la derecha se muestra ya la sobrecarga colocada sobre la muestra. El periodo de inmersión es de cuatro días para garantizar que la muestra se sature completamente, lo que representa en la realidad la situación más desfavorable en la sub-rasante

3. Las tres muestras se someten, convencionalmente, a un proceso de inmersión total durante cuatro (4) días, al final de los cuales se determina nuevamente su humedad. Previamente se ha determinado la variación en altura de las muestras. El incremento de altura multiplicado por cien y dividido entre la altura inicial, se define como el "hinchamiento".

Durante el periodo de inmersión se coloca sobre cada muestra una sobre-carga mínima de 10 libras de peso.



En las fotografías se muestra la etapa de inmersión del ensayo Proctor, que se realiza para determinar la humedad de saturación de una muestra del material de sub-rasante.

Ejemplo de resultados de preparación de las briquetas (densidad y humedad) y contenido de agua después del proceso de inmersión durante cuatro (4) días:

Golpes por muestra	Peso unitario seco t/m ³	Humedad inicial (%wi)	Humedad final (%wf)	Absorción (%)	Hinchamiento (%)
56	1.988	10,79	11,45	0,66	0,16
25	1.830	10,91	13,86	2,95	0,16
12	1.755	10,34	15,91	5,57	0,16

En esta tabla se observan los resultados de la humedad y absorción de las briquetas después del proceso de inmersión. Se puede ver claramente como la humedad aumenta a medida que disminuyen los golpes por capa de la muestra. Esto significa que el agua penetra mejor entre las partículas cuando estas están menos compactadas y por ende menos juntas

4. Cada muestra es colocada bajo una prensa de carga , y se mide la carga necesaria para ir penetrando el pistón normalizado, a una velocidad de 1,27 mm por minuto, a las profundidades de 0,025; 0,050; 0,075; 0,100; 0,200; 0,300; 0,400 y 0,500 pulgadas.



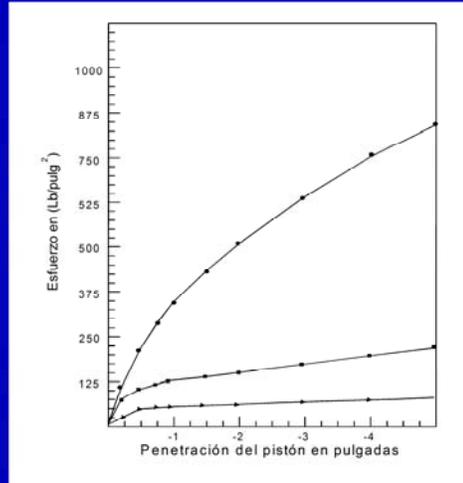
5. Las cargas registradas en el paso anterior se dividen entre 3,0 (área del pistón normalizado en pulgadas cuadradas), para obtener el "esfuerzo unitario" para cada profundidad de penetración. Durante esta etapa del ensayo se mantienen sobre cada muestra, como mínimo las sobrecargas de 10 libras.

En las fotografías se muestra el proceso de penetración del ensayo. Se observa que esto se lleva a cabo a distintas profundidades con una velocidad constante de penetración. Para obtener el esfuerzo unitario, se debe dividir los valores obtenidos entre el área del pistón normalizado para cada profundidad de penetración. La sobrecarga de 10 lbs. representa las cargas mínimas de las capas superiores que deberá soportar la sub-rasante.

Golpes por muestra	Esfuerzo de penetración en psi, para profundidades de (pulgadas)								
	0,025	0,050	0,075	0,100	0,150	0,200	0,300	0,400	0,500
56	107	205	280	335	424	502	634	748	845
25	72	100	115	123	137	150	174	199	222
12	22	45	49	52	57	61	70	79	87

En esta tabla se exponen los resultados de la etapa de penetración clasificados por profundidad de penetración y golpes por capa de cada muestra. Se observa de esta manera que se requieren esfuerzos unitarios mayores para aquellas muestras más compactadas. Como se dijo anteriormente, mientras las partículas estén más juntas, será más difícil penetrar la muestra y el terreno de fundación soportará mejor las cargas.

6. Para cada muestra se dibujan los resultados de "esfuerzos unitarios" contra "profundidad de penetración", para definir los valores de esfuerzo unitario a las profundidades de penetración de 0,100 y 0,200 pulgadas. En algunos casos puede ser necesario corregir las lecturas en función de posibles deformaciones al momento del inicio de la penetración.



En la figura esfuerzo vs penetración del pistón se ilustran los comportamientos para las distintas compactaciones en las tres briquetas. Se puede observar que para la briqueta para la cual se aplicaron 56 golpes por capa se requieren esfuerzos muy superiores para poder lograr la penetración, mientras que en las otras dos curvas se observa cómo los esfuerzos son casi constantes para lograr el mismo objetivo. Nuevamente se prueba que la compactación es importantísima a la hora de la construcción de un pavimento.

7. Hasta esta etapa se dispone, en resumen, de tres valores de CBR para 0,100 pulgadas y otros tres valores de CBR para 0,200 pulgadas de penetración, es decir dos resultados por cada muestra de diferentes energías de compactación (56, 25 y 12 golpes), así como de las tres densidades secas, una para cada muestra

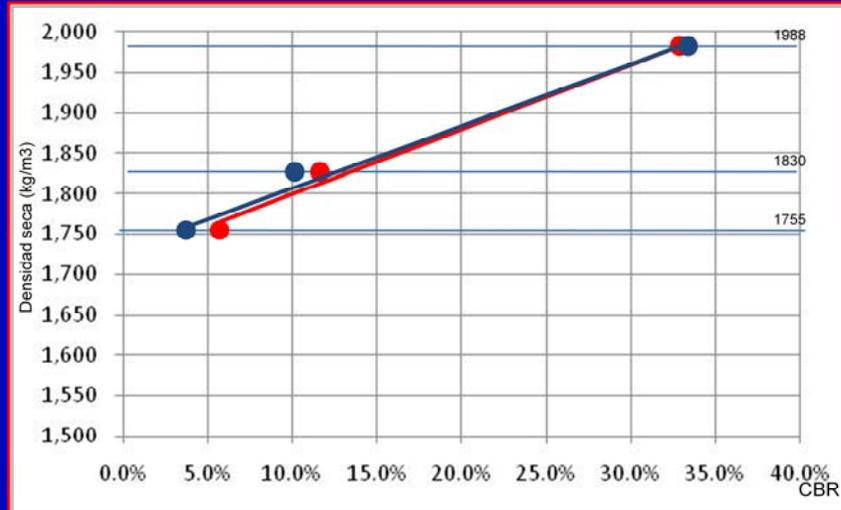
Muestra	Número de golpes	Densidad seca (kg/m ³)	Esfuerzo a 0,1 pulg.	Esfuerzo a 0,2 pulg.	CBR a 0,1 pulg.	CBR a 0,2 pulg.
I	56	1,988	335	502	33.5%	33.5%
II	25	1,830	123	150	12.3%	10.0%
III	12	1,755	52	61	5.2%	4.1%

$$CBR_i = 100 \frac{\text{Carga unitaria del material bajo ensayo}}{\text{Carga unitaria de la piedra picada}}$$

Recordar que las cargas unitarias que resiste la piedra picada a estas profundidades son de 1.000 (70 kg/cm²) y 1.500 psi (105 kg/cm²), respectivamente.

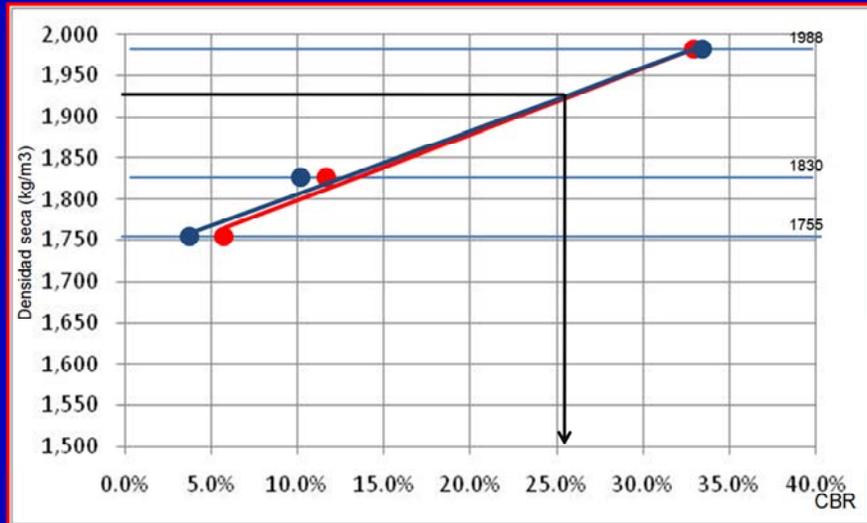
En esta tabla se muestran los valores de densidad, esfuerzo y CBR tanto a .1 como a 0.2 pulgadas. Como se observa, los valores de CBR de la muestra I para 0.1 y 0.2 pulgadas es igual, mientras que en las otras muestras se nota que los valores cambian y el CBR se hace menor a medida que se va penetrando la mezcla. Esta es otra muestra de por qué la compactación de una sub-rasante es tan importante.

8. Se procede a dibujar, para cada profundidad de penetración, los resultados de densidad seca contra valor de CBR.



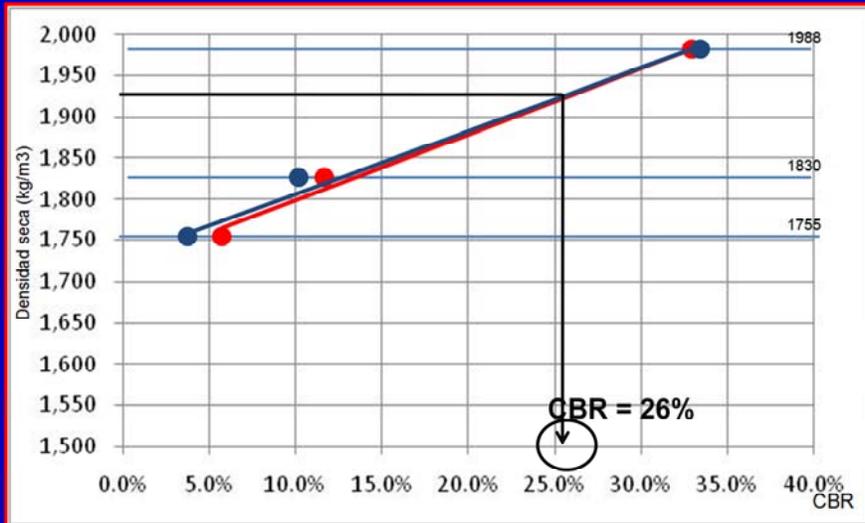
En esta figura se muestran las líneas de densidad seca vs CBR. La línea roja representa el CBR con penetración de 0.1 pulgadas, mientras la línea azul representa la relación densidad seca – CBR para una penetración de 0.2 pulgadas. Los puntos representan las tres muestras que han sido ensayadas. Con esta gráfica se demuestra la diferencia entre las distintas compactaciones en las muestras de sub-rasante.

8. En este gráfico se traza la línea correspondiente al 95% del Peso unitario máximo seco. De la intersección de esta línea con la curva de densidad —vs—CBR, se traza una vertical hasta cortar el eje de valores de CBR. Se obtienen así dos valores de CBR: uno para la profundidad de 0,100 pulgadas, y otro para la profundidad de 0,200 pulgadas.



Se muestra en la gráfica la selección correspondiente al 95% del peso unitario máximo seco. El la humedad óptima corresponde al 95% de humedad de saturación del suelo. De tal manera se busca el 95% de la densidad seca, se interseca con la curva de densidad vs CBR y se obtienen los valores del CBR correspondientes para las distintas penetraciones

9. El CBR final de la muestra será el mayor de los dos valores anteriores. Si ambos valores son cercanos, también puede tomarse el promedio de ambos.



El texto de la lamina es explicativo. Se muestra en la gráfica la selección correspondiente al 95% del peso unitario máximo seco que corresponde al valor de CBR de 26%

Importancia de la sobrecarga



a. La sobrecarga que se aplique mediante pesas de plomo, debe ser prácticamente igual a la correspondiente a las de las capas de pavimento a construirse sobre el material que se ensaya al CBR. La sobrecarga mínima a emplearse será de 4,54 kg (10 lbs), equivalente a la de un pavimento de concreto-cemento de aproximadamente 12,5 cm de espesor. Esta es la función primordial de las sobrecargas.

b. Evitar, o al menos reducir, la deformación de la superficie de la muestra cuando se somete a la penetración del vástago.

En esta lámina se explica la importancia de la sobrecarga que radica en la representación de las cargas de las superficies superiores que deberá soportar el terreno de fundación o sub-rasante.

Importancia de la sobrecarga

Esta norma del ensayo había prácticamente pasado desapercibida para los ingenieros de vialidad durante muchísimos años, y los ensayos CBR se habían venido ejecutando, sin importar el tipo de material y/o el espesor esperado, con sólo dos (2) pesas colocadas sobre el material, para representar el efecto del peso del pavimento sobre la muestra.

El siguiente ejemplo permitirá aclarar el procedimiento idealizado para determinar el número de sobre pesas correcto.

Tipo de suelo: A-4, IG = 8

Cargas de diseño = $6,4 * 10^6$ E +6

En este texto se destaca el hecho de que la norma de colocar una sobrecarga mínima de 10 lbs. había sido ignorada, probablemente por el desconocimiento de la teoría que la sustentaba. A continuación se presenta un ejemplo para determinar el número correcto de sobrecargas

Ejemplo sobre la Importancia de la sobrecarga

(a) Ejecución de ensayos de CBR

Se realizaron los ensayos de CBR de tres (puntos) en condición de saturado, sobre muestras del mismo material, variando el número de sobrecargas, y se obtuvieron los valores de CBR que se indican en la última columna de la tabla.

Número del ensayo	Número de sobrecargas (n)	Esfuerzo unitario (kg/cm ²) sobre la muestra	Valor de CBR (%)
1	2	0.026	2.8
2	4	0.052	3.2
3	6	0.078	4.4
4	8	0.104	5.0
5	10	0.130	6.1
6	12	0.156	6.5

Esfuerzo unitario (EU = carga/área

*Carga = # sobrecargas * peso sobrecarga*

Diámetro de la muestra = 15 cm

Peso cada sobre carga = 5 lbs. = 2,27 kg

En esta lámina comienza por explicarse el enunciado del ejemplo. En la tabla se puede observar que a medida que aumenta la sobrecarga también aumenta el esfuerzo unitario sobre la muestra, lo que se traduce en un aumento del valor de CBR.

Ejemplo sobre la Importancia de la sobrecarga

*(b) Se realizó del diseño de pavimentos por el Método de la AASHTO-93 y se obtuvieron lo siguientes espesores, variando el CBR para cada caso y con un valor constante de las cargas de $6.4 * 10^6$ en cada diseño.*

Número del ensayo	Valor de CBR (%)	Espesor de cada capa (cm)		
		Rodamiento	Base	Sub-base
1	2.8	10	20	30
2	3.2	10	20	25
3	4.4	10	20	20
4	5.0	10	15	20
5	6.1	7.5	15	15
6	6.5	5.0	15	15

De acuerdo a los valores obtenidos fueron calculados los espesores de las capas considerando un valor constante de carga de 6.4×10^6 en cada diseño. Se observa que a mayor valor de CBR, se necesitaran menores espesores de capas ya que la sub-rasante es más apta a resistir las cargas que se han calculado.

Ejemplo sobre la Importancia de la sobrecarga

(c) Con la información de los espesores de cada capa, y asumiendo que se han ejecutado ensayos de densidad para el material de cada capa, se construye la siguiente tabla.

Número del ensayo	Valor de CBR (%)	Esfuerzo unitario (EU) sobre el pavimento (kg/cm ²)			EU total
1	2.8	0.024	0.044	0.060	0.128
2	3.2	0.024	0.044	0.050	0.118
3	4.4	0.024	0.044	0.040	0.108
4	5	0.024	0.033	0.040	0.097
5	6.1	0.018	0.033	0.030	0.081
6	6.5	0.012	0.033	0.030	0.075

Las densidades de cada capa son:

- *capa de rodamiento = 2.4 ton/m³*
- *capa base = 2.2 ton/m³*
- *capa sub-base = 2.0 ton/m³*

Con los valores calculados se obtienen los esfuerzos unitarios para los distintos valores de CBR para las tres capas anteriormente mencionadas, de donde se puede observar que los esfuerzos unitarios sobre el pavimento serán menores a medida que la sub-rasante sea más resistente.

Ejemplo sobre la Importancia de la sobrecarga

(d) con los valores de esfuerzos unitarios en laboratorio y sobre el pavimento, se construye el siguiente gráfico:

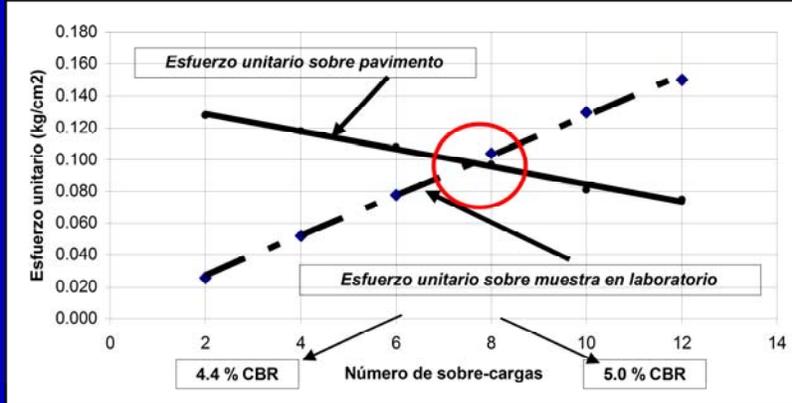


Gráfico de ejemplo de variación de los esfuerzos en laboratorio y pavimento en función del número de pesas colocadas sobre la muestra en el ensayo CBR

De esta figura se observa que en la intersección de las curvas es donde se encuentra el número correcto de sobrepesas, de manera que para las curvas de CBR de 4.4% y 5.0% se puede interpolar el valor de la intersección y calcular el número correcto de sobrecargas.

Ejemplo sobre la Importancia de la sobrecarga

De este gráfico se deduce que el número correcto de sobrepesas debe corresponder al entero menor mas cercano al punto de intersección de las dos curvas (rectas) de esfuerzo unitario.

En este caso siete resulta un número de siete (7) sobrecargas, por lo cual, el valor de CBR puede ser interpolado linealmente entre 4.4% (para 6 pesas) y 5.0% (para 8 pesas), en este ejemplo resultaría, por lo tanto en un CBR de 4.7%.



El texto de la lámina es explicativo.

Tabla para estimar el número de sobre cargas, en función del Tipo de suelo.

Tabla 2 Carga tentativa a utilizar en ensayos de CBR, en base a la clasificación HRB de los materiales					
Clasificación HRB del material	Valor estimado del CBR	Rango estimado de espesores del pavimento (cm)	Carga total durante el ensayo		Número de pesas a colocar sobre la muestra
			kg	lbs	
A-1-a ó A1-b A-2-4 (granular) A-2-7 (granular)	> 15	7-20	4,54	10	2
A-2-4 (fino) A-2-6 (fino) A-2-7 (fino) A-3 A-4 (0) a A-4 (3) A-6 (0) a A-6 (2)	< 15	20 - 25	4,54 / 6,81	10 / 15	2 ó 3
A-4 (4) y A-4 (5) A-6 (3) a A-6 (5) A-7-6 (1) a A-7-6 (4)	< 10	25 - 35	6,81 / 9,09	15 / 20	3 ó 4
A-4 (6) a A-4 (8) A-6 (6) y A-6 (7) A-7-6 (5) y A-7-6 (6)	< 8	30 - 40	9,09 / 11,35	20 / 25	4 ó 5
A-6 (8) y A-6 (9)	< 5	40 - 50	11,35 / 13,62	25 / 30	5 ó 6
A-6 (10) a A-6 (12) A-7-6 (7) a A-7-6 (10)	< 3	50 - 60	13,62 / 18,16	30 / 40	6 ó 8
A-6 (13) a A-6 (16) A-7-6 (11) a A-7-6 (20)	< 2,5	60 - 75	18,16 / 22,70	40 / 50	8 ó 10

Observaciones:

1. Si la carga a emplear no viene indicada en la solicitud del ensayo, deberá emplearse la carga menor del rango correspondiente al tipo de material
2. En carreteras de tráfico muy pesado, deberá emplearse la carga mayor del rango correspondiente al tipo de material
3. En caso de espesores muy gruesos, o totales de asfalto, deberá emplearse la carga menor del rango correspondiente al tipo de material

Esta tabla se utiliza para estimar el número de sobrecargas en función del tipo de suelo. Conviene destacar que los suelos granulares por no ser afectados en forma importante por el hinchamiento durante la etapa de inmersión, no se ven afectados de forma notable en esta parte del ensayo, por lo que se utiliza un estándar de dos sobrecargas. Sin embargo, en los suelos arcillosos, su valor de CBR se verá afectado por el número de sobrecargas aplicadas y su valor debe estimarse con esta tabla

La necesidad de saturación

(a) Principio de diseño del Método del MTC

“En regiones áridas y semi-áridas de precipitación menor de 600 mm anuales, la evaporación será superior a la precipitación y normalmente el nivel freático está profundo, por ello difícilmente ocurrirá la saturación del pavimento. Por el contrario, en regiones de alta precipitación hay que prever la saturación de la sub-rasante y de las capas inferiores del pavimento.



Después de la interpolación realizada en la gráfica anterior se calcula que se necesitan siete sobrecargas y de esta manera se puede calcular también el valor adecuado de CBR.

La necesidad de saturación

Los ensayos de laboratorio deben tratar de simular las condiciones de la obra, por ello se recomienda que:

- ° Los ensayos de capacidad soporte en zonas con precipitación superior a 600 mm. anuales y/o donde se estima la posible saturación de la sub-rasante, serán realizadas en condición saturada.*
- ° En las regiones con precipitaciones inferiores de 600mm. anuales y/o donde el proyectista considere que los suelos no se saturarán, los ensayos de capacidad soporte se realizarán a la humedad de equilibrio.*

La humedad de equilibrio se puede determinar, haciendo ensayos de succión o midiendo la humedad de la sub-rasante en pavimentos similares de vías cercanas que tengan al menos dos años de construidas. También se puede estimar en base a la humedad óptima del ensayo de compactación estándar (MOP E- 123) o del límite plástico, ya que la humedad de equilibrio normalmente está correlacionada con estos valores. Generalmente se supone igual al límite plástico.

En esta lámina se exponen las recomendaciones que se deben tomar en cuenta para simular correctamente en el ensayo las condiciones de la obra en la que se construye el pavimento.

La necesidad de saturación

(b) Principio de diseño del Método AASHTO-72, del Método del Instituto Americano del Asfalto y del Método de la Shell (1981)

El ensayo de CBR siempre debe ser ejecutado en condición de saturado, independientemente de la condición de intensidad de lluvias.

(c) Principio de diseño del Método AASHTO-93

El Método no emplea el valor de CBR sino el del Módulo Resiliente (MR), el cual debe ser ejecutado en tres condiciones de humedad: saturado, húmedo y a la humedad de equilibrio.

En esta lámina se explica el cambio de condiciones que se han dado a través del tiempo en el Método AASHTO. Antes se realizaba el ensayo CBR únicamente en condición saturada y ahora es necesario no sólo el empleo del Módulo Resiliente en vez del valor de CBR, sino que el ensayo debe ser realizado en condiciones de saturada, húmedo y a la humedad de equilibrio

Valores estimados de CBR

Tipo de suelo	Índice de Grupo	CBR de diseño para una condición de carga de			
		< 10 ⁵ Percentil 75	< 10 ⁶ Percentil 85	< 10 ⁷ Percentil 90	< 10 ⁸ Percentil 95
A-1-a	0	35	30	30	20
A-1-b	0	27	24	21	17
A-2-4	0	22	18	13	8
A-2-6	0—4	14	12	8	6
A-4	0—2	14	12	8	7
	2—5	9	8	6	3
	> 5	4	2.5	2	2
A-6	< 3	8	7	5	4
	3—7	5	4	3	2.5
	7—11	3	2.5	2	1.5
	> 11	2	1.5	1.5	1
A-7-5	< 20	4	2	1.5	1
A-7-6	< 10	3	2.5	2	2
	> 10	2	1.5	1	0.5

*Tabla 1: Valores de CBR típicos de suelos venezolanos, determinados para diferentes valores percentiles. (CBR saturados, con 4,5 kg de sobrecarga)
Fuente: Salamé Luis, et al: Método Venezolano de Diseño de Pavimentos, 1982*

En esta tabla se muestran los valores estimados de CBR para los distintos tipos de suelos venezolanos determinados para diferentes valores percentiles con 10 lbs de sobrecarga.

El Módulo Resiliente

El módulo resiliente (MR) está definido como la magnitud del esfuerzo desviador repetido en compresión triaxial dividido entre la deformación axial recuperable, siendo éste equivalente al módulo de Young (módulo de elasticidad) y se representa como sigue:

$$MR = (\sigma_1 - \sigma_3) / \varepsilon_{axial} = \sigma_d / \varepsilon_{axial}$$

donde:

MR = Módulo de resiliencia

σ_1 = Esfuerzo principal mayor

σ_3 = Esfuerzo principal menor (confinamiento lateral)

σ_d = Esfuerzo desviador

ε_{axial} = Deformación recuperable

Durante pruebas de carga repetida se observa que después de un cierto número de ciclos de carga, el módulo llega aproximadamente a ser constante y la respuesta del suelo se puede asumir como elástica. Al módulo que permanece constante se le llama módulo de resiliencia. Este concepto aplica tanto para suelos finos como para suelos granulares

El ensayo de Módulo Resiliente (MR)



En la primera fotografía se observa un detalle de muestra con medidores de deformación instalados. En la segunda fotografía se muestra una celda de triaxial dinámico. Este ensayo no tiene mucha difusión en la actualidad en Venezuela, ya que no existen laboratorios que lo realicen, pero se han logrado desarrollar ecuaciones de correlación entre el valor del MR y de CBR

Procedimiento resumido del ensayo de triaxial dinámico (Módulo Resiliente)

- 1. La Briqueta de ensayo tiene forma cilíndrica, normalmente 100 mm de diámetro por 200 mm de altura (Figura 1.a).**
- 2. La muestra se compacta en el laboratorio hasta alcanzar el peso unitario y el grado de humedad que se espera tenga en el campo (saturada, seca y a humedad de equilibrio).**

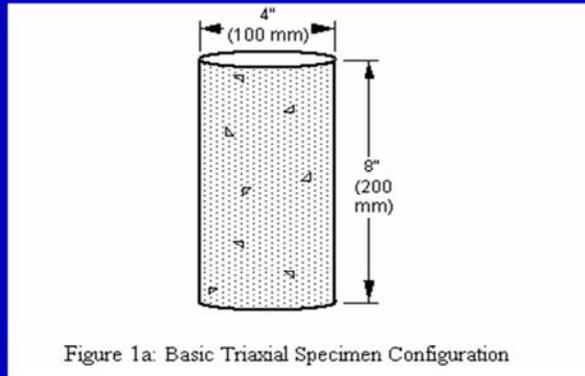


Figure 1a: Basic Triaxial Specimen Configuration

En la figura se observa el tipo de muestra utilizada para realizar el ensayo Triaxial. De igual manera, se definen las dimensiones de la muestra. En el texto se explica el procedimiento a realizar con la muestra

El ensayo de Módulo Resiliente (MR)

3. La muestra se encapsula verticalmente por medio de una membrana de caucho, de poco espesor, y en ambas caras —superior e inferior— se colocan discos metálicos (Figura 1.b).

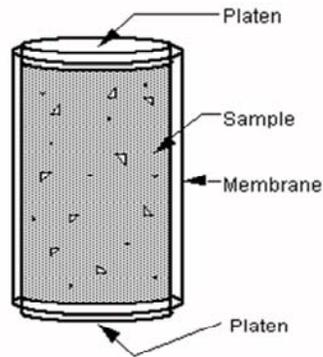


Figure 1b: Enclosure of Triaxial Specimen

En la figura se ilustra la representación gráfica de cómo debe encapsularse la muestra. Verticalmente con una membrana de caucho y en las caras con discos metálicos.

Procedimiento resumido del ensayo de triaxial dinámico (Módulo Resiliente)

4. La briqueta se coloca dentro de la cámara de presión y se aplica la presión de confinamiento (σ_3) (Figura 1.c)

Figure 1b: Enclosure of Triaxial Specimen

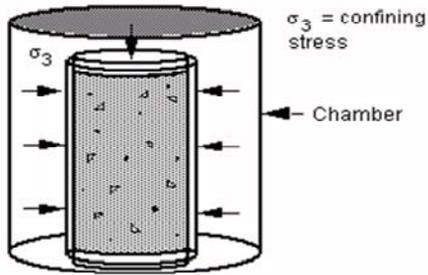
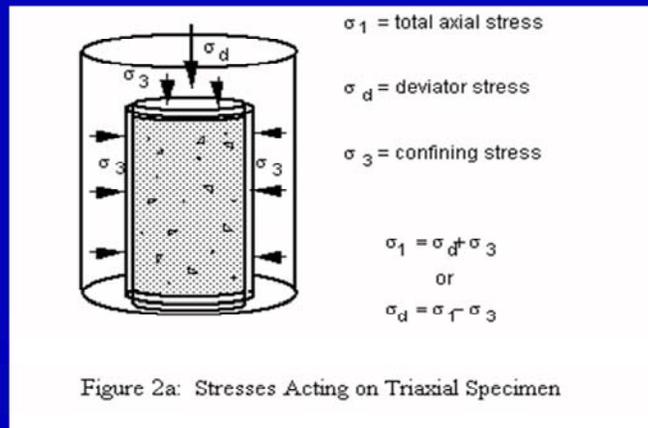


Figure 1c: Triaxial Specimen in Pressure Chamber

En la figura se hace una representación gráfica del procedimiento de aplicación de la presión de confinamiento para la realización del ensayo Triaxial.

Procedimiento resumido del ensayo de triaxial dinámico (Módulo Resiliente)

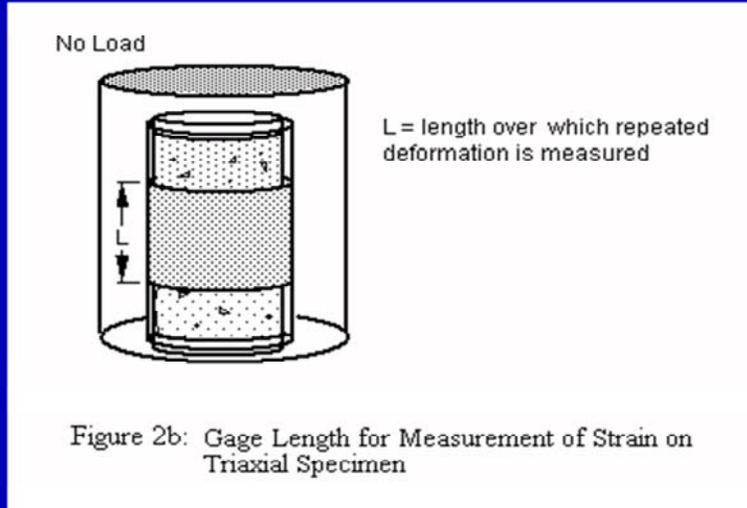
5. El esfuerzo desviador es igual al esfuerzo axial (σ_1) aplicado por el equipo menos el esfuerzo de confinamiento (σ_3). En otras palabras, el esfuerzo desviador es el esfuerzo repetido aplicado sobre la muestra (Figura 2.a).



En la figura se representan los esfuerzos que actúan en la muestra en el ensayo Triaxial. El esfuerzo desviador, entonces, resulta de la resta de los esfuerzos que se aplican sobre la muestra.

Procedimiento resumido del ensayo de triaxial dinámico (Módulo Resiliente)

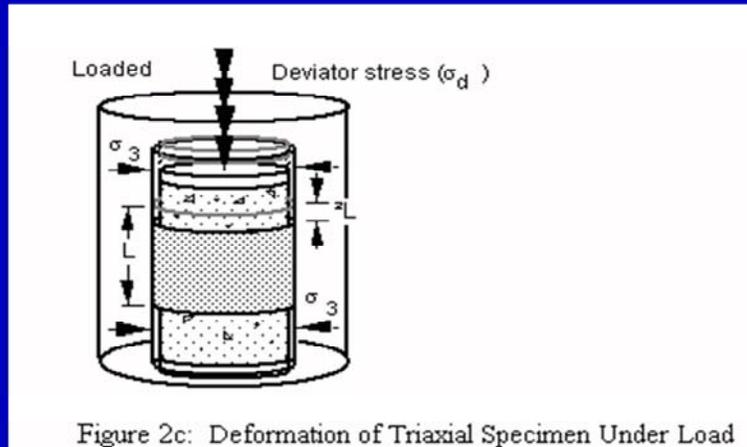
6. Las deformaciones que sufre la briqueta se calculan mediante una celdas de deformación (LVD), designada como "L" (Figura 2.b).



en la figura se representa gráficamente la longitud del calibrador para la medición de esfuerzos en la muestra utilizada para el Ensayo Triaxial, llamado "L"

Procedimiento resumido del ensayo de triaxial dinámico (Módulo Resiliente)

7. La condición inicial de la muestra es sin carga (sin esfuerzos inducidos). Cuando se aplica el esfuerzo desviador la muestra se deforma, cambiando en altura, tal como se muestra en la Figura 2.c. El cambio en altura es directamente proporcional a la rigidez del material.



En la figura se muestra cómo ocurre la deformación de la muestra Triaxial bajo condición de carga. Se puede decir que esta deformación es producto de la aplicación del esfuerzo desviador en la muestra.

El Ensayo de Módulo Resiliente

El Ensayo de deformación permanente se ejecuta bajo las siguientes condiciones: con un esfuerzo desviador de 69 kPa y un esfuerzo de confinamiento de 13.8 kPa (20,000 ciclos de carga).

Estos niveles de esfuerzo son el máximo esfuerzo desviador y el mínimo confinamiento propuesto por SHRP para prueba de módulo de resiliencia; además, se considera que estos niveles de esfuerzos son los que se presentan a nivel de sub-rasante.

En este texto se exponen las condiciones bajo las que se deben realizar el Ensayo Triaxial o de Módulo Resiliente.

El Ensayo de Módulo Resiliente

Las deformaciones verticales son medidas por 3 LVDT's (Linear Variable Differential Transformers), elementos que se encargan de transmitir la magnitud de dichas deformaciones a la unidad de registro y control.

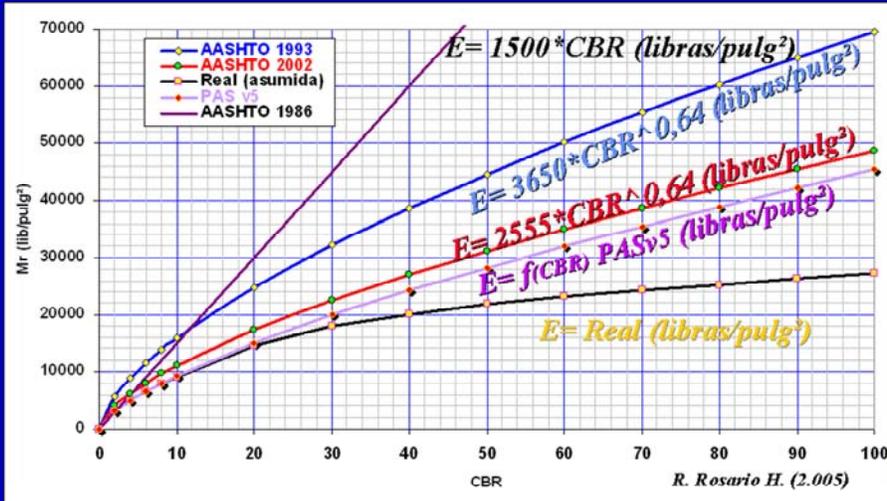
Los LVDT's se encuentran localizados en la parte externa de la cámara triaxial. Los diferentes intervalos en los que se mide la deformación simulan la velocidad de circulación de un vehículo sobre la estructura de un pavimento. La carga que se aplica a la muestra de suelo compactado es medida por una celda de carga.

El sistema de carga es operado por un medio hidroneumático a través de una bomba con capacidad de hasta 3000 lb/plg² de presión.

La frecuencia de la carga es gobernada por un controlador de tiempo y es de 10 repeticiones por minuto con una duración de carga de 0.1 segundos.

Este ensayo tiene actualmente muy poca difusión en Venezuela, ya que aun no existe ningún laboratorio que lo pueda ejecutar, pero se han desarrollado ecuaciones de correlación entre el valor de MR y el de CBR

Ecuaciones de correlación para Módulo Resiliente



En esta figura se ilustra la graficación de las ecuaciones de correlación para Módulo Resiliente: dependiendo de los métodos utilizados, como el AASHTO 1993, AASHTO 2002, Real, PAS v5 o AASHTO 1986, se observan diferencias marcadas entre los métodos, desde el AASHTO 1986 que podría interpretarse como una relación lineal hasta el Real, que se presenta en forma de parábola

Otras ecuaciones de correlación para materiales de fundación (1):

(a) $Mr = 1,500 * CBR$ (para $CBR \leq 7.2\%$)

(b) $Mr = 3,000 * CBR^{0.65}$ (para $7.2\% > CBR \leq 20\%$)

(c) $Mr = 4,326 * (\ln CBR) + 241$ (para $CBR > 20\%$)

(1) Corredor, G: Apuntes de Pavimentos, Volumen 1, Octubre 2006, Ediciones USM, Caracas

Las ecuaciones más utilizadas en nuestro país para estimar el Módulo Resiliente (MR) a partir de los resultados de ensayos de CBR y suelos finos, es decir los que se utilizan en capas de sub-rasante y sub rasante mejorada son las que se presentan en esta lámina.

Estimación de valores de MR

TABLA 5

Valores aproximados de Módulo Resiliente (MR)

Región Climática	Calidad Relativa del Material de Fundación				
	Muy pobre	Pobre	Regular	Buena	Muy buena
1 (muy lluviosa)	2.875	3.700	5.000	7.000	11.000
2 (lluviosa)	3.250	4.100	5.500	8.000	14.000
3 (semi lluviosa)	3.625	4.500	6.000	9.000	17.000
4 (semi seca)	3.940	4.830	6.420	9.830	19.500
5 (pluvio-nublosa)	3.250	4.100	5.500	8.000	14.000

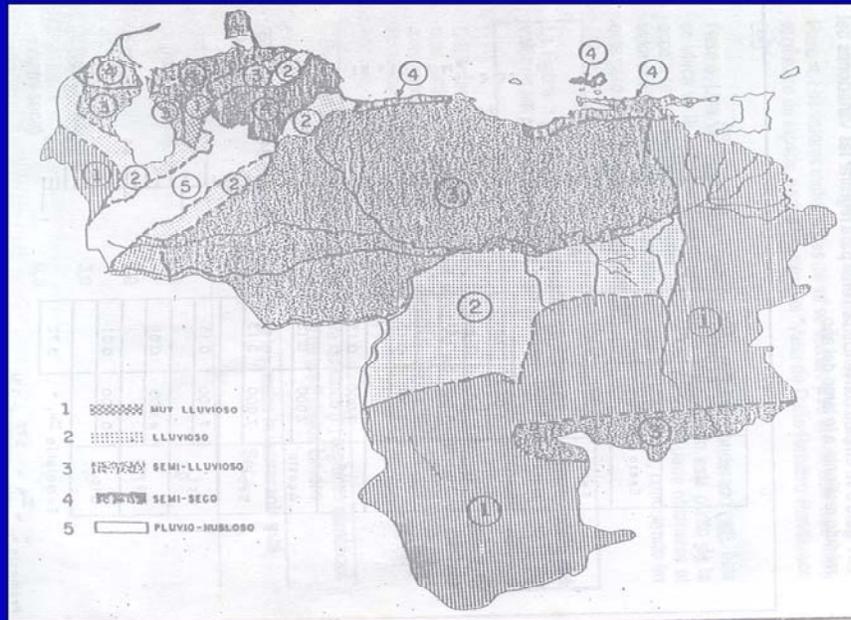
Valor de MR en libras por pulgada cuadrada (psi)

Nota: valores aplicables preferiblemente en vías rurales de bajo tráfico.

Fuente: Ing. Luis Salame R.: "Método de Diseño de Pavimentos Flexibles para Vías de Bajo Volumen de Tráfico", 1990.

Es necesario apuntar, sin embargo, que esta tabla es aplicable solo para el caso en que no sea posible la ejecución de ensayos de laboratorio. Se observa que los valores más altos del MR corresponden a las áreas semi-secas. Los casos más desfavorables de MR se presentan en las regiones muy lluviosas

Estimación de valores de MR



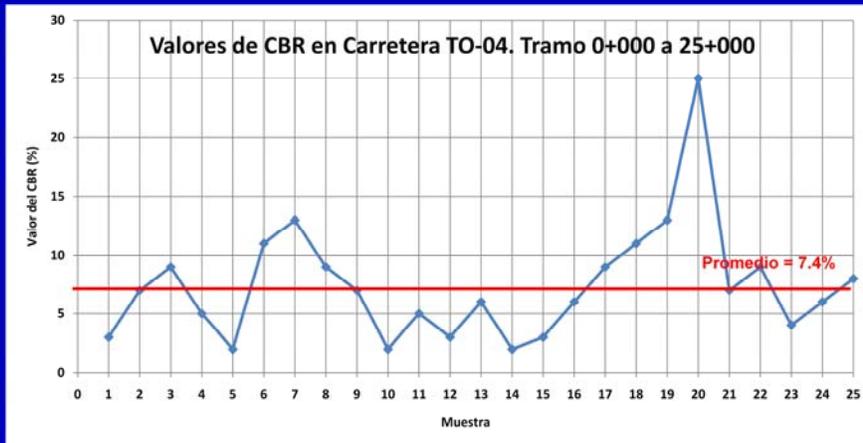
El mapa representa las áreas pluvio-climáticas de Venezuela por el Ing. Luis Salame. "Método de Diseño de Pavimentos para Vías de Bajo Volumen de Tránsito", 1990. se puede observar que una gran parte del país se encuentra bajo la clasificación de "muy lluvioso", mientras que la otra gran parte del país se encuentra clasificada como "semi-lluvioso", que comprende desde apure hasta aproximadamente Delta Amacuro.

Establecimiento de las "Unidades de diseño" en una carretera

Muestra	Progresiva	CBR saturado (%)	Muestra	Progresiva	CBR saturado (%)	Muestra	Progresiva	CBR saturado (%)
1	0+100	3	11	9+805	5	21	19+900	7
2	0+950	7	12	10+775	3	22	20+800	9
3	1+850	9	13	11+980	6	23	21+900	4
4	2+730	5	14	12+750	2	24	22+850	6
5	3+900	2	15	13+550	3	25	24+000	8
6	4+660	11	16	14+880	6			
7	5+825	13	17	15+900	9			
8	6+700	9	18	16+000	11			
9	7+810	7	19	17+888	13			
10	8+900	2	20	18+900	25			

El establecimiento de las unidades de diseño nace de la necesidad de agrupar tramos con características similares para definir con mayor precisión la variable de diseño bajo análisis. Estas secciones son llamadas "homogéneas". En la práctica no es fácil definir los límites de las unidades de diseño debido a la normal variabilidad de los materiales a lo largo del trazado de una carretera. Vamos a seguir un ejemplo de determinación de las "Unidades de Diseño" en una carretera de 25 km de longitud, en la cual cada km, aproximadamente, se ha ejecutado un ensayo de CBR saturado.

Establecimiento de las "Unidades de diseño" en una carretera



Dispersión de resultados muy grande con promedio general

Desviación estándar $S = 4,93\%$

Esta figura ilustra los valores de las tablas presentadas en la lámina anterior. Si se considerasen todos los valores se obtendría un valor promedio de 7,4% CBR, con una desviación estándar de 4,93% CBR. En este caso el 50% de los valores de CBR están por encima del promedio y el otro 50% por debajo de este promedio. Pudiéramos preguntarnos si hubiese una sectorización que resultase con menos dispersión.

Establecimiento de las "Unidades de diseño" en una carretera

Fórmula para calcular los valores de sumas acumuladas

$$S_i = (CBR_i - CBR_{promedio}) + S_{(i-1)}$$

Donde:

- S_i = suma acumulada en la progresiva (i)
- CBR_i = CBR en progresiva (i)
- $CBR_{promedio}$ = Promedio del CBR en todo el tramo
- $S_{(i-1)}$ = suma acumulada en progresiva (i-1)

En esta lámina se muestra la fórmula utilizada para calcular los valores de las sumas acumuladas, que son necesarias para el proceso de establecimiento de las Secciones Homogéneas. En ella se describe cada uno de los términos de la fórmula.

Establecimiento de las "Unidades de diseño" en una carretera

Fórmula para calcular los valores de sumas acumuladas para la Progresiva 0+100:

$$S_i = (CBR_i - CBR_{promedio}) + S_{(i-1)}$$

Para la primera progresiva, al sustituir valores tendríamos:

Donde:

- CBR_i = CBR en progresiva (1) = 3,0
- $CBR_{promedio}$ = Promedio del CBR en todo el tramo = 7,4
- $S_{(i-1)}$ = suma acumulada en progresiva (i-1) = (0)

$$S_i = (3,0 - 7,4) + (0) = - 4,4$$

Se explica en detalle la aplicación de la fórmula para los valores de la Progresiva 1 (0+100), con un resultado de valor $S_i = - 4.4\%$

Establecimiento de las "Unidades de diseño" en una carretera

Fórmula para calcular los valores de sumas acumuladas para la Progresiva 0+950

$$S_i = (CBR_i - CBR_{promedio}) + S_{(i-1)}$$

Para la segunda progresiva, al sustituir valores tendríamos:

Donde:

- CBR_i = CBR en progresiva (2) = 7,0
- $CBR_{promedio}$ = Promedio del CBR en todo el tramo = 7,4
- $S_{(i-1)}$ = suma acumulada en progresiva (i-1) = (-4,4)

$$S_i = (7,0 - 7,4) + (-4,4) = - 4,8\%$$

Se explica en detalle la aplicación de la fórmula para los valores de la Progresiva 1 (0+100), con un resultado de valor $S_i = - 4.4\%$. De igual manera se calcularían los valores de S_i para cada progresiva.

Ejemplo de cálculo de los valores de sumas acumuladas

$$S_i = (CBR_i - CBR_{\text{promedio}}) + S_{(i-1)}$$

Muestra	Progresiva	CBR saturado (%)	Suma acumulada
1	0+100	3	-4.4
2	0+950	7	-4.8
3	1+850	9	-3.2
4	2+730	5	-5.6
5	3+900	2	-11
6	4+660	11	-7.4
7	5+825	13	-1.8
8	6+700	9	-0.2
9	7+810	7	-0.6
10	8+900	2	-6
11	9+805	5	-8.4
12	10+775	3	-12.8
13	11+980	6	-14.2
14	12+750	2	-19.6
15	13+550	3	-24
16	14+880	6	-25.4
17	15+900	9	-23.8
18	16+000	11	-20.2
19	17+888	13	-14.6
20	18+900	25	3
21	19+900	7	2.6
22	20+800	9	4.2
23	21+900	4	0.8
24	22+850	6	-0.6
25	24+000	8	-3.553E-15
	Promedio	7.4	

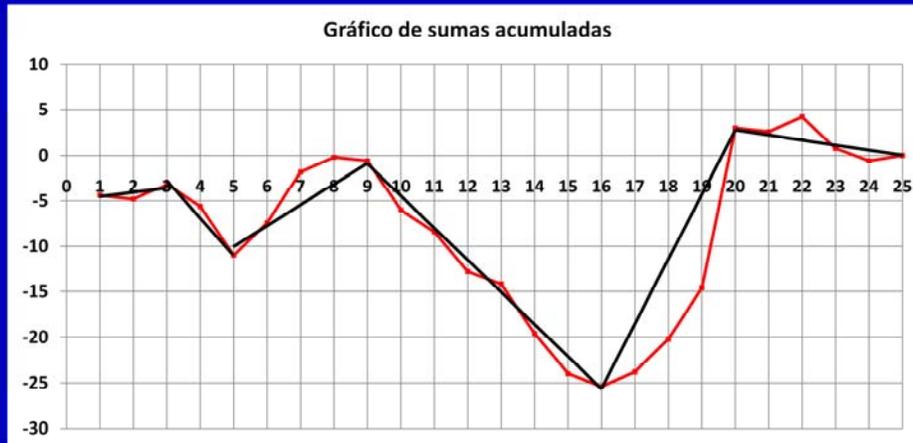
El resultado de la aplicación de esta fórmula para cada una de las progresivas del ejemplo se presentan en esta lámina. Como dato de cálculo, el último valor de Si debe ser igual a cero (0). (en este caso el resultado es de -3,553 * 10E(-15), que bajo todo sentido práctico es cero (0)).

Establecimiento de las "Unidades de diseño" en una carretera



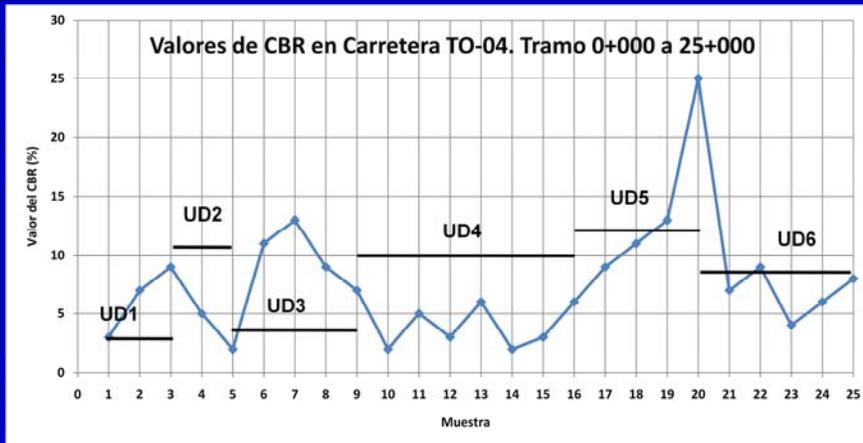
Mediante la hoja de cálculo Excel, se grafican los valores de progresiva y Si, con el resultado que se observa en la lámina. En este gráfico, en donde hay un "cambio de pendiente" habrá una variación de valores promedio de CBR, y el Ingeniero deberá analizar el gráfico de acuerdo a su criterio, a fin de definir "Unidades Homogéneas" que no resulten con longitudes que, por ser demasiado pequeñas, sean imprácticas de seguir en obra.

Establecimiento de las "Unidades de diseño" en una carretera



En esta lámina el Ingeniero ha definido seis (6) sectores de "pendiente uniforme", lo que permite definir seis (6) Unidades de Diseño. Es evidente que sigue siendo aplicable el "criterio" de cada ingeniero, pero es una herramienta matemática que permite definir con facilidad los límites de cada Unidad de Diseño.

Establecimiento de las "Unidades de diseño" en una carretera



En esta lámina se ha sectorizado la progresiva de inicio y de terminación de cada una de las seis secciones homogéneas determinadas mediante el proceso anterior.

Selección del CBR de diseño de la UD 4

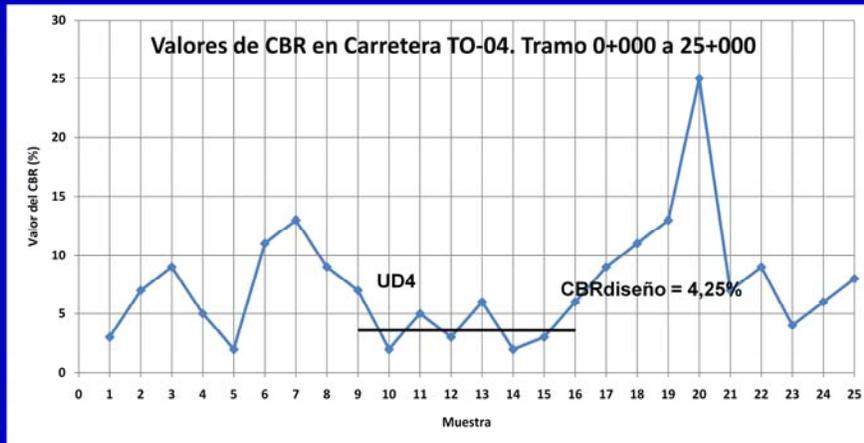
(a) Criterio del valor promedio (Exigido en el Método AASHTO-93)

	Muestra	Progresiva saturado	CBR (%)
Unidad de diseño 4	9	7+810	7
	10	8+900	2
	11	9+805	5
	12	10+775	3
	13	11+980	6
	14	12+750	2
	15	13+550	3
	16	14+880	6
	Promedio		4.25

Desviación estándar $S = 1,98\%$

Vamos a seleccionar el CBR de diseño para la UD4, cuyos valores de CBR, progresiva por progresiva se indican en esta lámina, si se fuese a emplear el Método AASHTO-93. Se utilizará el valor del CBR "PROMEDIO" en esta Unidad de Diseño ya que la versión AASHTO-93 establece este criterio para la determinación del CBR de diseño. En esta UD4 el promedio de CBR es de 4,25% y una desviación estándar de 1,98%.

Establecimiento de las "Unidades de diseño" en una carretera



Dispersión de resultados mucho menor con promedio general

Seleccionando la Unidad de diseño #4 podemos ver en la gráfica en qué punto comienza (Muestra 9, progresiva 7+810) y en qué punto termina (Muestra 16, progresiva 14+880) y su CBR de diseño que es igual a 4.25%. Esta Unidad será la que evaluaremos como ejemplo.

Selección del CBR de diseño de la UD4

(a) Criterio del “percentil de diseño”

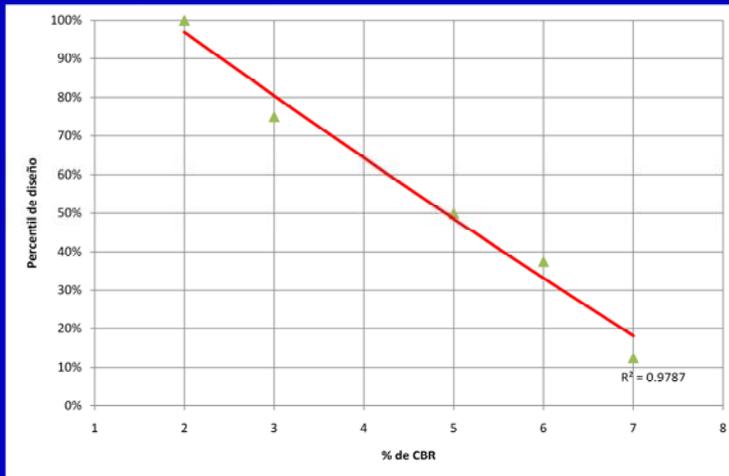
Muestra	Progresiva saturado	CBR (%)	N° de muestras con CBR igual o mayor	% de muestras con CBR igual o
10	8+900	2	8	100%
14	12+750	2	8	100%
12	10+775	3	6	75%
15	13+550	3	6	75%
11	9+805	5	4	50%
13	11+980	6	3	38%
16	14+880	6	3	38%
9	7+810	7	1	13%

1. Se ordenan los datos de menor a mayor y se calcula este %

Vamos a seleccionar el CBR de diseño para la UD4, cuyos valores de CBR, progresiva por progresiva se indican en esta lámina, si se fuese a emplear el Método AASHTO-72, o el del Instituto del Asfalto, o el de la Shell, o el del MTC. Se utilizará el valor del CBR DEL “PERCENTIL DE DISEÑO” en esta Unidad de Diseño ya que la versión AASHTO-72 establece este criterio para la determinación del CBR de diseño. En este procedimiento del “percentil de diseño”, los valores de CBR se ordenan de menor a mayor, y para cada valor se determina el porcentaje de muestras con CBR igual o mayor, tal como se presenta en esta lámina.

Selección del CBR de diseño de la UD4

(a) Criterio del “percentil de diseño”



2. Se grafican los resultados

Una vez ordenados los datos de menor a mayor y obtenidos los porcentajes de frecuencia de CBR igual o mayor al mínimo, se procede a graficar los resultados anteriores de modo de obtener una curva a la que además le obtendremos su correlación. En nuestro caso, $R^2=0.9787$, valor que se ajusta bastante bien a la curva real.

Selección del CBR de diseño de la UD4

(a) Criterio del “percentil de diseño”

Tabla 3

Criterio de **Ejemplo:** **Sub-rasante con 55 millones de EE** el CBR”

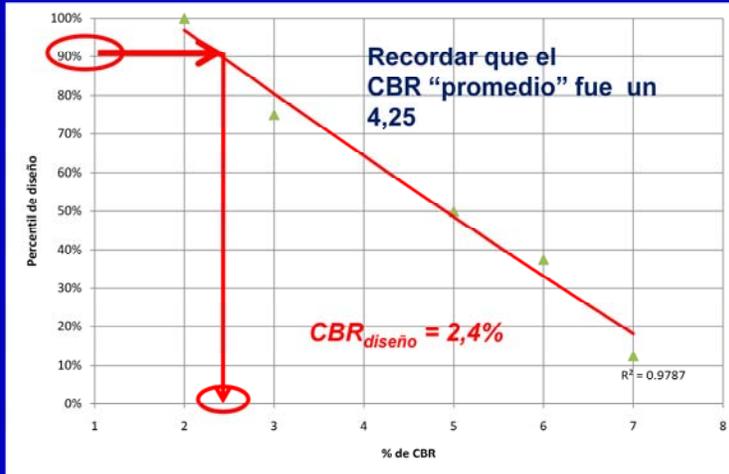
Cargas equivalentes totales (REE)	Percentil de diseño para	
	sub-rasante	sub-rasante mejorada
< 10 E+5	75	85
> 10 E+5 ≤ 10 E+6	80	90
> 10 E+6 ≤ 10 E+7	85	90
> 10 E+7 ≤ 10 E+8	90	95
> 10 E+8	95	95

3. Se selecciona el percentil de diseño de la Tabla

Tomemos como ejemplo que nuestras cargas equivalentes sean iguales a 55 millones de EE. A continuación lo que debemos hacer es ubicar en qué intervalo se encuentra nuestro valor de REE de modo de obtener el percentil de diseño que necesitamos. En nuestro caso es igual a 90%

Selección del CBR de diseño de la UD4

(a) Criterio del "percentil de diseño"

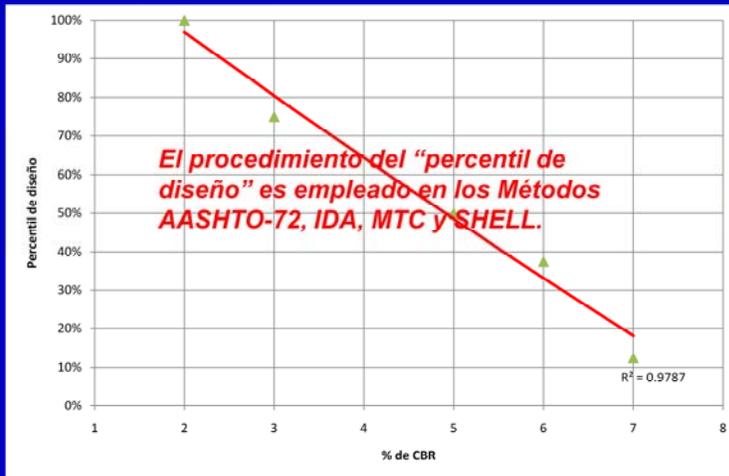


4. Del gráfico, entrando con el percentil de diseño, se obtiene el CBR

Este es el momento en el que pondremos a buen uso la gráfica que se realizó anteriormente, para determinar, finalmente, el CBR de diseño. Una vez obtenido nuestro percentil de diseño que equivale a 90%, entramos con ese valor en la gráfica y obtendremos el valor de CBR que estamos buscando. Para este caso veremos que es igual a 2.4%

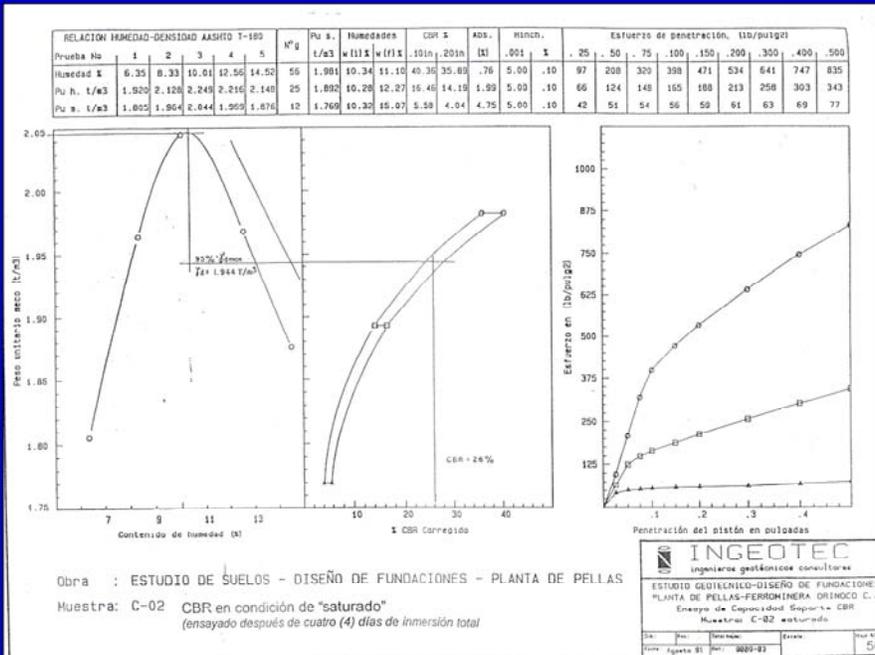
Selección del CBR de diseño de la UD4

(a) Criterio del “percentil de diseño”



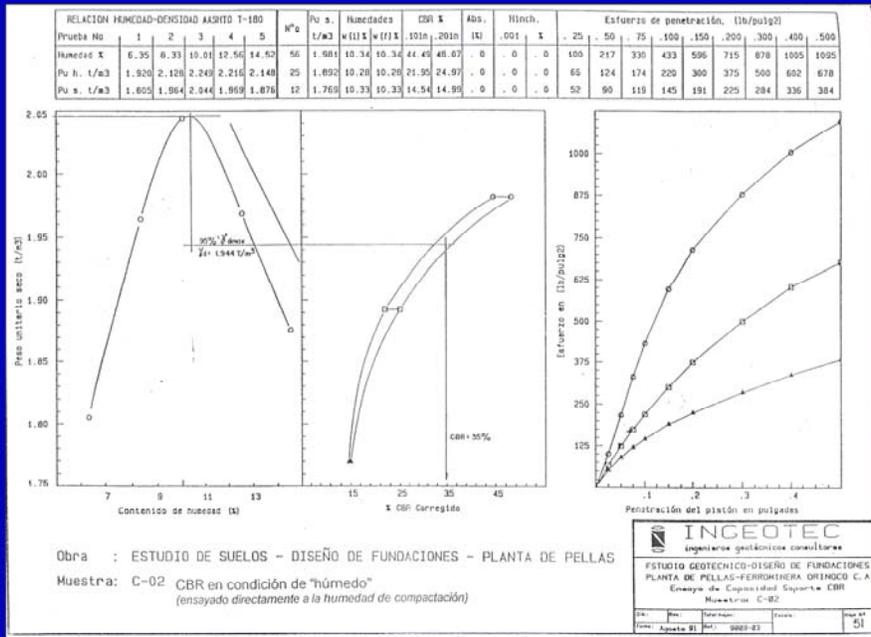
Como podemos ver, en los métodos que se presentan en esta lámina se hace uso del procedimiento cuyo ejemplo hemos realizado. Sin embargo, para el método AASHTO-93 no se usa este procedimiento sino el primero que observamos que es el del CBR promedio.

Ejemplo de Ensayo de CBR saturado



En esta lámina podemos observar un estudio de suelos, más específicamente los resultados graficados de CBR en condición de "saturado" luego de cuatro (4) días de inmersión total

Ejemplo de Ensayo de CBR húmedo



Comparando con la lámina anterior, en ésta podemos observar también un estudio de suelos, pero esta vez se trata del CBR en condición de "húmedo", ensayo directamente a la humedad de compactación. Para el método AASHTO-93 se requiere de ambos ensayos.

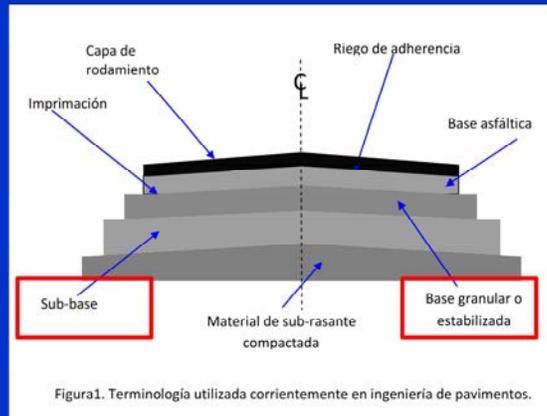
El material de sub-rasante



*Gustavo Corredor M.
gcorredorm@gmail.com*



Bases y sub-bases granulares.



En esta lámina se observa la terminología clásica utilizada en Ingeniería de pavimentos. Los términos señalados se explicaran con más profundidad en las siguientes láminas.

Capas de Base:

La capa base de un pavimento flexible se define como aquella capa de material que está colocada directamente por debajo de la capa de rodamiento.

Debido a su ubicación —muy cercana a la superficie en donde se aplican las cargas de los vehículos— deben poseer una alta resistencia a la deformación, siendo capaces de soportar los esfuerzos aplicados sobre ellas.

Normalmente se construyen con espesores relativamente altos (15-30 cm.), y con materiales de Módulos Elásticos altos, con lo cual se logra absorber parte de los esfuerzos y distribuirlos a las capas inferiores en una magnitud tal que puedan ser soportados por materiales de menor calidad, como son los que conforman las capas de sub-base o de sub-rasante.

En esta lámina se define lo que es la capa base de un pavimento flexible, su ubicación y características generales. La capa base tiene por finalidad absorber los esfuerzos transmitidos por las cargas de los vehículos y además repartir uniformemente los esfuerzos a la sub-base y terreno de fundación

Capas de Base:

Una segunda función de la capa base está asociada con la facilidad de drenar las aguas provenientes de la superficie, o de evitar la ascensión capilar de aguas inferiores.

Por último, persiguen un fin económico, ante la posibilidad de emplear materiales de menor costo que los utilizados en la capa de rodamiento.

Normalmente son construidas con mezclas de fragmentos de piedra o grava, y materiales finos de relleno, pudiendo también emplearse suelos locales estabilizados mediante la incorporación de cal hidratada o cemento Portland, en cantidades suficientes para incrementar en forma sustantiva su capacidad de resistencia.

Sus propiedades fundamentales dependerán, por otra parte, del diseño final de la estructura de pavimento, en particular, si se contempla que la capa de base sea, o no, protegida mediante la colocación de una capa de mezcla asfáltica.

El texto de esta lámina se encuentra bastante completo en cuanto a las funciones de la capa base. Es importante resaltar los materiales que pueden ser utilizados para esta capa, como son fragmentos de piedra o grava y que también se pueden utilizar suelos estabilizados con cal o cemento.

Capas de Sub-base

La capa de sub-base se define como aquella capa que se coloca directamente sobre la superficie de la sub-rasante. También puede ser definida, en una estructura de pavimento multicapa, como aquella capa que se coloca directamente por debajo de la capa de base.

Aún cuando se emplean para absorber los esfuerzos generados por los vehículos, debido a que se encuentran algo alejadas de la superficie en donde se aplican las cargas, no se requieren materiales tan resistentes como los exigidos en las capas de base.

Sus espesores son, en general, mayores a los de capa base, y están en el rango entre los 20 y 35. No se recomienda construir espesores de capas mayores a los 45 cm, aun cuando el dimensionamiento estructural así lo exija; en este caso debe sustituirse el espesor por encima de los 45 cm por un espesor equivalente de otro material, tal como será comentado en el momento de diseñar la estructura de un pavimento.

La sub-base es una capa de materiales pétreos, de buena gradación, construida sobre la sub-rasante. Esta capa, al igual que la anterior, deberá cumplir con los requisitos de compactación y de calidad a que se hace referencia para la capa sub-rasante. Normalmente, la sub-base se construye para lograr espesores menores de la capa Base.

Capas de Sub-base

Normalmente son construidas con materiales granulares sin procesar, con espesores relativamente mayores a los de la capa base (20-35 cm.), o en el caso de emplearse materiales locales de baja calidad, se estabilizan mediante la incorporación de cal hidratada o cemento Portland en cantidades reducidas para incrementar ligeramente su capacidad de resistencia.

También los materiales locales finos pueden ser mejorados mediante el empleo de aceites sulfonados, que producen una estabilización de tipo electroquímica, pudiendo así alcanzar los niveles de calidad asociados con los exigidos para otros tipos de materiales empleados como capas de sub-base.

Es importante, en esta lámina, resaltar el hecho de que la capa de sub-base será de mayor espesor que la capa base y que al igual que ésta, también puede realizarse con el proceso de estabilización de suelos con cal o Cemento Portland. Adicionalmente la capa de sub-base también puede ser estabilizada con aceites sulfonados, que producen una estabilización electroquímica.

Capas de Sub-base

El Módulo Elástico de los materiales de sub-bases granulares son menores a los de la capa base.

Otras funciones de las capas de sub-base son: economía de construcción, por ser de menor costo que los empleados en las capas de base, y facilitar el drenaje de las aguas, tanto las de percolación como las de ascensión capilar.

Por otra parte, en caso de ser necesario reducir cambios volumétricos originados por suelos de carácter expansivo, se construyen también con grandes espesores, y sirven para impedir que las deformaciones de las capas de la sub-rasante sean reflejadas en la superficie del pavimento.

Las capas de sub-base, por último, sirven como capa de transición, evitando que los finos de la sub-rasante contaminen los materiales de las capas de base, reduciendo su resistencia.

En esta lámina se hace mención al Módulo Elástico de los materiales de sub-base, así como a sus funciones: los materiales empleados para esta capa son más económicos que los de la capa de base y es importante que faciliten el drenaje de las aguas. Un aspecto muy importante en la Ingeniería de Pavimentos radica en la clase de material empleado. Las arcillas expansivas, como su nombre lo indica, se expanden ante la presencia del agua y pueden causar fallas graves y permanentes en un pavimento.

*Requisitos de calidad para los materiales de sub-bases granulares
COVENIN 11-2 (granzón natural) y COVENIN 11-4 (granzón mezclado):*

(a) Límites granulométricos:

Sub-base	% pasante el tamiz						
	2"	1"	3/8"	# 4	# 10	# 40	# 200
Tipo 1	100	100	60-100	50-85	40-70	20-50	5-20

(b) Otros requisitos:

- % partículas alargadas o planas: < 20%
- % Desgaste L.A. < 50%
- Límite Líquido < 35% e Índice Plástico < 9%
- % compactación en obra > 95% DMS (Proctor modificado)
- CBR > 20% (no establecido en la Norma pero práctica común entre los Ingenieros de Proyecto).

En esta lámina se presenta una tabla con los requisitos de calidad de sub-bases granulares. Se observa de esta manera que los materiales deben ser de tamaño medio con presencia de finos. Los otros requisitos vienen dados por ensayos que se le realizan al agregado, que son el porcentaje de partículas planas o alargadas, Desgaste Los Ángeles, Límite líquido, Índice Plástico, compactación y CBR

Proceso constructivo de sub-bases granulares no tratadas:

Explotación en saque de grava de río



En esta fotografía se puede observar el proceso de explotación en saque de grava de río. se pueden divisar las pilas de agregado que vienen a ser retiradas por la maquinaria necesaria. Este constituye el primer paso en el proceso constructivo de sub-bases granulares no tratadas.

Proceso constructivo de sub-bases granulares no tratadas:

(a) Transporte y descarga a distancias predeterminadas de las "pilas" de agregados



En esta fotografía se observa el proceso de descarga de las pilas de los camiones a distancias previamente determinadas. Para esta función se utilizan camiones articulados. Se debe recalcar que la distancia entre descargas NO es aleatoria. Esta distancia se calcula conociendo las densidades secas del material en estado suelto, de modo de calcular el volumen requerido y el volumen del material en estado suelto. Al determinar estos volúmenes se procede a calcular cuántos camiones se necesitan en función del volumen que puede contener cada camión. Con la distancia del tramo y la cantidad de camiones se determina la separación que debe existir entre ellos

Proceso constructivo de sub-bases granulares no tratadas:

(a) Transporte y descarga a distancias predeterminadas de las "pilas" de agregados



En esta fotografía se puede observar que las pilas de agregados ya han sido colocadas, lo que las dejaría listas para extenderlas hasta el espesor de proyecto.

(a.1) Determinación de espaciamiento de camiones con un material: Ejemplo resuelto

Determinar el espaciamiento de los camiones para lograr un espesor compactado de 25 cm, en una calzada de 7.81 m de ancho. Se dispone de camiones de 9 m³ y de 15 m³.

Solución

Es necesario conocer las densidades secas del material, en estado suelto, tal como se encuentra en el momento de su transporte sobre los camiones, y luego de ser compactado en obra.

En este ejemplo, se conoce que la densidad seca del material, en estado suelto es de 1.600 kg/m³, y se ha realizado un ensayo de compactación Proctor, que arroja un valor de Peso Unitario seco máximo (o densidad máxima seca) de 2.100 kg/m³, y una humedad óptima de 6,8%.

En función de las densidades de construcción, se estima que la densidad seca después de compactada será del 95% de la densidad máxima seca, es decir igual a $2.100 \times 0,95 = 1.995 \text{ kg/m}^3$.

Es muy importante recalcar que deben conocerse las densidades secas del material, su Peso Unitario seco máximo y su humedad óptima. Debemos recordar que se le ha realizado el ensayo de compactación Proctor y que su densidad máxima seca, por ende, estará alrededor del 95% de la densidad en estado suelto.

Los cálculos serán realizados para 300 m³ de material compactado, que es la cantidad de material que se estima pueda ser extendido, humedecido y densificado en una jornada de trabajo.

1. Volumen requerido

1.1 Volumen de material compactado = ancho x largo x espesor

$$\text{Ancho medio} = [7.81 + 2 \times (\frac{1}{2} \times 0,25)] = 8,063 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 300 \text{ m} \qquad \text{Espesor} = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Volumen compactado} = 8,063 \times 300 \times 0,25 = 604,69 \text{ m}^3$$

1.2 Volumen del material en estado suelto = volumen compactado x (Densidad seca de campo (compactado) / densidad seca en estado suelto)

$$\text{Volumen del material suelto} = 604,69 \times 1.995 / 1.600 = 604,69 \times 1,25 = 755,86 \text{ m}^3.$$

Es decir, se requiere un 25% de material adicional por cada m³, para lograr un (1,0) m³ compactado. Esta relación entre la densidad seca de campo y la densidad seca suelta, se conoce como Factor de esponjamiento.

A continuación se presentan los cálculos para el volumen requerido de material, tanto compactado como en estado suelto. Se debe recordar que el volumen de material suelto SIEMPRE será mayor al de material compactado. De esta manera y con la fórmula presentada se puede calcular cuánto más de material se requiere para obtener un metro cúbico de material compactado.

a.2. Espaciamiento de los camiones.

Si se cumple el procedimiento correcto de espaciamiento de la descarga de los camiones, se logra colocar la cantidad requerida para el espesor deseado en el proyecto.

Ya que se dispone de camiones de 5 m³ y de 9 m³, cuya capacidad está relacionada con el estado en que se transporta el material, es decir en estado suelto, una alternativa de distanciamiento de un camión a otro sería la siguiente:

- *Empleando solo camiones de 9 m³*

*Cantidad de camiones de 9 m³ en los 300 m de longitud = $755,86 / 9$
= 83,98 camiones (se aproxima a 84 camiones)*

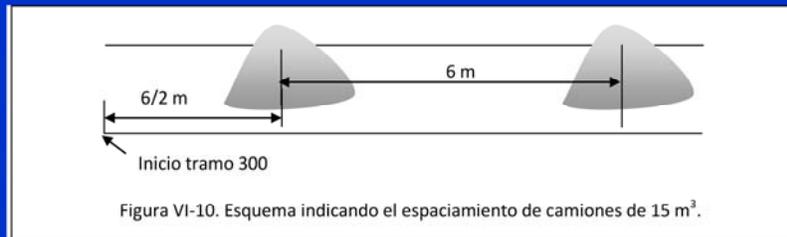
- *Espaciamiento (distancia) entre camión y camión = $300 / 84 = 3,57$
m*

En esta lámina se pueden observar los cálculos para saber cuántos camiones se necesitan, dependiendo del volumen que pueda contener cada camión. Se divide, entonces, para mostrar una primera opción de cálculos, el volumen total necesario entre la capacidad de cada camión, y luego de esto se divide la longitud del tramo entre la cantidad de camiones aproximada que se obtuvo de la cuenta anterior.

Empleando solo camiones de 15 m³:

Cantidad de camiones de 15 m³ en los 300 m de longitud = $755,86 / 15 = 50,39$ camiones (se aproxima a 50 camiones)

Espaciamiento (distancia) entre camión y camión = $300 / 50 = 6,00$ m

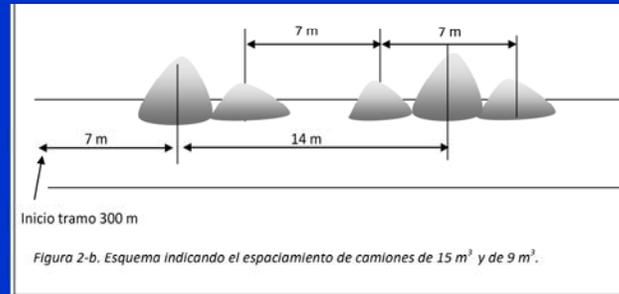


En la figura se ilustra el esquema que indica el espaciamiento de camiones de 15 m³. se observa que el mejor rendimiento se obtiene con estos camiones ya que se deben colocar separados 6 metros en vez de 3.57 m para camiones de 9m³

• Empleando el mismo número de camiones de 9 m³ y 15 m³ a ser transportados por cada tipo de camión = $755,86/2 = 377,93$ m³

- cantidad de camiones de 9 m³ = $377,93/9 = 41,99$
o separación entre camión y camión = $300/42 = 7,14$ m. Se aproxima a 7 m.

- cantidad de camiones de 15 m³ = $377,93/15 = 21,20$
o separación entre camión y camión = $300/21 = 14,3$ m. Se aproxima a 14 m.



Como se observa en esta lámina, también se puede hacer una combinación, utilizando camiones de 9m³ y 15 m³. Se divide en partes iguales el volumen de agregado que transportará cada camión y se calcularan nuevas separaciones. Esto se ilustra en la figura plasmada en esta lámina.

Proceso constructivo de sub-bases granulares no tratadas:

(b) Extendido y conformación del material mediante motoniveladoras, hasta alcanzar el espesor y nivel de proyecto



Fuente: Daniel Salcedo R.: "Guía Técnica y Ambiental, República Dominicana, 2000"

En esta fotografía se observa la formación del "cordón" o "camellón" con una moto niveladora. De tal manera se extienden los agregados hasta alcanzar el espesor y nivel de proyecto.

Proceso constructivo de sub-bases granulares no tratadas:

(d) Extendido y conformación del material mediante motoniveladoras, hasta alcanzar el espesor y nivel de proyecto



En esta fotografía, como el título lo indica, se muestra el proceso de extendido del material de modo de alcanzar el espesor y nivel de proyecto. Se puede observar que ya el material ha sido parcialmente extendido.

Proceso constructivo de sub-bases granulares no tratadas:

(c) Formación del "camellón"



En esta fotografía se ilustra como se ha extendido, en parte, los agregados, de manera que se forma el llamado "cordón" o "camellón". El camellón es una pila de menor altura y continua que se forma cuando la cuchilla corta la pila del material y la empuja a un lado

Proceso constructivo de sub-bases granulares no tratadas:

(e) Riego de agua en caso de ser necesario, para lograr la humedad óptima



En esta fotografía se puede observar el riego de agua sobre los agregados. El agua no se riega toda al mismo tiempo sino que se distribuye por capas. Se hace un primer riego, la moto niveladora abre una nueva cantidad de material que se coloca sobre el que ya ha sido humedecido. Luego se pasa de nuevo la maquinaria para homogeneizar la humedad. El riego de agua se hace para alcanzar la humedad óptima de manera de lograr su densidad máxima gracias a la compactación del material

Proceso constructivo de sub-bases granulares no tratadas:

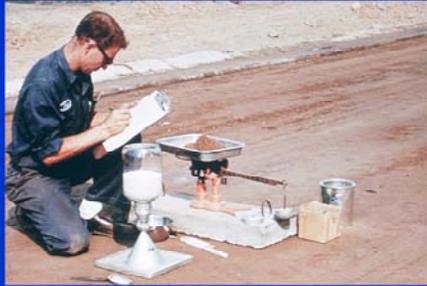
(f) Compactación del material extendido hasta alcanzar la densidad de proyecto



En esta fotografía se observa el proceso de compactación del material extendido. Como ha sido mencionado, una vez humedecido el material se procede al paso, nuevamente, de la maquinaria de modo de homogeneizar la humedad y se obtenga, de esta manera, la densidad del proyecto.

Proceso constructivo de sub-bases granulares no tratadas:

(g) Verificación del espesor (suelto y compactado) y de la densidad y de la humedad



En obra es necesario verificar tanto el espesor suelto como la densidad en campo. En la primera fotografía se observa la toma de una muestra del material extendido y en estado suelto. Esto es necesario para garantizar que el espesor de la capa en estado suelto, luego de ser compactada, resulte con un espesor igual al espesor de diseño para la capa granular. La determinación del espesor suelto se hace en función de las densidades suelta y compactada del material que está siendo empleado en obra. Las dos fotografías inferiores muestran la ejecución del ensayo de “cono y arena”, muy empleado en Venezuela para determinar la densidad de campo del material luego de haber sido compactado en obra.

Proceso constructivo de sub-bases granulares no tratadas:

(g) Verificación del espesor (suelto y compactado) y de la densidad y de la humedad



En las dos fotografías superiores se muestra el proceso de ensayos de campo para la verificación de la humedad de campo, requerido como control de calidad en ejecución de bases y sub-bases: (a) la foto de la izquierda se está ejecutando la medición de humedad mediante “cocinilla de campo”, y en la de la derecha mediante el equipo llamado “speedy”, muy empleado en suelos finos. En la fotografía inferior se señala un equipo nuclear para la determinación tanto de la humedad de campo como de la densidad de la capa compactada.

Problemas asociados con las sub-bases de "granzón natural":



Como se observa en la fotografía, la gradación del granzón natural no es la que generalmente se persigue para la utilización del mismo como material para la sub-base. Se puede observar que hay partículas de tamaño exagerado que no son útiles a la hora de la construcción del pavimento. Por esta razón se recomienda hacer una combinación de agregados de modo de seleccionar los tamaños más convenientes.

Problemas asociados con las sub-bases de "granzón natural":

Variabilidad y segregación



Como se observa en la fotografía, la gradación del granzón natural no es la que generalmente se persigue para la utilización del mismo como material para la sub-base. Aquí se observan fracturas en la capa de sub-base, lo que resulta indeseado para la durabilidad y confiabilidad de un pavimento

Bases granulares:

Tipos de materiales para capas de base

Los materiales obtenidos directamente en los cortes de las minas o en las riberas de los ríos son económicos y permiten obtener unas sub-bases de malas a buenas, en función de su resistencia o valor CBR.

A medida que la capa se acerca a la superficie sobre la cual se aplicarán las cargas, sin embargo, se requieren materiales de mejor calidad, los cuales son normalmente obtenidos al procesar agregados extraídos de las márgenes de los ríos.

El procesamiento permite modificar algunas de sus propiedades fundamentales, a saber: forma y tamaño, textura y distribución de tamaños. Este procesamiento significa un costo adicional, pero el aumento de sus propiedades mecánicas significa una disminución en sus espesores de diseño, por lo cual es una alternativa muy común en la ingeniería de pavimentos. Los materiales "naturales" que son sometidos a procesos de modificación de forma, tamaño y granulometría —y algunas veces a lavado para disminuir su plasticidad— son conocidos como "materiales procesados".

En esta lámina se describen los materiales a ser utilizados como capa base. Es importante recalcar que los materiales, a medida que se acercan a la superficie deben presentar una mejor calidad. Usualmente estos materiales son procesados, pues es muy difícil encontrar un material natural que contenga las propiedades necesarias. En este texto se presentan las formas de procesamiento del material, que resultan en un agregado de buena calidad y adecuado para su utilización como capa base

Bases granulares:

Estos materiales procesados derivan sus niveles de mayor resistencia (mayor CBR) —mayor resistencia al corte— fundamentalmente por la fricción interna que se logra entre los granos, y la cual, a su vez, es función de una serie de propiedades de ingeniería del agregado:

- *distribución granulométrica*
- *forma y textura de las partículas*
- *tamaño máximo*
- *limpieza*
- *densidad*

En esta lámina se presentan las propiedades de ingeniería deseadas en los agregados. La distribución granulométrica resulta una de las propiedades más importantes – si no la más importante, ya que permite el contacto grano a grano, que afecta a la resistencia – a la hora de la selección de un material para ser utilizado como base o sub-base

Bases granulares:

Distribución granulométrica

La distribución de tamaños es la propiedad más importante de un material que sea empleado en una capa de base o de sub-base, ya que permitirá un contacto grano a grano, garantizando así el desarrollo de un adecuado nivel de resistencia.

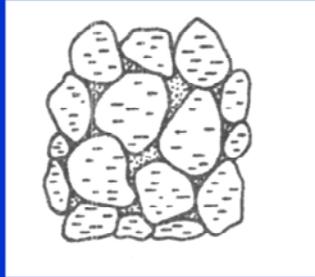


Un agregado que contenga pocos o ningunos finos logra su estabilidad por el contacto "grano a grano". Normalmente son de baja densidad y muy permeables; sin embargo, debido a su naturaleza no cohesiva, son muy difíciles de trabajar en obra.

En esta lámina se describe la propiedad de ingeniería más importante a la hora de seleccionar un agregado. La figura muestra un agregado de baja densidad y permeables. No es el indicado a la hora del proceso constructivo pues es difícil de trabajar

Bases granulares:

Por otra parte, un agregado que contenga suficientes finos para llenar todos los vacíos entre las partículas o granos, también logrará su estabilidad por el contacto "partícula a partícula", pero con una mayor resistencia al corte.



Su densidad será alta y su permeabilidad relativamente baja. Este material es moderadamente fácil de compactar, pero es el ideal desde el punto de vista de la estabilidad, ya sea que se encuentre en una condición confinada o no-confinada.

En esta figura se observa un agregado con cierta presencia de finos. En este tipo de granulometría no sólo se observa que existe contacto grano a grano sino partícula a partícula. La densidad de este agregado es mayor y su permeabilidad baja (debido a que hay menos espacio entre los granos y partículas que pueda ser ocupado por agua). Este es el tipo de agregado que se busca a la hora de la construcción. Si bien no es el más fácil en términos de trabajabilidad, es el que proporciona mejor estabilidad

Bases granulares:

Un material que contiene un excesivo porcentaje de finos, y ha perdido su contacto "grano a grano", y el grueso simplemente "flota" en los finos.

Su densidad será baja y es prácticamente impermeable.



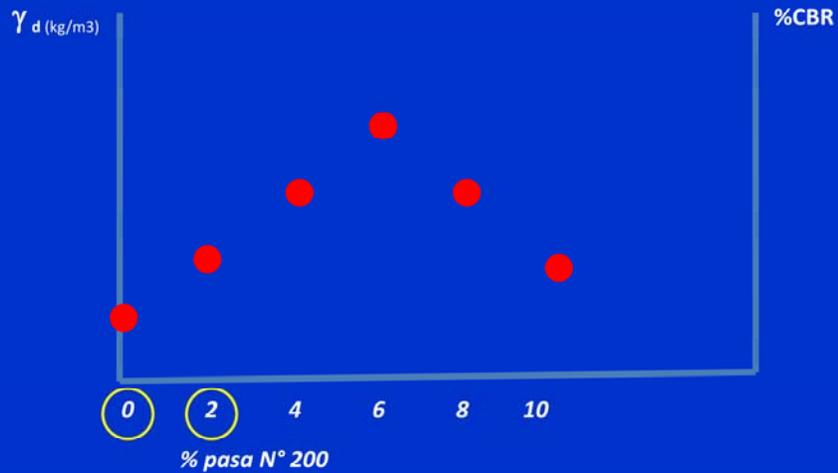
La estabilidad en este tipo de materiales se ve marcadamente afectada por las condiciones de humedad.

Quizás una de sus pocas ventajas es su facilidad de ser trabajado y compactado en obra.

En esta figura se observa una granulometría con exceso de finos. Este tipo de agregado no es utilizado a la hora de la construcción, ya que aunque es altamente trabajable, no proporciona una estabilidad deseada.

Bases granulares:

*Importancia de la distribución de tamaños en un material granular.
Investigación de Fuller.*



En esta figura se observa cómo la densidad y CBR (que están íntimamente ligados) aumentan con el porcentaje de Pasa #200 hasta un valor aproximado de 6%. A partir de este valor se puede notar que la densidad disminuye, producto del exceso de finos, que corresponde a la lámina inmediatamente anterior a esta.

Bases granulares:

Importancia de la distribución de tamaños en un material granular.
Investigación de Fuller.

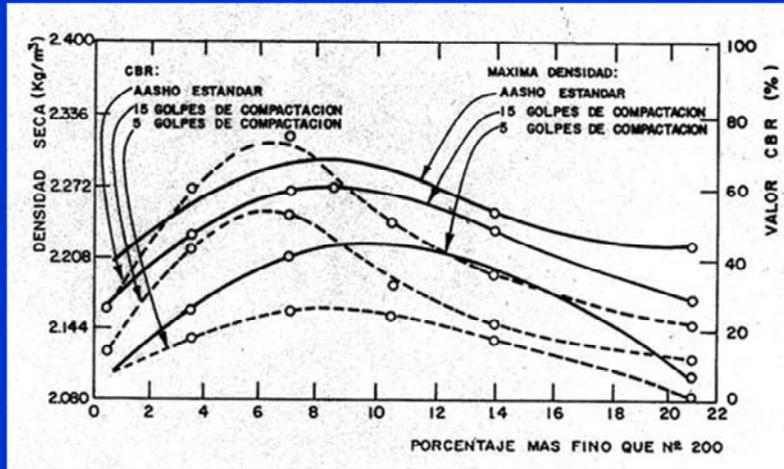


Figura 4: Variación de los valores de peso unitario y CBR en función del contenido de finos en una mezcla de grava sin triturar y con textura lisa. Fuente: Yoder & Witczak: Principles of Pavement Design

En esta figura se muestran los resultados de densidad y CBR obtenidos en mezclas de gravas sin triturar y de textura lisa con tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ de pulgada en las cuales se ha variado el contenido de finos. Los pesos unitarios secos corresponden a los máximos de los ensayos de densidad-humedad para cada granulometría, y los valores de CBR fueron realizados en muestras saturadas. La densidad máxima para este agregado resulta cuando el porcentaje de P-200 se ubica entre un 8% y un 10% sea cual sea la energía de compactación. Los mayores valores de CBR corresponden a los porcentajes de P-200 de 6% y 8%. Se puede realizar la comparación con las figuras antes expuestas.

Bases granulares:

*Importancia de la distribución de tamaños en un material granular.
Investigación de Fuller.*

La distribución granulométrica de los materiales que cumplen con el experimento anterior, desarrollado por el Ing. Fuller, toma la siguiente forma:

$$\%p(i) = 100 \times \left(\frac{d(i)}{TM} \right)^{0.50}$$

En donde

%p(i) = porcentaje de material pasante el tamiz de tamaño (i)

d(i) = tamiz correspondiente al tamaño (i)

*TM = tamaño máximo de la distribución granulométrica
(tamiz más pequeño por el que pasa el 100% del material).*

En esta lámina se presenta, entonces, la ecuación desarrollada por Fuller para que la condición de la figura anterior se cumpla. Se observa que el porcentaje de cada pasante depende de su tamiz y del tamaño máximo de la distribución granulométrica.

Bases granulares:

*Importancia de la distribución de tamaños en un material granular.
Investigación de Fuller.*

La densidad máxima, según Fuller, ocurre normalmente cuando el exponente "n" es igual a 0.50. Estudios mas recientes han demostrado que este valor es realmente 0.45.

En consecuencia, para el material representado en la Figura 4, con un tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ " (19 mm), la solución para el P-200 (0.074 mm) resulta en un 6.2% —si el exponente es de 0.5— y de 8.2% si el exponente es 0.45, en ambos casos los valores son consistentes con los mostrados en la figura 4.

En la misma Figura 4 se señalan tres diferentes energías de compactación, y se observa que la Ecuación de Fuller se cumple independientemente de la energía de compactación.

Se observa, además, que los mayores valores de densidad y resistencia CBR se alcanzan cuando ha sido mayor la energía de compactación (AASHTO Estándar contra 15 y 5 golpes por capa).

En esta lámina se explica la evolución de la ecuación de Fuller desde su creación, pues la densidad máxima, según se ha comprobado, se alcanza cuando el exponente "n" es igual a 0.45 en vez de 0.50. De esta manera cambia el porcentaje de P-200, incrementándose de 6.2% a 8.2%. Igualmente se debe resaltar el hecho de que los mayores valores de densidad y CBR se alcanzan con mayor energía de compactación, en contraste con la teoría de que ésta no importaba

Bases granulares:

*Importancia de la distribución de tamaños en un material granular.
Investigación de Fuller.*

Efecto de la forma y textura de los granos:

Fuller realizó ensayos similares a los anteriores, manteniendo la misma distribución granulométrica, pero con agregados triturados, variando la forma y de la textura de los granos que conforman la mezcla de materiales, para demostrar su efecto en la densidad y en la resistencia CBR.

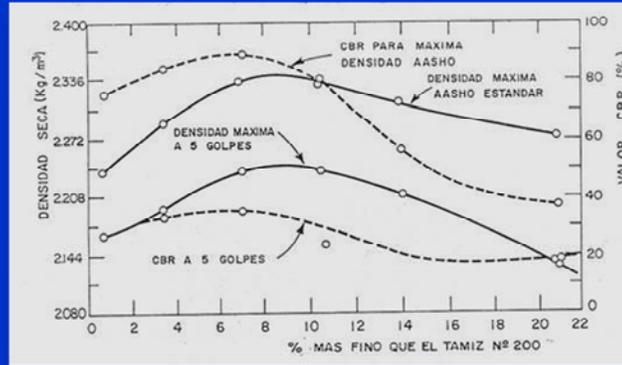


En esta figura se observan partículas de agregados con diferentes formas y texturas superficiales. Según la investigación de Fuller, los agregados fueron triturados de manera de demostrar el efecto de la textura de los granos en la densidad y resistencia CBR. Así se trituró la grava redondeada obteniendo como resultado la figura que se muestra aquí.

Bases granulares:

*Importancia de la distribución de tamaños en un material granular.
Investigación de Fuller.*

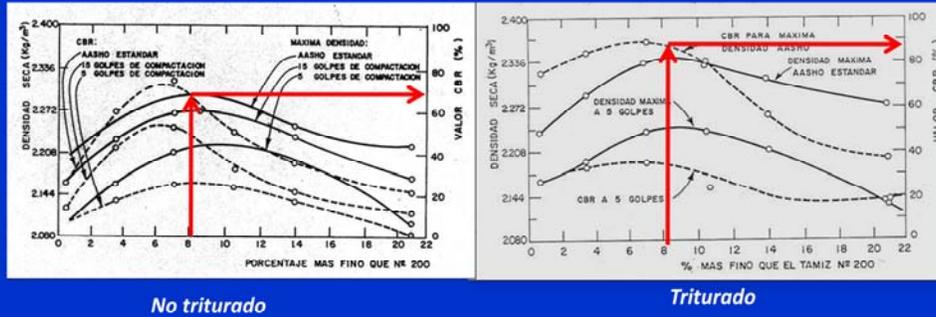
A tal efecto trituró la grava redondeada y sus resultados se muestran en la siguiente Figura .



Se observa en esta figura que el efecto de la fracción fina sobre el CBR es menos marcado que en el caso de la mezcla con granos redondeados.

Esta figura representa la variación de los valores de Peso Unitario y CBR en función del contenido de finos en una mezcla de grava triturada con textura semi-rugosa.

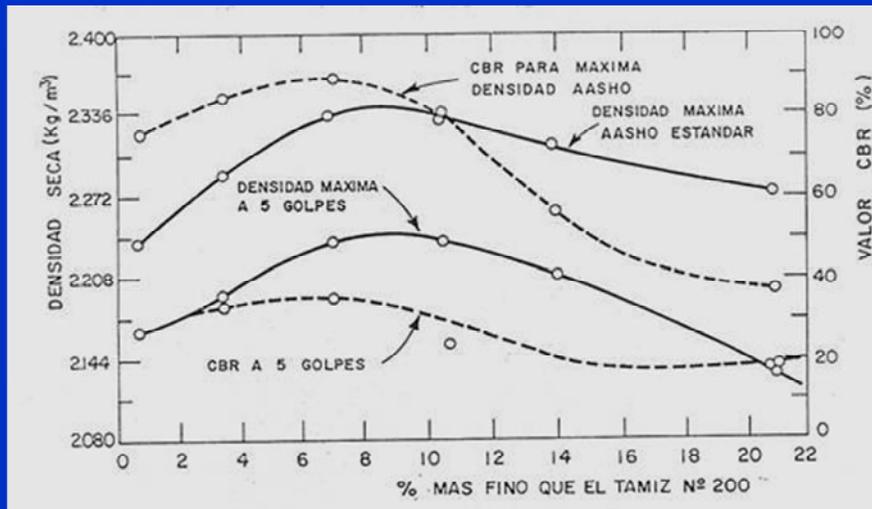
Bases granulares:



Se observa también, en los agregados triturados, que para los mismos valores de P-200 que en los no triturados, los valores de CBR en la mezcla con agregados triturados son siempre mayores; esto se debe al efecto de la forma y de la textura superficial, ya que por la mayor trabazón de los agregados se alcanza un mayor valor en el ángulo de fricción interna (ϕ).

En estas figuras se observa que para el mismo valor de P-200 en agregados triturados y no triturados, se obtienen valores diferentes de CBR (para los agregados triturados el valor de CBR es claramente menor que el de los agregados triturados. Esto se debe a la textura superficial y la rugosidad de las caras)

Bases granulares:



La gráfica ilustra lo que se ha venido discutiendo en relación a la cantidad de finos presentes en una granulometría. La figura de la izquierda corresponde a un porcentaje bajo de P-200, la del medio a la granulometría óptima con valores máximos de densidad y CBR y la de la derecha representa un exceso de porcentaje P-200, lo que se traduce en una disminución marcada en los parámetros antes mencionados

Especificaciones granulométricas COVENIN para bases granulares

COVENIN recomienda dos tipos de bases granulares: gravas trituradas (Norma 11-4) y piedra picada (Norma 11-5), con iguales bandas granulométricas en cada una de ellas:

Mezcla tipo I	% Pasante el tamiz						
	2"	1"	3/8"	#4	#10	#40	#200
	100	-	30-65	25-55	15-40	8-20	2-10
Mezcla Tipo 2	% Pasante el tamiz						
	2"	1"	3/8"	#4	#10	#40	#200
	100	75-95	40-75	30-60	20-45	15-30	5-20
Mezcla Tipo 3	% Pasante el tamiz						
	2"	1"	3/8"	#4	#10	#40	#200
	-	100	50-85	35-65	25-50	15-30	5-18

En esta tabla se muestran los tres tipos de mezclas propuestos por COVENIN y sus respectivas distribuciones granulométricas. Con estudios realizados en el país, estas mezclas han sido sustituidas por las mezclas estipuladas en la Norma INVEAS.

Bases granulares:

*Importancia de la distribución de tamaños en un material granular.
Investigación de Fuller.*

Es oportuno recordar la expresión del esfuerzo resistente (τ), de Mohr-Coulomb,

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \phi$$

donde:

τ = resistencia al esfuerzo cortante

c = cohesión de la fracción fina

σ_n = esfuerzo normal al plano de corte

ϕ = ángulo de fricción interna

En esta lámina se recuerda la ecuación de Mohr-Coulomb. Ésta permite calcular los esfuerzos y el desarrollo de la resistencia total de un material granular. Se observa que esta fórmula depende de la cohesión, del esfuerzo normal al plano de corte y del ángulo de fricción interna. Recordemos que mientras más redondeadas sean las partículas, menor fricción y trabazón habrá entre ellas.

Bases granulares:

La ecuación explica el mecanismo de desarrollo de la resistencia total de un material granular. La fracción gruesa de la estructura o distribución granulométrica, la forma de estas partículas y su textura superficial generan la trabazón de los granos, aportando el componente de la resistencia por la fricción interna.

Los elementos finos dentro de la distribución de tamaños, aun cuando solo representan un escaso porcentaje, deben ser mas rigurosamente controlados, pues son los que proporcionan la cohesión que mantiene unidos todo el material.

Las normas internacionales (ASTM y AASHTO) incorporan en las especificaciones valores mínimos de "caras fracturadas", reconociendo así su efecto en el desarrollo de la resistencia. La Norma COVENIN, reconoce de igual forma la necesidad de que los granos presenten forma cúbica o irregular, y que su textura sea gruesa, y establece un mínimo de 50% para este criterio en el caso de grava triturada y del 100% para la piedra picada.

En esta lámina se explica con mayor detalle la ecuación presentada en la lámina anterior. Igualmente se recalca la idea de la adición correcta de finos y la presencia de caras fracturadas o forma cúbica de los granos.

Bases granulares:

La norma venezolana también permite el empleo de materiales sin triturar en las capas de base granular, particularmente en la Norma 11-3 (granzón mezclado), pero señala valores mínimos de CBR del 60% si el tránsito es liviano y del 80% si es pesado.

Las gravas naturales no alcanzan estos mínimos con facilidad, por lo cual para las mezclas de base granular normalmente se prefieren las gravas trituradas y la piedra picada.



En esta lámina se puede observar que la Norma COVENIN propone el uso de materiales sin triturar (gravas naturales). Como se ha mencionado antes, la dificultad de emplear materiales no procesados radica en que lo más probable es que no se encuentren las propiedades de ingeniería deseadas para una construcción óptima del pavimento.

Efecto del tamaño del grano en la resistencia

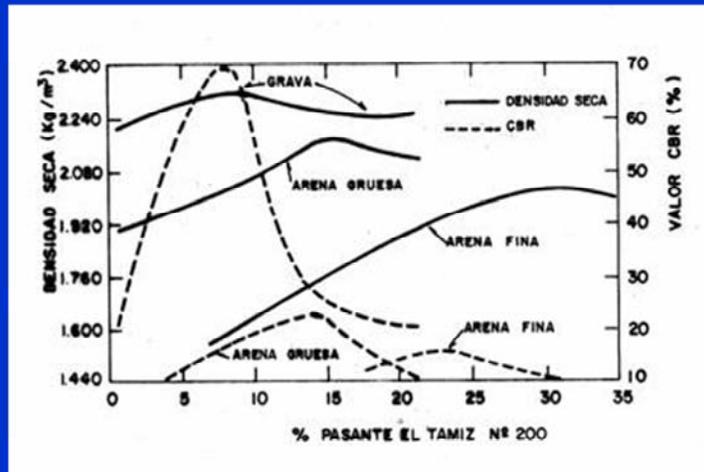


Figura 6: Variación de los valores de peso unitario y CBR en función del contenido de finos y del tamaño máximo de la mezcla de agregados. Fuente: Yoder & Witczak: Principles of Pavement Design.

En esta figura se observa que tanto la densidad como la resistencia se incrementan con el aumento en el tamaño máximo de los granos de la mezcla de agregados. De esta manera se corrobora que el tamaño de los granos afectan la resistencia. Se debe señalar, por último, que un incremento exagerado en el tamaño de los granos trae como consecuencia la pobre trabajabilidad del agregado y la mezcla.

Efecto del tamaño del grano en la resistencia

En el desarrollo de la resistencia tienen efecto la distribución granulométrica, la forma y la textura de los granos. Se afirma entonces que el tamaño de los granos también está relacionado con el desarrollo de la resistencia, lo que se ve demostrado en la gráfica anterior.

En esa figura se observa que tanto la densidad como la resistencia se incrementan con el aumento en el tamaño máximo de los granos de la mezcla de agregados.

Se corrobora de igual manera la ecuación de Fuller, ya que al aumentar el tamaño máximo disminuye, para un tamiz determinado el porcentaje del material para alcanzar la máxima densidad y resistencia

En esta lámina se explica con más detalle la figura de la lámina anterior.

Efecto de la granulometría y la densidad en la resistencia

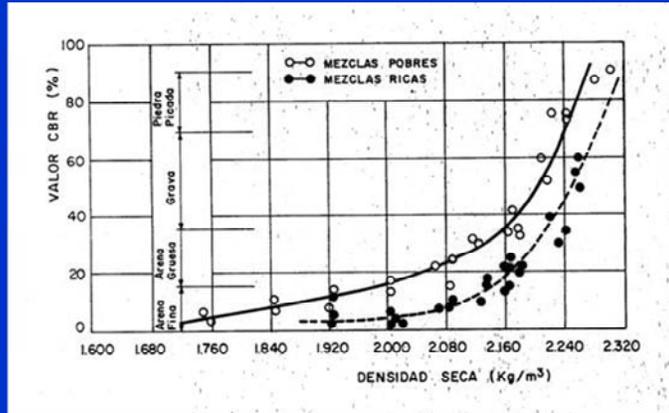
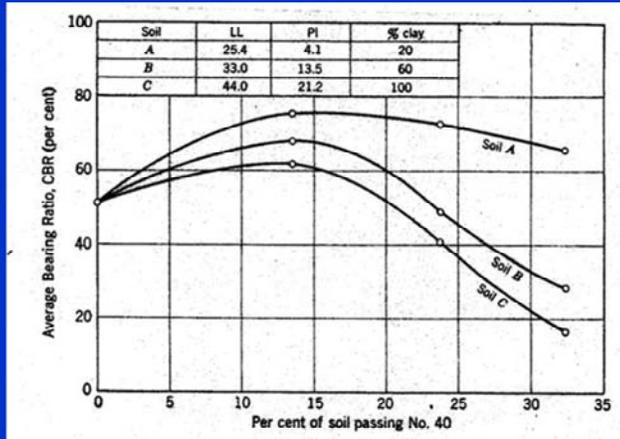


Figura 7: Efecto del contenido de finos en la resistencia de un materia compactado. Fuente: Yoder & Witczak: Principles of Pavement Design.

Esta figura compara valores de CBR para muestras que han alcanzado la misma densidad. Las mezclas con exceso de finos tendrán menor resistencia que una mezcla con menor contenido de finos y que ha sido compactada a la misma densidad. La mezcla con mayor resistencia ha desarrollado su estabilidad no sólo en función de la densidad, sino del contacto grano a grano, y el efecto de los finos es menor marcado que en la mezcla rica en finos.

Efecto de la limpieza



Efecto de la plasticidad en la resistencia. Fuente: Deklotz, Proceedings, HRB, 1940

Se corrobora junto con esta grafica la ecuación de Fuller, en la que para el tamaño #40 y con tamaño máximo de 19mm el valor de la máxima densidades encuentra cuando el %pasante es 15%. Las propiedades físicas de la fracción ligante de un material juegan un papel importante en el desarrollo de la resistencia mecánica. Esta figura muestra el efecto de la plasticidad en la resistencia CBR de un suelo con tamaño máximo de 19 mm

Resistencia a la disgregación

A los efectos de las bases y sub-bases granulares, se define la “resistencia a la disgregación”, como la habilidad de estos materiales para soportar los efectos de la abrasión y/o trituración durante las etapas de mezclado, extendido y compactación, sin que se modifiquen su tamaño y granulometría. La Norma COVENIN establece el criterio de Desgaste Los Ángeles en cuanto a estas propiedades, y recomienda valores máximos de 50% tanto para la grava triturada como para la piedra picada.

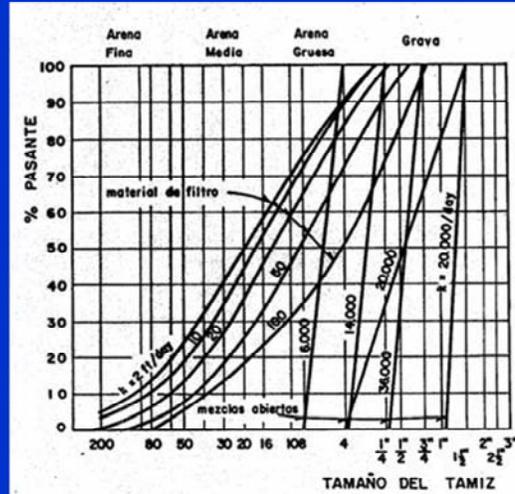
Resistencia mecánica

Como envolvente de todas las propiedades a las que se ha hecho referencia, la Norma COVENIN exige el cumplimiento de valores mínimos de resistencia CBR de un 80% para la piedra picada (11-5), independientemente del tipo de tránsito, y de 60% y 80% para la grava triturada (11-4) para tránsitos livianos y pesados, respectivamente.

En esta lámina se establecen varios requisitos que impone la Norma COVENIN en cuanto al valor de CBR y otros ensayos como el Desgaste Los Ángeles tanto para grava triturada como piedra picada.

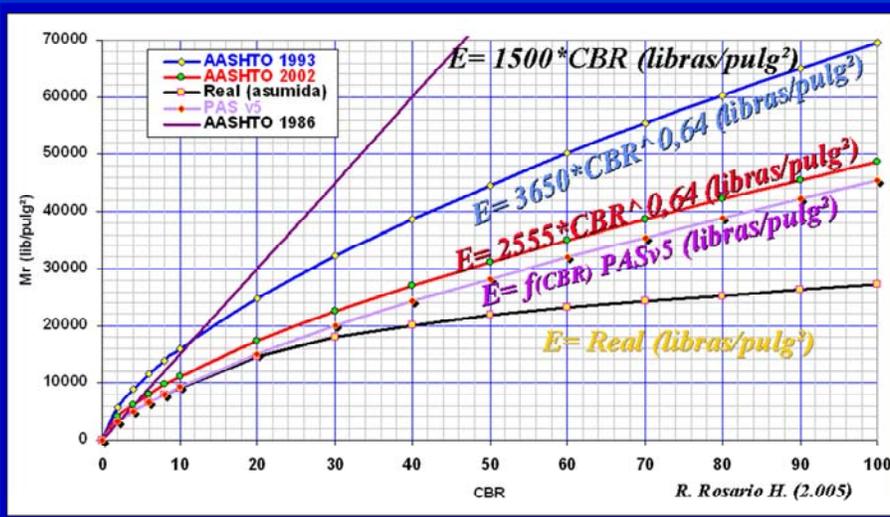
Permeabilidad

La facilidad con que un material granular permite la evacuación del agua se define como su "permeabilidad" y es función de su granulometría, tipo de agregado grueso, tipo de "fracción ligante" y de su densidad o grado de compactación



En esta figura se muestra el coeficiente de permeabilidad como una función de la distribución de tamaños del material. Un material que satisfaga la ecuación de máxima densidad, tal como ha sido definida con anterioridad, es prácticamente impermeable. Ante la necesidad de cierto grado de permeabilidad, se ha presentado una serie de estudios que demuestran las ventajas de utilizar mezclas limpias con granulometrías muy abiertas en las capas de bases granulares.

Ecuaciones de correlación para Módulo Resiliente



En esta figura se ilustra la graficación de las ecuaciones de correlación para Módulo Resiliente: dependiendo de los métodos utilizados, como el AASHTO 1993, AASHTO 2002, Real, PAS v5 o AASHTO 1986, se observan diferencias marcadas entre los métodos, desde el AASHTO 1986 que podría interpretarse como una relación lineal hasta el Real, que se presenta en forma de parábola

Ecuaciones de correlación entre el CBR y el Módulo Elástico en materiales granulares.

Al igual que en los materiales de fundación, existen varias ecuaciones de correlación para poder estimar el valor del Módulo Elástico a partir de ensayos empíricos tal como el CBR.

Las siguientes ecuaciones han sido tomadas de la versión de la Portland Cement Association (PCA), denominada Pavement Analysis System (PAS) la Guía de Diseño AASHTO-93:

- *Para sub-bases y bases granulares con CBR hasta 80%*

$$MR = 385,08 * CBR + 8.660 \quad (psi)$$

- *Para sub-bases y bases granulares con CBR >= 80%*

$$MR = 321,05 * CBR + 13.327 \quad (psi)$$

Ya que en Venezuela no se realiza el Ensayo de Módulo Resiliente, se realiza el ensayo CBR a pesar de obsolescencia. De esta manera, para estar relativamente al tanto con los nuevos parámetros utilizados, la PCA y PAS han desarrollado unas ecuaciones de correlación entre los valores de CBR y el Módulo Resiliente.

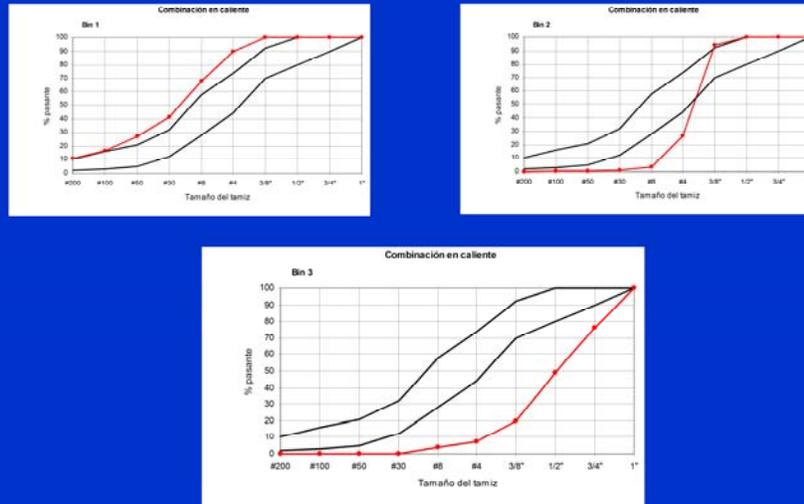
Agregados procesados



En esta fotografía se observa el procesamiento de los agregados. En la pila izquierda se observan agregados más gruesos que en la par

Tamaño y estructura Granulométrica

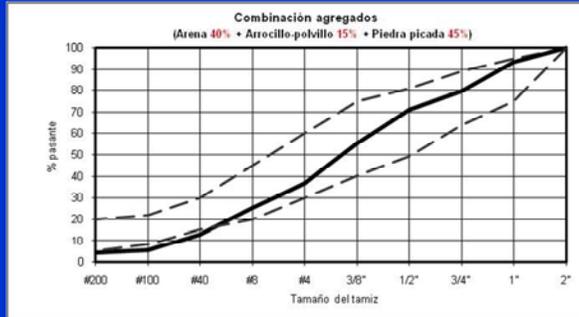
Se determina la granulometría de cada material:



En estas gráficas se muestran granulometrías de diferentes materiales: en la primera gráfica se muestra un material con una granulometría relativamente uniforme con su mayor proporción en los materiales medios, del tamiz #4 al #30 y con presencia de finos. En la segunda gráfica se observa que el material empieza a retenerse en el tamiz 3/8 y deja de pasar en el #30. en la última figura se observa que el material no posee finos algunos. Las curvas en rojo son las granulometrías y las negras son los límites establecidos por la norma

Procedimiento de proporcionamiento de agregados

Tipo de material	% en la combinación	Granulometrias combinada resultante en el Primer tanteo									
		% Pasante el tamiz de									
		50,8 mm	25,4 mm	19,4 mm	12,5 mm	9,5 mm	4,74 mm	2,36 mm	0,60mm	0,15mm	0,074mm
		2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	# 4	# 10	# 40	# 100	# 200
Arena cernida	40.0%	100.0	100.0	100.0	95.6	83.8	62.9	45.3	22.5	8.4	6.8
Arrochillo-polvillo	15.0%	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	70.9	44.4	25.1	13.5	10.5
Piedra picada	45.0%	100.0	85.0	55.0	39.4	15.7	2.4	1.5			
Combinación	100.0%	100.0	93.3	79.8	71.0	55.6	36.9	25.4	12.8	5.4	4.3
Límite superior		100	95	89	81	75	60	45	30	22	20
Límite inferior		100	75	64	49	40	30	20	15	8	5



En esta lámina se introduce el concepto de dosificación de agregados por el Método de los “Tanteos Sucesivos”. Este método consiste en seleccionar unos porcentajes cualesquiera para cada uno de los agregados a ser combinados, y en función de los resultados obtenidos en el “primer tanteo” se irán ajustando progresivamente los porcentajes hasta alcanzar el que la combinación obtenida satisfaga los límites impuestos para la mezcla seleccionada. En este ejemplo se ha seleccionada una granulometría Tipo 2 correspondiente a una base de grava triturada

Proceso constructivo de bases granulares



Nuevamente en esta fotografía se observa una vista de la disposición de las pilas de agregados en el terreno de fundación

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se muestra la disposición de las pilas de agregados como lo hemos descrito anteriormente. Nuevamente se resalta que la distancia entre estas pilas NO es aleatoria y debe ser calculada en función del volumen que se necesite de agregado y de la capacidad de los camiones que se utilicen para tal fin. Así se observa, entonces, dos agregados distintos con sus separaciones correspondientes

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se puede observar el riego de agua sobre los agregados. El agua no se riega toda al mismo tiempo sino que se distribuye por capas. Se hace un primer riego, la moto niveladora abre una nueva cantidad de material que se coloca sobre el que ya ha sido humedecido. Luego se pasa de nuevo la maquinaria para homogeneizar la humedad. El riego de agua se hace para alcanzar la humedad óptima de manera de lograr su densidad máxima gracias a la compactación del material

Proceso constructivo de bases granulares



Nuevamente en esta fotografía se observa una vista de la disposición de las pilas de agregados en el terreno de fundación

Proceso constructivo de bases granulares



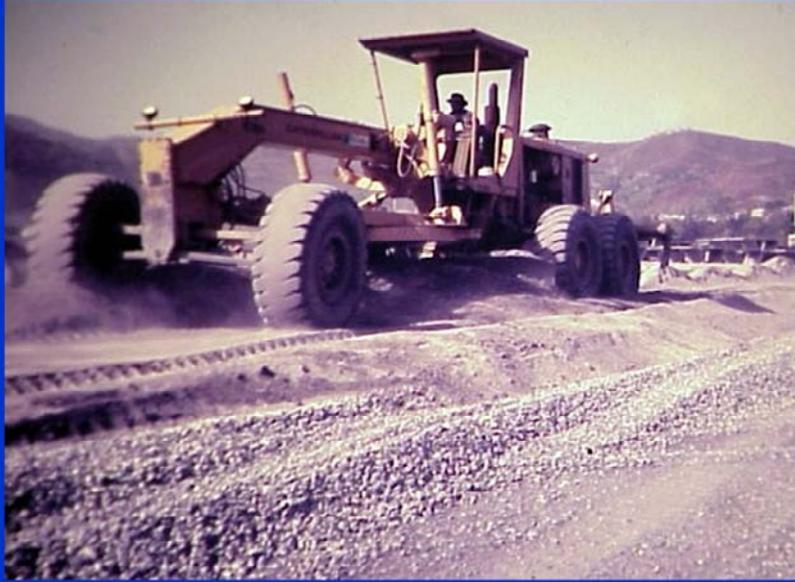
En esta fotografía ya se ha descargado, extendido y compactado el primer material de base. Entonces se observa la descarga del material más fino sobre esta capa

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se muestran las pilas de agregado más fino utilizado para la base ya descargadas y listas para ser extendidas

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se muestra el proceso de extendido y mezclado del material utilizado para la capa de base.

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se observa el encamellonado del material de base por la maquinaria correspondiente.

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se puede observar la descarga del material utilizado como segunda capa de base, que luego será extendido y compactado para luego ser mezclado con las otras capas de material. A este proceso se le llama de “sandwich”

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se observa una vista de las pilas de material parcialmente encamellonadas

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se observa un detalle del extendido de los diferentes materiales. Luego de que este proceso esté listo, se mezclarán las distintas capas que observamos aquí y luego serán compactadas para obtener la base que deseamos.

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se observa, entonces, el proceso de mezclado de las capas que vimos en la fotografía anterior

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se observa el paso de la maquinaria mezcladora de las capas de material que conformarán la base

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se puede observar el riego de agua sobre los agregados. El agua no se riega toda al mismo tiempo sino que se distribuye por capas. Se hace un primer riego, la moto niveladora abre una nueva cantidad de material que se coloca sobre el que ya ha sido humedecido. Luego se pasa de nuevo la maquinaria para homogeneizar la humedad. El riego de agua se hace para alcanzar la humedad óptima de manera de lograr su densidad máxima gracias a la compactación del material

Proceso constructivo de bases granulares



Aquí podemos observar el material que vimos anteriormente en capas siendo mezclado. Después de esto será necesario compactar el nuevo material mezclado y nivelarlo para poder colocar entonces la mezcla asfáltica que terminará el proceso de construcción de la estructura del pavimento

Proceso constructivo de bases granulares



Aquí podemos observar el material que vimos anteriormente en capas siendo mezclado. Después de esto será necesario compactar el nuevo material mezclado y nivelarlo para poder colocar entonces la mezcla asfáltica que terminará el proceso de construcción de la estructura del pavimento

Apariencia uniforme de una base granular bien mezclada



En esta fotografía se puede observar la apariencia final de la capa de base luego de haber sido mezclada por la maquinaria correspondiente. Se nota que la apariencia es uniforme, lo que indica que el material está bien mezclado.

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se muestra el proceso de compactación y nivelación del material de la base que ya ha sido mezclado pertinentemente

Proceso constructivo de bases granulares



Aquí se observa como se compacta y nivela el material de la base de modo de obtener una superficie lo más regular posible para que el pavimento tenga el mejor acabado que se le pueda dar.

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía se observa en detalle el paso de las máquinas que compactan la capa de base.

Proceso constructivo de bases granulares



Existen otras maneras de mezclar el material utilizado para la capa base. En este caso se observa un Spreader (extendedora) que mezcla el material y luego dispone de él sobre la capa de sub-base.

Proceso constructivo de bases granulares



Aquí podemos observar un camión articulado con el material de base seguido por la Spreader que es la maquinaria que colocará el material de base sobre la capa de sub-base

Proceso constructivo de bases granulares



Aquí se observa aun otro método de colocación del material de la capa base. Se nota, entonces, que el material también se puede extender con equipos para distribuir mezcla asfáltica (Finisher)

Proceso constructivo de bases granulares



En esta fotografía podemos observar un Spreader especialmente diseñado para extender la capa granular a todo lo ancho de la calzada.

Agregado siderúrgico



Agregado siderúrgico



Agregado siderúrgico



Agregado siderúrgico



Aquí se observa como se vierte el material fundido que será utilizado como agregado

Agregado siderúrgico



Los agregados siderúrgicos son agregados que no existen en la naturaleza y se obtienen como producto del procesamiento físico y químico de otros materiales. Algunos se obtienen del procesamiento de materiales fundidos, como escoria de acería, que luego es enfriado por agua. Su uso ha sido muy exitoso en la zona de Guayana, por ejemplo fue utilizado como parte de la capa de base granular en toda la vialidad del Segundo Puente sobre el Orinoco (Puente Orinoquia).

Otro material artificial sería el obtenido por el procesamiento de arcilla esquistosa. Son livianos y tienen alta resistencia al desgaste superficial, este producto terminado en Venezuela se conoce como “agregado liviano”, pero no se emplea en Venezuela.

Agregado siderúrgico



Aquí podemos observar cómo el agregado se va enfriando naturalmente luego de ser vertido

Agregado siderúrgico



En esta fotografía se ilustra el proceso de enfriado de la escoria de la acería procesada

Agregado siderúrgico



En esta fotografía podemos observar el proceso de recolección del agregado siderúrgico.

Agregado siderúrgico



Aquí podemos observar el procesamiento de los agregados siderúrgicos para que puedan ser efectivamente utilizados en la construcción de la estructura de pavimento

Escoria de acería procesada = agregado siderúrgico

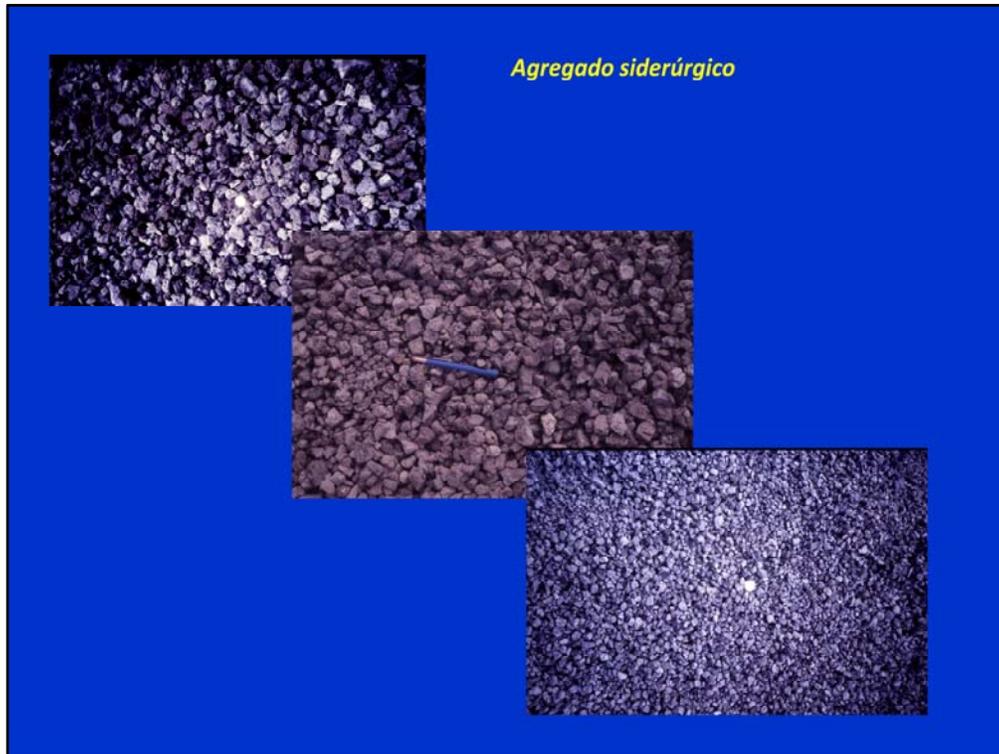


Aquí podemos observar el procesamiento de los agregados siderúrgicos para que puedan ser efectivamente utilizados en la construcción de la estructura de pavimento

Agregado siderúrgico



Finalmente, se observa el producto terminado. Este material es el que se conoce como agregado siderúrgico.



Finalmente, en esta fotografía podemos observar los distintos tamaños que se pueden obtener con el procesamiento del agregado siderúrgico.



Bases y sub-bases granulares.

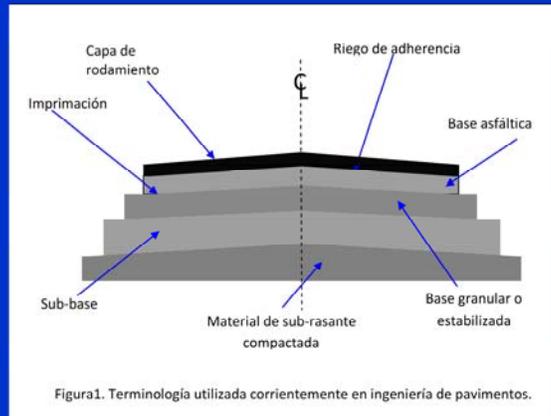


Figura1. Terminología utilizada corrientemente en ingeniería de pavimentos.



Instituto Venezolano del Asfalto

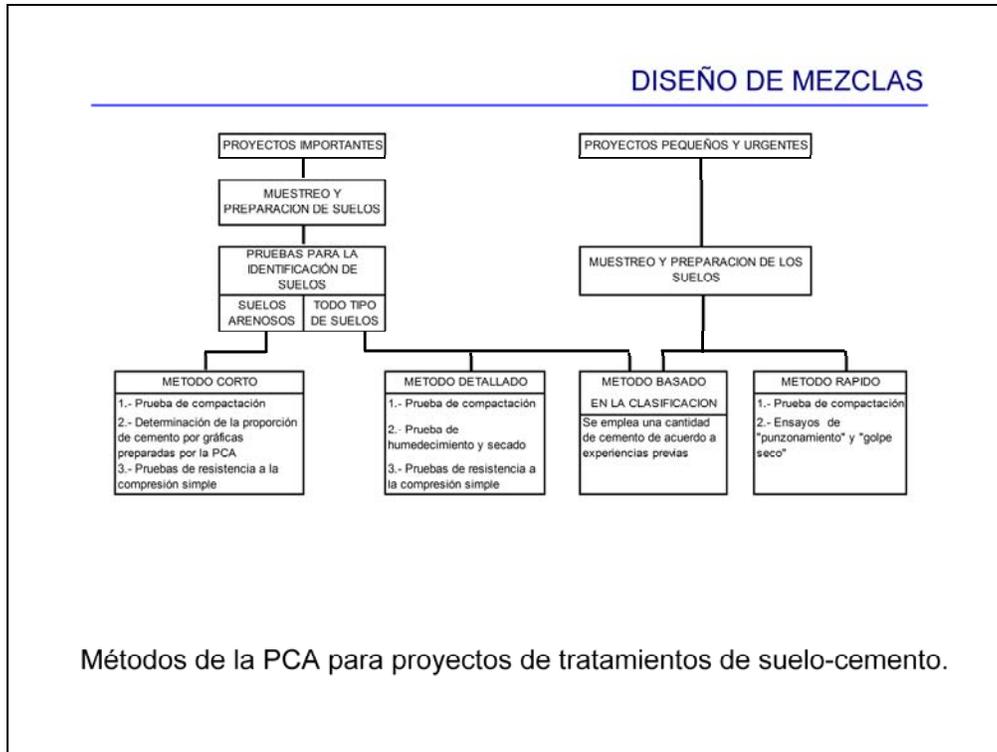


Diseño de mezclas de suelo-cemento

gcorredorm@cantv.net



En esta lámina se enumeran los métodos de diseño de las mezclas de Suelocemento, tanto por el PCA (Portland Cement Association) y AASHTO. A continuación se hará una descripción de cada método. Para la realización de una mezcla de Suelocemento se necesitan cantidades correctas de cemento y agua, así como la densidad y resistencia requerida, que las darán estos métodos



Este esquema muestra los métodos utilizados dependiendo de la importancia del proyecto. Podemos observar que para proyectos importantes cuyos suelos son arenosos se utiliza el método corto PCA, mientras que si los proyectos son pequeños y de urgencia se pueden usar tanto el método rápido como el basado en la clasificación. A continuación se describirán estos métodos

Método General de Dosificación

- Para la Portland Cement Association (PCA) el cemento requerido para la estabilización de un suelo dado se determina usualmente por una serie de pruebas de Humedecimiento-Secado y de Congelamiento-Descongelamiento con especímenes compactados; a ambas las llaman pruebas de DURABILIDAD.
- Mediante estas pruebas se determinará si el suelo-cemento permanecerá resistente ó si las expansiones y contracciones al alternar el congelamiento-descongelamiento y cambios de humedad provocan que el material se reblandezca.
- En Venezuela es común obviar las pruebas de congelamiento-descongelamiento

Método General de Dosificación

- El procedimiento es el siguiente:
 - * Clasificar el suelo y seleccionar varios contenidos de cementos distintos para la preparación de las mezclas iniciales. La Tabla N° 3.2 presenta los contenidos de cemento recomendados.
 - * Preparar especímenes con diversas mezclas para realizar las pruebas de laboratorio pertinentes. Se preparan 2 especímenes de cada mezcla con la humedad óptima obtenida en la prueba de compactación.

El primer paso para la dosificación del suelo-cemento consiste en identificar y clasificar el suelo, para luego hacer una selección o estimación inicial del porcentaje de cemento para el ensayo de compactación, que serán presentados más adelante. Luego de la selección se ejecutan los ensayos de compactación del Suelocemento y se selecciona, nuevamente, los porcentajes de cemento para los ensayos de durabilidad y resistencia a la compresión.

Método General de Dosificación

- Someter a uno de los especímenes a la prueba de Humedecimiento – Secado y Congelado-Descongelado.
- ↳ Seleccionar el porcentaje de cemento comparando los resultados obtenidos con los de las pérdidas admisibles determinada por la PCA.
- ↳ Posteriormente, se someten las probetas con los porcentajes de cemento que resulten apropiados a pruebas de resistencia a la compresión simple y a las pruebas adicionales que fuesen necesarias según lo determinen las necesidades del proyecto.

Como aquí se puede observar, el paso del sometimiento de uno de los especímenes a la prueba de congelado-descongelado no tiene uso en nuestro país debido a que nuestras temperaturas no permiten que el material llegue a ese punto. Se debe seleccionar entonces, finalmente, el porcentaje de cemento adecuado en función de los resultados de los ensayos de compactación, compresión, durabilidad por mojado y seco y durabilidad por congelación y deshielo.

Método General de Dosificación

TABLA No. 3.2 CONTENIDOS DE CEMENTO APROXIMADOS PARA PROYECTAR LAS MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO, SEGÚN LA PCA			
GRUPO DE SUELOS SEGUN AASHO (SUCS)	PORCIENTO DE CEMENTO REQUERIDO % EN PESO	CONTENIDO DE CEMENTO ESTIMADO PARA LA PRUEBA DE COMPACTACION % EN PESO	CONTENIDO DE CEMENTO PARA PRUEBA DE HUMEDAD-SECADO % EN PESO
A - 1 - a (GW, GP, SW, SP)	3 - 5	5	3 - 4 - 5 - 7
A - 1 - b (SW, SP, GM, SM, GP)	5 - 8	6	4 - 6 - 8
A - 2 (GM, SM, GC, SC)	5 - 9	7	5 - 7 - 9
A - 3 (SP)	7 - 11	9	7 - 9 - 11
A - 4 (ML, OL, CL, SM, SC)	7 - 12	10	8 - 10 - 12
A - 5 (OH, MH, ML, OL)	8 - 13	10	8 - 10 - 12
A - 6	9 - 15	12	10 - 12 - 14
A - 7	10 - 16	13	11 - 13 - 15

En esta tabla podemos observar los contenidos de cemento aproximados para la proyección de mezclas de suelo-cemento, clasificadas por grupos de suelo de acuerdo a la clasificación AASHO y USCS. Se puede notar, de igual manera, que los contenidos de cemento se encuentran todos en valores no menores a 3% ni mayores al 16%. A medida que los materiales contienen más finos o son ya arcillosos se requiere de más cemento para su estabilización.

Método General de Dosificación

La dosificación adecuada de cemento es la mínima* para que la mezcla cumpla con las condiciones siguientes:

- I. Las pérdidas de material en los doce ciclos de Humedecimiento-Secado y Congelado-Descongelado no sean mayores que los presentados en la Tabla N° 3.3
- II. El aumento de volumen en las muestras no exceda el **2%** del volumen inicial.
- III. Las resistencias mecánicas a compresión cumplan con lo estipulado en el proyecto

* Recordar que la NVC 2000-87 establece un contenido mínimo de cemento de 5% en peso

Aunque hemos observado en la tabla anterior que el requerimiento mínimo de cemento es de un 3% para materiales como gravas y arenas, se establece que el contenido mínimo es ahora del 5% en peso. Aquí se muestran las condiciones que deben cumplirse con la dosificación adecuada de cemento

Método General de Dosificación

TABLA No. 3.3 MÁXIMA PÉRDIDA PERMISIBLE EN LAS PRUEBAS DE DURABILIDAD RECOMENDADA POR LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION*.		
Tipo de suelo	Clasificación AASHO	Máximo de pérdidas.
Gravas y arenas	A-1, A-3, A-2-4, A-2-5	14%
Suelos limosos	A-2-6, A-2-7, A-4, A-5	10%
Suelos arcillosos	A-6, A-7	7%
* Los criterios de durabilidad establecidos en el método PCA coinciden con los requerimientos de la NVC 2000-87		

En esta tabla se puede observar la máxima pérdida permisible en las pruebas de durabilidad recomendada por la PCA según el tipo de suelo. Se debe notar que mientras el tamaño de la partícula del suelo se hace más pequeña, menor es el porcentaje máximo de pérdida admisible.

Método Simplificado, PCA

- Fue desarrollado en los años 50 como resultado de la correlación hecha por la PCA de los datos obtenidos de las pruebas ASTM-AASHTO (Método General) a 2.438 suelos arenosos usando cemento Tipo I.
- Es aplicable únicamente en suelos predominantemente arenosos que cumplan con la granulometría siguiente:
 - 1.- Contenido de finos (limo + arcilla) inferior al 50 %
 - 2.- Contenido de arcilla inferior al 20 %
 - 3.- Retenido en el Tamiz # 4 menor del 45 %
 - 4.- Gravedad Específica de la fracción retenida en el tamiz # 4 debe ser mayor de 2.45.
 - 4.- No existan cantidades apreciables de substancia orgánica (> 2%).

El fundamento de este método puede ser resumido como *"Un suelo arenoso con determinada granulometría y densidad aparente máxima, requerirá, de acuerdo con el criterio de pérdida de peso en los ensayos de durabilidad, el mismo porcentaje de cemento que otro suelo que, teniendo la misma granulometría y la misma densidad aparente máxima, presente una resistencia a la compresión a los siete días superior a un valor pre-establecido"*.

Método Simplificado, PCA

- El Método Simplificado tiene dos variantes:
 - VARIANTE "A" para materiales que pasan totalmente el Tamiz N° 4.
 - VARIANTE "B" para los que presentan retenido en el Tamiz N° 4.
- Procedimiento
 - I.- Se determina la granulometría del suelo.
 - II.- Se determina el peso volumétrico del material retenido en el Tamiz N° 4.
 - III.- Si el suelo cumple los requisitos para aplicar el método, entonces se escogerá la variante que proceda.

En caso contrario se procederá con el método General de Dosificación, o se trata de mezclar el suelo con otro tipo de material, en forma que la combinación satisfaga las exigencias para aplicar el método.

En este método el análisis granulométrico determinará si éste es aplicable. El método simplificado consta de: ensayos preliminares del suelo, ensayo de compactación del Suelocemento, determinación del porcentaje de cemento por medio de ábacos y la verificación del porcentaje de cemento por el ensayo de resistencia a compresión.

EJEMPLO VARIANTE "A"

- Granulometría del material (por tamizado e hidrómetro).

– Tamaño	% material mas fino	% material mas grueso
# 4	100	0
# 60 (grava + arena gruesa)	72	28
# 200	43	57
0.05 mm (limo + arcilla)	39	61
0.005 mm (arcilla)	16	84

Aquí se presenta un ejemplo del Método "A", empleado en materiales con 100% pasa #4. el criterio de selección radica en el porcentaje menor al 50% de material con diámetro inferior de 0.05 mm y grava más arena gruesa (material entre el tamiz #4 y #60)

Ejemplo Diseño de Mezcla. Método Simplificado

Datos de Granulometría:

Porcentaje que pasa:

Tamiz No. 4..... 100 %

Tamiz No. 60..... 72 %

Tamiz No. 200.... 43 %

Partículas Menores que:

0.05 mm (arcillas y limos combinados).. 39 %

0.005 mm (arcillas)..... 16 %

Peso Volumétrico del material retenido en el tamiz No. 4: ...

2.50

¿ Puedo usar el Método Simplificado?

Si

1) Finos < 50 % 39 %

2) Arcillas < 20 % 16 %

3) Retenido en la malla No. 4 < 50 % 0 %

4) ¿Cantidad apreciable de Materia Orgánica?

¿ Qué Variante del Método Simplificado se debe usar?

VARIANTE "A" Para suelos sin material retenido en el Tamiz N°. 4

Aquí podemos observar la verificación de los criterios que se requieren para la aplicación de los Métodos "A" o "B", como es el porcentaje menor a 50% de finos, menor a 20% de arcillas, retenido en la malla #4 menor a 50%. Se concluye entonces que se utilizará el Método A, que requiere suelos que no tengan material retenido en el tamiz #4.

VARIANTE "A"

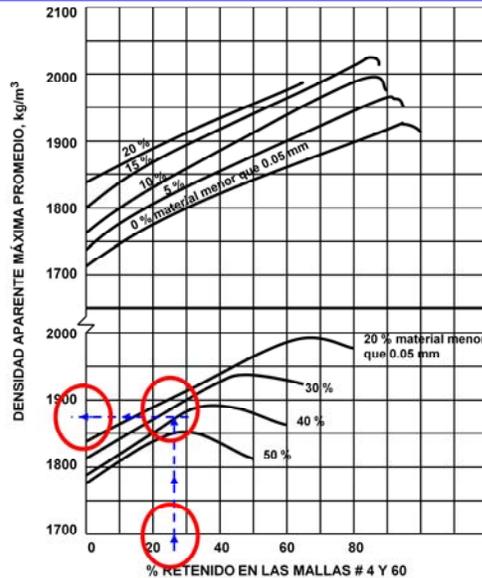
- A) **Con los datos del análisis granulométrico y la ayuda de la Figura No. 1, se estima la densidad seca aparente máxima**

B) Con el peso volumétrico estimado y del porcentaje de material más fino que 0.05 mm, se acude a la figura No. 2 para obtener el contenido de cemento por peso; con el cual se prepararán los especímenes para el ensayo Proctor estándar.

C) A partir de los resultados obtenidos en la prueba Proctor correspondiente se determina el máximo peso volumétrico seco y el contenido de humedad óptimo.

Al momento de estimar la densidad máxima por medio de la Figura #1, se hace en función de los porcentajes de limo más arcilla (partículas con diámetro inferior a 0.05 mm) y de grava más arena gruesa (material entre el tamiz #4 y #60), que son los valores que fueron resaltados en la lámina anterior. Para estimar la cantidad de cemento por peso se utiliza el porcentaje de limo más arcilla, que corresponde al 39% en el ejemplo y de la densidad máxima obtenida en la Figura #1. habiendo sido seleccionado el contenido de cemento, se ejecuta el ensayo de compactación, de donde se obtiene la densidad máxima seca de la mezcla de suelo con el cemento y su correspondiente humedad óptima.

Variante "A" Método Simplificado, PCA



Procedimiento

Se entra con el % retenido en el tamiz # 60 (grava + arena gruesa) (**28%**) en el eje de las abscisas y se levanta una vertical hasta encontrar la curva correspondiente al % de material menor que 0.05 mm (limo+arcilla) (**39%**). De este punto de intersección se traza una perpendicular al eje de las ordenadas para finalmente encontrar la densidad aparente máxima.

En este ejemplo se obtiene un valor de 1.880 kg/m³

FIG 1 Estimación de la densidad aparente máxima.

Como se observa en la lámina, se entra en la gráfica con el porcentaje retenido entre el tamiz #4 y #60, en este caso 28% y se halla el valor en la curva correspondiente al % de material menor a 0.05 mm de diámetro que equivale a 39% en el ejemplo. Se lleva a la curva de 40% por ser la ms cercana. De esta manera se traza una horizontal hasta cortar con el eje de las ordenadas para obtener la densidad aparente maxima, que arroja un valor de 1880 kg/m³

VARIANTE "A"

- A) Con los datos del análisis granulométrico y la ayuda de la Figura No. 1, se estima la densidad seca aparente máxima

B) Con la Densidad Aparente Máxima estimada (PASO A) y del porcentaje de material más fino que 0.05 mm, se acude a la figura No. 2 para obtener el contenido de cemento por peso; con el cual se prepararán los especímenes para el ensayo Proctor estándar.

C) A partir de los resultados obtenidos en la prueba Proctor correspondiente se determina el máximo peso volumétrico seco y el contenido de humedad óptimo.

En el segundo paso se obtiene, luego de manejar el valor de la densidad seca aparente máxima, el porcentaje de cemento en la Figura #2, que veremos a continuación.

Variante "A" Método Simplificado, PCA

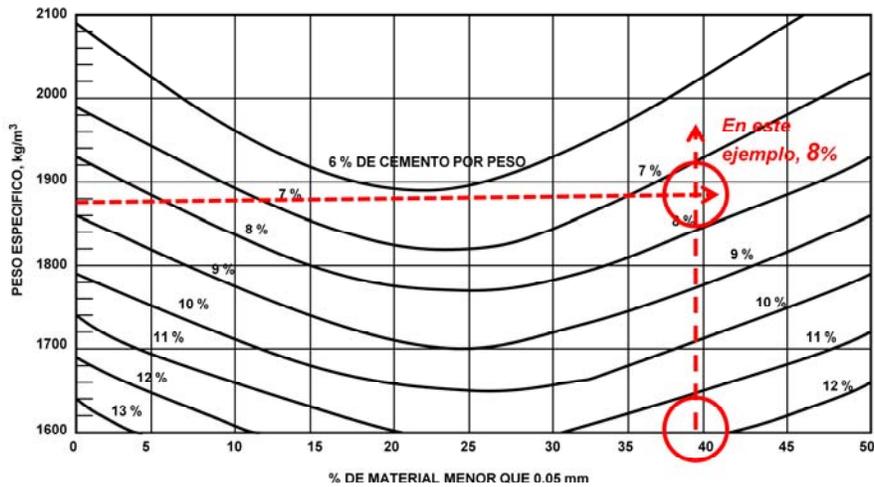


FIG. 2 Obtención de los contenidos de cemento de suelos que no retienen material en la malla # 4

Con la densidad aparente obtenida se traza una línea horizontal, que se hará coincidir con la vertical trazada desde el eje de las abscisas, que es la escala de % de material menor que 0.05 mm de diámetro o % de limo más arcilla. Se observa que las rectas se intersecan en un valor entre 7 y 8%, por lo cual se selecciona este último valor para mayor precisión y seguridad.

Método Simplificado, PCA

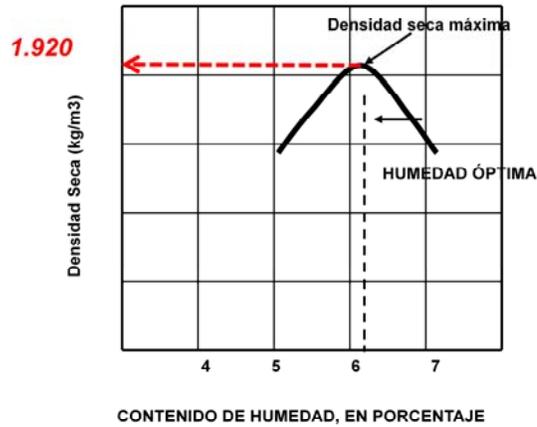
VARIANTE "A"

- A) Con los datos del análisis granulométrico y la ayuda de la Figura No. 1, se estima la densidad seca aparente máxima
- B) Con el peso volumétrico estimado y del porcentaje de material más fino que 0.05 mm, se acude a la Figura No. 2 para obtener el contenido de cemento por peso; con el cual se prepararán los especímenes para el ensayo Proctor estándar.
- C) ***Se ejecuta un Ensayo Proctor Estándar, añadiendo al suelo la cantidad de cemento obtenida del Paso B, con lo que se determina el máximo peso volumétrico seco y el contenido de humedad óptimo.***

Como último paso se ejecuta el ensayo de compactación Proctor Estándar con la cantidad de cemento seleccionada añadida al suelo a ensayar. De tal manera de obtener la densidad máxima seca de la mezcla de suelo con el cemento y su correspondiente humedad óptima, que observaremos gráficamente en la próxima lámina.

Método Simplificado, PCA

Con el suelo en estudio, y con el contenido de cemento del Paso B, se ejecuta el ensayo Proctor Estándar



En esta figura se observan los resultados gráficos del ensayo de compactación de la muestra con el 8% de cemento. Se puede ver claramente que la densidad máxima aumenta a 1.920 kg/m³ y la humedad óptima se sitúa en un valor de aproximadamente 6.1%

Variante "A" Método corto, PCA

- D) Con la densidad máxima seca real, obtenida del Paso C, se verifica, con ayuda de la Figura 2, que el contenido de cemento coincide con el estimado en el Paso B.

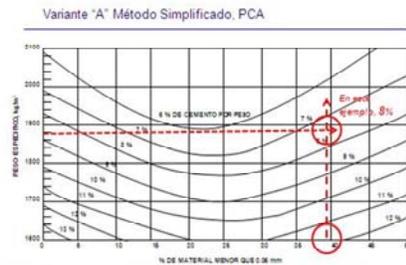


FIG. 2 Obtención de los contenidos de cemento de suelos que no retienen material en la malla # 4

Ahora con el valor de la densidad máxima seca real, igual a 1.920 kg/m³ se verifica el contenido de cemento que se habría seleccionado previamente

Variante "A" Método Simplificado, PCA

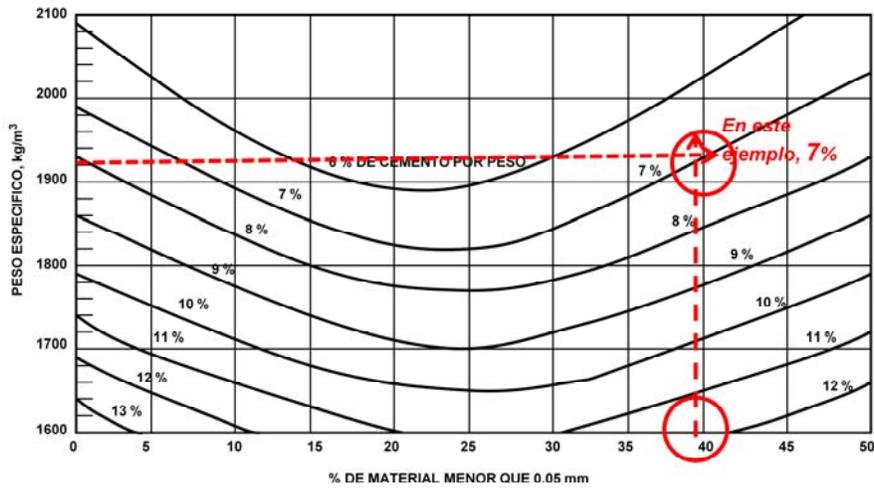
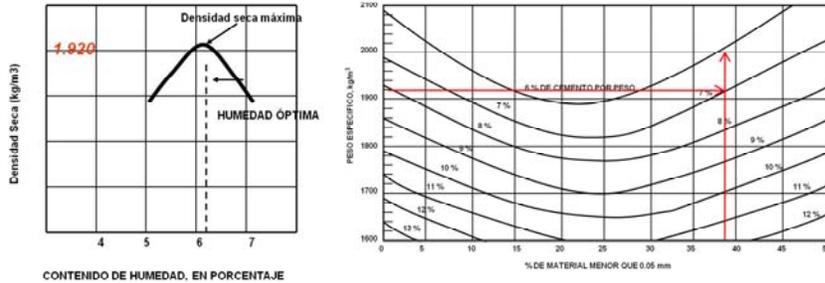


FIG. 2 Obtención de los contenidos de cemento de suelos que no retienen material en la malla # 4

En esta figura se muestra ahora con una densidad de 1.920 kg/m³ la misma intersección realizada anteriormente. Se puede observar que el contenido de cemento disminuyó en 1%. Ahora el contenido de cemento se sitúa en 7%

Variante "A" Método Simplificado, PCA

Como en este caso se obtuvo un 7% de cemento, diferente al 8% con que se ejecutó el Ensayo Proctor Estándar, se repite el Paso C, es decir, se ejecuta un nuevo ensayo Proctor Estándar, con el suelo en estudio y el 7% de cemento, con lo cual se obtiene una nueva DMS. Con esta nueva DMS se entra en la Figura 2. Este procedimiento se repite hasta que coincida el contenido de cemento del Ensayo Proctor con el de la Figura 2.



El método es tan exacto que esta diferencia entre contenido de cemento estimado y real nunca sucede.

En el caso de no coincidir los contenidos de cemento, como ha ocurrido en este caso, se recurre a realizar nuevamente el Ensayo Proctor con el nuevo contenido de cemento mezclado con el suelo a estudiar, del que se obtiene una nueva densidad máxima seca y se repiten los pasos siguientes hasta obtener la coincidencia de valores.

Variante "A" Método Simplificado, PCA

- E) Con el contenido de cemento definitivo y la humedad óptima, obtenidos del Paso D, se fabrican 3 briquetas para el ensayo de resistencia a la compresión simple (UCS), empleando la energía de compactación del Proctor Estándar. Las briquetas se mantienen en cámara húmeda durante 7 días: al final de este lapso, se sumergen en agua durante cuatro (4) horas, y se rompen

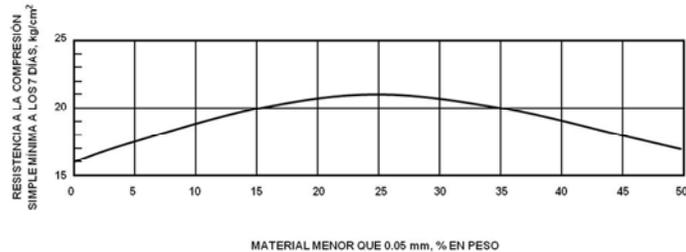
F) Supongamos, en nuestro ejemplo, los siguientes resultados

Briqueta	UCS (kg/cm²)
1	27
2	30
3	28
Promedio:	28.3

En este paso se preparan tres briquetas de ensayo, cada una con el porcentaje de cemento y el porcentaje de humedad óptima obtenidos anteriormente. Se determina la resistencia a la compresión simple de las briquetas de ensayo después de siete días de curado en la cámara húmeda a 21 °C y luego de sumergirlas en agua a temperatura ambiente durante un lapso de cuatro horas. En caso de no disponerse de la cámara húmeda, las briquetas se envuelven en una bolsa plástica cerrada herméticamente y se sumergen en agua o se colocan en una trampa de arena que se mantiene humedecida durante los siete días.

Variante "A" Método Simplificado, PCA

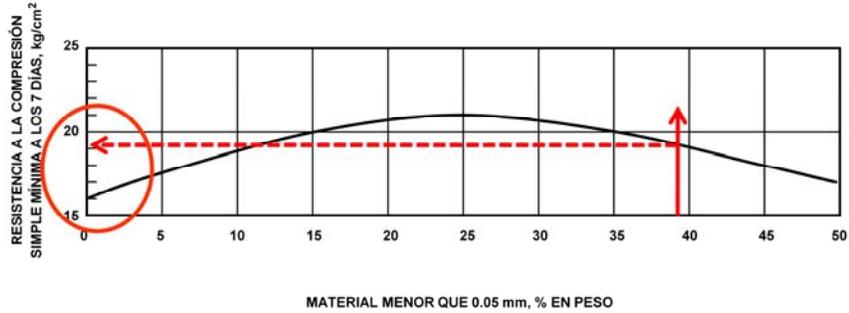
- G) Se verifica que el valor promedio obtenido de la resistencia a la compresión simple sea mayor que el que proporciona la Figura 3.



Si el valor obtenido fuese menor entonces se deberá realizar el diseño de la mezcla por el Método General, o se aumenta el contenido de cemento y se verifica que se cumpla la resistencia mínima.

En este ejemplo la resistencia mínima del promedio de las tres briquetas debe ser igual o mayor a 20 kg/cm². como el resultado del laboratorio fue de 28.3 kg/cm² se da por concluido el ensayo y se adopta el porcentaje de cemento que ha arrojado el método. Si por el contrario la resistencia obtenida es inferior a la indicada por esta figura, el porcentaje de cemento es muy bajo

Variante "A" Método Simplificado, PCA



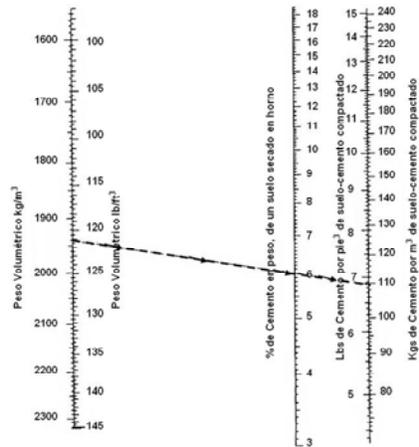
En este ejemplo, la resistencia promedio supera los 19 kg/cm², por lo que el contenido de cemento de 7% es correcto.

FIG 3. Resistencia a la compresión simple a los 7 días

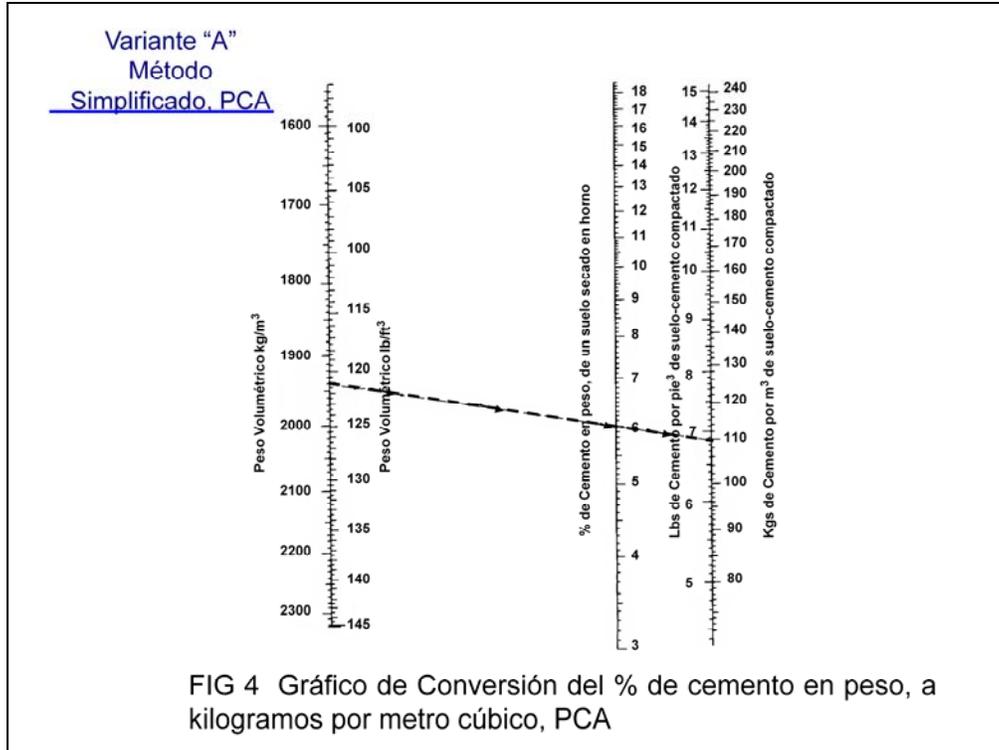
Si la resistencia obtenida es inferior a la indicada por la figura, el porcentaje de cemento es muy bajo. Son entonces necesarios nuevos ensayos: se moldean dos nuevas briquetas de ensayo, una con el porcentaje obtenido inicialmente y la otra con un aumento de dos puntos de cemento. Estas briquetas de ensayo son sometidas al ensayo de "Durabilidad por Congelación y Deshielo" y las pérdidas de peso por ellas sufridas permitirán determinar el porcentaje de cemento adecuado, todo de acuerdo al procedimiento anterior para el Método General de Dosificación.

Variante "A" Método Simplificado, PCA

- H) En caso de que se quiera conocer la dosificación por metro cúbico, se emplea la Figura 4.



Esta figura ayuda a determinar, en función de la densidad y del porcentaje de cemento en peso, el peso de cemento por m^3 de Suelocemento compactado. Aquí se observa con una densidad de $1920 \text{ kg}/m^3$ y un porcentaje de cemento de 6%, como se obtiene un valor de 110 kg de cemento por m^3 de Suelocemento compactado.



Esta figura ayuda a determinar, en función de la densidad y del porcentaje de cemento en peso, el peso de cemento por m^3 de Suelocemento compactado. Aquí se observa con una densidad de $1920 \text{ kg}/m^3$ y un porcentaje de cemento de 6%, como se obtiene un valor de 110 kg de cemento por m^3 de Suelocemento compactado.

Ejemplo Diseño de Mezcla

Datos de Granulometría:

Porcentaje que pasa:

Tamiz No. 4..... 82 %

Tamiz No. 10..... 79 %

Tamiz No. 60..... 58 %

Tamiz No. 200.... 37 %

Partículas Menores que:

0.05 mm (arcillas y limos combinados).. 32 %

0.005 mm (arcillas)..... 13 %

Gravedad Específica del material retenido en el Tamiz No. 4:

... 2.50%

¿ Puedo usar el Método Simplificado? Si

1) Finos < 50 % 32 %

2) Arcillas < 20 % 13 %

3) Retenido en la malla No. 4 < 50 % 18 %

4) ¿Cantidad apreciable de Materia Orgánica?

¿ Qué Variante del método Simplificado se debe usar?

VARIANTE "B" Para suelos con material retenido en el Tamiz No. 4



Aquí podemos observar la verificación de los criterios que se requieren para la aplicación de los Métodos "A" o "B", como es el porcentaje menor a 50% de finos, menor a 20% de arcillas, retenido en la malla #4 menor a 50% y una Gravedad Especifica del material retenido en el Tamiz #4 mayor a 2.45. Se concluye entonces que se utilizará el Método B, que requiere suelos que presenten material retenido en el tamiz #4.

Ejemplo Diseño de Mezcla

PASO No. 1

Estimación de la densidad aparente máxima promedio, empleando la Figura 5, a partir de dos datos del análisis granulométrico:

1.- % de Material Menor que 0.05 mm (contenido de finos = limo + arcillas)

32 %

2.-% de Material retenido en el Tamiz No. 10

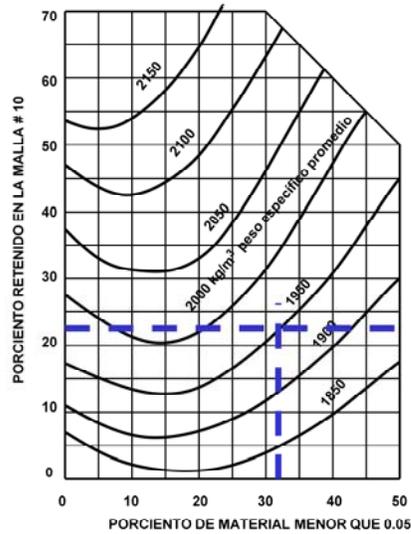
23 %

Este Método es exactamente igual al Método “A”, pero utilizando sucesivamente las figuras que se presentarán a continuación, teniendo en cuenta que en este caso se entiende por “piedra más grava” a todo material retenido en el tamiz #10 y “piedra” al material retenido en el tamiz #4.

En el primer paso se estima la densidad máxima de la mezcla por medio de la siguiente figura, en función de los porcentajes de partículas con diámetro inferior a 0.05 mm y de material retenido en el tamiz #10

Ejemplo Diseño de Mezcla

MEZCLAS DE SUELOS QUE CONTIENEN MATERIAL QUE SE RETIENE EN LA MALLA # 4



CON LOS DATOS:

32% de Material < 0.05 mm

23% retenido en Tamiz No. 10

En este ejemplo se obtiene:

1950 Kg/m³ DE DENSIDAD APARENTE MÁXIMA PROMEDIO

FIG 5. Obtención de los pesos volumétricos máximos promedios

En este ejemplo el valor de limos más arcillas, o partículas con diámetro inferior a 0.05 mm equivale a un 32%, mientras que el valor de piedra más grava o material retenido en el tamiz #10 corresponde a 21%. Con estos datos se obtiene un valor de densidad máxima aparente de 1.950 kg/m³.

Ejemplo Diseño de Mezcla

PASO No. 2

Obtención del Contenido de Cemento en Peso (en %) que será usado posteriormente para la prueba de compactación. El % de Cemento en peso se obtendrá empleando la Figura N° 6, a partir de los siguientes datos:

1.- % de Material Menor que 0.05 mm (contenido de finos = limo + arcillas)

32 %

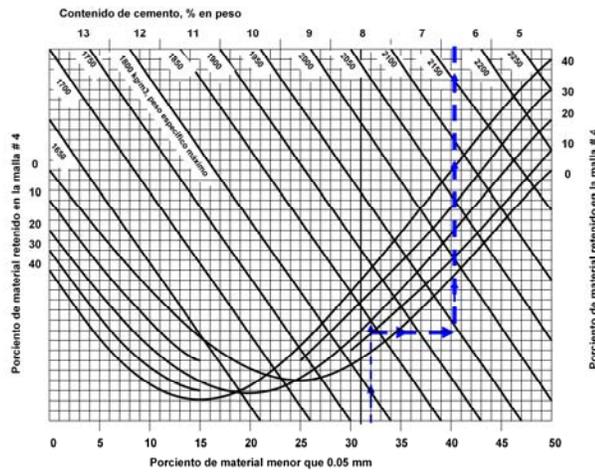
2.-% de Material retenido en el Tamiz N°. 4 **18 %**

3.-Densidad aparente máxima obtenida en el Paso 1. **1950 kg/m³**

Después de haber obtenido la densidad aparente máxima, se estima el porcentaje de cemento por medio de la figura # 6 a partir de los datos que se presentan en esta lámina, que corresponden al porcentaje de limo más arcilla, el porcentaje de material retenido en el tamiz #4 (piedra) y de la densidad máxima obtenida en el paso anterior

Ejemplo Diseño de Mezcla

MEZCLAS DE SUELOS QUE CONTIENEN MATERIAL QUE SE RETIENE EN LA MALLA # 4



CON LOS DATOS:

32% de Material < 0.05 mm

18% retenido en el Tamiz N°. 4

1950 kg/m³ de Densidad
Aparente Máxima

En este ejemplo se
obtiene:

6 % de Contenido de
Cemento en Peso

FIG 6. Obtención de porcentajes de cemento para mezclas de suelo-cemento, PCA

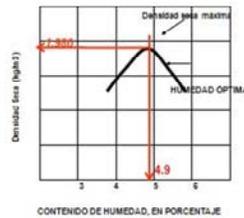
Haciendo una intersección de los datos que observamos en la lámina anterior, es decir, con las líneas de densidad aparente y el porcentaje de piedra se obtiene un porcentaje de cemento de 6%

Ejemplo Diseño de Mezcla

PASO No. 3

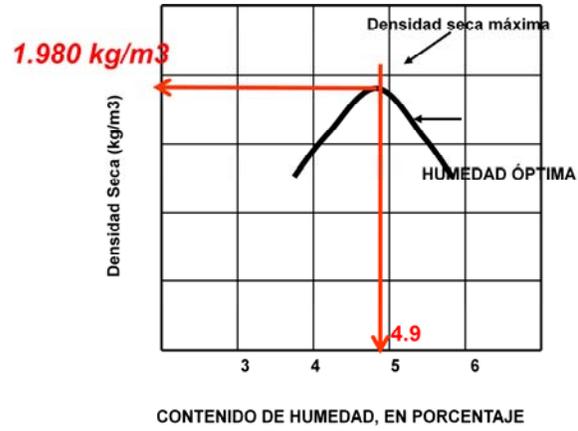
Realización de Prueba de Compactación Estándar (ASTM D558 ó AASHTO T99), con la que se obtiene en laboratorio la Densidad Seca Máxima Real y la Humedad óptima de la mezcla.

Variante "B" Método Simplificado, PCA



Con el porcentaje de cemento seleccionado en el paso anterior (6% en nuestro ejemplo) se efectúa el ensayo de compactación (AASHTO Estándar) de la mezcla de Suolocemento. De este ensayo se obtendrá la densidad máxima seca de la mezcla y su correspondiente humedad óptima.

Variante "B" Método Simplificado, PCA



En este ejemplo la densidad máxima seca real de compactación del suelo mezclado con el 6% de cemento es de 1.980 kg/m³ con una humedad óptima de 4.6%

Ejemplo Diseño de Mezcla

PASO No. 4

Empleando la Densidad Seca Máxima Real obtenida de la Prueba de Compactación Estándar, se vuelve a entrar a la Figura 6 para verificar si el cambio en la DMSR modifica ó no el % de Cemento en Peso.

1.- % de Material Menor que 0. 05 mm (contenido de finos)

32 %

2.-% de Material retenido en el Tamiz N. 4

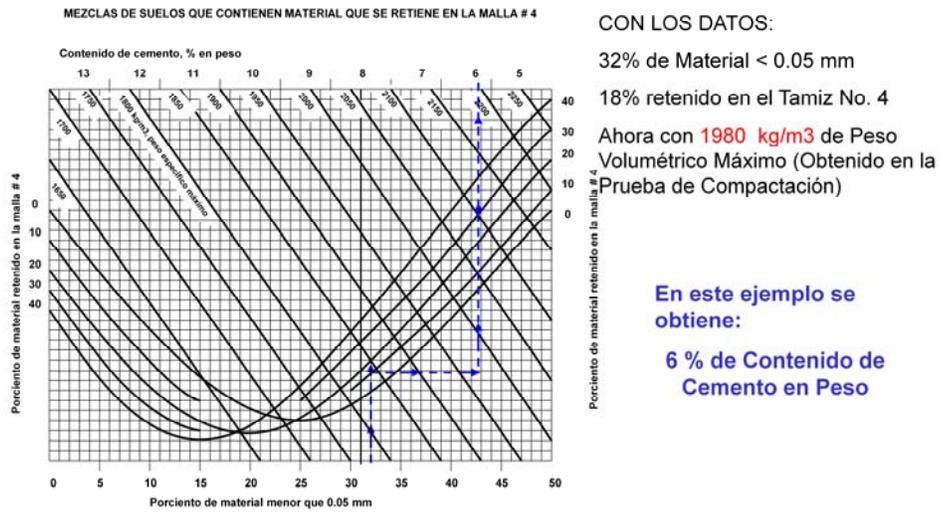
18 %

3.-Densidad Máxima Seca obtenida en el Paso 3:

1980 kg/m³

Con el valor de la densidad máxima – obtenido del ensayo de compactación – se verifica mediante la siguiente figura si el porcentaje de cemento correspondiente en función de esa nueva densidad y el porcentaje de limo más arcilla se mantiene igual al estimado en el paso 2 o ha variado. Si se mantiene igual, lo cual es el caso común en base a la extensa base de ensayos sobre el cual se desarrolló el método, se continúa al paso cinco. De lo contrario debe ejecutarse un nuevo ensayo de densidad-humedad con el nuevo porcentaje de cemento y verificar este nuevo porcentaje con el determinado nuevamente con la figura que se utilizó con anterioridad

Ejemplo Diseño de Mezcla



En esta figura se muestra como, de hecho con la nueva densidad obtenida gracias al ensayo de compactación, se corrobora el 6% de contenido de cemento en el suelo.

Ejemplo Diseño de Mezcla

PASO No. 5

Se preparan 3 briquetas para la Prueba de Resistencia a la Compresión Simple, con el 6 % de Cemento en peso (obtenido en el paso anterior), compactadas a la densidad máxima seca real (1980 kg/m³) y a la Humedad óptima (4.9 %).

Se determina la Resistencia Promedio de estos especímenes a los 7 días

Para efectos del ejemplo, suponemos un resultado de:

45.3 kg/cm² (644 psi)

En este paso se preparan tres briquetas de ensayo, cada una con el porcentaje de cemento obtenido en el punto 4 y con el porcentaje de humedad óptima obtenido en el punto 3. se determina la resistencia a compresión simple sin confinar de las briquetas de ensayo después de 7 días de curado en la cámara húmeda a 21 °C. al terminar los 7 días las briquetas se sumergen en agua a temperatura ambiente durante cuatro horas antes de romperlas. Para efectos de este ejemplo se supone un resultado de resistencia promedio.

Ejemplo Diseño de Mezcla

PASO No. 6

A continuación se verifica si la Resistencia Promedio a la Compresión Simple a los 7 días cumple ó no con la Resistencia Mínima Requerida.

Esto se hace mediante la Figura 7, en la cual se entra con dos datos del análisis granulométrico:

1.- % de Material Menor que 0.05 mm

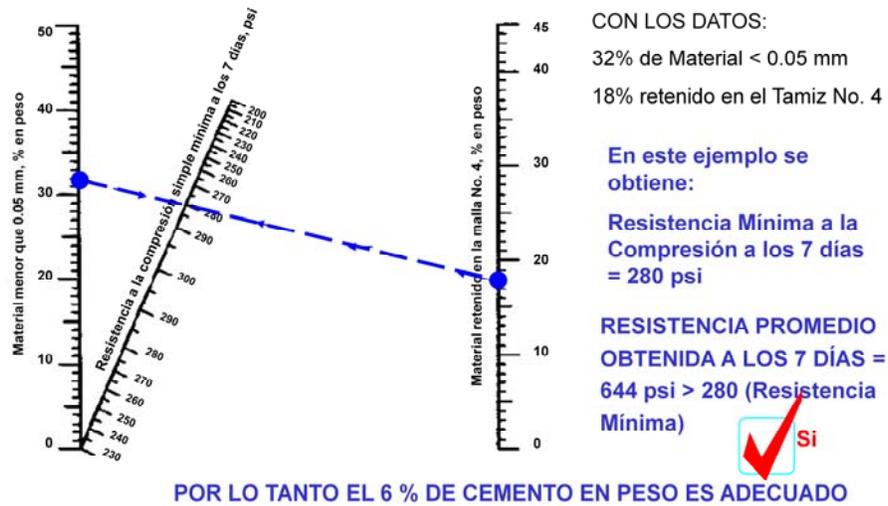
32 %

2.- % de Material Retenido en el Tamiz N°. 4

18 %

En este paso se verifica mediante la figura que será presentada a continuación y en función del porcentaje de limo más arcilla y del porcentaje de piedra en el suelo la mínima resistencia a compresión que debe presentar.

Ejemplo Diseño de Mezcla



POR LO TANTO EL 6 % DE CEMENTO EN PESO ES ADECUADO

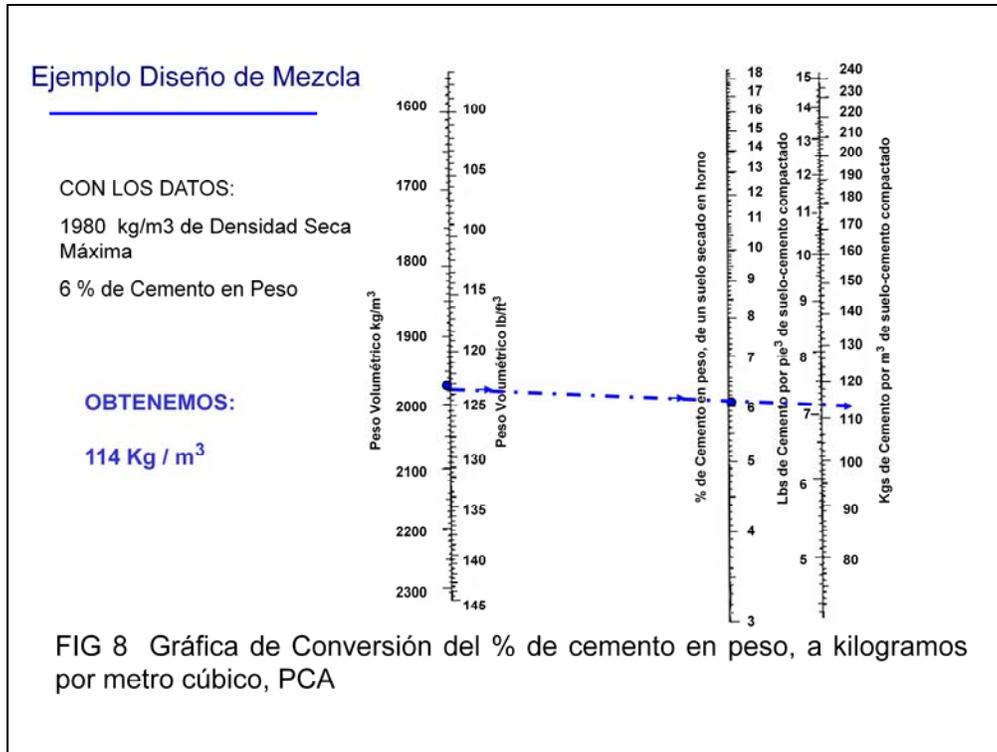
FIG 7 Obtención de la resistencias a la compresión simple mínima para mezclas, PCA

Con los datos del ejemplo se une en recta el porcentaje en peso del material de menor diámetro de 0.05 mm con el porcentaje del material retenido en el tamiz #4 y se obtiene la resistencia a la compresión simple mínima a los 7 días en psi que arroja un resultado de 280 psi. Dado que la resistencia promedio (644 psi) es mayor a la mínima obtenida a los 7 días, se verifica el valor de 6% de cemento en peso.

Ejemplo Diseño de Mezcla

Para efectos de control en obra, se puede usar la Figura 8 para convertir el resultado de % de Cemento en peso a una dosificación de kg/m^3 a partir de la Densidad Seca Máxima Real y del % de Cemento en peso.

El texto de esta lámina es explicativo. Se utilizará la siguiente figura de modo de convertir el porcentaje de cemento en peso a peso por cada metro cúbico de Suelocemento compactado



Con los datos que conocemos, trazamos una recta que parta desde la densidad seca máxima y pase por el porcentaje de cemento en peso y se extiende hasta la siguiente escala, lo que arroja un resultado de 114 kg/m³ de cemento por m³ de Suelocemento compactado

DISEÑO DE MEZCLAS

Nota 1:

Es importante destacar que las resistencias obtenidas mediante este procedimiento simplificado (Métodos A & B) muy rara vez resultan en resistencias menores a las exigidas en las Figuras 4 y 8, según sea el caso, debido a la extensiva correlación empleada en el desarrollo de este método. Por esta razón, y en caso de no disponer de equipos para realizar ensayos de comprensión simple, los valores de contenido de cemento obtenidos directamente de los gráficos son suficientemente confiables para la preparación de las mezclas en campo.

Nota 2:

Debe recordarse que para aplicar el Método de la PCA siempre se deben compactar las briquetas con la energía de compactación Proctor Estándar (AASHTO-T99), es decir con martillo pequeño (5.5 lbs y 12 pulg. de caída), en el molde de 4 pulgadas de diámetro por 4 pulgadas de altura.

Estas notas son de gran importancia a la hora de la construcción del Suelocemento.

Método basado en proporcionar el contenido de cemento de acuerdo a su clasificación granulométrica.

- Este método consiste en clasificar el suelo y utilizar tablas preparadas de antemano para establecer la proporción de cemento.

El método más sencillo que puede utilizarse es aquel que se fundamenta en los ensayos más elementales: granulometría por tamizado y límites de Atterberg. Ambos tipos de ensayo permiten clasificar el material en un grupo determinado y en función de dicho grupo se estima un porcentaje de cemento

DISEÑO DE MEZCLAS

CONTENIDOS DE CEMENTO APROXIMADOS PARA PROYECTAR LAS MEZCLAS DE SUELO-CEMENTO (fuente: PCA)	
GRUPO DE SUELOS SEGUN AASHO (SUCS)	PORCIENTO DE CEMENTO REQUERIDO % EN PESO
A - 1 - a (GW, GP, SW, SP)	5
A - 1 - b (SW, SP, GM, SM, GP)	8
A - 2 (GM, SM, GC, SC)	9
A - 3 (SP)	11
A - 4 (ML, OL, CL, SM, SC)	12
A - 5 (OH, MH, ML, OL)	13
A - 6	15
A - 7	16

En esta tabla se pueden observar los contenidos de cemento aproximados para proyectar las mezclas de suelo-cemento. Es notable que mientras las partículas del suelo se hacen más y más finas, se necesita un mayor porcentaje de cemento para su estabilización.

Método Rápido, PCA

- Se utiliza para obras de emergencia y para obras de poca importancia.

- Consiste en:

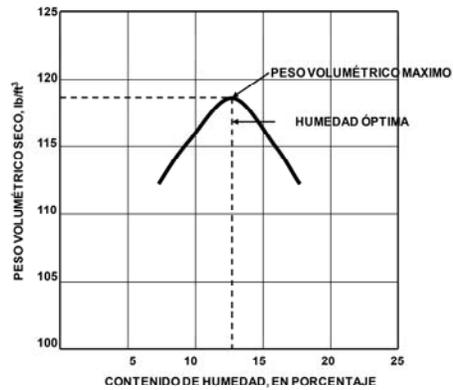
1) La elaboración de especímenes que se compactan con la humedad óptima Proctor y peso volumétrico máximo. La cantidad de cemento inicial aplicada variará en un amplio rango.

2) Después de uno ó dos días de curado se someten las probetas a piquetes con punzón o picahielo. Si no es posible penetrar en el espécimen más de 0.6 cm y si al golpearlo se escucha un sonido claro y sólido, se considera que el contenido de cemento es adecuado.

Método de Diseño de la AASHTO

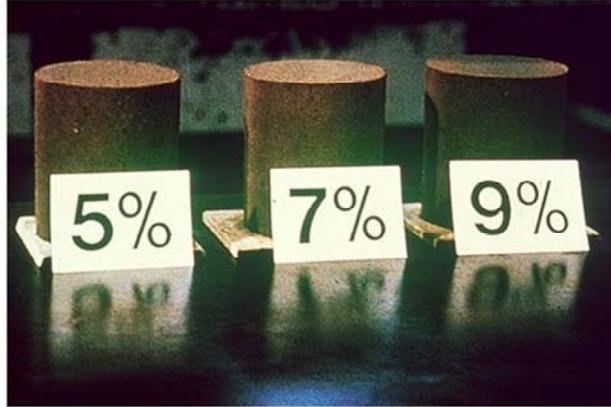
Este procedimiento debe ser seguido para el diseño de mezclas de REPACE, y es empleado en mezclas de suelo-cemento cuando se requieren resistencias mayores de 30 kg/cm² a los 7 días.

Paso 1: Determine el contenido de humedad óptimo del REPACE o suelo, por medio de la ejecución del Ensayo Proctor Modificado (AASHTO-180)



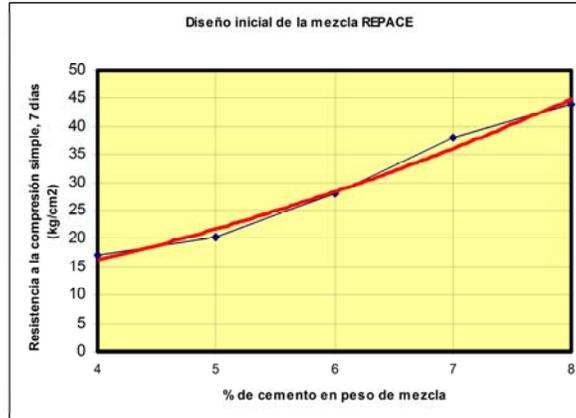
Método de Diseño de la AASHTO

Paso 2: Con el contenido de humedad óptimo, prepare tres grupos de muestras, con contenidos de cemento variables, y compacte las muestras con la energía de compactación del AASHTO T-180



Método de Diseño de la AASHTO

Paso 3: Cure las briquetas durante 7 días; al terminar el tiempo de curado, sumerja las briquetas en agua, a 25°C, durante cuatro (4) horas, y luego Ensáyelas a la compresión simple:



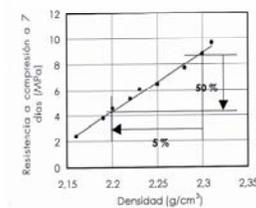
Método de Diseño de la AASHTO

Paso 4: Seleccione el menor contenido de cemento que supere la resistencia exigida en el diseño.



Diseño de mezclas de suelo-cemento y REPACE

Es importante recordar en el diseño que la resistencia es muy sensible a la densidad por lo cual es prudente diseñar para una resistencia mayor, que compense, en obra, la pérdida de resistencia por efecto de la menor densidad que se obtiene en campo.





Instituto Venezolano del Asfalto

Diseño de mezclas de suelo-cemento y mezclas REPACE

gcorredorm@cantv.net



Instituto Venezolano del Asfalto



Mezclas asfálticas en caliente: Materiales y mezclas

***Primera Parte: Tipos y ensayos
en los cementos asfálticos***

gcorredorm@cantv.net

Para estudiar el asfalto debemos tener en cuenta ciertos conceptos:

Petróleo: material natural, de consistencia viscosa, formado por una mezcla de compuestos de hidrógeno y carbono, con contenidos variables de azufre, nitrógeno y oxígeno.

Bitumen: Mezcla de hidrocarburos, de origen natural o volcánico, acompañados de derivados no metálicos. Pueden ser gaseosos, líquidos, semisólidos o sólidos, y son totalmente solubles en Bisulfuro de carbono.

En el texto se definen lo que es el petróleo y los bitúmenes. Es importante destacar que en ambas definiciones destaca la composición de “mezcla de hidrocarburos”.

Asfaltos: materiales cementantes, de color marrón oscuro a negro, cuyo principal componente son los bitúmenes, y que son obtenidos en forma natural, o por medio de la refinación del petróleo.

Sus principales características son:

- ser cementantes
- son adherentes
- sus propiedades cambian a lo largo del tiempo
- ser termoplásticos
- ser durables y resistentes a ácidos y sales
- impartir impermeabilidad a los materiales con los que son mezclados

El petróleo en Venezuela

- *En Venezuela la primera concesión para la explotación de petróleo fue otorgada el 24 de agosto de 1865 por Jorge Surtherland, Presidente Constitucional del Estado Soberano del Zulia, al ciudadano norteamericano Camilo Ferrand para "taladrar, sacar y exportar petróleo o nafta o bajo cualquier denominación que se conozca el aceite que existe en la tierra en todo el estado Zulia, ", concesión que caduca el 23 de febrero del año siguiente por incumplimiento de contrato.*

El texto de la lámina resume brevemente la historia inicial de las concesiones petroleras en Venezuela.

Asfaltos naturales: El asfalto de Guanaco



Asfaltos naturales: El asfalto de Guanoco



El lago de Guanoco es considerado el depósito de asfalto natural mas grande del mundo, con una profundidad variable entre 1.2 y 3 m, con una extensión de 3 km de Norte a Sur y de 1.5 km de Este a Oeste.

Fue explotado finalmente por la "Bermúdez Oil Company", subsidiaria de la "Barber Oil Co.", la mas poderosa de las empresas petroleras de aquella época.

La Bermúdez Oil Co. operó entre los años 1888 y 1934.

El Gobierno Nacional analizó la posibilidad de construir una refinería en Caripito, Edo. Monagas, para la destilación y refinación del asfalto de Guanoco.

La conclusión es que no es económica en base a la tecnología actual.

El texto de la lámina es suficientemente explicativo

Asfaltos naturales: El asfalto de Guanoco



En la fotografía se observa el asfalto natural en el lago de Guanoco. Se puede apreciar que no ha sido perforado sino que el asfalto aflora en la superficie.

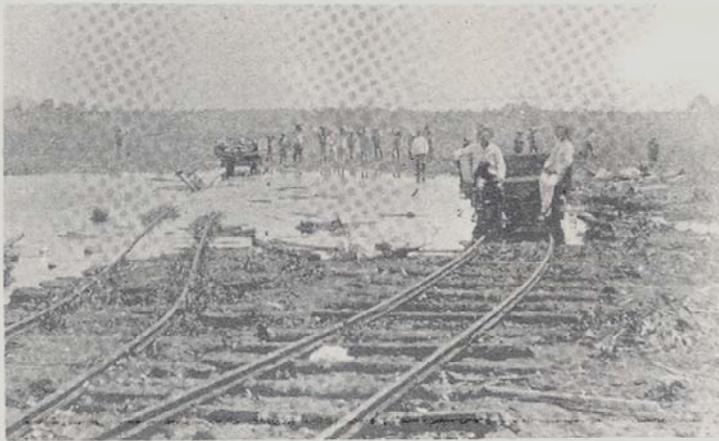
Asfaltos naturales: El asfalto de Guanoco



El lago de asfalto de Guanoco en 1899: un codiciado yacimiento.
Fot. Ambrose Carner, reprod. Joaquín Torres.

En la fotografía se observa el asfalto natural en el lago de Guanoco. Se puede apreciar que no ha sido perforado sino que el asfalto aflora en la superficie.

Asfaltos naturales: El asfalto de Guanaco



Cuadrillas de obreros cavando asfalto en el sitio del lago.
Fot. Ambrose Carner; reprod. Joaquín Torres.

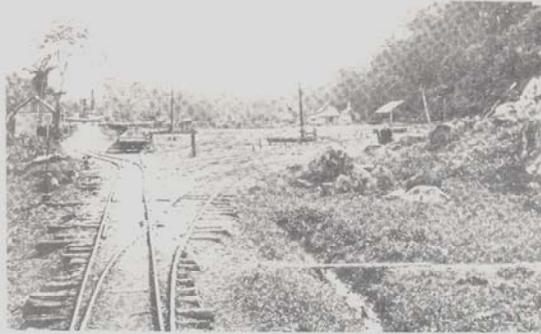
El texto de la lámina es suficientemente explicativo

Asfaltos naturales: El asfalto de Guanaco



Asfaltos naturales: El asfalto de Guanoco - Historia

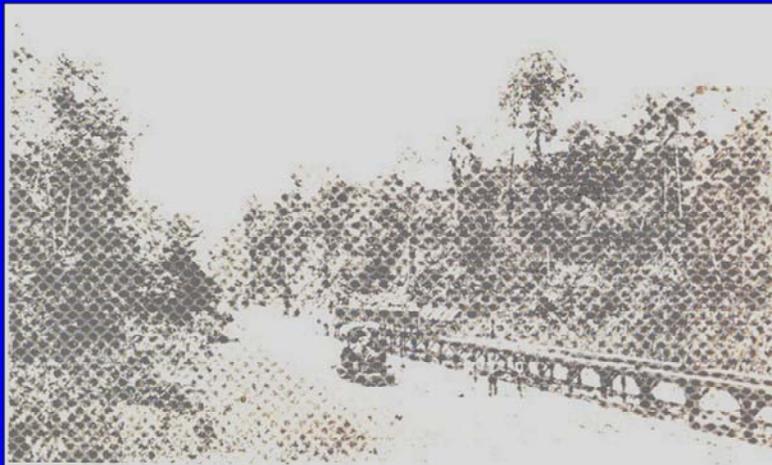
La construcción del ferrocarril entre la aldea de Guanoco y el lago de asfalto. *Fot. Ambrose Carner; reprod. Joaquín Torres.*



El terminal del ferrocarril en Guanoco (1899). Frente al muelle, a la izquierda, se encuentra atracado uno de los vapores que aseguran el transporte de materiales y víveres. *Fot. Ambrose Carner; reprod. Joaquín Torres.*

El texto de la lámina es suficientemente explicativo

Asfaltos naturales: El asfalto de Guanaco - Historia



Pasarela para el trasbordo del asfalto hacia las vagonetas del tren.
Fot. Ambrose Carner; reprod. Joaquín Torres.

El texto de la lámina es suficientemente explicativo

Asfaltos naturales: El asfalto de Guanoco –Historia



Terminal de Guanoco. En el primer plano, se encuentran los depósitos de asfalto. *Fot. Ambrose Carner; reprod. Joaquín Torres.*

El texto de la lámina es suficientemente explicativo

Asfaltos naturales: El asfalto de Guanoco - Historia

Inspection of Asphalt from Guanoco Lake, Sucre State, Venezuela

Sample as Received:

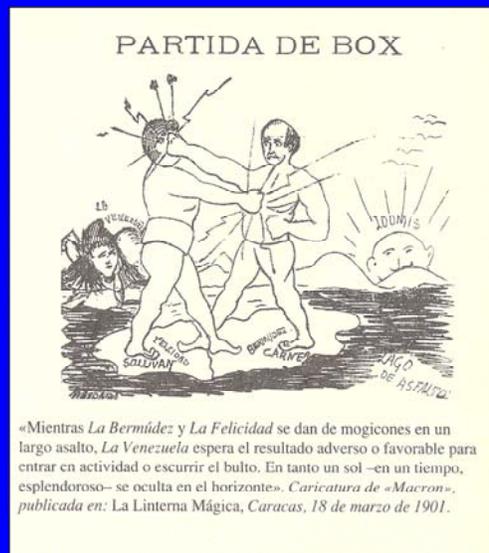
Sample contained approximately 2 percent by weight of clay and dirt mixed with the asphalt. The sample was held at 400°F. under an inert atmosphere of nitrogen for 24 hours to allow impurities to settle. All tests were then made on the upper 95 percent of the sample.

Physical Inspections:

Bitumen soluble in carbon tetrachloride, %	100.0
Carbon Residue, Ramsbottom	19.6
<u>Composition, Wt. %:</u>	
Asphaltenes	13.6
Oils	53.7
Resins	32.4
<u>Ductility, 5 cm. per minute at:</u>	
32°F.	42
77°F.	Soft
Fire Point, °F.	710
Flash Point, °F.	615
<u>Penetration at:</u>	
32°F., 200 gram weight, 60 sec. (mm) (10 ⁻¹)	42
60°F., 100 gram weight, 5 sec. (mm) (10 ⁻¹)	80
77°F., 100 gram weight, 5 sec. (mm) (10 ⁻¹)	263
100°F., 100 gram weight, 5 sec. (mm) (10 ⁻¹)	Soft
Softening Point, R & B, °F.	98
Specific Gravity 60°F./60°F.	1.014
<u>Spot Tests:</u>	
<u>Olefinis:</u>	
Initial	Negative
After 24 hours	Negative
Sulfur, Wt. %	3.72
<u>Viscosity at 210°F.:</u>	
Furol, seconds	559
Kinematic, stokes	12.1
Absolute, poises	11.7
<u>Viscosity at 275°F.:</u>	
Furol, seconds	84.8
Kinematic, stokes	1.83
Absolute, poises	1.72

En la fotografía se observa un análisis de la composición química del asfalto de Guanoco

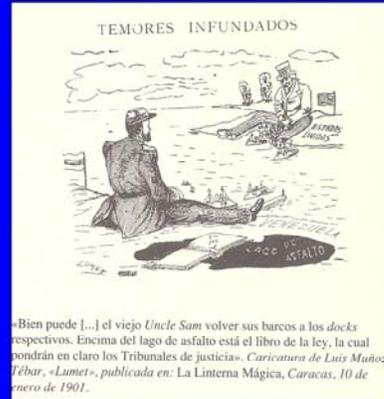
Asfaltos naturales: El asfalto de Guanaco



En esta caricatura se ilustra de cierta manera la rivalidad entre compañías a la hora de explotar el “Lago de Asfalto”

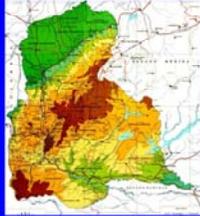
Asfaltos naturales: El asfalto de Guanoco

En 1901 el asfalto venezolano es el pretexto no declarado por la NY&BC, para participar como financista en la llamada Revolución Libertadora contra el gobierno de Cipriano Castro. Igualmente, entre diciembre de 1902 y febrero de 1903, las armadas de Inglaterra, Alemania e Italia bloquean las costas de Venezuela, con el argumento de que el presidente Castro no estaba cumpliendo sus "compromisos internacionales". Ante esta agresión a la soberanía nacional, Cipriano Castro proclama su célebre frase: "Venezuela, la planta insolente del extranjero ha profanado el sagrado suelo de la patria".



El texto de la lámina es suficientemente explicativo

Pero unos años antes



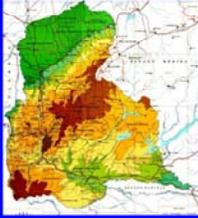
La compañía "Petroliá del Táchira"

En la población de "La Alquitrana" en el Sureste del Estado Táchira está ubicada la Hacienda La Petroliá, propiedad de Don Antonio Pulido Pulido, quien ha observado que en la quebrada La Alquitrana fluyen unos residuos oleaginosos.



El texto de la lámina es suficientemente explicativo. Se observan residuos oleaginosos fluyendo en el río

La compañía "Petrolia del Táchira"

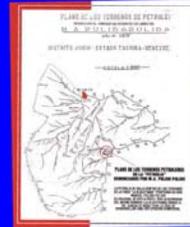


En la población de "La Alquitrana" en el Sureste del Estado Táchira está ubicada la Hacienda La Petrolia, propiedad de Don Antonio Pulido Pulido, quien ha observado que en la quebrada La Alquitrana fluyen unos residuos oleaginosos.

El 18 de mayo de 1875 un violento sismo sacude a Cúcuta y a las Poblaciones de Rubio, San Cristóbal y Michelena.

Del suelo brotan borbotones de una sustancia negruzca, y un obrero corre a donde Está Don Manuel y le dice: "Don Manuel, Don Manuel; la tierra escupa negro
... son cosas del diablo"

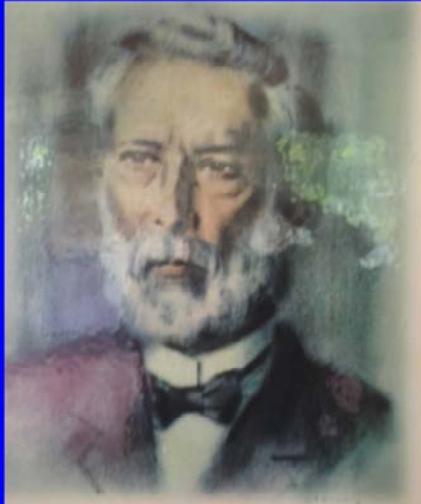
Se funda entonces la "Petrolia del Táchira", que en el año 1878(*) recibe la concesión para exploración, perforación, refinación y comercialización, concesión que bautizan como "Cien minas de asfalto".



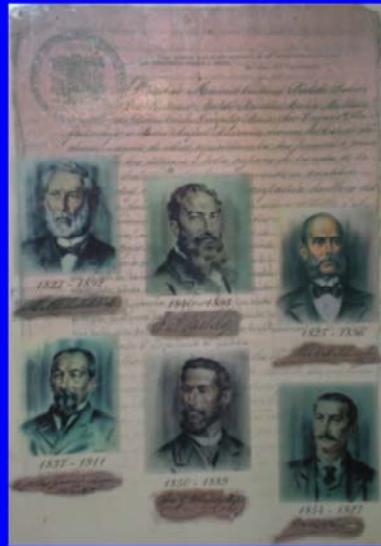
(*) Solo veinte años atrás (1858), se había iniciado en Titusville, Pa. la industria petrolera

El texto de la lámina es suficientemente explicativo

El Fundador y los Socios de "La Petrolia del Táchira"



Octubre de 1878, Manuel Antonio Páez, el General Páez, Ramón María Maldonado, Dr. Carlos...





lo la fecha 1882.
ra tuvo que inge-
ste, tanto el
refinación,
reticados y

60 galones de gasolina

Rubio y Santa Ana se
daban en beneficia
trera. "En las no
viendas mientras
paras de kerosen
se plato de
paso, lo mu

En 1883
Petról
conoc
Así

**En el año 1883 llega al
Táchira el taladro de perforación
que bautizan con el nombre de
"La Alquitrana"**



**Perforan unos 25 pozos, y
el primero en que encuentran
petróleo lo llaman "Eureka".
Tenía una profundidad de
60 metros.**

LA EMPRESA PETROLEA DEL TACHIRA

avisa al Comercio de esta plaza que sus productos
Gasolina, Kerosen, Carbolinio
y Alquitrán,
los vende directamente a quien los solicite
Precios reducidos pero al contado.
Pida informes por Teléfono No. 56.

LA EMPRESA

La refinera de la Petrolia



En esta fotografía se muestra la apariencia de la refinera en el siglo XIX



El proceso de **destilación** duraba alrededor de 16 horas. Durante el mismo, un hombre se encarga del funcionamiento del horno, que opera con carbón. Por la información recogida, la primera unidad de destilación era capaz de producir alrededor de:

- 220 galones de residuos
- 165 galones de kerosén
- 150 galones de gasoil
- 60 galones de gasolina



Petrolia del Táchira opera entre 1878 y 1928

En 1913 los Geólogos de la Standar Oil Co. visitan La Petrolia y concluyen que no hay suficiente petróleo que justifiquen nuevas exploraciones e inversiones en esta zona.

La "Petrolia hoy"



En esta fotografía se ilustra cómo luce, en el 2010, la entrada a la población de la Alquitrana, en donde un restaurant ha sido bautizado con el nombre de la "Petrolia"

La "Petrolia hoy"



En esta fotografía se observa un restaurant ubicado en el sitio de la antigua "Petrolia". El nombre del restaurant, Eureka, hace alusión al primer pozo petrolero explotado en esta zona.

La "Petrolia hoy"



En esta fotografía se ilustra cómo luce la "Petrolia" en nuestros tiempos. Se observa el primer taladro, bautizado como "La Alquitrana" que funcionó en la hacienda con el mismo nombre

La "Petrolia hoy"



En esta fotografía se ilustra cómo luce la "Petrolia" en nuestros tiempos. Se observan los antiguos tanques de almacenamiento en la Hacienda "La Alquitrana"

La "Petrolia hoy"



En esta fotografía se ilustra cómo luce la "Petrolia" en nuestros tiempos. Se observan los antiguos tanques de almacenamiento en la Hacienda "La Alquitrana" ahora con más detalle.

La "Petrolia hoy"



La "Petrolia hoy"



La Venezuela Petrolera:

Tanto la producción de La Petrolia como la del lago de asfalto natural de Guanoco (Estado Sucre) en 1890, por parte de la New York and Bermúdez Company (NY&BC), ocurren mucho antes de que el mundo conozca la enorme utilidad comercial y estratégica que tendrán los hidrocarburos. Aún sin imaginar el auge futuro de esta industria, nuestro territorio se convierte en objetivo de las potencias imperialistas debido al interés comercial que ya generaba la explotación del asfalto.

A finales de 1912 la Caribbean Petroleum pasó a estar bajo el control de la Royal Dutch Shell iniciando, además del negocio de asfalto, exploraciones en la búsqueda de petróleo. Es así como en 1913 se descubre el primer campo petrolero en Venezuela, el campo Guanoco, al completarse con éxito la perforación del pozo Barbabui 1.

El texto de la lámina es suficientemente explicativo

La Venezuela Petrolera:

La Caribbean Petroleum, dueña mayoritaria de la NY&BC y subsidiaria de la Royal Dutch Shell, intensificó la exploración geológica en todo el territorio nacional y en 1914 perforó



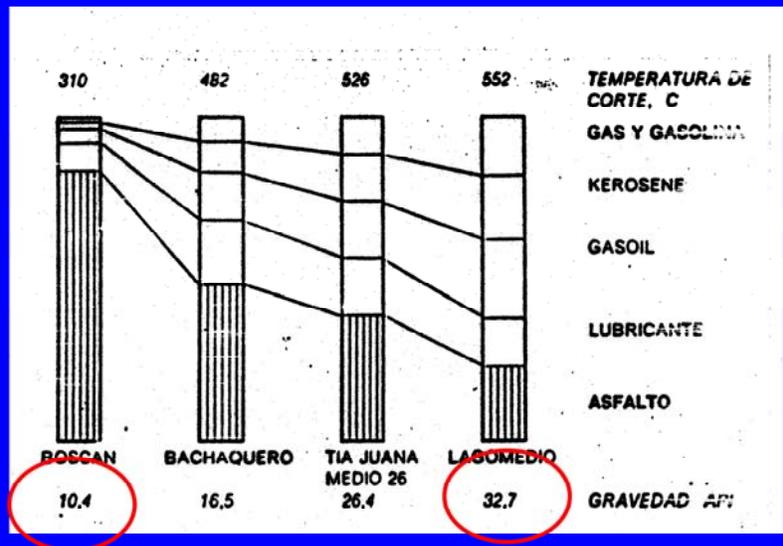
En la fotografía presentada se pueden observar numerosas torres petroleras utilizadas durante la explotación de petróleo a partir de 1914 por la Caribbean Petroleum

La Venezuela Petrolera:

El 14 de diciembre de 1922 la "Venezuelan Oil Concessions", también de la Shell, perfora el pozo "Barroso 2", cerca de Cabimas, que estuvo arrojando cerca de 100.000 barriles diarios, durante 9 días. Esto atrajo la atención mundial sobre el inmenso potencial de producción de Venezuela.



En esta fotografía se observa la salida libre del petróleo en el "Barroso 2" que arrojó cerca de cien mil barriles diarios durante nueve días, lo que hizo que el mundo posara sus ojos sobre Venezuela y su nuevo potencial descubierto



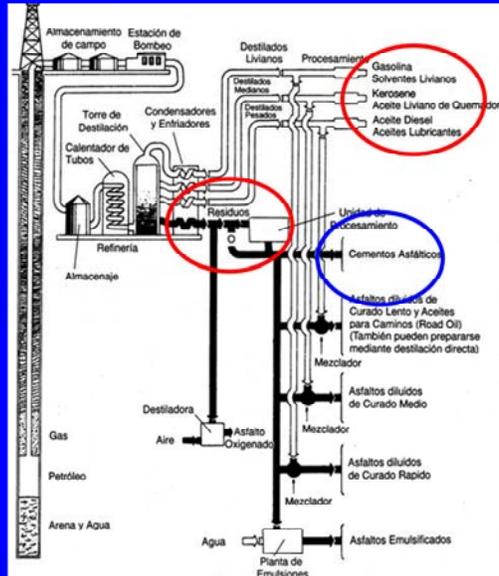
$$\text{Grado API} = (141.5 / G_{b_{15.5^{\circ}\text{C}}}) - 131.5$$

Refinerías en operación en Venezuela para el año 2008



En esta figura se observan el Centro de Refinación Paraguaná y Bajo Grande, donde se refina el petróleo y se transporta hacia las otras refinerías (como la de Puerto La Cruz) donde se comercializan los productos

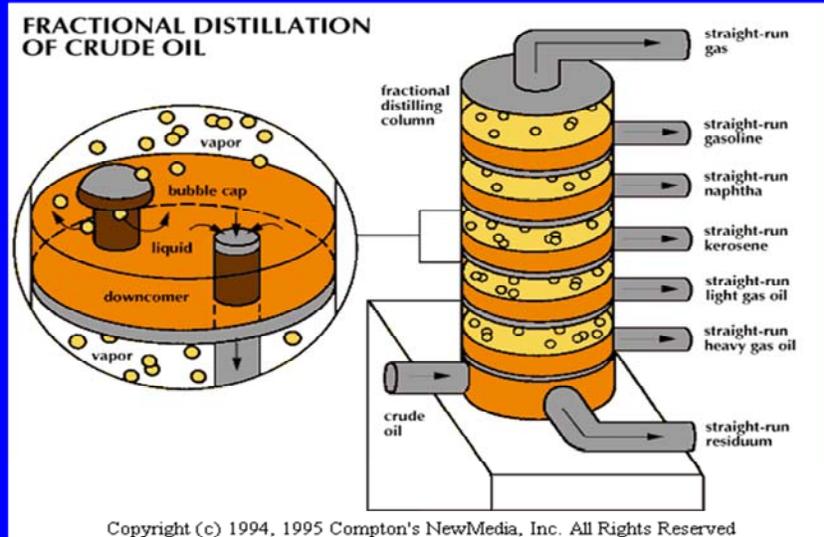
Los asfaltos refinados:



Fuente: Introducción al asfalto. Instituto del Asfalto, Lexington Ky, 1993

Asfaltos refinados y esquema básico de refinación. En este esquema se puede observar como los cementos asfálticos, marcados con el color azul, representan el producto final del proceso, de donde se le han removido inicialmente tanto residuos como derivados más livianos tal como Gasolina, Kerosene y Aceite Diesel. También se observa a partir de este esquema como la mezcla de los cementos asfálticos con estos derivados producen distintos tipos de asfaltos.

¿Qué pasa en una torre de destilación?



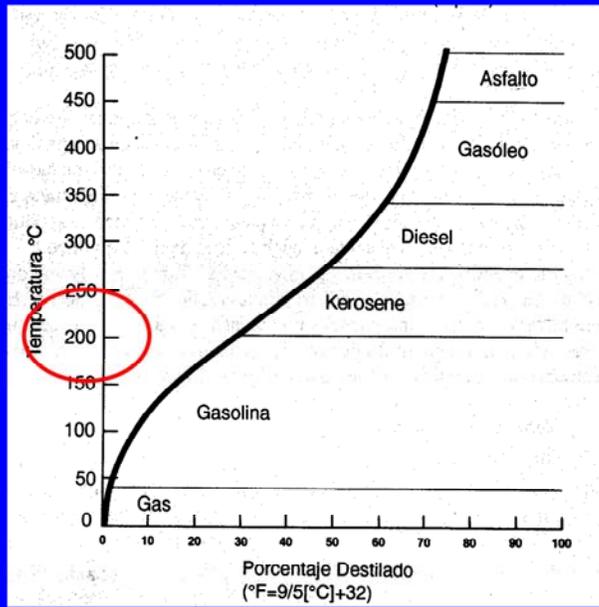
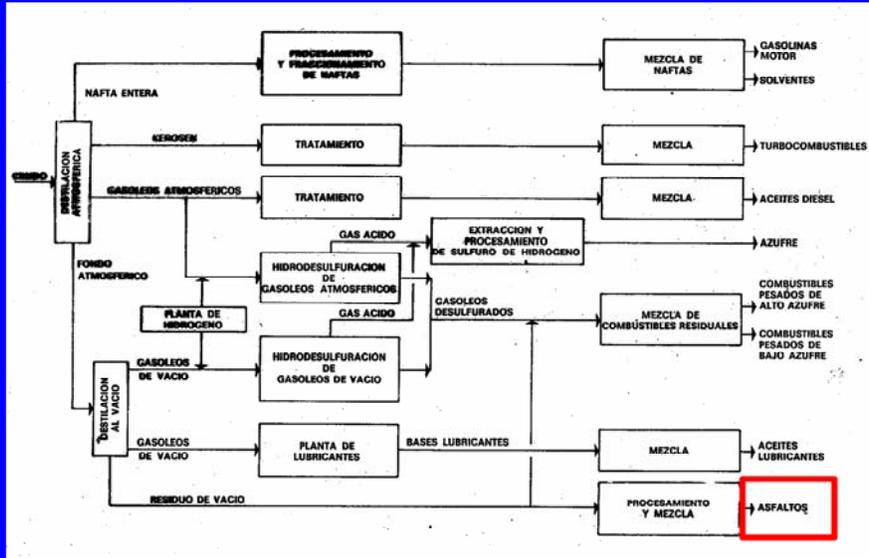


Diagrama de flujo en el CRP



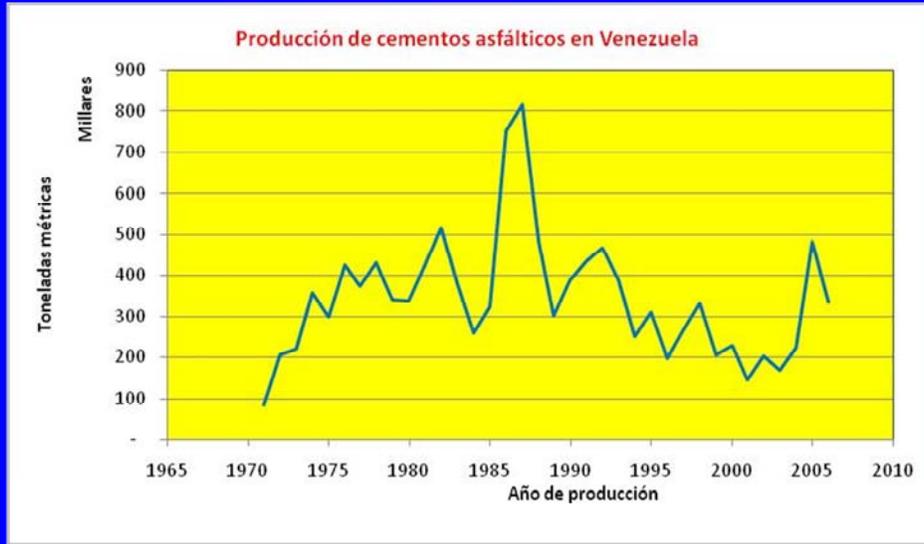
Tipos de Cementos asfálticos refinados: 40/50 60/70 85/100 120/150 y 200/300

En esta figura se observa que de las torres de destilación atmosféricas, mediante tratamientos y mezclas con otros compuestos se pueden obtener productos como gasolinas de motor, solventes, turbocombustibles, Aceites Diesel, Azufre y combustibles pesados de Alto y Bajo azufre, mientras que de las torres de destilación al vacío, mediante procesos de hidrosulfuraciones y adición de lubricantes, se obtienen aceites lubricantes y finalmente los asfaltos



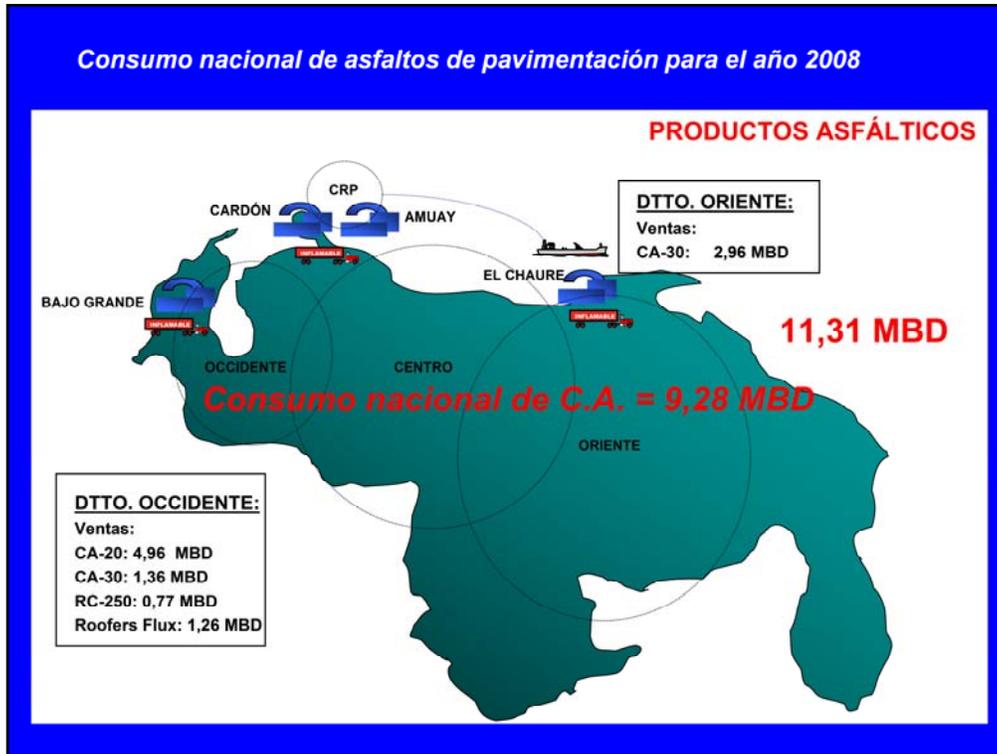
En esta fotografía se observan dos recipientes de los cuales se ha derramado un asfalto de distinta manera, sea porque es un mismo asfalto a diferentes temperaturas (recordemos que a mayor temperatura, menor es la viscosidad del asfalto) o porque son dos asfaltos distintos a la misma temperatura y sus componentes no son siempre iguales

Niveles de consumo de cemento asfáltico en Venezuela



Capacidad de refinación en Venezuela (2008): 32MBD, y se refinan 17MBD

En esta figura se observa una gráfica que ilustra la producción de cementos asfálticos en Venezuela desde 1970 hasta aproximadamente 2007, notándose un pico obvio en el año 1987 y un valle considerable en el año 2000 al 2001



En este mapa se puede observar el consumo nacional de asfaltos de pavimentación para el año 2008. Se observa que la mayoría del asfalto utilizado en el país proviene de la región occidental. En total se consumió un total de 9.28 MBD.

**La evolución
en las normas
de los C.A.**

12-0.09 Cemento Asfáltico (MOP-M201)

El Cemento Asfáltico debe ser de una de las siguientes penetraciones: 60-70, 85-100, 120-150, y debe satisfacer los requisitos siguientes, correspondientes al tipo escogido:

No. COVENIN No. MOP	ENSAYO	TIPO		
* 4105	Penetración a 25°C, - 100 g. 5 s.	60-70	85-100	120-150
* 424	Viscosidad a 135°C - Saybolt Furol (s)	100+	85+	70+
* 424	- Cinemática (c.s.)	200+	170+	140+
* 372	Punto de Inflamación C (Vaso abierto de Cleveland)	232+	232+	218+
E 206	Ensayo en estufa de película delgada (25°C, 100 g. (4%) de original)	52+	47+	42+

Clasificación por penetración

**Los C.A. para poder ser trabajados
(bombeados y mezclados con los agregados)
requieren ser calentados a temperaturas
mayores a los 135°C**

Req. ción del petróleo, debe ser de naturaleza uniforme y no debe formar espuma al ser calentado a 175 C

En esta figura se observa que los asfaltos se clasifican por su grado de penetración. A partir de esta información, cada tipo de asfalto debe cumplir con ciertas condiciones (como viscosidad, punto de inflamación, ductibilidad y solubilidad) para su correcta utilización.

Table 2-7 ASTM Requirements for Viscosity Graded Asphalt Cements (D 3381-83)

TABLE 1 Requirements for Asphalt Cement, Viscosity Graded at 140°F (60°C)

Note—Grading based on original asphalt

Test	Viscosity Grade				
	AC-2.5	AC-5	AC-10	AC-20	AC-40
Viscosity, 140°F (60°C), P	250 ± 50	500 ± 100	1000 ± 200	2000 ± 400	4000 ± 800
Viscosity, 275°F (135°C), min, cSt	80	110	150	210	300
Penetration, 77°F (25°C), 100 g, 5 s, min	200	120	70	40	20
Flash point, Cleveland open cup, min, °F (°C)	325 (163)	350 (177)	425 (219)	450 (232)	450 (232)
Solubility in trichloroethylene, min, %	99.0	99.0	99.0	99.0	99.0
Tests on residue from thin-film oven test:					
Viscosity, 140°F (60°C), max, P	1250	2500	5000	10 000	20 000
Ductility, 77°F (25°C), 5 cm/min, min, cm	100 ^a	100	50	20	10

^a If ductility is less than 100, material will be accepted if ductility at 60°F (15.5°C) is 100 minimum at a pull rate of 5 cm/min.

TABLE 2 Requirements for Asphalt Cement Viscosity Graded at 140°F (60°C)

Note—Grading based on original asphalt

Test	Viscosity Grade					
	AC-2.5	AC-5	AC-10	AC-20	AC-30	AC-40
Viscosity, 140°F (60°C), P	250 ± 50	500 ± 100	1000 ± 200	2000 ± 400	3000 ± 600	4000 ± 800
Viscosity, 275°F (135°C), min, cSt	125	175	250	300	350	400
Penetration, 77°F (25°C), 100 g, 5 s, min	220	140	80	60	50	40
Flash point, Cleveland open cup, min, °F (°C)	325 (163)	350 (177)	425 (219)	450 (232)	450 (232)	450 (232)
Solubility in trichloroethylene, min, %	99.0	99.0	99.0	99.0	99.0	99.0
Tests on residue from thin-film oven test:						
Viscosity, 140°F (60°C), max, P	1250	2500	5000	10 000	15 000	20 000
Ductility, 77°F (25°C), 5 cm/min, min, cm	100 ^a	100	75	50	40	25

^a If ductility is less than 100, material will be accepted if ductility at 60°F (15.5°C) is 100 minimum at a pull rate of 5 cm/min.

Clasificación por viscosidad después de "envejecido"

TABLE 3 Requirements for Asphalt Cement Viscosity Graded at 140°F (60°C)

Note—Grading based on residue from rolling thin-film oven test.

Tests on Residue from Rolling Thin-Film Oven Test ^a	Viscosity Grade				
	AR-1000	AR-2000	AR-4000	AR-8000	AR-16000
Viscosity, 140°F (60°C), P	1000 ± 250	2000 ± 500	4000 ± 1000	8000 ± 2000	16000 ± 4000
Viscosity, 275°F (135°C), min, cSt	140	200	275	400	550
Penetration, 77°F (25°C), 100 g, 5 s, min	65	40	25	20	20
% of original penetration, 77°F (25°C), min	—	40	45	50	52
Ductility, 77°F (25°C), 5 cm/min, min, cm	100 ^b	100 ^b	75	75	75
Tests on original asphalt:					
Flash point, Cleveland open cup, min, °F (°C)	400 (205)	425 (219)	440 (227)	450 (232)	460 (238)
Solubility in trichloroethylene, min, %	99.0	99.0	99.0	99.0	99.0

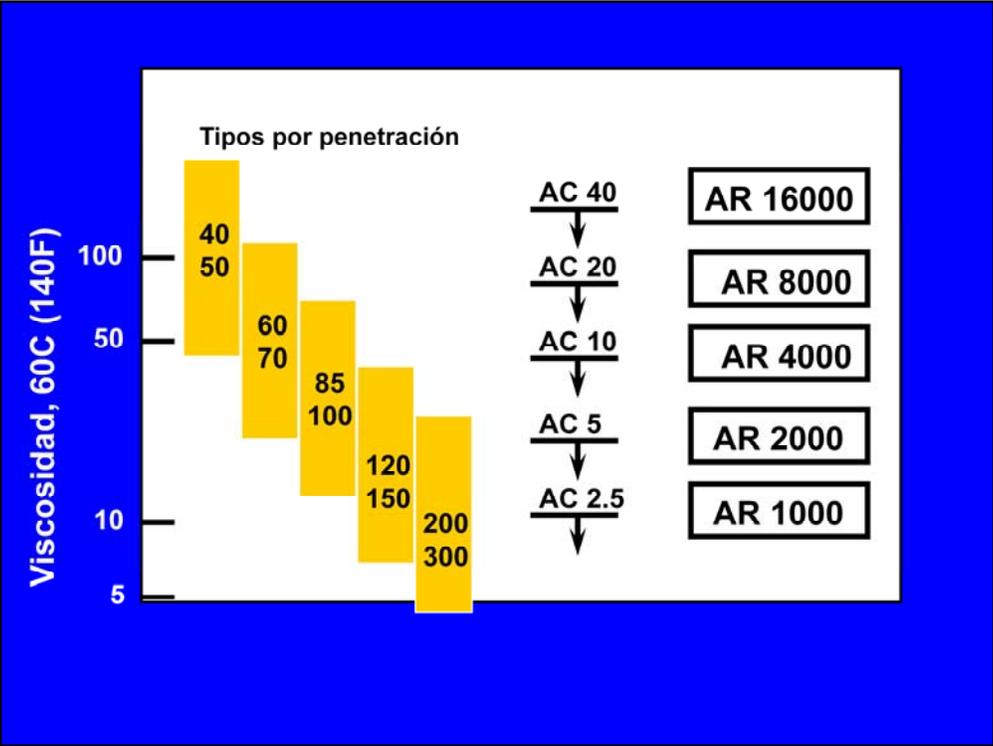
^a Thin-film oven test may be used but the rolling thin-film oven test shall be the referee method.

^b If ductility is less than 100, material will be accepted if ductility at 60°F (15.5°C) is 100 minimum at a pull rate of 5 cm/min.

En esta tabla se puede observar que los resultados contenidos en ella son producto del ensayo TFOT y corresponden al comportamiento y características de un asfalto envejecido, es decir, con un tiempo significativo de uso.

TIPO DE CEMENTO ASPALTICO													METODO	
PROPIEDADES	Unid.	A-40		A-30		A-20		A-10 85-100		A-5 120-150		A-2.5 200-300		ENSAJO
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	
En muestra original														
Penetración (25°C, 100g, 5s)	0.01 mm	40	50	60	70	80	85	100	120	150	200	300		COVENIN 1105
Viscosidad absoluta a 60°C	Poise	4.000		3.000		2.000		1.000		500		250		COVENIN 2053
Viscosidad Cinemática a 135°C	cSt	450		350		300		230		180		115		COVENIN 204
Punto de Ablandamiento	°C	50	60	48	58	48	58	44	54					COVENIN 219
Índice de Penetración adimensional		-1,5	+0,5	-1,5	+0,5	-1,5	+0,5	-1,5	+0,5	-1,5	+0,5	-1,5	+0,5	
Punto de Inflamación (Copa abierta Cleveland)	°C	232		232		232		232		218		177		COVENIN 272
Ductilidad a 25°C	cm	100		100		100		100		100		100		COVENIN 1123
Peso específico a 25°C adimensional		INDICAR		INDICAR		INDICAR		INDICAR		INDICAR		INDICAR		COVENIN 1386
Temperatura para lograr una viscosidad de 170±20 cSt	°C	INDICAR EL INTERVALO		NO REG. ENBDO		NO REG. ENBDO		ASTM 4402						
Solubilidad en tricloroetileno (*)	%	99,0		99,0		99,0		99,0		99,0		99,0		COVENIN 1181
(*) Solo requerido en asfaltos naturales no provenientes de refinación del petróleo														
En muestra envejecida en el ensayo de película delgada														
Pérdida de masa	%		0,5		0,5		0,5		0,5					COVENIN 2046
Reducción de la penetración original	%		50		50		50		53		58		63	COVENIN 1105
Ductilidad a 25°C	cm	15		20		20		75		100		100		COVENIN 1123
Viscosidad absoluta a 60°C	Poise		20.000		13.000		13.000		5.000		2.500		1.250	COVENIN 2053

PROPIEDADES	A40		A30		A20	
	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
PENETRACION (Pen) 25 °C 100 g 5 ₂ , mm /10	40	50	60	70	60	70
VISCOSIDAD ABSOLUTA A 60 °C, P	4.000		3.000		2.000	
VISCOSIDAD CINEMATICA A 135 °C, cSt	450		350		300	
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y BOLA (T A & B), °C	50	60	48	58	48	58
PUNTO DE INFLAMACION CLEVELAND COPA ABIERTA, °C	232		232		232	
DUCTILIDAD A 25 °C 5 cm/min, cm	100		100		100	
PESO ESPECIFICO A 25 °C	Indicar		Indicar		Indicar	
TEMPERATURA PARA OBTENER UNA VISCOSIDAD DE 170 ± 20 cSt, °C	Indicar intervalo		Indicar intervalo		Indicar intervalo	
SOLUBILIDAD EN TRICLOROETILENO, % (I)	99,0		99,0		99,0	
INDICE DE PENETRACION (IP) (2)	-1,5	+ 0,5	-1,5	+ 0,5	-1,5	+ 0,5
ENVEJECIMIENTO POR CAPA FINA (TFOT)						
PERDIDA DE MASA, % p	0,5		0,5		0,5	
VISCOSIDAD ABSOLUTA A 60 °C DESPUES DE TFOT, P	20.000		13.000		13.000	
DUCTILIDAD A 25 °C 5 cm/min, cm	15		20		20	
REDUCCION DE PENETRACION, %	50		50		50	



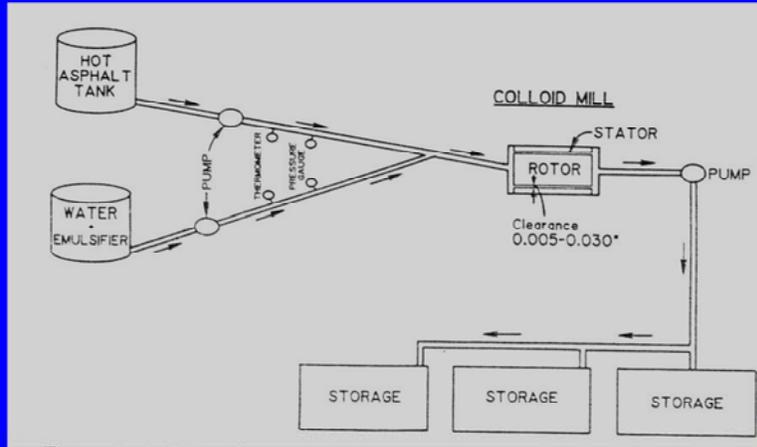
Comparación general de varias especificaciones tradicionales. Si bien no hay relación directa entre ellas, hay una relación general entre dureza y viscosidad. Los números más altos de penetración corresponden con menores viscosidades

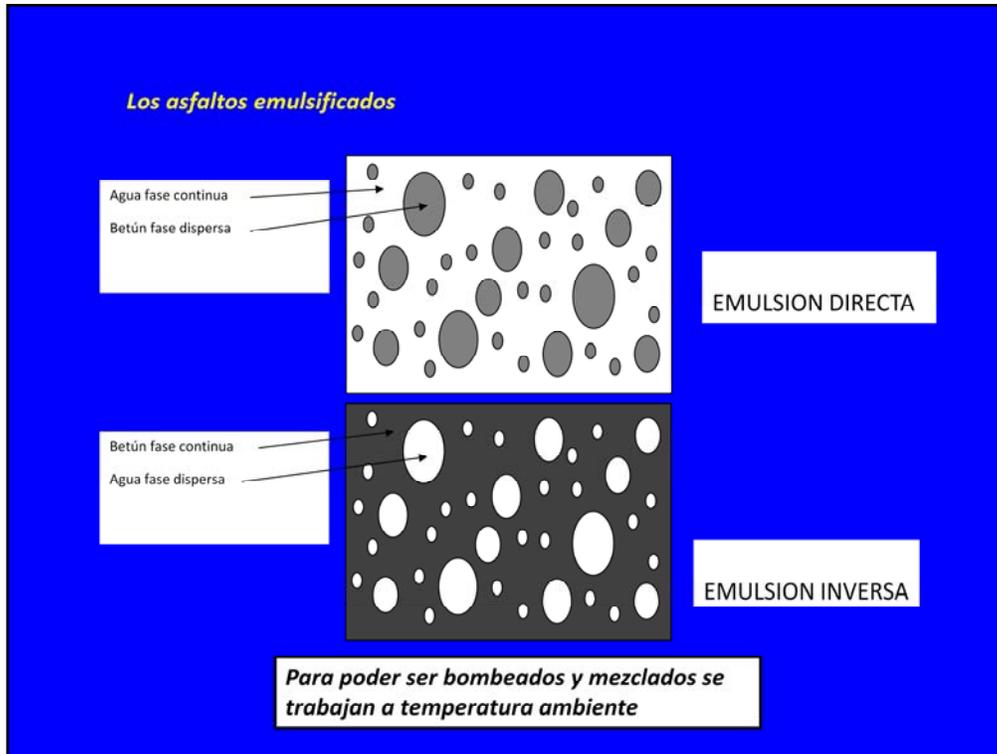
**La versión en discusión pública en Fondonorma (COVENIN) (2008)
(Norma 1670)**

Propiedades	Grado de viscosidad										Método de ensayo
	CA5		CA10		CA20		CA30		CA40		
Viscosidad absoluta a 60 °C (140 °F) Pa.s (Pf)	50 ± 10 (500 - 100)		100 ± 20 (1000 - 200)		200 ± 40 (2000 - 400)		300 ± 60 (3000 - 600)		400 ± 80 (4000 - 800)		Norma Venezolana 2053
Viscosidad cinemática a 135 °C (275 °F) Pa.s (cSt): min	0.175 (175)		0.250 (250)		0.300 (300)		0.350 (350)		0.400 (400)		Norma Venezolana 424
Penetración a 25 °C, 100 g, 5 s, min	140		80		60		50		40		Norma Venezolana 1105
Punto de inflamación, copa abierta Cleveland, min, °C (°F)	177 (350)		219 (425)		232 (450)		232 (450)		232 (450)		Norma Venezolana 372
Solubilidad en tricloroetileno ⁽¹⁾ , min, %	99,0		99,0		99,0		99,0		99,0		Norma Venezolana 1161
Punto de reblandecimiento anillo y bola (TA & B), °C	Mín	Máx.	Mín	Máx.	Mín	Máx.	Mín	Máx.	Mín	Máx.	Norma Venezolana 419
	48	58	48	58	44	54	48	58	60	70	
Gravedad específica a 25 °C	Reportar		Reportar		Reportar		Reportar		Reportar		Norma Venezolana 1386
Índice de penetración (IP)	-1.5	+0.5	-1.5	+0.5	-1.5	+0.5	-1.5	+0.5	-1.5	+0.5	Normas Venezolanas 419 y 1105
Viscosidad absoluta a 60 °C (140 °F) después de TPROT, Pa.s (Pf), máx.	250 (2500)		500 (5000)		1000 (10 000)		1500 (15 000)		2000 (20 000)		Norma Venezolana 2046
Dureidad a 25 °C (77 °F), 5 coils/min, min, cm ³ /después de TPROT	100		75		50		40		25		Norma Venezolana 1123

(1) $IP = [20(TA \& B - 25) - 500 \log 800 - \log Pen(25°C)] / [TA \& B - 25 + 50 \log 800 - \log Pen(25°C)]$

Esquema de fabricación de las emulsiones (mezcla de cementos asfálticos y agua)





Las emulsiones habitualmente utilizadas en el ámbito vial son las directas. Las emulsiones asfálticas se componen de agua y betún. Como estos componentes no son miscibles se necesita de un agente emulsificante que permite que la mezcla asfalto-agua-emulsificante sea posible y estable

Los asfaltos emulsificados

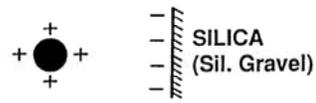
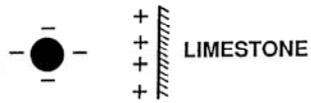
EMULSIONS



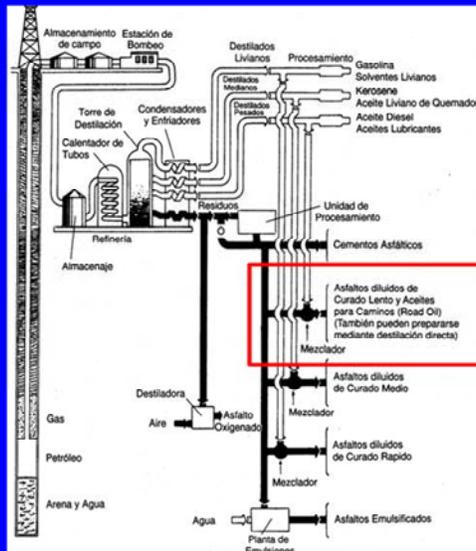
ASPHALT
+
WATER
+
EMULSIFIER

ANIONIC
(-)
ALKALINE

CATIONIC
(+)
ACID



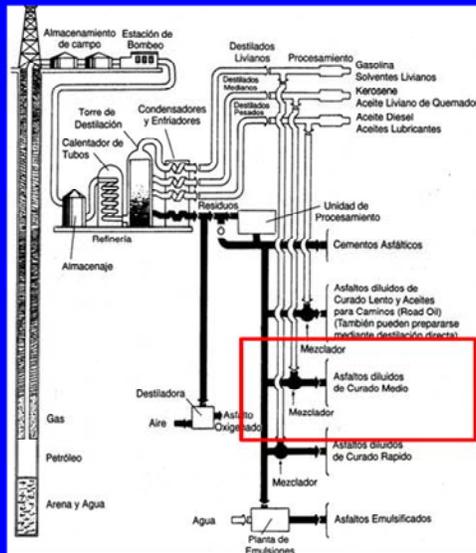
Los asfaltos diluidos:



Para poder ser bombeados y mezclados se calientan a temperatura bajas (45°C a 60°C)

En este esquema se muestra la obtención de Asfaltos diluidos de Curado lento y Aceites para Caminos, que, además de poder prepararse mediante destilación directa como lo establece la figura, puede ser resultado del procesamiento de destilados pesados con cemento asfáltico

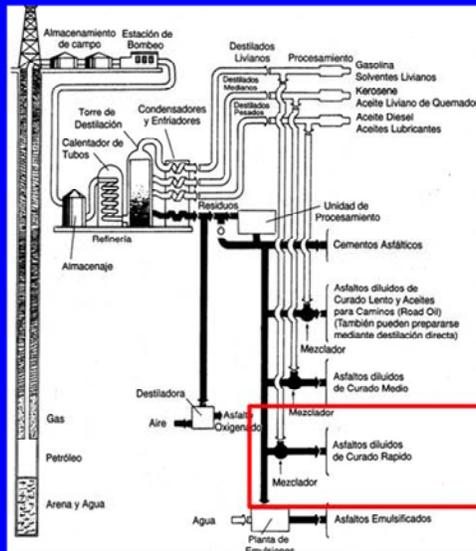
Los asfaltos diluidos:



Para poder ser bombeados y mezclados se calientan a temperatura bajas (45°C a 60°C)

En esta figura se observa el método de obtención de asfaltos diluidos de curado medio que resultan del procesamiento de destilados medianos con cementos asfálticos

Los asfaltos diluidos:

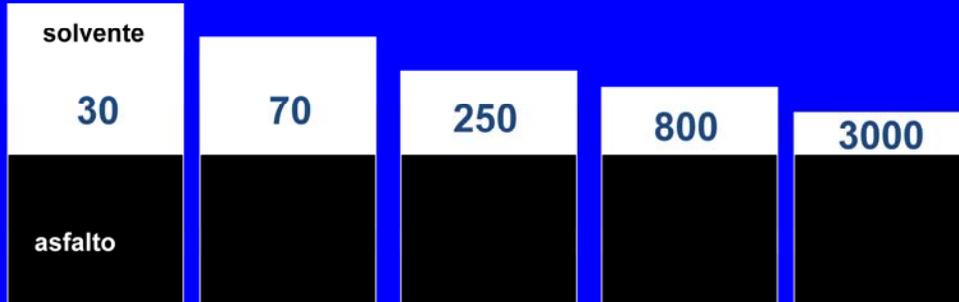


Para poder ser bombeados y mezclados se calientan a temperatura bajas (45°C a 60°C)

En la figura se observa el método de obtención de los asfaltos diluidos de curado rápido, que pueden resultar del procesamiento de destilados livianos como gasolina o solventes livianos con cementos asfálticos

Composición de los asfaltos diluidos:

RC = Nafta **MC = Kerosene** **SC = gasoil**
CA 80/120 CA 120/150 CA 200/300

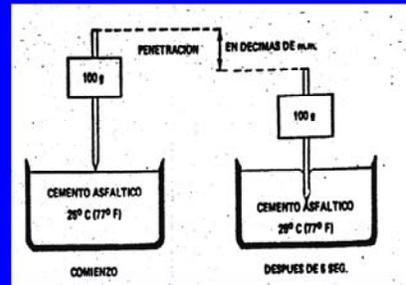


Los ensayos sobre los cementos asfálticos:



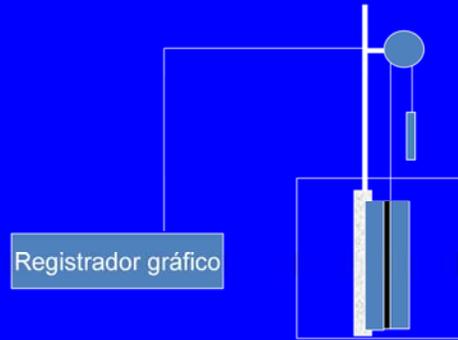
Ensayo de Penetración (dmm)

(100 g; 25°C; 5 s)

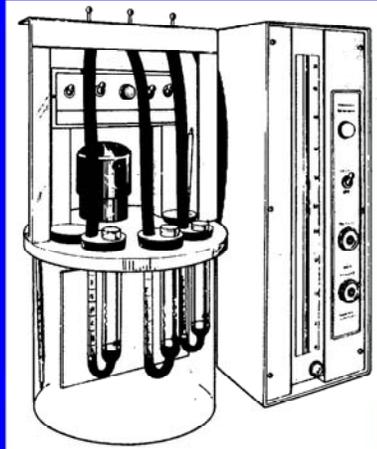


¡ NO ES UN ENSAYO FUNDAMENTAL!

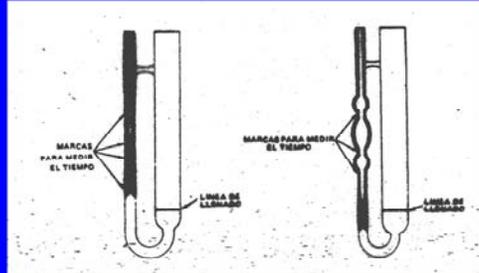
Medición de la viscosidad por reómetro de corte por placas deslizantes



Los ensayos sobre los cementos asfálticos:



Ensayo de viscosidad absoluta (60°C), P



Viscosímetros de vacío. Instituto del Asfalto y Cannon-Manning respectivamente

Equipo para Ensayo de Viscosidad Absoluta

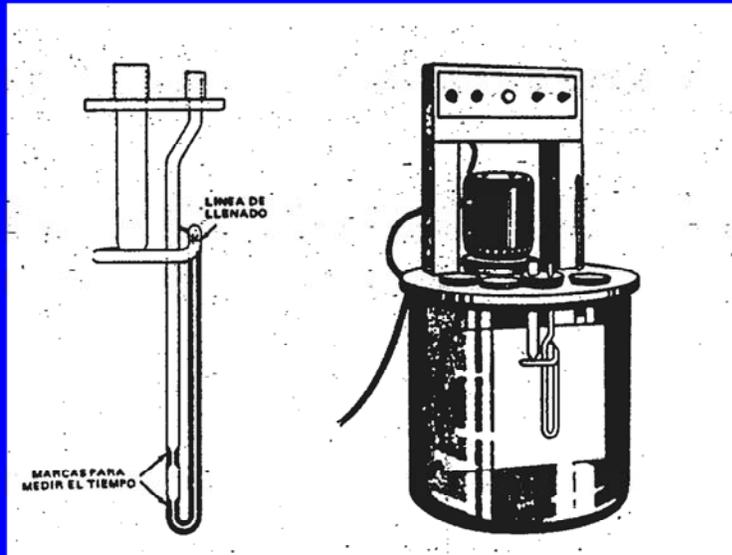
Viscosidad absoluta:

- Viscosímetros con forma de "U", con marcas para medición del tiempo***
- Baño de agua a 60°C***
- Se requiere aplicar vacío parcial para iniciar movimiento de la muestra dentro del tubo***
- Viscosidad se mide. en Pa-s (Poise)***



Los ensayos sobre los cementos asfálticos:

Ensayo de viscosidad cinemática (135°C), cst



No requiere de aplicación de vacío parcial

Los ensayos sobre los cementos asfálticos:

Es necesario determinar la consistencia a tres (3) temperaturas:

- 25 °C, por ser la temperatura promedio a lo largo de los años de servicio.***
- 60°C, por ser la temperatura mas alta que puede alcanzar en un día soleado y caliente.***
- 135°C, por ser la temperatura mínima de calentamiento en planta de asfalto, para poder ser bombeado.***

El texto de la lámina es suficientemente explicativo.

Viscosímetro de corte Brookfield (Pa-s)

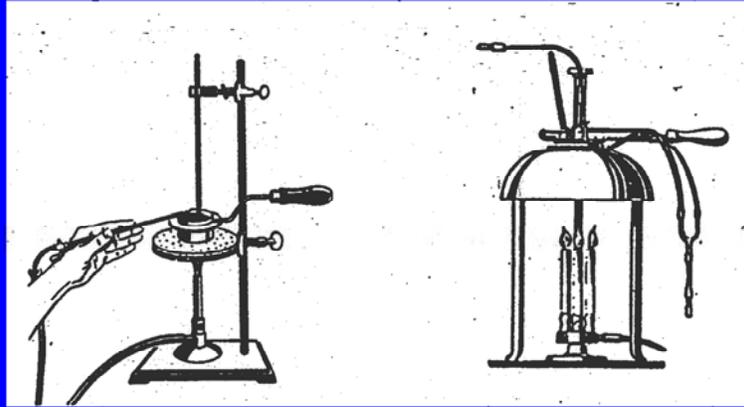


En el mismo equipo se miden las viscosidades a diferentes temperaturas

El viscosímetro Brookfield fue diseñado como un instrumento económico para uso fácil y de estimaciones reproducibles de viscosidad bajo ciertas condiciones de operación. Como muchos otros que usan instrumentos reológicos los cuales emplean viscosimetría rotacional el viscosímetro Brookfield impone una deformación resultante. Un diseño alternativo es el imponer una conocida o controlada deformación y grabar el esfuerzo a dicha deformación resultante a la velocidad de deformación.

Los ensayos sobre los cementos asfálticos:

Ensayo de Punto de Inflamación, °C



Copa Abierta Cleveland

Copa Cerrada Pensky-Marsten

Equipo Copa Abierta Cleveland, para ensayo de Punto de Inflamación:



Termómetro

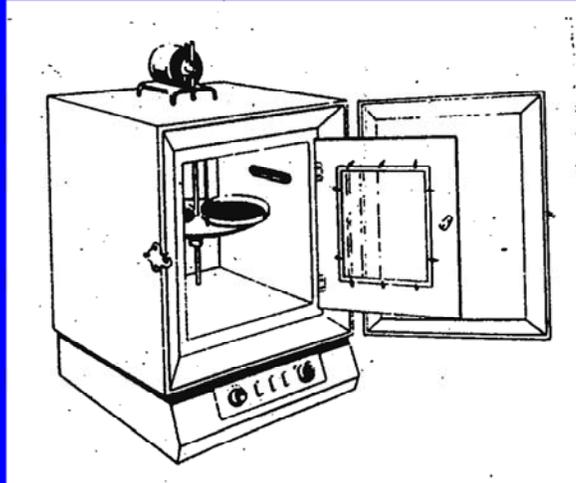
Copa llena con muestra de C.A.

Mechero de prueba

Muestra del equipo Copa Abierta Cleveland.

Los ensayos sobre los cementos asfálticos:

Ensayo en estufa de película delgada (TFOT) (163 °C, 5 horas)



Equipo para Ensayo de Estufa en Película Delgada (TFOT)



Vista del Horno Rotatorio

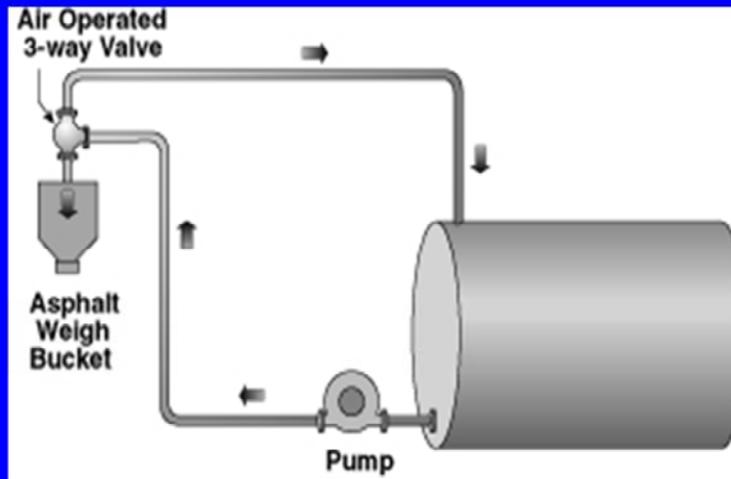


Plato

Termómetro

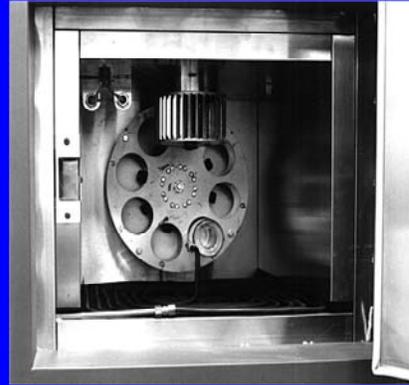
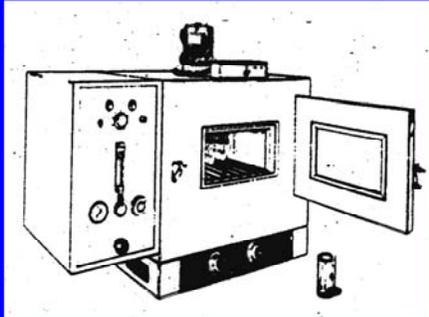
Repisa giratoria

*¿Cómo, y por cuánto tiempo,
circula el líquido asfáltico en una planta batch?*



Los ensayos sobre los cementos asfálticos:

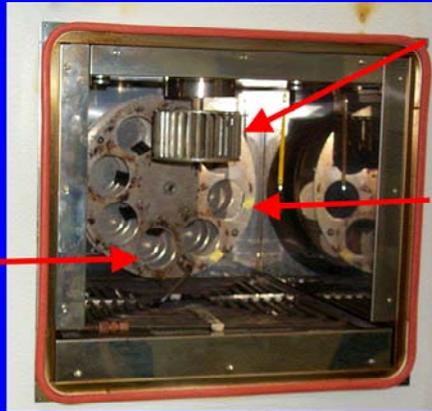
Ensayo en estufa de película delgada rodante, (TFROT) (163 °C, 75 minutos)



Ensayo en estufa de película delgada rodante, (TFROT) (163 °C, 75 minutos)



Ensayo en estufa de película delgada rodante, (TFROT) (163 °C, 75 minutos)



ventilador

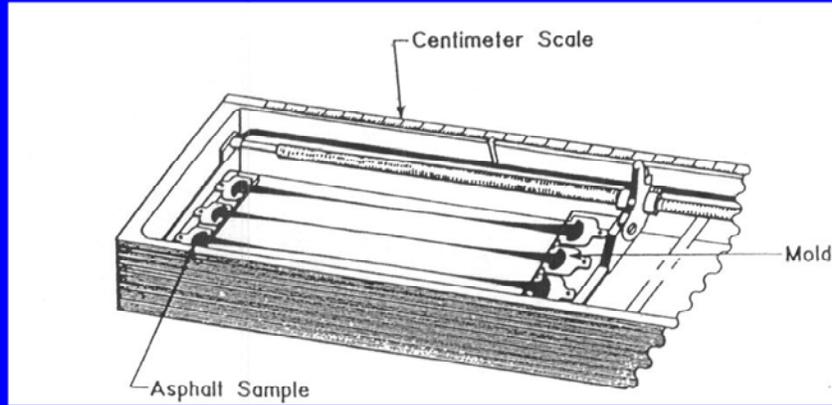
*Repisa para
colocación de las
botellas*

*Tubería de
aire*



Los ensayos sobre los cementos asfálticos:

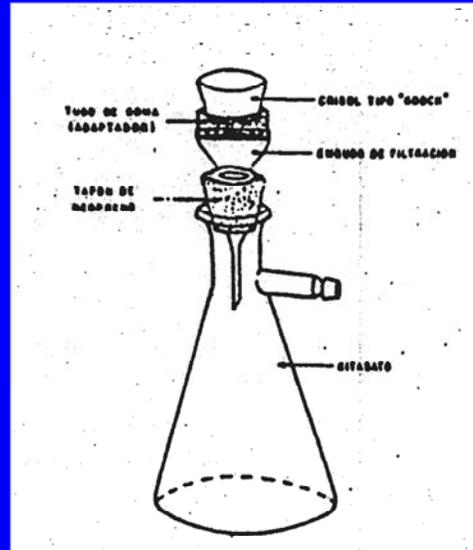
Ensayo de Ductilidad (25°C); cm



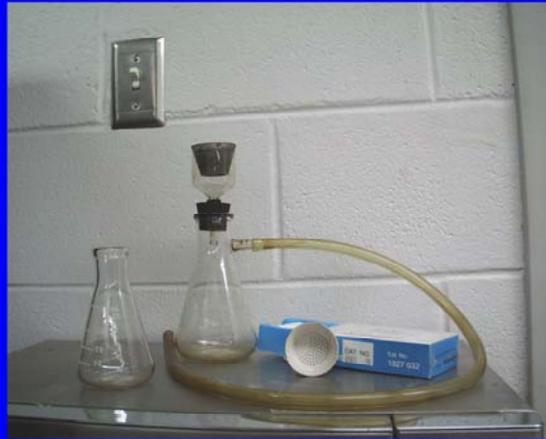
Los ensayos sobre los cementos asfálticos:

Ensayo de solubilidad; %

El ensayo de solubilidad determina la pureza del cemento asfáltico. La parte soluble en bisulfuro de carbono – o en tricloroetileno que es menos peligroso en manejo en laboratorio – representa los constituyentes activos de cementación. Solo los materiales inertes como sales, carbón libre o contaminantes inorgánicos son insolubles.

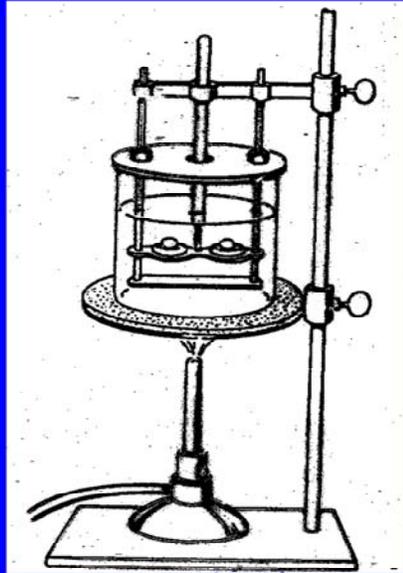


Ensayo de solubilidad; %



Los ensayos sobre los cementos asfálticos:

Ensayo de Punto de Ablandamiento: °C

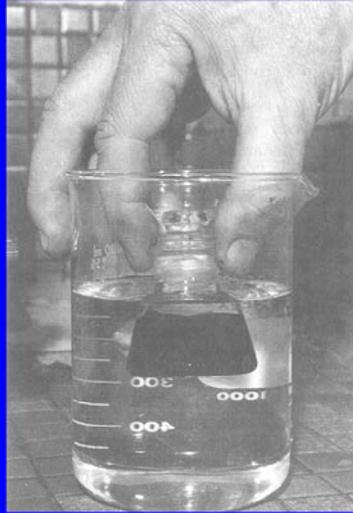


El punto de ablandamiento se determina por el procedimiento de "anillo y bola" que consiste en llenar de asfalto un anillo de latón de dimensiones determinadas. La muestra así preparada se suspende en un baño de agua y sobre el centro del anillo se coloca una bola de acero de dimensiones y peso especificados. A continuación se calienta el baño de agua a una rata de incremento determinada y se anota la temperatura a la cual la bola de acero toca una barra de acero colocada 1" por debajo de la posición inicial del anillo. Esta temperatura es el punto de ablandamiento y también es una medida de la consistencia del ligante

El texto de la lámina es bastante explicativo

Los ensayos sobre los cementos asfálticos:

Ensayo de Gravedad Específica (25°C); adimensional

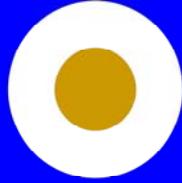


El valor del peso específico se requiere para efectuar las correcciones de volumen cuando se manipula a temperaturas elevadas, para el cálculo de la densidad y vacíos de las mezclas asfálticas.

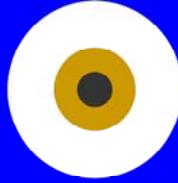
En este ensayo se determina el peso que la muestra de cemento asfáltico alcanza dentro de un frasco de vidrio (picnómetro) que tiene un volumen conocido. El peso específico se determina a temperaturas de 15.5°C para efectos de cálculos volumétricos en las transacciones comerciales y a 25°C para cálculos de vacíos en las mezclas asfálticas. Es el valor a esta última temperatura el que interesa al Ingeniero de Pavimentos

El texto de la lámina es bastante explicativo

Ensayo de Mancha Oliensis



*Negativo
(Aceptable)*



*Positivo
(Rechazable)*

El CA-20



PDVSA
Manufactura y Mercado

CERTIFICADO DE CALIDAD
ASFALTO A20

Fecha: 14/03/99
Terminal: T-083
Lote: 200780592

Penetración 25 °C, 100g, 5s	mm/10	1105	60	70	61
Viscosidad Absoluta a 60 °C	P	2053	2000		3 018
Viscosidad Cromática a 135 °C	cSt	424	300		502.1
Punto de Reblandecimiento Anillo y Bola (TA & B)	°C	419	48	58	50.3
Punto de Inflamación Cleveland Copa Abierta	°C	372	232		315
Ductilidad a 25 °C, 5 cm/min.	cm	1123	100		150
Peso Específico a 25 °C	ADIM	1306			Índice 1,02479723
Temperatura para obtener una viscosidad 170+/-20 cSt	°C	424			Índice Intervalo 133.3
Viscosidad Cromática a 160 °C	cSt	424			Índice 155.6
Solubilidad en Hexano/Heptano	% V	1161	99		
Índice de Penetración (IP)	ADIM	418/1105	-1,5	+0,5	-0,58
Empaqueamiento por capa fina (TFOT): Fración de masa	% P	2048		0,5	-0,1731
Viscosidad Absoluta a 60 °C después de TFOT	P	2053		13000	6074
Densidad a 20°C, 5 cm/min.	cm	1123		20	98
Reducción de penetración	%	1105		50	34

PLANTA DE DISTRIBUCIÓN AMUAY

PDVSA, PETROLES Y GAS S.A.
 MANUFACTURA Y MERCADO
 PLANTA DE DISTRIBUCIÓN
 A M U A Y

PDVSA, PETROLES Y GAS S.A.
 MANUFACTURA Y MERCADO
 PLANTA DE DISTRIBUCIÓN
 A M U A Y

Firma Autorizada: 
Cargo en la empresa: **Supr. de Operaciones.**

FECHA: 15/03/99

El CA-30

Página 1/1
04/02/20
10:59:36

PETRÓLEOS DE VENEZUELA, S.A.
COMPLEJO BAJO GRANDE
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD
REPORTE DE CALIDAD

 PDVSA

ASFALTO : A-30 ()
No de REPORTE: 0000001
PROCEDENCIA: TR-13
BARCO : VENTAS LOCALES
DESTINO : MERCADO LOCAL

FECHA DE RECEPCION : 03/02/20
HORA DE RECEPCION : 16:40
FECHA DE VENCIMIENTO: 18/02/20

MÉTODOS

ANÁLISIS	ASTM	COVENIN	OTROS	RESULTADOS	UNIDAD
GRAN. API A 60 °F			CALCULADA	0.5	API
TEMP. SUP. A 25 °C	D-70	1284		1.0349	ADNOSIONOMIAL
PENETRACION A 25 °C, 100 g	D-5	1105		64/64	mm/10
DENSIDAD A 25 °C 5 mm/mla	D-153	1123		1.00	cm
PUNTO ANILAN. (ARIELLO T. ROSA)	D-36	438		48	°C
PUNTO INFL. CLEVELAND, C.A.	D-92	372		280	°C
SOLOR. EN TRICLOROETILENO	D-2042	1161		77.9	%PESO
INDICE DE PENETRACION		1105/418			
VIsc. CIN 133 °C	D-449	404		648	CPK
VIsc. ABSOLUTA A 60 °C	D-2171	2053		3246	POISE
RESISTENCIA PARA COQUE					
UNA VIsc. DE 170 ± 20 CPK					
ENVEJECIMIENTO POR CAPA FINA (FFOT)					
PENETRACION A 25 °C, 100 g	D-5	1105		42/42	mm/10
DENSIDAD A 25 °C 5 mm/mla	D-153	1123		1.00	cm
PERDIDA DE MASA		3046		0.22	%PESO
REDUCCION DE PENETRACION, %		1105		65.62	
VIsc. ABSOLUTA A 60 °C		2053		3524	POISE

OBSERVACION:

POR LABORATORIO QUIMICO

Nombre: NELSON GUTIERREZ

NOTA: Este documento NO debe ser reproducido total o parcialmente sin autorización por escrito del laboratorio de Control de Calidad.

El CA 50

COMPLEJO BAJO GRANDE
LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD

FECHA RECEPCION: 20/04/2005
HORA RECEPCION: 05:00

REPORTE DE CALIDAD

PRODUCTO: ASFALTO AL-50 (PENETRACION 40-50)
PROCEDENCIA MUESTRA: TR # 13 (INGIAL)
BUQUE / TANQUE: VENTAS LOCALES
DESTINO CLIENTE:
FECHA DE VENCIMIENTO:

ANALISIS	METODOS		RESULTADOS	UNIDADES
	COVENEN	ASTM		
GRAV. API A 60 °F			4.1	API
PESO ESP. A 25 °F	1385	D-70	1,0380	Adimens.
PENETRACION A 25°C, 100 gra	1165	D-5	48	mm/10
DUCTILIDAD A 25°C 5 cm/min	1123	D-113	<100	cm
PUNTO ABLAN. (ANILLO Y BOLA)	419	D-36	52	°C
PUNTO INFL. CLEVELAND, C.A	372	D-92	28.5	°C
SGLOS. EN TRICLOROETILENO	1161	D-2042	59.8	% Peso
INDICE DE PENETRACION	1105/419			
VISC. CIN 135°C	424	D-445	750.0	Cst
VISC. ABSOLUTA A 60°C	2053	D-2171	6707.0	Poise
PERDIDA DE MASA	2046		0.30	%Peso

POR LABORATORIO: *J. Muñoz Fernández*
J. MUÑOZ FERNANDEZ

Este certificado es provisional NO está permitida la reproducción del mismo sin autorización por escrito del laboratorio de RF B/G.

PERENCO GUATEMALA LIMITED

Resultados de Análisis de Laboratorio

PRODUCTO: ASFALTO
 ESPECIFICACIÓN: AC-20 [ASTM D 3381]
 FECHA: Febrero 13, 2004
 HORA: 07:10
 TANQUE: 07
 LOTE: 035-2004

ANÁLISIS	RESULTADO	ESPECIFICACIÓN ASTM D 3381 TABLA 2	METODO ASTM
GRAVEDAD ESPECÍFICA, 60°F, g/cc	1.022	N. E.	D 70
PESO (Lbs/Gal)	8.854	N. E.	D 70
PENETRACIÓN, 77°F, 100g, 5 seg.	79	60 máx.	D 5
VISCOSIDAD, 140°F, POISES	1,299	2,000 ± 400	D 3171
VISCOSIDAD, 275°F, cSt	472	300 máx.	D 2170
FLASH POINT, COC, °F	560	450 máx.	D 92
SOLUBILIDAD EN TCE, %	99.93	99.0 máx.	D 2042
ENSAYOS AL RESIDUO DE TFOT			D 1754
VISCOSIDAD, 140°F, POISES	5,281	10,000 máx.	D 2171
DUCTILIDAD, 77°F, 5 cm/minuto	> 105	50 máx.	D 113

* mín. = mínimo
 * máx. = máximo
 N. E. = No Especifica.

Roberto
 Freddy D. Barrera O.



AC-20
AC-20

Laboratorio Refinería Libertad
 P.O. Box 384-0100, Ext. 224 La Libertad
 E-mail: laboratorio_libertad@perenco.com

No siempre el valor de Gb es reportado a 25°C

PDVSA
Manufacturas y Mercaderías

REPORTE DE INSPECCIONES DE CALIDAD

Amoy, 05/09/2005 07:16 AM
Laboratorio - CRP
1 / 1

TIPO : CURRITA
FORMULA/PLANTA : CEMENTO ASFALTICO A-30
PRODUCTO : CEMENTO ASFALTICO A30
TAMQUE : 1003H - HFK092

NO. MUESTRA : 201023754
FECHA/HORA RECIBIDA : 31/08/2005 02:36 AM
TIPO DE REPORTE : COPIA
DEPOSITO : 3 DEPOSITO/P

ANALISIS	METODO	RESULTADO	UNIDAD	CR.
GRAV. ESPEC. 15.5C (60F)	ASTM D-75	1.025	ADIMENS.	
GRAV. ESPECIFICA 60/60F	ASTM D-70	1.025	ADIMENS.	
GRAV. ESP. 15.5C (60F)	ASTM D-1298/D-287	6.5	GRAD API	
TEMP. ABSOLUTA A 140F/60C	ASTM D-5	64	MM/10	
VISC. ABSOLUTA A 140F/60C	ASTM D-2171	2844	POISES	
VISC. CIN. A 275F/133C	ASTM D-2170	493.6055	CM	
PO. DE ABLANDAMIENTO	ASTM D-56	48.9	GRAD C	
SUAVILDAD A 25C (77F)	ASTM D-113	149	CENTIMETROS	
PO. INFLAM. CCA/MAN C	ASTM D-92	304.0	GRAD C	
TEMP/VISC. CIN. 150 CM	ASTM D-2170	182.10	GRAD C	
INDICE DE PENETRACION	ASTM D-2170	170.73	GRAD C	
INDICE DE PENETRACION		-0.46	ADIMENS.	
CANAL DE HERRA	ASTM D-1754	0.212	PERO A	
VISC. ABS. A 60C DESP.	ASTM D-1754	6438	POISES	
SUAVILDAD A 25C DESP.	ASTM D-1754	99	CENTIMETROS	
REDUCCION DE PENETRACION	ASTM D-1754	21		

APROBADO PARA EMBARCAR

PDVSA
Petróleo y Gas

No siempre el valor de Gb es reportado a 25°C

ANALISIS	METODO	RESULTADO	UNIDAD	OBS.
GRAV.ESPEC.15.5C (60F)	ASTM D-70	1.025	ADIMENS.	
GRAV.ESPECIFICA 60/60F	ASTM D-70	1.025	ADIMENS.	
GRAV.ESPEC.15.5C (60F)	ASTM D-1555/16-200	6.8	GRAD.ARI	
PENETRACION A 25C	ASTM D-5	66	MM/10	
VISC.ABSOLUTA A 140F/60C	ASTM D-2171	2944.	POISES	
VISC. CIN. A 275F/135C	ASTM D-2170	493.6059	CST	
PTO. DE ABLANDAMIENTO	ASTM D-36	49.9	GRAD C	
DUCTILIDAD A 25C (77F)	ASTM D-113	149	CENTIMETROS	
PTO.INFLAM.CCA/MAN	ASTM D-92	304.0	GRAD C	
TEMP/VISC.CIN.190 CST	ASTM D-2170	182.10	GRAD C	
TEMP/VISC.CIN.190 CST	ASTM D-2170	175.73	GRAD C	
INDICE DE PENETRACION		-0.46	ADIMENS.	
CAMBIO DE MASA	ASTM D-1754	0.212	PESO %	
VISC.ABS.A 60C DESP.	ASTM D-1754	6438	POISES	
DUCTILIDAD A 25C DESP.	ASTM D-1754	99	CENTIMETROS	
REDUCCION DE PENETRACION	ASTM D-1754	21	%	

... y del Chaure
no se reportan
todos
los ensayos de las
Especificaciones...

PDVSA INSTITUCIONAL DE ABASTECIMIENTO
CERTIFICADO DE CALIDAD N° 07/02/2003 12:54 PM
 N° 1 2003.087 1 / 1

TIPO DE PRODUCTO: PETALITO, 60/70 A-10 ESPECIFICACION: PCMA: 07/02/2003
 N° 1018 1870195

ANALISIS	UNIDADES	METODO CONTROL NORMA	VALOR	VALOR MÍN.	VALOR MÁX.	VALOR EN NORMA
INDICE DE ACIDIDAD	g/g	001-111	0.02	0.01	0.03	0.02
INDICE DE AGUA	%	001-111	0.02	0.01	0.03	0.02
CONTENIDO DE SODIO	%	001-111	0.02	0.01	0.03	0.02
INDICE DE ENFRIAMIENTO	°C	001-111	0.02	0.01	0.03	0.02
INDICE DE VISCOSIDAD	MPa	001-111	0.02	0.01	0.03	0.02
INDICE DE VISCOSIDAD	MPa	001-111	0.02	0.01	0.03	0.02
INDICE DE VISCOSIDAD	MPa	001-111	0.02	0.01	0.03	0.02
INDICE DE VISCOSIDAD	MPa	001-111	0.02	0.01	0.03	0.02
INDICE DE VISCOSIDAD	MPa	001-111	0.02	0.01	0.03	0.02
INDICE DE VISCOSIDAD	MPa	001-111	0.02	0.01	0.03	0.02

LABORATORIO DEL LABORATORIO GARCÍA MATEOS

LABORATORIO AUTORIZADO POR LA COMISIÓN NACIONAL DE CONTROL DE CALIDAD (CNCAL) PARA LA EJECUCIÓN DE LOS ANÁLISIS DE CALIDAD DE LOS PRODUCTOS PETROLÍFEROS Y DERIVADOS.

02/02/03
B. Mateos

... y del Chaure no se reportan todos los ensayos de las Especificaciones...

ANALISIS	UNIDADES	METODO COVENIN/ PDVSA	MIN	MAX	TANQUE (S)	
					CH-254	TK= 80X34
VISC.A 275 oF(CST)	CST	COV-424	300.0	900.0		619.3
GRAVEDAD API	API	COV.1143				4.5
- Gravedad Observada	N/A	COV.1143				10.5
TEMPERATURA	oF	COV.1143				182
PUNTO DE INFLAMACION	oC	COV-372	232.0			265
PENETRACION	MM/10	COV-1105	60.	70.		63
PESO ESPECIFICO	N/A	COV-1386				1.035

Limitaciones de los ensayos físicos “tradicionales” sobre los C.A.

- *Algunos (penetración, ductilidad y punto de ablandamiento, son totalmente empíricos.*
- *No tienen relación directa con comportamiento en obra.*
- *Son ejecutados a temperatura fija y no consideran diferencias climáticas.*
- *No cubren los rangos probables de variaciones de temperatura a lo largo del tiempo de servicio.*
- *Consideran efectos de “envejecimiento” solo a corto plazo.*
- *No pueden ser ejecutados sobre asfaltos modificados*

El texto de la lámina es suficientemente explicativo

Los "nuevos" ensayos SUPERPAVE®:

- Ejecutables sobre "asfaltos vírgenes" o modificados.
- El criterio o propiedad a ser medido permanece constante, y se varía la temperatura a la cual se ejecuta.
- Las propiedades físicas medidas están relacionadas con los "modos de falla" de las mezclas asfálticas:
 - agrietamiento por efecto de las cargas vehiculares
 - deformación por efecto de las cargas vehiculares
 - agrietamiento por temperatura (sin carga)
- Se contempla la medición de propiedades en el rango de temperaturas de trabajo sobre el pavimento.
- Consideran efectos de "envejecimiento" a lo largo de todo el periodo de servicio en el pavimento.
- Las unidades de medición corresponden a las del Sistema SI

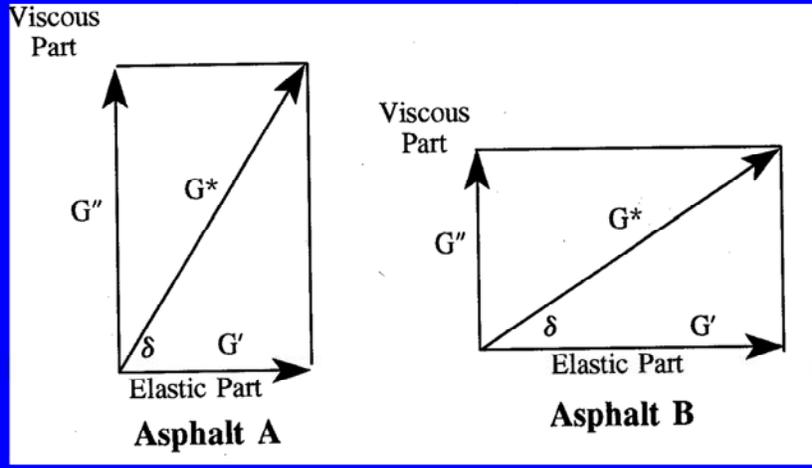
El texto de la lámina es suficientemente explicativo

Resumen de los ensayos Superpave® sobre los ligantes asfálticos

Ensayo	Propósito	Parámetro de comportamiento
Punto de Inflamación Copa Abierta Cleveland	Seguridad industrial durante la operación de la planta de asfalto	Ninguno
Viscosímetro rotacional (RV)	Medición de las propiedades del ligante a altas temperaturas durante la etapa de construcción	Temperaturas de bombeo y mezclado
Película delgada rodante en estufa (TFROT)	Simulación del envejecimiento del ligante durante las etapas iniciales de mezclado, transporte y colocación	Resistencia al envejecimiento durante la construcción de la capa asfáltica
Cámara de envejecimiento a presión (PAV)	Simulación del envejecimiento del ligante a lo largo de la vida de servicio, una vez que la capa asfáltica ha sido puesta en servicio	Resistencia al envejecimiento durante la vida de servicio de la capa asfáltica
Reómetro de corte directo (DSR)	Medición de las propiedades del ligante a temperaturas medias y altas durante la vida de servicio	Resistencia a la deformación permanente (ahuellamiento) y agrietamiento por fatiga
Reómetro de viga a flexión (BBR)	Medición de las propiedades del ligante a temperaturas bajas durante la vida de servicio	Resistencia al agrietamiento por fatiga térmica
Ensayo de tensión directa (DTT)	Medición de las propiedades del ligante a temperaturas bajas durante la vida de servicio	Resistencia al agrietamiento por fatiga térmica

El texto de la lámina es suficientemente explicativo

Consistencia de un asfalto:

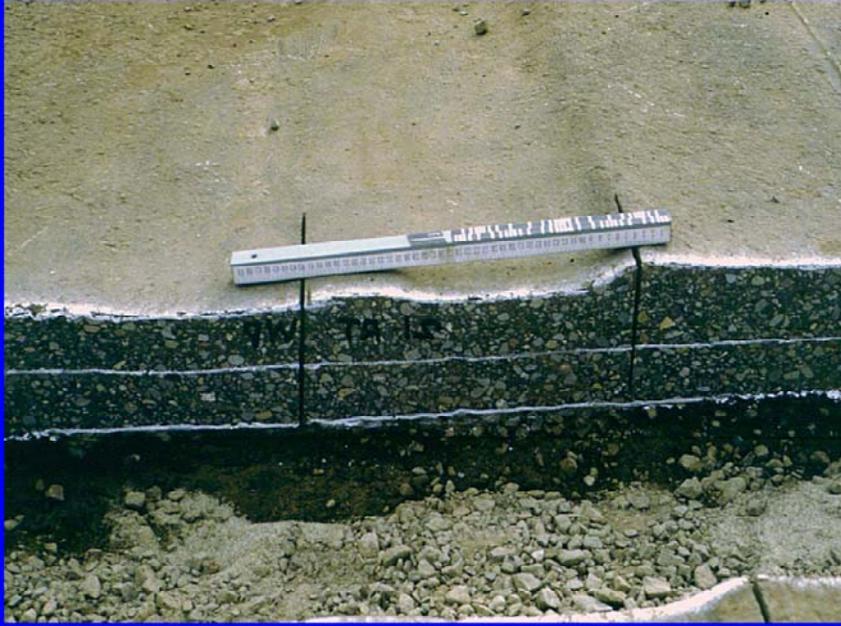


Falla por fatiga (agrietamiento por cargas)



En esta fotografía se observa una falla por piel de cocodrilo, producida por cargas, que serán explicadas más adelante en el curso

Falla por deformación permanente (causada por cargas)



En esta fotografía se observa otra falla llamada ahuellamiento, también causada por cargas

Agrietamiento por fatiga térmica (no debida a cargas)



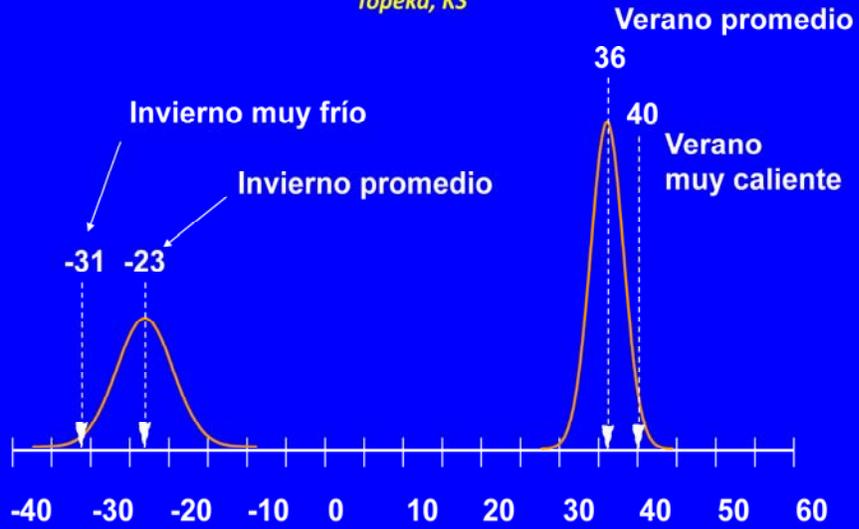
El agrietamiento por fatiga térmica no es una falla común en Venezuela, ya que al no tener fluctuaciones marcadas de temperatura no dan paso a que el pavimento se contraiga o expanda y se agriete

Tipos de ligante PG:

Tipo de ligante	Temperatura máxima (°C)	Temperaturas mínimas (°C)
PG-XX-YY	46	-34, -40, -46
PG-XX-YY	52	-10, -16, -22, -28, -34, -40, -46
PG-XX-YY	58	-16, -22, -28, -34, -40
PG-XX-YY	64	-10, -16, -22, -28, -34, -40
PG-XX-YY	70	-10, -16, -22, -28, -34, -40
PG-XX-YY	76	-10, -16, -22, -28, -34
PG-XX-YY	82	-10, -16, -22, -28, -34

Temperaturas medidas (ambientales = aire)

Topeka, KS



Conversión de temperaturas ambientales a temperaturas del pavimento

- *Cálculo por software Superpave o fórmulas*

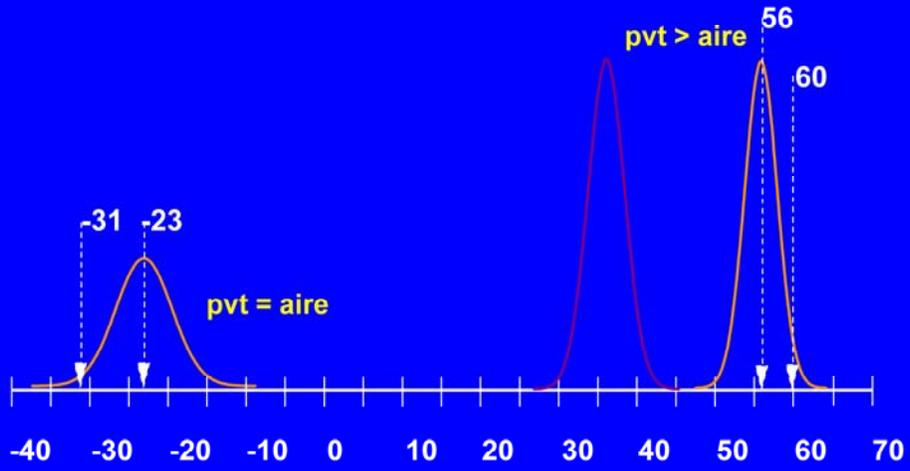


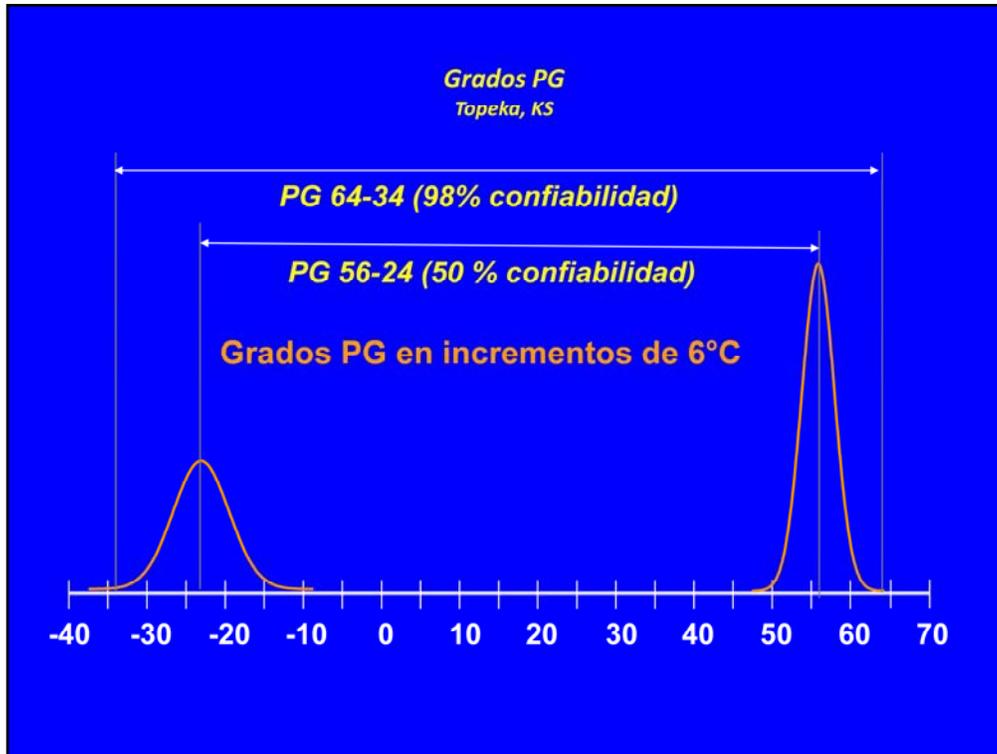
**Tem. pavimento = f (temperatura del aire,
Latitud y espesor en la capa)**

- *Alta temperatura*
 - *20 mm por debajo de la superficie del pavimento*
- *Baja temperatura*
 - *en la superficie del pavimento*

El software puede ser utilizado para calcular las temperaturas de pavimentos de Asfalto Mezclado en Caliente (utilizando temperaturas del aire, profundidad y latitud)

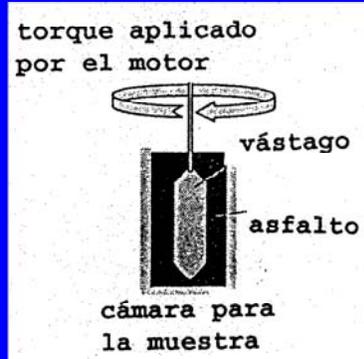
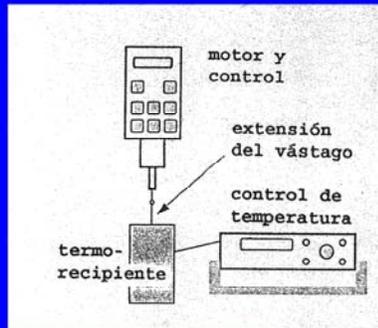
Cálculo de las temperaturas máximas y mínimas del pavimento
Topeka, KS





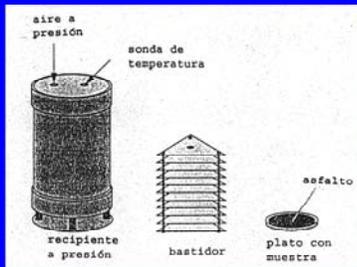
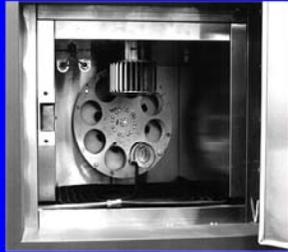
En esta figura se observa que para rangos mayores de temperatura, es decir, los extremos más fríos y calientes se debe usar un C.A. PG 64-34 (estos últimos números representan las temperaturas altas y bajas), que tendrá más confiabilidad que un PG 56-24 ya que puede resistir temperaturas más extremas.

Ensayo de viscosidad Brookfield, Pa-s



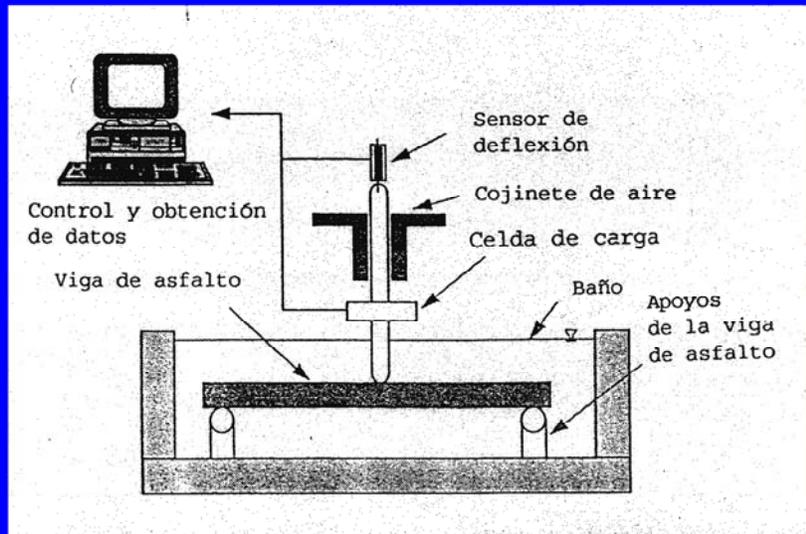
Este ensayo se realiza con el fin de determinar la viscosidad de los ligantes a las temperaturas de trabajo – siempre mayores a 100 °C – con el fin de asegurarse de que el ligante este suficientemente fluido para que pueda ser bombeado con facilidad y para permitir un adecuado mezclado y cubrimiento del agregado. El equipo aplica una torsión para mantener una velocidad rotacional constante de 20 rpm en un cilindro vertical mientras la muestra se mantiene a una temperatura de 135 °C. Esta torsión esta directamente relacionada con la viscosidad de la muestra, la cual es leida directamente en la pantalla del viscosímetro como es mostrada en la figura de la derecha

Ensayo de envejecimiento (RTFOT y PAV)



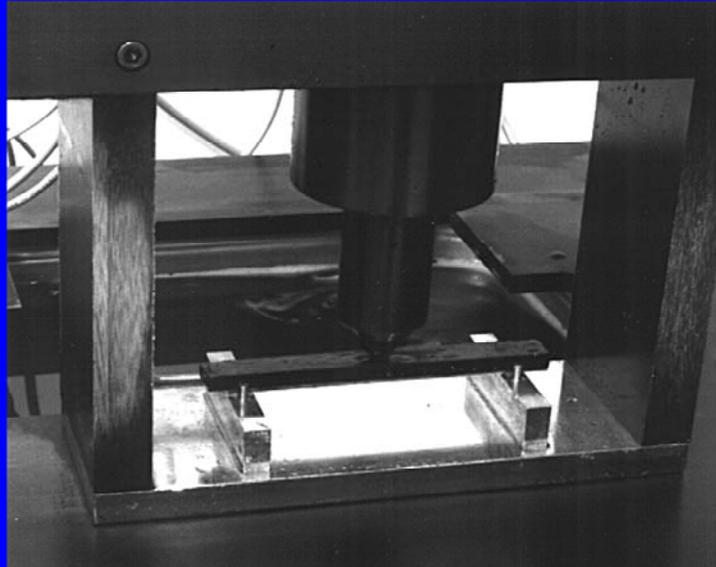
Los ensayos aquí mencionados han sido descritos con anterioridad

Ensayo de reómetro de viga a flexión (BBR)



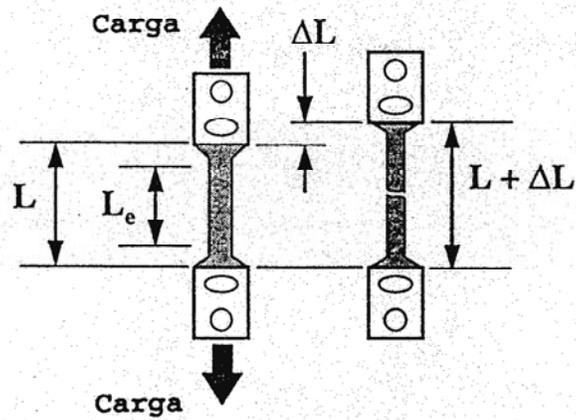
El equipo de BBR es un aparato simple que mide cuanto puede deformarse un ligante – sometido a una carga constante – cuando se encuentra a bajas temperaturas y se comporta como un sólido elástico. El principio de operación se ilustra en la figura, y consiste en someter a una muestra con las dimensiones de una pequeña muestra prismática (viga) a una carga en su punto medio durante un tiempo de 4 minutos. El sistema de medición registra la carga y la deflexión de la viga y se calcula su resistencia a la afluencia (creep) y la tasa de deformación

Ensayo de reómetro de viga a flexión (BBR)



Debido a las condiciones climáticas de Venezuela, bajo las cuales no suceden bajas temperaturas, no se considera necesario profundizar en el sentido de este ensayo

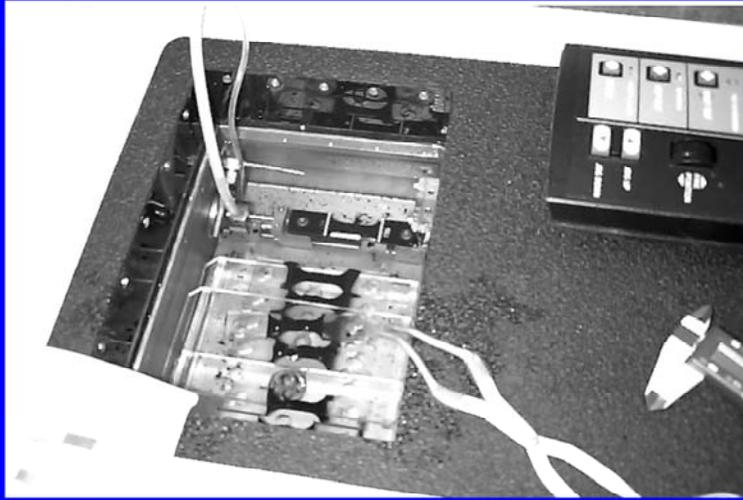
Ensayo de tensión directa (DTT)



Def. Específ. en falla (ϵ_f) = $\frac{\text{cambio en longitud } (\Delta L)}{\text{Longitud inicial } (L_e)}$

La figura ilustra en forma esquemática el ensayo DTT, que es ejecutado a las temperaturas en que el ligante tiene un comportamiento frágil, es decir, en rango entre 0°C y -36°C. el ensayo se ejecuta sobre muestras previamente condicionadas (envejecidas) por TFROT y PAV.

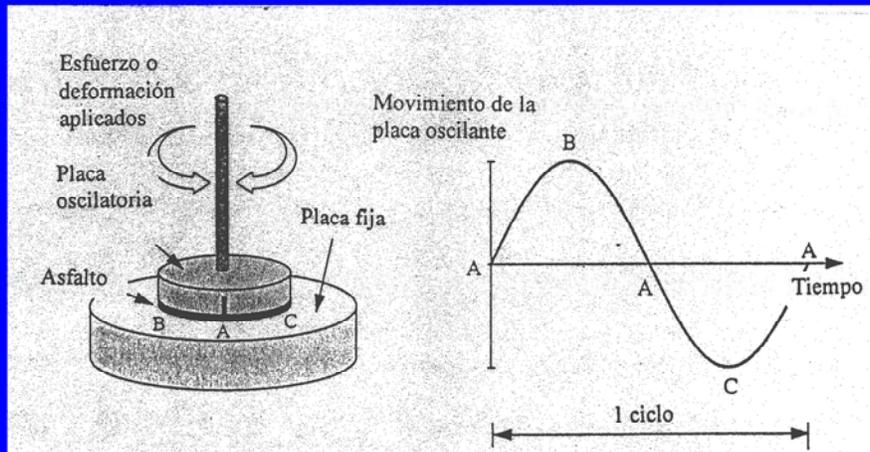
Ensayo de tensión directa (DTT)



Esta fotografía muestra las muestras en el baño de agua, una de ellas lista para ser ensayada

Al igual que el ensayo BBR, debido a las condiciones climáticas de Venezuela, bajo las cuales no suceden bajas temperaturas, no se considera necesario profundizar en el sentido de este ensayo

Ensayo de reómetro dinámico de corte:



$$G^* = \tau_{\max} / \gamma_{\max}$$

El principio de la operación del DSR es muy simple: el ligante es colocado entre una placa fija y otra que oscila. Cuando se aplica el movimiento de giro (torsión) a la placa oscilante, esta se mueve del punto A al punto B. Del punto B regresa hasta el punto C, pasando nuevamente por A. del Punto C, finalmente regresa al punto A. el movimiento total comprende un ciclo de oscilación. Si ocurriesen dos ciclos en un segundo, la frecuencia de oscilación sería de dos ciclos por segundo o 2 Hertz (Hz). Todos los ensayos de Superpave[®] son ejecutados a una frecuencia de 1.59 Hz, lo que es equivalente a 10 radianes por segundo, y que a su vez representa un vehículo viajando a una velocidad aproximada de 90 km/h.

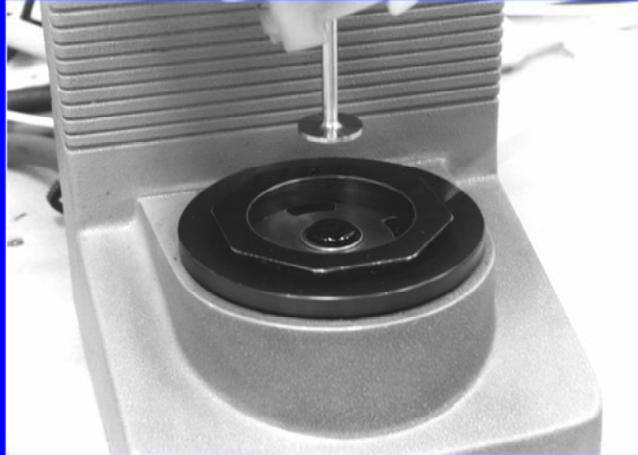
Ensayo de reómetro dinámico de corte:



El principio de la operación del DSR es muy simple: el ligante es colocado entre una placa fija y otra que oscila. Cuando se aplica el movimiento de giro (torsión) a la placa oscilante, esta se mueve del punto A al punto B. Del punto B regresa hasta el punto C, pasando nuevamente por A. del Punto C, finalmente regresa al punto A. el movimiento total comprende un ciclo de oscilación. Si ocurriesen dos ciclos en un segundo, la frecuencia de oscilación sería de dos ciclos por segundo o 2 Hertz (Hz). Todos los ensayos de Superpave® son ejecutados a una frecuencia de 1.59 Hz, lo que es equivalente a 10 radianes por segundo, y que a su vez representa un vehículo viajando a una velocidad aproximada de 90 km/h.

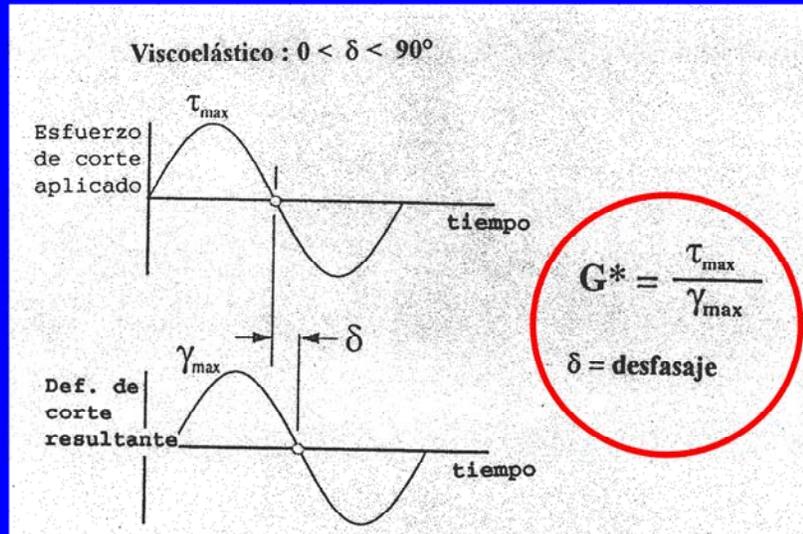


Ensayo de reómetro dinámico de corte:



El principio de la operación del DSR es muy simple: el ligante es colocado entre una placa fija y otra que oscila. Cuando se aplica el movimiento de giro (torsión) a la placa oscilante, esta se mueve del punto A al punto B. Del punto B regresa hasta el punto C, pasando nuevamente por A. del Punto C, finalmente regresa al punto A. el movimiento total comprende un ciclo de oscilación. Si ocurriesen dos ciclos en un segundo, la frecuencia de oscilación sería de dos ciclos por segundo o 2 Hertz (Hz). Todos los ensayos de Superpave® son ejecutados a una frecuencia de 1.59 Hz, lo que es equivalente a 10 radianes por segundo, y que a su vez representa un vehículo viajando a una velocidad aproximada de 90 km/h.

Ensayo de reómetro dinámico de corte:



El principio de la operación del DSR es muy simple: el ligante es colocado entre una placa fija y otra que oscila. Cuando se aplica el movimiento de giro (torsión) a la placa oscilante, esta se mueve del punto A al punto B. Del punto B regresa hasta el punto C, pasando nuevamente por A. del Punto C, finalmente regresa al punto A. el movimiento total comprende un ciclo de oscilación. Si ocurriesen dos ciclos en un segundo, la frecuencia de oscilación sería de dos ciclos por segundo o 2 Hertz (Hz). Todos los ensayos de Superpave® son ejecutados a una frecuencia de 1.59 Hz, lo que es equivalente a 10 radianes por segundo, y que a su vez representa un vehículo viajando a una velocidad aproximada de 90 km/h.

Las especificaciones SUPERPAVE®:

Especificación del Grado de Performance del Ligante																					
Grado de performance	PG 52				PG 55				PG 64				PG 70								
	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-46	-16	-22	-28	-34	-40	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28
Temperatura de diseño del pavimento promedio 7 días máximo, °C ¹	<52				<55				<64				<70								
Temperatura mínima de diseño del pavimento, °C ²	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-46	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28
Ligante Original																					
Temp. del Punto de Inflamación, T48: Min., °C	230																				
Viscosidad, ASTM 4402 ³ Máx. 3 Pa.s (3000cP) Temp. ensayo, °C	135																				
Corte Dinámico, TP5 ⁴ G'isen0, Min., 1.00 KPa Temp. ensayo @ 10rad/s, °C	52				55				64				70								
Residuo del ensayo de Película Delgada Rotatoria (T240) o Película Delgada (T179)																					
Pérdida de masa, Mín. %	1.00																				
Corte Dinámico, TP5 ⁴ G'isen0, Min., 2.20 KPa Temp. ensayo @ 10rad/s, °C	52				55				64				70								
Residuo de la Vasija de Envejecimiento a Presión (PAV)																					
Temp. de Envejecimiento PAV °C	90				100				100				100 (110)								
Corte Dinámico, TP5 ⁴ (G') _{isen0} , Máx., 5000 KPa Temp. ensayo @ 10rad/s, °C	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	25	22	19	16	34	31	28	25	25
Endurecimiento Flisior ⁵																					
Creep Stiffness, TP1 ⁶ S. Máx., 300 Mpa Valor m, Min., 0.300 Temp. Ensayo, @50 sec., °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18
Tensión Directa, TP3 ⁷ Deformación en la falla, Min., 1.0% Temp. Ensayo@1.0 min/min., °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18

En esta tabla se hace una especificación de los ensayos Superpave® TFOT, TFROT y PAV

Ligantes venezolanos durante la investigación SUPERPAVE®:

En SUPERPAVE® se estudiaron 47 tipos de C.A. provenientes de refinerías de USA, México, Venezuela, Canadá y Medio Oriente.

De Venezuela fueron analizadas cinco (5) muestras:

- *tres provenientes del crudo BOSCÁN,*
- *una del crudo LAGUNA,*
- *y otra del crudo TÍA JUANA PESADO.*

Estas muestras fueron codificadas como:

- *AAK-1*
- *AAK-2*
- *ABF*
- *ABG*
- *ABL-2*

El texto de la lámina es suficientemente explicativo

Ligantes venezolanos durante la investigación SUPERPAVE®:

En SUPERPAVE® se estudiaron 47 tipos de C.A. provenientes de refinerías de USA, México, Venezuela, Canadá y Medio Oriente.

Los resultados de estas muestras codificadas fueron:

- AAK-1: Grado PG-64-22
- AAK-2: Grado PG-58-28
- ABF: Grado PG-64-28
- ABG: Grado PG-64-28
- ABL-2: Grado PG-58-28

El texto de la lámina es suficientemente explicativo

Ligantes venezolanos durante la investigación SUPERPAVE®:

Los mejores Grados PG obtenidos durante el programa de investigación fueron:

*7 que clasificaron como PG-58-28
(cinco venezolanas, de 7)*

*7 que clasificaron como PG-64-22
(tres venezolanas, de 7)*

*3 que clasificaron como PG-64-28
(dos venezolanas, de 3)*

El texto de la lámina es suficientemente explicativo

Los asfaltos venezolanos de acuerdo a su grado PG:

CRUDO	ASFALTO	GRADO SHRP	VISC. ABS. 140°F	PENETRACIÓN 77°C
TJM 26	AC-5	PG 58-34	543	197
TJM 26	60/70	PG 70-28	2456	70
TJM 26	85/100	PG 64-28	1598	86
TJM 26	AC-30	PG 70-28	3198	62
TJM 26	85/100	PG 64-28	1557	93
TJ-102	AC-20	PG 64-28	2139	82
BOSCAN	AC-30	PG 70-28	3623	61
BCF 17.1	AC-5	PG 58-34	526	193
BCF 17.1	AC-10	PG 58-34	1510	100
BCF 17.1	AC-20	PG 70-28	2331	65
BCF 17.1	85/100	PG 64-28	1598	86
BCF 17.1	40/50	PG 70-28	3954	45
CPG	AC-30	PG 58-22		63
PILON	AC-5	PG 52-34	506	208
PILON	AC-10	PG 58-28	1053	124
PILON	85/100	PG 58-28	1780	87
PILON	60/70	PG 64-22	2917	62
PILON	40/50	PG 70-22	4182	50
URDANETA	AC-5	PG 58-34	522	190
URDANETA	AC-10	PG 58-34	938	128
URDANETA	85/100	PG 58-28	1630	90
URDANETA	60/70	PG 64-22	2400	64
URDANETA	40/50	PG 64/16	4896	44

Fuente: Industria Petrolera Nacional (INTEVEP)

Aquí se observan distintos asfaltos venezolanos y sus Grados PG, así como la viscosidad absoluta y penetración de acuerdo al tipo de asfalto y de donde haya sido extraído o procesado.

Los asfaltos GP para las condiciones climáticas en Venezuela:

Zona	Latitud (grados)	Altitud (msnm)	Temperatura máxima absoluta (C)		Temperatura mínima absoluta (C)	
			Promedio	Desviación estándar	Promedio	Desviación estándar
Colonia Tovar	10	1.790	24.1	1.03	7.1	1.60
Coro	11	20	38.2	1.36	19.9	1.19
Maracaibo	10	66	37.0	1.15	20.0	0.93
Pto. Ayacucho	5	100	37.0	1.62	19.7	0.95

Zonas altas: PG-58 y PG-64

Zonas bajas con cargas normales: PG-64

Zonas bajas con cargas altas: PG-64 y PG-70

En esta lámina se puede observar el criterio de selección de distintos asfaltos para las condiciones climáticas del país. Se observa que para el caso venezolano, el tipo de asfalto sólo lleva una temperatura, ya que estas son relativamente estables en nuestra región.

Los precios de los ligantes venezolanos:

Niveles históricos de precios promedios de los cementos asfálticos en Venezuela (para obras públicas)

Años	US \$/ton métrica
1972- 1983	13.95
1983-1989	13.83
1989-1999	80.00
1999-2002	125.00
2002-2004	169.00
2004-2005	183.00
2005-2007	76.25

Niveles históricos de precios promedios de los cementos asfálticos en Venezuela (para obras privadas)

Años	US \$/ton métrica
1972- 1983	13.95
1983-1989	13.83
1989-1999	80.00
1999-2002	125.00
2002-2004	169.00
2004-2005	183.00
2005-2007	312.49

Se observa una comparación de precios entre los asfaltos utilizados para obras publicas y obras privadas. Se puede notar que los asfaltos para obras privadas son considerablemente más costosos que aquellos utilizados para obras publicas.



Instituto Venezolano del Asfalto



Mezclas asfálticas en caliente: Materiales y mezclas

***Primera Parte: Tipos y ensayos
en los cementos asfálticos***

gcorredorm@cantv.net



Instituto Venezolano del Asfalto



Mezclas asfálticas en caliente: Materiales y mezclas

***Segunda Parte: Propiedades químicas
y físicas de los materiales asfálticos.***

gcorredorm@cantv.net

La química de los asfaltos

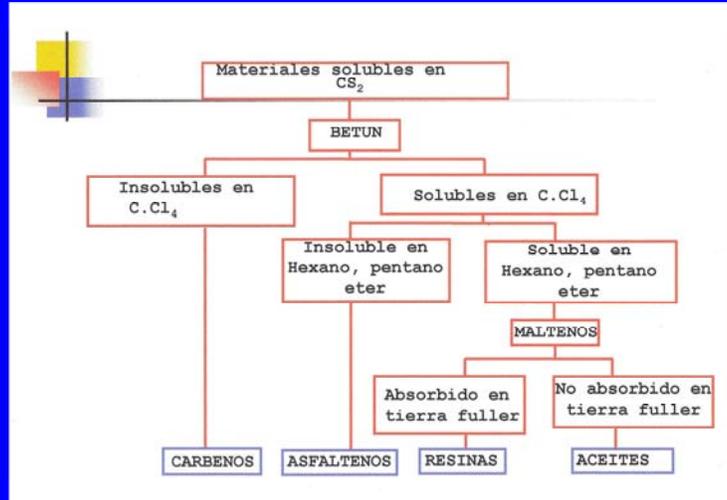
El comportamiento de un ligante asfáltico en una mezcla asfáltica es función de su composición química, la cual está directamente relacionada con sus propiedades físicas.

Por esta razón, el entender como las características químicas de un asfalto afectan sus propiedades físicas es elemental para tratar de explicar los factores que afectan su desempeño .

La importancia de la composición química de los asfaltos, aun no siendo bien entendida, no puede ser ignorada.

El texto de la lámina es suficientemente explicativo

La teoría de la estructura micelar de los cementos asfálticos:



El esquema de la lámina explica el procedimiento de determinación de la composición química de los asfaltos (betunes) por su solución en diferentes solventes, llegándose a los componentes primordiales de los mismos que son los carbenos, asfaltenos, resinas y aceites.

*Composición químico-física de los **asfaltenos**, que son la fase dispersa (núcleo) del asfalto:*



Original, a la salida de la refinería

- *Peso molecular: 900-100.000*
- *Son sólidos similares al polvo de grafito*
- *Color: marrón oscuro a negro*
- *% del total del bitumen: 5 a 25%*
- *No presentan ni ductilidad ni adhesividad*
- *Reaccionan fácilmente con el oxígeno, especialmente a altas temperaturas, convirtiéndose en carbones*

Después de años de servicio (envejecido)

- *Al envejecerse (reaccionar con el oxígeno) se aumenta la proporción de asfaltenos a un 45 a 52% del total del bitumen*
- *Tienen un marcado efecto en las propiedades reológicas del asfalto*
- *Los asfaltos son de menor penetración, mayor punto de ablandamiento y mayor viscosidad.*

En esta lámina se describe la importancia que tienen los asfaltenos en el comportamiento de un asfalto como consecuencia su transformación en carbones por la reacción con el oxígeno.

*Composición químico-física de las **resinas**, que son el citoplasma de la fase dispersa:*



Original, a la salida de la refinería

- *Peso molecular: 500-50.000*
- *Son líquidos muy viscosos*
- *Tienen naturaleza muy polar*
- *Color: ámbar a pardo oscuro*
- *% del total: 20 a 40%*
- *Presentan ductilidad y adhesividad*
- *Son la "parte activa" de los bitúmenes*
- *También reaccionan con el oxígeno, especialmente a altas temperaturas, convirtiéndose en asfaltenos*

Después de años de servicio (envejecido)

- *Al envejecerse (reaccionar con el oxígeno) se disminuye la proporción de resinas a solo un 5 al 10% del total del bitumen, perdiéndose la adhesividad y flexibilidad del bitumen*

En esta lámina se destaca que las resinas son la parte activa de los bitúmenes, pero que al reaccionar con oxígeno se convierten en un asfaltenos. De esto se puede derivar, con el conocimiento de la lamina anterior, que los asfaltos se van degradando con el paso del tiempo y pierden su composición química y física original.

**Composición químico-física de los aceites
(aromáticos y saturados) que son medio
líquido en el que se dispersan los asfaltenos y resinas**



Original, a la salida de la refinería

- *Peso molecular: 300-2.000*
- *Son líquidos de viscosidad media*
- *Color: marrón claro*
- *% del total: 35 a 75%*
- *No presentan ni ductilidad ni adherencia*
- *Son muy estables ante el oxígeno, pero la fracción que se oxida se transforma en resinas y asfaltenos*
- *Le imparten la fluidez al asfalto*

Después de años de servicio (envejecido)

- *Aún cuando son muy estables, al oxidarse se aumenta la proporción de aceites a un 38 a 50% del total del bitumen*

Como podemos seguir concluyendo, la fracción de los aceites aromáticos y saturados que se oxidan se transforma en resinas y asfaltenos, y las resinas, como vimos anteriormente, se transforman también en asfaltenos, de tal modo de que se pierda la ductilidad y aumente su viscosidad

Composición química de los asfaltos venezolanos

COMPOSICION	TIA JUANA	TIA JUANA	AMUAY	LAGO	BOSCAN
(%)	26	102	C.P.G.	TRECO	
ASFALTENOS	21.40	20.70	19.50	20.20	21.50
RESINAS	21.50	21.70	22.10	20.90	24.50
AROMATICOS	50.40	51.40	52.20	49.20	40.90
SATURADOS	6.70	6.30	6.20	6.70	3.10
VANADIO (P.P.M.)	628.00	667.00	675.00	683.00	1,250.00
NIQUEL (P.P.M.)	75.00	74.00	79.00	85.00	128.00
PARAFINAS	1.59	1.53	1.62	1.10	1.08
AZUFRE	3.00	3.00	3.00	3.10	5.20
PROPIEDADES - FISICAS					
PENETRACION dmm	75.00	61.00	56.00	72.00	59.00
IND. PENETRAC.	(0.43)	(0.71)	(0.57)	(0.90)	(0.82)
FLASH POINT °C	340.00	340.00	332.00	312.00	304.00
INDICE E.C.	1.31	1.24	1.16	1.13	0.71

En esta tabla se presentan las distintas composiciones químicas de algunos asfaltos de acuerdo a las diferentes refinerías venezolanas. En este caso se observa el porcentaje de asfaltenos de los diversos asfaltos, siendo el Boscan el más rico en este compuesto

Composición química de los asfaltos venezolanos

COMPOSICION (%)	TIA JUANA 26	TIA JUANA 102	AMUAY C.P.G.	LAGO TRECO	BOSCAN
ASEALTENOS	21.10	20.70	19.30	20.20	21.50
RESINAS	21.50	21.70	22.10	23.90	34.50
AROMATICOS	50.40	51.40	52.20	49.20	40.90
SATURADOS	6.70	6.30	6.20	6.70	3.10
VANADIO (P.P.M.)	628.00	667.00	675.00	683.00	1,250.00
NIQUEL (P.P.M.)	75.00	74.00	79.00	85.00	128.00
PARAFINAS	1.59	1.53	1.62	1.10	1.08
AZUFRE	3.00	3.00	3.00	3.10	5.20
PROPIEDADES - FISICAS					
PENETRACION _{dmm}	75.00	61.00	56.00	72.00	59.00
IND. PENETRAC.	(0.43)	(0.71)	(0.57)	(0.90)	(0.82)
FLASH POINT °C	340.00	340.00	332.00	312.00	304.00
INDICE E.C.	1.31	1.24	1.16	1.13	0.71

En esta tabla se presentan las distintas composiciones químicas de algunos asfaltos de acuerdo a las diferentes refinerías venezolanas. En este caso se estudia la fracción de resinas y aromáticos. Una vez más, el asfalto Boscan es el que tiene mayor contenido de resinas, pero menor contenido de aromáticos. El asfalto más rico en este último compuesto es el proveniente de Amuay

Modelo SUPERPAVE® de la composición química de los asfaltos:



- *El asfalto es considerado como una matriz tri-dimensional de moléculas, unas altamente polares y otras no-polares que forman asociaciones sueltas y redes que se hallan dispersas en el asfalto.*
- *La estructura del asfalto se mantiene unida a través de fuerzas intermoleculares débiles que se forman o se rompen, o se interrumpen como respuesta al desarrollo de esfuerzos mecánicos o térmicos*
- *Las propiedades elásticas provienen de las moléculas polares y las no-polares contribuyen al desarrollo del comportamiento viscoso.*

En esta lámina se explica el modelo Superpave® de la composición química de los asfaltos, que se ilustra igualmente en la figura de la izquierda. El Modelo Superpave® no contempla en sus ensayos la especificación química de los asfaltos, es decir, todos están relacionados con las propiedades físicas de los ligantes

Las especificaciones de los asfaltos y su composición química

¿Por qué no hay especificaciones químicas en los asfaltos?

- (a) No se dispone de un método de ensayo por composición química que sea aceptado por todos los profesionales que están relacionados con los asfaltos, desde su proceso de refinación hasta su aplicación en campo.*
- (b) Los ensayos existentes para determinar la composición química de los asfaltos requieren de equipos muy sofisticados y costosos, lo que ha limitado su empleo en el campo de la ingeniería de pavimentos.*
- (c) Estos equipos tan sofisticados hacen necesario su operación por especialistas en su manejo, que no se encuentran con facilidad en los laboratorios en los cuales se evalúa el desempeño de los asfaltos en los pavimentos.*
- (d) La relación entre la composición química de los asfaltos y su comportamiento en los pavimentos es todavía incierta.*

En esta lámina se explica el motivo por el cual el Modelo Superpave® no hace referencia alguna a las propiedades químicas de los ligantes por ser incierta su relación con el comportamiento en los pavimentos

Las propiedades físicas de los asfaltos

- 1. Consistencia***
- 2. Durabilidad***
- 3. Adherencia***
- 4. Cohesión***
- 5. Pureza***
- 6. Gravedad Específica***

En esta lámina se enumeran las propiedades físicas de los asfaltos que deben buscarse para construir un pavimento de calidad y que son de sumo interés para el Ingeniero de Pavimentos. Todas son extremadamente importantes para la determinación de la calidad de un asfalto

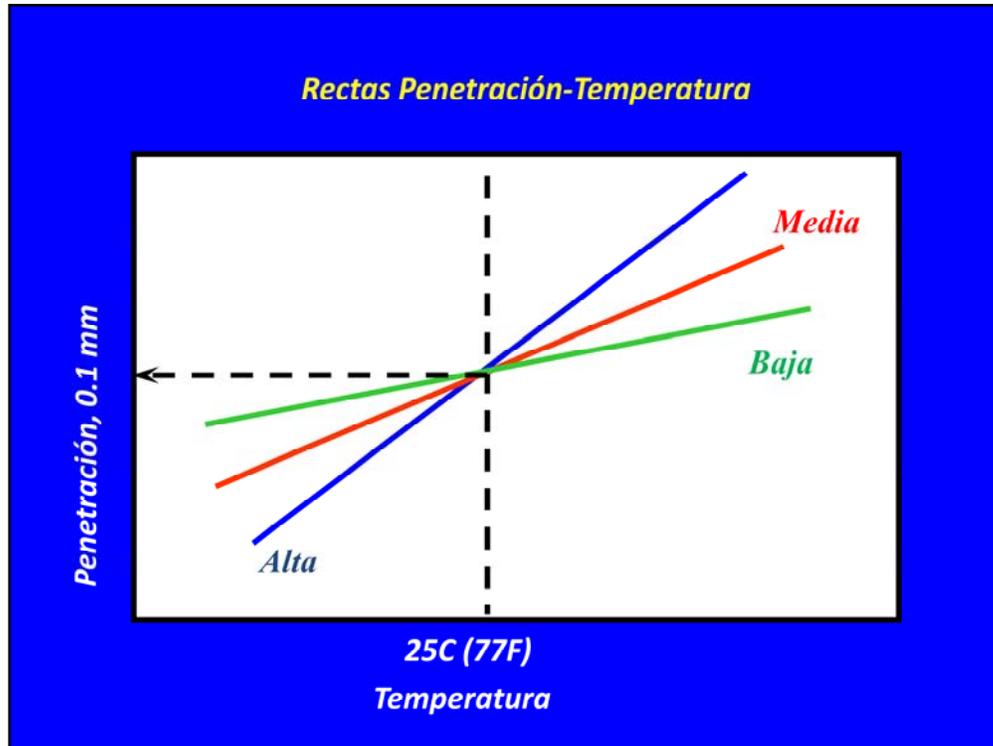
Consistencia

Se define como el grado de fluidez (plasticidad) o resistencia a la deformación de un material asfáltico a una temperatura determinada.

Todo asfalto es "termoplástico", es decir que su consistencia cambia con la temperatura: mientras más caliente este un asfalto menor será su viscosidad, es decir será más fluido.

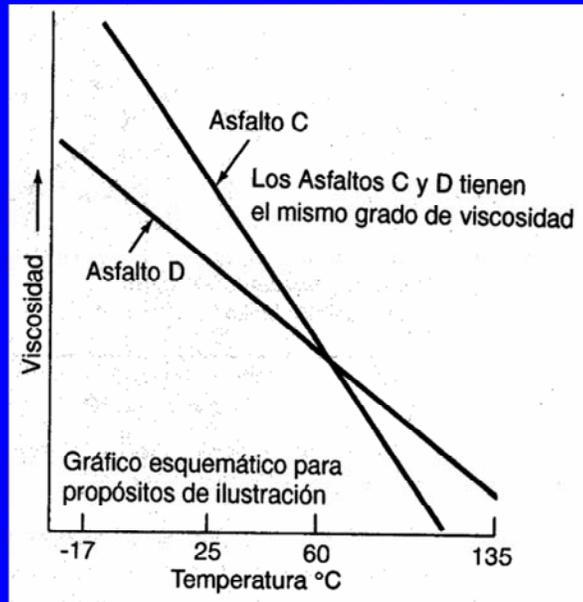
Esta característica se conoce como "susceptibilidad a la temperatura".

La susceptibilidad a la temperatura varía entre asfaltos provenientes de crudos diferentes, aun cuando tengan un mismo grado de consistencia a una misma temperatura. Mientras mayor sea la pendiente de la recta "viscosidad-temperatura" de un asfalto, mayor será su susceptibilidad a la temperatura



La susceptibilidad a la temperatura (por ejemplo la rata de cambio en las propiedades del material con un cambio de temperatura) puede ser estimado determinando su penetración a dos o mas temperaturas. Las temperaturas mas comúnmente usados son 4 y 25 °C con una carga de 100 g por 5 segundos. Esta figura resalta uno de los mayores problemas con la clasificación de penetración. Por ejemplo, tres fuentes de ligante pueden tener la misma penetración a 25 °C pero marcadamente diferentes propiedades por encima y debajo de esta temperatura. Esto ayuda a explicar las diferencias en performance de pavimentos aunque el mismo grado de penetración de un ligante sea especificada

Recta Viscosidad-Temperatura



Aquí se ilustra una recta viscosidad-temperatura. Muestra que aunque dos asfaltos pueden tener la misma viscosidad para una temperatura dada, pero sus propiedades son distintas. Se muestra que el asfalto C es mucho más susceptible a la temperatura que el asfalto D, pues pierde sus propiedades viscosas con más rapidez que el anterior.

Clasificación por Viscosidad

Table 2-7 ASTM Requirements for Viscosity Graded Asphalt Cements (D 3381-83)

TABLE 1 Requirements for Asphalt Cement, Viscosity Graded at 140°F (60°C)

NOTE—Grading based on original asphalt.

Test	Viscosity Grade				
	AC-2.5	AC-5	AC-10	AC-20	AC-40
Viscosity, 140°F (60°C), P	250 ± 50	500 ± 100	1000 ± 200	2000 ± 400	4000 ± 800
Viscosity, 275°F (135°C), min, cSt	80	110	150	210	300
Penetration, 77°F (25°C), 100 g, 5 s, min	200	120	70	40	20
Flash point, Cleveland open cup, min, °F (°C)	325 (163)	350 (177)	425 (219)	450 (232)	450 (232)
Solubility in trichloroethylene, min, %	99.0	99.0	99.0	99.0	99.0
Tests on residue from thin-film oven test:					
Viscosity, 140°F (60°C), max, P	1250	2500	5000	10 000	20 000
Ductility, 77°F (25°C), 5 cm/min, min, cm	100 ^a	100	50	20	10

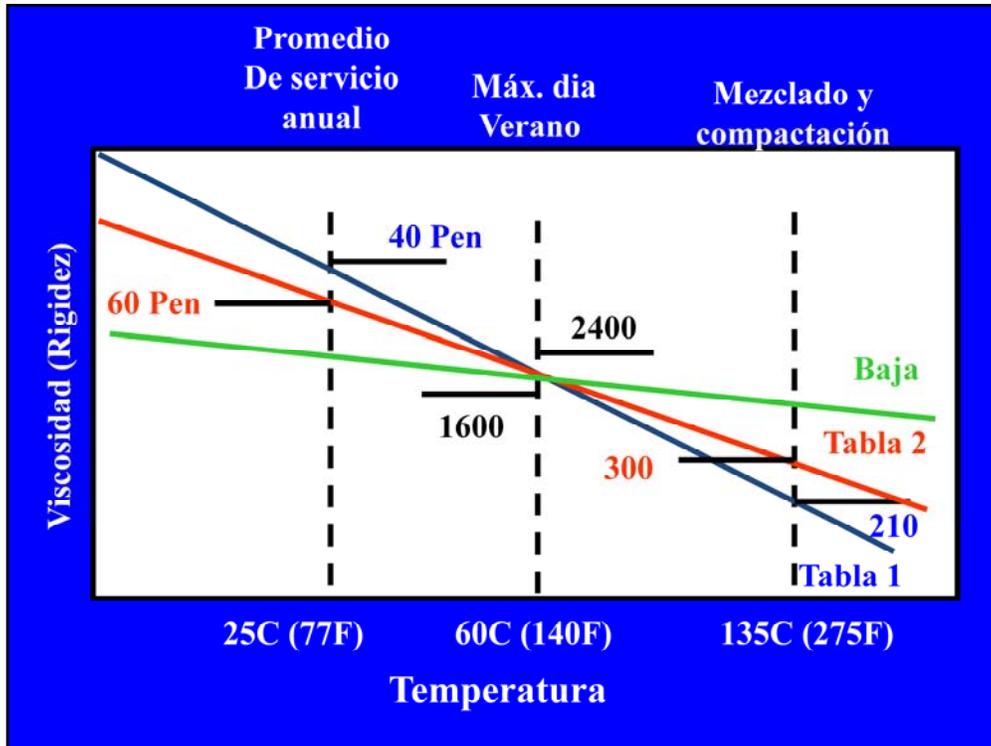
^a If ductility is less than 100, material will be accepted if ductility at 60°F (15.5°C) is 100 minimum at a pull rate of 5 cm/min.

TABLE 2 Requirements for Asphalt Cement Viscosity Graded at 140°F (60°C)

NOTE—Grading based on original asphalt.

Test	Viscosity Grade					
	AC-2.5	AC-5	AC-10	AC-20	AC-30	AC-40
Viscosity, 140°F (60°C), P	250 ± 50	500 ± 100	1000 ± 200	2000 ± 400	3000 ± 600	4000 ± 800
Viscosity, 275°F (135°C), min, cSt	125	175	250	300	350	400
Penetration, 77°F (25°C), 100 g, 5 s, min	220	140	80	50	40	30
Flash point, Cleveland open cup, min, °F (°C)	325 (163)	350 (177)	425 (219)	450 (232)	450 (232)	450 (232)
Solubility in trichloroethylene, min, %	99.0	99.0	99.0	99.0	99.0	99.0
Tests on residue from thin-film oven test:						
Viscosity, 140°F (60°C), max, P	1250	2500	5000	10 000	15 000	20 000
Ductility, 77°F (25°C), 5 cm/min, min, cm	100 ^a	100	75	50	40	25

^a If ductility is less than 100, material will be accepted if ductility at 60°F (15.5°C) is 100 minimum at a pull rate of 5 cm/min.



Esta figura demuestra las diferencias entre un AC 20 Tabla 1 y Tabla 2. Ambos ligantes pueden tener viscosidades similares a 60°C. La mínima 135°C para el AC 20 Tabla 1 es 210 centistokes. Este mínimo limita la pendiente de la recta viscosidad temperatura. El máximo (300 centistokes) también limita la pendiente. El valor mínimo de penetración plantea un límite de rigidez máxima en el ligante a 25 °C. Se debe recordar que a mayores penetraciones menores rigideces.

PDVSA
Manufactura y Mercado

CERTIFICADO DE CALIDAD
ASFALTO A20

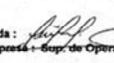
Fecha: 14/03/99
Terminal: T-083
Lote: 200780592

PRUEBA	UNIDAD	METODOS	RESULTADO	ESPECIFICACION
Penetración 25 °C, 100g, 5s	mm/10	1105	60	70
Viscosidad Absoluta a 60 °C	P	2053	2000	3 019
Viscosidad Cinemática a 135 °C	cSt	424	300	502.1
Punto de Reblandecimiento Anillo y Bola (TA & B)	°C	419	48	50.3
Punto de Induración Cleveland Coppe Abierta	°C	372	232	315
Ductilidad a 25 °C, 5 cm/min.	cm	1123	100	150
Peso Especifico a 25 °C	ADM	1386	Indicar	1,02479723
Temperatura para obtener una viscosidad 170+/-20 cSt	°C	424	Indicar Intervalo	153.3
Viscosidad Cinemática a 160 °C	cSt	424	Indicar	155.6
Solubilidad en tetracorteno	% V	1161	99	
Índice de Penetración (IP)	ADM	419/1105	-1,5	+0,5
Empaqueamiento por capa fina (TFOT):				
Pérdida de masa	% P	2046	0,5	-0,1731
Viscosidad Absoluta a 60 °C después de TFOT	P	2053	13000	6074
Ductilidad a 25°C, 5 cm/min.	cm	1123	20	96
Reducción de penetración	%	1105	50	34

PLANTA DE DISTRIBUCIÓN AMUAY

PDVSA, PETROLEO Y GAS, S.A.
 MANUFACTURA Y MERCADO
 PLANTA DE DISTRIBUCION
 A. M. U. A. Y.

PDVSA, PETROLEO Y GAS, S.A.
 MANUFACTURA Y MERCADO
 PLANTA DE DISTRIBUCION
 A. M. U. A. Y.

Firma Autorizada: 
Cargo en la empresa: Supr. de Operaciones.

FECHA: 15/03/99

Esta figura muestra como ejemplo los valores de resultados de los ensayos ejecutados sobre una muestra de cemento asfáltico, tal como los reporta la industria petrolera nacional en los "Certificados de Calidad" que son entregados a un comprador cada vez que se despacha una gandola con estos productos, y son una garantía de la calidad del producto que PDVSA suministra en sus refinerías del CRP y/o de Bajo Grande

Consistencia

Experimentalmente ha sido determinado que el rango de viscosidades que debe alcanzar un cemento asfáltico en el momento de ser mezclado con el agregado debe estar entre los 0.15 y 0.19 Pa-s, y la temperatura a la que la mezcla debe ser compactada en laboratorio, debe corresponder a aquella a la que el C.A. presente una viscosidad entre los 0.25 y 0.31 Pa-s. Con estas viscosidades el asfalto será suficientemente fluido como para ser bombeado y mezclado con el agregado para lograr un adecuado cubrimiento de las partículas del agregado, pero al mismo tiempo ser suficientemente viscoso como para no drenar libremente durante el tiempo en que este siendo mezclado

La susceptibilidad a la temperatura varía entre asfaltos provenientes de crudos diferentes aun cuando tengan un mismo grado de consistencia y una misma temperatura. Mientras mayor sea la pendiente de la recta viscosidad-temperatura de un asfalto mayor será su susceptibilidad a la temperatura.

Ejemplo:

Material con certificado de calidad de la Página 1-29
de los Apuntes:

- Viscosidad absoluta @ 60°C = 3 019 P
- Viscosidad cinemática @ 135 °C = 502.1 CSt

• Factor conversión viscosidad absoluta:

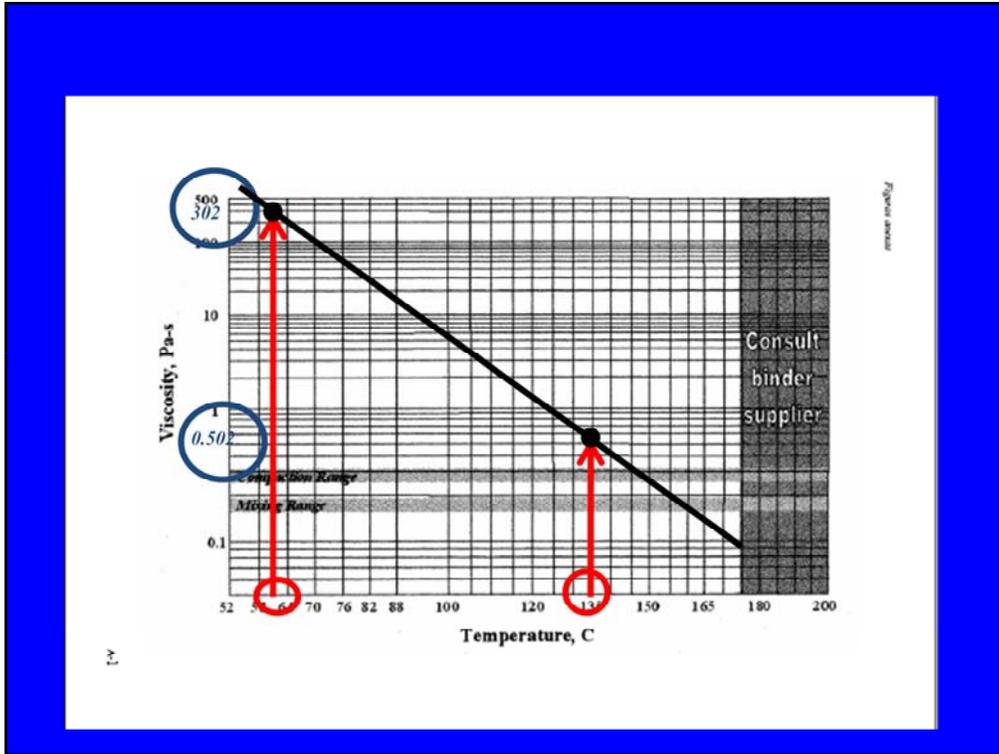
$$1 \text{ Pa-s} = 0.1 \text{ P}$$

• Factor conversión viscosidad cinemática:

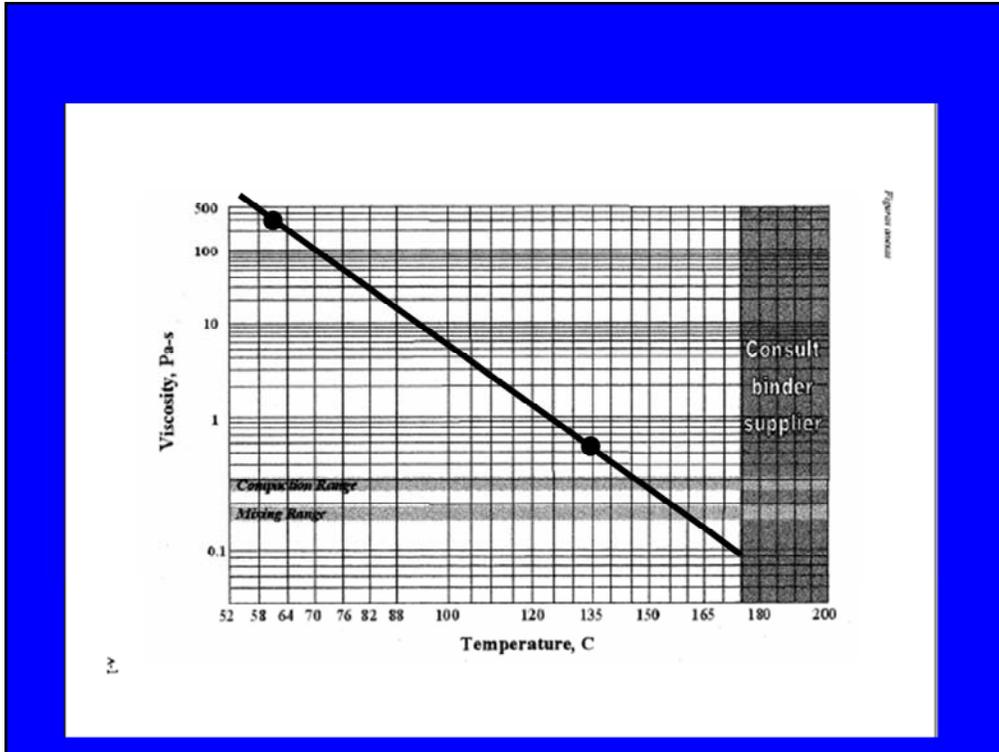
$$1 \text{ Pa-s} = 0.001 \text{ cSt}$$

- Viscosidad absoluta @ 60°C = 3 019 * 0.1 = 301.9 Pa-s
- Viscosidad cinemática @ 135 °C = 502.1 * 0.001 = 0.502 Pa-s

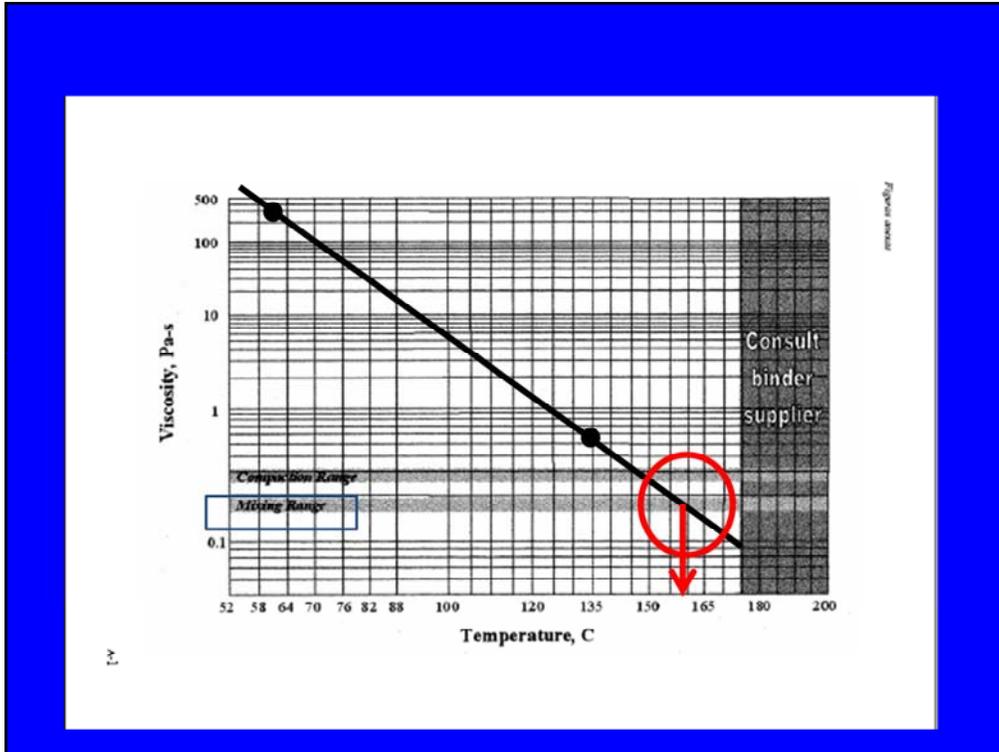
En esta lámina se muestra un ejemplo de conversiones de la viscosidad de un asfalto dado A20 de PDVSA. Se obtienen los valores de las especificaciones de calidad que entrega el comerciante del asfalto.



Con la viscosidad de 302 Pa-s a una temperatura de 60°C y la viscosidad a los 135°C se traza una recta que una los dos puntos

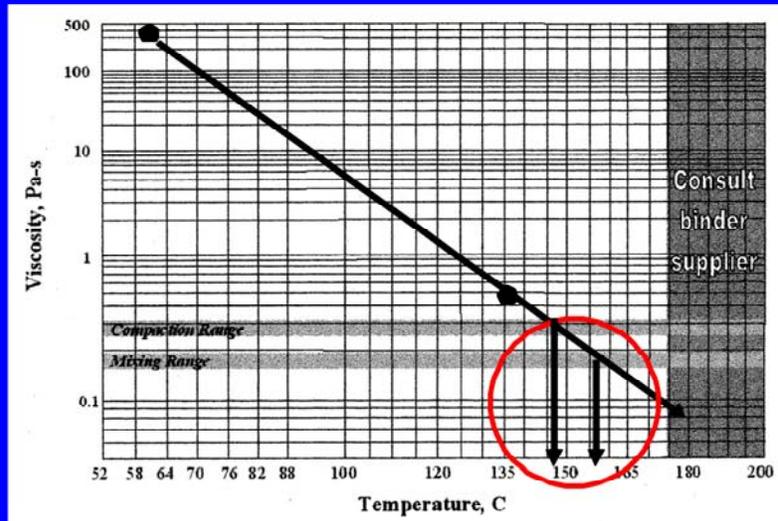


En esta figura se muestra, para este ejemplo, la gráfica de viscosidad-temperatura correspondiente al asfalto en estudio



Para el rango de mezclado (es una ordenada específica que ya viene en el papel) se busca la temperatura ideal a la que se debe mezclar, que está alrededor de los 158°C

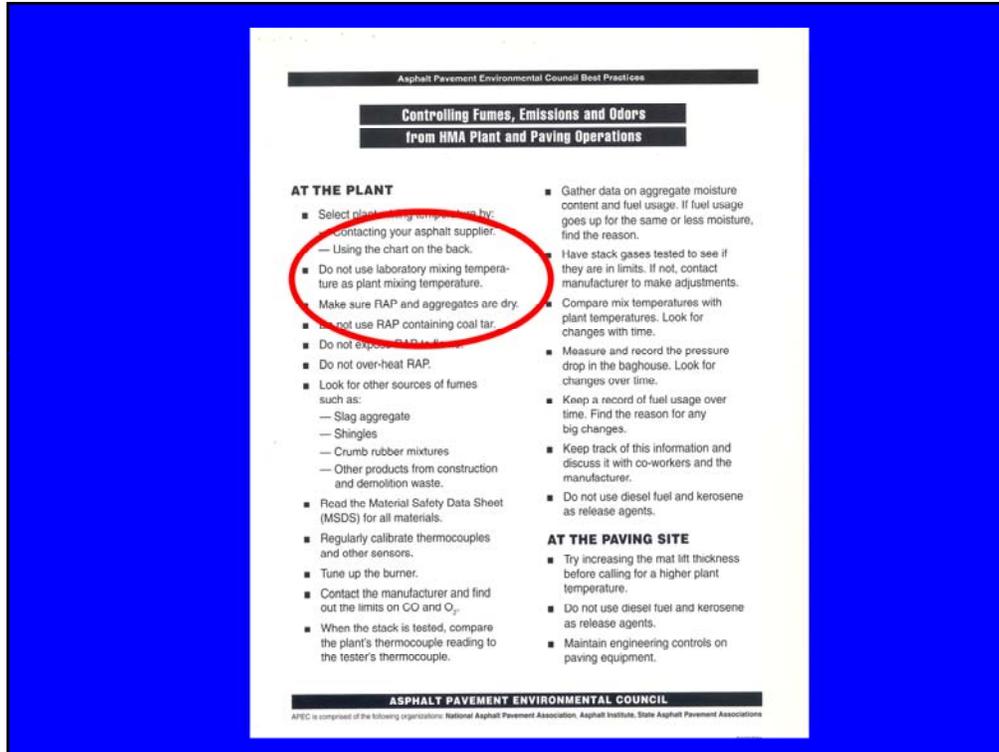
Gráfico de viscosidad temperatura para cementos asfálticos



$P = 0.1 \text{ Pa-s}$

$cSt = 0.001 \text{ Pa-s}$

Al igual que se hizo para buscar la temperatura de mezclado ahora se realizará para la temperatura de compactación, obteniendo un valor aproximado de 146°C



En esta página se resalta que en aras de controlar gases, emisiones y olores de una planta de mezclado de asfalto en caliente y operaciones de pavimentación no se debe utilizar la misma temperatura de mezclado en laboratorio que en planta

COMPLEJO BAJO GRANDE
 LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD

FECHA RECEPCION: 20/04/2005
 HORA RECEPCION: 08:00

REPORTE DE CALIDAD

PRODUCTO: ASFALTO AC-50 (PENETRACION <9-50)
 PROCEDENCIA MUESTRA: TK# 13 (INICIAL)
 BUQUE / TANQUE: VENTAS LOCALES
 DESTINO CLIENTE:
 FECHA DE VENCIMIENTO:

ANALISIS	METODOS		RESULTADOS	UNIDADES
	COVENIN	ASTM		
GRAV. API A 60 °F			4.1	API
PESO ESP. A 25 °F	1386	D-70	1.0380	Adimens.
PENETRACION A 25°C, 100 grs	1105	D-5	48	mm/10
DUCTILIDAD A 25°C 5 cm/min	1123	D-113	>100	cm
PUNTO ABLAN. (ANILLO Y BOLA)	419	D-36	52	°C
PUNTO INFL. CLEVELAND, C.A	372	D-92	285	°C
SOLUB. EN TRICLOROETILENO	1161	D-2042	99.8	% Peso
INDICE DE PENETRACION	1105/419			
VISC. CIN 135°C	424	D-445	750.0	Cst
VISC. ABSOLUTA A 60°C	2053	D-2171	5707.0	Polise
PERDIDA DE MASA	2046		0.30	%Peso

POR LABORATORIO: *J. Muñoz J. Fernández*
 J. MUÑOZ J. FERNANDEZ

Este certificado es provisional NO esta permitida la reproduccion del mismo sin autorizacion por escrito del laboratorio de RF B/G.

En esta lámina se presenta Reporte de Calidad de Asfalto AC-50, Complejo Bajo Grande.

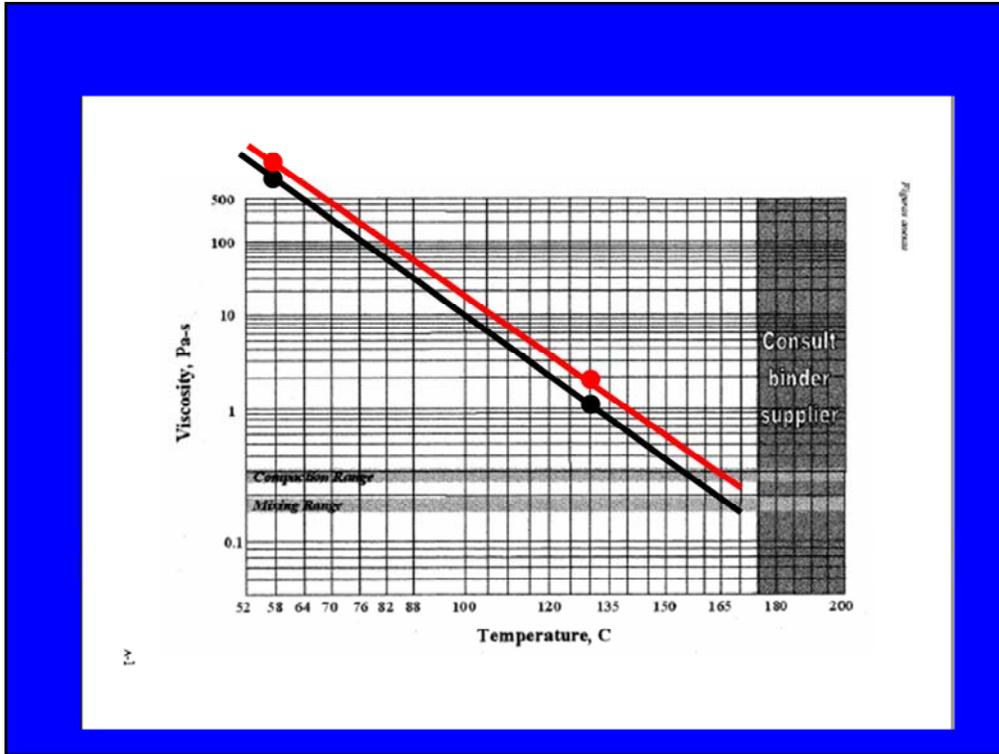


Gráfico de viscosidad temperatura para cementos asfálticos. Se observa en esta gráfica que se trata de dos asfaltos distintos que tienen viscosidades diferentes para las mismas temperaturas.

PERENCO GUATEMALA LIMITED

Resultados de Análisis de Laboratorio

PRODUCTO: ASFALTO
 ESPECIFICACIÓN: AC-20 [ASTM D 3381]
 FECHA: Febrero 13, 2004
 HORA: 07:10
 TANQUE: 07
 LOTE: 035-2004

ANÁLISIS	RESULTADO	ESPECIFICACIÓN ASTM D 3381 TABLA 2	METODO ASTM
GRAVEDAD ESPECÍFICA, 60°F, g/cc	1.062	N. E.	D 70
PESO (Lbs+Gal)	8.884	N. E.	D 70
PENETRACIÓN, 77°F, 100g, 5 seg.	79	60 máx.	D 5
VISCOSIDAD, 140°F, POISES	1,039	2,000 ± 400	D 2171
VISCOSIDAD, 275°F, cSt	472	300 máx.	D 2170
FLASH POINT, COC, °F	600	450 mín.	D 92
SOLUBILIDAD EN TCE, %	99.93	99.0 mín.	D 2042
ENSAYOS AL RESIDUO DE TFOT			D 1754
VISCOSIDAD, 140°F, POISES	5,281	10,000 máx.	D 2171
DUCTILIDAD, 77°F, 5 cm/minaste	> 105	50 mín.	D 113

* mín. = mínimo
 máx. = máximo
 N. E. = No Especifica.


 Freddy D. Barrios O.

AC-20
AC-20

Laboratorio Refinería Libertad
 P.O. Box 384-0100, Zon. 234 La Libertad
 E-mail: laboratoriolibertad@perenco.com

En esta fotografía también se muestran los valores de resultados de los ensayos ejecutados sobre un cemento asfáltico tipo AC-20 por la compañía guatemalteca "Perenco Guatemala Limited"

Cohesión

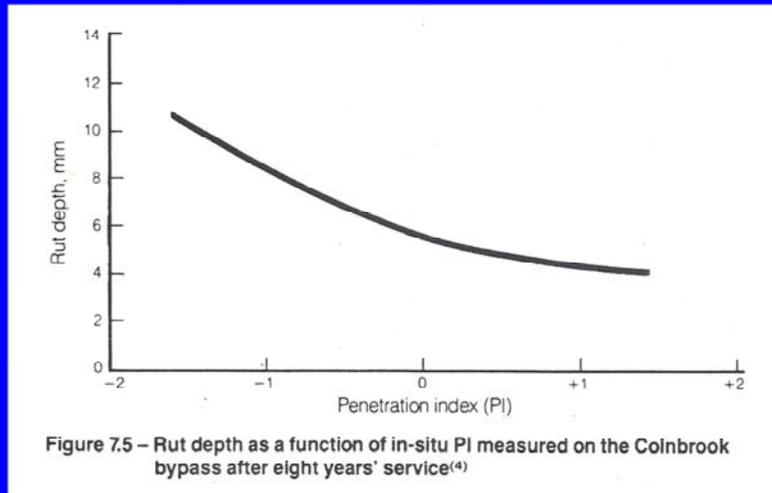
La cohesión se define como la habilidad de un material asfáltico para mantener firmemente unidas las partículas de agregados, después de que la mezcla ha sido compactada y se ha enfriado a la temperatura ambiente.

Es el aporte fundamental del líquido asfáltico al unirse a la fracción fina de la combinación de agregados, especialmente entre los tamaños desde el tamiz # 16 al # 100, formándose un "mastique asfáltico" cuando cada partícula de esta fracción es cubierta por el ligante.

Esta propiedad, al igual que la adherencia, se mide en el sistema "asfalto-agregado"

Se ha demostrado que los asfaltos que tienen muy baja ductilidad son más propensos a presentar agrietamiento longitudinal por efecto de las cargas.

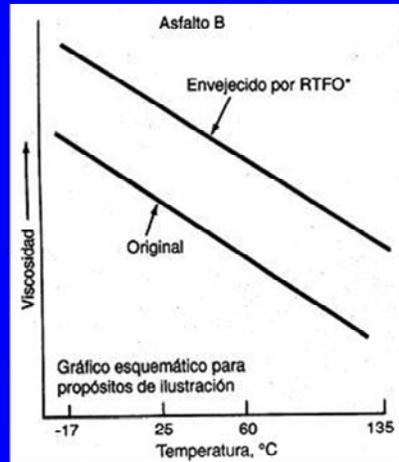
El Índice de Penetración y la deformabilidad



En esta figura se muestra el ahuellamiento en comparación con el índice de penetración de una vía después de ocho años de servicio. Se puede observar que el ahuellamiento disminuye a medida que el índice de penetración aumenta. A mayor índice de penetración, indica que la vía se encuentra en buen estado y que su asfalto todavía posee propiedades adecuadas.

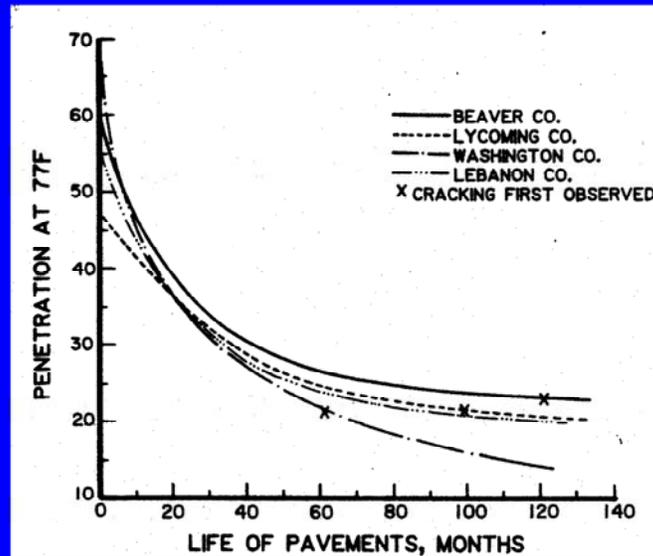
Durabilidad

Se define como la capacidad de un ligante asfáltico para mantener sus propiedades originales cuando es sometido a los procesos normales de trabajo en obra.



La siguiente figura ilustra el aumento de la viscosidad entre un material "original" y luego el mismo luego de haber sido sometido al ensayo TFROT. Se observa que el asfalto envejecido presenta una mayor viscosidad, mas su reacción a la temperatura es igualmente lineal y casi paralela a la del material original

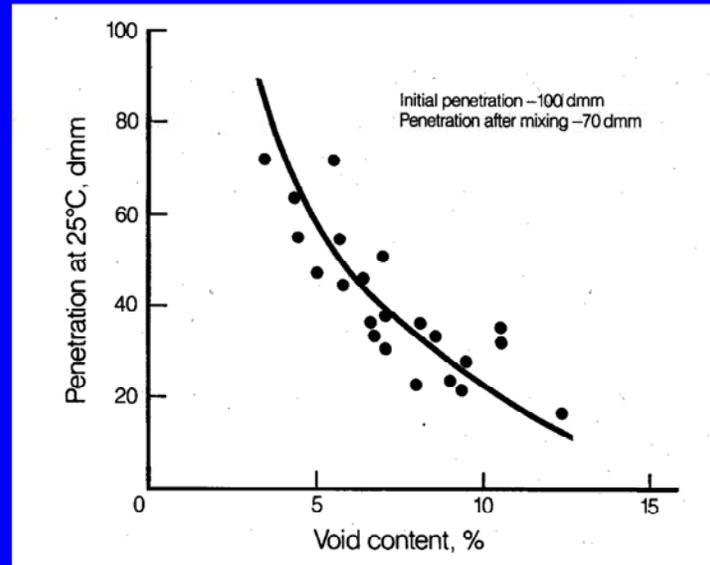
Durabilidad



Penetración vs meses en servicio. Fuente: Kandhal, NCAT

Esta figura permite ilustrar la variación en la penetración de diversas mezclas elaboradas bajo todo tipo de control (*satisfactoriamente diseñadas, producidas en planta y extendidas y compactadas*) con distintos ligantes en función del tiempo de servicio. Como se observa, todas y cada una de las mezclas sufrió una disminución en la penetración con el paso del tiempo y que cuando la penetración alcanzó cifras por debajo de 30 dmm comenzaron a presentarse las primeras señales de agrietamiento en las mezclas. Es decir, la pérdida de durabilidad (=envejecimiento) es un proceso natural e indetenible, aun en los casos de mezclas óptimamente diseñadas y construidas; y que llegará un momento en su vida de servicio en el que, al alcanzar penetraciones muy bajas, el ligante habrá perdido sus capacidades de adherencia y ductilidad, y la mezcla se habrá tornado quebradiza.

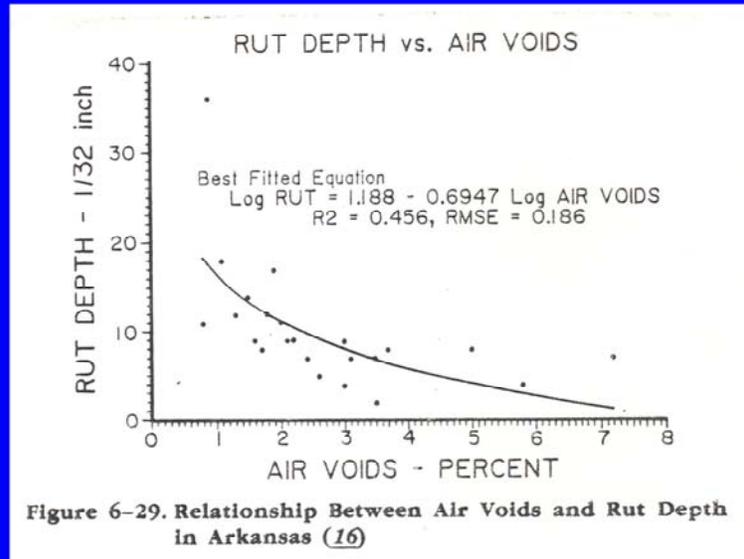
Durabilidad



Efecto del contenido de aire en el envejecimiento. Fuente: The Shell Bitumen Handbook

Esta figura que el proceso de envejecimiento no es solo función del tiempo sino que de una manera muy marcada, este proceso se acelera cuando una mezcla en campo tiene un contenido de aire muy alto. En esta figura todas las muestras fueron analizadas después de 5 años de servicio. Las mezclas fueron elaboradas con un mismo ligante, de 100 dmm de penetración original, la cual se redujo inicialmente a 70 dmm al concluirse el proceso de mezclado en la planta

Durabilidad

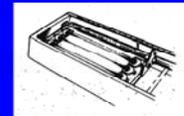


En esta figura se muestra el efecto del contenido de aire en la profundidad de ahuellamiento. Mientras mayor sea el porcentaje de vacíos su ahuellamiento será menor, dado que al contener menor asfalto se hace menos dúctil y un poco más rígido

Adherencia

La adherencia se define como la capacidad de un ligante asfáltico para pegarse mientras está caliente, y mantenerse unido a un agregado después de enfriarse, aun en presencia de agua y paso de los vehículos.

La adherencia es una propiedad inherente al asfalto, pero depende también del agregado: existen agregados con afinidad por el asfalto (hidrofóbicos), en los cuales la separación de la unión asfalto-agregado es mas difícil que aquéllos que son afines al agua (hidrofilicos).

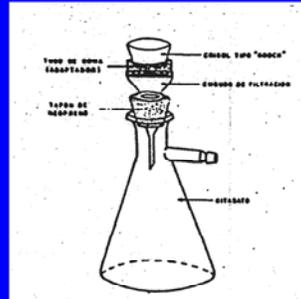


La adherencia se mide en la combinación asfalto-agregado ya sea por ensayos de inmersión estática o dinámica y mejor aun, por la medición de la pérdida de estabilidad mecánica de la mezcla

Pureza

Se define pureza como la carencia de materiales insolubles en bisulfuro de carbono.

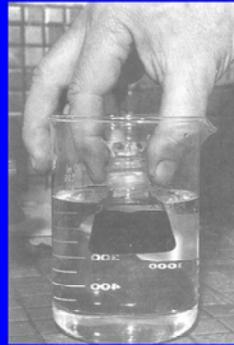
Los asfaltos provenientes de procesos de refinación son, en forma general, mas del 99% solubles y por lo tanto son prácticamente bitúmenes puros.



La pureza también se relaciona con que los asfaltos no contengan agua. Normalmente el asfalto sale de la refinación libre de cualquier contenido de agua. Sin embargo en el proceso de transporte si por descuido se dejan abiertas las ventanas de inspección de un tanque de almacenamiento y sucede una lluvia, se forman burbujas que pueden explotar al calentarse el asfalto. No es un problema del material en si sino de control de proceso.

Gravedad específica

Se define la gravedad específica como la relación de su masa a una temperatura determinada y la masa de un volumen igual de agua a la misma temperatura.



La gravedad específica del asfalto cambia cuando este se expande al ser calentado, por lo cual su valor debe estar siempre referenciado a la temperatura a la cual se ejecuta el ensayo. Se muestra el recipiente de laboratorio, llamado "picnómetro", mediante el cual se determina este valor requerido para cálculos volumétricos de una mezcla asfáltica.



CERTIFICADO DE CALIDAD
ASFALTO A20

Fecha: 14/03/99
Terminal: T-083
Lote: 200780592

INDICADOR	UNIDAD	TODOS	INDICADOR	RESULTADO	
Penetración 25 °C, 100g, 5s	mm/10	1105	60	70	61
Viscosidad Absoluta a 60 °C	P	2053	2000		3 819
Viscosidad Cinemática a 135 °C	cSt	424	300		502.1
Punto de Reblandecimiento Anillo y Bola (TA & B)	°C	419	48	58	50.7
Temperatura de Reblandecimiento Anillo y Bola	°C	372	232		315
Ductilidad a 25 °C, 5 cm/min.	cm	1123	100		150
Peso Específico a 25 °C	ADM	1300	Indicar		1,0249723
Temperatura para obtener una viscosidad 170#±20 cSt	°C	424	Indicar Intervalo		153.3
	cSt	424	Indicar		155.6
Solubilidad en Tricloroetileno	% V	1161	99		
Índice de Penetración (IP)	ADM	419/1105	-1,5	+0,5	-0,58
Envejecimiento por capa fina (TFOT):					
Pérdida de masa	% P	2046	0,5		-0,1731
Viscosidad Absoluta a 60 °C después de TFOT	P	2053	13000		6074
Ductilidad a 25°C, 5 cm/min.	cm	1123	20		98
Reducción de penetración	%	1105	50		34

PLANTA DE DISTRIBUCIÓN AMUAY

PDVSA, PETROLEO Y GAS, S.A.
MANUFACTURA Y MERCADERO
PLANTA DE DISTRIBUCION
A. M. U. A. Y.

PDVSA, PETROLEO Y GAS, S.A.
MANUFACTURA Y MERCADERO
PLANTA DE DISTRIBUCION
A. M. U. A. Y.

Firma Autorizada:
Cargo en la empresa: Supr. de Operaciones.

FECHA: 15/03/99

En este certificado de calidad se destaca como el valor de gravedad específica del asfalto es efectivamente reportado a 25°C, tal como la Norma COVENIN venezolana lo establece.

PAGINA : 1
 FECHA : 12-NOV-2001 08:12 am

P D V S A
 REFINERIA DE AMUAY
 LABORATORIO
 REPORTE DE CALIDAD

TANQUE : T003M M5TK083
 BARCO :
 TIPO : CORRIDA
 FORMULA/PLANTA : LV74
 PRODUCTO : CEMENTO ASFALTICO A20

NRO. MUESTRA : 201117583
 FECHA/HORA RECIBIDO : 10-11-01 07:30 pm
 TIPO REPORTE : COPIA
 DEPOSITO :

ANALISIS	METODOS	RESULTADOS	UNIDADES	OBSERVACION
GRAV. ESPEC. 15.5C (60F)	ASTM D-70	1.02510763	ADIMENS.	
GRAV. ESPECIFICA 60/60F	" " "	1.025	ADIMENS.	
GRAV. API 15.5C (60F)	ASTM-D-1298/D-287	6.5	GRAV API	
VISC. ABSOLUTA A 140F/60C	ASTM D-5	61	POISES	
VISC. CIN. A 275F/135C	ASTM D-2171	478.4412	CST	
PTO. DE ABLANDAMIENTO	ASTM D-2170	50.9	GRAD C	
DUCTILIDAD A 25C (77F)	ASTM D-36	150	CENTIMETRO	
PTO. INFLAM. CCA/MAN.	ASTM D-113	300	GRAD C	
TEMP/VISC. CIN. 150 CST	ASTM D-92	166.4	GRAD C	
TEMP/VISC. CIN. 150 CST	ASTM D-2170	162.6	GRAD C	
INDICE DE PENETRACION	" " "	-0.49	ADIMENS.	
CAMBIO DE MASA	ASTM D-1754	-0.256	PESO %	
VISC. ABS. A 60C DESP.	" " "	6181	POISES	
DUCTILIDAD A 25C DESP.	" " "	100	CENTIMETRO	
REDUCCION DE PENETRACION	" " "	33	%	

APROBADO PARA EMBARCAR
 JEFE DE GUARDIA DEL LABORATORIO.



En esta figura se muestra la gravedad específica en un reporte de calidad. En algunos casos la gravedad específica se da a 25 °C y otras veces a 15.5°C o 60 °F. esto requiere atención a qué temperatura de ensayo se hace el reporte para que los cálculos asociados con la gravedad específica sean hechos correctamente

Cálculos requeridos:

$$Gb_{25^{\circ}C} = Gb_{15,5^{\circ}C} * M_t * (Gw_{15,5^{\circ}C} / Gw_{25^{\circ}C})$$

$Gb_{25^{\circ}C}$ = peso específico del asfalto a 25°C

$Gb_{15,5^{\circ}C}$ = peso específico del asfalto a 15,5°C

$Gw_{15,5^{\circ}C}$ = 0,9988 g/cm³ (valor constante)

$Gw_{25^{\circ}C}$ = 0,9970 g/cm³ (valor constante)

M_t = multiplicador para $t= 25^{\circ}C$, de la Tabla 3 para los materiales del Grupo 0, que corresponden a aquellos materiales con Gravedad Específica mayor a 0.9654 a 15.5 °C, o de la Tabla 4 para los materiales con Gravedad Específica comprendida entre el rango de 0.8495 y 0.9653.

(la tabla se selecciona en función de la gravedad específica del asfalto a 15,5°C)

En esta lámina se muestra con un ejemplo que para un mismo peso de una muestra de asfalto y a ambas temperaturas (15.5°C y 25°C) se obtiene la ecuación que se muestra al principio, mediante la cual se puede obtener el peso específico del material a 25°C conocido su peso específico a 15.5°C

Relaciones Volumen-Temperatura en los Materiales Asfálticos

EN UNIDADES SI

Grupos 0 - Densidad mayor de 0,8684 a 15°C

Parámetros: 1 - α - coeficiente de dilatación en grados Celsius
M - Factor para reducir al volumen a 15°C.

T	M			1			M			1			M			1			
	T	M	1	T	M	1	T	M	1	T	M	1	T	M	1	T	M	1	
-10,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
-9,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
-8,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
-7,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
-6,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
-5,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
-4,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
-3,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
-2,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
-1,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
0,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
1,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
2,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
3,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
4,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
5,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
6,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
7,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
8,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
9,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
10,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
11,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
12,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
13,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
14,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
15,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
16,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
17,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
18,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
19,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924
20,0	1,0344	1,0344	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924	0,8924

En esta figura se muestran los factores de corrección volumen-temperatura para materiales asfálticos del grupo "1", con gravedad específica a 15,5°C entre 0.8495 y 0.9653

Relaciones Volumen-Temperatura en los Materiales Asfálticos

EN GRADOS C

Grupo 0. Densidad mayor de 0,9654 a 15°C

t	M	t	M	t	M	t	M	t
-25,0	1,0254	15,0	1,0000	55,0	0,9751	95,0	0,9506	135
-24,5	1,0251	15,5	0,9997	55,5	0,9748	95,5	0,9503	135
-24,0	1,0248	16,0	0,9994	56,0	0,9745	96,0	0,9500	136
-23,5	1,0244	16,5	0,9991	56,5	0,9742	96,5	0,9497	136
-23,0	1,0241	17,0	0,9988	57,0	0,9739	97,0	0,9494	137
-22,5	1,0238	17,5	0,9985	57,5	0,9736	97,5	0,9491	137

En esta tabla se muestran los factores de corrección volumen-temperatura para materiales asfálticos del grupo "0", con densidad mayor de 0.9654 a 15°C. estos factores se utilizan en la ecuación mostrada dos láminas atrás.

Relaciones Volumen-Temperatura en los Materiales Asfálticos

-20,5	1,0225	19,5	0,9972	59,5	0,9723	99,5	0,9623
-20,0	1,0222	20,0	0,9969	60,0	0,9720	100,0	0,9620
-19,5	1,0219	20,5	0,9966	60,5	0,9717	100,5	0,9617
-19,0	1,0216	21,0	0,9963	61,0	0,9714	101,0	0,9614
-18,5	1,0212	21,5	0,9959	61,5	0,9711	101,5	0,9611
-18,0	1,0209	22,0	0,9956	62,0	0,9708	102,0	0,9608
-17,5	1,0206	22,5	0,9953	62,5	0,9705	102,5	0,9605
-17,0	1,0203	23,0	0,9950	63,0	0,9701	103,0	0,9601
-16,5	1,0200	23,5	0,9947	63,5	0,9698	103,5	0,9598
-16,0	1,0196	24,0	0,9943	64,0	0,9695	104,0	0,9595
-15,5	1,0193	24,5	0,9940	64,5	0,9692	104,5	0,9592
-15,0	1,0190	25,0	0,9937	65,0	0,9689	105,0	0,9589
-14,5	1,0187	25,5	0,9934	65,5	0,9686	105,5	0,9586
-14,0	1,0184	26,0	0,9931	66,0	0,9683	106,0	0,9583
-13,5	1,0180	26,5	0,9928	66,5	0,9680	106,5	0,9580
-13,0	1,0177	27,0	0,9925	67,0	0,9677	107,0	0,9577
-12,5	1,0174	27,5	0,9922	67,5	0,9674	107,5	0,9574
-12,0	1,0171	28,0	0,9918	68,0	0,9670	108,0	0,9570
-11,5	1,0168	28,5	0,9915	68,5	0,9667	108,5	0,9567
-11,0	1,0164	29,0	0,9912	69,0	0,9664	109,0	0,9564
-10,5	1,0161	29,5	0,9909	69,5	0,9661	109,5	0,9561
-10,0	1,0158	30,0	0,9906	70,0	0,9658	110,0	0,9558
- 9,5	1,0155	30,5	0,9903	70,5	0,9655	110,5	0,9555
- 9,0	1,0152	31,0	0,9900	71,0	0,9652	111,0	0,9552
- 8,5	1,0148	31,5	0,9897	71,5	0,9649	111,5	0,9549
- 8,0	1,0145	32,0	0,9894	72,0	0,9646	112,0	0,9546
- 7,5	1,0142	32,5	0,9891	72,5	0,9643	112,5	0,9543
- 7,0	1,0139	33,0	0,9887	73,0	0,9640	113,0	0,9540
- 6,5	1,0136	33,5	0,9884	73,5	0,9637	113,5	0,9537

En nuestro ejemplo, el factor de corrección para una gravedad específica a 25 °C es de 0.9937, valor a ser utilizado en la ecuación expuesta anteriormente

Relaciones Volumen-Temperatura en los Materiales Asfálticos

Grupos: 1
Gravedad específica 0,8495 y 0,9653 a 15°C.
Temperatura: 1
Temperatura intermedia
M = factor para reducir el volumen a 15°C.

Temperatura (°C)	Gravedad específica 0,8495		Gravedad específica 0,9653		Temperatura intermedia		Temperatura intermedia		Temperatura intermedia	
	M	V	M	V	M	V	M	V	M	V
-30.0	0.9991	18.0	0.9990	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-29.0	0.9988	18.0	0.9987	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-28.0	0.9985	18.0	0.9984	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-27.0	0.9982	18.0	0.9981	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-26.0	0.9979	18.0	0.9978	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-25.0	0.9976	18.0	0.9975	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-24.0	0.9973	18.0	0.9972	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-23.0	0.9970	18.0	0.9969	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-22.0	0.9967	18.0	0.9966	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-21.0	0.9964	18.0	0.9963	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-20.0	0.9961	18.0	0.9960	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-19.0	0.9958	18.0	0.9957	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-18.0	0.9955	18.0	0.9954	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-17.0	0.9952	18.0	0.9951	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-16.0	0.9949	18.0	0.9948	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-15.0	0.9946	18.0	0.9945	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-14.0	0.9943	18.0	0.9942	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-13.0	0.9940	18.0	0.9939	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-12.0	0.9937	18.0	0.9936	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-11.0	0.9934	18.0	0.9933	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-10.0	0.9931	18.0	0.9930	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-9.0	0.9928	18.0	0.9927	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-8.0	0.9925	18.0	0.9924	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-7.0	0.9922	18.0	0.9921	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-6.0	0.9919	18.0	0.9918	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-5.0	0.9916	18.0	0.9915	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-4.0	0.9913	18.0	0.9912	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-3.0	0.9910	18.0	0.9909	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-2.0	0.9907	18.0	0.9906	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
-1.0	0.9904	18.0	0.9903	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
0.0	0.9901	18.0	0.9900	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
1.0	0.9898	18.0	0.9897	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
2.0	0.9895	18.0	0.9894	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
3.0	0.9892	18.0	0.9891	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
4.0	0.9889	18.0	0.9888	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
5.0	0.9886	18.0	0.9885	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
6.0	0.9883	18.0	0.9882	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
7.0	0.9880	18.0	0.9879	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
8.0	0.9877	18.0	0.9876	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
9.0	0.9874	18.0	0.9873	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
10.0	0.9871	18.0	0.9870	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
11.0	0.9868	18.0	0.9867	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
12.0	0.9865	18.0	0.9864	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
13.0	0.9862	18.0	0.9861	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
14.0	0.9859	18.0	0.9858	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
15.0	0.9856	18.0	0.9855	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
16.0	0.9853	18.0	0.9852	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
17.0	0.9850	18.0	0.9849	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
18.0	0.9847	18.0	0.9846	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
19.0	0.9844	18.0	0.9843	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0
20.0	0.9841	18.0	0.9840	88.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0	0.9711	100.0

En esta figura se muestran los factores de corrección volumen-temperatura para materiales asfálticos del grupo "1", con gravedad específica a 15,5°C entre 0.8495 y 0.9653

Relaciones Volumen-Temperatura en los Materiales Asfálticos

Grupo 1 - Densidad entre 0,8495 y 0,9653 a 15°C. Referencias: t = temperatura en °C

t	M	t	M	t	M	t	M	t	
-25,0	1,0290	15,0	1,0000	55,0	0,9717	95,0	0,9441	135,0	0,9180
-24,5	1,0286	15,5	0,9996	55,5	0,9714	95,5	0,9438	135,5	0,9177
-24,0	1,0283	16,0	0,9993	56,0	0,9710	96,0	0,9434	136,0	0,9174
-23,5	1,0279	16,5	0,9989	56,5	0,9707	96,5	0,9431	136,5	0,9171
-23,0	1,0276	17,0	0,9986	57,0	0,9703	97,0	0,9427	137,0	0,9168
-22,5	1,0272	17,5	0,9982	57,5	0,9700	97,5	0,9424	137,5	0,9165
-22,0	1,0268	18,0	0,9978	58,0	0,9696	98,0	0,9421	138,0	0,9162
-21,5	1,0265	18,5	0,9975	58,5	0,9693	98,5	0,9417	138,5	0,9159
-21,0	1,0261	19,0	0,9971	59,0	0,9689	99,0	0,9414	139,0	0,9156
-20,5	1,0258	19,5	0,9968	59,5	0,9686	99,5	0,9410	139,5	0,9153

En esta figura se muestran los factores de corrección volumen-temperatura para materiales asfálticos del grupo "1", con gravedad específica a 15°C entre 0.8495 y 0.9653

<i>Tipo y grado</i>	<i>Densidad (kg/l)</i>	<i>Litros por kg</i>
RC-30, MC-30, SC-30	0.95	1.05
RC-70, MC-70, SC-70	0.96	1.04
RC250-MC-250, SC-250	0.97	1.03
RC-800, SC-800, SC-800	0.98	1.02
RC-3000, MC-3000, SC-3000	0.99	1.01
Cemento asfáltico 40/50	1.03	0.97
Cemento asfáltico 60/70	1.02	0.97
Cemento asfáltico 85/100	1.02	0.98
Cemento asfáltico 120/150	1.02	0.98
Cemento asfáltico 200/300	1.01	0.98
Emulsión asfáltica	1.00	1.00

En esta tabla se muestran los pesos y volúmenes aproximados a 15.5 °C de los materiales asfálticos (valores aproximados)



Instituto Venezolano del Asfalto



Mezclas asfálticas en caliente: Materiales y mezclas

***Segunda Parte: Propiedades químicas
y físicas de los materiales asfálticos.***

gcorredorm@cantv.net



Instituto Venezolano del Asfalto



Mezclas asfálticas en caliente: Materiales y mezclas

***Tercera Parte: Propiedades de ingeniería
de los agregados para mezclas en caliente***

gcorredorm@cantv.net

Tipos de agregados para mezclas asfálticas

Agregados naturales



Son aquellos que se emplean tal como han sido obtenido de los saques o préstamos, sin ningún otro procesamiento que la eliminación del “sobre-tamaño” (1.5”). Tienen una ventaja de bajo costo, pero pueden presentar un alto grado de variabilidad granulométrica. La resistencia mecánica de las mezclas elaboradas con agregados 100% naturales puede ser baja

Tipos de agregados para mezclas asfálticas

Agregados procesados de río



Son aquellos que han sido triturados y cernidos con el fin de modificar su forma, tamaño y distribución granulométrica (y su textura en menor grado). Son mas costosos que los agregados naturales, pero las mezclas elaboradas con estos agregados resultan superiores.

Tipos de agregados para mezclas asfálticas

Agregados procesados de cantera



Son aquellos que han sido extraídos específicamente de canteras. Poseen las mismas características mecánicas de aquellos agregados extraídos de río pues son igualmente procesados

Tipos de agregados para mezclas asfálticas

Agregados artificiales



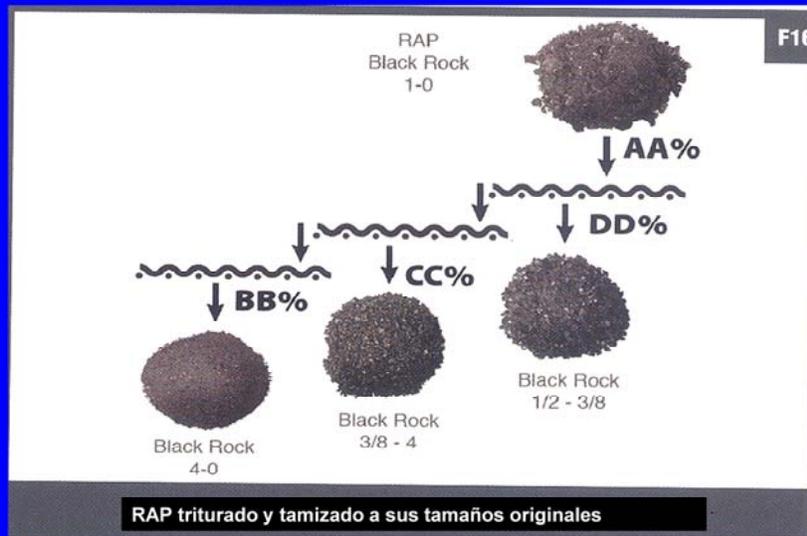
Son agregados que no existen en la naturaleza y se obtienen como producto del procesamiento físico o químico de otros materiales. Algunos se obtienen del refinamiento de materiales como escoria de acería enfriado por agua y quemado de arcilla esquistosa. Son livianos y tienen alta resistencia al desgaste superficial.

*Un "nuevo" agregado: la mezcla asfáltica recuperada (MAR o RAP)
(Roca negra)*



Este producto se ha convertido en un nuevo material de pavimentación. Esta mezcla asfáltica recuperada puede ser mezclada con agregado virgen y nuevo cemento asfáltico. Para utilizar este agregado se han creado "Plantas de Reciclaje" de los mismos, donde se encuentra una entrada para el agregado nuevo y otra para el reciclado

Un "nuevo" agregado: la mezcla asfáltica recuperada (MAR o RAP)
(Roca negra)



En esta fotografía se observa la mezcla asfáltica recuperada triturada en distintos tamaños. Se pueden definir claramente de derecha a izquierda: piedra picada, arrocillo, polvillo y arena

Propiedades deseadas de las rocas para Mezclado de Asfalto en Caliente

Table 3-4. Desirable Properties of Rocks for HMA (5)

Rock Type	Hardness, Toughness	Resistance to Stripping†	Surface Texture	Crushed Shape
Igneous				
Granite	Fair	Fair	Fair	Fair
Syenite	Good	Fair	Fair	Fair
Diorite	Good	Fair	Fair	Good
Basalt (trap rock)	Good	Good	Good	Good
Diabase (trap rock)	Good	Good	Good	Good
Gabbro (trap rock)	Good	Good	Good	Good
Sedimentary				
Limestone, dolomite	Poor	Good	Good	Fair
Sandstone	Fair	Good	Good	Good
Chert	Good	Fair	Poor	Good
Shale	Poor	Poor	Fair	Fair
Metamorphic				
Gneiss	Fair	Fair	Good	Good
Schist	Fair	Fair	Good	Fair
Slate	Good	Fair	Fair	Fair
Quartzite	Good	Fair	Good	Good
Marble	Poor	Good	Fair	Fair
Serpentine	Good	Fair	Fair	Fair

†Aggregates that are hydrophilic (water-loving) tend to strip more readily since water more easily replaces an asphalt film. Freshly crushed aggregates with many broken ionic bonds also tend to strip more readily.

En esta tabla se especifican las propiedades deseadas del agregado para la Mezcla de Asfalto en caliente: se puede observar que entre las rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas, son las ígneas las que presentan mejores propiedades en cuanto a caras fracturadas, textura superficial, resistencia y durabilidad. Las rocas metamórficas le siguen y las rocas sedimentarias son las que, aunque no son de mala calidad, presentan en menos casos las propiedades que el Ingeniero de Pavimentos busca

Características físicas deseables en los agregados para mezclas asfálticas.

- Tamaño y estructura Granulométrica
- Resistencia y durabilidad.
- Forma cúbica.
- Baja porosidad.
- Textura superficial adecuada.
- Buena adherencia.
- Limpieza.
- Gravedad Específica
- Economía

Se observa, entre las características deseables en los agregados para mezclas asfálticas que aquellas subrayadas son de las más importantes. La estructura granulométrica afecta la estabilidad y la trabajabilidad de las mezclas, la forma cubica debido a que oponen mayor resistencia a su desplazamiento ante el efecto de una carga y la limpieza ya que la presencia de polvo o partículas de arcilla afecta en gran cantidad y de una manera negativa la adherencia del asfalto al agregado

Tamaño y estructura Granulométrica



La "estructura granulométrica" o simplemente "granulometría" se define como la distribución de tamaños del agregado que se empleará para "formar" una mezcla asfáltica.

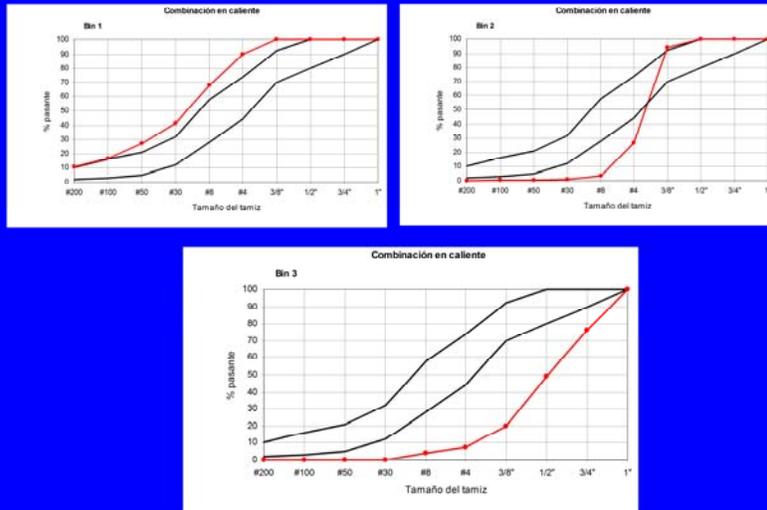
Es la característica más importante de los agregados ya que afecta la estabilidad y la trabajabilidad de las mezclas, y constituye, por lo tanto, uno de los requisitos básicos de las especificaciones.

Es igualmente importante conocer ciertas medidas de la estructura granulométrica como son el tamaño máximo (TM), tamaño nominal máximo (TNM), el tamiz #8, la fracción de "tamaño arena" y el tamiz #200

Es importante conocer, dentro de la característica de tamaño y estructura granulométrica, el Tamaño Máximo (TM), ya que es la clave para la trabajabilidad de una mezcla (si el agregado supera los 25.4 mm de tamaño la mezcla se hace menos trabajable), el tamaño nominal máximo o TNM ya que algunas propiedades volumétricas están asociadas a él, el tamiz #8 debido a que afecta la textura superficial de la mezcla, el "filler" ya que en proporciones adecuadas forma el llamado "mastique asfáltico" y el pasa tamiz #200 ya que se comportan como "extendedores de asfalto" que al ser mezclados con el ligante se comportan más como líquido que sólido

Tamaño y estructura Granulométrica

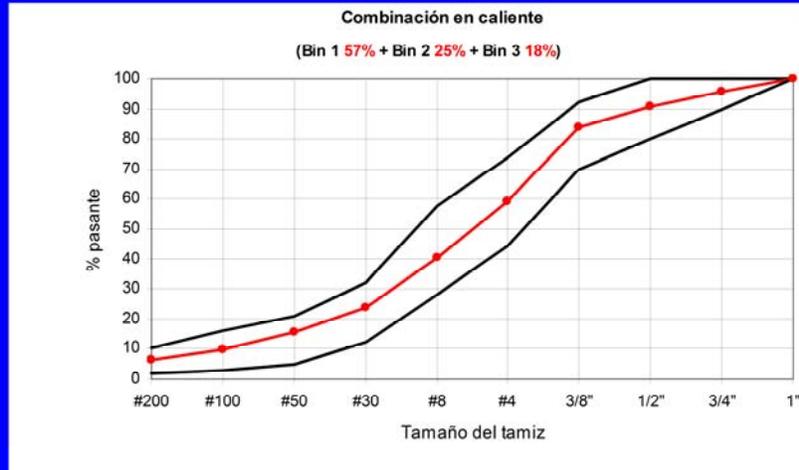
Se determina la granulometría de cada material:



En estas gráficas se muestran granulometrías de diferentes materiales: en la primera gráfica se muestra un material con una granulometría relativamente uniforme con su mayor proporción en los materiales medios, del tamiz #4 al #30 y con presencia de finos. En la segunda gráfica se observa que el material empieza a retenerse en el tamiz 3/8 y deja de pasar en el #30. en la última figura se observa que el material no posee finos algunos. Las curvas en rojo son las granulometrías y las negras son los límites establecidos por la norma

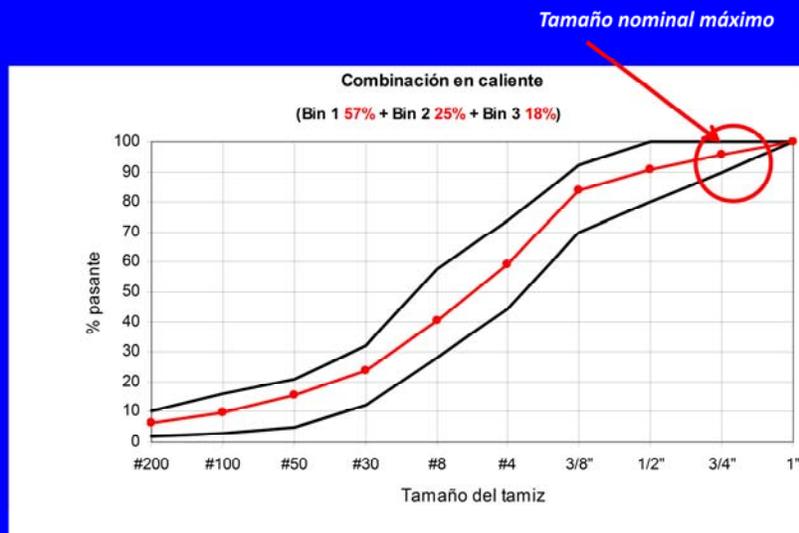
Tamaño y estructura Granulométrica

Se determina una combinación que satisfaga los límites



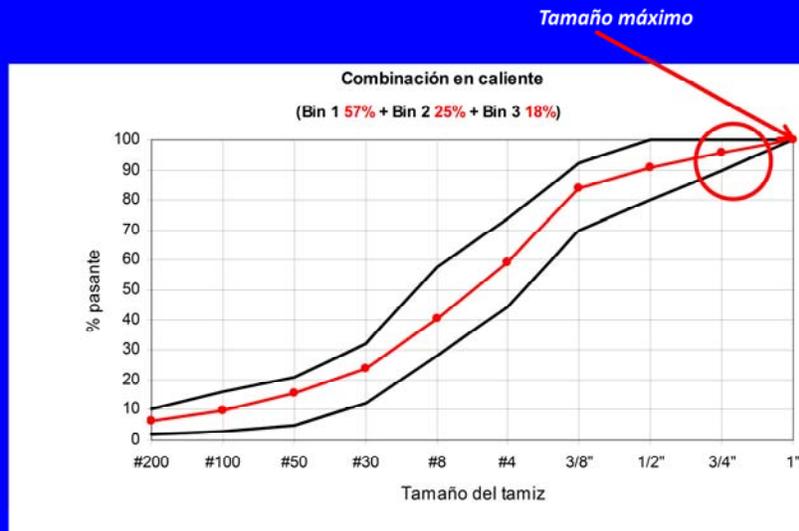
En esta figura se puede observar que con un combinación de los tres materiales cuyas granulometrías observamos en la lámina anterior se puede lograr que la mezcla esté dentro de los parámetros establecidos en las normas venezolanas

Tamaño y estructura Granulométrica



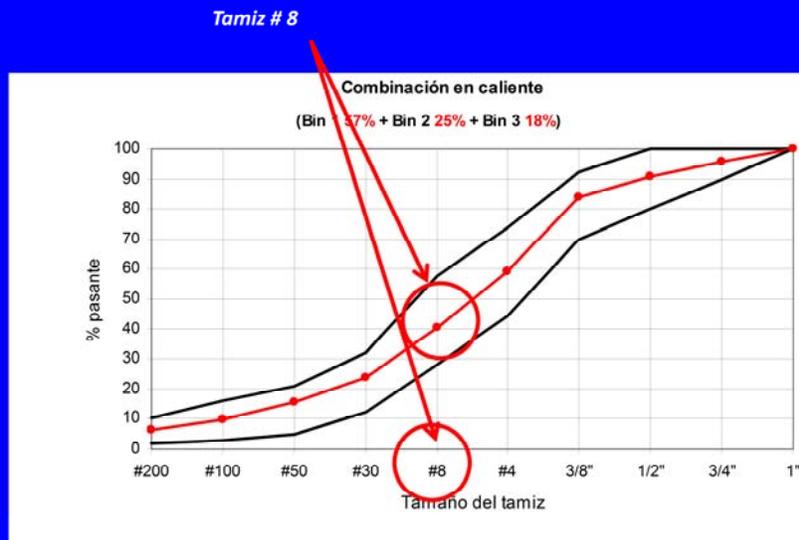
En esta figura se puede observar el señalamiento del Tamaño Nominal Máximo, que corresponde al tamiz inmediatamente superior al primer tamiz que tenga más del 10% retenido. Normalmente es igual al tamiz que sigue al del tamaño máximo

Tamaño y estructura Granulométrica



Ahora, en esta figura, se observa señalado en la granulometría el correspondiente al tamaño máximo. No se recomienda que este sea mayor a 25.4 mm (1") ya que afecta la trabajabilidad y tienden a segregarse, originando vacíos superficiales que pueden crear disgregación. El tamaño máximo afecta también la resistencia al deslizamiento, es decir que las mejores resistencias se logran con las superficies de texturas arenosas, por ende algunas especificaciones internacionales recomiendan un TNM de 12.5 mm (1/2")

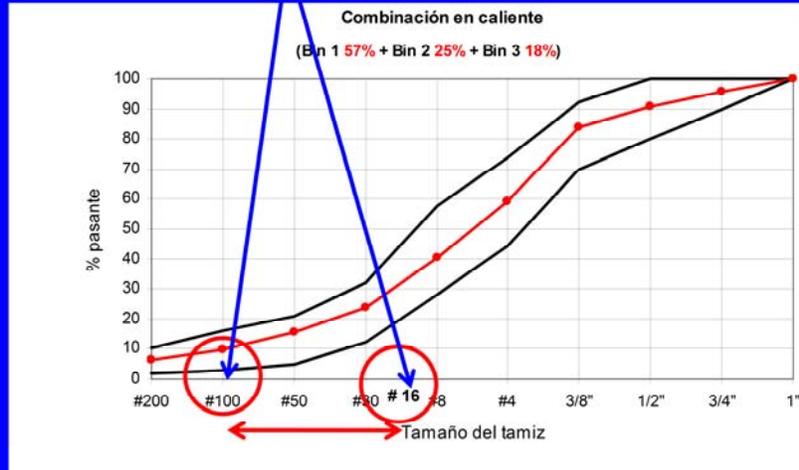
Tamaño y estructura Granulométrica



De acuerdo con el Instituto del Asfalto Americano (IDA) el tamiz #8 separa la “fracción gruesa” de la “fracción fina”: el retenido en el #8 se denomina gruesos y el pasante finos. Las mezclas con suficiente pasa #8 son de apariencia cerrada y uniforme, mientras que las mezclas con poco pasa #8 son de textura superficial gruesa y áspera

Tamaño y estructura Granulométrica

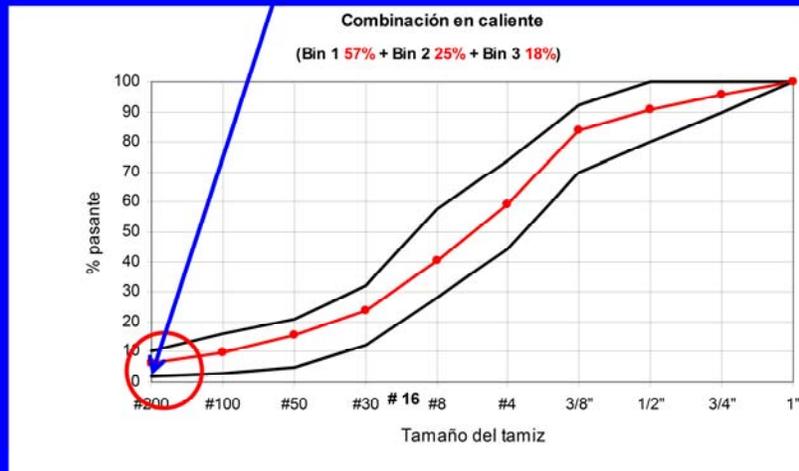
Tamaño "arena"



El filler, material llenante o tamaño "arena" es aquella fracción del material que está comprendida entre el tamiz #16 y el tamiz #100, especialmente la fracción contenida en el tamiz #30. aun cuando representa una fracción pequeña en el peso de la mezcla, gracias a su tamaño tiene un gran área superficial que afecta las características de las mezclas, ya que al ser mezclado con ligante forma el "mastique asfáltico" que influye en la estabilidad, cohesión, rigidez de las mezclas, contenido de vacíos y en la resistencia a la acción del agua y a las condiciones ambientales

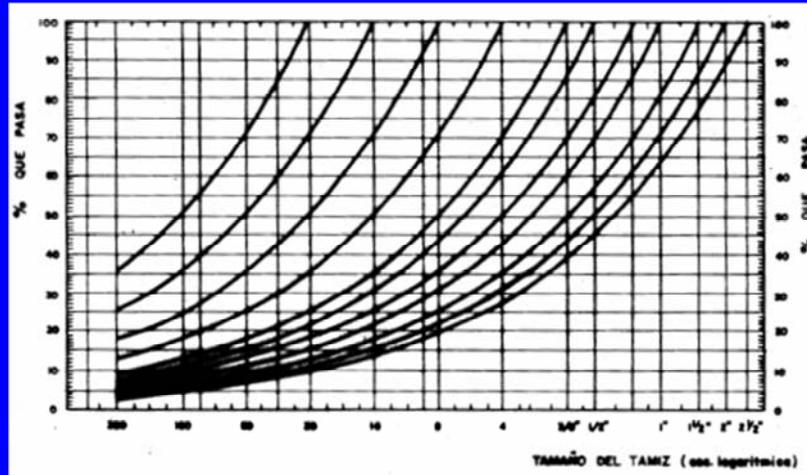
Tamaño y estructura Granulométrica

Pasante tamiz # 200



La fracción de pasa tamiz #200 o polvo mineral es importantísima en el diseño y comportamiento de las mezclas asfáltico ya que al ser mezclado con el ligante se comporta más como un líquido que como un sólido. De igual manera afecta, si hay variaciones, en la cantidad de asfalto – excesiva o pobre – en la mezcla. La relación filler-bitumen es un índice importante en el comportamiento de las mezclas asfálticas.

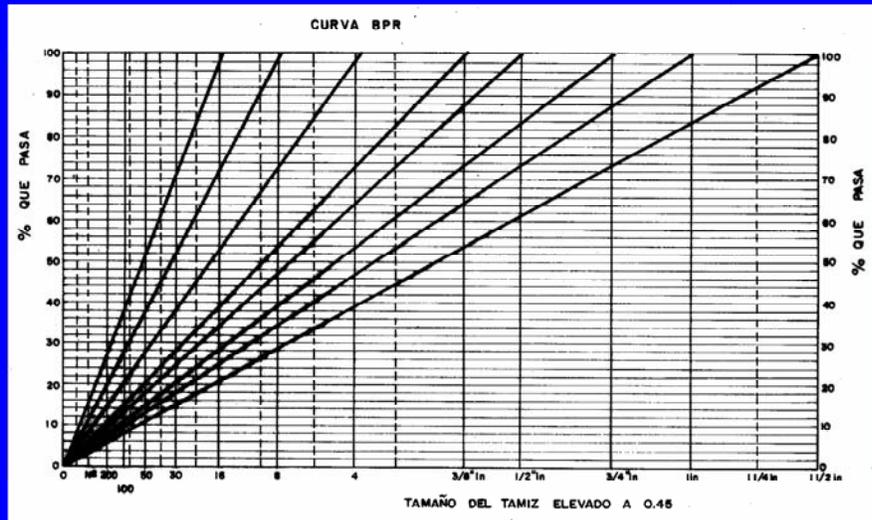
Tamaño y estructura Granulométrica



Curvas granulométricas de máxima densidad en gráfico semilogarítmico (Fuller)

Esta figura presenta las curvas granulométricas de máxima densidad para agregados con diferente tamaño – desde 2.5" hasta #30 – dibujadas sobre un gráfico semilogarítmico. Las curvas densas presentan una forma cóncava hacia arriba con una cortina suave que se desarrolla desde el tamaño mayor hasta el #200

Tamaño y estructura Granulométrica

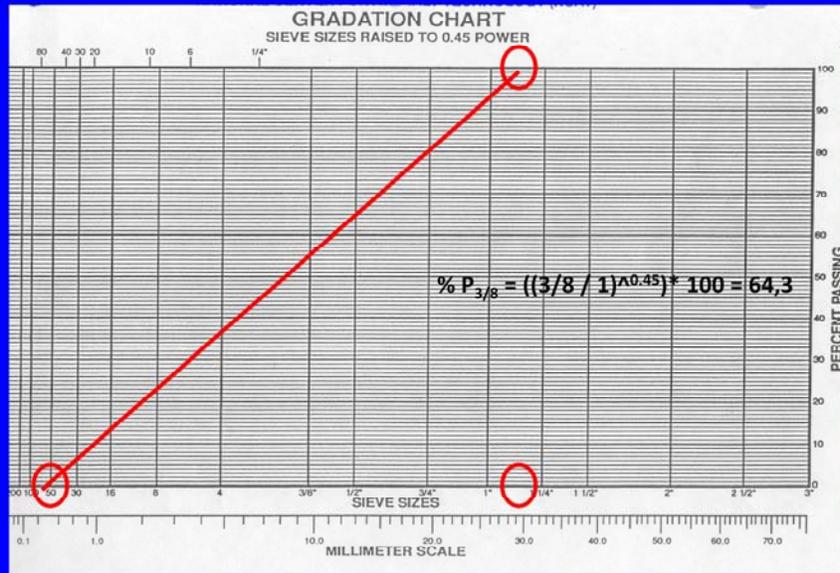


Curvas granulométricas de máxima densidad en gráfico TRB

Debido a que los gráficos semilogarítmicos son difíciles de interpretar, se emplea esta curva llamada "Curva TRB". Aquí la curva de máxima densidad es representada por una línea recta trazada desde el punto de tamaño máximo hasta el punto cero de la escala. Si sobre esta gráfica se traza la curva correspondiente a los porcentajes pasantes de cada tamiz se observa directamente el grado de "densidad" de la mezcla

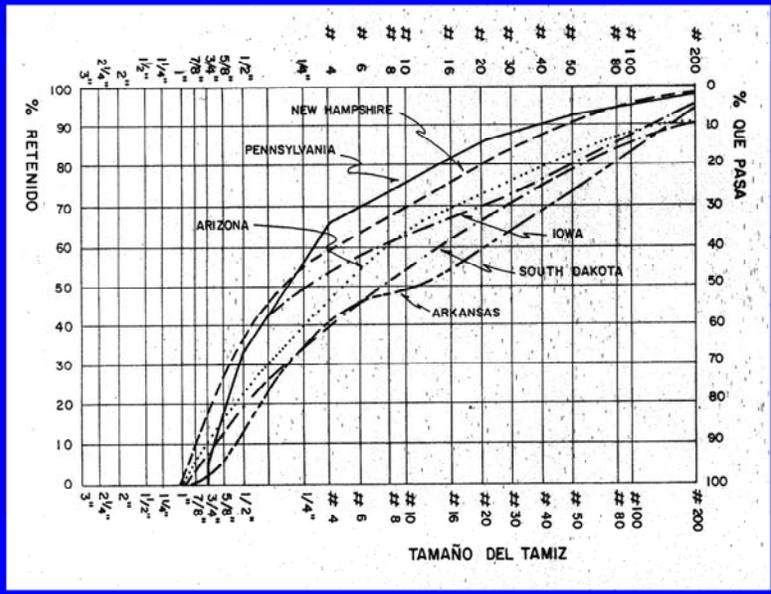
Tamaño y estructura Granulométrica

El gráfico granulométrico en escala 0.45



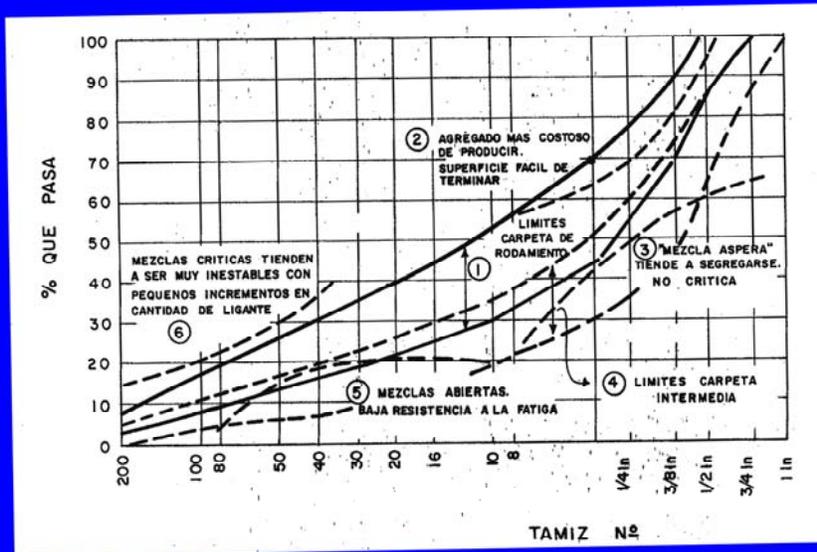
Mezcla de máxima densidad de acuerdo a la Ecuación de Fuller

En esta figura se muestra la continuación de la granulometría que se ha venido trabajando, pero ahora se grafica cada pasante con la ecuación de Fuller, la curva “de Potencia 0.45”. Se señala el tamaño máximo como 1”. De acuerdo a la curva TRB de máxima densidad se compara nuestra granulometría, y mientras más cerca este a la curva correspondiente a nuestro tamaño máximo más densa será la mezcla



Curvas granulométricas de "TM 1" empleadas en diversas regiones de los Estados Unidos

En esta figura se presentan, con un fin comparativo, una serie de curvas granulométricas de tamaño máximo de 1" empleadas en diversos estados de los Estados Unidos, con diferencias marcadas entre una y otra. Algunas de estas mezclas no satisfacen los criterios particulares de las Normas COVENIN o INVEAS, y sin embargo en el estado particular en el cual se emplean han arrojado excelentes comportamientos



Curvas granulométricas de las mezclas asfálticas empleadas en el Experimento Vial De la AASHO y las zonas de comportamiento crítico

Esta figura presenta los límites de las especificaciones para las mezclas asfálticas de rodamiento e intermedias empleadas en el Experimento Vial de la AASHO, pero señalan además zonas de posibles problemas si una mezcla específica llegase a caer en las áreas indicadas. La gran mayoría de límites granulométricos adoptados por las diferentes organizaciones se basan en los criterios de Densidad Fuller y por la práctica de comportamiento resumida aquí.

Tamaño y estructura Granulométrica

Posición de la capa en la estructura		Rodamiento	Rodamiento	Rodamiento	Rodamiento o intermedia	Intermedia base
Tipo de mezcla		I	II	III	IV	V
Malla (tamiz)		Designación de la mezcla de acuerdo al Tamaño Máximo				
mm	Tamaño	19 mm	12 mm	19 mm	25 mm	37 mm
37,5	1,5 pulg					100
25,4	1 pulg				100	80/100
19,1	3/4 pulg	100		100	80/100	70/90
12,5	1/2 pulg	85/100	100	80/100		
9,5	3/8 pulg		80/100	70/90	60/80	55/75
4,75	# 4	65/80	50/75	50/70	48/65	45/62
2,36	# 8	50/65	35/50	35/50	35/50	35/50
0,60	# 30	25/40	18/29	18/29	19/30	19/30
0,30	# 50	18/30	13/23	13/23	13/23	13/23
0,15	# 100	10/20	8/16	8/16	7/15	7/15
0,075	# 200	3/10	4/10	4/10	2/8	2/8

(a) Cada tipo de mezcla tiene una posición definida en la estructura del pavimento.

(b) Las mezclas se identifican por su "tamaño máximo".

(c) Las mezclas son "finas", con valores de % retenido en el rango bajo.

En Venezuela se ha construido bastante con pavimentos de mezclas densas, mayoritariamente empleando las Tipo III y Tipo IV que han arrojado muy buen comportamiento. Más recientemente y como consecuencias de investigaciones adelantadas en los Estados Unidos sobre alguna de estas mezclas que habían comenzado a mostrar deformaciones permanentes ante el incremento de cargas por eje que fue autorizado en los EEUU a partir de los años 80, se han propuesto nuevas mezclas en una especificación provisional conocida como "Norma INVEAS-2002".

Tamaño y estructura Granulométrica

		TIPO DE LA MEZCLA			
		M25	M19	M12	M9
Malla (tamiz)	Designación de la mezcla de acuerdo al Tamaño Nominal Máximo				
mm	Tamaño	25.4 mm	19.1 mm	12.5 mm	9.5 mm
37,5	1,5 pulg	100			
25,4	1 pulg	90/100	100		
19,1	3/4 pulg	< 90	90/100	100	
12,5	1/2 pulg	56/80	< 90	90/100	100
9,5	3/8 pulg		56/80	< 90	90/100
4,75	# 4	29/59	35/65	44/74	55/85
2,36	# 8	19/45	23/49	28/58	32/67
0,30	# 50	5/17	5/19	5/21	7/23
0,075	# 200	1/7	2/8	2/10	2/10

(a) La posición de la mezcla en la estructura del pavimento es función del criterio del Proyectista y de la disponibilidad de materiales.

(b) Las mezclas se identifican por su "tamaño Nominal máximo".

(c) Las mezclas son "gruesas", con valores de % retenido en el rango alto, es decir con mayor presencia de granos

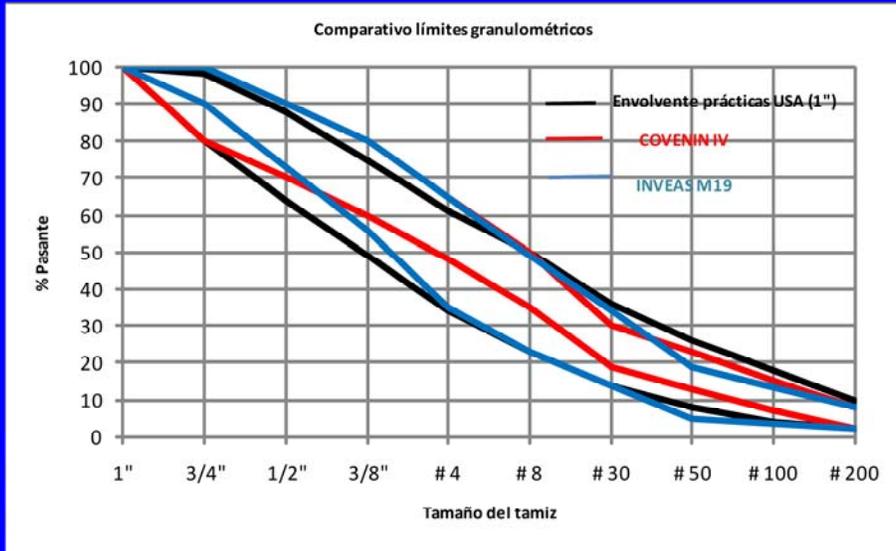
Estas nuevas mezclas propuestas por las Normas INVEAS-2002 se diferencian de las mezclas anteriores por las razones expuestas en el texto de la lámina. Se observan los porcentajes de pasante para cada tamiz.

Comparación Límites granulométricos Mezclas densas 100% Pasa 1"

Tamiz	Envolvente práctica USA		Covenin IV		INVEAS M19	
	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo
1"	100	100	100	100	100	100
3/4"	98	80	100	80	100	90
1/2"	88	64	90	70	90	73
3/8"	75	49	80	60	80	56
#4	61	34	65	48	65	35
#8	50	23	50	35	49	23
#30	36	14	30	19	34	14
#50	26	8	23	13	19	5
#100	18	4	15	7	14	4
#200	10	2	8	2	8	2

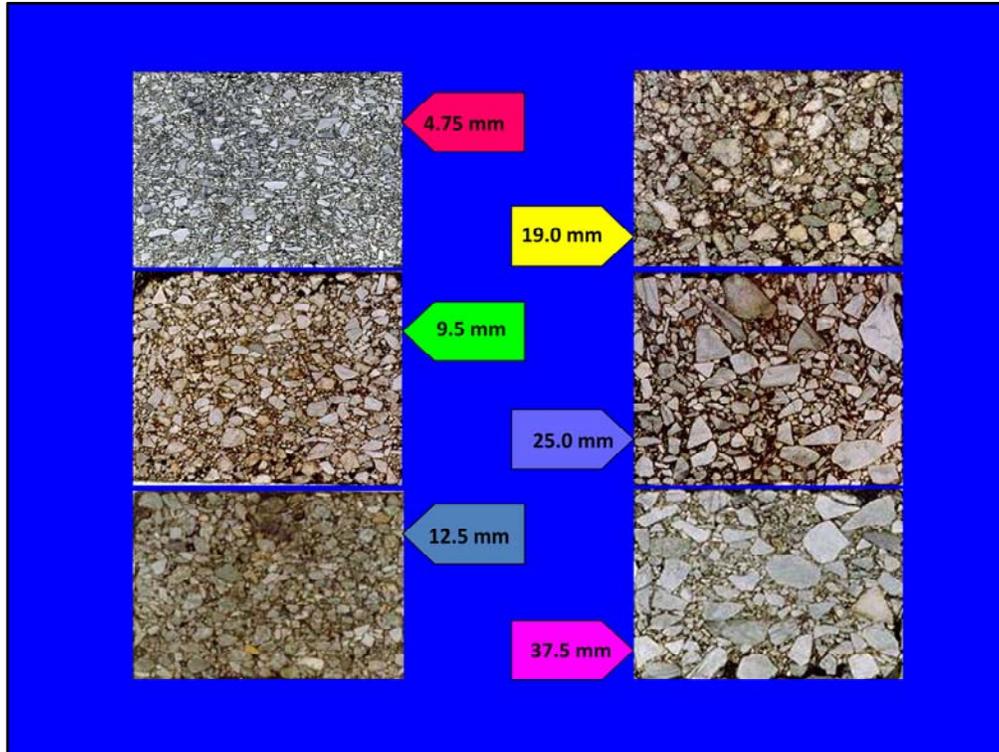
En esta tabla se hace una comparación entre tres mezclas densas 100% pasa 1", correspondientes a las normas utilizadas en los EEUU, las normas COVENIN (mezcla COVENIN IV) y la mezcla INVEAS M19. se pueden observar las diferencias entre los límites mínimos y máximos de cada mezcla.

Comparación Límites granulométricos Mezclas densas 100% Pasa 1"



En esta gráfica se representan los límites que fueron comparados en la tabla de la lámina anterior.

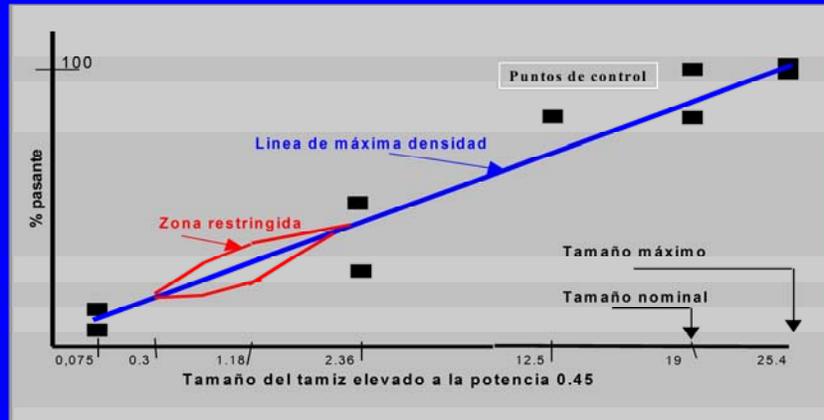




En estas fotografías se pueden apreciar los distintos tamaños de los agregados. Cabe acotar que el tamaño de 37.5 mm no es recomendable para usos de pavimentación, ya que puede presentar disgregación y una textura superficial indeseable para el usuario.

la zona restringida, ¿ por qué no se mantiene como uno de los requisitos?

GRANULOMETRÍA



En esta figura se observa una granulometría de densidad máxima para 1" o 25.4 mm. La zona restringida es una zona que se establece entre los tamices 0.3 y 2.36 (recordar que estos tamaños están elevados a la potencia 0.45) que de ser violada, presentaría problemas de compactación y un VMA inadecuado

¿La zona restringida, debe mantenerse?



pass the 25 mm (1 inch) sieve size. At least 90–100 percent of the aggregate must be finer than the nominal maximum aggregate size (19 mm or 3/4 inch). Less than 90% of the aggregate must pass the 12.5 mm (1/2 inch) sieve. Control points are also set on the 2.30 mm (No. 8) and the 0.075 mm (No. 200) sieve sizes. The aggregate gradation must be within the control limits to meet the Superpave requirements.

Another part of the grading specification is the restricted zone. This is the most misunderstood portion of the grading requirements. The restricted zone is meant to be a guide to help ensure that too much natural sand is not used in the mixture and to help ensure that minimum VMA requirements are met. However, there are aggregates that can pass through the restricted zone that are well crushed and meet the minimum VMA requirements. Since the restricted zone is only a guide, aggregate blends that pass through the restricted zone that do not use excessive amounts of rounded aggregates and that meet the minimum VMA requirements should perform satisfactorily.

There is evidence to support the belief that mixtures close to the low end of the control limits (those going underneath the restricted zone) provide a better stone structure. Most Superpave designs are performed below the restricted zone to provide a mixture that is believed to be more resistant to rutting. Typical specifications for 9.5 mm nominal size aggregates

La zona restringida debe ser una guía de ayuda para asegurar que una gran cantidad de arena natural no se utilizada en la mezcla y para ayudar y asegurar que los requerimientos mínimos VMA se cumplan. Sin embargo, existen agregados que pueden pasar por la zona restringida que estén bien triturados y cumplen con los requerimientos VMA. Ya que la zona restringida es sólo una guía, las mezclas de agregados que pasen por ella que no utilicen cantidades excesivas de canto rodado y que cumplan con los mínimos requerimientos VMA deberían comportarse satisfactoriamente



En esta fotografía se observa el reporte sobre la zona restringida en las especificaciones granulométricas Superpave®. Este reporte presenta las conclusiones en cuanto a si la zona restringida es necesaria o no. La conclusión de éste es que basado en las evaluaciones de las propiedades del asfalto de mezclado en caliente, la zona restringida es redundante e innecesaria

CHAPTER 4 CONCLUSIONS, RECOMMENDATIONS, AND SUGGESTED RESEARCH

CONCLUSIONS

The following conclusions are drawn from the analysis of data presented in Chapter 3.

- Mixes meeting Superpave and FAA requirements with gradations that violated the restricted zone performed similarly to or better than the mixes with gradations passing outside the restricted zone. This conclusion is drawn from the results of experiments with 9.5- and 19-mm NMAS gradations at N_{vol} values of 75, 100, and 125 gyrations and is supported by extensive, independent results from the literature.
 - The restricted zone requirement is redundant for mixes meeting all Superpave volumetric parameters and the required FAA. References to the restricted zone, as either a requirement or a guideline, should be deleted from the AASHTO specifications and practice for Superpave volumetric design for HMA, regardless of NMAS or traffic level. Some agencies have used the restricted zone to differentiate between coarse- and fine-graded Superpave mixtures. Because the term "restricted zone" will be deleted, research needs to be done to differentiate and define coarse- and fine-gradations, if desired.
 - Although not germane to the primary objective of this project, the following observations were made:
 - Course-aggregate type has a significant effect on the VMA of mixes. Coarse, angular granite aggregate generally produced a higher VMA than did the coarse, crushed gravel aggregate.
 - Course-aggregate type has a significant effect on $\%G_{mm}/N_{vol}$ values. However, fine-aggregate type and gradation appear to have more significant effects.
 - ARZ and CRZ gradations tend to provide higher VMA values; the TRZ gradation provided the lowest VMA values.
 - The TRZ gradations generally provide the lowest VMA values for both the 9.5- and 19.0-mm NMAS mixes. This result suggests that the MBE, drawn according to the Superpave guidelines (connecting the origin of the 0.45 power chart to the 100-percent passing maximum aggregate size) is located reasonably on the gradation chart.
- Relatively finer gradation mixes (such as ARZ and HRZ) tend to have higher $\%G_{mm}/N_{vol}$ values compared with the value of TRZ, CRZ, and HRZ mixes.
 - High FAA values do not necessarily produce high VMA in mixes although there was a general trend of increasing VMA values for increasing FAA.
 - Higher FAA values generally produced lower $\%G_{mm}/N_{vol}$ values. None of the mixes having an FAA value lower than 45 met the $\%G_{mm}/N_{vol}$ requirements of 89 percent and lower for the mixes prepared at $N_{vol} = 100$ and 125. This indicates that high FAA values contribute to a stiffer fine aggregate/total component in HMA at initial compaction levels.
 - None of the mixes failed the $\%G_{mm}/N_{vol}$ requirement of 98 percent maximum. In the future, the validity of this requirement should be examined.
 - Numerous mix designs in this study exceeded the maximum VFA requirement of 73 percent. The Superpave requirement of 65.0 to 75.0 percent for VFA effectively limits the VMA of 9.5-mm NMAS mixes to a narrow range. Both VMA and VFA requirements for 9.5-mm NMAS Superpave mix design need to be evaluated.
 - The potential of mixes failing because of excessive VMA (i.e., more than 2 percent above the minimum specified value) increases with a lower design compactive effort, angular coarse aggregate content, and high FAA values.
 - Both the APA and the RLCC test were reasonably sensitive to the gradation of mixes. The RSCM test conducted with the Superpave shear tester was not found to be as sensitive to changes in gradation.

RECOMMENDATIONS

The primary objective of this research project was to determine under what conditions, if any, compliance with the restricted zone requirement is necessary when an asphalt paving mix meets all other Superpave requirements such as FAA and volumetric mix criteria (such as VMA) for a project. The results of the study demonstrated that the restricted zone is redundant in all conditions (such as NMAS and traf-

En esta página se muestran las conclusiones y recomendaciones a las que se llegaron con este reporte.

CHAPTER 4

CONCLUSIONS, RECOMMENDATIONS, AND

CONCLUSIONS

The following conclusions are drawn from the analysis of data presented in Chapter 3.

1. Mixes meeting Superpave and FAA requirements with gradations that violated the restricted zone performed similarly to or better than the mixes with gradations passing outside the restricted zone. This conclusion is drawn from the results of experiments with 9.5- and 19-mm NMAAS gradations at N_{design} values of 75, 100, and 125 gyrations and is supported by extensive, independent results from the literature.

Las mezclas que cumplen con los requerimientos Superpave® y FAA con granulometrías que violaron la zona restringida tuvieron similar o mejor comportamiento que aquellas que no la violaron. Se llega a esta conclusión a partir de los resultados de los experimentos que se hicieron a agregados con TNM de 9.5 a 19 mm

2. The restricted zone requirement is redundant for mixes meeting all Superpave volumetric parameters and the required FAA. References to the restricted zone, as either a requirement or a guideline, should be deleted from the AASHTO specifications and practice for Superpave volumetric design for HMA, regardless of NMAS or traffic level. Some agencies have used the restricted zone to differentiate between coarse- and fine-graded Superpave mixtures. Because the term “restricted zone” will be deleted, research needs to be done to differentiate and define coarse- and fine-gradations, if desired.

El requerimiento de la zona restringida es redundante para las mezclas que cumplan con las granulometrías Superpave. Las referencias a la zona restringida, como un requisito o guía deben ser eliminados de las especificaciones AASHTO y prácticas para diseños volumétricos para mezclas de asfalto en caliente Superpave®. Algunas agencias han utilizado la zona restringida para diferenciar entre mezclas gruesa y finamente gradadas Superpave®. Ya que el término “zona restringida” será eliminado, se necesita hacer una investigación para diferenciar y definir gradaciones gruesas y finas si se desea

¿la zona restringida, debe mantenerse?



SPECIFICATION CORNER

... was issued last year, and will now be used for Superpave gradation of dense-

... at DOT's Office of Research and Implementation of Transportation, Phase I. This two-year project was performed under the Pavement Quality Assurance (QA) program. The project included quality control, dispute resolution, and evaluation. The project also involved sampling, quality control, and QA specifications necessary prior to

... constructed with the on. The specification is especially for roadway test result data for and balances to verify system in cases of so uses percent within in the rain under any

Michigan - Severe mix segregation identified at the paving site will be evaluated on several projects this year by using nuclear density tests to compare segregated and nonsegregated areas of HMA pavements. Software developed through research with Michigan State University will evaluate the density results and validate the severity of segregation. Corrective actions will be taken to eliminate further segregation.

The Michigan DOT certifies PG binders for use on projects prior to the start of the construction season. An updated procedure has been developed for certification when construction project binder samples taken during production fail. Additional samples are then taken from the trial batching binder to the trial facility and tested for compliance.

New Mexico - The requirement of restricted zone in Superpave gradation has been deleted. HMA specifications have been revised to allow reclaimed asphalt pavement (RAP) material in Superpave mixtures. The Mix Expert Task Group guidelines were followed in developing these specifications for recycled mixtures. New specifications require moisture content of combined aggregate to be at saturated surface dry (SSD) condition plus 2 percent at the time of addition of hydrated lime.

A smoothness specification based on IRI obtained with light beam profilers will be implemented this year.

New York - The requirement to comply with the restricted zone in Superpave gradation has been deleted this year. According to the New York Department of Transportation the restricted zone tended to encourage

En esta lámina se observa que tanto para Nuevo México como para Nueva York, se han eliminado de las normas el concepto de zona restringida

¿la zona restringida, debe mantenerse?

NCAT COMPLETES EVALUATION OF RESTRICTED ZONE IN SUPERPAVE GRADATION

The National Center for Asphalt Technology (NCAT) has completed a National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Project 9-14 investigation of Restricted Zone in Superpave Aggregate Gradation System. The primary objective for this study was to determine under what conditions any compliance with the restricted zone requirement is necessary when the asphalt paving mix meets all other Superpave requirements such as fine aggregate angularity (FAA) and volumetric mix criteria.

The Strategic Highway Research Program (SHRP) primarily researched the properties of asphalt binders and paving mixes and their effect on asphalt pavement performance. The study of aggregate properties (including gradation) was intentionally excluded from the asphalt research program. However, SHRP researchers had to recommend a set of aggregate properties and gradation criteria for use in Superpave mix design system could be formulated.

An Aggregate Expert Task Group (ETG) consisting of 14 acknowledged experts in the area was formed by SHRP. In lieu of a formal aggregate research program, ETG used a modified Delphi approach to develop a set of recommended aggregate properties and criteria that

(continued on page 2)

Percent Passing

max density line

restricted zone

control point

nom max size

max size

Sieve Size, mm (related to 0.45 power)

0.75 3 7.5 15 30 60 100

0 100

In This Issue

NCAT Completes Evaluation of Restricted Zone II — Page 2

NCAT Test Track Update — Page 4

NCAT Develops New Generation Open-Graded Asphalt Paving Courses — Page 5

Asphalt Forum Responses — Page 8

Asphalt Forum — Page 10

Specification Corner — Page 11

Putting Research Into Practice — Page 13

National Center for Asphalt Technology
NCAT
AUSTIN UNIVERSITY

- A mixture's nominal maximum aggregate size greatly affects the permeability characteristics of a pavement.
 - The permeability characteristics of coarse-graded 9.5 and 12.5 mm NMAAS pavements are similar. These types of pavements become excessively permeable at approximately 7.7 percent air voids. A critical field permeability value of 100×10^3 cm/sec was selected.
 - Coarse-graded mixtures having a NMAAS of 19.0 mm become excessively permeable at in-place air void contents above 4.4 percent. This density related to a critical field permeability value of approximately 120×10^3 cm/sec.
 - Coarse-graded mixes having a NMAAS of 25.0 mm became excessively permeable at in-place air void contents above 4.4 percent. A critical field permeability value of 150×10^3 cm/sec was selected for 25.0 mm NMAAS mixes.
- The term "critical" used in this study infers the point at which a pavement becomes excessively permeable. For the larger NMAAS mixes, some permeability may be acceptable as long as the upper courses are impermeable.

En esta lámina se puede observar que las mezclas con granulometrías gruesas que tengan un TNM de 25 mm se vuelven excesivamente permeables con porcentajes de vacíos sobre 4.4%.

¿la zona restringida, debe mantenerse?

- A mixture's nominal maximum aggregate size greatly affects the permeability characteristics of a pavement.
- The permeability characteristics of coarse-graded 9.5 and 12.5 mm NMAS pavements are similar. These types of pavements become excessively permeable at approximately 7.7 percent air voids. A critical field permeability value of 100×10^{-5} cm/sec was selected.
- Coarse-graded mixtures having a NMAS of 19.0 mm become excessively permeable at in-place air void contents above 5.5 percent. This density related to a critical field permeability value of approximately 120×10^{-5} cm/sec.
- Coarse-graded mixes having a NMAS of 25.0 mm became excessively permeable at in-place air void contents above 4.4 percent. A critical field permeability value of 150×10^{-5} cm/sec was selected for 25.0 mm NMAS mixes.

The term "critical" used in this study infers the point at which a pavement becomes excessively permeable. For the larger NMAS mixes, some permeability may be acceptable as long as the upper courses are impermeable.

En este texto se destaca que el TNM de una mezcla afecta las características de permeabilidad de un pavimento. A mayor TNM, mayor permeabilidad en la mezcla.

¿la zona restringida, debe mantenerse?

- A mixture's nominal maximum aggregate size greatly affects the permeability characteristics of a pavement.
- The permeability characteristics of coarse-graded 9.5 and 12.5 mm NMAS pavements are similar. These types of pavements become excessively permeable at approximately 7.7 percent air voids. A critical field permeability value of 100×10^{-5} cm/sec was selected.
- Coarse-graded mixtures having a NMAS of 19.0 mm become excessively permeable at in-place air void contents above 5.5 percent. This density related to a critical field permeability value of approximately 120×10^{-5} cm/sec.
- Coarse-graded mixes having a NMAS of 25.0 mm became excessively permeable at in-place air void contents above 4.4 percent. A critical field permeability value of 150×10^{-5} cm/sec was selected for 25.0 mm NMAS mixes.

The term "critical" used in this study infers the point at which a pavement becomes excessively permeable. For the larger NMAS mixes, some permeability may be acceptable as long as the upper courses are impermeable.

Las características de permeabilidad de las mezclas con TNM de 9.5 y 12.5 mm son similares. Este tipo de pavimento se vuelve excesivamente permeable cuando los porcentajes de vacíos alcanzan el 7.7%

¿la zona restringida, debe mantenerse?

- A mixture's nominal maximum aggregate size greatly affects the permeability characteristics of a pavement.
- The permeability characteristics of coarse-graded 9.5 and 12.5 mm NMAS pavements are similar. These types of pavements become excessively permeable at approximately 7.7 percent air voids. A critical field permeability value of 100×10^{-5} cm/sec was selected.
- Coarse-graded mixtures having a NMAS of 19.0 mm become excessively permeable at in-place air void contents above 5.5 percent. This density related to a critical field permeability value of approximately 120×10^{-5} cm/sec.
- Coarse-graded mixes having a NMAS of 25.0 mm became excessively permeable at in-place air void contents above 4.4 percent. A critical field permeability value of 150×10^{-5} cm/sec was selected for 25.0 mm NMAS mixes.

The term "critical" used in this study infers the point at which a pavement becomes excessively permeable. For the larger NMAS mixes, some permeability may be acceptable as long as the upper courses are impermeable.

Las mezclas de granulometría gruesa con TNM de 19 mm se vuelven excesivamente permeables al llegar a un porcentaje de vacíos de 5.5%

¿la zona restringida, debe mantenerse?

- A mixture's nominal maximum aggregate size greatly affects the permeability characteristics of a pavement.
- The permeability characteristics of coarse-graded 9.5 and 12.5 mm NMAS pavements are similar. These types of pavements become excessively permeable at approximately 7.7 percent air voids. A critical field permeability value of 100×10^{-5} cm/sec was selected.
- Coarse-graded mixtures having a NMAS of 19.0 mm become excessively permeable at in-place air void contents above 5.5 percent. This density related to a critical field permeability value of approximately 120×10^{-5} cm/sec.
- Coarse-graded mixes having a NMAS of 25.0 mm became excessively permeable at in-place air void contents above 4.4 percent. A critical field permeability value of 150×10^{-5} cm/sec was selected for 25.0 mm NMAS mixes.

The term "critical" used in this study infers the point at which a pavement becomes excessively permeable. For the larger NMAS mixes, some permeability may be acceptable as long as the upper courses are impermeable.

Las mezclas de granulometría gruesa con TNM de 25 mm se vuelven excesivamente permeables al llegar a un porcentaje de vacíos de 4.4%

¿la zona restringida, debe mantenerse?



En esta fotografía se puede observar una falla por permeabilidad en el pavimento. Esta fotografía fue tomada en la subida hacia la trinidad. Se observa el cambio en la coloración del pavimento ya que el agua permea hacia arriba. Este pavimento fue construido sobre una base de tableros de concreto. Es por eso que el agua permea hacia arriba



En esta fotografía se observa con más detalle el problema comentado en la lámina anterior. Se observa una falla en el pavimento por permeabilidad. Esta falla sucede luego de la ocurrencia de una lluvia.

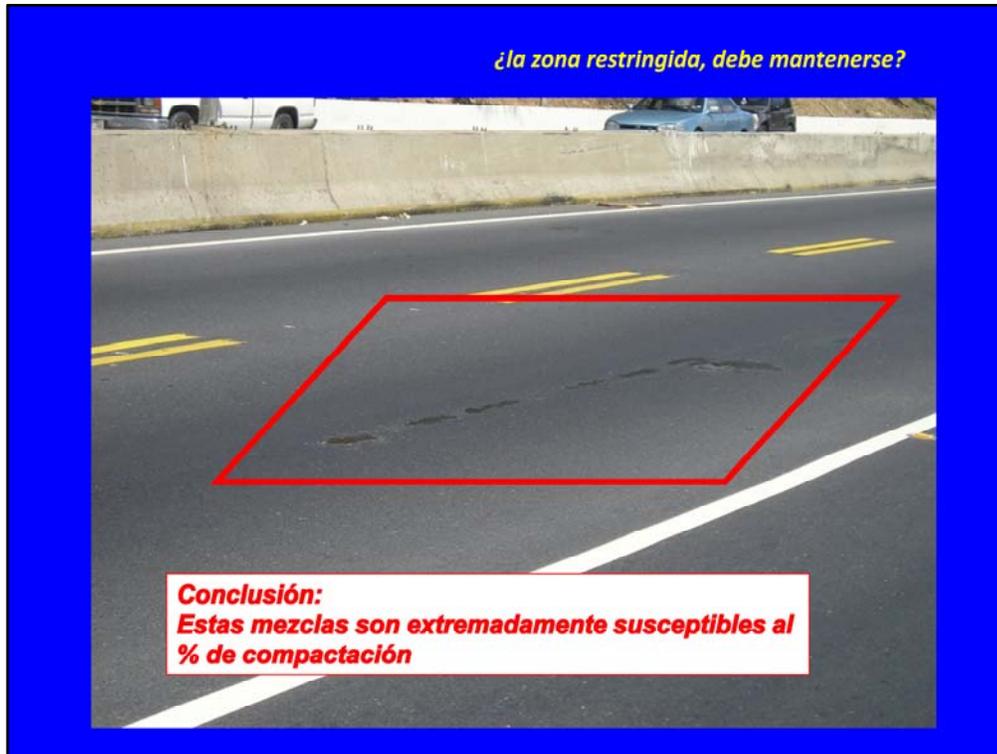


En esta fotografía se observa en detalle una falla por permeabilidad. Se debe notar un cambio en la coloración del pavimento

¿la zona restringida, debe mantenerse?



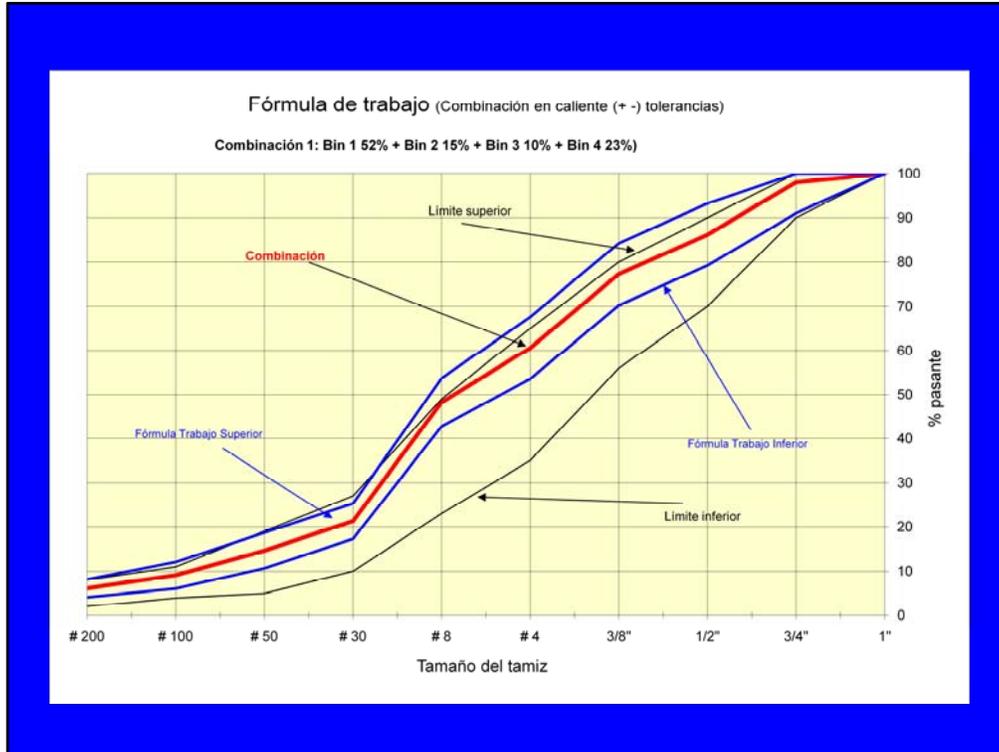
En esta fotografía se observa en otro punto el problema comentado en la lámina anterior. Se observa una falla en el pavimento por permeabilidad. Esta falla sucede luego de la ocurrencia de una lluvia.



En esta fotografía se observa aun otro detalle de las fallas por permeabilidad. Para la construcción de este pavimento se utilizó una mezcla MAC M19, y como hemos observado antes, se vuelven extremadamente permeables después del 7.7% de porcentaje de vacíos.

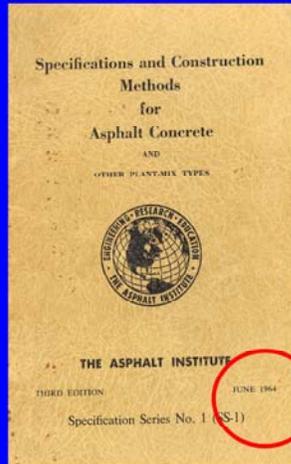


En esta fotografía se observa el problema de la permeabilidad cuando ocurren porcentajes de vacíos superiores a los estipulados para cada granulometría



En esta gráfica con la curva roja se observa la granulometría original (ya con la combinación de agregados establecida anteriormente). En las curvas azules se señalan las fórmulas de trabajo superior o inferior y las curvas negras indican los límites superior e inferior que pone la norma para cada tipo de granulometría

¿Qué decía el Instituto del Asfalto Americano al respecto, para el momento en que se formuló la Norma COVENIN?



ing of a single definite percentage passing for each sieve size, is established within the master grading band. It should produce a smooth curve approximately paralleling the grading band limits for the designated mix. The job-mix formula, with the allowable tolerances for a single test (Table II-3), then becomes the job control grading band. The job control grading band, however, must be within the boundaries of the master grading band.

TABLE II-3—JOB-MIX FORMULA GRADING TOLERANCES
(For single test)

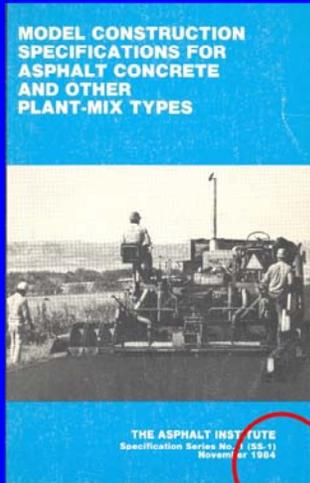
Passing Sieve	Percent
No. 4 and larger	± 7
No. 8 through No. 100	± 4
No. 200	± 2
Asphalt	± 0.4

Standard sizes of coarse aggregates, AASHTO Designation M 43 (Table II-4) and/or fine aggregates, ASTM Designation D-1077 (Table II-5) and mineral filler

"La fórmula de trabajo debe estar dentro de Los límites granulométricos de la especificación"

Para el año 1964, que se publicó las Especificaciones y Métodos Constructivos para Concretos Asfálticos del Instituto Americano del Asfalto se establece que las fórmulas de trabajo deben estar dentro de los límites granulométricos de la especificación

¿Qué dice el Instituto del Asfalto Americano al respecto, para el momento en que se formula la Norma INVEAS?



A single definite percentage passing for each sieve size, is established within the master grading band.

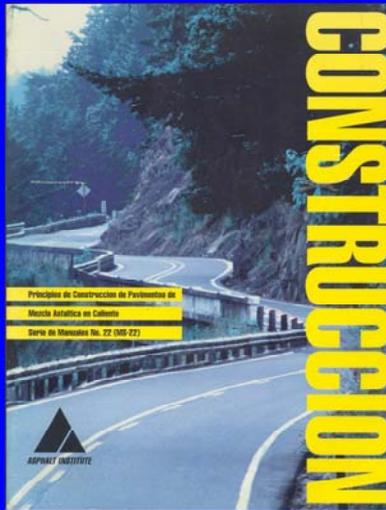
The job-mix formula is the specific grading, with tolerances, that the contractor must meet during production. It should produce a smooth curve approximately paralleling the grading band limits for the designated mix. The job-mix formula, with the allowable tolerances for a single test (Table II-7) then becomes the job control grading band. If application of the job-mix tolerances results in a job control grading band outside the master grading band, the full tolerances still will apply.

Any variation outside the job control grading band for the aggregate, or from the allowable tolerance for the asphalt content, should be investigated. If the variation is caused by a poor sample or test, temporary plant malfunction, or

“Si la aplicación de las tolerancias resultan en una banda de control por fuera de los límites de la especificación, se aplicará el total de las tolerancias”

En esta lámina se indica – para el año 1984 y según el Instituto de Asfalto Americano – que la fórmula de trabajo es específica y el contratista debe cumplir con ella. Si la aplicación de las tolerancias resultan en unos límites de control fuera de los límites de la especificación, se aplicará aun el total de las tolerancias.

¿Qué dice el Instituto del Asfalto Americano al respecto?

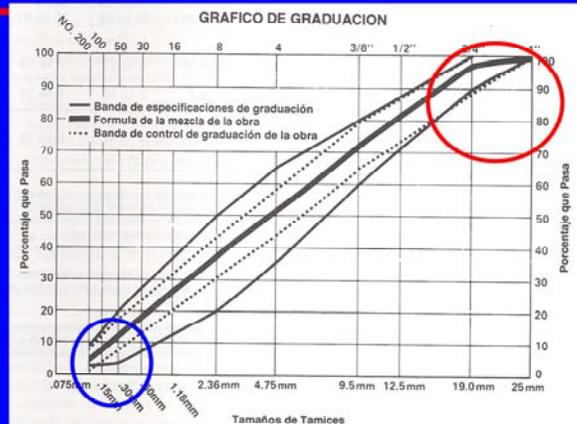


Las especificaciones de granulometría de agregado para una obra dada pueden ser presentadas gráficamente. La Figura 2.24 muestra un gráfico típico de granulometría. En el gráfico, los tamaños de los tamices se muestran horizontalmente tanto en unidades métricas como en unidades habituales. El porcentaje de material que pasa se muestra verticalmente. Las especificaciones para una obra dada están representadas por la región que está entre las líneas sólidas delgadas. La fórmula de la mezcla de pavimentación está representada por la línea sólida gruesa. La banda de control de granulometría para la obra - establecida como referencia para controlar la granulometría en la obra - está situada dentro de la región encerrada por las líneas punteadas.

Página 44

En esta lámina se muestra el Manual MS-22 de Principio de Construcción de Pavimentos de Mezcla Asfáltica en Caliente. La página 44 será la evaluada en la próxima lámina.

Las especificaciones de granulometría de agregado para una obra dada pueden ser presentadas gráficamente. La Figura 2.24 muestra un gráfico típico de granulometría. En el gráfico, los tamaños de los tamices se muestran horizontalmente tanto en unidades métricas como en unidades habituales. El porcentaje de material que pasa se muestra verticalmente. Las especificaciones para una obra dada están representadas por la región que esta entre las líneas sólidas delgadas. La fórmula de la mezcla de pavimentación esta representada por la línea sólida gruesa. La banda de control de granulometría para la obra - establecida como referencia para controlar la granulometría en la obra - esta situada dentro de la región encerrada por las líneas punteadas.



En la gráfica perteneciente al Manual MS-22 del Instituto Americano del Asfalto se describe la fórmula de la mezcla de pavimentación a ser utilizada y la banda de control de granulometría en la obra para que pueda ser controlada en campo y cómo debe ser ubicada

Mezclas tipo "Base asfáltica en caliente (BAC)"
Norma COVENIN 12-11

Tipo de mezcla	Porcentaje pasante el tamiz (mm) (pulg)									
	37.5 (1.5")	25.4 (1")	12.5 (1/2")	9.5 (3/8")	4.75 (#4)	2.36 (#6)	0.60 (#30)	0.30 (#50)	0.15 (#100)	0.074 (#200)
BAC-1		100	72/100	60/94	49/79	38/63	18/40	10/30	6/21	2/12
BAC-2	100	75/100	50/82	40/75	30/60	22/48	12/34	*/27	5/20	2/12

Como resultado del estudio de materiales locales para mezclas asfálticas en caliente, se implantaron "mezclas de bases asfálticas en caliente". En estas mezclas se utilizan materiales sin triturar.

**Mezclas tipo "Arena Asfalto en caliente (AAC)"
Norma COVENIN 12-18**

Tipo de mezcla	Porcentaje pasante el tamiz							
	9.5	4.75	2.36	1.18	0.60	0.30	0.15	0.074
	3/8"	#4	#6	#16	#30	#50	#100	#200
COVENIN 12-18	70/100		35/100		20/100			0/20
IDA(arena asfalto en caliente)	100	80/100	65/100	40/80	25/65	7/40	3/20	2/10
IDA(sheet asphalt)		100	95/100	65/100	70/95	45/75	20/40	9/20

En la tabla mostrada se incluyen los límites granulométricos para las mezclas tipo "arena asfalto" y "sheet asphalt" recomendadas por el IDA para mezclas finas ya que las correspondientes a la Norma COVENIN no se recomiendan ante la mala experiencia que se ha observado en los pavimentos que se han construido con estos límites de la norma 12-18

Resistencia

Los agregados deben ser lo suficientemente estables ante los efectos impuestos por el manipuleo durante su paso a través de la planta de asfalto –que producen choques entre granos y de granos con componentes metálicos de la planta–, y procesos de compactación en las etapas de construcción, y ante los esfuerzos impuestos por las cargas en el período de acción bajo el tráfico.

Estos efectos y esfuerzos tienden a triturar y degradar las partículas, y la habilidad de un material para mantener su granulometría original ante ellos, se define como su resistencia.

Los ensayos utilizados en Venezuela para medir la resistencia de los agregados a estos efectos y esfuerzos son el de Desgaste Los Ángeles (DLA). Algunos ingenieros prefieren el ensayo inglés de impacto aun cuando no está normalizado en nuestro país. Últimamente el DLA está siendo sustituido por el ensayo de “Micro-Deval”, ya que ha mostrado mejor correlación entre sus resultados y el comportamiento en obra”

Resistencia



<i>DESGASTE LOS ANGELES (ASTM C-131)</i>			
<i>Posición de la capa en la estructura del pavimento</i>	<i>TIPO DE TRÁNSITO</i>		
	<i>ALTO</i>	<i>MEDIO</i>	<i>BAJO</i>
<i>Rodamiento</i>	<i>< 40%</i>	<i>< 45%</i>	<i>< 45%</i>
<i>Distinta a rodamiento</i>	<i>< 45%</i>	<i>< 50%</i>	<i>< 50%</i>

En esta lámina se muestra los resultados tabulados del Ensayo de Desgaste Los Ángeles para las distintas capas de pavimento y el tipo de tránsito. La resistencia de un material depende no sólo del tipo de mezcla en la cual vaya a ser utilizado, sino de la posición de esa mezcla dentro de la estructura total del pavimento: una mezcla de rodamiento deberá exigir los mejores materiales, que la misma granulometría en una mezcla intermedia

Comentarios a algunas propiedades de los agregados.

DESGASTE LOS ANGELES (ASTM C-131)			
Posición de la capa en la estructura del pavimento	TIPO DE TRÁNSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Rodamiento	< 40%	< 45%	< 45%
Distinta a rodamiento	< 45%	< 50%	< 50%

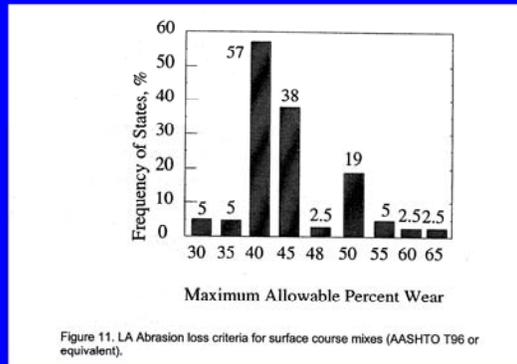


Figure 11. LA Abrasion loss criteria for surface course mixes (AASHTO T96 or equivalent).

En esta gráfica se hace una consulta a los distintos estados de los EEUU acerca del porcentaje máximo de desgaste permitido y se llega a la conclusión que la mayoría de los estados tienen un desgaste máximo permitido de 40 a 45%. El criterio de pérdida se hace menos restrictivo a medida que incrementa la severidad de la acción de las cargas y la exposición.

Comentarios a algunas propiedades de los agregados.

DESGASTE LOS ANGELES (ASTM C-131)			
Posición de la capa en la estructura del pavimento	TIPO DE TRÁNSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Rodamiento	< 40%	< 45%	< 45%
Distinta a rodamiento	< 45%	< 50%	< 50%

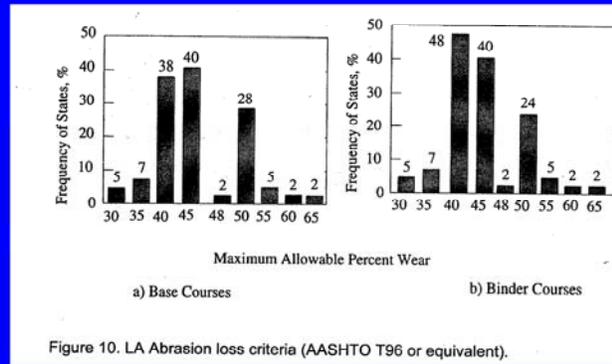
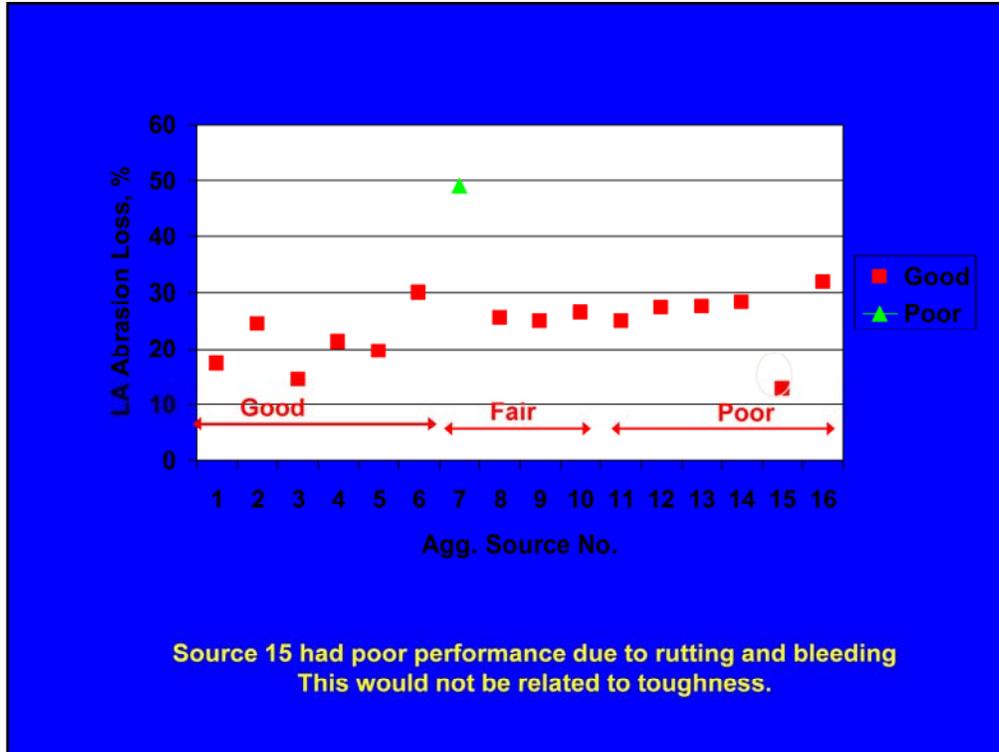


Figure 10. LA Abrasion loss criteria (AASHTO T96 or equivalent).

En las gráficas presentadas en esta lámina se pueden observar los distintos porcentajes de desgaste de acuerdo al ensayo de Desgaste Los Ángeles aceptados por la mayoría de los estados en los EEUU de acuerdo a las distintas capas estructurales del pavimento. En cuanto a la base se tienen porcentajes de 38 y 40% mayoritariamente y de 40 y 48% para ligantes.

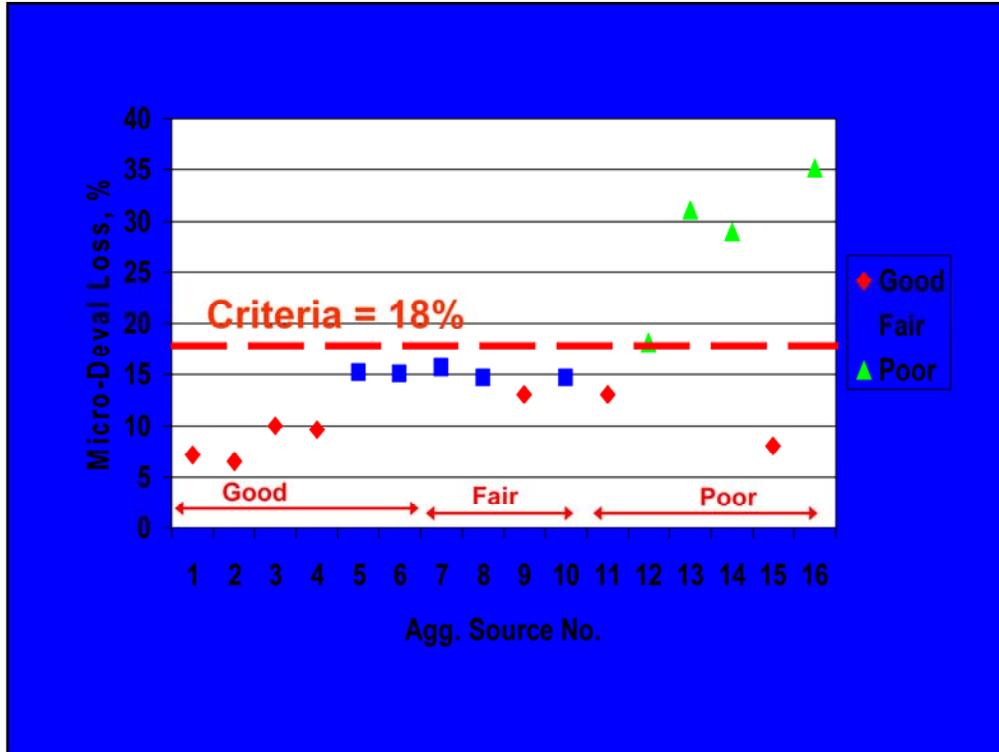


Esta figura muestra los resultados del NCHRP 4-19. los resultados fueron obtenidos para un rango de agregados con un rango de comportamiento histórico. Se debe notar que casi todos los agregados, con excepción de la fuente 7 tuvieron valores de DLA menores de 30%. No hay una distinción clara entre agregados con historia de comportamiento bueno, medio o pobre

Ensayo de Desgaste Micro Deval



El agregado es sumergido en agua, luego se añaden a la jarra de acero inoxidable con 5.000 gramos de pequeñas esferas de acero. El recipiente es sellado y colocado en la base. El recipiente se rota a 100 rpm por dos horas. Luego se pasa el agregado por una serie de tamices. El material retenido en el tamiz #12 se coloca en otro recipiente y luego en un horno. El agregado se seca a una masa constante



Esta figura muestra los resultados reportados para el NCHRP 4-19. se debe notar que en la mayoría de los casos hay una diferencia clara entre el comportamiento bueno, medio o pobre de los agregados. Una excepción es el agregado de la fuente 15. como se notó previamente, esta fuente fue clasificada como pobre para ahuellamiento y exudación. Ya que estos problemas no son comúnmente asociados con problemas de resistencia, esta fuente fue descontada al momento de determinar los límites del método. Para este ensayo, una pérdida de menos de 18% indica que un agregado es aceptable

Durabilidad

Los agregados deben ser resistentes a la disgregabilidad, es decir a la acción química que produce la rotura y degradación de las partículas, lo cual normalmente se produce, y acelera, en la eventual presencia de aguas básicas o sulfatadas.

DESGASTE EN SULFATO DE MAGNESIO (ASTM C-88)			
Posición de la capa en la estructura del pavimento	TIPO DE TRÁNSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Rodamiento	< 15%	< 15%	< 20%

El efecto de la disgregación es menos severo en mezclas asfálticas que en agregados no tratados, ya que la película de ligante protege al agregado y minimiza el proceso. Por otra parte, se debe ser más estricto en las mezclas expuestas a la acción directa del agua que a las mezclas que no lo están

Durabilidad

La durabilidad de los materiales se evalúa de acuerdo a las normas venezolanas por el ensayo de Disgregabilidad al Sulfato de Magnesio (ASTM C88)



Sulfato de sodio o magnesio



Con el método de ensayo de los sulfatos también se evalúa la resistencia de los agregados a los efectos del proceso de “congelado-descongelado”, razón por la cual algunos proyectistas de pavimentos en Venezuela han expresado sus dudas en cuanto a la aplicabilidad de los límites establecidos en este ensayo ya que fueron fijados en base a la experiencia en los EEUU, que posee un clima muy distinto a los nuestros.

Forma de las partículas

La estabilidad de las mezclas depende, en un grado muy alto, de la trabazón de los agregados. Las mayores estabilidades se alcanzan cuando las partículas tienen forma cúbica u octaédrica, es decir "angular", debido a que oponen mayor resistencia a su desplazamiento ante el efecto de una carga.

Angularidad de la fracción gruesa



Esta fotografía ilustra partículas de grava de río de forma redondeada (lado izquierdo) y el cambio que se produce al triturarlas (lado derecho). En el ensayo se toma una muestra de material retenido en el tamiz #4 y se agrupan las partículas con forma angular (proveniente de la trituración) y separadamente las de forma redondeada. El peso de la fracción que contiene las partículas trituradas entre el peso total de la muestra (redondeadas + trituradas) se define como angularidad de los gruesos.

Forma de las partículas

Angularidad de la fracción gruesa

Las partículas alargadas o planas son indeseables pues tienden a romperse y degradarse debido a la compactación y el tráfico, por ello se limita su contenido a porcentajes bajos.

Los agregados con partículas de forma redondeada son de mas fácil compactación, por lo que aparentemente se logra mayor contacto entre los granos del agregado y una buena estabilidad, pero menor fricción y susceptibilidad a la deformación

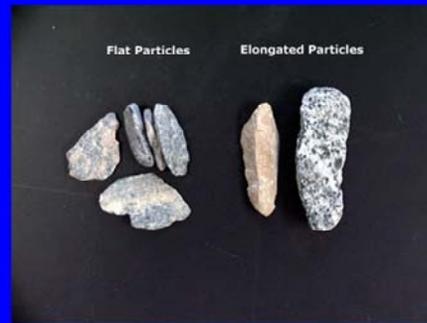
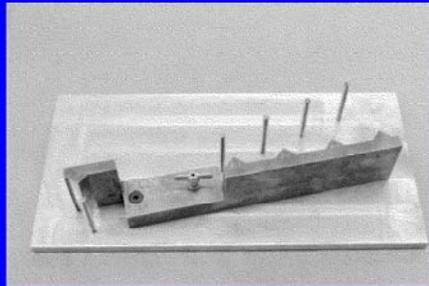
PORCENTAJE DE CARAS PRODUCIDAS POR FRACTURA (COVENIN 1124)			
Posición de la capa en la estructura del pavimento	TIPO DE TRÁNSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Rodamiento	> 80%	> 70%	> 60%
Distinta a rodamiento	> 70%	> 60%	> 60%

Las mezclas elaboradas con agregados redondeados sufren los efectos de compactación posterior bajo el tráfico lo cual puede ocasionar exudación y reducción de la capacidad soporte de la mezcla.

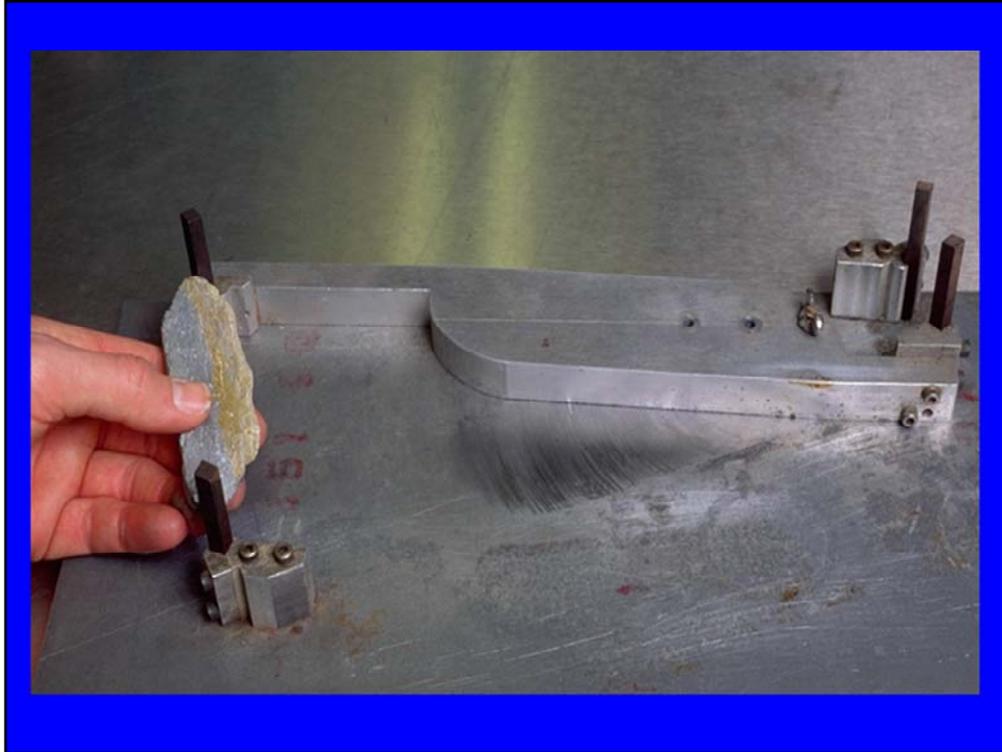
Forma de las partículas

Angularidad de la fracción gruesa

El porcentaje de trozos alargados y planos no debe ser mayor del 10% en peso. Este ensayo (Método ASTM D-4791) debe ser ejecutado sobre la fracción retenida en la malla de 4,76 mm (Tamiz # 4). El ensayo consiste en tomar una muestra de material retenido en el tamiz #4 y agrupar las partículas con forma angular separadamente de las de forma redondeada. El peso de la fracción que contiene las partículas trituradas entre el peso total de la muestra se define como angularidad de los gruesos



En la figura de la izquierda se puede observar el equipo utilizado para realizar la medición de las partículas planas y alargadas en todos sus sentidos. Se recalca que las partículas planas y alargadas tienden a romperse y degradarse bajo los efectos de la compactación y del tráfico.



En la fotografía se muestra el proceso de medición de una partícula alargada.



En la fotografía se muestra el proceso de medición de una partícula alargada.

Vacíos en muestra sin compactar y % partículas alargadas y planas (Método alternativo)



En esta fotografía se muestra el equipo necesario para la determinación de vacíos en agregado grueso. Esta es una manera de utilizar las diferencias en los vacíos debido a la forma y textura del agregado para estimar la angularidad

Vacíos en muestra sin compactar y % partículas alargadas y planas



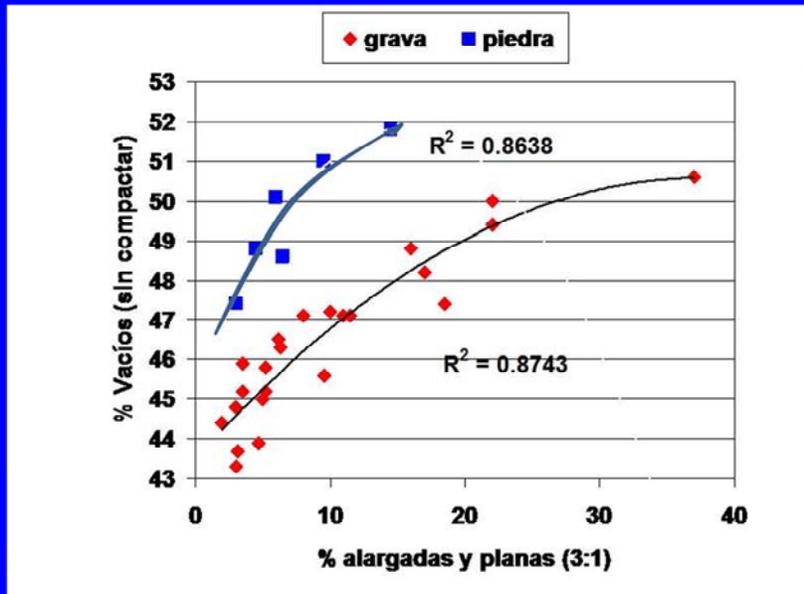
El primer paso en este ensayo es preparar la muestra de agregado que luego es vertida en la cámara superior. La compuerta inferior es rápidamente removida y el agregado fluye libremente en la unidad de pesado en la parte de abajo

Vacíos en muestra sin compactar y % partículas alargadas y planas



El segundo paso es nivelar el tope del recipiente y luego pesarlo para determinar la masa de agregado en el volumen conocido (se resta la tara del recipiente) el volumen de vacíos luego es computado de una relación estándar masa/volumen

Vacíos en muestra sin compactar y % partículas alargadas y planas



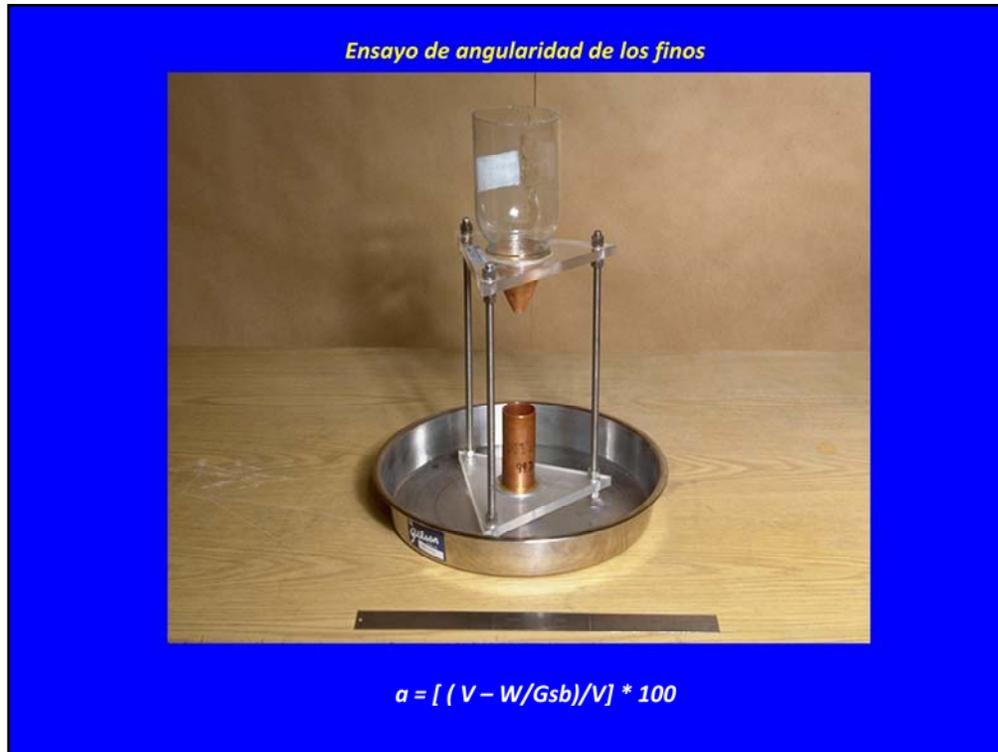
Se han hecho algunas investigaciones que indagan la relación entre la forma de los agregados gruesos y el valor de los vacíos sin compactar. Esta figura muestra que hay una buena correlación entre los vacíos sin compactar y el la angularidad de partículas planas y alargadas (3:1). Esta figura muestra que para un porcentaje dado de partículas planas y alargadas, los materiales triturados tendrán un mayor volumen de vacíos sin compactar que las gravas redondeadas

Angularidad de la fracción fina

En las mezclas con granulometrías continuas, con agregados gruesos y finos, la angularidad de las partículas finas es más importante que la de los gruesos, debido al mayor número de "puntos de contacto" que logran la trabazón.



La angularidad de los finos se define como el porcentaje de vacíos de aire presente en las partículas menores a los 2.36mm (tamiz #8) cuando están levemente compactados. Mientras mayor sea el contenido de aire mayor será la angularidad de los finos.



El ensayo de angularidad de los finos consiste en dejar caer una cantidad de agregado pasante del tamiz #8 con una granulometría especificada desde un recipiente ubicado a una altura determinada hasta un cilindro de volumen conocido (V) generalmente 100cc. Conocido el peso del material (W) que ha quedado dentro del cilindro y su Gravedad Específica Bulk (Gsb) se determina la angularidad de los finos a partir de la relación indicada en la lámina



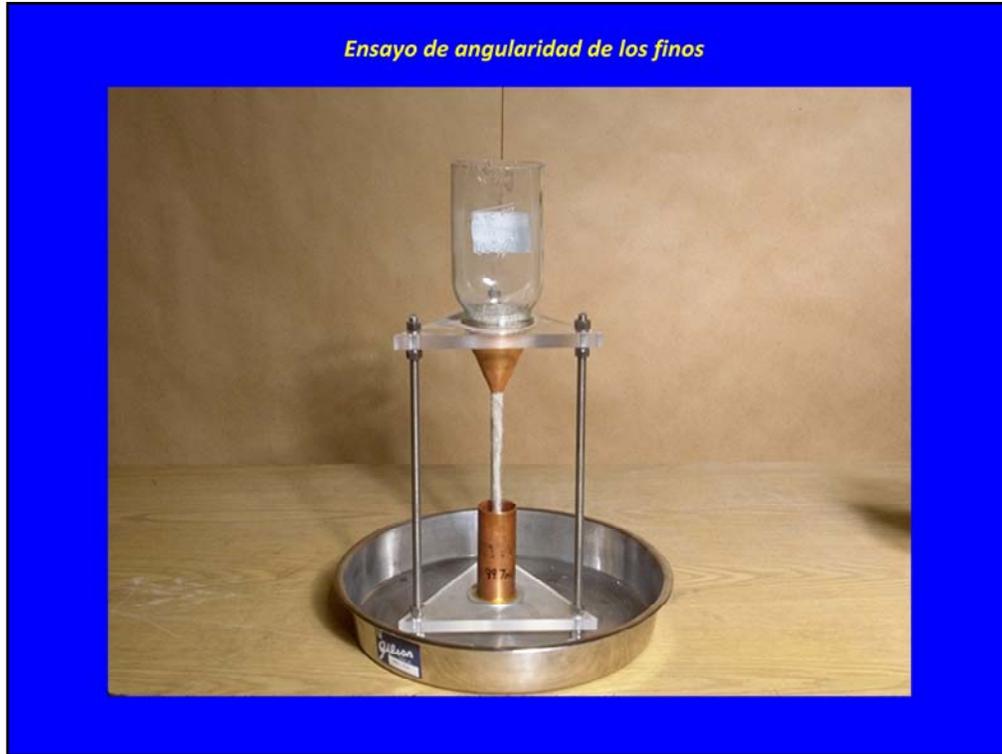
En esta fotografía se muestra el cilindro, en este caso de 99.7 ml en el que se realiza el ensayo de angularidad de los finos.



En esta fotografía se muestra como se deja caer el agregado pasante #8 en el recipiente superior. Se debe acotar que todo el pasante #8 debe estar contenido en el recipiente superior antes de dejarse caer al cilindro ubicado en la parte inferior



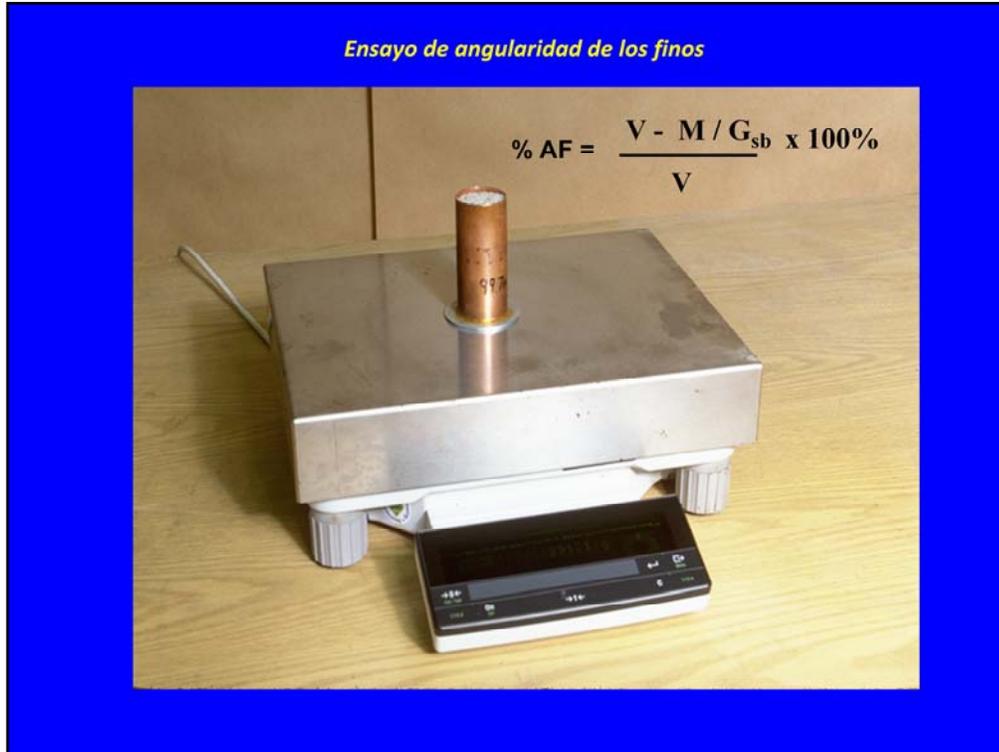
En esta fotografía se observa como se nivela y extraen los vacíos antes de dejar caer la muestra en el cilindro.



En esta fotografía se observa como va cayendo el material desde el recipiente superior al cilindro ubicado en la parte inferior del dispositivo.



En esta fotografía se observa como se nivela la muestra una vez que haya caído en el cilindro



Por último, en esta fotografía se observa el pesado del cilindro con el material y conocida su Gravedad Específica Bulk (G_{sb}) se determina la angularidad de los finos

Angularidad de la fracción fina según la Norma INVEAS

Característica de la fracción fina y Método de Ensayo	TIPO DE TRÁNSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Angularidad (Método C) ASTM-C-1252(93)	> 40%	> 35%	> 30%

PORCENTAJE DE ARENA NATURAL			
Posición de la capa en la estructura del pavimento	TIPO DE TRÁNSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Rodamiento	< 20%	< 25%	< 35%
Distinta a rodamiento	< 25%	< 25%	< 35%

En la primera tabla se muestran las consideraciones iniciales según la Norma INVEAS en cuanto a la angularidad de los finos. En la segunda tabla, el INVEAS hace la consideración de la capa de rodamiento y las distintas a ella y de acuerdo al tipo de tránsito

Comentarios a algunas propiedades de los agregados.

Posición de la capa en la estructura del pavimento	PORCENTAJE DE ARENA NATURAL		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Rodamiento	< 20%	< 25%	< 35%
Distinta a rodamiento	< 25%	< 25%	< 35%

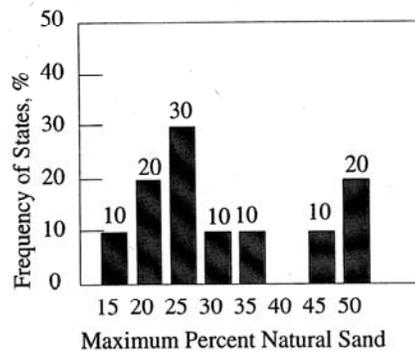


Figure 6. Limiting criteria for natural sand in binder and surface courses.

En esta figura se observa que alrededor del 23% de los 45 estados encuestados especifican un porcentaje máximo permitido de arena natural y 7% especifican un mínimo de arena triturada o manufacturada. El porcentaje máximo permitido de arena natural varía de 15 a 50%

Comentarios a algunas propiedades de los agregados.

Posición de la capa en la estructura del pavimento	PORCENTAJE DE ARENA NATURAL		
	TIPO DE TRÁNSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Rodamiento	< 20%	< 25%	< 35%
Distinta a rodamiento	< 25%	< 25%	< 35%

Federal Aviation Agency
(FAA)



b. **Fine Aggregate.** Fine aggregate shall consist of clean, sound, durable, angular shaped particles produced by crushing stone, slag, or gravel that meets the requirements for wear and soundness specified for coarse aggregate. The aggregate particles shall be free from coatings of clay, silt, or other objectionable matter and shall contain no clay balls. The fine aggregate, including any blended material for the fine aggregate, shall have a plasticity index of not more than 6 and a liquid limit of not more than 25 when tested in accordance with ASTM D 4318.

Natural (nonmanufactured) sand may be used to obtain the gradation of the aggregate blend or to improve the workability of the mix. The amount of sand to be added will be adjusted to produce mixtures conforming to requirements of this specification. [The fine aggregate shall not contain more than 20 percent natural sand by weight of total aggregates.]

The aggregate shall have sand equivalent values of 35 or greater when tested in accordance with ASTM D 2419.

En el texto señalado se indica que el agregado fino no debe contener más de 20% de arena natural respecto al peso total de los agregados

Textura superficial

Se considera que la textura superficial (rugosidad) de los agregados es el principal contribuyente en la resistencia de las mezclas asfálticas a su deformación, llamada estabilidad, debido a la fricción que se desarrolla entre las diversas partículas como consecuencia del grado de textura que presentan los granos.

La textura es más importante que la angularidad del agregado en la estabilidad de una mezcla, lo cual se atribuye a que entre las partículas, más que "puntos de contacto" existen "zonas de contacto", y por ello, mientras más rugosa es su superficie más difícil es el desplazamiento de una sobre otra. Adicionalmente, una superficie pulida presenta poca habilidad para mantener la película de asfalto adherida al agregado.

Cuando una grava se tritura alcanza una mayor estabilidad, no sólo por la angularidad que se logra en las partículas sino por la micro rugosidad que tienen las caras fracturadas ya que ellas no han sido sometidas al proceso de arrastre. El IDA ha sugerido que cuando se trituren gravas no se empleen en las mezclas asfálticas hasta que haya transcurrido al menos una semana desde el momento en que fueron trituradas, con el fin de que puedan "desarrollar" mejor la microtextura rugosa

Porosidad

La porosidad, en mezclas asfálticas, se define como la propiedad de absorción de asfalto que tienen los agregados.

Es conveniente que estos agregados sean algo porosos, para que el asfalto "penetre" dentro de él y se adhiera mecánicamente a cada partícula, lo cual ayuda a evitar el desplazamiento de la película de asfalto que se forma entre las diversas partículas de agregado ante el efecto de las cargas, y a la pérdida de ésta ante la presencia y efecto del agua

Se considera ideal un agregado que presente una absorción de agua entre un 0,5% y un 1,0%, cuando se realicen sobre él los ensayos de absorción normalizados como AASHTO T-84 y AASHTO T-85, tanto para los agregados gruesos como los finos.

Los agregados porosos sin embargo, al absorber mucho asfalto, requieren contenidos muy elevados de ligante para mantener su contenido efectivo lo cual puede resultar antieconómico. El Método Rice permite determinar las cantidades de asfalto absorbidas y efectivas, criterios muy importantes en la determinación del contenido óptimo de asfalto en una mezcla

Adherencia

La adherencia es la propiedad de un agregado para mantener sobre él la película de asfalto añadida.

Depende no sólo del agregado, de su textura y composición química, sino en parte muy importante, del asfalto en sí. Para que una mezcla sea durable, debe existir una buena adherencia entre el agregado y el asfalto, para que se evite la separación de la película de asfalto en presencia de agua.

Los ensayos de adherencia se realizan directamente sobre los agregados cubiertos por asfalto -Ensayo AASHTO T-182- o sobre las propiedades de las mezclas ya elaboradas

La adherencia puede mejorarse mediante el empleo de productos químicos o con la adición de cal hidratada a la mezcla en porcentajes entre 0.5% y 1.0% del peso total de la mezcla. Su desventaja principal es el costo elevado o la poca practicidad de esta técnica

Limpieza

Los agregados gruesos (que en mezclas asfálticas se definen como los retenidos en el tamiz #8) deben estar limpios, sin partículas de polvo o arcillas que los recubran, ya que esto afecta negativamente la efectiva adherencia del asfalto.



En Venezuela, aunque no está normalizado, se utiliza un ensayo conocido como “ensayo de Polvo Adherido”. Este ensayo consiste en tamizar una muestra entre los tamices 3/8” a #4 hasta obtener 500 gr de muestra retenida en el último tamiz. Se seca hasta peso constante, se colocan 200 gr en un vaso precipitado y se agregan 100 ml de agua destilada. Luego de un reposo de 2 horas se agita con una espátula a una velocidad determinada por 5 minutos manteniendo una inclinación de 30° para entonces verter el contenido en un tubo de asentamiento graduado hasta alcanzar 50 ml. Se agrega 1 ml de una solución de sulfato de aluminio y se deja reposar 24 horas. El volumen de sedimentado no debe exceder 1.0ml para mezclas densas en caliente y 1.5 a 2 ml para tratamientos bituminosos simples

Limpieza en los agregados finos

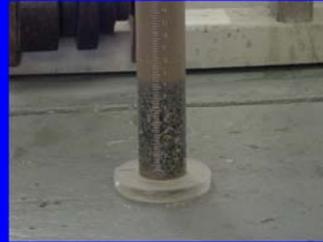


Limpieza en los agregados finos



Limpieza

El agregado fino (definido en las mezclas asfálticas como la fracción pasa el tamiz #8 y retenida en el tamiz #200), y la fracción pasa el tamiz #200, **no deben contener cantidades perjudiciales de arcillas, o de tamaños excesivamente pequeños.**



Muestra de sedimentos – arena

El requisito del agregado fino se controla mediante el ensayo de Equivalente de Arena, cuya ejecución es un requerimiento conveniente si se quiere obtener una mezcla asfáltica adecuada. Este ensayo consiste en lavar dentro de un tubo de diámetro y altura normalizada la fracción para #4 con un tubo irrigador empleando agua a la cual se le ha añadido un material anti-floculante para facilitar el mantener en suspensión a la fracción mas fina del material bajo ensayo

Limpieza

El agregado fino (definido en las mezclas asfálticas como la fracción pasa el tamiz #8 y retenida en el tamiz #200), y la fracción pasa el tamiz #200, **NO** deben contener cantidades perjudiciales de arcillas, o de tamaños excesivamente pequeños.

La Norma INVEAS establece los siguientes valores para Arena Equivalente:

Característica de la fracción fina y Método de Ensayo	TIPO DE TRÁNSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Equivalente de Arena ASTM D2419	> 45%	> 40%	> 35%

La determinación de la característica del material fino se puede realizar mediante la utilización del Ensayo de Azul de Metileno, Norma Argentina NLT-171/90, que se basa en la propiedad de absorción preferencial que poseen las arcillas respecto del azul de metileno, siendo esta capacidad proporcional a la actividad superficial y las propiedades fisicoquímicas de las arcillas.

Comentarios a algunas propiedades de los agregados.

Característica de la fracción fina y Método de Ensayo	TIPO DE TRANSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Angulosidad (Método C)	> 40%	> 35%	> 30%
Equivalente de Arena ASTM D2419	> 45%	> 40%	> 35%

En el caso de que no se satisfagan los valores mínimos anteriormente señalados para el Equivalente de Arena, en condiciones de tránsito ALTO y MEDIO, se ejecutará el Ensayo de Resistencia Retenida, de acuerdo a lo establecido en el Método ASTM D-4867(92). Si la relación entre la resistencia condicionada y la resistencia normal es mayor al 60%, se podrá emplear el material en evaluación. Sin embargo, el valor de arena equivalente, en ningún caso podrá ser menor al 35%.

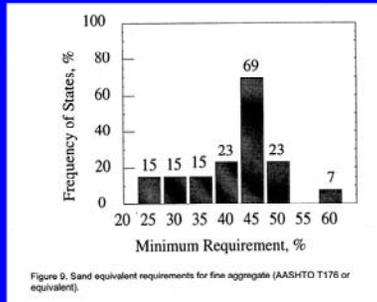


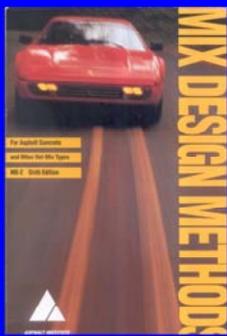
Figure 9. Sand equivalent requirements for fine aggregate (AASHTO T1176 or equivalent).

En esta lámina se indica el porcentaje de Equivalente de Arena necesario de acuerdo al tipo de tránsito. Se observa de igual manera, para los EEUU que en más del 70% de los estados encuestados el porcentaje de Equivalente de Arena es igual al 69% lo que da cierta concordancia con las normas venezolanas

Comentarios a algunas propiedades de los agregados.

Característica de la fracción fina y Método de Ensayo	TIPO DE TRANSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Angulosidad (Método C)	> 40%	> 35%	> 30%
Equivalente de Arena ASTM D2419	> 45%	> 40%	> 35%

Si el caso de que no se satisfagan los valores mínimos anteriormente señalados para el Equivalente de Arena, en condiciones de tránsito ALTO y MEDIO, se ejecutará el Ensayo de Resistencia Retenida, de acuerdo a lo establecido en el Método ASTM D-4867(92). Si la relación entre la resistencia condicionada y la resistencia normal es mayor al 60%, se podrá emplear el material en evaluación. Sin embargo, el valor de arena equivalente, en ningún caso podrá ser menor al 35%.



Sand Equivalent Test (AASHTO T 176; ASTM D 2419) is used to indicate the amount of "clay-like" material in the fine aggregate. Although the precision of this test is debatable, samples with values below 45 should be further evaluated. The Plasticity Index (AASHTO T 89 and T 99; ASTM D 4318) can also be used to evaluate the plasticity of the fine material.

En esta lámina se demuestra que según el Método de Diseño de Mezcla M-2 del Instituto Americano del Asfalto el ensayo de Equivalente de Arena es de precisión cuestionable, las muestras que arrojen valores menores al 45% deberían ser estudiadas con más profundidad.

Comentarios a algunas propiedades de los agregados.

Característica de la fracción fina y Método de Ensayo	TIPO DE TRÁNSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Angulosidad (Método C)	> 40%	> 35%	> 30%
Equivalente de Arena (ASTM D2419)	> 45%	> 40%	> 35%

En el caso de que no se satisfagan los valores mínimos anteriormente señalados para el Equivalente de Arena, en condiciones de tránsito ALTO y MEDIO, se ejecutará el Ensayo de Resistencia Retenida, de acuerdo a lo establecido en el Método ASTM D-4867(92). Si la relación entre la resistencia condicionada y la resistencia normal es mayor al 60%, se podrá emplear el material en evaluación. Sin embargo, el valor de arena equivalente, en ningún caso podrá ser menor al 35%.



Sand Equivalent Test. The Sand Equivalent Test (ASTM D2419) is used to determine the relative proportions of plastic fines and dust in fine aggregates. In this test, 85 ml of aggregate passing a No. 4 (4.76 mm) sieve is agitated in a water-filled transparent cylinder (1.25 inches or 32 mm inside diameter, 17 inches or 432 mm high, and graduated from the bottom up to 15 inches or 381 mm by tenths) which is filled with a mixture of water and a flocculating agent (a combination of calcium chloride, glycerine and formaldehyde). After agitation and 20 minutes of settling, the sand separates from the flocculated clay, and the heights of clay and sand in the cylinder are measured. The sand equivalent is the ratio of the height of sand to the height of clay times 100. Cleaner aggregate will have a higher sand equivalent value. Specifications for aggregates in HMA often specify a minimum sand equivalent in the range of 25 to 35.

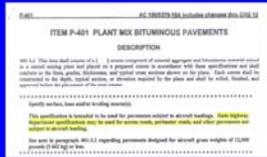
En el texto se resalta que la especificación para los agregados en mezclas de asfalto caliente para el Equivalente de Arena establece un rango de 25 a 35. esto no concuerda en lo absoluto con las normas venezolanas, que establecen que en NINGUN momento el Equivalente de Arena puede ser menor a 35%

Comentarios a algunas propiedades de los agregados.

Característica de la fracción	TIPO DE TRANSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Acueros (Metodo C)	> 40%	> 35%	> 30%
Equivalente de Arena ASTM D2419	> 45%	> 40%	> 35%

En el caso de que no se satisfagan los valores mínimos anteriormente señalados para el Equivalente de Arena, en condiciones de tránsito ALTO y MEDIO, se ejecutará el Ensayo de Resistencia Retenida, de acuerdo a lo establecido en el Método ASTM D-4867(92). Si la relación entre la resistencia condicionada y la resistencia normal es mayor al 60%, se podrá emplear el material en evaluación. Sin embargo, el valor de arena equivalente, en ningún caso podrá ser menor al 35%.

Federal Aviation
Agency
(FAA)



h. Fine Aggregate. Fine aggregate shall consist of clean, sound, durable, angular shaped particles produced by crushing stone, slag, or gravel that meets the requirements for wear and soundness specified for coarse aggregate. The aggregate particles shall be free from coatings of clay, silt, or other objectionable matter and shall contain no clay balls. The fine aggregate, including any blended material for the fine aggregate, shall have a plasticity index of not more than 6 and a liquid limit of not more than 25 when tested in accordance with ASTM D 4318.

Natural (nonmanufactured) sand may be used to obtain the gradation of the aggregate blend or to improve the workability of the mix. The amount of sand to be added will be adjusted to produce mixtures conforming to requirements of this specification. [The fine aggregate shall not contain more than 20 percent natural sand by weight of total aggregates.]

The aggregate shall have sand equivalent values of 35 or greater when tested in accordance with ASTM D 2419.

Según el ensayo ASTM D 2419 los agregados deben tener un mínimo de Equivalente de Arena de 35%

Ensayo de azul de metileno

- ***Paso 1: 10 g de pasante 200 dispersos en 30 g de agua destilada***



El primer paso es la obtención de una muestra seca representativa del material pasa #200. diez gramos de este material se dispersan en 30 gramos de agua destilada

Ensayo de azul de metileno

***Paso 2: 1 g de azul de metileno en agua
(200 ml de solución)***

***Paso 3: mezcle los finos con la solución y
agite***



El próximo paso es la preparación de 200 ml de solución de azul de metileno. Esto se hace disolviendo un gramo de azul de metileno en suficiente agua destilada como para producir este volumen

Ensayo de azul de metileno

Paso 4: Después de 1 minuto de mezclado, coloque una gota en papel filtro

Paso 5: Observe la formación de un "halo" en la gota



- El resultado del ensayo se reporta como miligramos de azul de metileno por gramos de agregado pasa 200, por ejemplo, 5,3 mg/g

Una gota de la solución se remueve antes de cada adición y colocada sobre un papel de filtro. Inicialmente se forma un círculo de polvo manchado de azul de metileno

Azul de Metileno

- *Valores referenciales:*

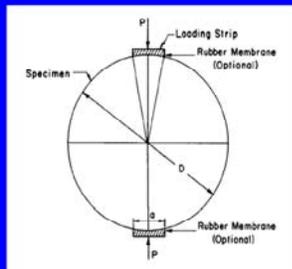
(Según Reporte NCHRP 4-19)

<i>Resultado ensayo mg/g</i>	<i>Comportamiento esperado en la MAC</i>
<i>5 - 6</i>	<i>Excelente</i>
<i>10 – 12</i>	<i>Aceptable</i>
<i>16 – 18</i>	<i>Problemas o posible falla</i>
<i>20+</i>	<i>Falla segura</i>

NCHRP 4-19 sugiere las siguientes guías para la utilización de valores de azul de metileno para indicar el comportamiento anticipado debido a la presencia de arcillas o materiales orgánicos

Limpieza

En el caso de que no se satisfagan los valores mínimos señalados para el Equivalente de Arena, en condiciones de tránsito ALTO y MEDIO, se ejecutará el Ensayo de Resistencia Retenida, de acuerdo a lo establecido en el Método ASTM D-4867(92). Si la relación entre la resistencia condicionada y la resistencia normal es mayor al 60%, se podrá emplear el material en evaluación. Sin embargo, el valor de arena equivalente, en ningún caso podrá ser menor al 35%.



*Tipos de agregados para mezclas asfálticas
Puede ser necesario lavar la arena natural
para satisfacer el valor exigido de AE.*



En las fotografías mostradas se observa el agregado siendo lavado para satisfacer el valor exigido de Equivalente de Arena. En la fotografía de la derecha se muestran las pilas del material ya lavado siendo transportado del tornillo sin fin, luego hacia la correa transportadora y luego a las pilas de agregado

Gravedad Específica

La Gravedad Específica (G_s) se define como la relación entre el peso de un volumen de una cantidad determinada de agregados y el peso de un volumen igual de agua.



El valor de la Gravedad Específica se emplea en los cálculos volumétricos de una mezcla asfáltica y en la corrección de la combinación granulométrica de la mezcla de varios agregados en el caso de que las diferencias de la Gravedad Específica y otra sea mayor de 0.20

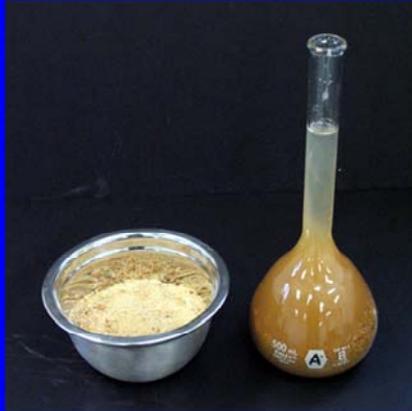
Gravedad Específica

La Gravedad Específica (G_s) se define como la relación entre el peso de un volumen de una cantidad determinada de agregados y el peso de un volumen igual de agua.



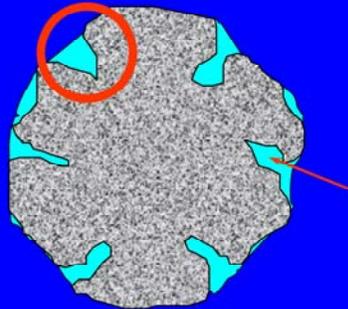
Gravedad Específica

La Gravedad Específica (G_s) se define como la relación entre el peso de un volumen de una cantidad determinada de agregados y el peso de un volumen igual de agua.



Gravedad Específica Masiva (Bulk)

Vacios superficiales



$$G_{sb} = \frac{\text{Masa, seca al horno}}{\text{Vol de agre, + vacíos superficiales}}$$

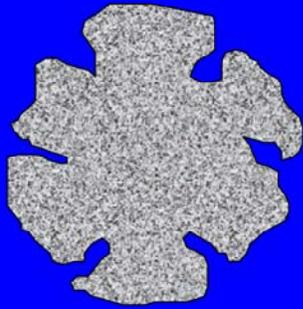
Volumen de vacíos permeables al agua

La Gravedad Específica Bulk Es la relación entre el peso en el aire del volumen de agregado (incluyendo los vacíos permeables e impermeables de sus partículas pero no los vacíos entre partículas) a una determinada temperatura y el peso en el aire de un volumen igual de agua destilada, libre de gas, a la misma temperatura.

Esta lámina define la masa y el volumen utilizado para calcular la Gravedad Específica Bulk (seca) de los agregados

G designa la Gravedad Específica. Los subíndices indican el material a ser ensayado (s=piedra) y el tipo de Gravedad Específica (b=bulk). En este caso se utiliza bulk porque hay mas de un componente en el volumen.

Gravedad Específica Aparente



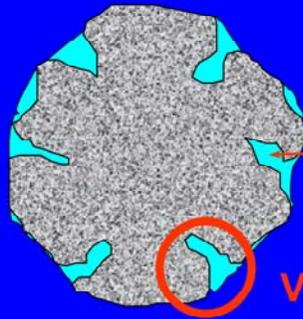
$$G_{sa} = \frac{\text{Masa, seca al horno}}{\text{Vol de agregado}}$$

Esta lámina muestra la masa y volumen utilizados para determinar la Gravedad Específica Aparente

Gravedad Específica Masiva (sss)

Masa del agregado, seca al horno + masa de agua

$$G_{s, ssd} = \frac{\text{Masa del agregado, seca al horno + masa de agua}}{\text{Vol de agregado + vacíos superficiales}}$$



Volumen de vacíos
Permeables al agua

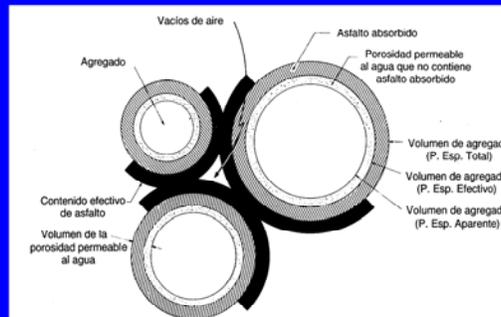
Vacíos superficiales

Esta lámina muestra la masa y los volúmenes utilizados para determinar la Gravedad Específica Bulk, ssd (superficie saturada seca por sus siglas en inglés)

Gravedad Específica

En las mezclas asfálticas se emplean tres (3) tipos diferentes de Gravedades Específicas:

- Gravedad Específica Bulk (o masiva) = G_{sb}
- Gravedad Específica Aparente = G_{sa}
- Gravedad Específica Efectiva = G_{se}



El volumen empleado en el cálculo de G_{sb} incluye el volumen total de agregados, que es igual a la suma del volumen de sólidos más el volumen de la porosidad permeable al agua. Por ser éste el mayor volumen que puede ser considerado, es llamado "Volumen Bulk" y el valor G_{sb} es el menor de las tres Gravedades Específicas que se emplean en el diseño de las mezclas.

Table 3-6. Characteristics and Tests of Aggregates for HMA

Characteristics	Significance	Test	Requirement
Hardness/toughness	Resistance to abrasion and degradation; quality of particles	ASTM C131 ASTM C535	Maximum percent weight loss; ASTM D692; D1073; AASHTO M283
Soundness	Resistance to freeze and thaw; wet and dry	ASTM C88 AASHTO T103	Maximum percent weight loss; ASTM D692; D1073; AASHTO M283
Particle shape and surface texture	Friction; skid-resistance; compaction; mix stability	ASTM D3398 ASTM D4791 ASTM C1252	Minimum percent of crushed particles; ASTM D692; AASHTO M283
Resistance to polishing	Skid and wear resistance	ASTM D3319 ASTM E303 ASTM E660 ASTM D3042	Maximum polish value; Minimum acid insolubles
Durability	Resistance to effect of weather and aging	ASTM D3744	Maximum durability index
Resistance to stripping	Resistance to effect of water	ASTM D1664 NCHRP 246; 274 AASHTO T263 ASTM D1075 AASHTO T182	Minimum percent of coated area; Percent retained strength or modulus; Number freeze-thaw cycles to cause crack; AASHTO M283
Specific gravity and water absorption	Mix design calculations; porosity	ASTM C127 ASTM C128	—
Asphalt absorption	Mix design calculations; durability	ASTM D2041 ASTM D4469	—
Gradation and size	Mix stiffness, stability, workability, fatigue resistance, fractural strength, durability, permeability, voids, compactibility	ASTM C117 ASTM C136 & C702 AASHTO T30	Minimum and maximum percentages passing standard sieves; ASTM D3515
Mineral composition	Wettability and stripping potential; porosity	ASTM C294 ASTM C295	—
Cleanliness and deleterious substances	Resistance to weathering and effects of water	ASTM C117 & D-422 ASTM C123 ASTM C142 ASTM D2419 ASTM D-4318	Maximum clay lumps and soft particles of one percent; Minimum sand equivalent of 25-45%; P.I. not exceeding 4-6; Percent fines (ASTM D242, D1073); AASHTO M283

En esta tabla se enumeran y describen las características y ensayos que necesitan hacersele a los agregados para las mezclas asfálticas en caliente. Las características son: resistencia, resistencia al congelamiento, forma de partículas y textura superficial, resistencia al pulimiento, durabilidad, resistencia al deslizamiento, Gravedad específica y absorción de agua, Absorción del asfalto, tamaño y granulometría, composición mineral y Limpieza

Table 3-3. Summary of Engineering Properties of Rocks (4)

Type of Rock	Mechanical Strength	Durability	Chemical Stability	Surface Characteristic	Presence of Undesirable Impurities
Igneous:					
Granite, syenite, diorite	Good	Good	Good	Good	Possible
Felsite	Good	Good	Questionable	Fair	Possible
Basalt, diabase, gabbro	Good	Good	Good	Good	Seldom
Periodotite	Good	Fair	Questionable	Good	Possible
Sedimentary:					
Limestone, dolomite	Good	Fair	Good	Good	Possible
Sandstone	Fair	Fair	Good	Good	Seldom
Chert	Good	Poor	Poor	Fair	Likely
Conglomerate, breccia	Fair	Fair	Good	Good	Seldom
Shale	Poor	Poor	Poor	Good	Possible
Metamorphic:					
Gneiss, schist	Good	Good	Good	Good	Seldom
Quartzite	Good	Good	Good	Good	Seldom
Marble	Fair	Good	Good	Good	Possible
Serpentinite	Fair	Fair	Good	Fair to poor	Possible
Amphibolite	Good	Good	Good	Good	Seldom
Slate	Good	Good	Good	Poor	Seldom

En esta tabla se muestra el resumen de las propiedades de ingeniería de las rocas. Se observa que salvo un par de casos, las rocas ígneas y metamórficas son, comprobadas nuevamente, las mejores rocas que pueden ser utilizadas como agregados.

Table 3-5. Summary of Aggregate Properties to Meet Function of System (9)

Function	Aggregate Property	Relative Importance of Property in Hot Mix Asphalt	
Have adequate internal strength and ability to distribute surface pressure and to prevent excessive surface deformations	1. Mass modulus	I	
	2. Particle strength	I	
	3. Particle stiffness	I	
	4. Particle surface texture	I	
	5. Particle shape	I	
	6. Grinding	I	
	7. Maximum particle size	I	
Resist deteriorating effects of weather and chemicals	1. Resistance to attack by chemicals	U	
	2. Solubility	U	
	3. Swelling	I	
	4. Resistance to water-drying	U	
	5. Resistance to freezing-thawing	U	
	6. Pore structure	I	
Resist deteriorating effects of applied loads	1. Resistance to degradation	I	
Reduce the effects of internal forces, such as expansion, contraction and warping	1. Volume change-thermal	N	
	2. Volume change-wetting and drying	N	
	3. Pore structure	N	
	4. Thermal conductivity	N	
Be compatible with binder used in system	1. Chemical compound reactivity	I	
	2. Organic material reactivity	N	
	3. Coatings	I	
	4. Volume stability	N	
	5. Heat exchange	I	
	6. Surface charge	I	
	7. Pore structure	N	
Retain acceptable standards of performance as the surface by:			
	a. Maintaining adequate skid resistance	1. Particle shape	I
		2. Particle surface texture	I
		3. Maximum particle size	I
		4. Particle strength	I
		5. Wear resistance	I
		6. Particle shape of abraded fragments	I
		7. Pore structure	I
	b. Having acceptable surface roughness characteristics	1. Maximum particle size	I
		2. Grinding	I
c. Minimizing glare and light reflectivity	1. Reflectivity	I	
	2. Glare	I	
d. Preventing the occurrence of loose material	1. Resistance to degradation	I	
	2. Specific gravity	I	
e. Minimizing tire wear	1. Particle shape	I	
	2. Particle surface texture	I	
	3. Maximum particle size	I	
f. Minimizing rolling resistance	1. Maximum particle size	I	
	2. Particle shape	I	
g. Minimizing noise level	1. Maximum particle size	I	
	2. Particle shape	I	
h. Preventing electrostatic buildup	1. Electrical conductivity	I	
Retaining properties during the construction process that support all other functions of the system	1. Maximum particle size	I	
	2. Resistance to degradation	I	
	3. Integrity during handling	I	

NOTES
 I - Important
 N - Not Important
 U - Importance Unknown

En esta tabla se muestra un resumen de la importancia de las propiedades de los agregados en cuanto a: resistencia a los esfuerzos internos, resistencia al agua y agentes químicos, resistencia a las cargas, estabilidad, compatibilidad con el ligante, resistencia al deslizamiento, textura superficial, desprendimiento del material, minimización del desgaste de los cauchos, minimización de la resistencia al rodamiento, minimización del ruido, prevención de formación electrostática y retención de las propiedades anteriores en el proceso constructivo

Table 3-5. Summary of Aggregate Properties to Meet Function of System (2)

Function	Aggregate Property	Relative Importance ¹ of Property in Hot Mix Asphalt
Have adequate internal strength and stability to distribute surface pressures and to prevent extensive surface deflections	1. Mass stability	I
	2. Particle strength	I
	3. Particle stiffness	I
	4. Particle surface texture	I
	5. Particle shape	I
	6. Grading	I
	7. Maximum particle size	I
Resist deteriorating effects of weather and chemicals	1. Resistance to attack by chemicals	U
	2. Solubility	U
	3. Slaking	I
	4. Resistance to wetting-drying	U
	5. Resistance to freezing-thawing	U
	6. Pore structure	I

¹NOTES

I - Important
 N - Not Important
 U - Importance Unknown

En esta figura se hace un detalle de la tabla anterior y se observa como se hace la clasificación en los términos: Importante (I), No Importante (N) o Importancia Desconocida (U)



Instituto Venezolano del Asfalto



Mezclas asfálticas en caliente: Materiales y mezclas

***Tercera Parte: Propiedades de ingeniería
de los agregados para mezclas en caliente***

gcorredorm@cantv.net



Instituto Venezolano del Asfalto



Mezclas asfálticas en caliente: Materiales y mezclas

***Cuarta Parte: Propiedades de ingeniería
de las mezclas asfálticas***

gcorredorm@cantv.net

Propiedades deseadas en una mezcla asfáltica:

Estabilidad

Durabilidad

Resistencia a la fatiga

Impermeabilidad

Resistencia al deslizamiento

Trabajabilidad

Flexibilidad

Economía

Regularidad

El diseño adecuado de una mezcla asfáltica de pavimentación debe perseguir el que en ella se obtengan alguna de las propiedades mencionadas en la lámina, aun cuando es muy difícil que en una mezcla se puedan alcanzar todas ellas. De las propiedades más importantes para el usuario que aquí se mencionan son la estabilidad, resistencia a la fatiga y la resistencia al deslizamiento

Estabilidad:

Capacidad de una mezcla asfáltica para resistir la deformación ante el efecto de las cargas impuestas por los vehículos



Los pavimentos con baja estabilidad sufren ahuellamientos (como lo que se observa en la fotografía superior, que es una falla que causa especies de canales por donde pasan los cauchos de los vehículos)

Estabilidad:

$$\tau = c + \sigma * \operatorname{tg} \phi + \eta * d\gamma / dt$$

Donde:

τ = Resistencia al corte

c = Cohesión o resistencia al corte "inicial"

σ = Componente normal al plano de corte

ϕ = Ángulo de fricción interna

η = Viscosidad de masa

γ = Deformación por corte

t = Tiempo en que actúa el esfuerzo

Las mezclas asfálticas al ser un sistema granular-cohesivo resisten los esfuerzos de corte mediante tres parámetros fundamentales que se detallan en la ecuación presentada en esta lámina. Esos parámetros son la cohesión, que es la fuerza aglutinante propia de una mezcla asfáltica para pavimentación, la fricción interna que es el aporte de los granos a la estabilidad de una mezcla y la viscosidad de masa, cuyo valor es una característica del material igual a la razón entre la resistencia viscosa media y la velocidad de deformación a temperatura constante

Estabilidad

Cohesión:

fuerza aglutinante propia de una mezcla asfáltica para pavimentación, y se corresponde básicamente con el aporte del ligante asfáltico

Fricción interna:

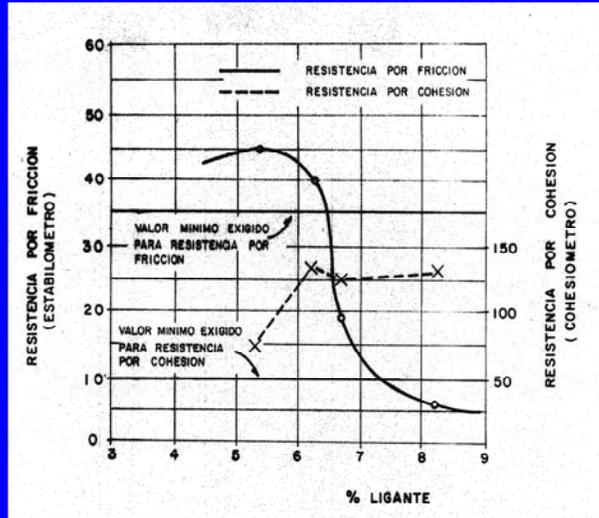
combinación del roce y de la trabazón del agregado dentro de la mezcla

Viscosidad de la masa:

resistencia viscosa, función de la temperatura y de la velocidad de deformación

En esta lámina se describen los tres parámetros que de alguna manera rigen la estabilidad de un pavimento. A cohesión posee valores bajos y con la adición de asfalto y su valor depende de la temperatura. La fricción interna depende del tamaño y forma de las partículas, pero se ve disminuida en algunos grados por el efecto lubricante del ligante. La viscosidad de masa. La resistencia viscosa de la mezcla es superior a la del ligante bituminoso aislado debido a la interacción de las partículas incorporadas al mismo

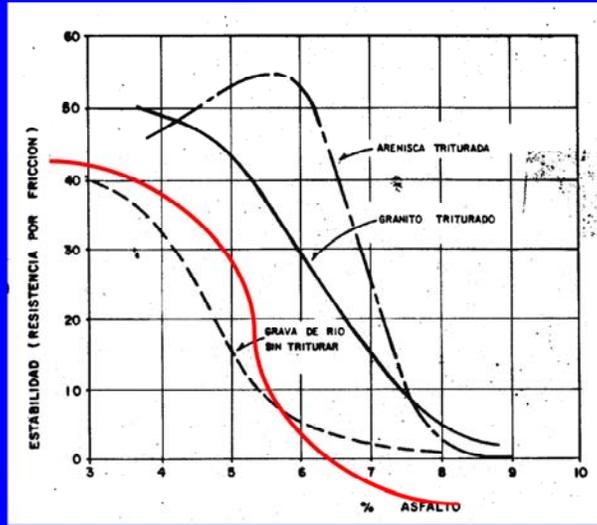
Estabilidad:



Influencia del porcentaje de ligante en una mezcla de granulometría densa sobre las componentes de fricción y cohesión de la estabilidad. Fuente: A Short Course on Asphalt Mixes, C.L. Monismith

Esta figura muestra tendencias generales de la estabilidad en una mezcla de granulometría densa que presentan tanto el componente de fricción interna como en el de la cohesión ante variaciones en el contenido de asfalto siguiendo la metodología del ensayo Hveem. En este ensayo se han mantenido constante el tipo de ligante, la energía y la temperatura de compactación; el tipo, textura superficial, tamaño y distribución granulométrica de los agregados. Sólo se ha variado el contenido de ligante.

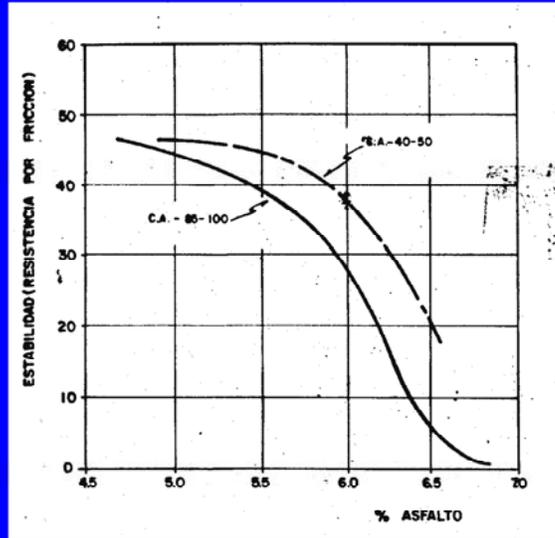
Estabilidad:



Efecto del tipo y forma del agregado y del contenido de asfalto sobre la estabilidad de una mezcla asfáltica. Fuente: *A Short Course on Asphalt Mixes*, C.L. Monismith

Esta figura ilustra el efecto sobre la estabilidad que tienen tanto el contenido de asfalto como la textura superficial del agregado y la forma de las partículas. De igual manera ilustra fundamentalmente el efecto friccional como aporte de los agregados en el desarrollo de la estabilidad de una mezcla

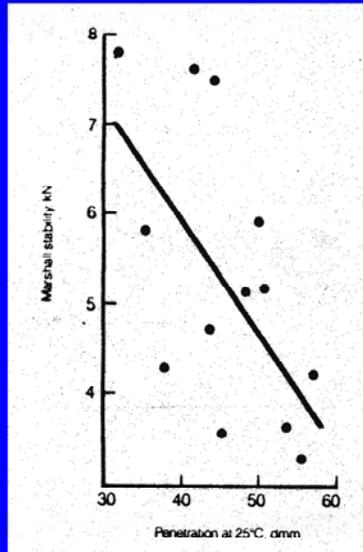
Estabilidad:



Efecto de la consistencia del ligante sobre la relación de una mezcla asfáltica y su contenido de asfalto . Fuente: *A Short Course on Asphalt Mixes*, C.L. Monismith

En esta figura se indican dos mezclas que para cualquier contenido de ligante resultan en estabilidades diferentes aun cuando están elaboradas con el mismo tipo de agregado. La única diferencia entre ambas mezclas es el tipo de ligante y que la estabilidad del ligante más duro (40-50) es mayor que la del asfalto más fluido (85-100)

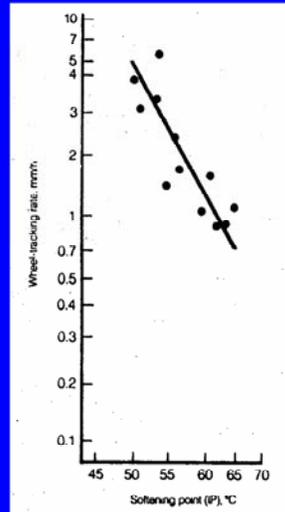
Estabilidad:



Efecto de la penetración en la estabilidad. Fuente: The Shell Bitumen Handbook, 1990

Esta figura presenta resultados similares en una mezcla ensayada bajo el Método Marshall: para un mismo agregado, con una misma forma, textura superficial y distribución de tamaños se obtienen mayores estabilidades a medida que se utilizan asfaltos de menos penetración: a menor penetración mayor estabilidad

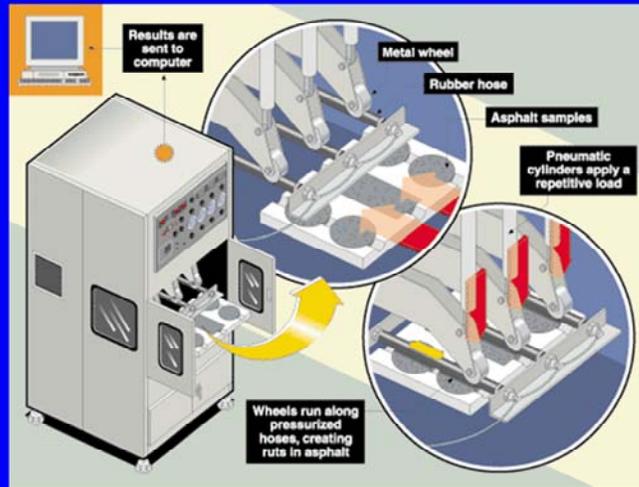
Estabilidad:



*Efecto de la viscosidad (punto de ablandamiento) en la deformabilidad de una mezcla.
Fuente: The Shell Bitumen Handbook, 1990*

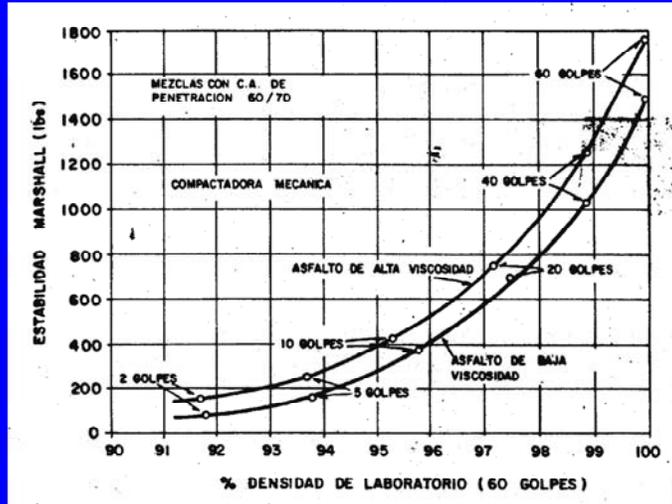
En esta figura se ilustra el efecto de la viscosidad de un asfalto, en este caso medida como “punto de ablandamiento” sobre la resistencia al ahuellamiento de una mezcla sometida al ensayo de “Wheel tracking” o paso continuo de una rueda sobre la mezcla: a mayor punto de ablandamiento, más viscoso es el ligante y por ende menor su ahuellamiento

Medición del ahuellamiento



En este esquema ilustrado se muestra el ensayo del ahuellamiento. El primer paso consiste en que ruedas pasan por unas mangueras a presión, creando ahuellamiento. Luego los cilindros neumáticos aplican una carga repetitiva sobre las muestras de mezcla y luego los resultados son enviados a una computadora para ser analizados

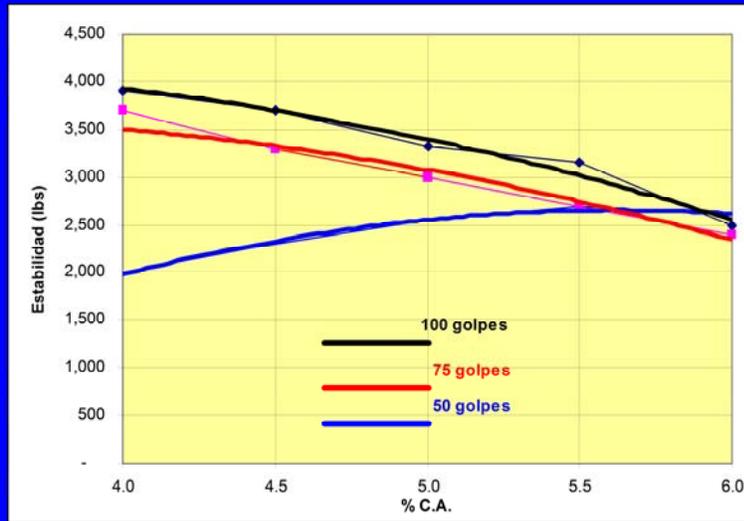
Estabilidad:



Efecto de la densidad y de la viscosidad del ligante sobre mezclas asfálticas en caliente compactadas siguiendo el Método Marshall. Fuente: US Department of Transportation: Hot Mix Bituminous Paving Manual, 1985

Esta figura ilustra, mediante resultados de ensayos de laboratorio que si se toma cualquiera de las dos curvas representadas se observa que para una densidad lograda mediante la aplicación de 60 golpes de un martillo de compactación – que se define en este gráfico como densidad 100% - se observan valores mayores de estabilidad que a una menor cantidad de golpes.

Estabilidad:



Efecto de la energía de compactación (densidad) en la estabilidad. Fuente: Corredor, G. & Sánchez L., F.: información básica en el desarrollo del sistema Ramcodes, 2002

Esta figura ilustra de otra manera el efecto de la densidad en la estabilidad de una mezcla asfáltica: en este caso se ha compactado el mismo agregado, empleando un mismo ligante a la misma temperatura pero se varía la energía de compactación. Se observa que para contenidos de ligante entre 4% y 5.2% para la mezcla con mayor energía de compactación se obtiene mayor densidad. A partir de 5,2% de contenido de ligante no se nota una diferencia apreciable debido a que las partículas han perdido el contacto “grano a grano”

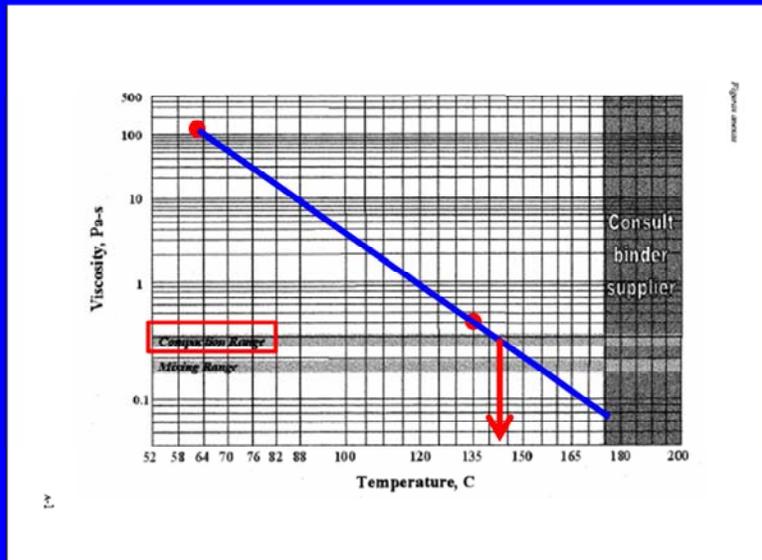
Estabilidad:

Golpes por cara	% C.A.	% Vv	Estabilidad Marshall	Peso Unitario	Flujo (0.01 pulg)	VAM (%)	VII (%)
100	5.0	4.0	3.275	2.360	14.8	13.1	67
75	5.5	4.0	2.700	2.348	13.0	13.8	71
50	6.2	4.0	2.600	2.330	16.0	15.4	75

Efecto de la densidad en la estabilidad. Fuente: Corredor, G. & Sánchez L., F.: información básica en el desarrollo del sistema Ramcodes, 2002

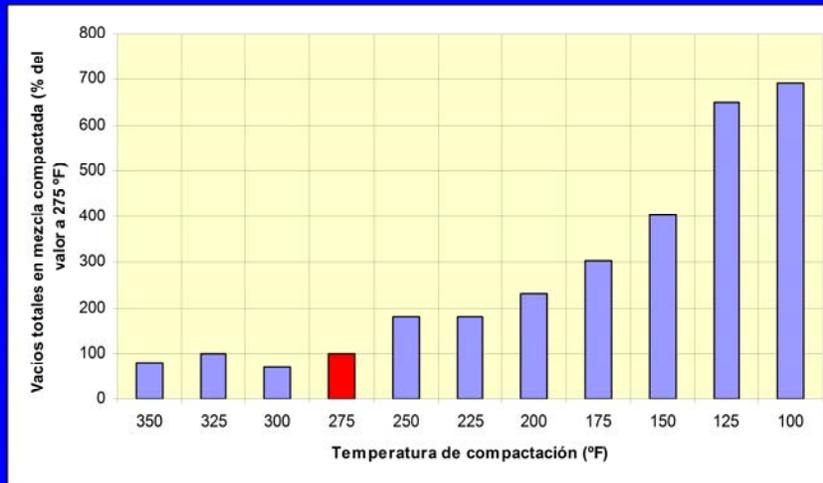
Este cuadro permite presentar otro enfoque al efecto de la densidad sobre la estabilidad. De esta manera se demuestra que para un mismo contenido de aire la estabilidad se incrementa con la densidad, debido al mayor empaquetamiento entre partículas del agregado logrado al aplicarse un mayor número de golpes por cara. A mayor empaquetamiento, mayor contacto “grano a grano” por ende una mayor fricción interna entre las partículas y el desarrollo de una mayor estabilidad

Estabilidad:



En esta curva viscosidad-temperatura se observa que para cierto ligante, para obtener su mayor estabilidad se obtiene una temperatura ideal a la cual se debe compactar la mezcla.

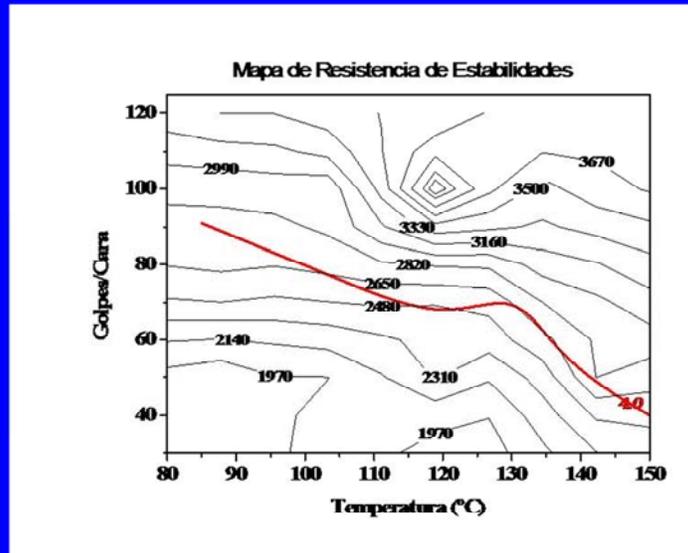
Estabilidad:



Efecto de la temperatura en la densidad de una mezcla asfáltica. Fuente: US Department of Transportation: Hot Mix Bituminous Paving Manual, 1985

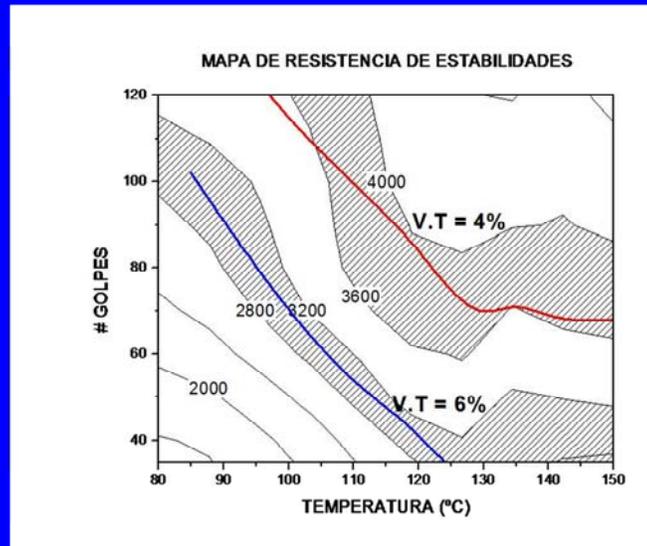
Esta figura muestra el efecto de la temperatura en la densidad de una mezcla asfáltica en la que se mantienen constantes la forma, textura y granulometría del agregado, y el tipo y cantidad de ligante, así como la energía de compactación. Lo único que se modifica es la temperatura a la que se compacta la mezcla en el laboratorio. La barra roja indica que a 275°F, es decir, 135°C se obtiene una energía de compactación del 100%. Se debe recordar que a mayor contenido de vacíos menor será la densidad.

Estabilidad:



En esta figura se puede observar la línea roja como la curva del porcentaje de vacíos. En campo, a diferencia de la figura anterior, donde la energía de compactación permanecía igual, se puede variar este parámetro, de modo que si la temperatura disminuye sólo debe aumentarse esta energía para obtener los resultados deseados. Se puede inferir, por ende, que a menor temperatura mayor debe ser la energía de compactación en campo

Estabilidad:



En esta figura, al igual que la anterior, se representan los rangos de estabilidad permitida en campo para los porcentajes de vacíos totales en una mezcla. En este caso se hace un análisis para el 4% y 6% de vacíos totales. Se puede observar de igual manera el mismo principio que en la figura anterior. Para una menor temperatura, se requerirá de una mayor energía de compactación y mayor cantidad de golpes para alcanzar el porcentaje de vacíos para el que se ha diseñado

Estabilidad

CUADRO 2

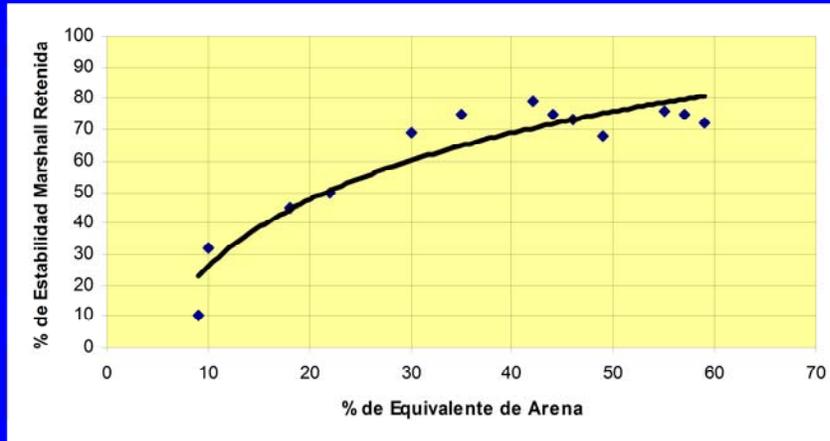
Variación de los valores de coeficientes estructurales en función de algunas Características de diseño de una mezcla asfáltica de rodamiento (*)

Tipo de mezcla	Contenido de ligante	Porcentaje de vacíos totales (Vv)		
		2%	3,5%	5%
• Concreto asfáltico densamente gradado				
° con <u>pedra picada</u>				
	Optimo - 1%	0,52	0,49	0,46
	Optimo	0,48	0,45	0,43
	Optimo + 1%	0,45	0,42	0,39
° con <u>agregado de río</u>				
<u>sin triturar</u>	Optimo - 1%	0,51	0,48	0,45
	Optimo	0,47	0,44	0,42
	Optimo + 1%	0,44	0,41	0,38
° con <u>escoria de acería</u>				
	Optimo - 1%	0,49	0,46	0,44
	Optimo	0,46	0,43	0,40
	Optimo + 1%	0,42	0,39	0,36
• <u>Arena asfalto en caliente</u>				
	Optimo - 1%	0,38	0,35	0,31
	Optimo	0,37	0,34	0,30
	Optimo + 1%	0,36	0,33	0,29

(*) Fuente: Rada, J. M. "Tesis de Doctorado en la Universidad de Maryland", 1986

De este cuadro se deduce, por ejemplo, que para una mezcla preparada con piedra picada, un buen diseño de mezcla puede resultar en que el espesor de la capa que se construya con dicha mezcla sea de 12 cm – si el contenido de ligante es igual al óptimo + 1% y 5% de vacíos – o de tan solo 9 cm si la mezcla fuese diseñada con una cantidad de ligante igual al óptimo menos 1% y contenido de vacíos de 3%. Esto es posible gracias a los “coeficientes estructurales”

Estabilidad:



*Efecto de la limpieza (Arena equivalente) de los agregados en la Estabilidad Retenida.
Fuente: Corredor et al, Universidad Santa María, Caracas, 2000*

Como se observa la figura, a medida que el agregado presenta mayor % de Arena Equivalente, la relación entre la estabilidad de una muestra condicionada y la estabilidad de una muestra no condicionada también aumenta. Esta relación se conoce como “Estabilidad Retenida”

Estabilidad:

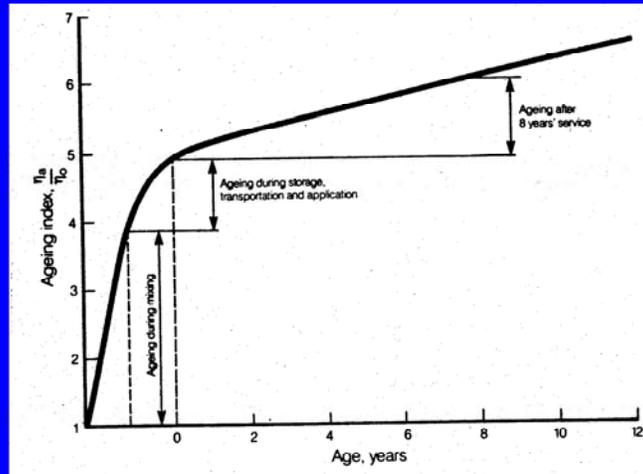
Causas y efectos de la Baja Estabilidad

Causas	Efectos
<i>Exceso de asfalto en la mezcla</i>	<i>Exudación, sartenejal (ondulaciones) y ahuellamiento</i>
<i>Exceso de tamaño medio (arena) en la mezcla</i>	<i>"Blandura" de la mezcla durante la compactación y por un tiempo posterior de servicio Dificultad durante la compactación</i>
<i>Agregado de partículas redondeadas, pocas o ninguna cara producida por fractura</i>	<i>Ahuellamiento y canalización</i>

En esta tabla se resumen las posibles causas que generan una mezcla con baja estabilidad y sus efectos. Al momento de diseñar una mezcla se debe evitar bajo todo concepto las causas que aquí se presentan.

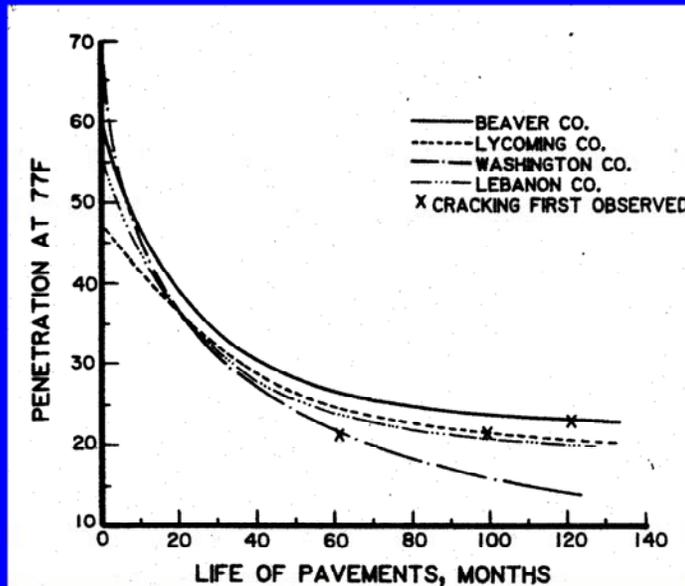
Durabilidad:

La durabilidad se define como la propiedad de una mezcla asfáltica que indica su capacidad de resistir la desintegración debido al tránsito y, fundamentalmente, al efecto del clima a lo largo del tiempo de servicio en obra.



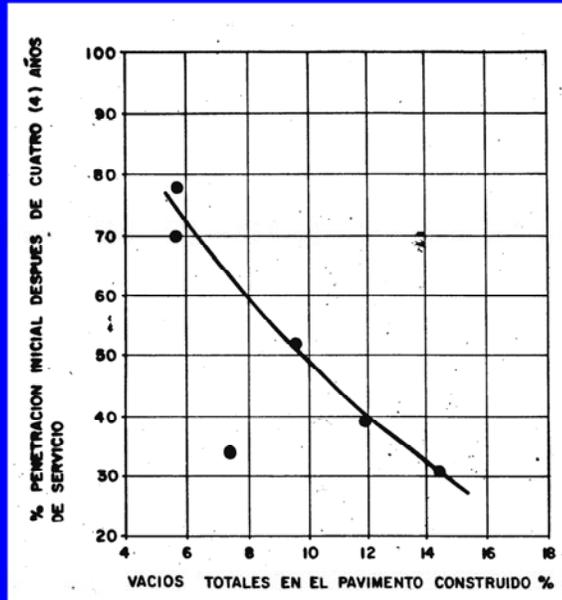
En esta figura se muestra el efecto en el envejecimiento de una mezcla o incremento en el “Índice de envejecimiento”, es decir, su pérdida de durabilidad que en esta figura se define como la relación de viscosidades a lo largo del tiempo. Se observa en esta figura como la viscosidad se incrementa rápidamente durante la etapa de producción en planta, luego a una tasa un poco menor durante la etapa de transporte y colocación en obra y posteriormente continúa el envejecimiento a una tasa aun menor.

Durabilidad



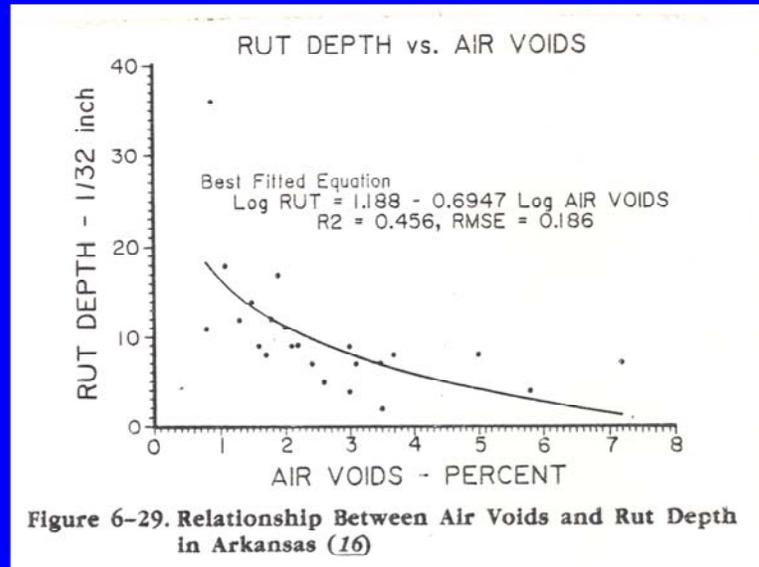
Esta figura permite ilustrar la variación en la penetración de diversas mezclas elaboradas bajo todo tipo de control (*satisfactoriamente diseñadas, producidas en planta y extendidas y compactadas*) con distintos ligantes en función del tiempo de servicio. Como se observa, todas y cada una de las mezclas sufrió una disminución en la penetración con el paso del tiempo y que cuando la penetración alcanzó cifras por debajo de 30 dmm comenzaron a presentarse las primeras señales de agrietamiento en las mezclas. Es decir, la pérdida de durabilidad (=envejecimiento) es un proceso natural e indetenible, aun en los casos de mezclas óptimamente diseñadas y construidas; y que llegará un momento en su vida de servicio en el que, al alcanzar penetraciones muy bajas, el ligante habrá perdido sus capacidades de adherencia y ductilidad, y la mezcla se habrá tornado quebradiza.

Durabilidad



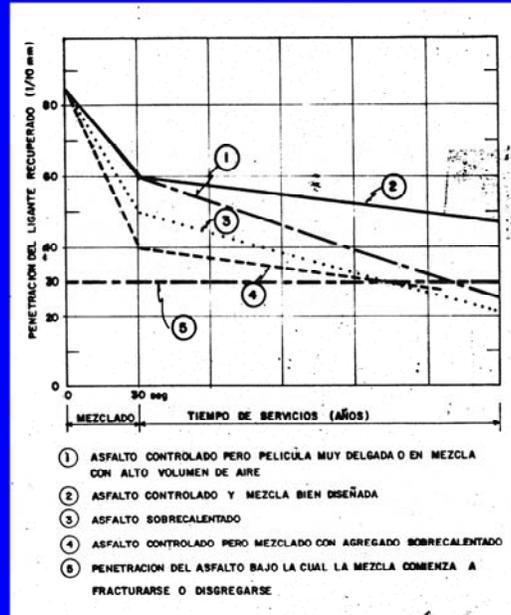
En esta figura el “envejecimiento” – indicado en la figura como una reducción en la penetración de la muestra y expresada como un porcentaje de la penetración inicial – demuestra como el ligante se endurece a medida que el porcentaje de vacíos en la mezcla aumenta. La razón es que a mayor espacio ocupado por el aire, hay mayor cantidad de oxígeno en contacto con el ligante y se acelera el proceso de oxidación que transforma resinas en asfaltenos y asfaltenos en carbones lo que resulta en la pérdida de adherencia y ductilidad del ligante en una mezcla

Durabilidad



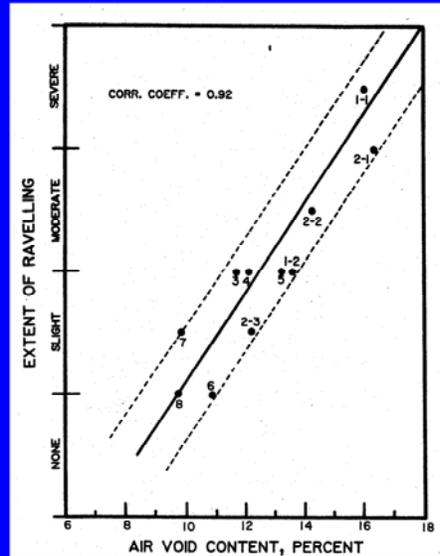
En esta figura se ilustra la condición de que a muy pocos vacíos las mezclas tienden a ser deformables, y señala que a contenidos de vacíos mayores a 8% el ahuellamiento es prácticamente nulo y se hace asintótico. Esta figura es de suma importancia ya que señala que el 8% es un valor máximo práctico del contenido de aire.

Durabilidad



Esta figura permite visualizar de una manera dramática el efecto negativo del sobrecalentamiento de una mezcla asfáltica sobre el comportamiento total de esa mezcla a lo largo de su vida útil. También se observa que no es sólo el sobrecalentamiento de los asfaltos o de los agregados lo que pueda afectar la durabilidad de la mezcla y un correcto proceso de compactación en obra afectan notablemente el comportamiento de un pavimento ante el paso del tiempo debido a que los procesos de oxidación se realizarán con menor o mayor intensidad y rapidez

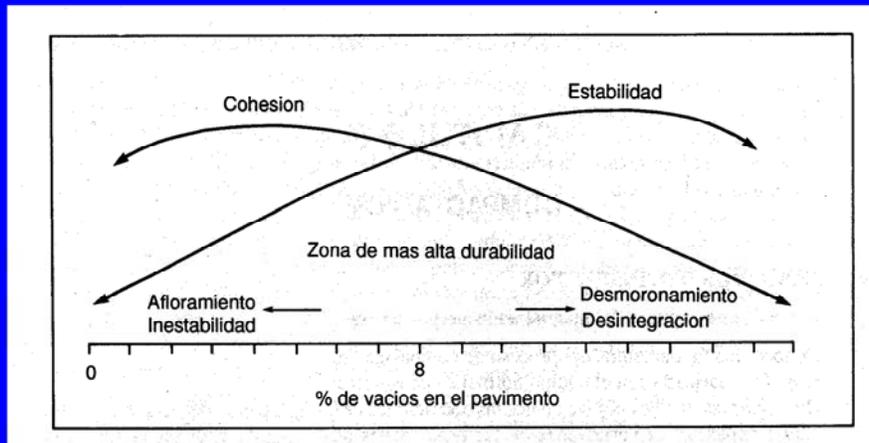
Durabilidad



Efecto del contenido de aire en la disgregación de una mezcla asfáltica. Fuente: NCA, Hot mix asphalt materials, mixture design and construction, 1996

Esta figura ilustra que el contenido de aire dentro de la mezcla sí tiene un efecto sobre los agregados, fundamentalmente porque pueden desprenderse de la mezcla por disgregación. También se observa la importancia de que una mezcla no contenga más de 8% de vacíos en campo, ya que la disgregación por debajo de este valor es prácticamente nula pero comienza a mostrarse ligeramente cuando se supera el 8% hasta ser severa si los vacíos fueren mayores al 14%

Durabilidad



Relación entre el contenido de vacíos y la durabilidad de un pavimento. Fuente: Instituto Americano del Asfalto. Principios de construcción de pavimentos de mezcla asfáltica en caliente. Manual MS-22. edición en español, 1992

La estabilidad máxima en una masa de agregados se alcanza cuando la cantidad de asfalto sobre las partículas llega a un valor crítico. Una cantidad adicional de asfalto actúa más como lubricante que como ligante, reduciéndose la estabilidad aun cuando se ha aumentado su durabilidad. Esta figura también señala el 8% de contenido de vacíos como el balance de la cohesión y estabilidad

Durabilidad

Causas y efectos de la Baja Durabilidad

Causas	Efectos
<i>Bajo contenido de asfalto</i>	<i>Resequedad o disgregación</i>
<i>Alto contenido de vacíos por mal diseño, o por falta de compactación</i>	<i>Endurecimiento prematuro del asfalto, seguido por disgregación, agrietamiento y/o desintegración</i>
<i>Agregados con alta susceptibilidad al agua (hidrofilicos)</i>	<i>La película de asfalto se separa del agregado dejando las partículas descubiertas, con tendencia a la disgregación</i>

En esta tabla se resumen las causas que generan una mezcla con baja durabilidad y los efectos que se producen sobre dicha mezcla. Al momento de diseñar una mezcla deben evitarse estas causas. Se recomienda de igual manera una granulometría densa, densidad alta y contenido alto de asfalto, seguido por una apropiada compactación

Resistencia a la fatiga:

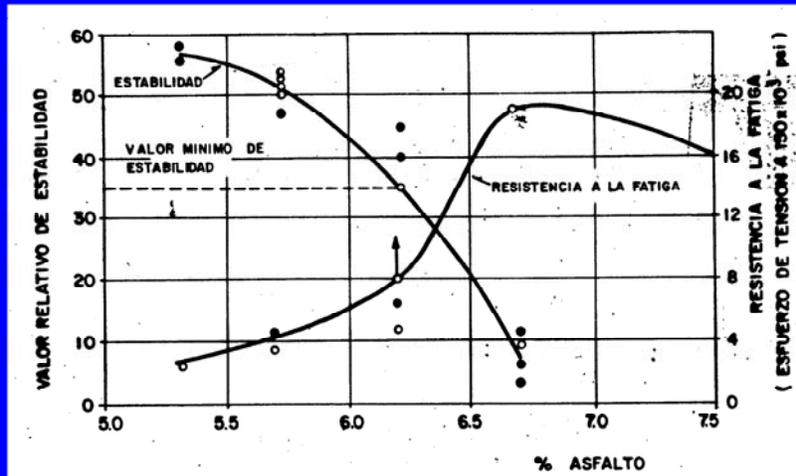
La resistencia a la fatiga se define como la capacidad de una mezcla asfáltica para soportar las deflexiones repetidas causadas por el paso de las cargas



Agrietamiento tipo "piel de cocodrilo", por efecto de la fatiga de la mezcla

Si la fatiga de piel de cocodrilo sucede antes de que el período de comportamiento haya transcurrido se deberá probablemente a que las cargas realmente aplicadas exceden las considerados en el momento del proyecto.

Resistencia a la fatiga



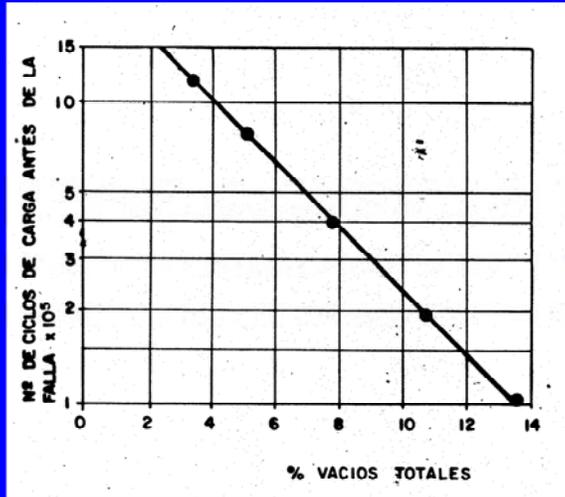
Esta gráfica ilustra el efecto del contenido de asfalto sobre la resistencia a la fatiga en mezclas densas. Para elaborar una buena mezcla asfáltica se debe hallar el equilibrio entre estabilidad – que recomienda contenidos relativamente bajos de ligante – con la resistencia a la fatiga, que recomienda lo contrario, es decir, que sea rica en cemento asfáltico

Resistencia a la fatiga



En estas fotografías se muestra un ensayo de resistencia a la fatiga llevándose a cabo

Resistencia a la fatiga



Relación entre el contenido de vacíos totales y la resistencia a la fatiga de una mezcla asfáltica

La figura que aquí se presenta es el resultado de una investigación realizada en el Laboratorio de Caminos de Dinamarca e ilustra cómo aumenta la resistencia a la fatiga a medida que el porcentaje de vacíos totales – es decir, el espacio ocupado por el aire en una mezcla – se hace menor.

Resistencia a la fatiga

- Mezcla en laboratorio:

- Contenido de cemento asfáltico: 5,5%
- Porcentaje de Pasa 200: 6%

Mezcla	% vacíos totales	Ciclos para falla por fatiga
A	3%	7,33 E(+) ⁶ repeticiones
B	5%	2,57 E(+) ⁶ repeticiones

- Mezcla en campo

Mezcla	% vacíos diseño	% de compactación	% vacíos campo	Ciclos falla por fatiga
A	3%	97%	5,9%	1,58 E(+) ⁶
B	5%	97%	7,9%	0,89 E(+) ⁶

Ensayos sobre capa de concreto asfáltico densamente gradado de 17,5 cm de espesor y por una base granular de piedra picada de 25,0 cm de espesor, construido sobre un material de fundación con un CBR de 4%

De esta información, la vida de servicio de la estructura del pavimento puede reducirse de 7.33 millones de repeticiones (88% en el número de EE que el pavimento soporta) debido a un diseño inadecuado de mezcla asfáltica y a una dosificación insuficiente durante la operación de compactación de la mezcla sobre la vía. Para reducir la posibilidad de una fatiga temprana del material se debe estimar adecuadamente el número de repeticiones de carga, evitar la saturación de la sub-rasante, emplear materiales que no se debiliten por la presencia de agua o saturación y que sean suficientemente deformables, lograr un buen diseño de mezcla con un % de vacíos del 3% al 5% y garantizar una correcta compactación en obra

Resistencia a la fatiga

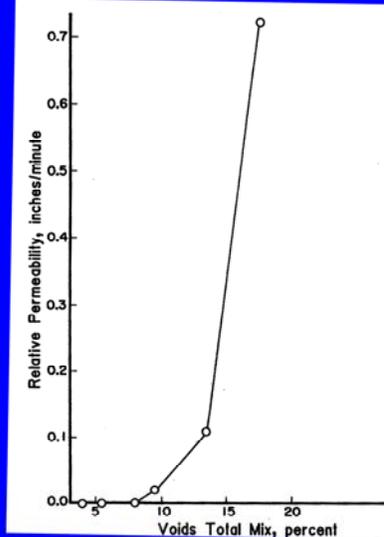
Causas y efectos de baja resistencia a la fatiga

CAUSAS	EFFECTOS
<i>Bajo contenido de ligante</i>	<i>Agrietamiento por fatiga</i>
<i>Alto contenido de vacíos durante el diseño de laboratorio</i>	<i>Envejecimiento prematuro del ligante, seguido de agrietamiento por fatiga</i>
<i>Falta de compactación durante la etapa de construcción en campo</i>	<i>Envejecimiento prematuro del ligante, seguido de agrietamiento por fatiga</i>

En esta tabla se presenta un resumen de las causas que generan una mezcla con baja resistencia a la fatiga y los efectos que se producen. Como se observa, los aspectos claves del agrietamiento por fatiga están relacionados con el contenido de ligante y el porcentaje de vacíos, que a su vez están relacionados igualmente

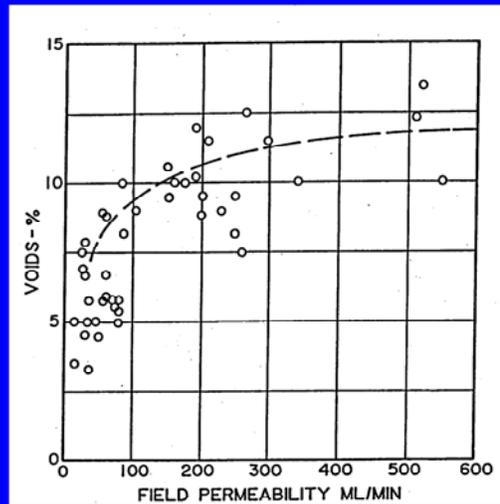
Impermeabilidad

La impermeabilidad se define como la resistencia que ofrece una mezcla asfáltica al pasaje del agua y del aire por dentro de ella



Esta figura ilustra el efecto del contenido de vacíos de una mezcla en la permeabilidad en una investigación realizada en el estado de Georgia (EEUU). Se observa que hasta un contenido de vacíos de 8% las mezclas son totalmente impermeables. Cabe acotar que este valor de 8% ha sido mencionado con anterioridad en cuanto a durabilidad y resistencia a la fatiga de las mezclas

Impermeabilidad



Relación entre el contenido de aire y permeabilidad en pavimentos en el estado de California, EEUU. Fuente: NCAT, Hot mix asphalt materials, mixture design and construction, 1996

En esta figura se ilustra el resultado de otras investigaciones, esta vez en el estado de California (EEUU). Aquí se puede observar que en algunas mezclas con contenidos de vacíos cercanos a 8% ya se observa un grado de permeabilidad. A medida que va creciendo el valor del porcentaje de vacíos al principio aumenta con rapidez, pero alrededor del 11.5% la permeabilidad crece más lentamente.

Permeabilidad de las mezclas tipo "M"



En esta fotografía se observa el problema de la permeabilidad cuando ocurren porcentajes de vacíos superiores a los estipulados para cada granulometría

Impermeabilidad

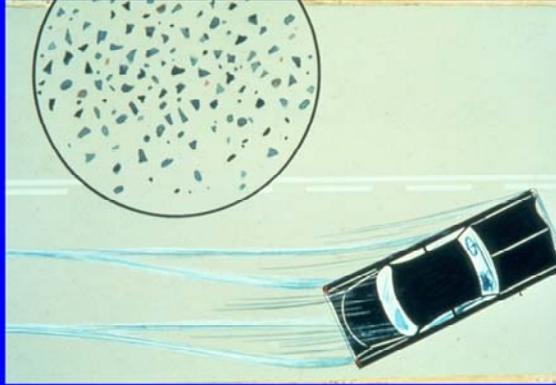
Causas y efectos de una baja permeabilidad

CAUSAS	EFFECTOS
<i>Bajo contenido de ligante</i>	<i>Película muy delgada de asfalto sobre los agregados causará envejecimiento prematuro y disgregación</i>
<i>Alto contenido de vacíos durante el diseño de la mezcla</i>	<i>El agua y el aire pueden entrar más fácilmente a la mezcla y acelerar su oxidación y disgregación</i>
<i>Falta de compactación durante la etapa final de construcción en obra</i>	<i>Pavimento con un alto contenido de aire, con lo cual se permite la infiltración del agua y disminuye la estabilidad de la mezcla y de las capas inferiores del pavimento por debajo de ella</i>

En esta tabla se resumen las causas que generan una mezcla permeable y los efectos que producen sobre ellas. Cuando se diseña una mezcla deben evitarse las condiciones que causan estas mezclas muy abiertas. Se puede observar, igualmente, que al igual que para el agrietamiento por fatiga, el bajo contenido de ligante y los altos contenidos de vacíos afectan negativamente el pavimento

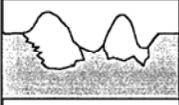
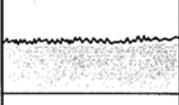
Resistencia al deslizamiento

La resistencia al deslizamiento es la capacidad que tiene el pavimento de proporcionar una fricción adecuada en la interfaz neumático-calzada de rodamiento para obtener buenas condiciones de frenado aún en superficies húmedas.



La característica funcional más importante del pavimento desde el punto de vista de la seguridad es el mejoramiento de la adherencia con el neumático. El riesgo de deslizamiento en tiempo de lluvia es algo que se pretende evitar para reducir los accidentes.

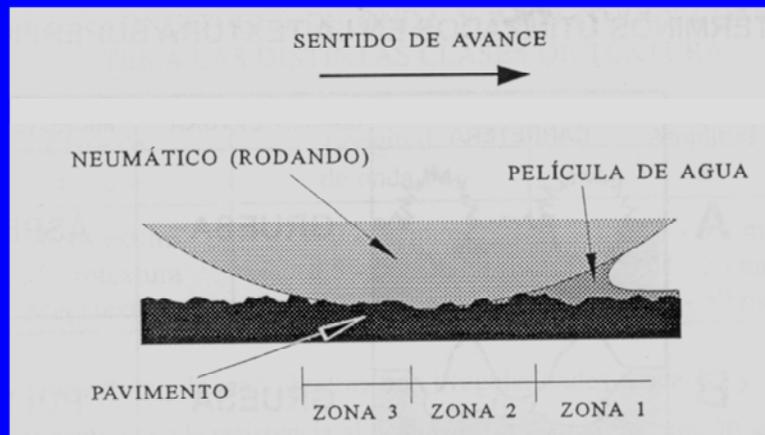
Resistencia al deslizamiento

SUPERFICIE DE LA CARRETERA	MACROTEXTURA	MICROTEXTURA
	GRUESA	ÁSPERA
	GRUESA	PULIDA
	FINA	ÁSPERA
	FINA	PULIDA

Características de macro y microtextura. Fuente: R. Adrian Nosetti: Apuntes de curso de Postgrado, Universidad de La Plata, 2002

El pavimento contribuye a la resistencia al deslizamiento con pequeñas irregularidades superficiales, mediante la microtextura, que no son más que ondas de pequeña amplitud y longitud, y macrotextura que tienen longitudes y amplitudes de onda mayores.

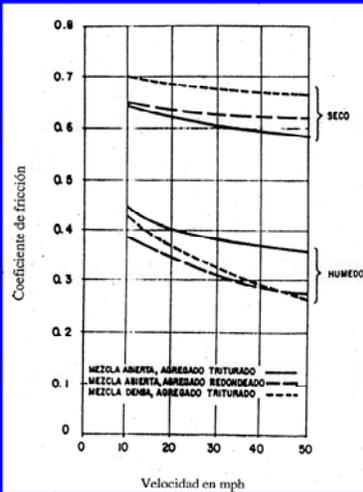
Resistencia al deslizamiento



Condiciones de contacto entre neumático y pavimento húmedo. Fuente: R. Adrian Nosetti: Apuntes de curso de Postgrado, Universidad de La Plata, 2002

En esta figura se representan esquemáticamente las condiciones de contacto existentes entre el neumático el pavimento rígido. Estas condiciones pueden dividirse en tres zonas: la zona 1 (película de agua continua) que impide el contacto del neumático con el pavimento, zona 2 (película de agua discontinua) en la que se ha logrado evacuar la mayor parte del agua y la zona 3 (contacto en seco), en la que se ha desplazado la película de agua y existe un contacto casi seco entre el neumático y el pavimento. Para que esta zona tenga una dimensión suficiente se necesita una capacidad de evacuación mayor de la que proporciona el dibujo del neumático, lo que se consigue con una macrotextura suficientemente gruesa.

Resistencia al deslizamiento



Medidas de resistencia al deslizamiento sobre varias superficies asfálticas. Fuente: *A Short Course on Asphalt Mixes*, C.L. Monismith

Esta figura refleja el tipo de mezcla, textura de los agregados y condición de la superficie del pavimento sobre el coeficiente de fricción. Se puede observar que para la mezcla densa con agregado triturado en pavimentos seco y húmedo hay una gran diferencia. Se busca en el diseño de pavimentos que la reducción del coeficiente de fricción no sea muy marcada en los pavimentos húmedos para las mayores velocidades.

Resistencia al deslizamiento

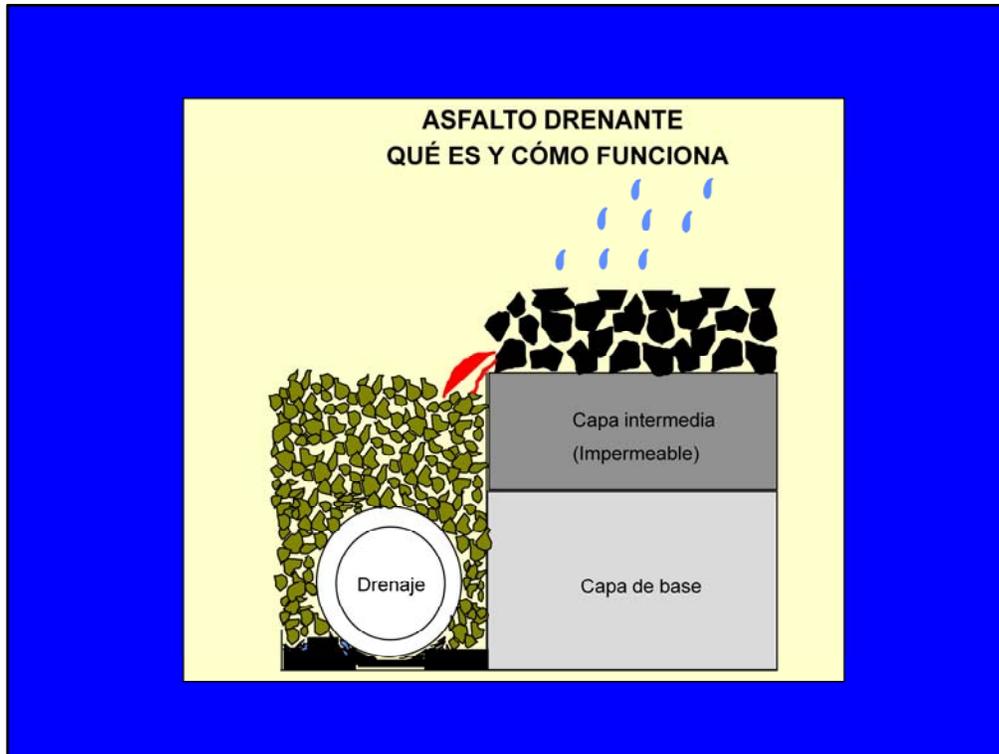


En esta fotografía se observa la mezcla porosa de drenaje de un pavimento. Esta mezcla se caracteriza por poseer agregados con mayores tamaños, lo que pueda derivar en una macrotextura suficientemente gruesa y lograr de esa manera, como ya ha sido discutido, que se aumente la zona de contacto entre el neumático y el pavimento sin presencia perceptible de agua

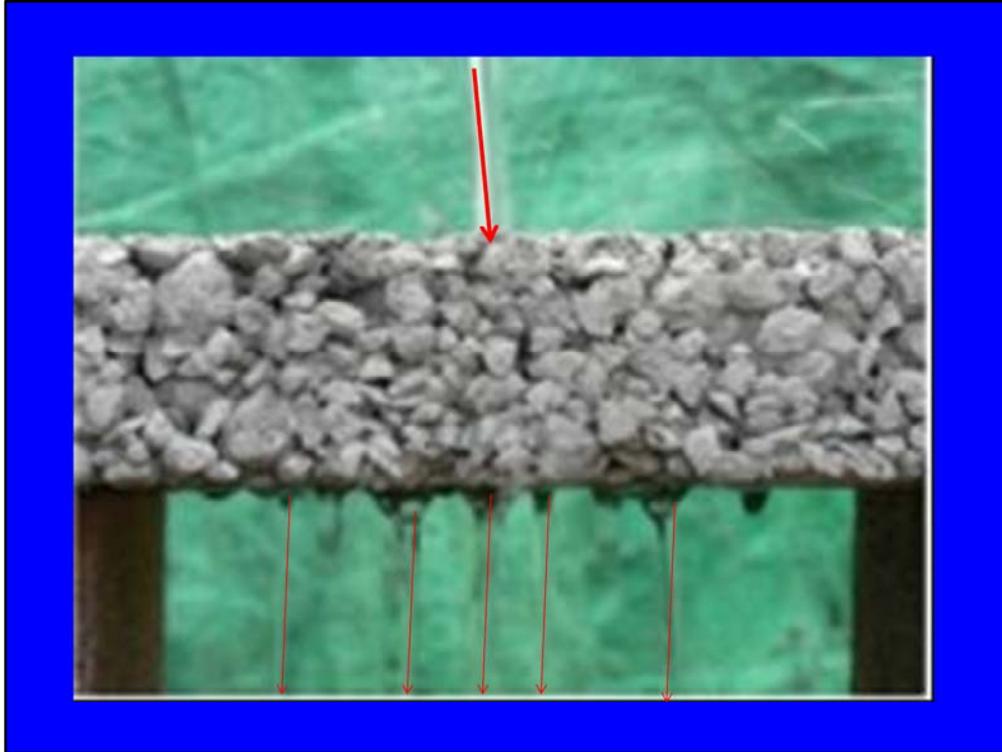
Resistencia al deslizamiento



En esta fotografía se observa una vista de mezclas densas y porosas que permiten un funcionamiento deseable en cuanto a permeabilidad. Se puede observar las diferencias granulométricas entre estas mezclas, lo que produce un efecto drenante adecuado sin afectar las capas inferiores de la estructura



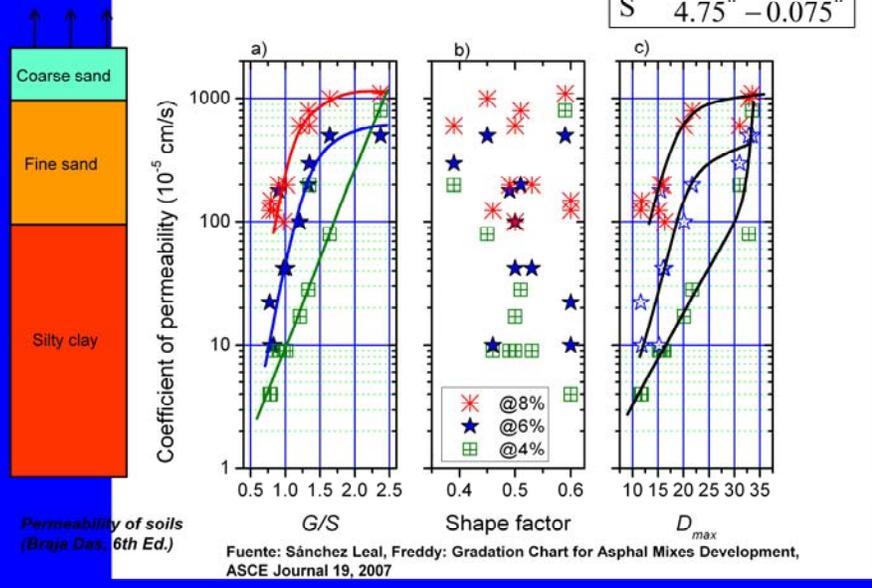
Esta figura ilustra qué es y cómo funciona una mezcla drenante o porosa. La lluvia percola en la mezcla drenante, llevándola a la superficie sobre la cual drenará o incluso permeará hasta la tubería de drenaje. Como capa intermedia se encuentra una mezcla asfáltica impermeable que impide que el agua pase a las capas inferiores para no dañar las capas inferiores de la estructura



En esta fotografía se observa una capa de mezcla drenante ya endurecida y se ilustra cómo pasaría el agua desde la superficie superior hasta la parte inferior de la capa, de modo de otorgar al usuario mayor seguridad al transitar por una vía en la que ha ocurrido una lluvia.

Correlación de la permeabilidad con la estructura granulométrica (G/S)

$$\frac{G}{S} = \frac{D_{max}^n - 4.75^n}{4.75^n - 0.075^n}$$



Resistencia al deslizamiento



Resistencia al deslizamiento



Poco efecto de drenaje en una mezcla densa convencional. Fuente: Corredor, Gustavo

En esta fotografía se observa cómo el vehículo que transita detrás del camión recibe toda el agua que es levantada por los cauchos del mismo, afectando su visibilidad y así se muestra que la impermeabilidad de una mezcla causa una insatisfacción en cadena, tanto para el que transita y pierde control porque la fricción disminuye al haber una película de agua y para el vehículo que le sigue por lo que observamos en la fotografía

Resistencia al deslizamiento



Buen efecto de drenaje en una zona porosa

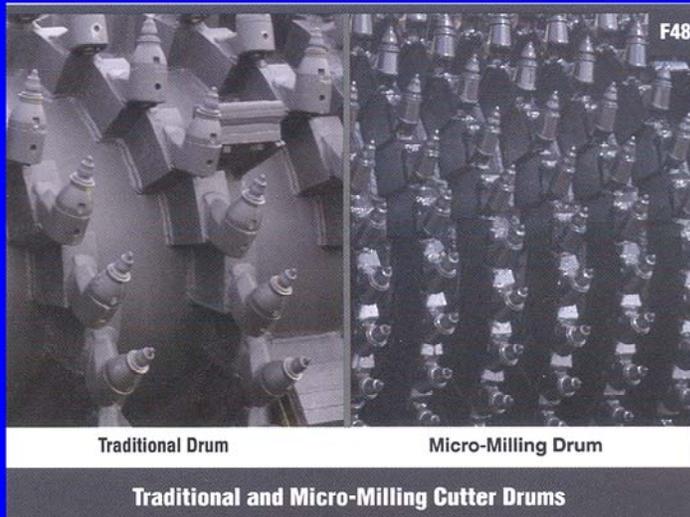
En esta fotografía, sin embargo, se aprecia como el agua detrás del camión ha prácticamente desaparecido, mejorándose notablemente las condiciones de visibilidad de conductor del vehículo detrás del camión

Polímero tipo SBS



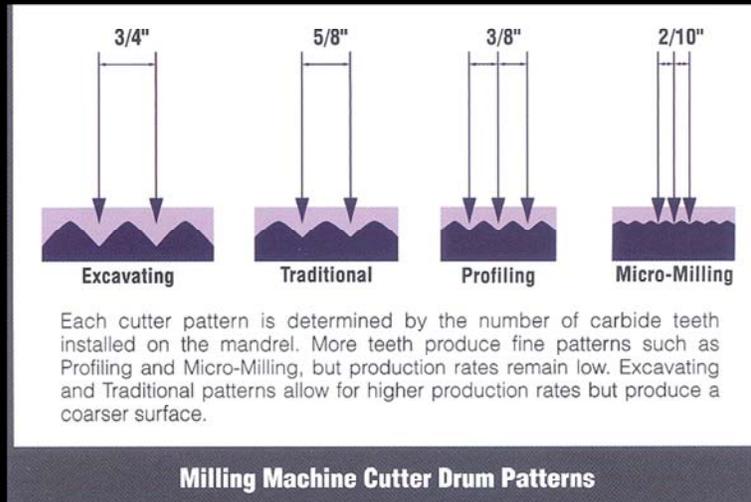
SBS:(estireno-butadieno-estireno) o caucho termoplástico. Es un polímero elástico utilizado para el mejoramiento de mezclas asfálticas de manera de incrementar la resistencia al deslizamiento

Resistencia al deslizamiento



La alternativa para las mezclas densas ya construidas radica en modificar artificialmente su textura superficial mediante el paso de una máquina fresadora equipada con tambores especiales, como se observan en las fotografías, que permiten obtener una superficie rugosa con pequeños canales que facilitan el escape del agua cuando pasa un neumático sobre la superficie del pavimento

Resistencia al deslizamiento



Cada patrón de corte es definido por el número de puntas instaladas en el tambor. Mayor número de puntas resulta en superficies mas finas, tales como las obtenidas en el “perfilado” y “microtexturado”, pero se reduce el nivel de rendimiento en el corte. Los patrones de “excavación” y “tradicional” permiten mayor producción pero resultan en una superficie terminada mas gruesa.

Resistencia al deslizamiento



***Ejemplo de superficie con tambor para "perfilado"
Superficie de un pavimento fresado con textura fina***

En esta fotografía se muestra una superficie sobre la cual se ha aplicado el procedimiento de fresado con textura fina. Esta técnica tiene la gran ventaja que no es necesario recurrir a mezclas especiales que podrían resultar costosas y algunas de las cuales exigen mantenimientos periódicos para garantizar su eficiencia, por ejemplo las mezclas porosas que debe ser limpiadas con camiones aspiradores especiales para evitar su colmatación.

Resistencia al deslizamiento

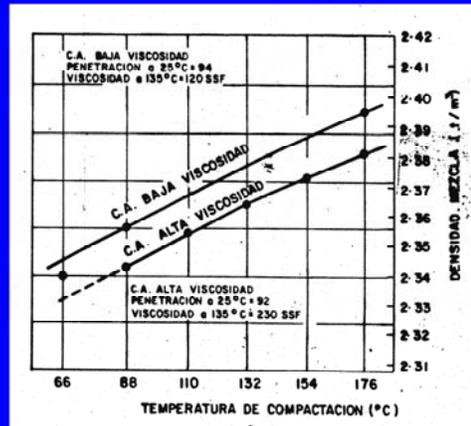
Causas y efectos de una baja resistencia al deslizamiento

CAUSAS	EFFECTOS
<i>Exceso de ligante</i>	<i>Exudación, poca resistencia al deslizamiento</i>
<i>Agregado con mala granulometría o con poca rugosidad</i>	<i>Pavimento pulido, posibilidad de hidroneo</i>
<i>Agregado pulimentable</i>	<i>Poca resistencia al deslizamiento</i>

Esta tabla resume las causas que generan una mezcla con baja resistencia al deslizamiento y los efectos que se producen sobre un pavimento construido con tales mezclas. Al momento de diseño de una mezcla deben evitarse las condiciones antes descritas. Se puede observar también que así como la falta de ligante produce fallas en un pavimento, el exceso también.

Trabajabilidad

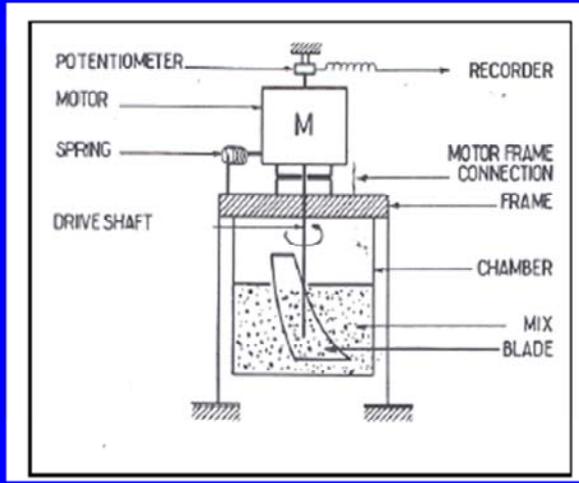
La trabajabilidad se define como la facilidad con que el asfalto y los agregados pueden llegar a ser mezclados, y una vez lograda la mezcla, pueda ser extendida y compactada



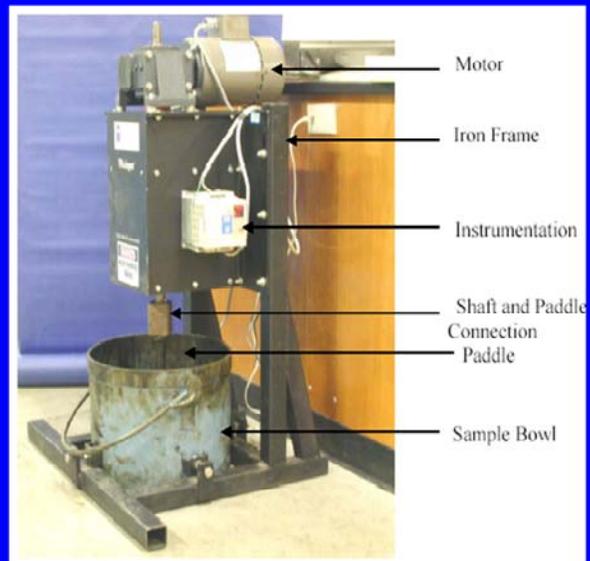
Influencia de la viscosidad del cemento asfáltico en la facilidad de compactación de mezclas en caliente. Fuente: US Department of Transportation: Hot Mix Bituminous Paving Manual, 1985

Esta figura indica el efecto de la viscosidad del asfalto y de la temperatura de compactación en la trabajabilidad de las mezclas asfálticas en caliente. Se puede observar que los asfaltos de baja viscosidad poseen una mayor trabajabilidad que los de alta viscosidad y que a mayor temperatura se alcanza una mayor trabajabilidad también.

Trabajabilidad



Trabajabilidad



Este equipo aplica un esfuerzo de torsión (torque) mediante una paleta que gira dentro de la mezcla en el ensayo. Mientras mas torque se requiera, menor trabajabilidad tendrá la mezcla. Este ensayo no posee mucha difusión ni aceptación en la actualidad

Trabajabilidad

Causas y efectos de trabajabilidad en mezclas asfálticas

CAUSAS	EFFECTOS
<i>Partículas de tamaño muy grande</i>	<i>Superficie rugosa. Mezcla difícil de colocar</i>
<i>Exceso de agregado grueso</i>	<i>Puede resultar una mezcla difícil de compactar. Problemas de segregación</i>
<i>Baja temperatura de mezclado en planta</i>	<i>Falta cobertura asfáltica en el agregado. Poca durabilidad de la mezcla. Superficie rugosa, difícil de compactar.</i>
<i>Baja temperatura en el momento del extendido</i>	<i>Poca durabilidad de la mezcla (altos vacíos). Mezcla difícil de compactar.</i>
<i>Baja temperatura en el momento de la compactación</i>	
<i>Alto contenido de agregado con arena natural</i>	<i>La mezcla permanece "blanda" con desplazamientos laterales (sin contención) al momento de compactarse.</i>
<i>Bajo contenido de filler</i>	<i>La mezcla permanece "blanda" después de haber sido compactada. Alta permeabilidad (baja durabilidad)</i>
<i>Alto contenido de filler</i>	<i>La mezcla puede resultar "seca" y difícil de manejar. Baja durabilidad.</i>

Esta tabla resume los efectos de una mezcla con poca trabajabilidad, así como las causas que lo ocasionan. Se puede observar, de esta manera, que el diseño de pavimentos es un proceso complicado que no puede dejarse en las manos de un inexperto. Si observamos las dos últimas causas, podremos ver que hay que ser extremadamente cuidadosos con los agregados seleccionados y la fracción que deben ocupar en la mezcla, pues el déficit o exceso de un material pueden causar que una mezcla no tenga la trabajabilidad deseada y esto dificulta mucho el proceso de colocado y extendido de la mezcla en sitio.

Flexibilidad:

Se define como la capacidad de una mezcla asfáltica para adaptarse a asentamientos graduales y a movimientos localizados en la base y/o en la subrasante, sin llegar a agrietarse. Se pueden considerar tres aspectos de la flexibilidad: flexibilidad inicial, fatiga y paquete estructural

Economía

Toda mezcla en caliente, además de bien diseñada para que cumpla con todos los requisitos técnicos enunciados anteriormente, debe también ser del menor costo posible. Al ser el costo unitario de una mezcla menor a la de otras – por ejemplo la de concreto cemento – se emplea en grandes cantidades, lo cual requiere un gran costo de inversión

La flexibilidad inicial es aquella que se obtiene al terminar la capa constructiva todavía sin sufrir los efectos del tránsito y factores climáticos. Luego de esto, los esfuerzos cíclicos de carga y descarga producen la fatiga del material, que como hemos estudiado hasta ahora, resulta inexorable al diseño de pavimentos. El paquete estructural se refiere a que la flexibilidad de la capa asfáltica no es aislada, sino que depende del diseño estructural que posee el pavimento.

Por último, pero no de menor importancia se encuentra el aspecto de la economía. Este requisito es de imprescindible aplicación en la ingeniería de pavimentos (y en general) ya que si su costo unitario es menor a otras mezclas se emplea en grandes cantidades, lo que resulta en altos costos de inversión.

Requisitos para las mezclas asfálticas densamente gradadas, según la Norma INVEAS

Propiedades Marshall	TRÁNSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Nº de golpes por cara	75	75	50
% vacíos totales (1)	3 - 5	3 - 5	3 - 5
% vacíos llenados	65-75	65-75	65-78
Estabilidad Marshall (mínima) lbs	2.200	1.800	1.600
Flujo (pulg/100)	8-14	8-14	8-16
Vacíos del agregado mineral (VAM)	<i>valor según Tabla 8, en función del tamaño nominal máximo del agregado y el % de vacíos</i>		
(1) calculados en base a la densidad máxima teórica determinada según el ensayo de Rice (Método ASTM D-2041)			

Esta tabla resume alguno de los criterios de la Norma INVEAS 2002 en cuanto a las propiedades que debe cumplir una mezcla asfáltica densa y se refieren al Ensayo Marshall

*Valores Míminos del VAM en las mezclas asfálticas
densamente gradadas, según la Norma INVEAS*

Tamaño nominal máximo (mm)	Contenido de vacíos totales en la mezcla (%)		
	3.0	4.0	5.0
25.4	11	12	13
19.1	12	13	14
12.5	13	14	15
9.5	14	15	16

Nota: interpolar linealmente en caso de que el porcentaje de vacíos totales se encuentre entre los valores enteros indicados.

Esta tabla muestra, según la Norma INVEAS 2002 los valores mínimos de VAM que dependen de los contenidos de vacíos totales y del tamaño nominal máximo

Crterios de diseo de mezclas densas en la Norma COVENIN 12-10 (1967)

<i>Tipo de mezcla</i>	<i>Rodamiento</i>	<i>Intermedia</i>	<i>Base</i>
<i>Estabilidad Marshall (lbs)</i>	<i>> 1.200</i>	<i>> 1.000</i>	<i>> 900</i>
<i>Flujo (0.01 pulg)</i>	<i>8–16</i>	<i>8–16</i>	<i>8–16</i>
<i>Vacios totales (%)</i>	<i>3–5</i>	<i>3–7</i>	<i>3–8</i>
<i>Vacios llenados (%)</i>	<i>75–85</i>	<i>70–85</i>	<i>60–85</i>

NOTA: esta tabla ilustra criterios MENOS actualizados que reflejan el “estado del arte” para la fecha de preparacin de esta norma

El color de los pavimentos



En esta fotografía se puede destacar el color predominantemente gris del pavimento presentado









Mezclas "pigmentadas"







Instituto Venezolano del Asfalto



Mezclas asfálticas en caliente: Materiales y mezclas

***Cuarta Parte: Propiedades de ingeniería
de las mezclas asfálticas***

gcorredorm@cantv.net

El Método Marshall para el Diseño de Mezclas Asfálticas en Caliente



gcorredorm@cantv.net

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

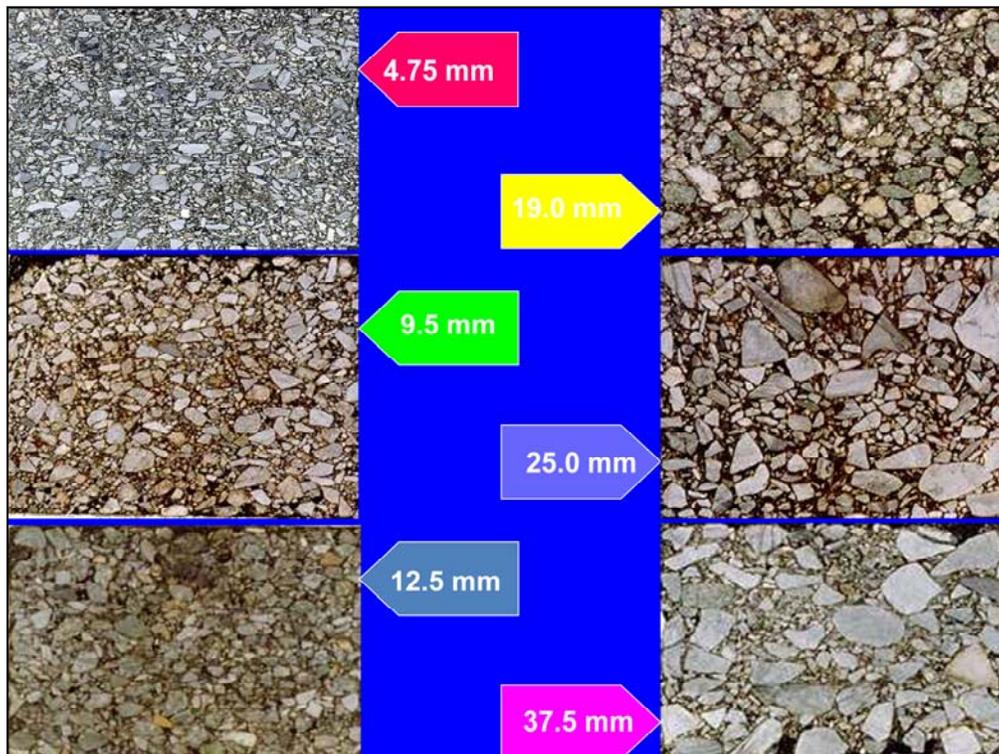


El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Desarrollado inicialmente para mezclas de concreto asfáltico densamente gradadas con tamaño máximo de 25 mm.



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta fotografía se pueden observar las distintas granulometrías de una mezcla. Se ilustran, igualmente, los distintos tamaños que se pueden presentar con los que se puede construir un pavimento. En Venezuela usualmente se utiliza como Tamaño Máximo 25.0 mm

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

*El Método resulta en mezclas con:
Suficiente estabilidad para soportar las cargas sin deformarse*



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En el caso de los aeropuertos se utilizan mezclas mucho más específicas. No pueden ser utilizadas las mismas mezclas para pavimentos de tránsito vehicular usual pues se necesita una superficie más uniforme.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

El Método resulta en mezclas con:

Bajo contenido de aire para desarrollar buena durabilidad



El alto contenido de aire es uno de los responsables del agrietamiento del pavimento

Los valores óptimos de porcentaje de vacíos se encuentran entre 3%- 5% para la carpeta rodamiento y entre 2%-4% en mezcla básica

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

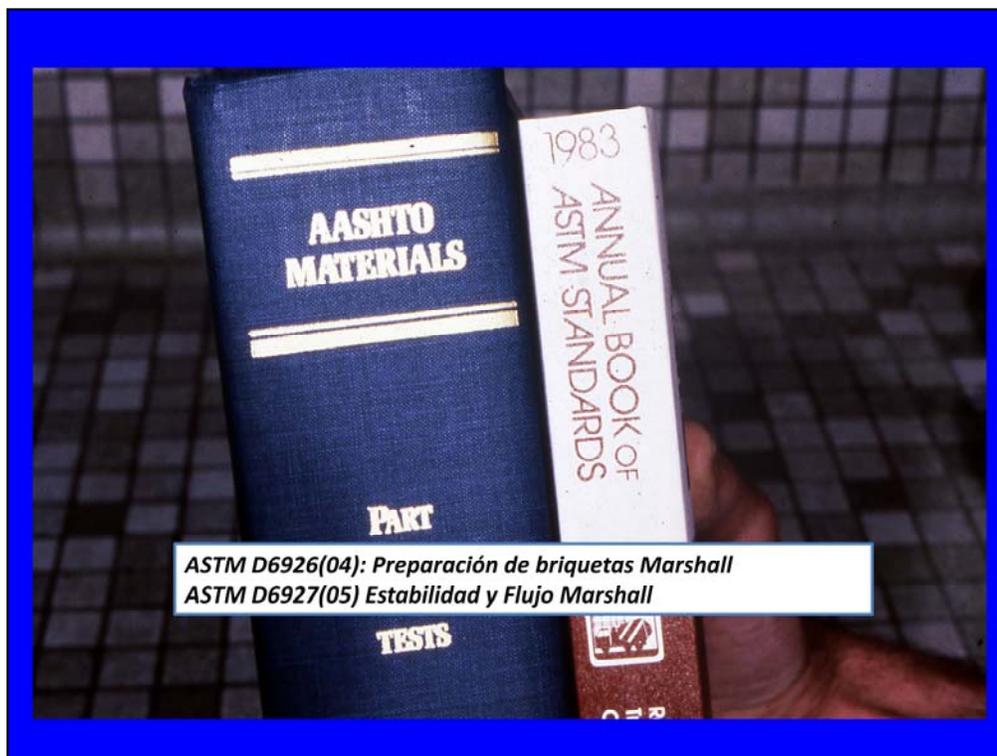
El Método resulta en mezclas con:

Adecuada trabajabilidad para permitir una fácil compactación



Colocación de mezcla asfáltica: en la foto se observa una máquina finisher en funcionamiento. El camión descarga la mezcla donde unos tornillos sin fin empujan y traen la mezcla. A través de sensores la maquina va adelantando y extendiendo la carpeta. La mezcla será de fácil colocación mientras tenga menor contacto con máquinas.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta fotografía se pueden observar la literatura de donde se obtiene el procedimiento para realizar el Ensayo Marshall. A la izquierda se observa la segunda parte del libro "AASHTO materials", que es el tomo que explica los ensayos y a la derecha se tiene el Libro Anual de Estándares ASTM. De estos libros se obtienen los dos procedimientos normalizados por la ASTM: la preparación de las briquetas Marshall y el ensayo de la Estabilidad y Flujo Marshall

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Elaboración de briquetas Marshall. Mezclado de cemento asfáltico con el agregado



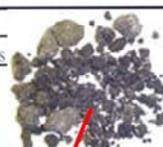
En esta fotografía se observa la preparación de la mezcla asfáltica. En este paso se pesan los agregados que ya han sido mezclados con el cemento asfáltico de modo de obtener los valores más exactos posibles.

Ensayos preliminares sobre los agregados:

- ***Estructura granulométrica***
- *Desgaste Los Ángeles*
- *Arena Equivalente*
- *Partículas alargadas y planas*
- *Caras producidas por fractura*
- *Peso unitario suelto*
- *Gravedad Específica Masiva (Bulk)*
- *Gravedad Específica Aparente*

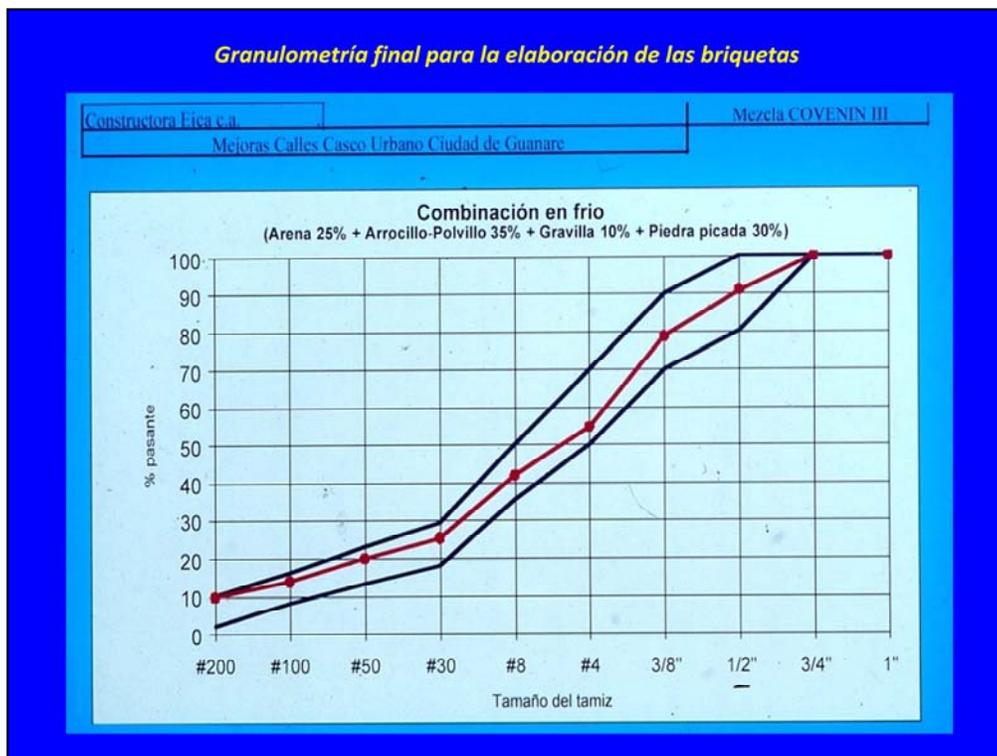
En esta lámina se enumeran los ensayos que deben ser realizados sobre los agregados previos a ejecución del Ensayo Marshall. En estos ensayos se deben obtener valores específicos, por ejemplo en el Ensayo de Desgaste Los Ángeles alrededor de un 60%, 40% de Arena Equivalente y 80% de Caras producidas por fracturas, por mencionar algunos valores (que pueden encontrarse en las distintas Normas)

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Instructora Eica ca.												Caras	72.1 %
Diseño de Mezclas en Caliente													= 32 %
Ubicación		Mejoras Calles Casco Urbano Ciudad de Guanare											
Tipo de Mezcla		COVENIN III											
Material		Combinación en tolvas en frío											
		% Pasante el tamiz de											
		25.4 mm	19.4 mm	12.5 mm	9.5 mm	4.74 mm	2.36 mm	0.60 mm	0.30 mm	0.15 mm	0.074 mm		
		1"	3/4"	1/2"	3/8"	# 4	# 8	# 30	# 50	# 100	# 200		
arena	25.0%	100.0	100.0	100.0	100.0	75.4	54.9	25.3	11.5	5.2	3.3		
rocillo-Polvillo	35.0%	100.0	100.0	100.0	100.0	92.9	73.6	49.2	44.9	33.1	22.8		
avilla	10.0%	100.0	100.0	100.0	100.0	24.8	17.1	11.9	10.1	8.8	7.8		
árida picada	30.0%	100.0	100.0	69.1	28.4	2.3	1.5	1.3	0.7				
Combinación	100.0%	100.0	100.0	90.7	78.5	54.5	41.7	25.1	19.8	13.8	9.0		
límite superior		100	100	100	90	70	50	29	23	16	10		
límite inferior		100	100	80	70	50	35	18	13	8	2		

Se debe seleccionar una combinación de agregados que satisfaga las necesidades requeridas por el proyecto. Bajo esas condiciones el agregado arroja un comportamiento que debe entrar dentro de unas normas determinadas en cuanto al proyecto que se requiera (eica: calles internas). Cada tamiz tiene su máximo y mínimo. Entre los límites resaltados en rojo la mezcla debe responder satisfactoriamente. El tamiz #8 define el agregado grueso

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

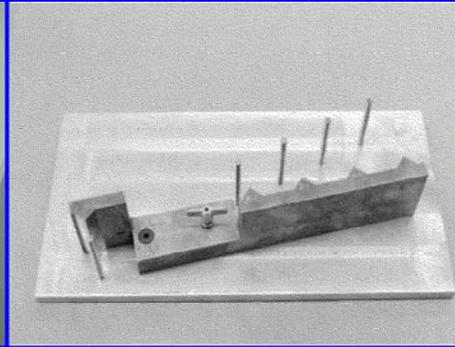


En esta figura se ilustra el resultado gráfico de la tabla anterior. Se observa que se utiliza una mezcla COVENIN III, para la que existen límites para la granulometría que se denotan con las líneas negras. La combinación de agregados que se ha seleccionado está representada por la curva roja y está dentro de los límites establecidos por el tipo de mezcla determinado.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



a)



b)

Recordar especialmente el ensayo de Gravedad Específica de Los agregados: gruesos, intermedios y finos.



Debemos prestar especial atención a la gravedad específica de los agregados. Para el agregado grueso se utiliza el material retenido en el tamiz #8 y el procedimiento de este ensayo está normalizado en los métodos AASHTO T-85 y ASTM C-127. Para la determinación de la gravedad específica del agregado fino – para el cual se utiliza el material pasante el tamiz #8 y retenido en el tamiz #200 – se emplean igualmente los ensayos normalizados para el agregado grueso, con variaciones en el peso de la muestra, en el método de secado del material y se emplea un cono metálico de modo de observar si la muestra se mantiene. Para el material pasante el tamiz #200 se repiten algunos pasos del ensayo de finos para luego utilizar un matraz como el observado en la fotografía. Para los dos primeros materiales se obtiene el Peso Específico Bulk, Peso Específico Aparente y la absorción, mientras que para el material llenante sólo se obtienen los dos últimos datos

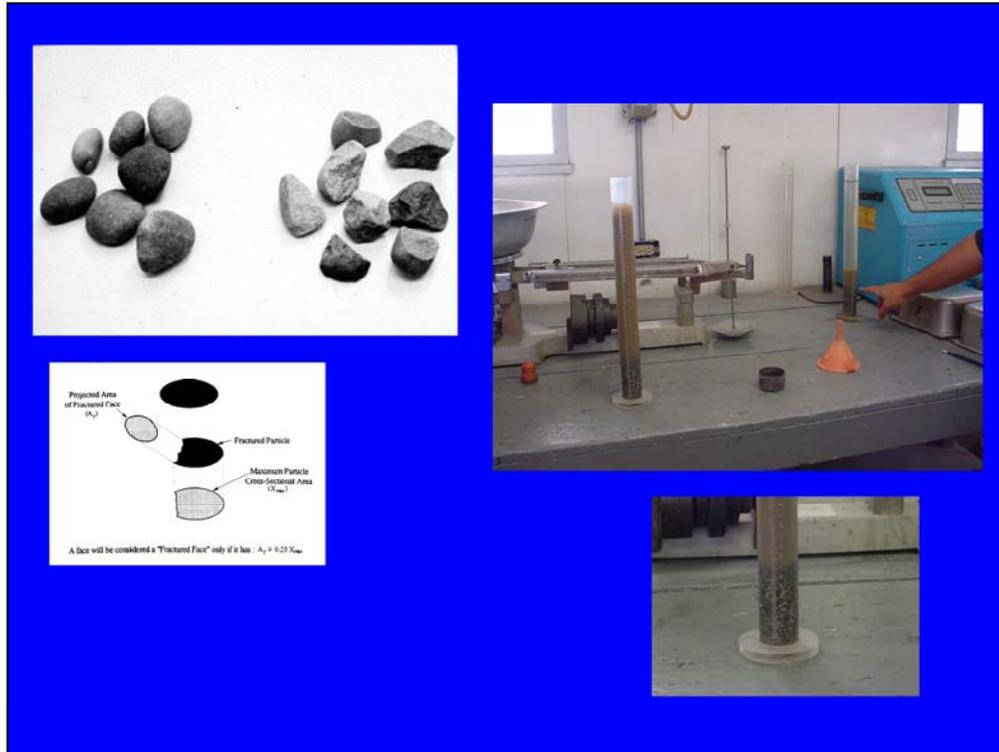
El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Y que en los finos (Pasa tamiz 200) tiene mucha importancia la corrección por la temperatura a la cual se ejecuta el ensayo, y que éste ensayo debe ser reportado a 23°C (gruesos, intermedios y finos)

CONSTRUCTORA PEDECA		CALIBRACIÓN FRASCOS PARA P.E.F. JULIO 2007					
CONSTRUCTORA PEDECA (EL TURPIAL)							
		1	2	3	4	5	
PESO FRASCO + VIDRIO:		287,20	285,90	286,60	287,00	286,30	
VOLUMEN DEL FRASCO:		520,67	517,62	519,75	520,84	519,99	
FACTOR 20°C	FACTOR 23°C	TEMPERATURA°C	PESO DE MATRAZ + VIDRIO + AGUA				
			1	2	3	4	5
0,999679	1,000345	21,5	806,78	802,44	805,16	806,75	805,20
0,999656	1,000323	21,6	806,77	802,43	805,16	806,74	805,19
0,999634	1,000300	21,7	806,76	802,42	805,14	806,73	805,18
0,999611	1,000278	21,8	806,75	802,40	805,13	806,72	805,17
0,999589	1,000255	21,9	806,74	802,39	805,12	806,71	805,16
0,999566	1,000233	22,0	806,73	802,38	805,11	806,70	805,14
0,999543	1,000210	22,1	806,71	802,37	805,09	806,68	805,13
0,999521	1,000187	22,2	806,70	802,36	805,08	806,67	805,12
0,999498	1,000164	22,3	806,69	802,35	805,07	806,66	805,11
0,999474	1,000141	22,4	806,68	802,33	805,06	806,65	805,10
0,999451	1,000118	22,5	806,67	802,32	805,05	806,64	805,09
0,999428	1,000094	22,6	806,65	802,31	805,03	806,62	805,07
0,999405	1,000071	22,7	806,64	802,30	805,02	806,61	805,06
0,999381	1,000047	22,8	806,63	802,29	805,01	806,60	805,05
0,999357	1,000024	22,9	806,62	802,27	805,00	806,59	805,04
0,999334	1,000000	23,0	806,61	802,26	804,99	806,57	805,02
0,999310	0,999976	23,1	806,59	802,25	804,97	806,56	805,01
0,999286	0,999952	23,2	806,58	802,24	804,96	806,55	805,00
0,999262	0,999928	23,3	806,57	802,22	804,95	806,54	804,99
0,999238	0,999904	23,4	806,56	802,21	804,94	806,52	804,97
0,999214	0,999880	23,5	806,54	802,20	804,92	806,51	804,96

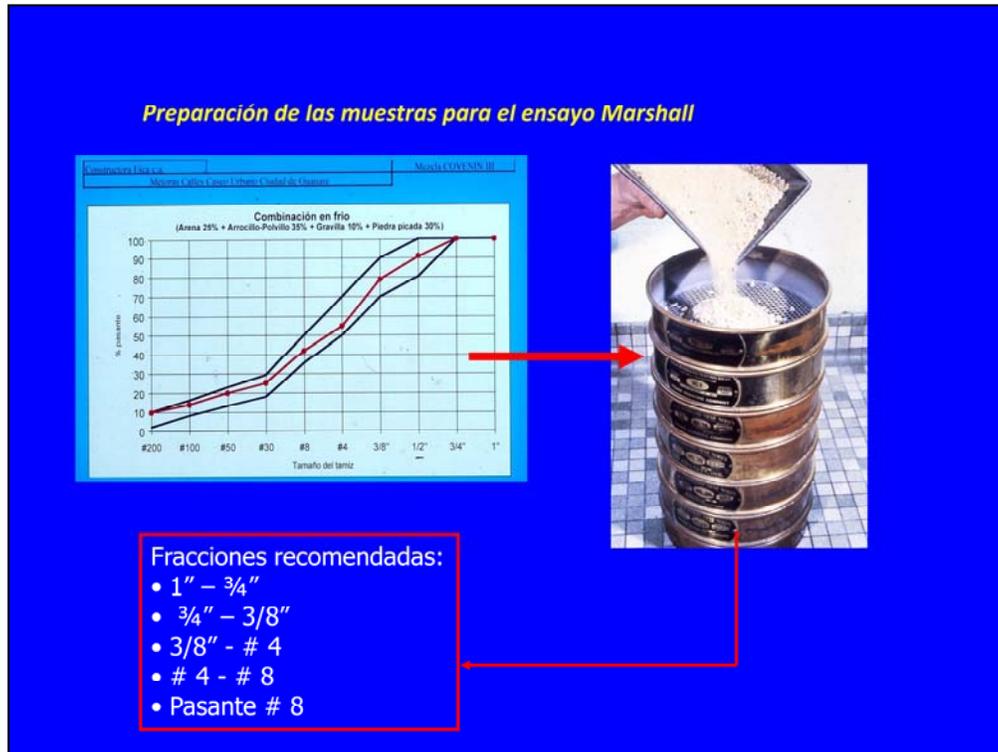
Al momento de la obtención del peso específico de los finos se debe tomar en consideración los factores de corrección de temperatura, que debe ser reportada a 23°C. Este valor de la temperatura se debe a la necesidad de normalizar estos procesos para la realización del ensayo. Esta figura muestra, de esta manera, los factores de corrección para distintas temperaturas producto de un ensayo realizado por una constructora

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Características del agregado: el porcentaje de caras fracturadas viene relacionado con la arena equivalente. Para un agregado redondo la adherencia con el cemento asfáltico será pobre. Con una presencia adecuada de agregados con caras fracturadas la adherencia será mejor. En la fotografía de la derecha se observa uno de los pasos del ensayo de equivalente de arena. Para este ensayo se utiliza el pasante tamiz #4. este ensayo indica presencia de arcilla en una mezcla, que es un material indeseable pues afecta la durabilidad

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Al momento de la preparación de los agregados para el Ensayo Marshall es recomendable que el mismo sea separado en fracciones, de acuerdo a la Norma COVENIN. Se recomienda entonces fraccionar los agregados hasta el tamiz #16. asimismo podemos observar las fracciones recomendadas de agregado de acuerdo a la mezcla seleccionada

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Aggregate Fractions	Percent Used	1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	No. 8	No. 30	No. 100	No. 200
3/4-3/8	100	100	65.4	1.8	0.4	—	—	—	—	—
3/8-4	100	100	100	100	100	1.9	0.9	0.3	—	—
4-8	100	100	100	100	100	100	1.8	0.8	0.6	0.2
-8	100	100	100	100	100	100	100	48.6	22.1	10.0
MF	100	100	100	100	100	100	100	100	95	74

COMBINED GRADATION FOR BLEND—TRIAL NO. 1										
Aggregate Fractions	Percent Used	SIEVE SIZE—PERCENT PASSING								
		1"	3/4"	1/2"	3/8"	No. 4	No. 8	No. 30	No. 100	No. 200
3/4-3/8	20	20	13.1	0.4	—	—	—	—	—	—
3/8-4	20	20	20	20	0.4	—	—	—	—	—
4-8	18	18	18	18	18	0.3	0.1	0.1	—	—
-8	38	38	38	38	38	38	18.5	8.4	3.8	3.8
MF	4	4	4	4	4	4	4	3.8	3.0	—
Blend Grading	100	93.1	80.4	60.4	42.3	22.6	12.3	6.8	—	—
Desired Grading	100	90.0	80.0	60.0	42.0	23.0	12.0	7.0	—	—

La tabla que se presenta muestra una mezcla similar a alguna mezcla de la norma COVENIN. El fraccionamiento de los agregados viene dado de acuerdo a estos resultados. Se puede observar en ella la distribución de cada uno de los agregados por el tamaño correspondiente del tamiz.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta fotografía podemos observar el pesado del agregado a ser empleado para elaborar las briquetas. Debemos recordar que se requiere de la producción de 18 briquetas para la ejecución del Ensayo Marshall: quince (15) para los distintos puntos de asfalto, que distan unos de otros en un 0.5% de contenido de cemento asfáltico (tres para cada punto) y tres (3) briquetas de control con la cantidad de asfalto correspondiente al “promedio inicial”. Luego de pesar el material, se seca en un horno por 24 horas a 170 grados, temperatura que representa la ideal del agregado para la mezcla

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

COMPUTED GRADATION OF HOT AGGREGATE BLEND									
Sieve	1"	¾"	½"	¾"	No. 4	No. 8	No. 30	No. 100	No. 200
% Pass	100	93.1	80.4	60.4	42.3	22.6	12.3	6.8	

AGGREGATES			
Fraction Used	Percent Used	Individual Weights (grams)	Accumulative Weights (grams)
¾-¾"	20	240	240
¾-4	20	240	480
4-8	18	216	696
-8	38	456	1152
MF	4	48	1200
Total	100	1200	

En esta tabla se observa el peso individual de cada briqueta, compuesta por materiales en porcentajes determinados con anterioridad. Cada pesada de agregado se prepara con 1200 gr de peso total. Con esta pesada del agregado total más la cantidad de asfalto que sea requerida se obtienen briquetas compactadas con un volumen de masa promedio que corresponde a las dimensiones de 100*63.5 mm. Para esta pesada individual de 1.200 gr de cada briqueta se requiere, en consecuencia, una cantidad mínima de agregado de aproximadamente 21.6 kg

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En estas fotografías se presenta el pesado del material en función de la cantidad de agregados que se solicitan

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Se toma cada una de las bandejas que contienen fracciones de tamaño diferente y se van pesando acumuladamente, hasta lograr un peso total de agregados de 1.200 gramos.

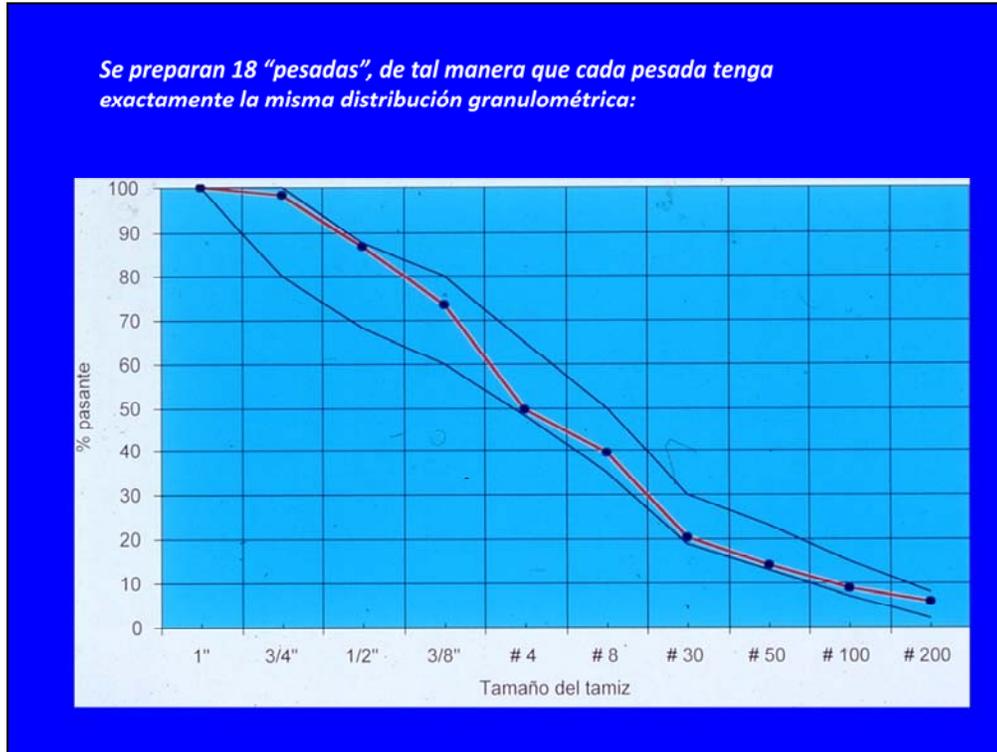


COMPUTED GRADATION OF HOT AGGREGATE BLEND					
Screen	1"	3/4"	3/8"	4"	20"
No.	8	30	100	300	
% Pass	100	93.1	80.4	60.4	42.3
				22.6	12.3
					6.8

AGGREGATES			
Fraction Used	Percent Used	Individual Weights (grams)	Accumulative Weights (grams)
3/4"	20	240	240
3/8"	20	240	480
4.75	10	120	600
#8	20	240	840
#20	4	48	888
Total	100	1200	

En la fotografía se observa el procedimiento de pesado de los agregados, añadiendo cada fracción de los mismos hasta alcanzar un peso de 1.200 gramos

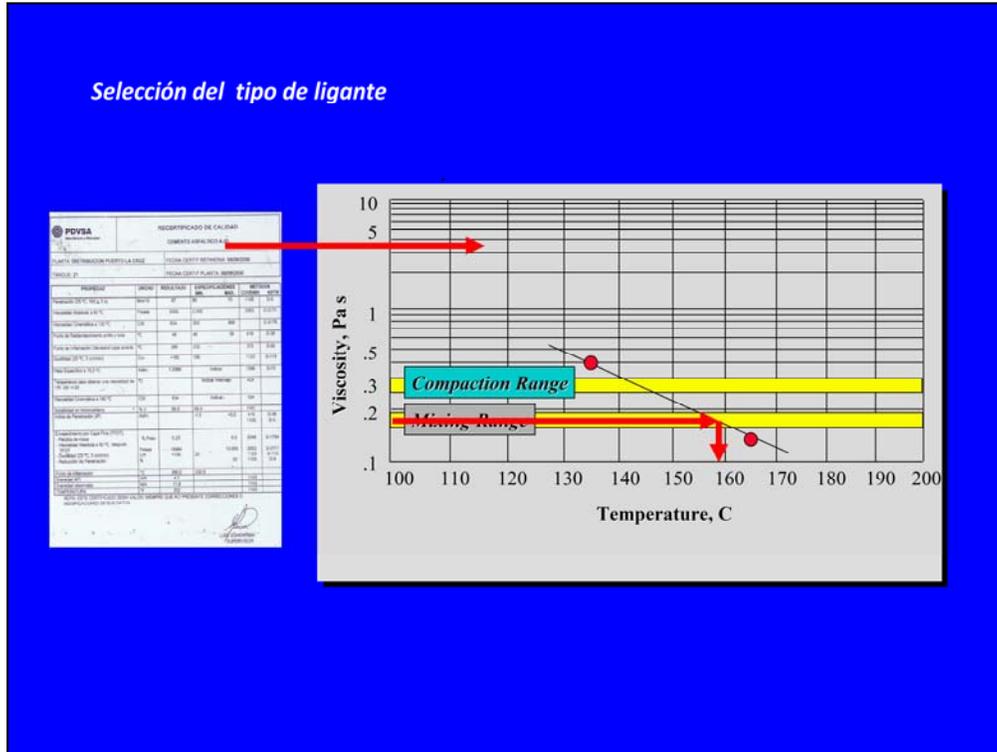
El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



La razón por la que se preparan 18 briquetas es que se necesitan para el ensayo 3 briquetas por punto (son 5 puntos de asfalto, separados por un 0.5% de contenido de asfalto) más 3 briquetas con el contenido de asfalto inicial para ensayar la densidad de las mismas. Es importante que las briquetas tengan igual contenido de agregados para que el ensayo pueda ser realizado con mayor precisión y exactitud. Si los contenidos de agregados variaran la comparación no tendría validez alguna por tratarse de condiciones y mezclas diferentes.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Selección del tipo de ligante



En la fotografía de la izquierda se muestra una proporción de PDVSA. Se utiliza un cemento asfáltico A-20 y se presentan sus distintas propiedades que han sido resultado de los ensayos realizados sobre el cemento asfáltico que ha sido estudiado en un capítulo anterior. Esta proporción la destina el proyectista de acuerdo a la necesidad del proyecto. El ligante A-20 es probablemente el más utilizado para las mezclas en obras venezolanas

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



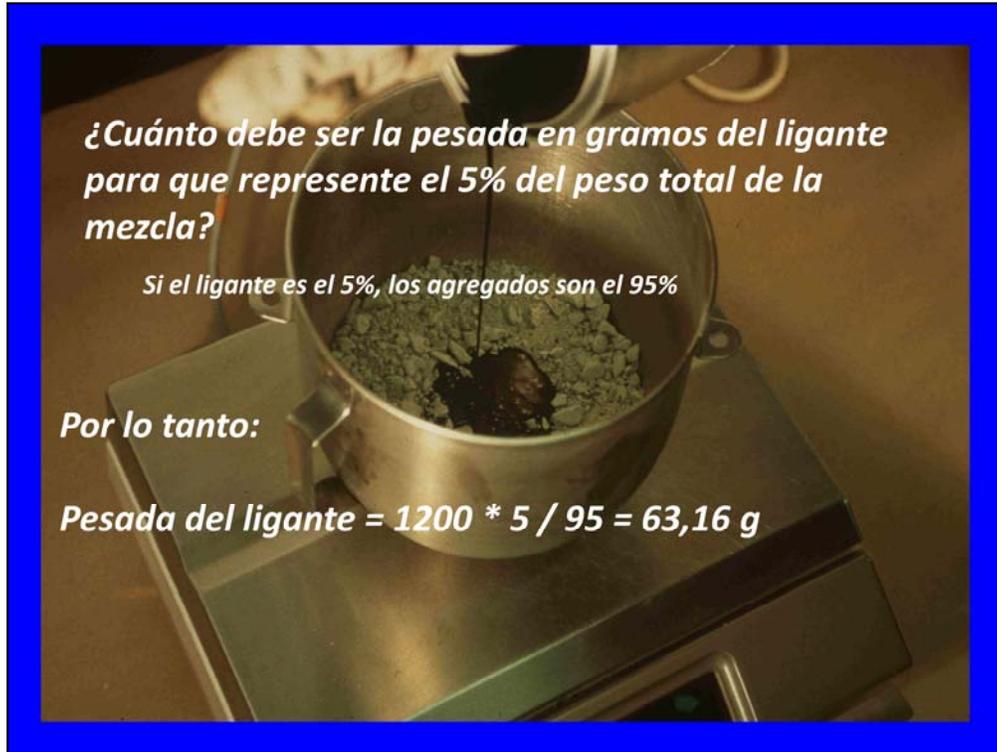
El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta fotografía se muestra el proceso de pesado de los agregados en el envase que servirá para la mezcla



El cálculo del contenido de ligante es de suma importancia en la elaboración de las briquetas para el Ensayo Marshall. La insuficiencia del cemento asfáltico resulta en la imposibilidad de la adecuada mezcla de los elementos a combinar, es decir, algunas partículas no quedarán adecuadamente cubiertas de ligante. En caso de que el ligante se encuentre en exceso, las briquetas no arrojarán un resultado correcto y como hemos estudiado en capítulos anteriores, podría resultar en una mezcla no satisfactoria y presentar diversas fallas en el pavimento.



Se debe notar que de acuerdo al porcentaje de ligante que se elija, esa cifra debe ser restada a 100 en el denominador de la fórmula presentada. En este caso se elige un porcentaje de ligante de 5%, lo que significa que para completar el 100% de la mezcla, el porcentaje de agregados debe representar un 95%. Por ende en la ecuación presentada el peso de los agregados, igual a 1200 gramos, debe ser multiplicada por 5 (debido al porcentaje de ligante seleccionado) y dividido entre 95, que representa el 100% de la mezcla menos el 5% de ligante que se agrega.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta lámina se comprueba que el cálculo de contenido de ligante sea correcto. Se toma el valor calculado entre la suma del peso del agregado más el del ligante calculado y debería arrojar el resultado obtenido en la lámina anterior

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta fotografía se muestra como se va mezclando el agregado con el ligante de manera mecánica. Se puede observar que es un proceso simple y que incluso se utilizan instrumentos que no son especializados para esta función.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

*Mezclado
manual
en
laboratorio*



En esta fotografía se ilustra el mezclado manual de la mezcla a ser empleada para la elaboración de las briquetas para el Ensayo Marshall. El mezclado mecánico es más efectivo que el manual por la poca intervención del factor humano

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Cuando se realiza el control de calidad de mezcla en planta, se toma una muestra de mezcla ya elaborada en planta, se cuarteo y se prepara la briqueta.



En esta fotografía se observa el cuarteo de una mezcla ya elaborada. La ASTM no obliga a hacer el cuarteo de alguna briqueta. Aquí se altera lo que se hace en campo, pues se trabaja con grandes masas

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta fotografía podemos observar una briqueta fracturada para ser ensayada por cuestiones de control de calidad. Estos procesos no están contemplados en el método de la ASTM

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Una vez preparadas, las briquetas se introducen en un horno para ser calentadas a la misma temperatura del ligante para cumplir con la temperatura de mezcla establecida por la curva viscosidad-temperatura. Si las temperaturas de los materiales son distintas no se cumpliría con la temperatura óptima de mezclado y podrían presentarse problemas en la absorción y cubrimiento apropiado del ligante de todas las partículas de la mezcla

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



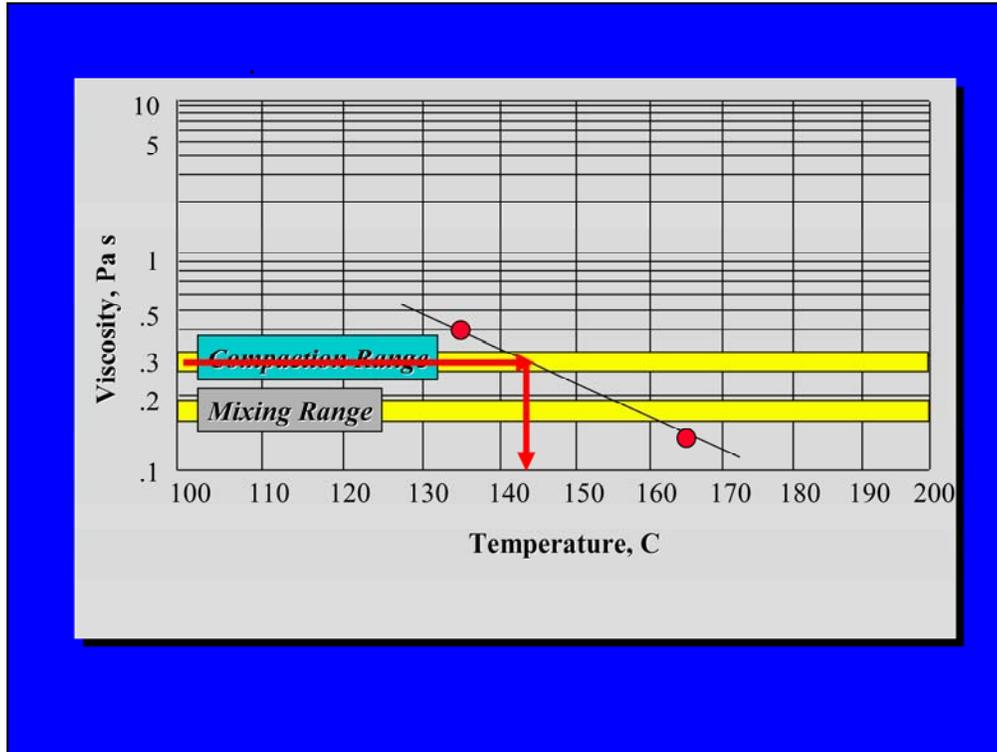
En esta fotografía se observa el proceso de vaciado de mezcla en los moldes

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta fotografía se puede apreciar la mezcla ya vaciada en el molde. A continuación se le toma la temperatura para luego construir un gráfico de viscosidad-temperatura de la mezcla en si.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta figura se puede observar la temperatura de compactación que se obtiene de la mezcla para una viscosidad determinada, que se encuentra alrededor de los 144 °C. como hemos visto con anterioridad, la gráfica se construye a partir de las viscosidades de un ligante a dos temperaturas distintas

El Método Marshall para el diseño de
mezclas asfálticas en caliente

*Compactadora
manual*



Alcanzada la temperatura se compacta manualmente. No requiere de gran esfuerzo. Lo único que se requiere es mantener la velocidad de compactación constante, el cumplimiento del número de golpes y dejar caer libremente el martillo

El Método Marshall para el diseño de
mezclas asfálticas en caliente

*Compactadora
mecánica*



En la ASTM existían dudas sobre la compactadora mecánica. No se recomendaba su uso pues los pedestales pueden presentar distintas densidades, lo que compromete los resultados del ensayo

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta fotografía se ilustra el proceso de compactado mecánico de las briquetas.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Una vez que se ha aplicado el número de golpes correspondientes a la cara superior, se repite el procedimiento con la cara inferior de la briqueta

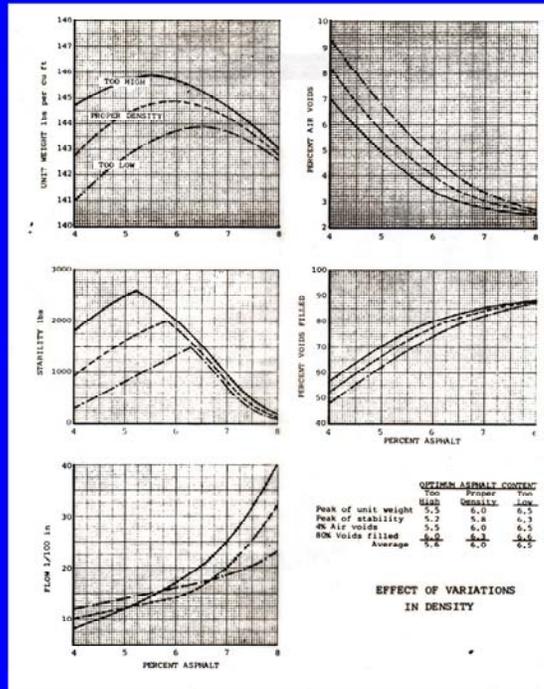
El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta fotografía se muestran los componentes y características del martillo Marshall. El pedestal de madera debe ser normalizado y debe tener unas características correspondientes tal que al aplicar la fuerza de compactación ésta no varíe. El pedestal debe tener de esta manera una densidad normalizada por la ASTM. No podrá ser utilizado cualquier tipo de madera.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Importancia de respetar la rigidez del pedestal de compactación



La rigidez del pedestal de compactación puede afectar los valores de densidad pues se estudia la tendencia de comportamiento en campo. Los vacíos de agregado mineral no se consideran en normas COVENIN, mas si en las normas INVEAS.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En la fotografía se muestra una compactadora mecánica moderna, que utiliza un distinto sistema al que hemos visto hasta ahora (manual)

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta fotografía se muestra en detalle un nuevo método en el que la briqueta se encuentra mas protegida (nótese el aro blanco), por ende se realiza el ensayo con mayor seguridad

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Se dejan enfriar las briquetas (pastillas) hasta que puedan ser extraídas del molde sin deformarse

No se deben enfriar con chorro de agua



Para el método Marshall se prueba mas adelante que las briquetas sean enfriadas con agua. La justificación anterior sostenía que si se moja la briqueta no se pueden cerrar los vacios y no poseería la durabilidad requerida. Lo recomendado es que se enfríen naturalmente sin la ayuda de un agente externo, pero por la posible prisa del ensayo se recurren a otros métodos como el enfriamiento con ventilador o aire acondicionado (aunque siguen no siendo lo ideal)

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Se prepara un total de 15 briquetas



Cada grupo de 3, tiene el mismo contenido de asfalto y forma un "**punto de asfalto**"



Entre cada "punto de asfalto" debe haber una diferencia de 0.5% de contenido de ligante

Lo que se define como punto de asfalto es la cantidad del ligante a utilizarse en la mezcla. En la fotografía a la derecha se observan quince briquetas realizadas con distintos "puntos de asfalto"

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Se recomienda que la altura de cada briqueta sea lo mas cercano a las 2.5 pulgadas, para que el "factor de corrección" por volumen esté entre 0.96 y 1.04, y así las densidades de briquetas serán similares, ante la energía de compactación constante del martillo Marshall.

En esta lámina se encuentran las recomendaciones de las dimensiones de las briquetas, de modo que sus densidades sean similares.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Tabla I

FACTORES DE CORRECCION DE LA ESTABILIDAD MEDIDA EN BRIQUETAS ELABORADAS SIGUIENDO EL METODO MARSHALL DE DISEÑO DE MEZCLAS

Volumen de la briqueeta (cm ³)	Altura aproximada de la briqueeta		Factor multiplicador de la "estabilidad leída"
	mm	pulgadas	
368 a 379	46.0	1 13/16	1.79
380 a 392	47.6	1 7/8	1.67
393 a 405	49.2	1 15/16	1.56
406 a 420	50.8	2	1.47
421 a 431	52.4	2 1/16	1.39
432 a 443	54.0	2 1/8	1.32
444 a 456	55.6	2 3/16	1.25
457 a 470	57.2	2 ¼	1.19
471 a 482	58.7	2 5/16	1.14
483 a 495	60.3	2 3/8	1.09
496 a 508	61.9	2 7/16	1.04
509 a 522	63.5	2 ½	1.00
523 a 535	64.0	2 9/16	0.96
536 a 546	65.1	2 5/8	0.93
547 a 559	66.7	2 11/16	0.89
560 a 573	68.3	2 ¾	0.86
574 a 585	71.4	2 13/16	0.83
586 a 598	73.0	2 7/8	0.81
599 a 610	74.6	2 15/16	0.78
611 a 625	76.2	3	0.76

En esta tabla se puede observar la tabla de corrección de briquetas. En esta tabla se puede apreciar la tolerancia. Normalmente estos valores se encuentran entre 1.04 y 1

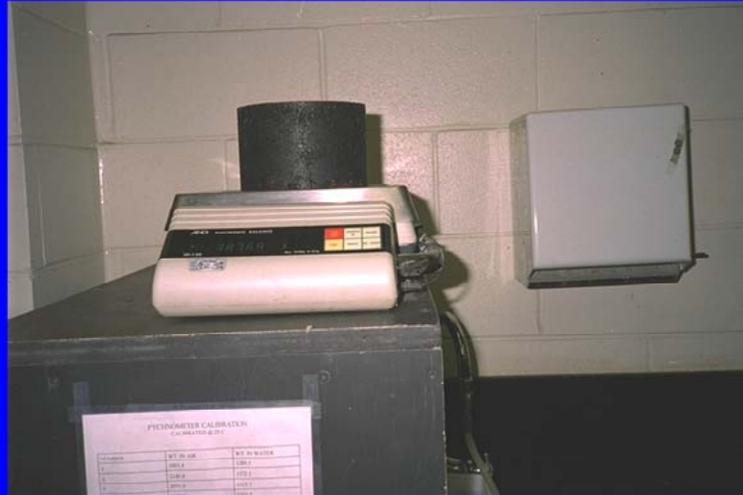
Análisis de densidad y vacíos



El siguiente punto en el Ensayo Marshall consiste en analizar las briquetas. En la fotografía se puede observar un detalle de una briqueta lista. Se puede apreciar el agregado que ha absorbido en ligante. A continuación el en Ensayo Marshall, una vez con las briquetas listas, se procede a ejecutar el ensayo de análisis de densidad y vacíos. Con los pesos de la briqueta se procede a determinar tanto su volumen como su densidad o peso unitario, que resulta de dividir el peso al aire entre el volumen de la briqueta

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Peso de la briqueta "al aire"



Después de que las briquetas se extraen del molde, se procede a pesarlas en aire como se observa en esta fotografía

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

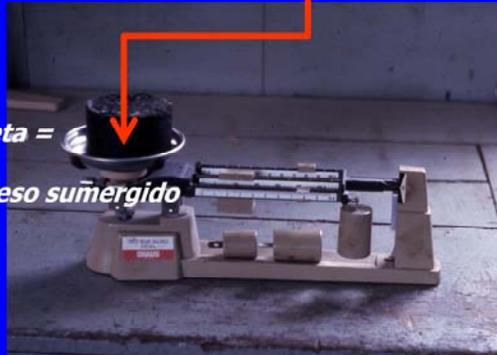


A continuación, las briquetas se sumergen de manera de obtener su peso en agua por principio de Arquímedes. Ahora con los pesos de las briquetas se procede a determinar su volumen y su densidad o peso unitario.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Y se vuelve a pesar al aire, "después de sumergida y con superficie seca"

Volumen de la briqueta =
Peso al aire (sss) – Peso sumergido



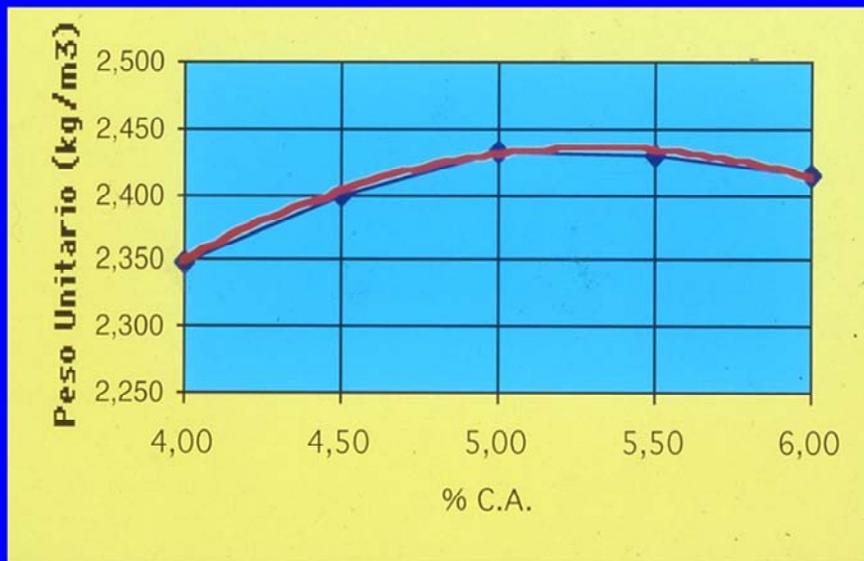
Peso unitario de la briqueta = $\text{Peso al aire} / (\text{peso al aire "sss"} - \text{peso sumergido})$

(Gmb)

En este punto las briquetas se secan y se pesan. De esta manera se representa la densidad y se calculan los vacíos.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Se grafican los resultados de "peso unitario" para cada "punto de asfalto":



Una vez que se ensayan las briquetas se procede a graficar los resultados de peso unitario por punto de asfalto. Esto indicará el porcentaje ideal de contenido de asfalto en la mezcla. La tendencia de esta curva se explica en función de que para una misma energía de compactación, a medida que se incrementa el porcentaje de asfalto, las partículas de agregado son mejor lubricadas y consiguen un "mejor acomodo", con la correspondiente consecuencia de que el peso unitario va aumentando. Esto continúa sucediendo hasta que la cantidad de ligante añadido (que tiene una menor gravedad específica que los agregados comienza a ocupar más espacio, a costa del espacio que antes ocupaban los agregados)

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

El "Ensayo de Rice" o Gravedad Específica Máxima de la mezcla sin vacíos



Se realiza por triplicado sobre muestras de la mezcla sin compactar, para la mezcla con el contenido de ligante que corresponda al "Punto de asfalto" medio del rango de diseño.

En esta fotografía se ilustra el agregado mezclado con el cemento asfáltico a ser ensayado para su Gravedad Específica máxima. El Punto óptimo de asfalto se encuentra en este caso en el 5%. Al 6% el grano se encuentra envuelto 100% en asfalto.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

El "Ensayo de Rice" o Gravedad Específica Máxima de la mezcla sin vacíos



En esta fotografía se observa el equipo para el ensayo Rice: la bomba de vacío, el frasco, el dial con presión que se le coloca al frasco y el frasco con agua. El ensayo Rice no dura más de 10 minutos en realizarse y nos sirve para determinar la gravedad máxima de la mezcla sin compactar. Este ensayo se hace por triplicado y lo recomendable es que se realice en una mezcla que contenga el porcentaje promedio estimado de ligante.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

El "Ensayo de Rice" o Gravedad Específica Máxima de la mezcla sin vacíos



La presión ideal para el ensayo Rice se encuentra entre las 28 y 30 pulgadas de mercurio

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

El "Ensayo de Rice" o Gravedad Específica Máxima de la mezcla sin vacíos



Se enrasa el frasco con agua

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

CALIBRACIÓN DE FRASCO RICE (PEQUEÑO) JULIO 2007					
CONSTRUCTORA PEDECA (EL TURPIAL)					
VOLUMEN DEL FRASCO = 2267,32 cc					
PESO DEL FRASCO + VIDRIO = 2555,95 gr					
FACTOR PARA 25°C	TEMPERATURA °C	PESO FRASCO + AGUA + VIDRIO	FACTOR PARA 25°C	TEMPERATURA °C	PESO FRASCO + AGUA + VIDRIO
1,001162	20,0	4819,26	0,999974	25,1	4816,58
1,001142	20,1	4819,22	0,999948	25,2	4816,52
1,001121	20,2	4819,17	0,999922	25,3	4816,46
1,001100	20,3	4819,12	0,999896	25,4	4816,40
1,001079	20,4	4819,07	0,999870	25,5	4816,34
1,001058	20,5	4819,03	0,999844	25,6	4816,28
1,001036	20,6	4818,98	0,999817	25,7	4816,22
1,001015	20,7	4818,93	0,999791	25,8	4816,16
1,000994	20,8	4818,88	0,999764	25,9	4816,10
1,000972	20,9	4818,83	0,999738	26,0	4816,04
1,000950	21,0	4818,78	0,999711	26,1	4815,98
1,000929	21,1	4818,73	0,999684	26,2	4815,92
1,000907	21,2	4818,68	0,999657	26,3	4815,86
1,000885	21,3	4818,63	0,999630	26,4	4815,80
1,000863	21,4	4818,59	0,999603	26,5	4815,74
1,000841	21,5	4818,53	0,999576	26,6	4815,68
1,000818	21,6	4818,48	0,999548	26,7	4815,61
1,000796	21,7	4818,43	0,999521	26,8	4815,55
1,000773	21,8	4818,38	0,999493	26,9	4815,49
1,000751	21,9	4818,33	0,999466	27,0	4815,43
1,000728	22,0	4818,28	0,999438	27,1	4815,36
1,000705	22,1	4818,23	0,999410	27,2	4815,30
1,000682	22,2	4818,18	0,999382	27,3	4815,24
1,000659	22,3	4818,13	0,999354	27,4	4815,18
	22,4	4818,07	0,999326	27,5	4815,11

De acuerdo al resultado se selecciona un factor que depende de la temperatura del agua en el frasco

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Se realiza por triplicado en la mezcla con contenido de ligante igual al medio del rango de diseño

Porcentaje de asfalto en la muestra:	5.00		
Muestra	1	2	3
Peso frasco	2,889.0	2,889.0	2,889.0
Peso frasco + agua	5,123.0	5,123.0	5,123.0
Peso frasco + muestra	4,089.0	4,123.1	4,200.9
Peso frasco + muestra + agua (después vacío parcial)	5,842.0	5,861.8	5,909.6
Peso muestra	1,200.0	1,234.1	1,311.9
Volumen de la muestra	481.0	495.3	525.3
Valor Rice Muestra	2.495	2.492	2.497
Promedio Rice (G _{mm})	2.495		

Gravedad máxima de la mezcla sin compactar y sin vacíos = **G_{mm}**

En las figuras se muestran los resultados y conclusiones del ensayo rice, siempre con una desviación estándar menor a 0.002

Gravedad específica efectiva (G_{se})

Vacíos superficiales



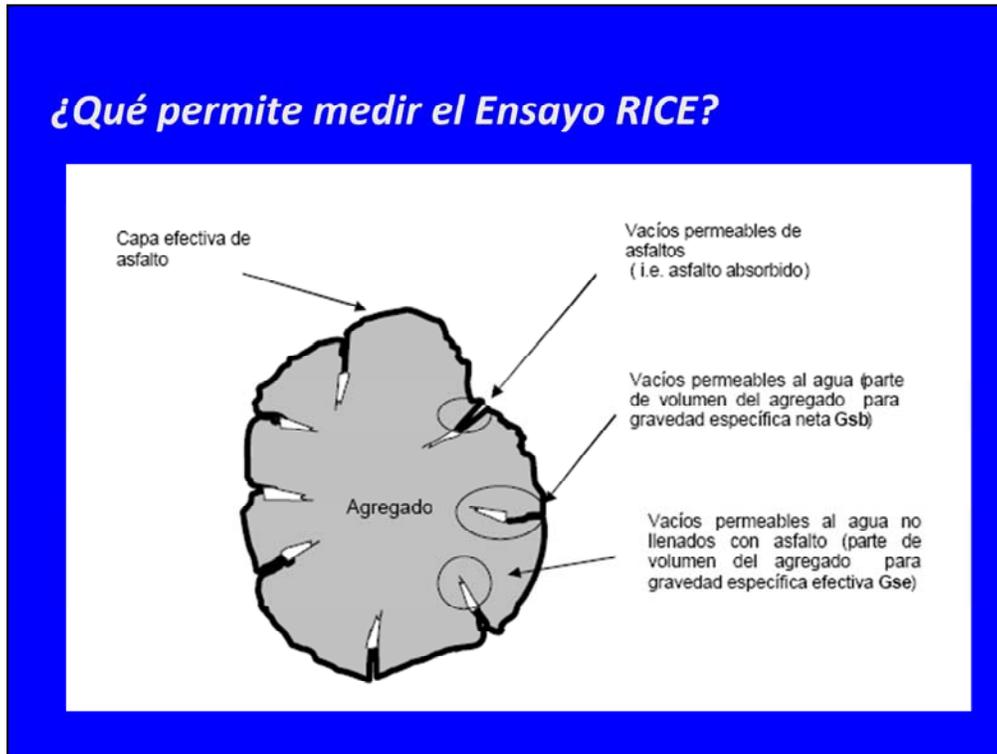
$$G_{se} = \frac{\text{Masa del agr.}}{\text{Volumen efectivo}}$$

Volumen de vacíos superficiales no absorbido por asfalto

Volumen de asfalto absorbido

Volumen efectivo = volumen de sólido + volumen de vacíos superficiales no llenos con asfalto

La gravedad específica efectiva es la relación entre la masa del agregado dividida entre el volumen de las partículas de agregado sólido y los vacíos que no son llenados con ligante. Esta propiedad es calculada ensayando el agregado cubierto de asfalto



En el ensayo Rice se mide mayormente el comportamiento del grano dentro de una mezcla, su porosidad y su susceptibilidad de absorber cemento asfáltico

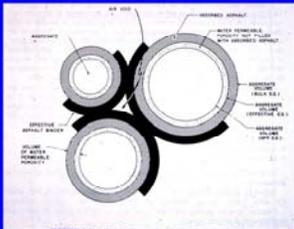
El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



$V_v = (G_{mm} - G_{mb}) / G_{mm}$

$VAM = 100 - ((P_s * G_{mb}) / G_{sb})$

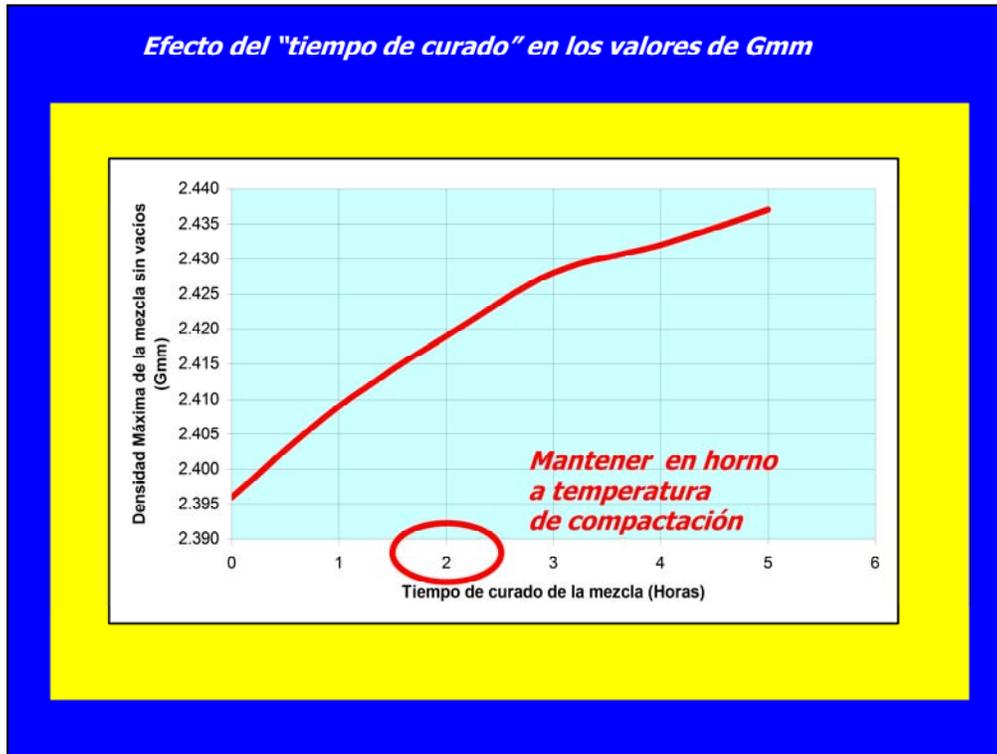
$VII = (VAM - V_v) / VAM$



The diagram shows three Marshall test specimens. The top specimen is labeled 'MARSHALL SPECIMEN' and shows a cross-section with a central hole. The middle specimen is labeled 'MARSHALL SPECIMEN' and shows a cross-section with a central hole and a smaller hole. The bottom specimen is labeled 'MARSHALL SPECIMEN' and shows a cross-section with a central hole. The diagram includes labels for 'SPECIMEN', 'SPECIMEN', and 'SPECIMEN'.

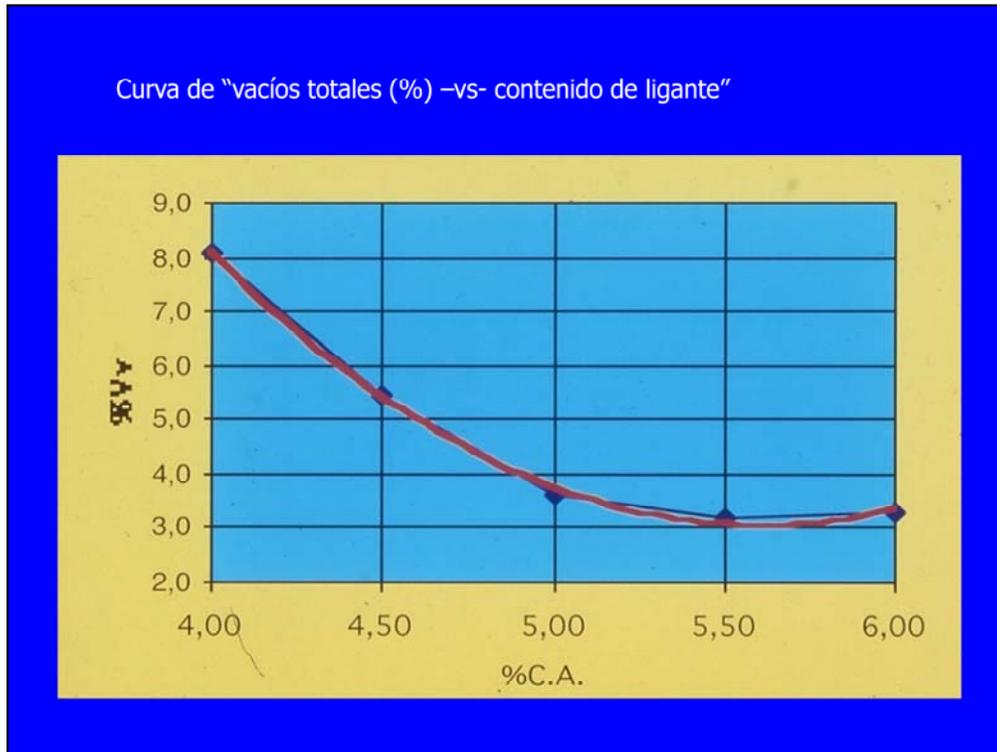
En esta fotografía se observa como los vacíos forman parte de la parte acuosa del pavimento, pues se llenan obviamente con agua

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

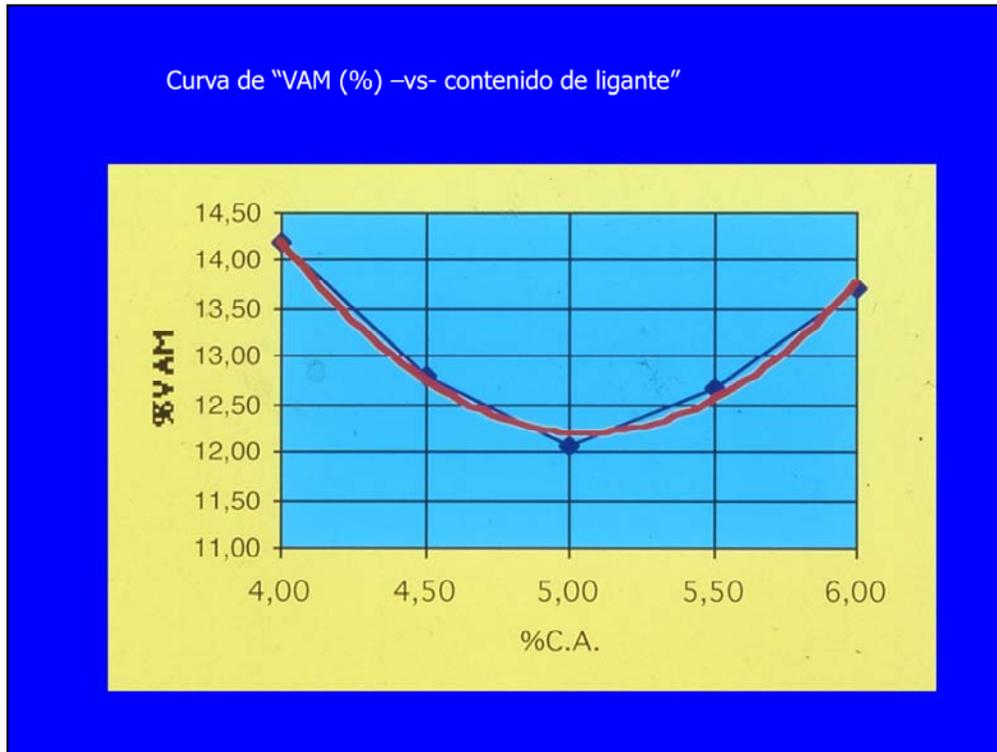


Los valores de la densidad máxima de la mezcla cambian con el tiempo. Los poros del agregado quedan mas llenos de asfalto, por lo que disminuye la parte acuosa y eso resulta en un contenido de vacios mas altos.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



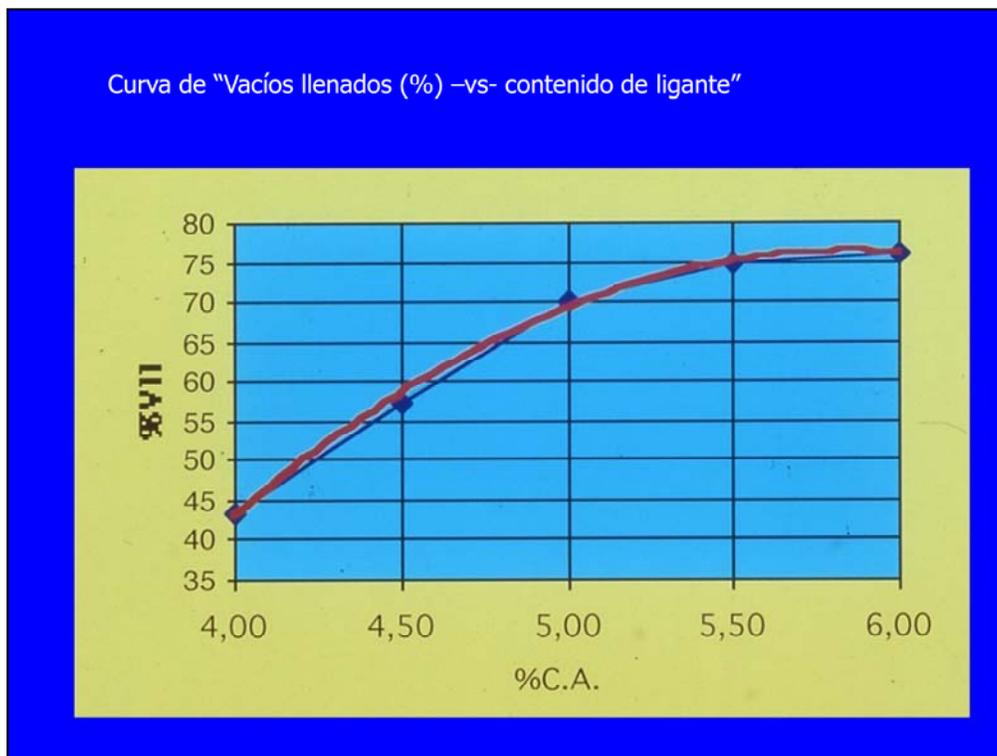
A medida que aumenta el contenido de asfalto para una misma granulometría y esfuerzo de compactación, se van llenando los espacios que ocupa el aire entre los agregados, y en consecuencia su porcentaje respecto al volumen de la briqueta se va haciendo menor. Es muy importante el que la curva de "mejor ajuste" en la curva de vacíos no presente una tendencia a incrementarse a medida que se aumenta el contenido de ligante. Esto puede suceder cuando se emplea una curva polinómica de segundo grado. En este caso debe cambiarse el tipo de la curva de mejor ajuste, ya sea a una línea recta o a una potencial. La hoja de "Excel" es una excelente herramienta para evaluar cuál será la mejor curva de tendencia, o de mejor ajuste, a ser finalmente seleccionada.



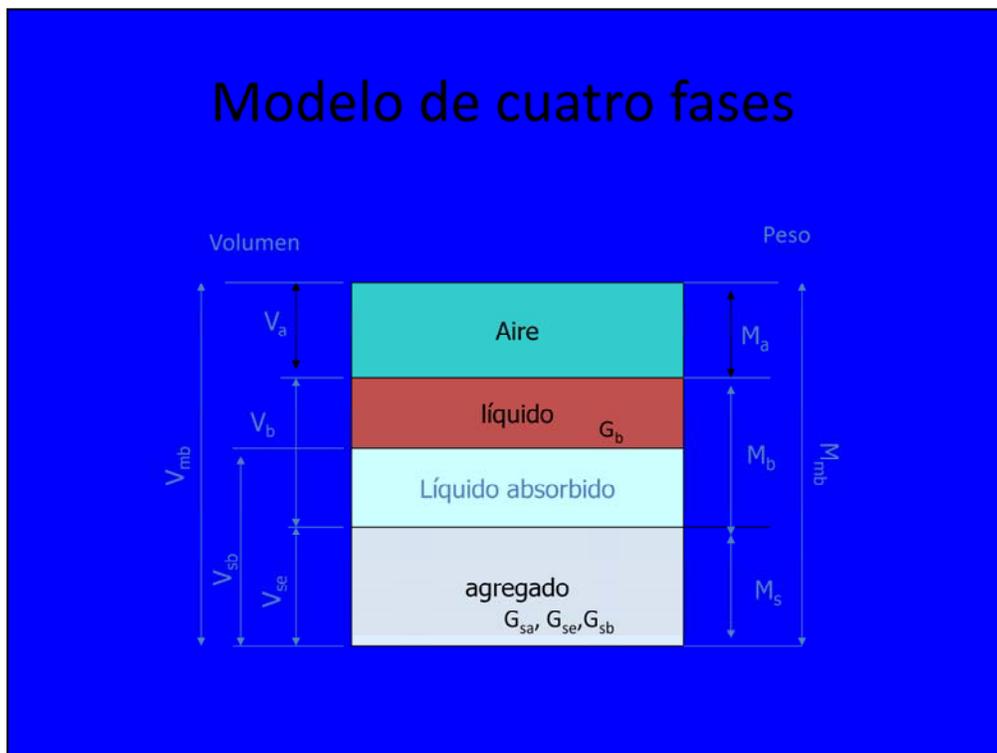
Las mezclas de agregado sin ligante logran, al menos teóricamente, su mejor grado de densidad ante un esfuerzo de compactación determinado. A medida que se incrementa el % de C.A., éste cubre las partículas y hace que ellas comiencen a separarse, perdiéndose el contacto grano a grano, y por lo tanto los espacios no ocupados por los agregados, que es el VAM, comienza a crecer. A mayores valores de C.A., sin embargo, éste comienza a actuar como agente lubricante, las partículas vuelven a buscar un mejor grado de acomodación, y los espacios entre los granos, nuevamente el VAM, tienden a disminuir, ya que el espacio que ocupa el aire disminuye a una mayor tasa que el incremento que aporta el ligante en la formación del VAM.

Esta disminución del VAM continúa hasta que los vacíos se llenan a su grado máximo con el asfalto; pero a partir de este punto, cada vez que aumenta la cantidad de asfalto dentro de la briqueta, también aumentan los VAM, que no son otra cosa que la suma de los espacios ocupados por el aire + los espacios que ocupa el ligante, y como el espacio ocupado por el aire ha llegado a prácticamente su valor mínimo, cualquier incremento de la cantidad de ligante comienza a aumentar la resultante de la suma de espacio de aire + espacio de asfalto.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Por definición de vacíos llenados, es fácil visualizar como a medida que se aumenta el contenido de ligante, se aumenta la proporción de los vacíos en el agregado mineral (VAM), que son llenados por asfalto.



En esta figura se muestra un diferencial de agregado con las respectivas fases de una briketa Marshall

***Determinación de las propiedades
"mecánicas" de la mezcla:***

Estabilidad
(lbs)



Deformación (flujo)
(0.01 pulgadas)



Para determinar la estabilidad se coloca la briqueta en una "mordaza" y se mide la deformación

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Baño de temperatura constante (60°C)



Las briquetas son colocadas en agua por media hora. Se pasan luego por la prensa para determinar la estabilidad

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Las briquetas se sumergen en un baño de temperatura constante a 60 °C para simular las temperaturas altas a las que puede llegar un pavimento

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El agua circula por este equipo y se mantiene a 60 grados

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Las briquetas se sacan del baño de María y se secan

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



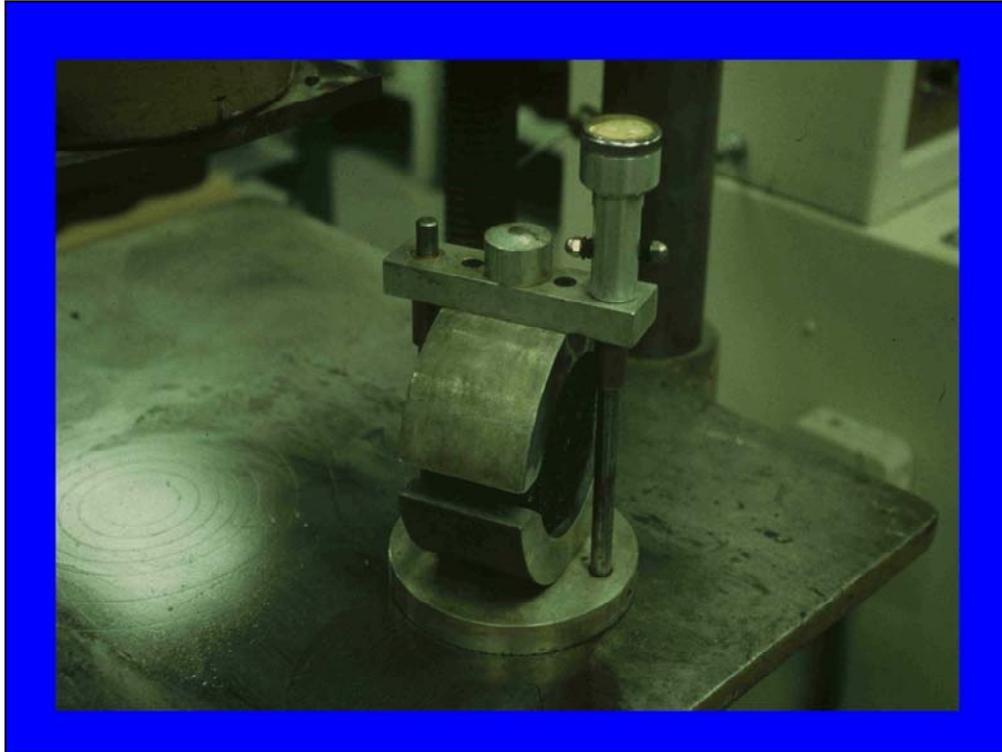
Se colocan las briquetas en la mordaza

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Se colocan las briquetas en la mordaza

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Vista de briqueta lista colocada en la mordaza

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



A continuación se miden deformaciones y resistencia

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



La fotografía muestra al operador ensayando la briqueta a compresión

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En las fotografías se muestra un Fluxómetro que indica valor de la estabilidad de las briquetas

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Prensas de nueva generación con celdas de carga y deformación:



Este equipo logra registrar los valores obtenidos del ensayo automáticamente

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

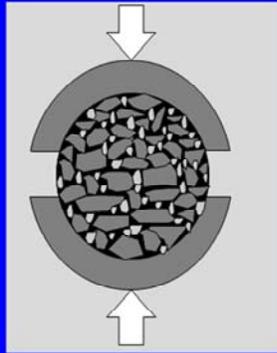


El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Estabilidad:
Carga máxima antes
de la rotura



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Al fallar la briqueta el dial inmoviliza las agujas para facilitar la lectura

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

La estabilidad leída es función de los resultados de la calibración del anillo

Companía de Ingeniería y Calibración
República Bolivariana de Venezuela
LABORATORIO DE METROLOGIA

CERTIFICADO DE CALIBRACION
Calibración Confiable

Certificado N°
C-LC-F-03/2007-346
Magnitud Fuerza
Fecha Emisión: 2007-03-15 10. de Pág.
4 de 5

Calculo de Errores.
Error relativo de cero μ %: 0,00005; 0,00005; 0,00005

Nivel	Errores Rotacionales			Factor de Trabajo			
	Carga	Revoluciones	Reversibilidad	Nº Divisiones	RF/100	kgf/div	N/div
1	6%	0,06	0,34	50	11,8400	5,3705	52,6670
2	12%	0,03	0,34	100	11,7633	5,3318	52,3280
3	18%	0,35	0,17	150	11,6733	5,2941	51,9750
4	24%	0,22	0,24	200	11,5800	5,2525	51,6090
5	29%	0,21	0,14	250	11,4827	5,2092	51,2272
6	35%	0,18	0,11	300	11,3778	5,1743	50,8325
7	41%	0,15	0,12	350	11,2714	5,1407	50,4273
8	47%	0,13	0,08	400	11,1625	5,1089	50,0158
9	52%	0,12	0,10	450	11,0516	5,0785	49,6017
10	58%	0,11	0,14	500	10,9373	5,0492	49,1817
11	64%	0,10	0,11	550	10,8200	5,0208	48,7593
12	69%	0,08	0,07	600	10,7003	4,9932	48,3357
13	75%	0,08	0,07	650	10,5784	4,9663	47,9112
14	80%	0,08	0,08	700	10,4544	4,9407	47,4862
15	86%	0,07	0,05	750	10,3282	4,9163	47,0612
16	91%	0,07	0,08	800	10,2000	4,8930	46,6362
17	-	-	-	-	-	-	-
18	-	-	-	-	-	-	-
19	-	-	-	-	-	-	-
20	-	-	-	-	-	-	-

Estimación de la Incertidumbre asociada a las propiedades metrologicas del equipo bajo calibración

Contribución de Incertidumbres Típicas Relativas

Incertidumbre del Patrón: F_c 0,02 %

Incertidumbre por Sensibilidad: σ_p 0,05 %

Incertidumbre Asociada a la Variación de Temperatura: σ_C 0,00 %

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En el círculo rojo se observa el factor de conversión a libras de los resultados que arroja el equipo

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Tabla I

FACTORES DE CORRECCION DE LA ESTABILIDAD MEDIDA EN BRIQUETAS ELABORADAS SIGUIENDO EL METODO MARSHALL DE DISEÑO DE MEZCLAS

Volumen de la briqueleta (cm ³)	Altura aproximada de la briqueleta		Factor multiplicador de la "estabilidad leída"
	mm	pulgadas	
368 a 379	46.0	1 13/16	1.79
380 a 392	47.6	1 7/8	1.67
393 a 405	49.2	1 15/16	1.56
406 a 420	50.8	2	1.47
421 a 431	52.4	2 1/16	1.39
432 a 443	54.0	2 1/8	1.32
444 a 456	55.6	2 3/16	1.25
457 a 470	57.2	2 ¼	1.19
471 a 482	58.7	2 5/16	1.14
483 a 495	60.3	2 3/8	1.09
496 a 508	61.9	2 7/16	1.04
509 a 522	63.5	2 ½	1.00
523 a 535	64.0	2 9/16	0.96
536 a 546	65.1	2 5/8	0.93
547 a 559	66.7	2 11/16	0.89
560 a 573	68.3	2 ¾	0.86
574 a 585	71.4	2 13/16	0.83
586 a 598	73.0	2 7/8	0.81
599 a 610	74.6	2 15/16	0.78
611 a 625	76.2	3	0.76

El Método Marshall para el diseño de
mezclas asfálticas en caliente



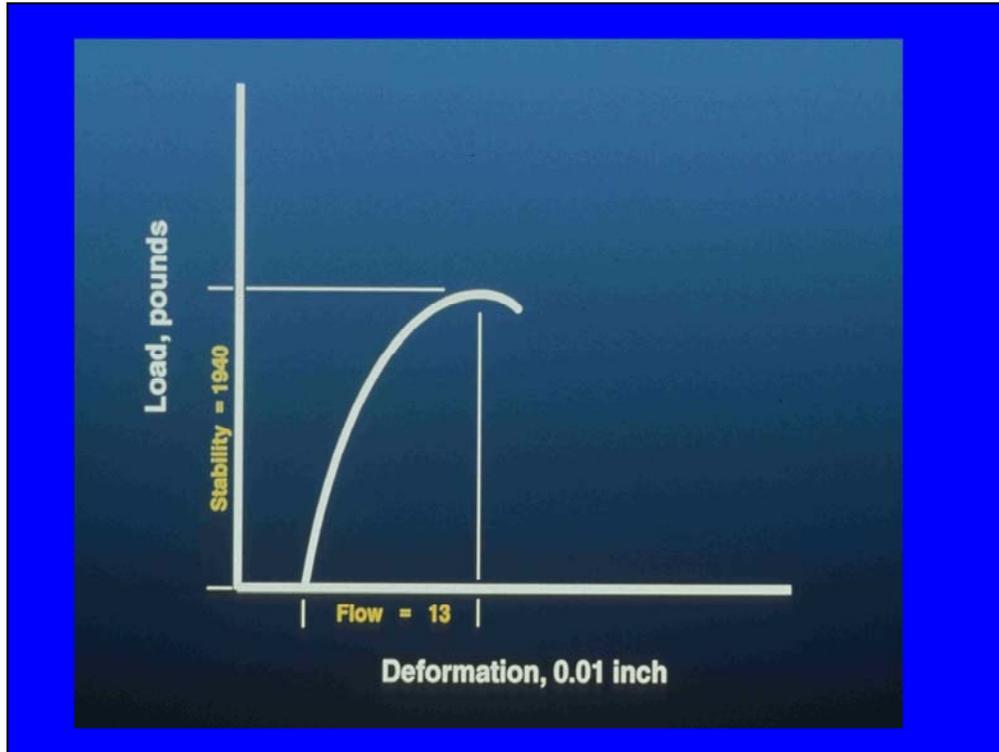
En la fotografía se muestra con detalle un fluxómetro

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

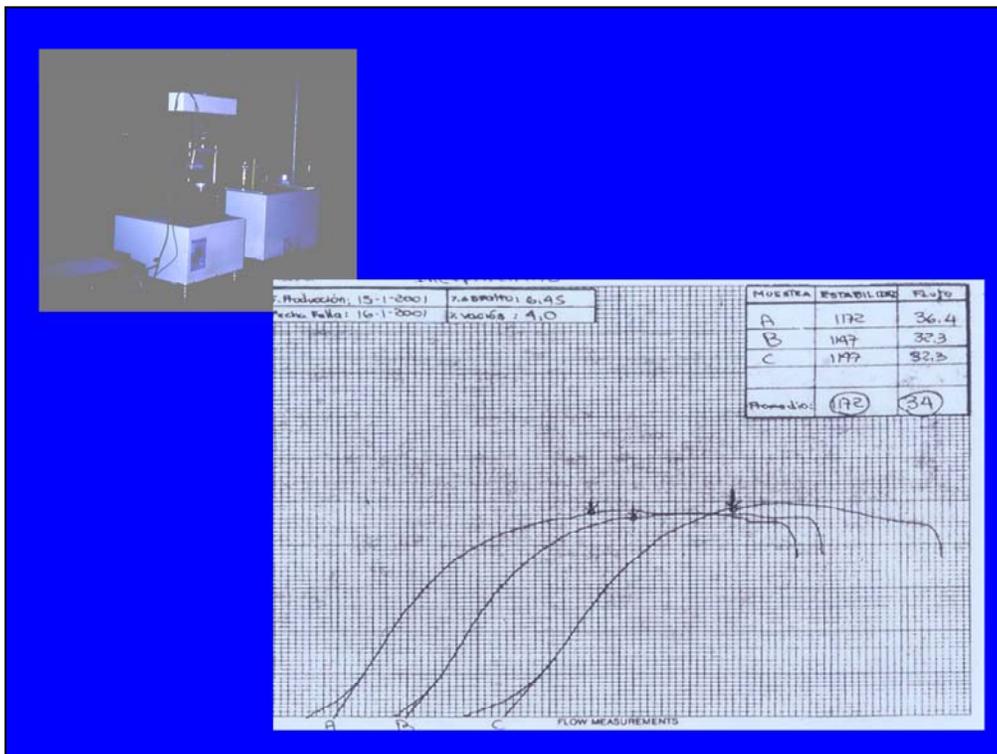


Para leer el flujo, la aguja del dial se para para poder facilitar la lectura

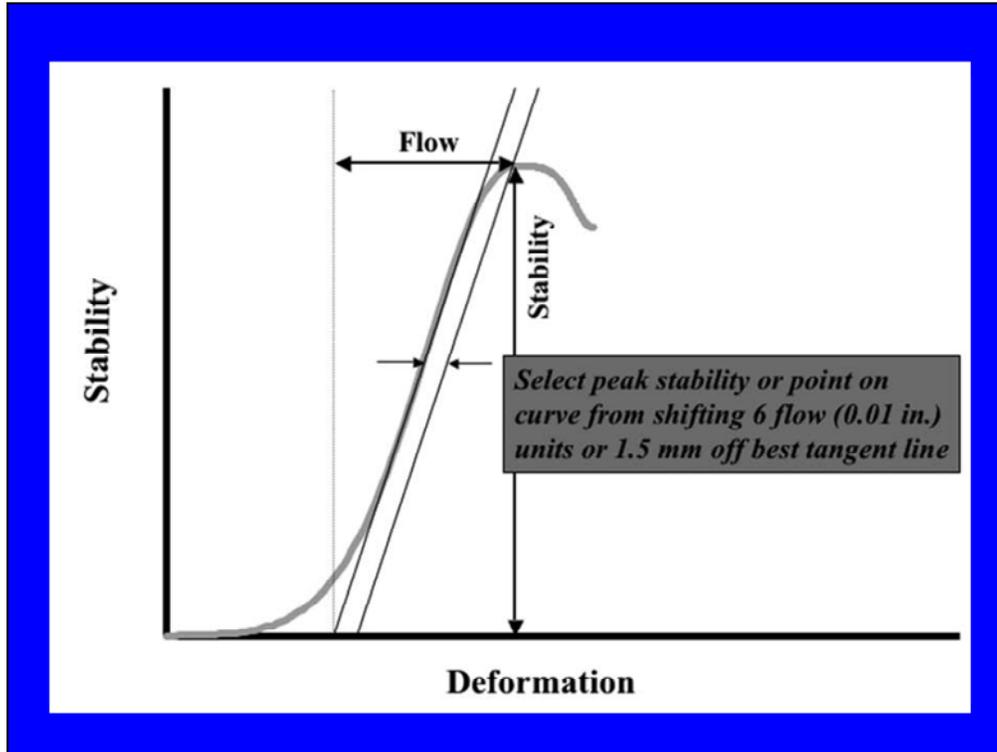
El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

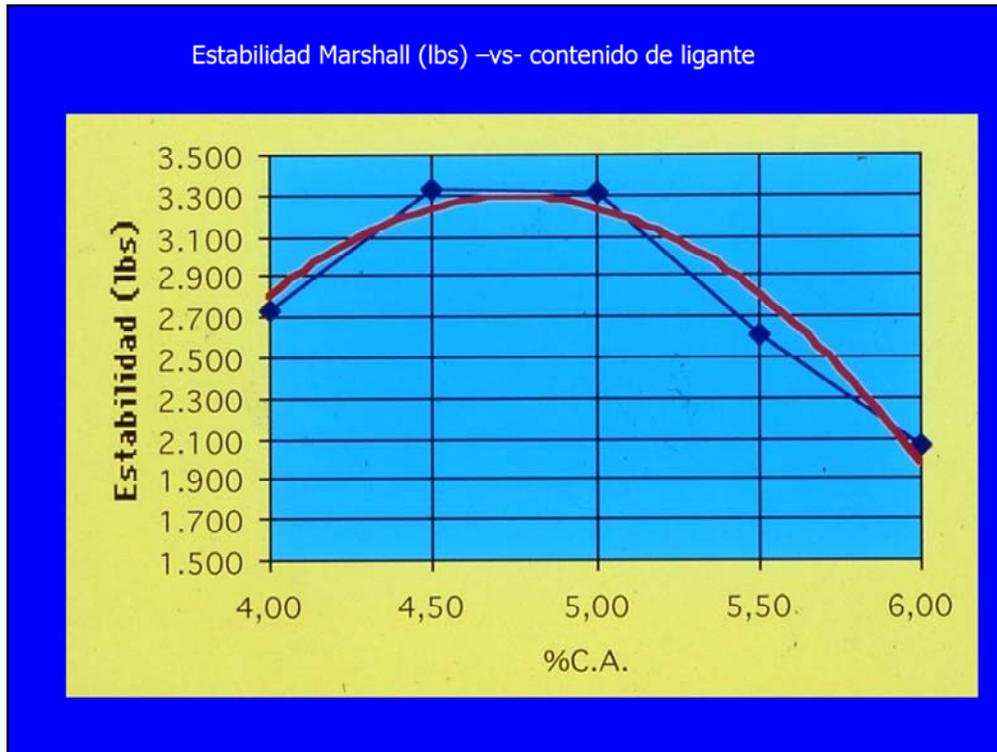


El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



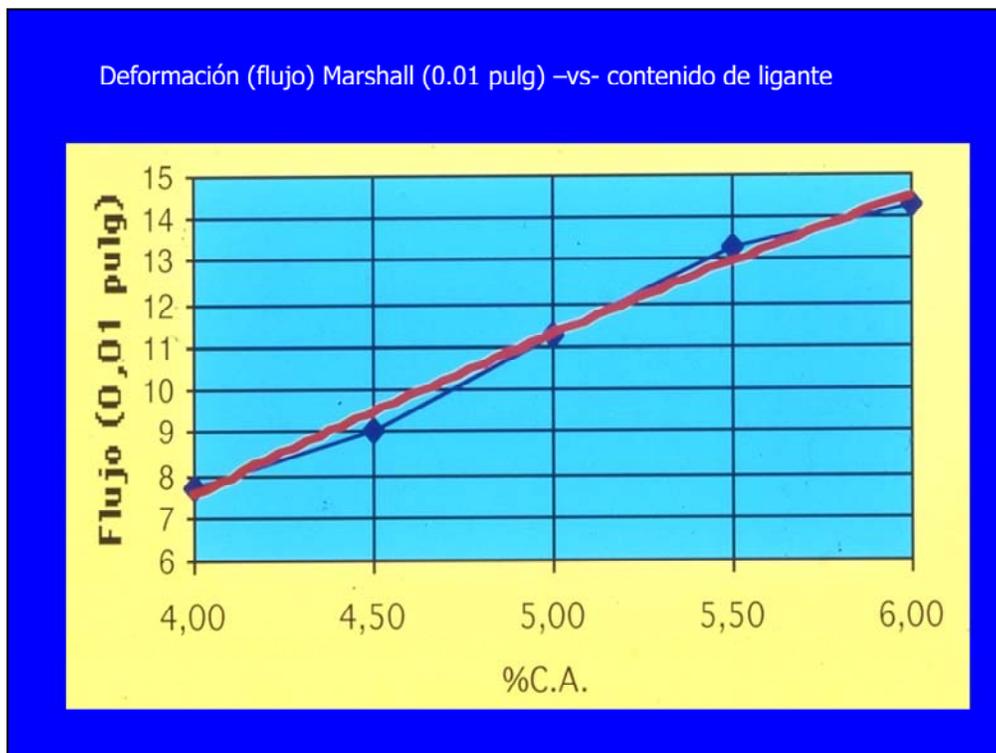
Se trazan tangentes a los cambios de pendiente. Se corta la curva de estabilidad con el flujo

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



La curva presenta una rama ascendente conocida como “rama seca” que crece a medida que se aumenta el % de C.A. Se llega a un punto de máximo valor y luego comienza a descender la estabilidad con incrementos del C.A. por encima del correspondiente al de mayor estabilidad. Esta rama se conoce como “rama rica en asfalto”. Esta curva tiene forma convexa hacia arriba debido que a bajos contenidos de asfalto y ante un esfuerzo dado de compactación, para una granulometría establecida, el total de la resistencia proviene prácticamente exclusivamente del contacto grano a grano. Mientras se incrementa el ligante la cohesión se va haciendo mayor. Con el exceso de asfalto se pierde el contacto grano a grano y la estabilidad comienza a ser aportada especialmente por la cohesión del ligante y la fracción fina de los agregados.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El flujo aumenta con valores mayores de ligante, lo cual es una consecuencia lógica de que mezclas más ricas, al tener mayor cantidad de asfaltos, son más flexibles y deformables que mezclas más secas.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

INVEAS													
DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE POR EL MÉTODO MARSHALL										FECHA:			
RESULTADOS DEL ENSAYO MARSHALL										MTC-IV			
										PESO ESPECÍFICO EFECTIVO: 2.697			
										PESO ESPECÍFICO APARENTE: 2.715			
										% ABSORCIÓN DE ASFALTO: 1.442			
										PESO ESPECÍFICO PARAFINA: ---			
										MASIVO (BULK): 2.613			
										PESO ESPECÍFICO MÁXIMO DE LA MEZCLA (ROE): 2.633			
										VACÍOS TOTALES (%): 7.22			
										VAM (%): 12.66			
										VÍ (%): 47.1			
										ESTABILIDAD LEIDA (lb): 2.640			
										FACTOR DE CORRECCIÓN: 1.00			
										ESTABILIDAD CORREGIDA (lb): 2.640			
										FLUJO (0.01 pulg): 7			
Muestra N°													
Porcentaje de asfalto	Peso en aire (g)	Peso en agua (g)	Peso en aire (g) SSS	Volumen (cm ³)	Peso unitario (g/cm ³)	Peso específico	Vacíos	VAM (%)	VÍ (%)	Estabilidad	Factor de	Estabilidad	Flujo
						máximo de la	totales (%)			leída (lb)	corrección	corregida	(0.01 pulg)
						mezcla (ROE)				(lb)		(lb)	
1	4.00	1,190.0	680.0	1,190.3	510.3	2.332				2,640	1.00	2,640	7
2	4.00	1,195.0	690.0	1,195.1	505.1	2.366				2,860	1.04	2,974	7
3	4.00	1,190.9	685.4	1,191.6	506.2	2.353				2,596	1.04	2,700	9
Medio	4.00					2.360	2.633	7.22	12.66	47.1		2,771	7.7
4	4.50	1,192.6	692.6	1,193.0	500.4	2.383				3,255	1.04	3,385	8
5	4.50	1,196.6	694.6	1,197.2	502.6	2.381				3,060	1.04	3,182	9
6	4.50	1,190.8	687.8	1,191.1	503.3	2.396				3,280	1.04	3,411	10
Medio	4.50					2.377	2.513	5.41	13.13	58.80		3,326	9.0
7	5.00	1,192.8	692.0	1,193.3	501.3	2.379				3,200	1.04	3,328	11
8	5.00	1,192.8	694.0	1,193.6	499.6	2.388				2,970	1.04	3,089	11
9	5.00	1,192.0	692.0	1,193.4	501.4	2.377				3,080	1.04	3,203	12
Medio	5.00					2.381	2.495	4.55	13.43	66.10		3,207	11.3
10	5.50	1,189.9	687.0	1,190.7	503.7	2.362				2,310	1.04	2,402	14
11	5.50	1,191.0	689.0	1,192.3	503.3	2.366				2,580	1.04	2,683	14
12	5.50	1,188.8	688.0	1,190.3	502.3	2.367				2,540	1.04	2,642	12
Medio	5.50					2.365	2.476	4.48	14.47	69.00		2,576	13.3
13	6.00	1,189.1	685.0	1,190.0	505.0	2.355				2,030	1.04	2,111	13
14	6.00	1,189.3	686.9	1,191.1	504.2	2.359				1,800	1.09	1,962	15
15	6.00	1,188.8	687.0	1,189.0	502.0	2.368				2,030	1.04	2,111	15
Medio	6.00					2.361	2.458	3.95	15.07	73.80		2,061	14.3

Las graficas son vaciadas en una tabla para distintos porcentajes de asfalto de acuerdo a los resultados arrojados por el ensayo.

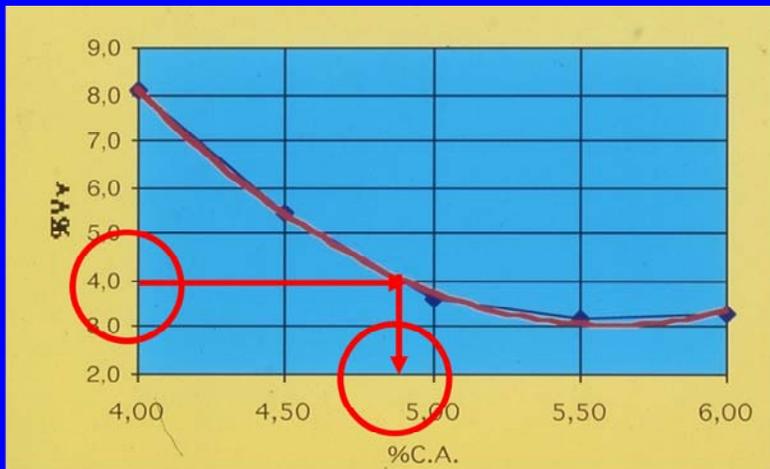
Selección del contenido óptimo de ligante



Ahora estudiaremos la manera de seleccionar el contenido óptimo de ligante, que lleva varios pasos.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Paso 1: Entrar en la curva de "Vv -vs- % ligante" con el valor medio de las especificaciones para los Vv (3%-5%)

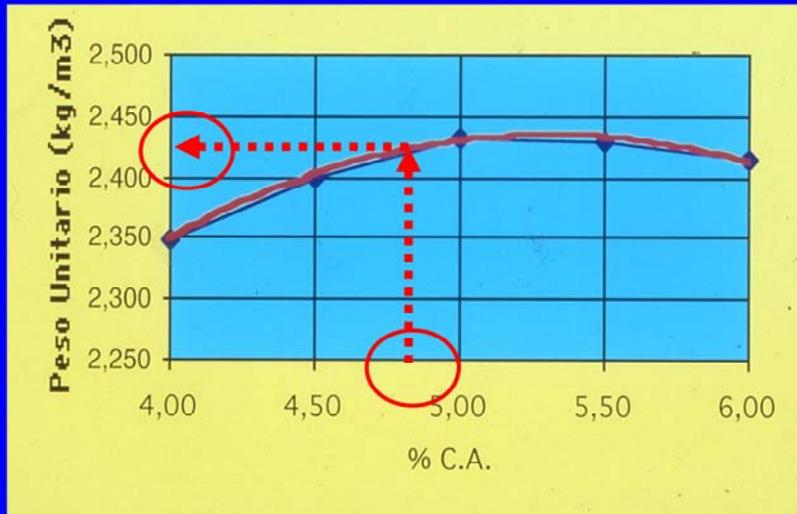


% de ligante para el 4% de Vv = 4.8%

Se entra en la curva de vacios totales, en 4% que es el valor ideal y se determina el porcentaje de asfalto optimo

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

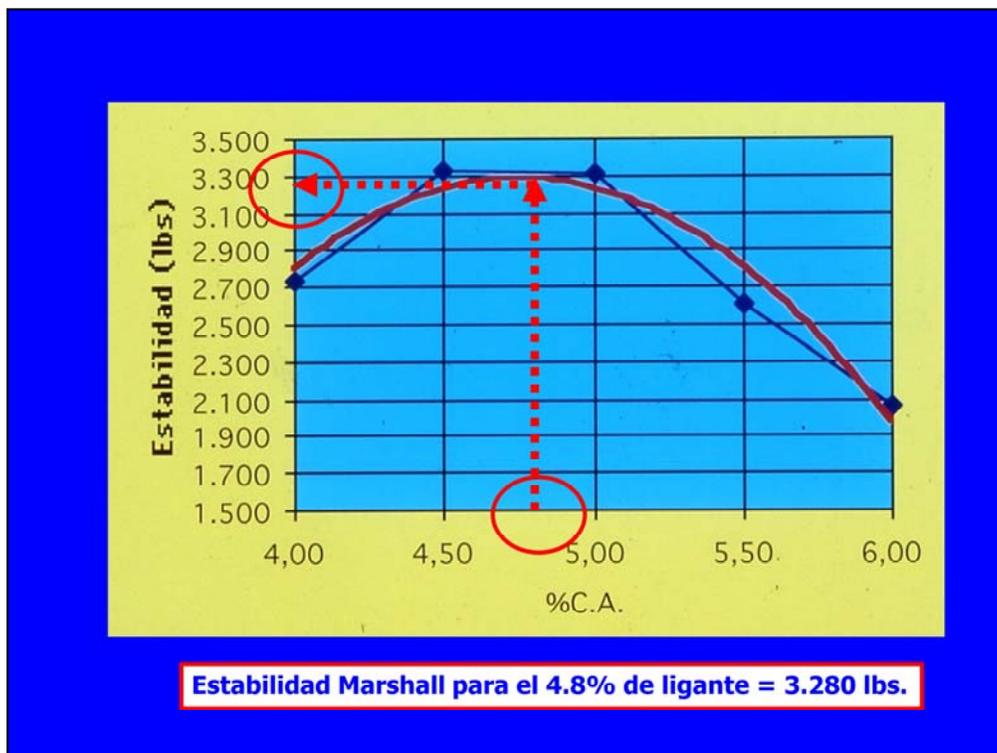
Paso 2: Con el 4.8 de % de ligante seleccionado en el Paso 1, se entra en cada una de las otras 5 curvas, y de cada una de ellas se lee el correspondiente valor:



Peso unitario para el 4.8% de ligante = 2.425 kg/m³

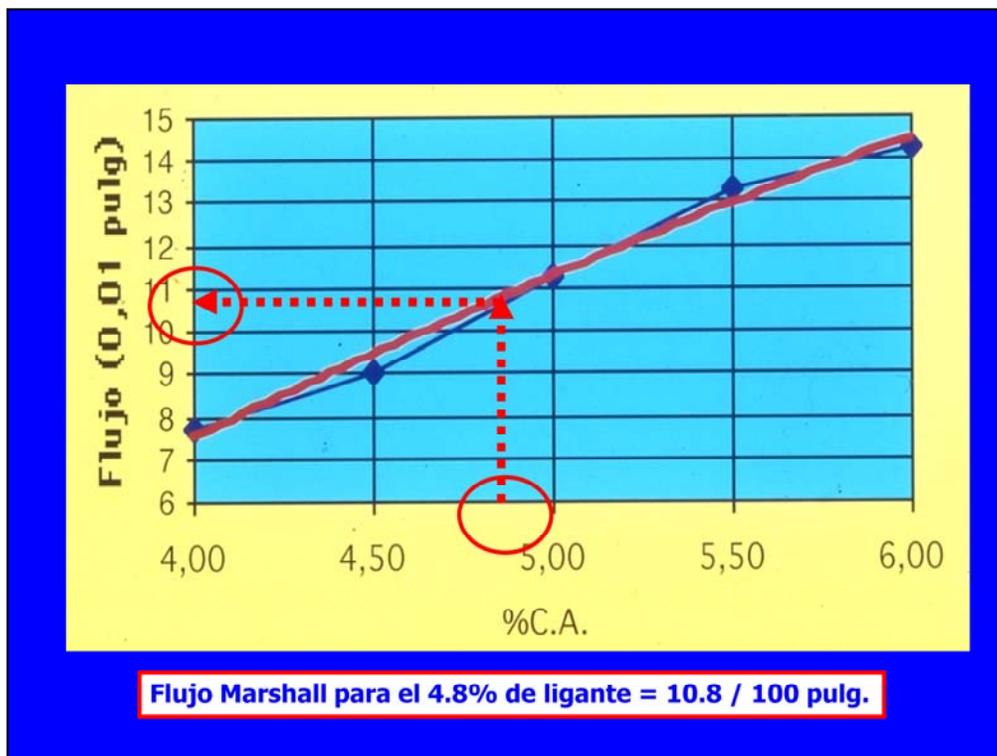
Con el valor óptimo se va a las otras curvas para chequear que estemos dentro de las normas

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



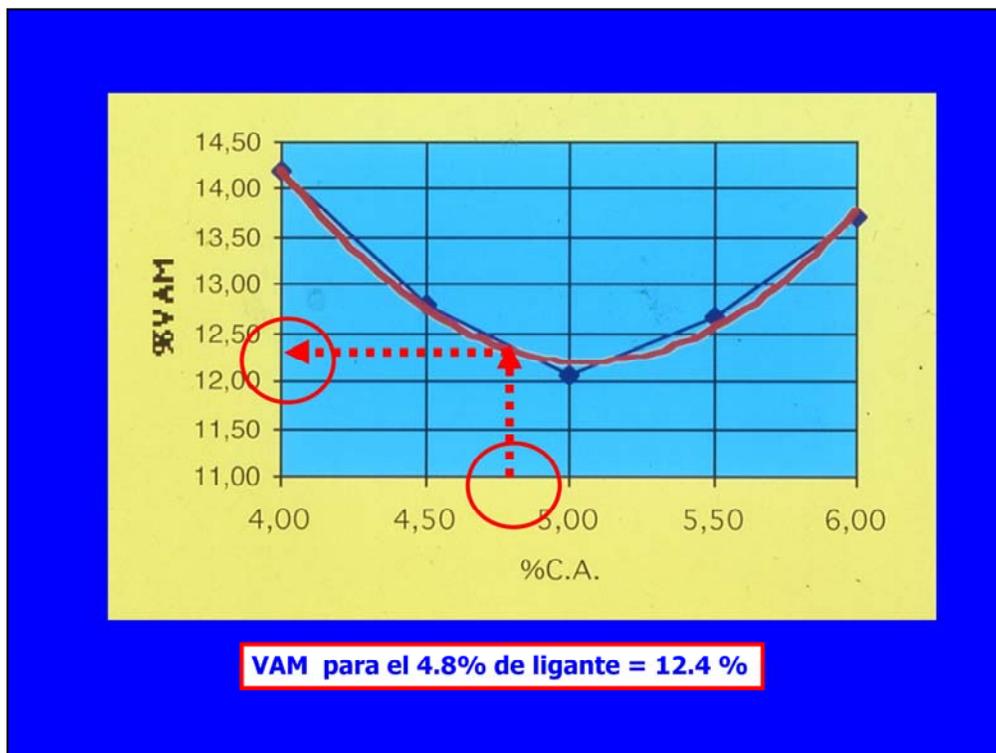
Las normas piden un mínimo de 2000 lbs de estabilidad Marshall

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



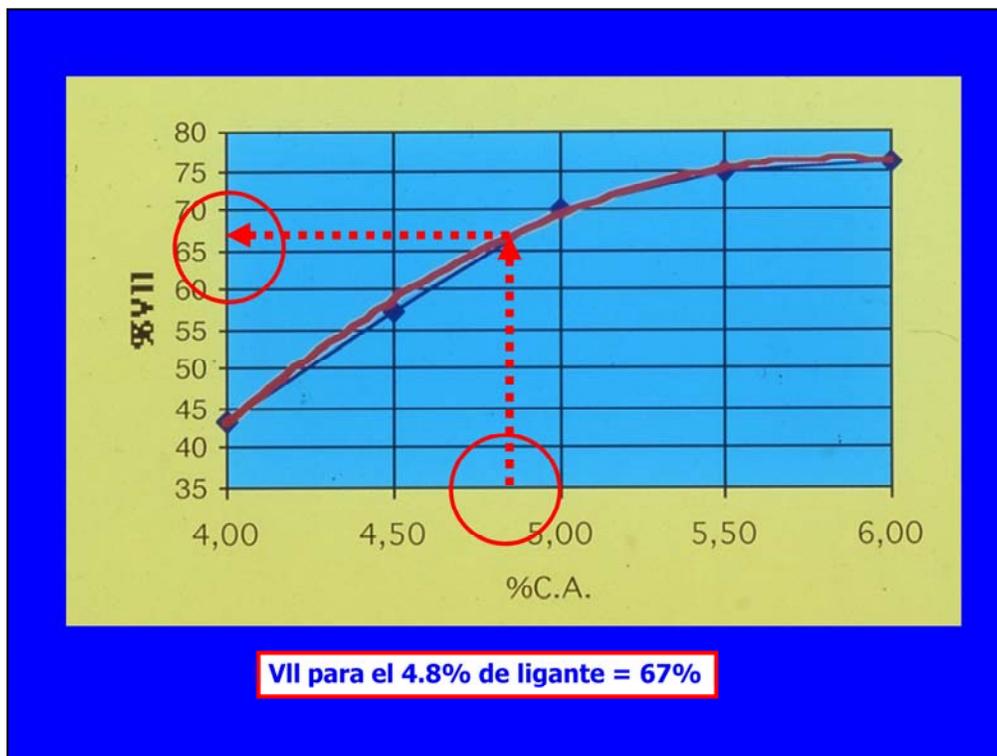
Para el flujo Marshall las Normas hablan de 8 a 14 *0.01 pulgadas

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Aquí podemos observar que para nuestro porcentaje de asfalto de 4.8% se corresponde con un porcentaje de vacíos de agregado mineral correspondiente al 12.4%

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En las normas se estipula un porcentaje de vacíos llenados entre el 65% – 75%

Resumen de propiedades para la mezcla con el 4.8% de contenido de ligante:

- Peso unitario = 2.425 kg/m³
- Estabilidad Marshall = 3.280 lbs.
- Flujo Marshall = 11.8 / 100 pulg.
- Vacíos totales = 4% (*valor de entrada*)
- VAM = 12.4%
- VII = 67%

En esta lámina se resumen los valores obtenidos de acuerdo a las gráficas estudiadas anteriores correspondientes a un porcentaje de ligante de 4.8%

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Paso 3: los valores obtenidos en los pasos 1&2 se comparan con los de la Especificación aplicable:

Especificación seleccionada (INVEAS 2004), para "tránsito alto", y para una Mezcla Tipo M25:

Propiedades Marshall	TRÁNSITO		
	ALTO	MEDIO	BAJO
Nº de golpes por cara	75	75	50
% vacíos totales (1)	3 - 5	3 - 5	3 - 5
% vacíos llenados	65-75	65-75	65-78
Estabilidad Marshall (mínima) lbs	2.200	1.800	1.600
Flujo (pulg/100)	8-14	8-14	8-16
Vacíos del agregado mineral (VAM)	valor según Tabla 8, en función del tamaño nominal máximo del agregado y el % de vacíos		

(1) calculados en base a la densidad máxima teórica determinada según el ensayo de Rice (Método ASTM D-2041)

En esta tabla se observan los valores límites especificados por la Norma INVEAS para las condiciones que se requieren en nuestro ejemplo, que corresponden a tránsito alto y una mezcla M25

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Valores Mínimos de Vacíos en el Agregado Mineral (VAM), en función del Tamaño Nominal Máximo del Agregado y del % de vacíos totales de la mezcla

Tamaño nominal máximo (mm)	Contenido de vacíos totales en la mezcla (%)		
	3.0	4.0	5.0
25.4	11	12	13
19.1	12	13	14
12.5	13	14	15
9.5	14	15	16

Nota: interpolar linealmente en caso de que el porcentaje de vacíos totales se encuentre entre los valores enteros indicados

Se resalta en esta tabla el porcentaje de VAM en función del tamaño nominal máximo de la mezcla y del contenido de vacíos totales en la mezcla

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

En nuestro diseño:

Propiedad	Unidad	Valor	Especificación	Condición
Peso Unitario	Kg/m ³	2.425	<i>No aplica</i>	OK
Estabilidad	Lbs.	3.280	> 2.200	OK
Flujo	0.01 pulg.	11.8	8 – 14	OK
Vv	%	4.0	3 – 5	OK
VAM	%	12.4	> 12%	OK
VII	%	67	65 - 75	OK

En esta tabla se comparan los valores obtenidos como resultado de nuestras gráficas, contenido de vacíos totales de 4% y un porcentaje de cemento asfáltico del 4.8%. Podemos observar que todos los valores verifican en este ejemplo.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

En nuestro ejemplo Mezcla M19, Tránsito pesado (4.7% C.A., para 4% Vv):

Propiedad	Unidad	Valor	Especificación	Condición
Peso Unitario	Kg/m ³	2.405	<i>No aplica</i>	O.K.
Estabilidad	Lbs.	3.200	> 2.200	O,K.
Flujo	0.01 pulg.	10.3	8 – 14	O.K-
Vv	%	4.0	3 – 5	O.K
VAM	%	12.2	> 13%	No O.K.
VII	%	67	65 - 75	O.K.

En esta tabla, en este caso para una mezcla M19 en vez de M25 como la que habíamos estudiado, podemos ver que todos los valores verifican excepto el porcentaje de VAM que es menor al estipulado por la Norma INVEAS>

Paso 4: Aprobación del diseño

En nuestro ejemplo:

Ya que la mezcla con el 4.8% (*expresado como % en peso de mezcla total*) de contenido de ligante satisface todas las exigencias de la Especificación, éste porcentaje se selecciona como “contenido óptimo” de ligante, y se pasa a la etapa de “producción en planta”.

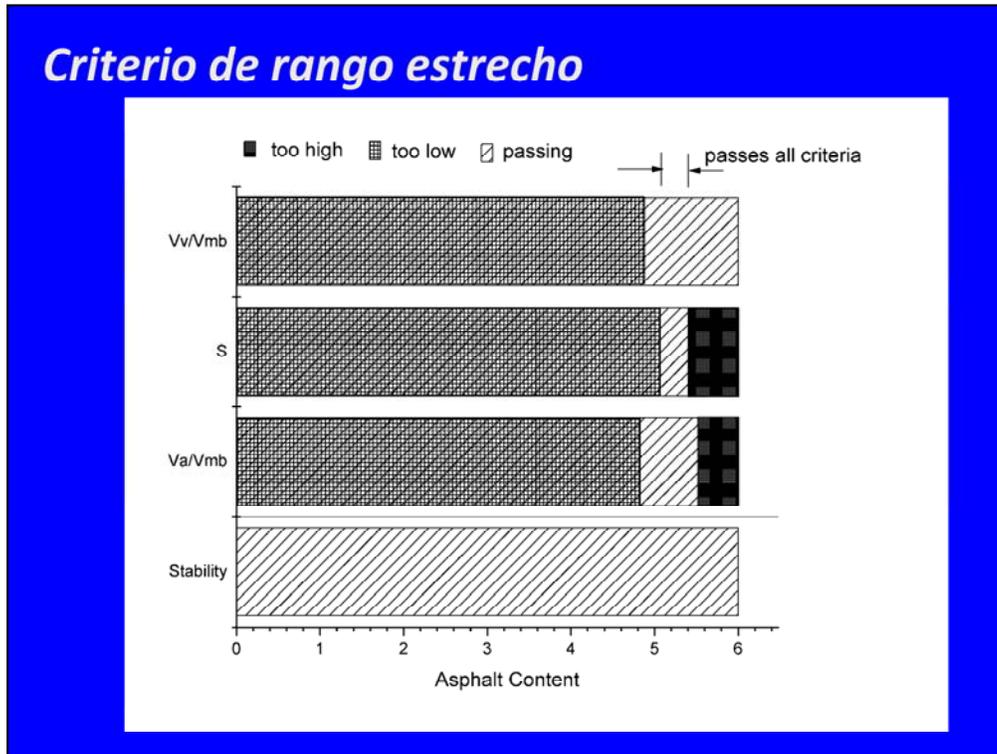
Una vez cumplidos todos los pasos se llega a la conclusión de que el contenido que se ha seleccionado como óptimo en realidad lo es y se continúa con la etapa de producción en planta. En caso de que las exigencias de satisfacción no se cumplieren, se debe seleccionar una nueva mezcla y realizar los ensayos de nuevo, de modo de obtener unas nuevas gráficas y empezar el criterio de selección otra vez.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Paso 5: Producción en planta con mezcla con el 4.8% de ligante, y granulometría Igual a la empleada en la preparación de las briquetas de laboratorio:

Propiedad	Mezcla en laboratorio	Mezcla en planta
Peso unitario	2.425 kg/m ³	2.392 kg/m ³
Estabilidad	3.280 lbs.	2.850 lbs.
Flujo	11.8 (0.01 pulg)	12.3 (0.01 pulg)
Vv	4.0 %	3.6 %
VAM	12.4 %	12.9 %
VII	67 %	72 %

En esta tabla se presentan los resultados obtenidos de la producción en planta y se hace una comparación con los valores teóricos calculados. Se puede observar que los valores en planta son menos satisfactorios que los calculados por medio de las gráficas, pues interviene el factor humano y se obtienen resultados con cierto margen de error



Se señala el rango que pasa todas las pruebas en cuanto a contenido de asfalto, de acuerdo a los criterios de porcentaje de vacíos totales, estabilidad, Flujo Marshall y VAM.

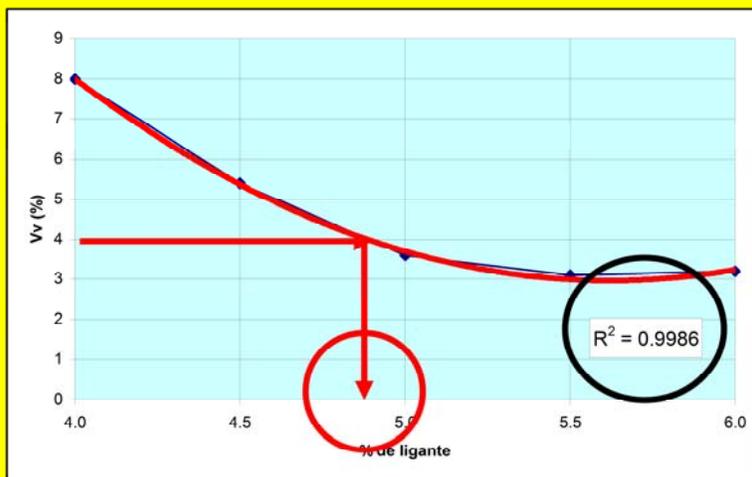
Los resultados de la “mezcla en planta”
serán empleados para establecer los
criterios de “aceptación y rechazo” en obra,
durante la etapa de producción industrial



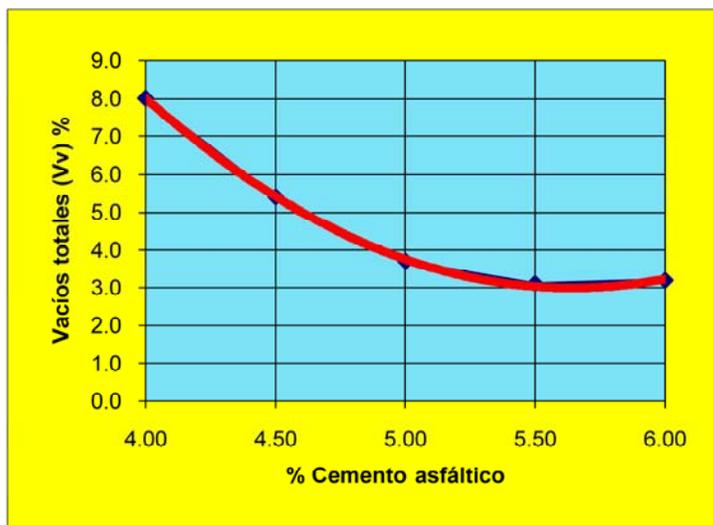
Como se observa en el texto, de los valores obtenidos de la producción en planta es que podrá seleccionarse o no un tipo determinado de mezcla de pavimentación.

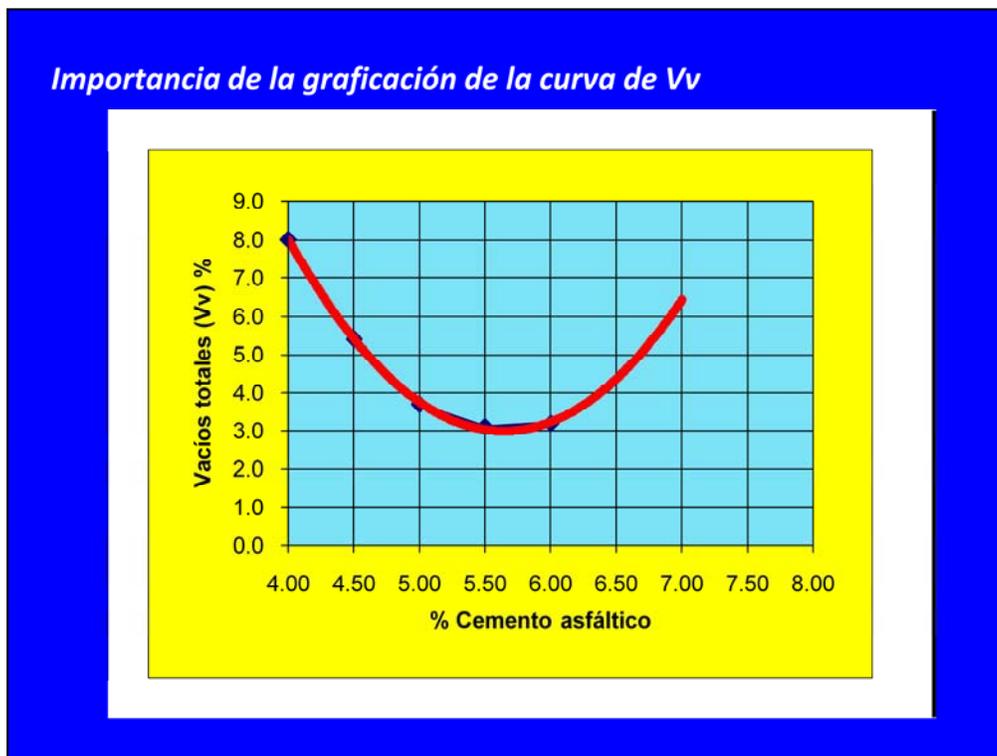
El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Importancia de la graficación de la curva de Vv



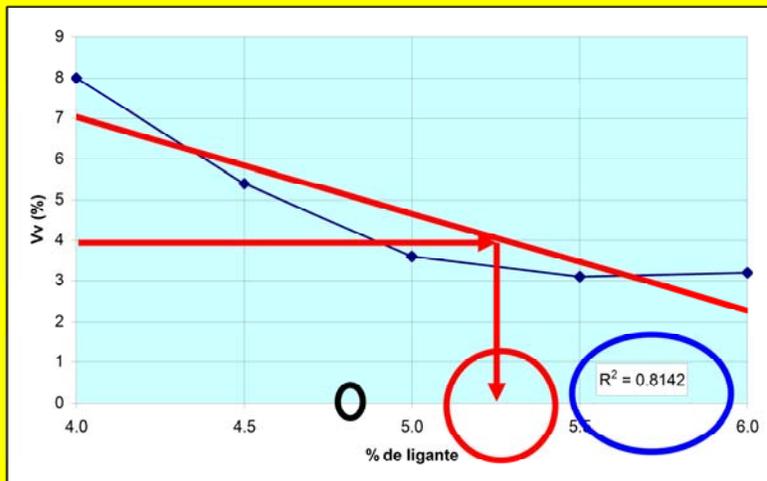
Importancia de la graficación de la curva de Vv



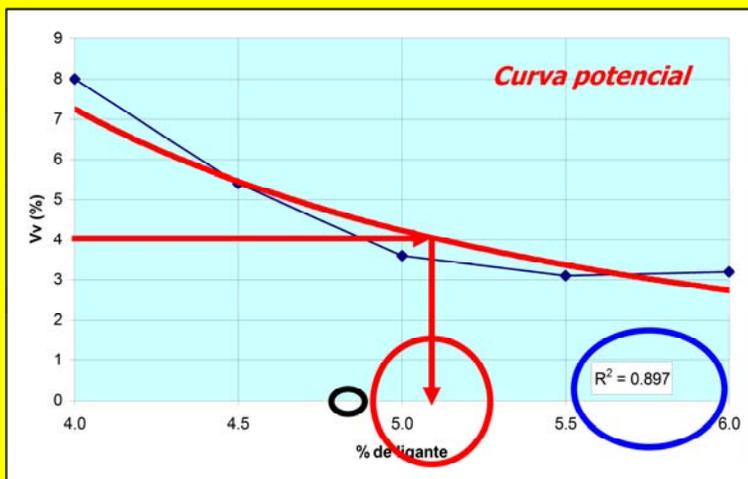


En esta figura se muestra un imposible, puesto que a mayor CA no es lógico que exista un mayor porcentaje de vacíos

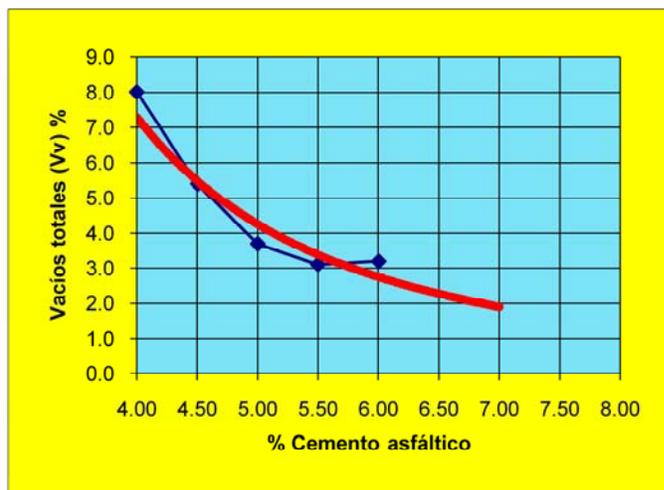
Importancia de la graficación de la curva de Vv



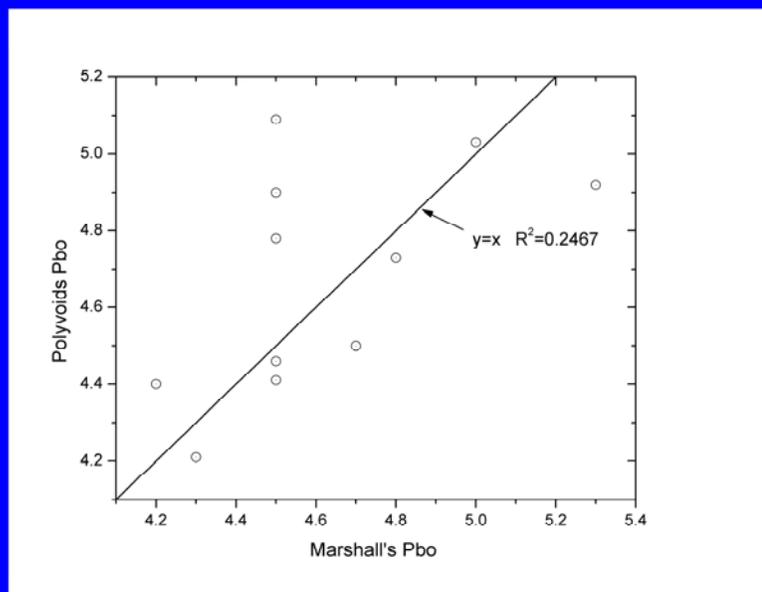
Importancia de la graficación de la curva de Vv



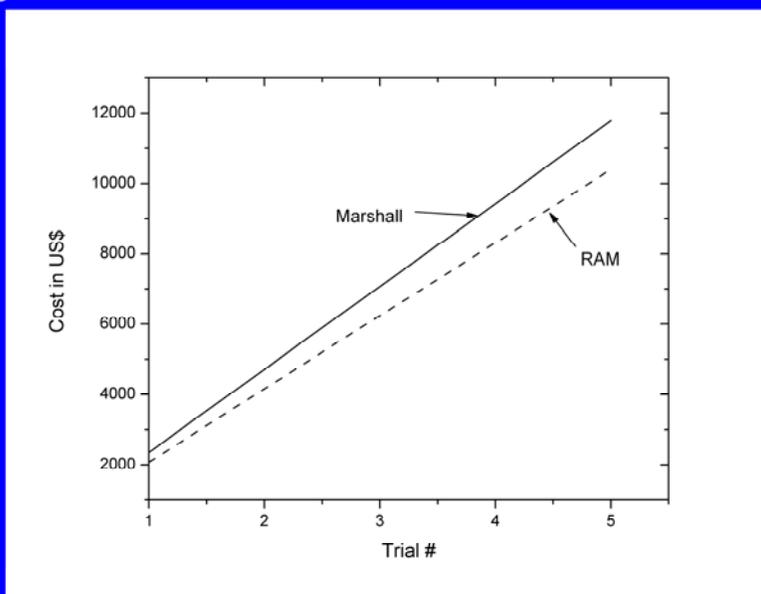
Importancia de la graficación de la curva de Vv



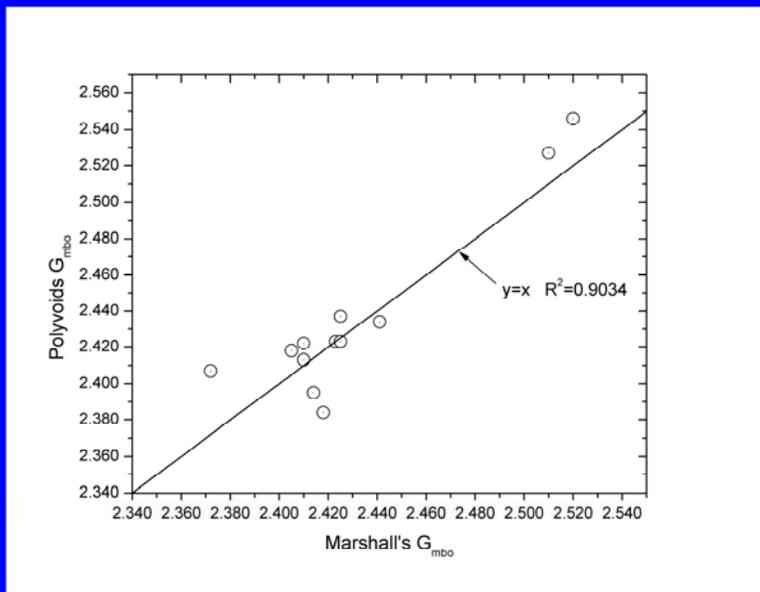
Correlación Pb



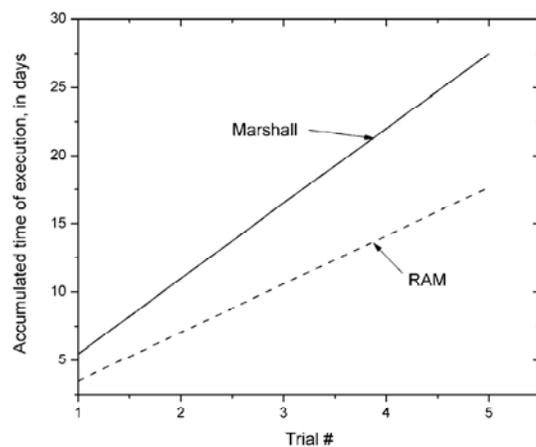
Diferencia en US \$ Marshall-RAM



Correlación G_{mbo}



Tiempo ejecución Marsh vs. Ram



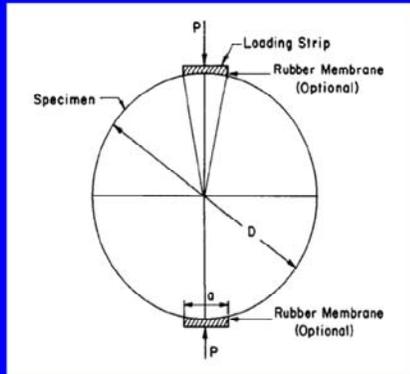
Las nuevas tendencias en el ensayo
de mezclas asfálticas

**Rotura de muestras mediante
la "Mordaza Lottman"**

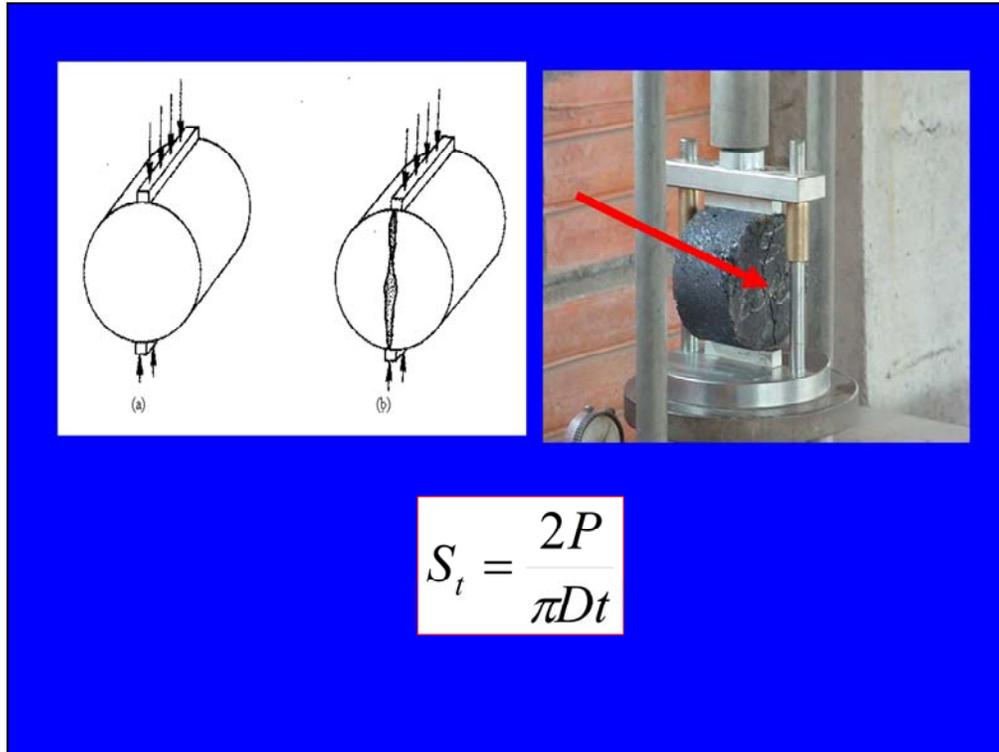


Una de las características primordiales de la Mordaza Lottman es que hace que la briqueta falle a tracción

La Mordaza Lottman



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Falla a tracción se considera típica en campo

El Método Marshall para el diseño de
mezclas asfálticas en caliente

*El compactador
Giratorio para la
preparación
de briquetas
Superpave*



En este equipo se evalúan las mezclas para criterios Superpave

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

Resistencia a la fatiga



La muestra se somete a calor y simulando condiciones de trafico

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



En esta fotografía se muestra tanto la “Mordaza Lottman” como el tipo de fractura que se produce en un briqueta cuando se somete a este ensayo de carga por tensión directa

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Esta fotografía muestra el equipo empleado para el ensayo del módulo dinámico complejo, que se determina mediante la aplicación de cargas sinusoidales verticales a briquetas cilíndricas mientras se mide la deformación. Este ensayo ha sido normalizado por la ASTM bajo el número D3497, y en él se requiere la relación altura/diámetro de la muestra sea al menos 2:1, con el fin de minimizar los efectos de la fricción en las caras superior e inferior de la muestra.

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



Se ensaya una viga prismática. Se somete a esfuerzo para medir durabilidad o resistencia

El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente



El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

El "Analizador de Pavimentos de Asfalto (APA)

(Cámara climatizada para medición de ahuellamiento)



Este ensayo se realiza normalmente con ocho mil (8000) pasadas de una rueda de aluminio con una carga de 100 libras que se apoya sobre una manguera lineal neumática resultando un esfuerzo de presión de 100 psi (609 kPa)

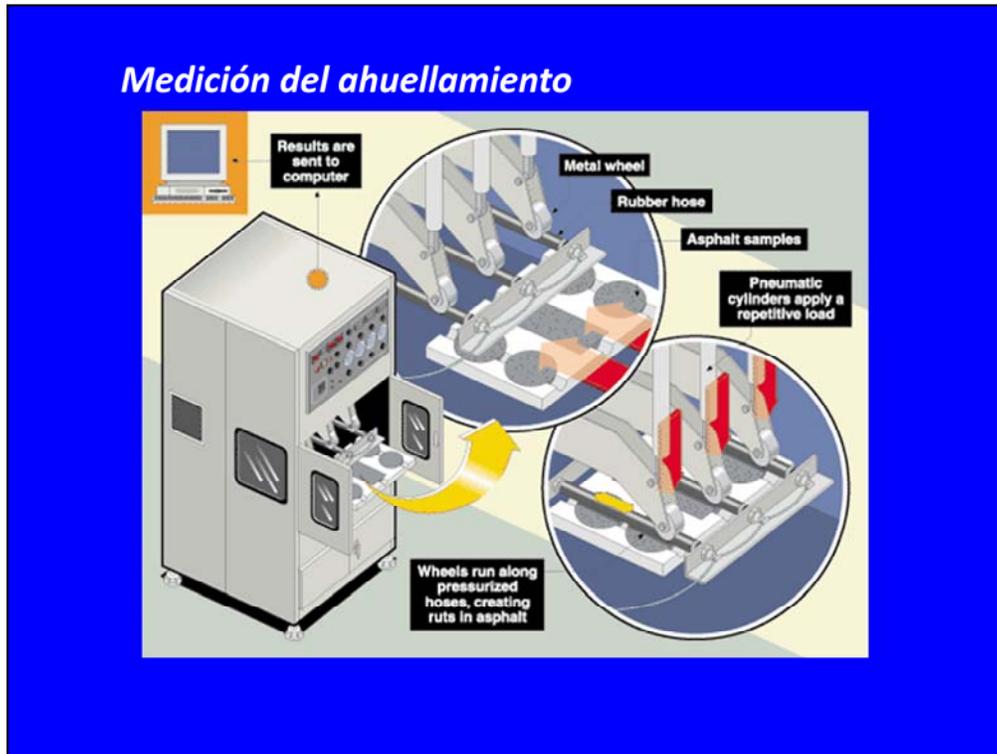
El Método Marshall para el diseño de
mezclas asfálticas en caliente

*El "Analizador de
Pavimentos de
Asfalto (APA)*

*(Cámara climatizada
para medición
de ahuellamiento)*



En esta fotografía se muestra otra vista del equipo utilizado para la medición de ahuellamiento llamada "Analizador de Pavimentos de Asfalto (APA)"



En esta figura se muestra un esquema del funcionamiento del Analizador de Pavimentos de Asfalto. Se ubica donde van las muestras de asfalto y por donde pasan las ruedas de aluminio con las cargas anteriormente mencionadas, que luego arrojan los resultados mediante la conexión con un computador

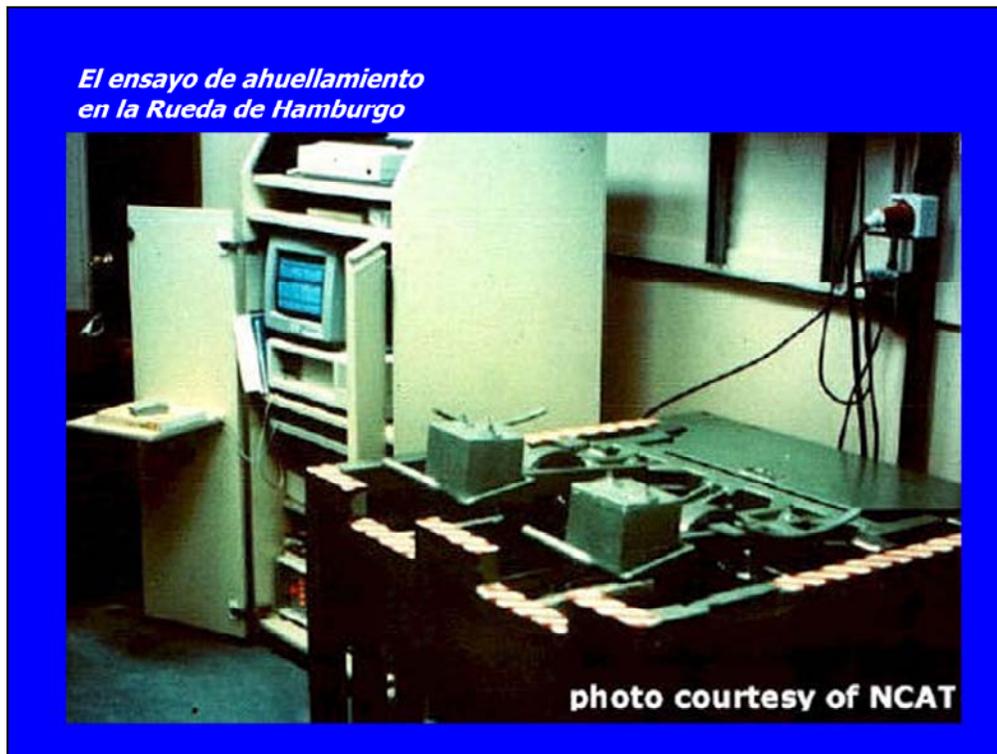
El Método Marshall para el diseño de mezclas asfálticas en caliente

El "Analizador de Pavimentos de Asfalto (APA)



Aquí podemos observar una vista parcial del Analizador de Pavimentos de Asfalto. Se divisan claramente las muestras de la mezcla y las ruedas de aluminio.

El Método Marshall para el diseño de
mezclas asfálticas en caliente



El ensayo de ahuellamiento en la Rueda de Hamburgo (HWT) se realiza normalmente con veinte mil (20.000) pasadas (o 20 mm de deformación) de una rueda de acero con una carga de 158 libras.

*El ensayo de ahuellamiento
en equipo Francés FRT*



En esta fotografía se observa el equipo francés de ensayo para ahuellamiento (FRT). El ensayo se realiza normalmente y aplicando una fuerza de 1124 libras (o 5000 N) transmitida a través de una rueda neumática con una presión de 87 psi (600 kPa)

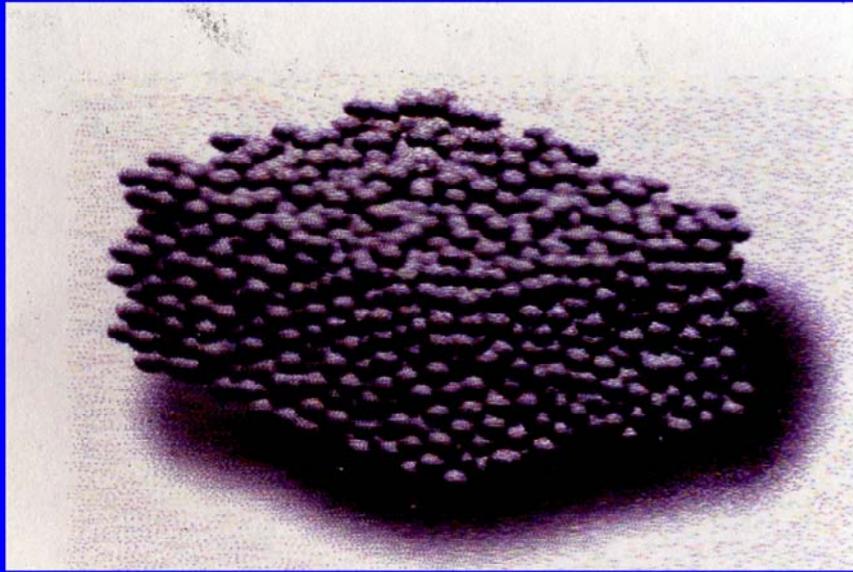
El Método Marshall para el diseño de
mezclas asfálticas en caliente

*El ensayo de ahuellamiento en equipo
de la Unversidad de Purdue*

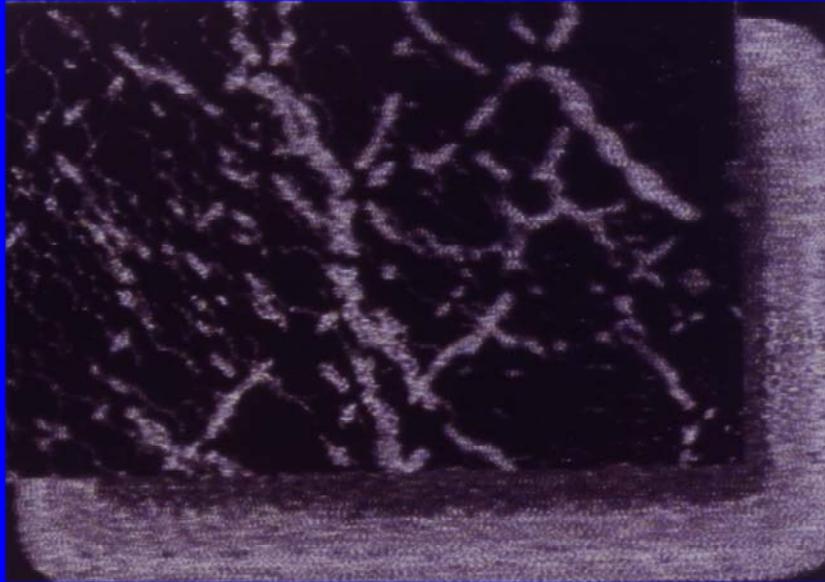


En esta fotografía se observa el equipo de ahuellamiento de la Universidad de Purdue. El ensayo se realiza normalmente con veinte mil pasadas o 20 mm de deformación con una carga de 375 libras sobre una rueda neumática que aplica una presión de 115 psi (793 kPa)

Otras novedades en la evaluación de mezclas:



Otras novedades en la evaluación de mezclas:



El Método Marshall para el Diseño de Mezclas Asfálticas en Caliente

