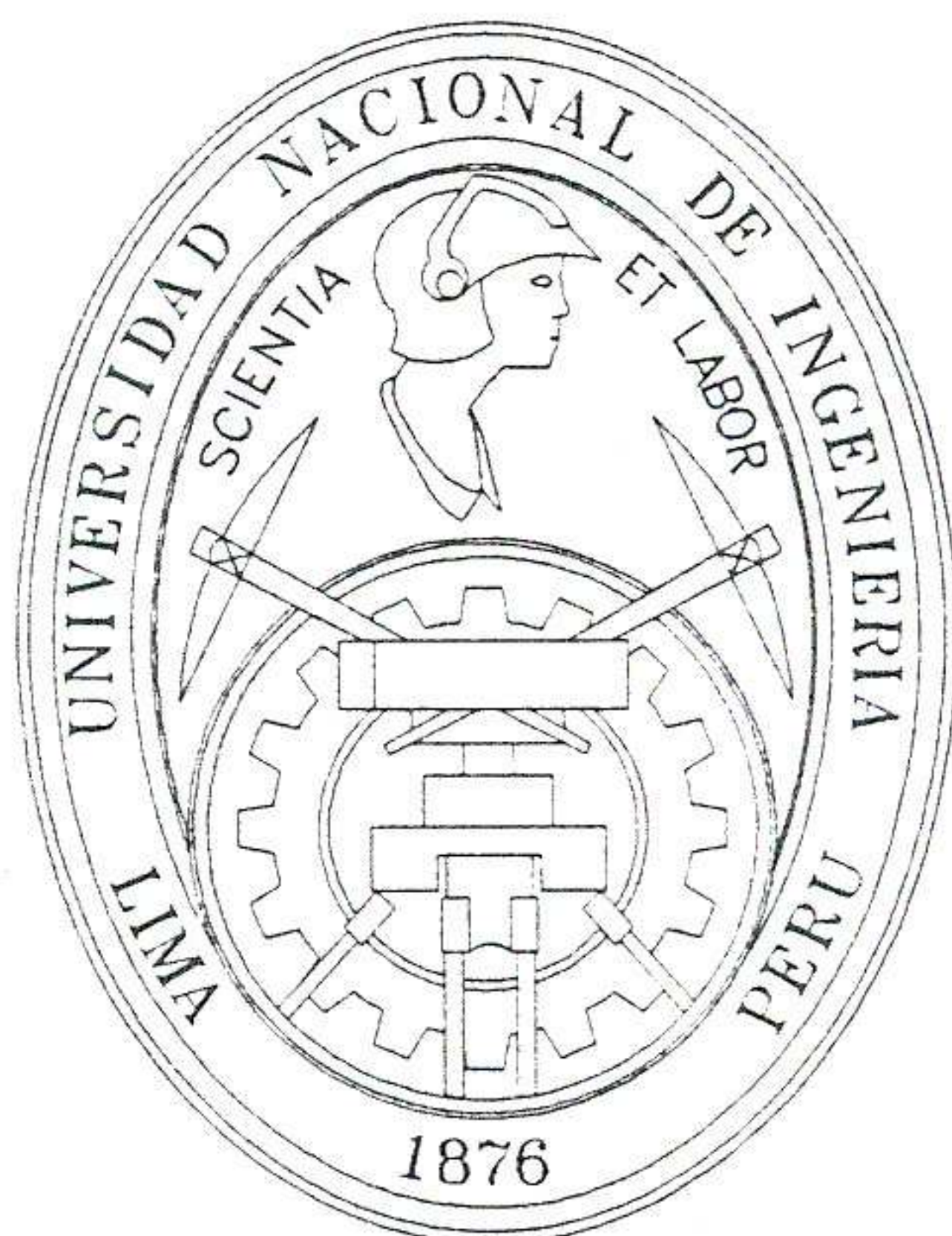


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

SECCION DE POST – GRADO



# **INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA EN EL DETERIORO DE CARPETAS ASFALTICAS EN ZONAS DE ALTURA**

TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS CON  
MENCION EN INGENIERIA DE TRANSPORTES

**ING. JOSE HERMOGENES MELENDEZ PALMA**

LIMA – PERU

2000



## ABSTRACT

In the last decade, the investment the State has given to highway rehabilitation and construction has allowed to implement the national network in approximately 8000 km, 2000 km of them are located in what can be identified as high regions. In all the cases where the roads have been paved, the material used in the surface rolling it has been the asphaltic mixture. This material in most the cases it presents an excellent performance, however it has been verified that pavements built in height regions have shown premature deteriorations.

The present research wishes to deepen the knowledge of the behavior asphaltic surface in high regions, focusing specifically the influence of temperature, to be considered one of the more critical variables and influential in the pavement deterioration.

This study proposes a Theoretical-Experimental approach with the use of simulations, which will allow us to represent the pavement behavior under the action of the thermal gradient for an specified period of time. The results are expressed in terms of Damage Ratio.

The Damage Ratio that we have found in the areas studied, express the probability that a crack will occur in a point of time given, therefore the proportion of deterioration for thermal effect it will constitute the influence in the performance of the asphaltic surface in height regions. The performance of a surface rolling, it is defined by the AASHTO as Serviceability and this it represents the ability to serve to the type of traffic that uses the road.

In conclusion, this research proposes as an alternative to the effect of the height in our country the representation of the evolution of the lost of serviceability caused by temperature by means of deterioration models, with the purposes of including the variable temperature in the design of asphaltic roads, since the cracking caused by temperature produces a potential effect in the rate of Serviceability.



## RESUMEN

En la última década, la inversión del Estado en la construcción y rehabilitación de caminos, ha permitido implementar la red Nacional en aproximadamente 8,000 Km., de los cuales 2,000 Km., corresponden a caminos construidos en regiones identificadas como "zonas de altura". En todos los casos donde las vías han sido pavimentadas, el material utilizado en la superficie de rodadura ha sido la mezcla asfáltica. Este material en la mayoría de los casos presenta un excelente desempeño, sin embargo se ha constatado que los pavimentos construidos en zonas de altura han presentado deterioros prematuros.

La presente investigación, desea profundizar el conocimiento del comportamiento de las carpetas asfálticas en zonas de altura, enfocando específicamente la influencia de la temperatura, por considerarse una de las variables más críticas e influyentes en la falla del pavimento.

El estudio propone un acercamiento Teórico – Experimental, mediante la implementación de simulaciones, la cual permitirá representar el comportamiento del pavimento ante la acción del gradiente térmico, en un determinado periodo de tiempo. Los resultados son expresados en términos de "Proporción de Daño".

Las Proporciones de Daño encontrados en los tramos de estudio, expresan la probabilidad de que la falla ocurra en un tiempo dado, por lo tanto la proporción de deterioro por efecto térmico constituirá la influencia en el rendimiento de las carpetas asfálticas en zonas de altura. El rendimiento de una superficie de rodadura, es definida por la AASHTO como Serviciabilidad y éste representa la habilidad para servir al tipo de tráfico que usa la vía.

Por consiguiente esta investigación propone como una alternativa al efecto de altura en nuestro medio, la representación de la evolución de la pérdida de la Serviciabilidad por efecto de la temperatura, mediante el uso de modelos de deterioro, con el propósito de incorporar la variable temperatura en el diseño de pavimentos asfálticos, debido a que el agrietamiento de origen térmico genera un efecto potencial en la tasa de pérdida de Serviciabilidad.



## INDICE

RESUMEN .....	5
ABSTRACT .....	6
INDICE .....	7
CAPITULO I: INTRODUCCION AL PROBLEMA DE ESTUDIO .....	9
1.1 Introducción .....	9
1.2 Justificación .....	9
1.3 Marco Teórico .....	11
1.3.1 Rigidez del Asfalto .....	11
1.3.2 Transferencia de Calor en el Pavimento .....	14
1.3.3 Mecanismos de Falla .....	15
1.3.4 Criterios de Fatiga .....	15
1.3.5 Esfuerzos y Deformaciones Térmicas en Pavimentos de Concreto Asfáltico .....	18
1.3.6 Tipos de Falla en Pavimentos de Concreto Asfáltico .....	20
1.3.7 Métodos de Ensayo y Especificaciones SHRP – Sistema SUPERPAVE .....	21
1.4 Estructura de la Investigación .....	24
CAPITULO II: ENFOQUE DEL PROBLEMA .....	25
2.1 Antecedentes .....	25
2.1.1 Problemática de los Pavimentos en Zonas de Altura del País .....	25
2.1.2 Evaluación de las Consideraciones de Medio Ambiente Utilizados por los Métodos de Diseño .....	27
2.2 Planteamiento del Problema .....	30
2.3 Objetivos y Utilidad de la Investigación .....	31
2.3.1 Objetivos Generales .....	31
2.3.2 Objetivos Específicos .....	32
2.4 Hipótesis .....	32
2.5 Metodología de la Investigación .....	32
2.5.1 Estrategia .....	32
2.5.2 Desarrollo por Etapas .....	35
2.5.3 Recursos .....	36
CAPITULO III: DESARROLLO DE LA INVESTIGACION .....	37
3.1 Introducción .....	37



3.2 Datos de Clima .....	37
3.3 Propiedades del Asfalto .....	38
3.4 Características de la Mezcla .....	41
3.5 Modelo de Agrietamiento Térmico .....	43
3.5.1 Descripción del Modelo de Shahin y McCullough .....	43
3.5.2 Desarrollo del Modelo .....	44
3.5.3 Calibración del Modelo .....	48
CAPITULO IV: EVALUACION DE RESULTADOS .....	51
4.1 Agrietamiento por Baja Temperatura .....	51
4.2 Agrietamiento por Fatiga Térmica .....	54
CAPITULO V: VALIDACIÓN DE HIPOTESIS .....	58
5.1 Primera Hipótesis .....	58
5.2 Segunda Hipótesis .....	59
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	64
6.1 Conclusiones .....	64
6.2 Recomendaciones .....	65
REFERENCIAS .....	67
BIBLIOGRAFIA .....	69
Anexo 01: Nomogramas para el Cálculo del Módulo de Rigidez del Asfalto y Resistencia a la Tensión en Mezclas Asfálticas .....	71
Anexo 02: Comparación del Régimen Climático entre Algunas Ciudades del Hemisferio Norte y Ciudades de Altura en Nuestro País .....	73
Anexo 03: Determinación del Muestreo Aleatorio .....	74
Anexo 04: Análisis Estadístico de Datos de Clima .....	75
Anexo 05: Resultados de Análisis de Laboratorio .....	81
Anexo 06: Resultados del Modelo, Pronóstico de Agrietamiento por Baja Temperatura .....	88
Anexo 07: Resultados del Modelo, Pronóstico de Agrietamiento por Fatiga Térmica .....	93
Anexo 08: Análisis Estadístico de la Medición de Fisuras en Campo .....	96
Anexo 09: Fotografías .....	98



## CAPITULO I

### INTRODUCCION AL PROBLEMA DE ESTUDIO

#### 1.1 INTRODUCCION

El desarrollo vial del País especialmente a partir de la década de los 90' ha permitido la construcción, rehabilitación y mantenimiento de los caminos de la red Nacional, en una longitud aproximada de 8,000 Km de vía pavimentada. En todos los casos donde las vías han sido pavimentadas, el material utilizado como superficie de rodadura ha sido la mezcla asfáltica. Este material en la mayoría de los casos presenta un excelente desempeño, sin embargo se ha podido constatar que los pavimentos asfálticos construidos en zonas de altura, han presentado un deterioro prematuro, cuyas causas son necesarias investigarlas e incorporar como variables dentro de un esquema de diseño compatible con nuestro medio.

El material de construcción denominado "Asfalto", ofrece un comportamiento como aglomerante bituminoso en los pavimentos, con su capacidad de ligar entre sí a los áridos, mantenerlos unidos y darle al conjunto del material elaborado, esa flexibilidad que hace que las estructuras con mezclas asfálticas se denominen pavimentos flexibles. Estas características permiten adhesión, estabilidad, propiedades reológicas y bajos costos, respecto a otros tipos de pavimentos. Sin embargo los límites en la evolución de este material en obra y en servicio, frecuentemente son difíciles de prever, especialmente en condiciones adversas como las que se presentan en las zonas de altura de nuestro país.

La presente investigación es la continuación de una serie de estudios y la primera que realiza la Universidad Nacional de Ingeniería con el objeto de incrementar el entendimiento de la influencia de la temperatura en zonas de altura, sobre las propiedades de las mezclas para carpetas asfálticas elaboradas y construidas con insumos y equipos disponibles en el medio, para de esta forma generar mayor información confiable que permita aminorar las estimaciones basadas en metodologías de otras realidades, los cuales son buenos logros, que no necesariamente son aplicables directamente a nuestras condiciones.

En este sentido se ha tomado como ámbito de estudio a la carretera más antigua y alta de nuestro país (Carretera Central), en el tramo: Lima – La Oroya - Cerro de Pasco, entre las progresivas Km. 125+000 al Km. 296+000; separados en tres sub tramos: San Mateo – Morococha; Morococha – La Oroya y Huayre – Chicrin. En estos tramos el Gobierno ha efectuado permanentemente inversiones, al mismo tiempo cuenta con un nivel de estudios y registros sobre el comportamiento de la superficie de rodadura.

#### 1.2 JUSTIFICACIÓN

Desde la década de los 80' el Gobierno toma especial interés en la construcción y rehabilitación de los principales ejes viales del país, considerando así a las rutas de la Panamericana Norte y Sur, y la ruta de penetración por la Carretera Central, esta última con resultados de deterioro no esperados, cuya problemática ha sido identificada definiendo los factores hidrometeorológicos (bajas temperaturas, exposición



solar, precipitación pluvial y nivel freático), propios de la zona (3,750 a 4,818 msnm). Dichos factores comprometieron las diversas capas que componen la estructura del pavimento (granulares y asfálticos). Estos acontecimientos han conllevado a la intervención de diversos especialistas nacionales e internacionales, como se dio entre los años 1981-1983, 1986-1988 y 1992-1999, sólo en la carretera central, entre los tramos San Mateo – Morococha - La Oroya - Huayre - Cerro de Pasco; los cuales suman una longitud de 200 kilómetros aproximadamente.

En la década de los 90' el Estado retoma nuevamente su interés en la rehabilitación de la red Nacional, incorporándose al grupo de pavimentos de altura otros tramos carreteros entre los que se pueden mencionar: Las Vegas – Tarma, Pativilca – Huaraz (Conococha-Catac), Pisco – Ayacucho (Puente Pacra – Ayacucho), Huancayo - Ayacucho, Izcuchaca – Huancavelica, Cusco – Abancay, Cusco – Juliaca (Sicuani – Juliaca), Juliaca – Arequipa (Pampa Cañahuas, Pampa de Imata), Nazca – Puquio - Chalhuanca (Pampa Galeras), Ilo – Desaguadero (Humajalzo – Huaytara – Santa Rosa – Mazocruz); Carreteras que en su conjunto superan los 2000 kilómetros, lo que implicó la inversión de equipos, insumos y tecnología local. Por consiguiente el problema de pavimentos en zonas de altura no sólo es el caso de la Carretera Central, sino una porción importante de la red vial del país.

A la fecha se cuenta con los primeros reportes de rendimiento de estas carreteras, donde si bien es cierto ha influido fenómenos como el Niño, se han identificado también deficiencias en el comportamiento de los mismos (fisuramientos prematuros). Como fue el caso de la Carretera Central, tramo: La Oroya – Huayre, intervenida en 1997 y 1999, entre otros, que no hacen sino ratificar la problemática de los pavimentos en zonas de altura.

Al diseñar pavimentos flexibles en zonas de altura será necesario contar con una capacidad de respuesta para un periodo de análisis dado. Esta respuesta deberá ser capaz de absorber esfuerzos y deformaciones generados por las cargas de tráfico y además por las cargas de origen térmico. Este último aspecto, ha sido definido importante en el deterioro prematuro de las carpetas asfálticas, debido a que el descenso térmico provoca la rigidización de la capa asfáltica tornándola quebradiza. La presencia de altos gradientes térmicos diarios generan deformaciones volumétricas que desarrollan esfuerzos de tracción, provocando finalmente la falla por fatiga. Este comportamiento será necesario estudiar con mayor detalle, por considerarse uno de los aspectos más influyentes en el deterioro de los pavimentos.

Los intentos por dar solución a este problema en la generalidad de los casos han sido basados en tecnologías importadas como el Instituto del Asfalto y la Guía AASHTO, para los que el problema térmico de altura no se ha abordado como se presenta en nuestro medio, en aspectos como la exposición solar y el gradiente térmico, los cuales no se dan en magnitud similar a los países del hemisferio Norte, ni en la mayor parte de los países de América del Sur.

Por otra parte desde 1987, los Estados Unidos ha dedicado un esfuerzo importante en el desarrollo de nuevas especificaciones, que en vez de estar concebidas en ensayos empíricos, estas se basan en propiedades funcionales del asfalto. Posteriormente luego de 6 años en 1993 aparecieron las especificaciones SHRP (Programa Estratégico de Investigación de Carreteras) que introdujo el Sistema



SUPERPAVE, cuyas especificaciones se han abocado al control de las deformaciones permanentes, el agotamiento por fatiga y el comportamiento frágil a bajas temperaturas. Para controlar estos tres parámetros se introdujo instrumentos y métodos basados en la reología del asfalto. Sin embargo la característica más importante de la especificación es el desarrollo de mapas de clima por región, con el objeto de establecer la climatología del sitio donde se va a poner en servicio un pavimento, designándose diferentes grados PG (Grado de Performance) de asfalto requerido, como función de la temperatura máxima y mínima de servicio.

Desde 1993 a la fecha se ha abierto una discusión importante sobre la aplicación de estas especificaciones fuera de los Estados Unidos, sin embargo lo novedoso de su concepción unido a que están particularmente adaptados a diferentes climas hacen que sean objeto de gran interés en todo el mundo. Probablemente tal y como están concebidas, nunca lleguen a aplicarse fuera de las fronteras de los Estados Unidos y Canadá, aunque es muy probable que la siguiente generación de especificaciones de asfaltos estén basados en la reología y se utilizarán los aparatos y métodos SHRP.

El Ministerio de Transportes cuenta con estudios al respecto<sup>(01)</sup>. Así mismo se vienen incorporando algunos criterios de este sistema especialmente para la caracterización y control de los componentes en las mezclas asfálticas (nuevas Especificaciones Técnicas Generales para la Construcción de Carreteras EG-99/MTC). Sin embargo todavía no se cuenta con la tecnología para la producción y control de calidad de este tipo de asfaltos en nuestro país y en la actualidad hay poca información sobre resultados de comportamientos reales de pavimentos para vidas en servicio medias y largas (los primeros pavimentos SUPERPAVE se construyeron en los años 1993 y 1994), lo que impide responder con fundamento cuando se diseñe con esta metodología, el comportamiento a largo plazo, cuanto se incrementará la vida útil y cuanto se ahorrará por menor conservación con estos pavimentos.

Finalmente, es preciso indicar que gran parte de la motivación proviene de la necesidad de investigar especialmente aquellos aspectos útiles para nuestra realidad; con el objeto de conocer nuestro entorno y orientar la investigación a la solución de los problemas nacionales.

### **1.3 MARCO TEORICO**

#### **1.3.1 RIGIDEZ DEL ASFALTO**

El agrietamiento del pavimento ha sido investigado en términos tanto de rigidez de mezcla y rigidez de asfalto a bajas temperaturas. La rigidez o módulo stiffness es la relación entre el esfuerzo y la deformación como una función del tiempo de carga y la temperatura; esta relación entre esfuerzo, deformación y tiempo es llamada también conducta reológica del asfalto o de las mezclas asfálticas.

A altas temperaturas, el incremento de la resistencia al ahuellamiento puede obtenerse por la selección apropiada de un diseño de mezclas, debido a que la rigidez del asfalto tiene una importancia secundaria. Sin embargo la rigidez en el asfalto a bajas temperaturas de servicio, es el principal responsable de los agrietamientos.

La respuesta en un sistema tridimensional de esfuerzos que ocurre en una capa de pavimento asfáltico, sujeto a cargas es bastante compleja. La caracterización es aun más difícil cuando la respuesta



también depende del tiempo o de la relación de carga y temperatura. En 1954, Van Der Poel<sup>(02)</sup>, recomendó concentrarse en un solo esfuerzo y deformación resultante, porque para muchos propósitos ello resultaba bastante adecuado, sugiriendo un solo parámetro consolidado de rigidez (S), de acuerdo a la relación:

$$S(t,T) = \sigma/\varepsilon \quad \dots(01)$$

Donde:

S : Rigidez, en psi o kg/cm<sup>2</sup>.  
 $\sigma$  : Esfuerzo axial  
 $\varepsilon$  : Deformación axial unitaria.  
t : Tiempo de carga.  
T : Temperatura.

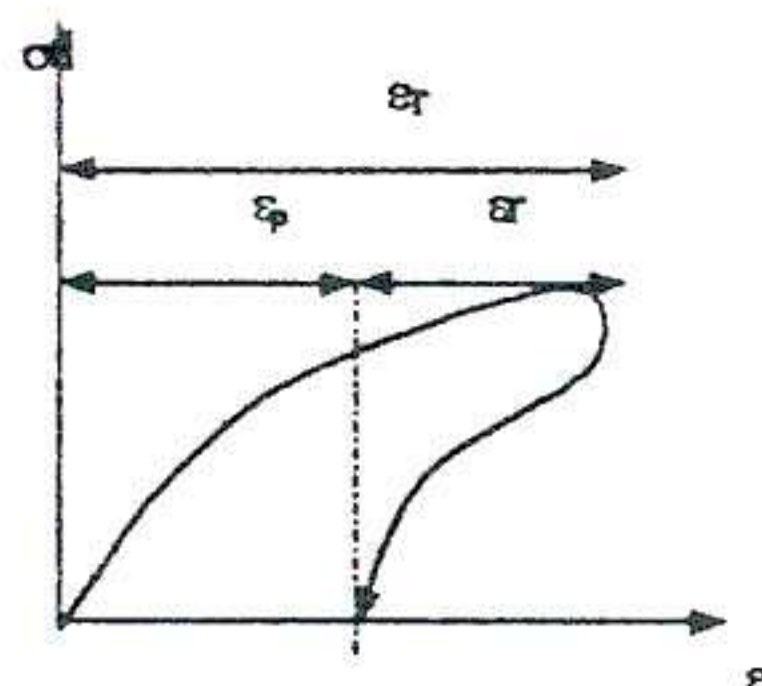


Figura 01: Explicación del concepto de rigidez (AASHTO T294 - 92)

En instantes muy cortos de carga y/o temperaturas bajas, la conducta de una mezcla asfáltica es casi elástica en el sentido clásico y la rigidez (S) es análoga al módulo de elasticidad (E). Para tiempos más largos de carga y temperaturas superiores, la rigidez simplemente es una relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación resultante. Recíprocamente, si la rigidez que corresponde a un tiempo y una temperatura particulares y cada esfuerzo o deformación son conocidos, una estimación puede hacerse de los esfuerzos y deformaciones desarrolladas en la mezcla de asfalto.

De acuerdo con el Instituto del Asfalto, los ensayos tradicionales de medición de propiedades del asfalto como ductilidad, viscosidad y penetración, frecuentemente han sido correlacionados como un medio de control del agrietamiento transversal de pavimentos a bajas temperaturas, lo cual resultó en mediciones inapropiadas para este fin, ya que estos no son suficientes para controlar el efecto térmico. Por lo tanto la rigidez del asfalto (S) introducida por Van Der Poel, se consideró como un medio simple de caracterización de la consistencia del asfalto sobre una gama amplia de temperaturas, lo que conllevó a tomar especial interés en la búsqueda o acercamiento de la cuantificación del módulo de rigidez, para lo cual se ofrecen dos acercamientos:

- a. Métodos indirectos: Estos métodos proporcionan una estimación de la rigidez sin considerar mediciones directas en laboratorio. Ellos usan datos rutinarios de ensayos de asfalto para estimar la rigidez con el uso de nomogramas <sup>(02,03)</sup>.
- b. Métodos directos: La rigidez del cemento Asfáltico es obtenida por ensayos directos de fluencia, relajación o ensayos de relación de esfuerzos constantes en tracción o compresión. También pueden usarse los métodos de ensayo dinámicos flexionales, en pruebas de especímenes de asfalto basados en deformaciones resilientes (sistema SUPERPAVE).

Obviamente que la evaluación más precisa de la rigidez del asfalto a bajas temperaturas se hace con métodos directos, antes que con métodos indirectos, sin embargo no se encuentran disponibles en el



país, instrumentos simples capaces de medir la rigidez del asfalto. En los EE.UU. se han desarrollado instrumentos dinámicos, los cuales son capaces de medir la rigidez del asfalto hasta casi la rigidez límite, sin embargo las frecuencias altas empleadas por estos instrumentos resultaron midiendo la rigidez del asfalto muy por encima de las temperaturas de agrietamiento de los pavimentos, haciendo difícil la correlación de estas temperaturas con agrietamientos reales. La introducción del sistema SUPERPAVE ha permitido la incorporación de aparatos y métodos basados en el comportamiento de los asfaltos, efectuando mediciones mediante el uso de reómetros (Bending Beam Rheometer (BBR) - Direct Tension Test (DTT)), cuyo propósito permite la medición de la rigidez del asfalto (S) a baja temperatura, así como ejercer un mayor control sobre la variación del módulo con la temperatura.

Por otra parte, de acuerdo con Huang (1993)<sup>(04)</sup> el módulo de rigidez del asfalto puede predecirse por nomogramas y fórmulas basadas en propiedades del asfalto. Si los datos reales de estos ensayos están disponibles, los nomogramas de la Shell (Van Der Poel, 1954 y/o Bonnaure et. al, 1977) o las fórmulas del Instituto del Asfalto (AI, 1982) se pueden usar para determinar la rigidez del asfalto, sin realizar pruebas de módulo. El módulo dinámico usado por el Instituto del asfalto es equivalente al módulo elástico de la capa de asfalto usado en el sistema de la Shell.

La rigidez en la mezcla asfáltica se puede estimar usando uno de los métodos desarrollados por la Shell, a partir de las cantidades de agregado y de asfalto en la mezcla<sup>(05)</sup> (Draat y Somer, 1965) y la rigidez obtenida por el nomograma de Van Der Poel, (1954)<sup>(02)</sup>, modificada por Heukelom y Klomp, (1964)<sup>(03)</sup>.

Por consiguiente la adopción del método para la cuantificación del módulo de rigidez, estará de acuerdo con la necesidad, disponibilidad y fines prácticos que cada método ofrece; por lo tanto para la decisión del método a usar podrá tomarse en cuenta el siguiente cuadro comparativo.

**Cuadro N° 01: Cuadro comparativo, entre los métodos de cuantificación de la rigidez del asfalto**

Métodos Directos	Métodos Indirectos
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Método basado en propiedades funcionales del asfalto (reología).</li> <li>- Evaluación más precisa de la rigidez (S) de acuerdo con el modelo usado, SUPERPAVE y otros.</li> <li>- El uso de frecuencias altas puede causar una distorsión cuando se trate de correlacionar con temperaturas reales de agrietamiento.</li> <li>- En el Sistema SUPERPAVE, no existen resultados concretos a mediano y largo plazo por el momento.</li> <li>- Requiere de equipo sofisticados, no están disponibles en el medio y son altamente caros.</li> <li>- Es probable que la siguiente generación de especificaciones se basen en la metodología SHRP.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Método empírico, basado en mediciones rutinarias de las propiedades del asfalto.</li> <li>- Evaluación aproximada de la rigidez (S), considera simplificaciones bajo suposiciones experimentales.</li> <li>- Las estimaciones se efectúan proponiendo frecuencias y temperaturas que se esperan en campo.</li> <li>- Desde 1964, en que Heukelom y Klomp proponen el método, éste se ha constituido como una de las formas más apropiadas para estimar la rigidez (S).</li> <li>- Uso de equipos para ensayos rutinarios de propiedades del asfalto, disponibles en el medio.</li> <li>- Probablemente este procedimiento represente una forma de comprobación de las mediciones directas.</li> </ul>

Fuente: Elaboración propia, resumen extraído de las referencias 07, 15, 17 y 18.



### 1.3.2 TRANSFERENCIA DE CALOR EN EL PAVIMENTO

En la siguiente expresión, se muestra uno de los modelos que analiza las teorías de conducción de calor y que aplica el método de las diferencias finitas para resolver la ecuación de Fourier, para flujo de calor uni-dimensional:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \alpha \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \quad \dots(02)$$

Donde:

- T: Temperatura.
- t: Tiempo
- z: Profundidad debajo de la superficie.
- $\alpha$ : Difusión térmica que se relaciona a la conductividad térmica y la capacidad térmica de los materiales del pavimento.

La convección y radiación juegan un papel dominante en la transferencia de calor, es decir que el calor será proporcional a la diferencia de temperaturas entre la superficie del pavimento asfáltico y la del aire<sup>(06)</sup>. Así mismo se considera que la conductividad juega un papel separado transfiriendo el calor dentro del sistema del pavimento. La profundidad total (z) es un parámetro variable de entrada en el modelo de transferencia de calor.

La conductividad térmica, (K) y la capacidad específica (C), en una mezcla de concreto asfáltico son requeridas para calcular el régimen térmico en una capa de concreto asfáltico y ambas son reguladas por las propiedades térmicas del agregado y el aglomerante bituminoso. Estas propiedades pueden ser medidas en laboratorio; sin embargo, han sido determinados por algunos investigadores, las cuales no varían<sup>(07)</sup> significativamente entre mezclas, por lo tanto valores de conductividad térmica y de capacidad térmica específica a menudo se asumen dentro de los límites  $K = 0.82 - 0.86 \text{ (BTU/hr)/(ft}^2\text{)(}^\circ\text{F/ft)}$  y  $C = 0.20 - 0.22 \text{ (BTU/lb)(}^\circ\text{F)}$ .

Si la temperatura del aire es constante durante un tiempo ( $t_f$ ) y las propiedades térmicas de la carpeta asfáltica son independientes del tiempo, la temperatura en un punto (z) de la carpeta asfáltica tiende a un régimen permanente proporcional a su profundidad (z) en el tiempo transcurrido, es decir  $T(z)_{\text{carp}} = f(T_{\text{aire}}, z)^\circ\text{C}$ , cuando  $t = t_f$ . Bajo esta consideración la ecuación (02) es resuelta y la temperatura en la carpeta asfáltica de un pavimento, puede ser estimada de acuerdo con la ecuación concebida por Barker y Brubstone<sup>(08)</sup> (1977).

$$T_{\text{carp}} = \frac{(0.39z + 4.95)T_{\text{aire}} + 1.29z + 12.1}{0.39z + 4} \quad \dots(03)$$



La ecuación (03), ha sido contrastada con lecturas efectuadas en campo por la O.C.C. del MTC, realizadas para la evaluación de la carretera La Oroya - Huayre en 1997, presentando un acercamiento bastante aproximado; por consiguiente, se puede asumir que las condiciones de convección y conductividad térmica para el ámbito de estudio, pueden expresarse por esta ecuación.

### 1.3.3 MECANISMOS DE FALLA

Los métodos empíricos mecanísticos de diseño de pavimentos, establecen un número de criterios de falla, cada uno dirigido a un tipo específico de daño. Ello hace contraste con el método de diseño AASHTO el Índice de Serviciabilidad Presente (PSI) indicará la condición general del pavimento usado.

Es de general acuerdo que el agrietamiento por fatiga y ahuellamiento debido a cargas de tráfico, así como el agrietamiento térmico, son tres tipos principales de mecanismos de falla considerados en los pavimentos flexibles. El agrietamiento por fatiga debido a cargas de tráfico, se basa en la deformación producida por tracción horizontal al fondo de la carpeta asfáltica. El criterio de falla relaciona el número aceptable de repeticiones de carga a la deformación producida por tracción basada en la prueba de fatiga de laboratorio en especímenes pequeños de mezcla asfáltica.

El caso de ahuellamiento sólo ocurre en los pavimentos flexibles y se considera como una deformación permanente o profundidad de huella a lo largo del eje del camino. Se ha usado dos métodos de diseño para controlar el ahuellamiento: el primero es limitar la deformación por compresión vertical encima de la subrasante y el otro limitar el ahuellamiento en una cantidad tolerable, como 0.5 pulg. (13 mm)

El agrietamiento térmico, es el tipo de falla que incluye el agrietamiento por baja temperatura y el agrietamiento por fatiga térmica. El agrietamiento por baja temperatura es normalmente asociado a los pavimentos flexibles en regiones como los Estados Unidos, Canadá y Europa, donde las temperaturas invernales caen por debajo de  $-25^{\circ}\text{C}$ . El agrietamiento por fatiga térmica puede ocurrir en regiones mucho más apacibles como nuestra región y se origina cuando se usa un asfalto excesivamente duro o este se endurece debido a su envejecimiento.

El mecanismo de agrietamiento por fatiga térmica es similar al agrietamiento por fatiga ocasionado por las cargas de tráfico. Este se generará por la deformación producida por tracción en la capa del asfalto debido al ciclo de temperatura diaria. El daño acumulativo puede evaluarse por la hipótesis de Miner.

### 1.3.4 CRITERIOS DE FATIGA

En 1945 Miner, introdujo el concepto de acumulación de daño, el cual es usado para predecir el agrietamiento por fatiga; donde el número permisible de repeticiones de carga, está relacionado con la deformación producida por tracción, en la última capa asfáltica. La cantidad de daño es expresada como una relación entre la predicción y el número permisible de repeticiones de carga. El daño ocurrirá cuando la suma de la relación de daño alcanza el valor de uno (1). Debido a la variabilidad de respuestas, el daño no ocurrirá exactamente como se describe y algunas veces incluso aún cuando la relación alcance el valor de uno (1). Si



se usan parámetros promedio en el diseño, una relación de daño (1), indica que la probabilidad de falla es 50% o que 50% del área experimentará agrietamiento por fatiga.

Asumiendo que la relación de daño está bajo una distribución logarítmica normal, se puede calcular la probabilidad de falla o el porcentaje de área agrietada y compararse con la respuesta en campo.

Los procedimientos de prueba en laboratorio aplican dos tipos de carga controlada: esfuerzo constante y deformación constante<sup>(04)</sup> (Ver Figura N°02). En el primer caso, el esfuerzo permanece constante pero la deformación se incrementa con el número de repeticiones. En el segundo caso, la deformación se mantiene constante y el esfuerzo se disminuye con el número de repeticiones. La prueba de carga de esfuerzo constante es aplicable a pavimentos donde la carpeta asfáltica es mayor de 6 pulg. (152 mm) de espesor y se considera así debido a que el tránsito es el componente principal de carga. Cuando la carpeta asfáltica se pone frágil bajo cargas repetidas, la deformación debe aumentarse con el número de repeticiones.

La prueba de carga a deformación constante es aplicable a pavimentos donde la carpeta asfáltica es menor de 2 pulg. (51mm) de espesor, debido a que la deformación en la capa de asfalto esta gobernada por las capas subyacentes y no es afectada por la disminución en la rigidez de la mezcla asfáltica. Para espesores intermedios, deberá efectuarse una combinación de métodos de prueba a esfuerzos constantes y deformaciones constantes.

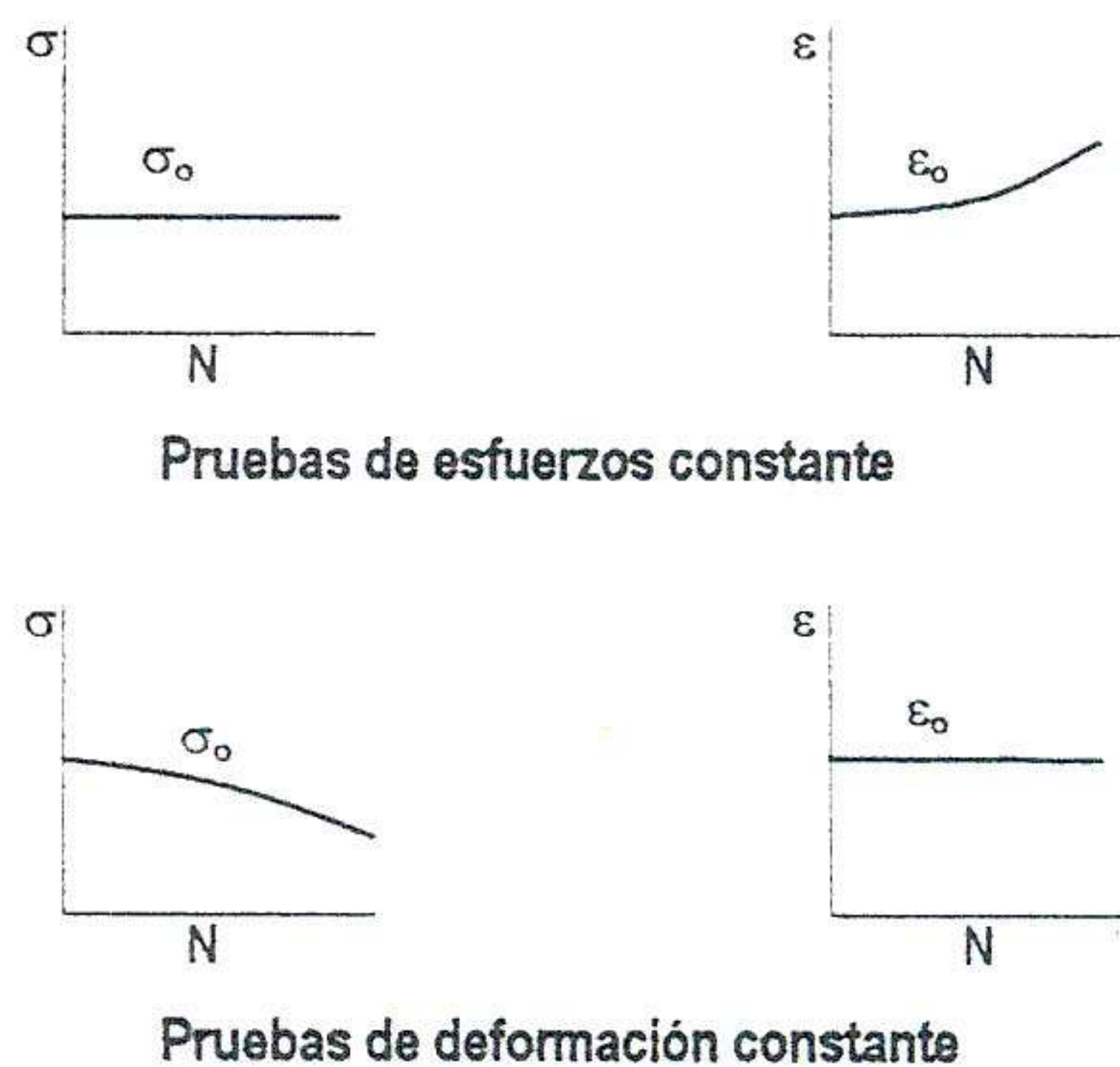


Figura 02. Dos tipos de carga controlada para pruebas de fatiga (Huang,1993)

Por lo tanto el daño acumulativo puede evaluarse por la hipótesis de Miner, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Nf = f_1(\epsilon_t)^{f_2}(E_s)^{f_3} \quad \dots(04)$$



Donde  $N_f$ ; representa el número permisible de repeticiones de carga para evitar el agrietamiento por fatiga;  $\epsilon_t$ ; es la deformación por tracción en la última capa asfáltica;  $E_s = S_m$ : es el módulo resiliente de la capa asfáltica;  $f_1$ ,  $f_2$  y  $f_3$ : representan constantes determinados por ensayos de fatiga en laboratorio. En general  $f_1$  es modificado para correlacionar las observaciones de respuesta en campo.

El Instituto del Asfalto usa coeficientes 0.0796, 3.291 y 0.854; para  $f_1$ ,  $f_2$  y  $f_3$ , respectivamente y en el análisis de diseño utilizado por la Shell se usan los siguientes coeficientes: 0.0685, 5.671 y 2.363 (Shook et al., 1982).

Basado en 146 líneas de fatiga que cubren una gama amplia de mezclas, asfaltos y condiciones probadas, la Shell (Bonnaure et al., 1980) desarrolló ecuaciones separadas para ensayos de esfuerzo constantes y deformación constantes. Para ensayos de esfuerzo constante se tiene la expresión:

$$\epsilon_t = [36.43PI - 1.82PI(Vb) + 9.71Vb - 24.04] \times 10^{-6} (S_m/5 \times 10^9)^{-0.28} (N_f/10^6)^{-0.20} \quad \dots(05)$$

Donde  $\epsilon_t$ : es la deformación por tracción, PI: representa el Índice de Penetración definido por la ecuación de Pheiffer y Van Doormaal<sup>(09)</sup>; Vb: expresa el porcentaje del volumen del asfalto en la mezcla;  $S_m$ : es el módulo de rigidez de la mezcla en N/m<sup>2</sup>, y  $N_f$ : el número de repeticiones a la falla. Si  $S_m$  está en unidades (psi), la ecuación (05) pueden escribirse como:

$$N_f = [0.0252PI - 0.00126PI(Vb) + 0.00673Vb - 0.0167]^5 \epsilon_t^{-5} S_m^{-1.4} \quad \dots(06)$$

Para pruebas de deformación constante, la expresión es la siguiente:

$$\epsilon_t = [36.43PI - 1.82PI(Vb) + 9.71Vb - 24.04] \times 10^{-6} (S_m/5 \times 10^{10})^{-0.36} (N_f/10^6)^{-0.20} \quad \dots(07)$$

Si  $S_m$  está en unidades (psi), la ecuación (06) puede escribirse como:

$$N_f = [0.17PI - 0.0085PI(Vb) + 0.0454Vb - 0.112]^5 \epsilon_t^{-5} S_m^{-1.8} \quad \dots(08)$$

La exactitud de las ecuaciones para las pruebas de esfuerzo constante reportó dentro de  $\pm 40\%$  para el 90% de los resultados y para las pruebas de deformación constante dentro de  $\pm 50\%$ .

Por otra parte el Instituto del Asfalto (AI, 1982) ha desarrollado una ecuación de fatiga basada en el criterio de esfuerzo constante y se expresa como:

$$N_f = 0.00432 C \epsilon_t^{-3.291} |E^*|^{-0.854} \quad \dots(09)$$

Donde C es el factor de corrección definido como:

$$C = 10^M \quad \dots(10a)$$

$$M = 4.84[Vb/(Va+Vb) - 0.69] \quad \dots(10b)$$



Note que para una mezcla normal con un volumen del asfalto ( $V_b$ ) de 11% y un porcentaje de vacíos ( $V_a$ ) de 5%,  $M=0$  y  $C=1$ . Esta mezcla normal, es usada por el Instituto del Asfalto en la novena edición del Manual de Diseño (AI, 1981a) luego de multiplicar por un factor igual a 18.4 para considerar las diferencias entre el laboratorio y condiciones de campo, el criterio de falla por fatiga se transforma:

$$N_f = 0.0796 \epsilon_t^{-3.291} |E^*|^{-0.854} \quad \dots(11)$$

Donde  $|E^*|$ : módulo dinámico que es equivalente al módulo resiliente de una capa de asfalto o el módulo de rigidez en el método de la Shell en unidades (psi). Una comparación con la ecuación (06) y la ecuación (11) muestran que los exponentes en esta última ecuación son algo más pequeños que en la ecuación (06). Esto no es sorprendente en vista de la variabilidad grande inherente a las pruebas de fatiga.

### 1.3.5 ESFUERZOS Y DEFORMACIONES TERMICAS EN PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFALTICO

Un fluido es llamado Newtoniano, si su viscosidad es independiente de la tensión de cisallamiento y la velocidad de deformación a que es sometido. Cuando la viscosidad es función de la velocidad de deformación, la tensión de cisallamiento y tiempo de aplicación; como en ciertos derivados del petróleo (asfalto), éstos se llaman fluidos no Newtonianos<sup>(10)</sup>. Las propiedades del asfalto se cita en la figura N°03.

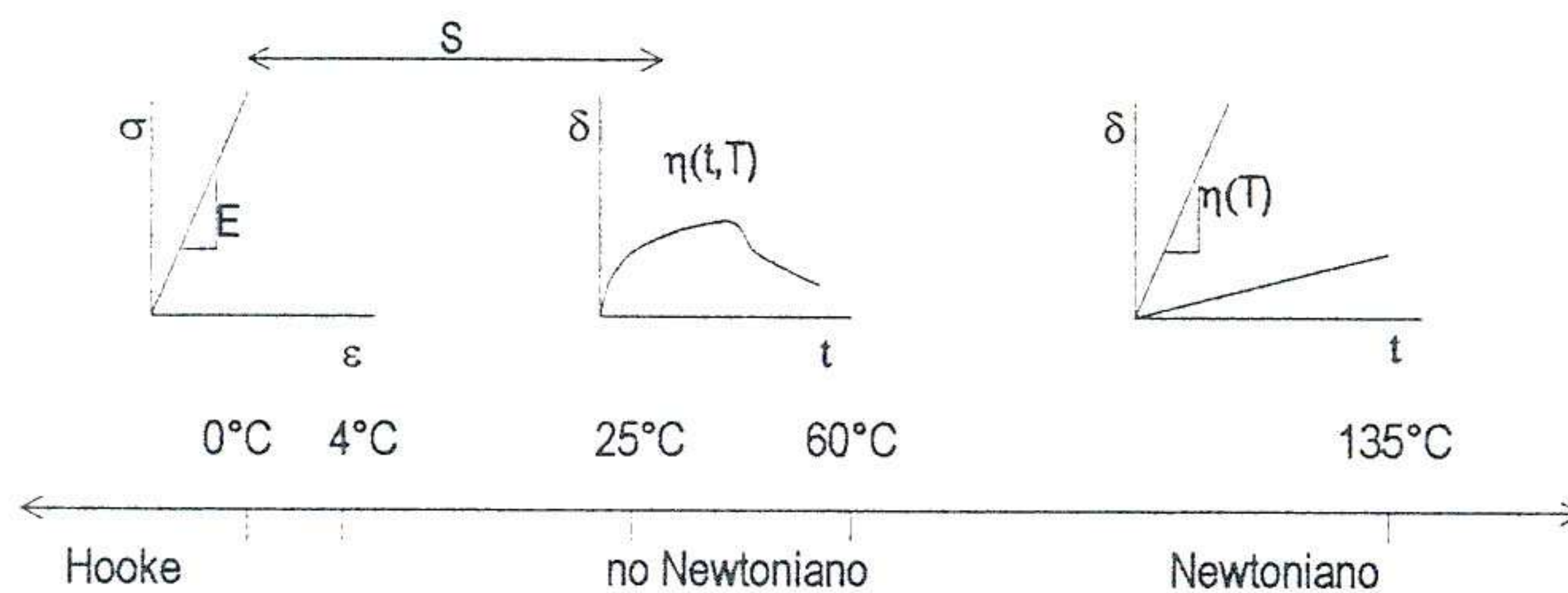


Figura 03: Propiedades del asfalto (G. Thenoux, 1999)

El asfalto como material de construcción es un material termoplástico porque sus propiedades reológicas, son susceptibles a la temperatura y viscoelástico debido a que sus propiedades reológicas son susceptibles a las velocidades de carga<sup>(11)</sup>. De acuerdo con la figura N°03, el concreto asfáltico también puede ser considerado de actuación viscoelástica a temperaturas altas; consecuentemente los esfuerzos térmicos que se desarrollen cuando la temperatura esté, en una gama de temperaturas altas, serán disipadas a través de la relajación de los esfuerzos. Sin embargo en una gama de temperaturas bajas, el concreto asfáltico se comportará como un material elástico y los esfuerzos térmicos no podrán disiparse, por consiguiente el agrietamiento puede ocurrir. Esta situación crítica será analizada en esta sección.



Los esfuerzos térmicos se calculan de acuerdo con la aproximación dada por Hills y Brien, (1966), basada en el comportamiento pseudo-elástico de una mezcla asfáltica inducida a bajas temperaturas <sup>(12)</sup>.

$$\sigma(T) = \alpha \sum_{T_0}^{T_f} S(t,T) \cdot \Delta T \quad \dots(12)$$

Donde.

$\sigma(T)$ : Esfuerzo térmico máximo inducido, acumulado para una velocidad de enfriamiento  $T$ .

$\alpha$ : Coeficiente de contracción térmica (promediada sobre la caída de temperatura  $T_f-T_0$  (gradiente térmico), Instituto del Asfalto<sup>(15)</sup>:  $\alpha=1.58 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ ; SHRP<sup>(13)</sup>:  $\alpha = 2-2.5 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ .

$T_0$ : Temperatura inicial.

$T_f$ : Temperatura final.

$S(t,T)$ : Módulo de rigidez, dependiente del tiempo y la temperatura, de modo que se reconoce la naturaleza viscosa del material.

$\Delta T$ : Incremento de la temperatura sobre la cual  $S(t,T)$ , sea aplicable.

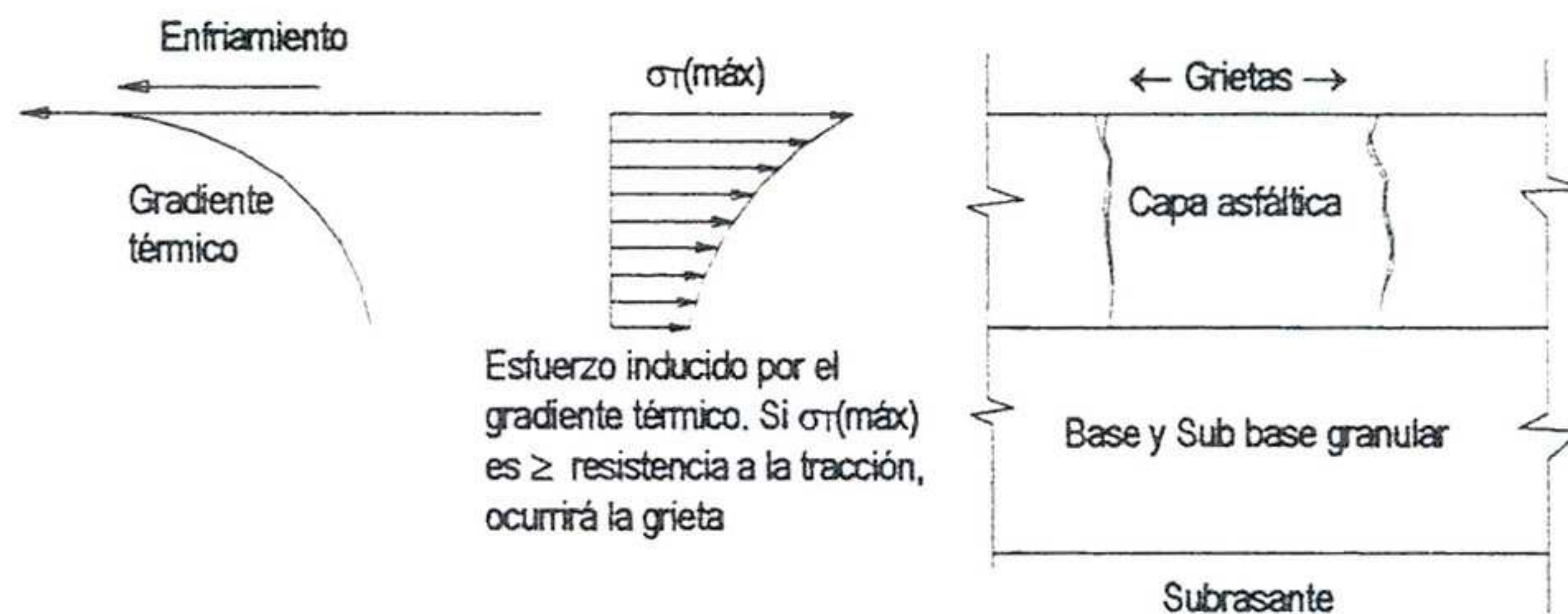
Se asume que los esfuerzos y deformaciones son despreciables al final de cada día y que el esfuerzo máximo diario ocurre a la mínima temperatura diaria en el pavimento, como resultado de la acumulación de incrementos de esfuerzos térmicos durante el día<sup>(14)</sup>. El esfuerzo calculado en la ecuación (12), está asociado a una franja infinita completamente fija. Soluciones más rigurosas al respecto han sido presentadas por Monismith et. al. (1965) quien usó la ecuación desarrollada por Humphreys y Martin (1963), para predecir los esfuerzos en una losa compuesta de un material viscoelástico lineal sujeto a un campo de temperaturas dependientes del tiempo; la losa fue asumida para una extensión lateral infinita y completamente fija. Sin embargo los esfuerzos predichos fueron irrealísticamente altos (Haas y Topper, 1969). Si la solución es modificada para usar la suposición de una viga larga, en lugar de una losa, los esfuerzos calculados estarán ligeramente subestimados (Haas, 1973).

La solución aproximada sugerida por la ecuación (12), ha sido denominada análisis de viga pseudo-elástica y ha producido resultados razonables (Christison y Anderson, 1972); además la solución aproximada ha sido extendida por Haas y Topper (1969), para incluir tanto gradientes de temperaturas y rigideces a través de la profundidad de la capa bituminosa. También ha sido usada para calcular los esfuerzos térmicamente inducidos y para predecir la temperatura de fractura en el Camino de Prueba de Santa Ana (Burgess et. al. 1971) y el Camino de Prueba de Arkona (Haas, 1970; Haas y Phang, 1988) y modelos de predicción de agrietamiento a baja temperatura (Finn et. al, 1986).

El mecanismo asociado con el agrietamiento térmico, consiste en que los esfuerzos de tracción se desarrollan en un pavimento asfáltico a medida que la temperatura cae a un valor extremadamente bajo. Cuando el esfuerzo de tracción es igual a su resistencia para una temperatura dada, una micro rajadura se



desarrollará en la superficie del pavimento, la rajadura luego se propagará a través de la profundidad de la capa, mientras esté sujeta a ciclos térmicos adicionales. Este proceso se ilustra en la figura N°04.



**Figura N°04: Muestra de un pavimento en proceso de enfriamiento, esfuerzo térmico como respuesta del gradiente térmico (Haas, et al.,1987)**

Heukelom (1966), desarrolló mediciones de la resistencia a la tracción de mezclas llevadas a cabo en una variedad de temperaturas y velocidades, proponiendo dos curvas para estimar las resistencias a la tracción, a partir del módulo de rigidez del asfalto. La curva tipo I: para mezclas de pobre gradación y/o compactación y la curva tipo II para mezclas de mejor gradación y/o compactación <sup>(13)</sup>. Ver Anexo 01

Por otra parte el Instituto del Asfalto<sup>(14,15)</sup> (Gaw, Burgess y Young, 1974), basado en observaciones del Camino de Prueba de Santa Ana, propone una curva similar a la de Heukelom para estimar esfuerzos de rotura a la tracción en mezclas asfálticas, a partir de la rigidez de mezclas bituminosas. Ver Anexo 01

En ambos casos son resultados experimentales y pueden ser usados indistintamente, ya que las resistencias a la tracción obtenidas son similares, dependiendo de la importancia que se le dé a las propiedades del asfalto o la mezcla.

### 1.3.6 TIPOS DE FALLA EN PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO

Los tipos de falla más importantes en pavimentos de concreto asfáltico son los agrietamientos y las deformaciones. Dentro de esta agrupación el agrietamiento, se ha relacionado con el daño generado en un pavimento, debido a cargas de tráfico, fenómenos térmicos, procesos de reflejo grietas, procesos constructivos, etc.

Las fisuras transversales y en bloque, dentro del grupo de fallas tipo agrietamiento, se considera que son ocasionadas por efectos térmicos. Sin embargo no se debe perder de vista el resultado de grietas que muestran una configuración similar a las fallas antes citadas, como es el caso de fisuras reflejadas causadas por agrietamientos bajo la superficie de un pavimento antiguo; grietas en pavimentos colocados sobre losas de concreto y grietas que son generadas por un mal proceso constructivo en las juntas. En fin se deberá tomar en cuenta el Manual de Identificación de Fallas<sup>(16)</sup> (DIM), para una correcta selección.

Por lo tanto si las grietas transversales y en bloque, son consecuencia de la contracción de la capa asfáltica a bajas temperaturas y temperaturas diarias, generando esfuerzos y deformaciones cíclicas; éste



tipo de falla no está asociado a cargas de tráfico, aunque dichas cargas pueden aumentar la severidad de las grietas. La ocurrencia de grietas en bloque normalmente indica que el asfalto se ha endurecido significativamente y esta normalmente ocurre sobre una porción extensa de área de pavimento, pero a veces puede ocurrir en áreas sin tráfico<sup>(07)</sup>.

Este tipo de fallas en los pavimentos asfálticos son cuantificadas en unidades de área. Así mismo, otro aspecto que debe tenerse presente en la identificación de una grieta de origen térmico, es la progresión que esta desarrolla, desde la superficie hacia el fondo, como se muestra en la figura N°04. Un resumen fotográfico, sobre este tipo de fallas se exhibe en el Anexo 09.

El espaciamiento de las grietas transversales suelen alcanzar desde 1 a 100 m. Si el espaciamiento del agrietamiento transversal es menor que el ancho del pavimento, se puede generar una grieta longitudinal, por lo tanto un patrón de bloque puede desarrollarse<sup>(07)</sup>. Los tipos de grietas transversales de origen térmico definidos por Fromm y Phang (1972), se muestra en la figura N°05.

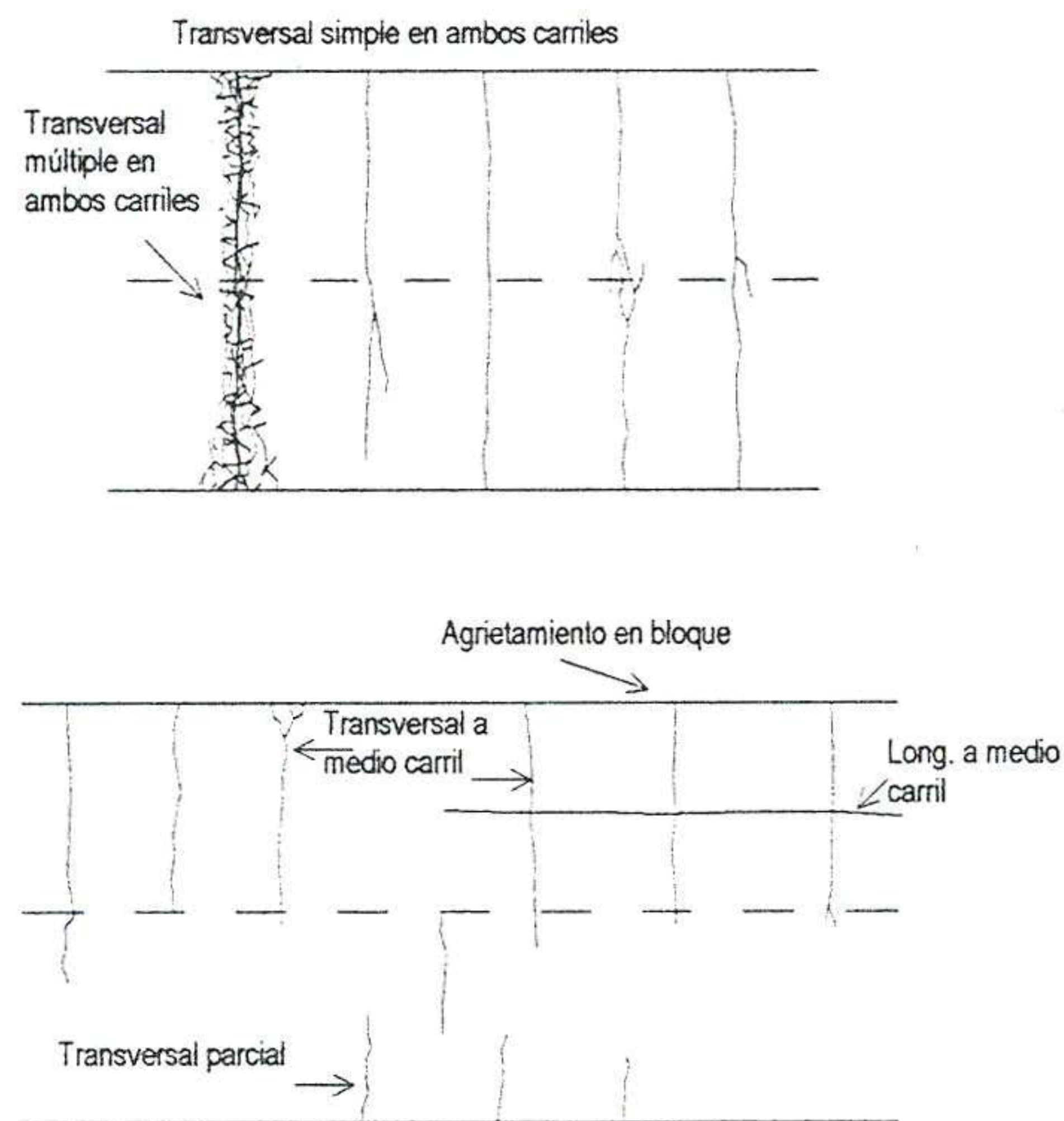


Figura N°05: Tipos de agrietas por efectos térmico (Fromm y Phang, 1972)

### 1.3.7 Métodos de Ensayo y Especificaciones SHRP – Sistema SUPERPAVE

Recientemente el Programa de Investigación Estratégica de Carreteras SHRP, introdujo desde 1993, el sistema SUPERPAVE, cuyas especificaciones se han abocado al control de las deformaciones permanentes; el agotamiento por fatiga y el comportamiento frágil a baja temperatura. Para controlar estos tres parámetros introdujo aparatos y métodos de ensayo que se detallan.



- Reómetro de Corte Directo (Dynamic Shear Rheometer - DSR), su propósito es la medida de propiedades del asfalto a temperaturas altas e intermedias. Las mediciones que ofrece son el  $G^*$ (módulo complejo) y  $\delta$ (ángulo de fase).
- Viscosímetro Rotacional (Rotational Viscosimeter – RV), su propósito es la medida de propiedades del asfalto a altas temperaturas. La medición que ofrece es la Viscosidad.
- Reómetro de Viga de Flexión (Bending Beam Rheometer - BBR), su propósito es la cuantificación de las propiedades del asfalto a bajas temperaturas. Los parámetros que se miden son el Módulo de Rigidez (S) y la velocidad (m) de variación de (S).
- Ensayo de Tracción Directa (Direct Tension Test - DTT), el objeto es la medida de propiedades del asfalto, también a baja temperatura con lo cual se obtiene deformaciones a la rotura en ensayos de tensión-deformación.
- Ensayo de Calentamiento Sobre Película Fina (Rolling Thin Film Oven Test – RTFOT), cuyo objeto es la medida del envejecimiento en la puesta de servicio.
- Vaso de Envejecimiento a Presión (Pressure Aging Vessel - PAV), cuyo propósito es la medida del envejecimiento después de un tiempo largo de servicio.

Se considera que la deformación permanente (Rutting) ocurre a temperaturas de servicio altas. La especificación SUPERPAVE define el componente  $G^*/\text{Sen}\delta$  (módulo de ahuellamiento), que representa el componente viscoso del módulo del ligante. El componente debe tomar un valor mínimo de 1 KPa para el asfalto original y menos de 2.2 KPa para el asfalto luego del ensayo RTFOT. El resultado del ensayo del módulo complejo ( $G^*$ ) corresponde a condiciones de temperatura y frecuencia de sollicitación determinadas y puede expresarse con dos números: el módulo dinámico como la relación de la amplitud de la onda de tensión y la amplitud de la onda de deformación y el ángulo de fase ( $\delta$ ), que es el desfase entre las ondas senoidales de tensión y deformación. El módulo complejo es uno de los muchos métodos usados para describir la relación de esfuerzo–deformación de materiales viscoelásticos, este módulo es una cantidad compleja, donde la parte real representa la rigidez elástica y la parte imaginaria caracteriza la amortiguación interior del material. El valor absoluto del módulo complejo, normalmente es llamado módulo dinámico.

En la rotura por fatiga (Fatigue Cracking),  $G^*$  y  $\delta$ , también se usan para evaluar el control de la fatiga. La fatiga ocurre a moderadas y bajas temperaturas después de que el pavimento haya estado en servicio durante un cierto tiempo. Por lo tanto la especificación SUPERPAVE requiere que el ensayo se realice después de las pruebas de PAV y RTFOT. Se exige un valor de  $G^*.\text{Sen}\delta$  superior a 5000 KPa.

Para determinar la fragilidad a bajas temperaturas (Low Temperature Cracking) que es nuestro propósito, se utiliza el ensayo BBR. El cual se trata de un ensayo en el que se aplica una carga a una muestra prismática de asfalto a bajas temperaturas y se mide el Módulo de Rigidez (S) de la muestra. A medida que disminuye la temperatura dicho módulo aumentará. Cuando el módulo es muy alto el asfalto se vuelve frágil y se producen las fisuras, por esta razón se especifica para evitar fragilidad a bajas temperaturas



un módulo máximo de 300,000 KPa. Así mismo debido a razones de disipación de energía acumulada, también se controla la variación del módulo con la temperatura (parámetro  $m$ ), de dicho parámetro exige un valor inferior a 0.3.

En algunos casos, cuando el valor de  $S$  está comprendido entre 300,000 y 600,000 KPa, se utilizará el ensayo DTT. Cuando la temperatura del pavimento disminuye, el asfalto se contraerá, si la tensión que se produce supera la resistencia del ligante, se formarán fisuras por rotura frágil. Los investigadores de la SHRP han demostrado que si el ensayo DTT supera un incremento de longitud de 1% sin rotura frágil, es muy difícil que esta ocurra.

Finalmente la característica más importante de la especificación SUPERPAVE, es el desarrollo de mapas de clima por región, con el objeto de establecer la climatología del sitio donde se va a poner en servicio un pavimento, designándose diferentes grados PG (Grado de Performance) de asfalto requerido, como función de la temperatura máxima y mínima de servicio.

De acuerdo con Chang<sup>(17)</sup> (1997), la aplicación de las Normas SUPERPAVE en el Perú, sería sumamente útil debido a que los procedimientos pueden utilizarse para hacer una predicción detallada de la performance real de los pavimentos asfálticos, permitiendo estimar la vida de servicio de las mezclas asfálticas, en términos de ejes equivalentes o del lapso de tiempo transcurrido para alcanzar un determinado nivel de falla. Sin embargo, inclusive en los EE.UU, donde se ha desarrollado la metodología aún no se emplea en forma masiva por tratarse de un sistema que involucra ensayos y criterios nuevos completamente distintos a los empleados hasta el momento y requieren un proceso de implementación progresivo. La dificultad más trascendente, es que este sistema requiere de una serie de ensayos y equipos que involucran una alta capacitación de personal, así como un alto costo para la implementación de laboratorios, lo cual dificulta su aplicación para fines prácticos. Por lo tanto deberá pasar todavía un tiempo para que en nuestro país pueda implementarse un sistema como el SUPERPAVE. Sin embargo las recomendaciones sobre los materiales y el enfoque basado en la performance puede incorporarse en forma gradual a fin de estar mejor preparados para el cambio que significa esta nueva metodología.

Por otro lado los estudios de factibilidad para la implementación del sistema SUPERPAVE en Chile<sup>(18)</sup> ha concluido que a pesar de que los estudios de factibilidad convencionales han evaluado la relación beneficio – costo, no se puede conocer con certeza los beneficios que se lograrán después de aplicado el sistema. Por lo tanto quedan algunas interrogantes tales como:

- ¿Como será el real comportamiento de los pavimentos SUPERPAVE a largo plazo?.
- ¿Cuánto aumentará la vida útil, de los pavimentos asfálticos SUPERPAVE?.
- ¿Cuanto se ahorrará por menor conservación en estos pavimentos SUPERPAVE?.

En la actualidad hay poca información sobre resultados de comportamientos reales de pavimentos para vidas en servicio medias o largas, si consideramos además que los primeros pavimentos SUPERPAVE se construyeron en los años 1993-1994, ello impide responder con fundamento a estas y otras preguntas;

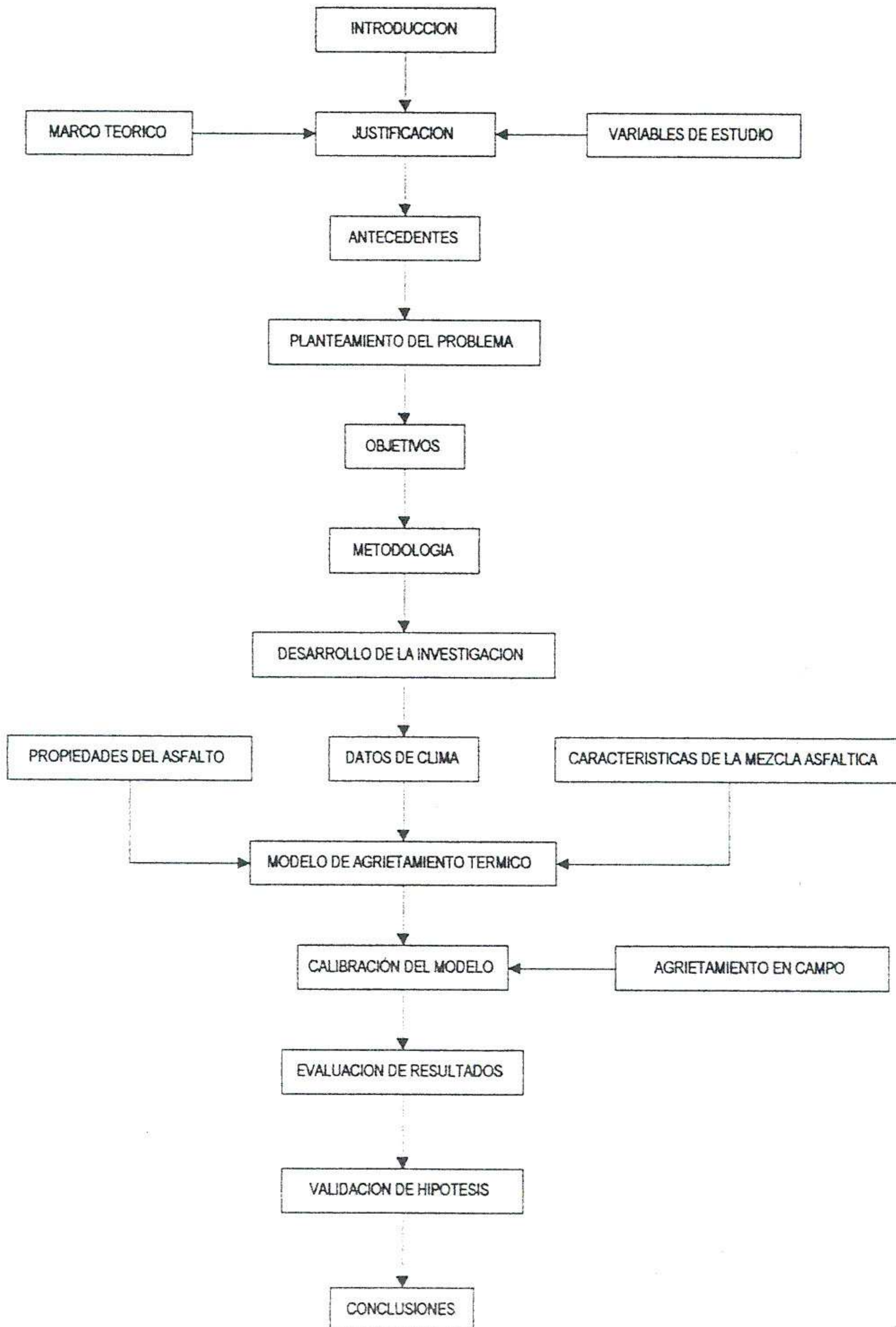


aunque muy probablemente la siguiente generación de especificaciones de asfaltos estén basados en la reología y se utilizarán los equipos SUPERPAVE.

#### 1.4 ESTRUCTURA DE LA INVESTIGACION

La estructura de la investigación se desarrolla en concordancia a los términos del temario de tesis aprobado por la Asesoría y la Dirección de Post Grado, el cual se ha constituido en el siguiente diagrama.

#### ESTRUCTURA DE LA INVESTIGACION





## CAPITULO II

### ENFOQUE DEL PROBLEMA

#### 2.1 ANTECEDENTES

Debido a la necesidad de integración en nuestro país, las carreteras se han constituido en el principal eje de articulación entre las regiones de la costa, sierra y selva; presentando este hecho uno de los mayores retos de la Ingeniería Nacional al paso forzado por la difícil geomorfología de los andes del Perú, significando este sector, una de las mayores desventajas en el desempeño de las carreteras, debido a los niveles de diferencial térmico, exposición solar, vientos, presencia de agua superficial y agua subterránea. A ello se suma la falta de materiales adecuados para la construcción, equipo y tecnología propia.

En todos estos casos donde las vías han sido pavimentadas, el material utilizado como aglomerante en la superficie de rodadura, ha sido el asfalto, presentando en la mayoría de los casos un buen rendimiento, sin embargo se ha constatado que los pavimentos construidos en zonas de altura han presentado deterioros prematuros. Los especialistas nacionales como extranjeros han atribuido este hecho a las dificultades climáticas de estas zonas y a la falta de tecnología que represente el comportamiento de los pavimentos en estas regiones. Sin embargo, se ha ido implementando algunas alternativas de solución basadas en tecnologías traídas del exterior, con similares problemas a los nuestros, así como se ha recurrido a la "experiencia" de los constructores y consultores nacionales.

De esta manera la presente sección hace un enfoque situacional de las más importantes vías construidas con pavimento asfáltico en zonas de altura, así como se efectúa una revisión de las consideraciones de medio ambiente (temperatura) implementadas por los métodos de diseño más utilizados en nuestro medio (AASHTO e Instituto del Asfalto (AI)), con el objeto de plantear el problema.

##### 2.1.1 PROBLEMÁTICA DE LOS PAVIMENTOS EN ZONAS DE ALTURA DEL PAIS

Para los fines que busca la presente investigación, la denominación de pavimento de altura se ha considerado a aquellos pavimentos que se encuentra por encima de los 3,500 msnm; aclarándose que esta referencia altimétrica no pretende ser limitante, sino de expectativa al problema de altura.

El problema de los pavimentos de altura, se inicia tras la rehabilitación de la Carretera Central en el tramo: San Mateo - La Oroya - Cerro de Pasco, entre los años 1981 a 1983. En esa oportunidad se emiten las primeras opiniones sobre la presencia de grietas prematuras en la superficie de rodadura. J Greenstein<sup>(19)</sup>, (1982), por encargo del Ministerio de Transportes (MTC), reporta algunas conclusiones y recomendaciones, durante el proceso constructivo, entre las más importantes se puede mencionar: a) Que los cementos asfálticos usados no cumplían con las especificaciones ASTM, AASHTO y AI; recomendando el uso del asfalto de penetración PEN 85-100, con especial cuidado en el sobrecalentamiento, debido a la baja ductilidad y valores de residuo observados. b) Mejoramiento de los procesos constructivos y control de calidad; y c) Se relacionan los valores bajos de módulos de subrasante y superficie de rodadura con las grietas y deterioro de la carpeta, a partir de mediciones de deflexión bajo carga.



Sin embargo luego de 5 a 8 meses de colocada la carpeta asfáltica, se observó la presencia de fisuras, predominando las de junta longitudinal. La progresión de dichas fisuras fue identificada de arriba hacia abajo<sup>(20)</sup>. Posteriormente se tomaron precauciones en el diseño, elaboración y construcción de la carpeta asfáltica. Lamentablemente después de 5 a 8 meses de colocado, también se presentaron los mismos tipos de agrietamientos.

La Dirección de Estudios Especiales (O.C.C.) del MTC (Herrera, García y Greenstein, 1983), alcanzan sus conclusiones luego de efectuar un análisis más minucioso al problema de altura, realizando estudios con datos térmicos; propiedades de asfalto original y recuperado; características de mezcla y estimaciones de la rigidez del asfalto, con lo cual se pudo lograr algunos acercamientos, entre los cuales se pueden citar<sup>(20,21)</sup>:

1. Los severos cambios de temperatura causaban cambios en la rigidez de las capas del asfalto, relacionando estos cambios de rigidez en el pavimento con su Índice de Penetración (ecuación 13).
2. Los cambios extremos en la rigidez ocurrirían a grandes altitudes (3,700 msnm), por lo tanto se utilizó temperaturas extremas como  $-5^{\circ}\text{C}$  a  $+20^{\circ}\text{C}$ , para el cálculo de mínimas y máximas rigideces de asfaltos de la carretera: La Oroya – Cerro de Pasco.
3. La rigidez del cemento asfáltico original y residual luego del ensayo de calentamiento sobre película delgada (ECSPD), para periodos de carga de 0.01 y 0.1 seg. Indicaron que en la superficie de un pavimento ocurrirían grietas debido a: a) Valores de Índice de Penetración, superiores a 0.9; b) Cambio de la rigidez luego del ECSPD mayores de  $4,000\text{ kg/cm}^2$ ; sensiblemente ocurriría menor agrietamiento cuando los cambios de rigidez luego del ECSPD fueron menores de  $3,000\text{ Kg/cm}^2$ .

Por lo tanto se recomendó que los valores absolutos de Índice de Penetración sean limitados a 0.5 o menos, o un mayor análisis de susceptibilidad en los asfaltos, sugiriendo el uso del criterio del Pen Vis Number<sup>(22)</sup> (PVN) desarrollado por McLeod (1976).

Por consiguiente se reconoce que las causas que motivaron la presencia de grietas no podían ser atribuidas a un comportamiento anómalo de los materiales granulares, sino a un comportamiento inadecuado de la mezcla asfáltica. Se identifica además el fenómeno de agrietamiento causado por fatiga térmica que sufre la película de cemento asfáltico. Por lo cual se hace imprescindible tomar en cuenta en el diseño estructural el fenómeno de fatiga térmica, con la finalidad de adecuar el período de diseño y/o adoptar políticas de mantenimiento adecuadas<sup>(20)</sup>.

Posteriormente entre 1986 y 1988, se intervinieron nuevamente estos tramos debido al deterioro alcanzado<sup>(23)</sup>. Se toma en cuenta las conclusiones de la rehabilitación anterior; teniendo especial cuidado en el comportamiento de las mezclas, mejorando los controles de calidad, materiales, proceso constructivo y control de temperaturas.

En 1992 nuevamente se rehabilita la Carretera Central, dado su deterioro avanzado. En esta oportunidad el MTC<sup>(24)</sup> en cooperación técnica con el Gobierno Finlandés interviene un tramo especial (San



Mateo – Morococha), en el sector más alto de tramo (Ticlio, 4818 msnm), construyendo una estructura nueva de pavimento (Ver Cuadro N°02) que debía ser capaz de superar las dificultades ya identificadas. La carpeta asfáltica es fabricada por primera vez con un nuevo tipo de asfalto (PEN 120-150); del mismo modo la construcción y el control de calidad son efectuados de acuerdo a las especificaciones Finlandesas.

Posteriormente se interviene también en 1996 el tramo Morococha – La Oroya; el tramo La Oroya – Huayre en dos oportunidades (1997 y 1998-1999) y en 1997 el tramo Huayre – Chicrin. La composición respectiva de las estructuras de pavimento se indica en el Cuadro N°02.

En 1997 las carreteras Panamericana Norte, Panamericana Sur y Carretera Central, rinden su primer examen de condición de superficie, basado en la filosofía de la Guía de Diseño AASHTO, que incorpora el concepto de Serviciabilidad (Present Serviciability Index, PSI), la cual representa la habilidad para servir a un tipo de tráfico destinado. En este sentido el consorcio Italiano AIC PROGETTI/SIPROMA, por encargo del MTC, efectúa mediciones de PSI, a partir de lecturas de rugosidad con ayuda del vehículo ARAM (Automatic Road Analyzer), cuyos resultados promediados en la escala PSI se muestra en el Cuadro N°02.

**Cuadro N° 02 Condición de servicio, estructura de pavimento – Carretera Central, tramos de altura**

Tramo de Estudio	IRI 1997 (25)	PSI 1997 (25)	Calidad	Edad Años	Carpeta Asfáltica (cm)	Base negra (cm)	Base/sub-base granular (cm)	CBR Subrasante (%)
San Mateo–Morococha	3.10	2.87	Medio	8	10 <sup>(24)</sup>	10 <sup>(24)</sup>	15 <sup>(24)</sup>	38 <sup>(26)</sup>
Morococha–La oroya	2.72	3.10	Bueno	4	10 <sup>(27)</sup>	5 – 7.5 <sup>(27)</sup>	20 <sup>(27)</sup>	32 <sup>(27)</sup>
Huayre – Chicrin	1.66	3.72	Bueno	3	10 <sup>(28)</sup>	-	20/20 <sup>(28)</sup>	20 <sup>(28)</sup>

Fuente: Información tomada de las referencias (24, 25, 26, 27, y 28)

Como se puede apreciar la experiencia Nacional sobre pavimentos en altura, se ha centrado por más de 20 años en la carretera central, es por ello la presente investigación retoma la posta y considera como ámbito de estudio los tramos citados, al considerar que se continúan desarrollando agrietamientos prematuros, que suponemos tienen origen térmico, pese a las nuevas consideraciones más rigurosas implementadas por los métodos de diseño más utilizados en el medio (AASHTO-93 e Instituto del Asfalto-91).

Finalmente se debe tener presente la incorporación a la red Nacional de más de 2000 Km. de carreteras rehabilitadas con pavimento asfáltico, construidos en zonas de altura (Sección 1.2); de modo que el problema ahora toma especial atención debido a las consideraciones antes detalladas.

## 2.1.2 EVALUACIÓN DE LAS CONSIDERACIONES DE MEDIO AMBIENTE UTILIZADOS POR LOS METODOS DE DISEÑO.

Las consideraciones de medio ambiente que toma especial atención esta investigación se refiere a la influencia térmica, detallada en la Sección 2.1.1. La presencia de agua superficial, agua subterránea y otros aspectos ambientales, no forman parte de esta evaluación, más aun si en las conclusiones del ítem



anterior: el tráfico, materiales de base, sub base y subrasante no han sido considerados como los principales responsables del deterioro de la superficie de rodadura.

Actualmente los criterios de influencia térmica manejados por las metodologías de diseño estructural para pavimentos asfálticos, más utilizados en nuestro medio son las siguientes:

**a. Procedimiento de Diseño del Instituto del Asfalto MS-1/91**

Desde 1981 en que el Instituto del Asfalto (AI) publica su primera serie para diseño de pavimentos flexibles, caracterizando la función de los materiales componentes de la estructura del pavimento, considera que el módulo dinámico o resiliente del concreto asfáltico, depende en gran medida de la temperatura del pavimento. Desde la publicación del MS-1(1991), el desarrollo de las cartas de diseño ha incluido la relación del módulo de temperatura de una mezcla típica de concreto asfáltico de alta calidad para simular el efecto de temperatura y sus variaciones durante el año. Se utilizaron tres distribuciones típicas de la temperatura promedio mensual del aire, que representa tres regiones climáticas de los Estados Unidos de Norteamérica. Los valores apropiados de módulos dinámicos fueron seleccionados exhaustivamente luego de compatibilizar las relaciones de módulo de temperatura y las propiedades del asfalto.

Adicionalmente a los efectos de las variaciones mensuales de la temperatura a lo largo del año, sobre los módulos dinámicos de las mezclas de concreto asfáltico, el procedimiento considera también los efectos de la temperatura sobre los módulos de resiliencia de la subrasante, planteando una corrección mediante un módulo incrementado en época de heladas y un módulo resiliente reducido para representar la época de deshielo.

Por consiguiente el procedimiento del Instituto del Asfalto MS-1/1991, establece tres grupos de alternativas ambientales representativas del rango de condiciones para las que debiera aplicarse el manual:

Efecto de helada	Temperatura media anual del aire representativa para un efecto de helada
Sí	< 7°C
Posible	15.5°C
No	>24°C

Finalmente el procedimiento recomienda que las mezclas asfálticas debido a la susceptibilidad de la temperatura sean elegidas con asfaltos del grado más adecuado, de acuerdo a las condiciones prevalecientes de temperatura.

**b. Procedimiento de Diseño Guía AASHTO-93**

La filosofía AASHTO para el diseño de pavimentos se basa en el concepto de servicio la cual representa la habilidad para servir a un tipo de tráfico destinado. Desde 1972, el procedimiento de diseño ha estado incorporando mayores argumentos de tipo ambiental, en busca de una mejor performance de sus



diseños. Las consideraciones sobre la influencia del medio ambiente son reconocidas por la Guía, siendo las más importantes la expansión de suelos y el levantamiento por heladas. Plantea que la temperatura afectará las propiedades de fluencia del concreto asfáltico; los esfuerzos térmicos inducidos en el concreto asfáltico generará agrietamiento a bajas temperaturas y ahuellamiento. Si se permite que las lluvias penetren en la estructura del pavimento esta afectará las propiedades de los materiales. La consecuencia de estos factores se traducen en una pérdida de Serviciabilidad en el pavimento.

El mayor efecto térmico considerado está relacionado con el debilitamiento por deshielo que ocurrirá en la primavera. Sin embargo la solución a este problema se considera mediante el refuerzo de la subrasante con suelos no susceptibles a heladas (materiales granulares).

Sin embargo la guía AASHTO reconoce sus limitaciones, especialmente las de medio ambiente debido a que el clima en la Carretera Experimental en Ottawa, Illinois se considera representativo de una parte de los Estados Unidos, sujeta a temperaturas de congelamiento durante el invierno y con lluvias medias elevadas a lo largo de todo el año, haciendo un esfuerzo que permita estimar los efectos de las condiciones estacionales.

De las consideraciones antes citadas podemos inferir lo siguiente:

1. Las condiciones climáticas establecidas por el Instituto del Asfalto son representativas de tres regiones típicas de los EE.UU. que por su ubicación en el hemisferio Norte, están sujetas a estaciones bien marcadas en cuanto a etapas de congelamiento en el invierno y descongelamiento en la primavera. Por lo tanto las temperaturas media anual representativa para un efecto de helada consideradas en el Manual, solo son compatibles al régimen climático de los EE.UU.
2. En el caso de la Guía AASHTO, se ha considerado un solo medio ambiente representativo para los EE.UU., así como un solo tipo de materiales y un solo tipo de suelo de fundación. En nuestro caso estas consideraciones de medio ambiente están sujetas a la variación del pisos ecológicos y formación geológica.
3. Los efectos ambientales en el caso de la Guía AASHTO, son tomados en cuenta en función de los conceptos de Confiabilidad y Pérdidas de Serviciabilidad, que han sido calibradas para sus regiones, por lo tanto existe una diferencia sustancial de comportamiento térmico con las zonas de altura de nuestro país.
4. En ninguno de los procedimientos citados el gradiente térmico, ha sido incorporado como crítico, como es el caso de las zonas de altura, sin embargo sí son críticos el congelamiento y deshielo, que no ha sido reportado en nuestro medio. Se considera que para el congelamiento se requeriría por lo menos de 3 a 4 días a temperaturas bajo cero<sup>(29,30)</sup>; y condiciones de drenaje críticos. Esta diferencia sustancial se debe a que el comportamiento térmico de las regiones del hemisferio Norte presentan regímenes climáticos diferentes a las de nuestro medio. Ver Anexo 02.



Debido a consideraciones de orden técnico económico, el método para el diseño de pavimentos utilizado en la mayoría de proyectos en el Perú, es la Guía de diseño AASHTO, en sus diversas versiones, desde 1972 a 1993. Por lo tanto se estima necesario ampliar el conocimiento sobre esta metodología a fin de incorporar variables como el gradiente térmico, consideradas como influyentes para las zonas de altura en nuestro país.

## 2.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El problema de durabilidad de asfaltos y mezclas asfálticas bajo distintas condiciones de servicio, es bastante complejo, según lo resume J. Agnusdei<sup>(31)</sup>; sin embargo luego de algunas experiencias e investigaciones en zonas de altura en nuestro país, se ha identificado a la temperatura como la variable más influyente en el deterioro de los pavimentos asfálticos, por lo tanto para comprender la implicancia que tiene la influencia térmica deberá buscarse resolver las siguientes preguntas:

- ¿Cómo es el comportamiento térmico en el ámbito de estudio?.
- ¿Cuánto influye la temperatura a las propiedades de fluencia del concreto asfáltico?
- ¿Cómo se genera el agrietamiento térmico y como se desarrolla en el tiempo?

Para el conocimiento del comportamiento térmico del ámbito de estudio, es necesario la ayuda de estaciones climatológicas que nos permitan registros históricos, los cuales sean capaces de representar mediante análisis estadísticos valores próximos al clima en la zona. El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI, cuenta con una red de estaciones a nivel Nacional.

Las propiedades de fluencia del concreto asfáltico han sido investigadas en términos de la rigidez de asfalto o la rigidez de la mezcla a bajas temperaturas. La evaluación más precisa requiere que esta sea medida directamente antes que estimada por métodos indirectos. Actualmente en los EE.UU. se ha desarrollado instrumentos dinámicos como los reómetros de la especificación SHRP, sin embargo instrumentos simples capaces de medir la rigidez del asfalto no son disponibles en nuestro país (Sección 1.3.7). La rigidez de una mezcla asfáltica también puede ser estimada usando uno de los métodos desarrollados por la Shell, a partir de la concentración de agregado y asfalto en la mezcla (Draat y Somer, 1965) y la rigidez obtenida por el nomograma de Van Der Poel, (1954) modificada por Heukelom y Klomp, (1964). Para el efecto son necesarias el conocimiento de las propiedades de los asfaltos y las condiciones climáticas de la zona de estudio.

Los requisitos de las propiedades de los cementos asfálticos se detallan en las Especificaciones Técnicas Generales para la Construcción de Carreteras (EG-99) del MTC; en la tabla N° 400-2, "Especificaciones del Cemento Asfáltico Clasificado por Penetración", donde se establecen los análisis necesarios para la evaluación de la susceptibilidad térmica del asfalto, a través de los ensayos como: prueba de calentamiento sobre película fina, 3.2 mm.163°C. 5hrs. (Norma MTC-E-316, AASHTO-M20 y ASTM-D946); ensayos de penetración a 25°C, 100gr. 5 seg. 0.1 mm. (Norma MTC-E-304, AASHTO-M20 y ASTM-



D946; temperatura de punto de ablandamiento, en °C (Norma AASHTO-M20, ASTM D946) e Índice de Penetración. Estos análisis deben efectuarse en forma continua desde su producción en la refinería, recepción en obra, mezclado en planta, colocación en pista y periódicamente por recuperación; con el objeto de conocer el grado de envejecimiento del asfalto durante el período de servicio del pavimento.

Los requisitos de la mezcla asfáltica son detalladas también por las especificaciones EG-99, en la tabla N°410-9 "Requisitos para Mezclas de Concreto Bituminoso", y tabla N°410-10 "Vacíos Mínimos en el Agregado Mineral". El control estadístico durante la etapa de construcción nos permitirá conocer el comportamiento representativo de la mezcla colocada en servicio.

La influencia de la temperatura en las propiedades de fluencia del concreto asfáltico, se pueden evaluar mediante estimaciones de esfuerzos y deformaciones, ocasionados por la intervención del gradiente térmico, durante un tiempo dado. Estas estimaciones se pueden determinar por medio de métodos teórico experimentales, a partir de la información térmica de la zona de estudio; propiedades del asfalto y características de la mezcla. Por lo tanto, se requiere identificar un modelo de simulación que recoja las variables establecidas y se traduzca en niveles de deterioro compatibles con lo que se genera en campo.

Entre los modelos de deterioro térmico mecánicos disponibles para simular niveles de agrietamiento y su evolución, se cuentan los desarrollados por Finn et. al. (1986), Ruth et. al. (1982), Lytton et al. (1983), y Shahin y McCullough (1972). La salida de los primeros dos modelos, indican la temperatura crítica a la cual ocurrirá el agrietamiento. Mientras que los últimos dos modelos consideran salidas expresadas términos de proporción de agrietamiento en el tiempo, analizando dos modos de agrietamiento, por baja temperatura y por fatiga térmica. En general todos los modelos usan la misma estructura básica para examinar la acumulación de daño pero con acercamientos muy diferentes. El modelo desarrollado por Lytton es más teórico y se basa en los principios de la mecánica de fractura viscoelástica, por lo tanto se considera que el modelo de Shahin y McCullough, es más accesible al entendimiento del problema y las variables que se disponen<sup>(04)</sup>.

Por consiguiente el problema plantea la necesidad de modelar la conducta de una superficie de rodadura para condiciones de altura, a partir de estimaciones indirectas del comportamiento mecánico de una carpeta asfáltica, posibles de determinar en función de las gradientes de temperatura como cargas cíclicas; propiedades de los asfaltos utilizados; composición de la mezcla, para de esta forma predecir y establecer relaciones en el período de vida de la carpeta asfáltica.

## **2.3 OBJETIVOS Y UTILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN**

### **2.3.1 OBJETIVOS GENERALES**

El presente trabajo desea profundizar el conocimiento del comportamiento de las carpetas asfálticas en altura, estudiando específicamente la influencia de la temperatura, por considerarse uno de los elementos más críticos e influyentes en la falla del pavimento.



### 2.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- a. Proponer un procedimiento teórico experimental para cuantificar la influencia del gradiente térmico en el nivel de esfuerzos y deformaciones de carpetas asfálticas construidas en altura y establecer su influencia en el periodo de vida.
- b. Establecer consideraciones técnicas dentro del proceso de diseño de pavimentos asfálticos a fin de tomar en cuenta los efectos de la temperatura en zonas de altura.

Se debe indicar que los efectos de tráfico, características de los materiales de base, sub-base, subrasante y drenaje no serán analizados como variables en el presente estudio.

### 2.4 HIPOTESIS

- a. El comportamiento de las carpetas asfálticas en zonas de altura puede ser prevista a partir de modelos mecanísticos que evalúen esfuerzos y deformaciones en el concreto asfáltico, considerando niveles de gradiente térmico, propiedades de asfaltos y características de mezclas empleadas; a fin de establecer relaciones en el periodo de vida en la carpeta asfáltica.
- b. De acuerdo con el concepto de diseño de la Guía AASHTO-93, el comportamiento de un pavimento se traduce en el desempeño de la Serviciabilidad durante un periodo dado, por lo tanto se puede establecer también pérdida de Serviciabilidad por efectos térmicos para zonas de altura, a partir de simulaciones de deterioro de la superficie asfáltica, bajo la influencia de la temperatura.

### 2.5 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación es de tipo TEORICA – EXPERIMENTAL, en la cual se efectuaron estimaciones indirectas de comportamiento pseudo-elástico en mezclas asfálticas sometidas a cargas de temperatura representadas por el gradiente térmico, para luego efectuar simulaciones de acuerdo con las variables identificadas. Los resultados preliminares encontrados en las simulaciones fueron contrastadas con los fenómenos realmente ocurridos en campo. Las respuestas de las simulaciones se considera que constituyen modelos de deterioro por efecto térmico.

#### 2.5.1 ESTRATEGIA

Se estableció como ámbito de estudio tres tramos de la carretera central, distribuidos del modo siguiente:

San Mateo – Morococha, entre el Km 125+000 – Km 135+000; y altitudes de 4818 – 4680 msnm

Morococha – La Oroya, entre el Km 152+000 - Km 162+000; y altitudes de 4310 – 3760 msnm

Huayre – Chicrin, entre el Km 286+000 – Km 296+000; y altitudes de 4100 – 4400 msnm

El criterio de distribución así formulado, se debe a la mejor proximidad encontrada en distancia a las estaciones climatológicas distribuidos por el SENAMHI, a lo largo del tramo de estudio.



La estrategia planteada propuso las siguientes acciones:

**a. Investigación bibliográfica e información existente.**

Ha sido necesario efectuar previamente una revisión bibliográfica e histórica de experiencias desarrolladas sobre el tema y ámbito de estudio. La información revisada se ha tomado de las bibliotecas de la UNI, PUCP, Consultoras, Internet y archivos del Programa Especial de Rehabilitación de Transportes PERT y Dirección General de Caminos DGC, del MTC.

**Cuadro N°03: Información revisada sobre el ámbito de estudio**

Proyecto/Carretera	Estudios		Construcción		Evaluación/Supervisión	
	Entidad	Año	Entidad	Año	Entidad	Año
La Oroya- Huanuco	-	-	Tramos I, II, III y IV,	'81-'83	MTC, J Greenstein	'82
			Tizón – Villasol Asoc		MTC, J. Greenstein, Y.Herera y	'82
			Cosapi – Massa		A. García	
Morococha – La Oroya	-	-	Tizón-Cáceres-Vioselva	'86-'88	Consortio Vial Tarma	'86-'88
San mateo – Morococha	-	-	MTC-Coop.Finlandesa	'92	GDC-MTC, M. Montalvo	'92
Morococha – La Oroya	Geotécnia-Alpha Consult	'92-'93	Ce.CeGe-Vioselva Asoc	'95-'96	Asociación Motima-Typsa-Oist	'95-'96
La oroya – Huayre	Geotécnia-Alpha Consult	'95-'96	Villasol S.A	'97	AIC-HOB Asoc.	'97
	-	-	-	-	Control de Calidad - MTC	'97
	Badallsa	'97	A. Gutierrez-Johesa	'98-'99	Integral-SyZ Asoc.	'98-'99
Huayre – Chicrin	EICA-HOB Consultores	'93-'94	Aramsa – Casa Asoc.	'95-'97	AIC Progetti-Spa-HOB Asoc.	'95-'97
Chicrin – Huanuco	EICA-HOB Consultores	'94	Villasol S.A.	'95-'96	AIC Progetti-Spa-HOB Asoc.	'95-'96
Evaluación superficial Lima-La Oroya-Huanuco	-	-	-	-	AIC Progetti – Siproma.	'97
Sistema de Gestión de Carreteras/Carretera Central	-	-	-	-	BCEOM-OIST Asoc.	1999 2000

Fuente: Elaboración propia ejecutada a partir de referencias (24,25,26,27 y 28)

La revisión detallada se indica en la Sección 2.1.1, la cual ha permitido un diagnostico preliminar a fin de definir el problema de pavimentos asfálticos de altura, como también se efectúa una revisión del estado del arte de las metodologías de diseño con implicancia al problema térmico de altura.

**b. Evaluación de datos de clima**

La variable temperatura se determinó a partir de las estaciones climatológicas, distribuidas por el SENAMHI alrededor de la carretera estudiada, para luego someterlas a los análisis estadísticos respectivos.

**c. Reconocimiento de campo y extracción de muestras**

El reconocimiento de campo ha permitido tener una idea clara sobre el ámbito de estudio, e identificar algunos parámetros, para las fases posteriores del trabajo de campo.



La extracción de muestras se efectúa con el objeto de contar con información sobre las propiedades de mezcla y tipo asfalto usados, luego de un tiempo de la puesta en servicio, a fin de comparar y establecer las relaciones de envejecimiento con las propiedades encontradas antes y luego de la construcción.

Las mediciones de grietas de origen térmico se efectuaron de acuerdo con las consideraciones dadas en la Sección 1.3.6. con el objeto de compatibilizar los resultados analíticos y las fallas reales en campo.

El procedimiento para la selección y ubicación de las muestras, se han desarrollado de acuerdo con el criterio de elección de números al azar (Random), establecido por Instituto del Asfalto MS-17. El procedimiento de selección y muestreo en campo se puede apreciar en el Anexo 03 y Anexo 09.

**d. Caracterización de las mezclas y determinación de las propiedades del asfalto**

Los ensayos necesarios post construcción se detallan en el cuadro N° 04.

**Cuadro N° 04: Toma de muestras y ensayos de asfalto recuperado**

Ubicación del muestreo	Toma de muestras por corte insitu		Lavado asfáltico ASTM D-2172	Análisis granulométrico por tamizado	Asfalto recuperado ASTM D-1856	Agregado recuperado ASTM D-1856
	Nro. de muestras	Peso Kg				
San Mateo – Morococha						
Km. 128+600	02	10	03	02	03	03
Km. 133+850	02	10	03	02	03	03
Km. 134+850	02	10	03	02	03	03
Morococha – La Oroya						
Km. 154+200	02	10	03	02	03	03
Km. 155+500	02	10	03	02	03	03
Km. 159+750	02	10	03	02	03	03
Huayre – Chicrin						
Km. 290+850	02	10	03	02	03	03
Km. 292+450	02	10	03	02	03	03
Km. 295+400	02	10	03	02	03	03

Fuente: Elaboración propia.

**e. Determinación del comportamiento elástico en mezclas asfálticas sometidas a cargas térmicas.**

De acuerdo a la variación del módulo de rigidez como función de la temperatura, se estimó el nivel de deterioro en la carpeta asfáltica mediante el uso del modelo de Shahin y McCullough, (1972), con el objeto de calcular los esfuerzos y deformaciones por acción del gradiente térmico,



expresados como proporción de agrietamiento en el tiempo. Las respuestas del modelo se contrastaron con mediciones de agrietamiento ocurridas en campo a fin de ser calibradas y validadas. Para el efecto fue necesario sistematizar las curvas rigidez del nomograma de Van Der Poel y las curvas de resistencia de Heukelom como de Gaw, Burgess & Young; así mismo se planteó ecuaciones de envejecimiento en el asfalto.

**f. Procesamiento e interpretación de resultados**

Debido a que las respuestas de las simulaciones representan el comportamiento más próximo ante los fenómenos de altura, expresados como proporción de daño, éstos se constituyen en un modelo de deterioro por efecto térmico. Por otra parte de acuerdo con el criterio de diseño AASHTO, se considera que existe pérdida de Serviciabilidad por efectos ambientales (hinchamiento y levantamiento por heladas); y de acuerdo a las conclusiones de la Sección 2.1.2, se han identificado como críticos la presencia del gradiente térmico en las zonas de altura de nuestro país. De este modo bajo el concepto de la Guía AASHTO y con la ayuda del retroanálisis es posible encontrar tendencias de comportamiento en pavimentos de altura, bajo el enfoque de pérdida de Serviciabilidad. Por lo tanto las predicciones sobre el período de vida en la carpeta asfáltica influenciadas por el gradiente térmico, se puede cuantificar conocida la tendencia de pérdida de Serviciabilidad por efecto térmico y tomar en cuenta estas consideraciones en el proceso de diseño del pavimento.

**2.5.2 DESARROLLO POR ETAPAS**

Investigación bibliográfica e información existente.

Bibliotecas UNI, PUCP, Consultoras	25 días
Internet	20 días
Archivos del MTC	15 días

Datos de clima

Procesamiento de datos y análisis estadístico	08 días
---	---------

Reconocimiento de campo y extracción de muestras

Reconocimiento de los tramos de estudio	01 días
Extracción y transporte	04 días
Mediciones de fisuras de origen térmico en campo y análisis	05 días

Caracterización de las mezclas y determinación de propiedades del asfalto

Lavado asfáltico ASTM D2172	10 días
Análisis granulométrico por tamizado	02 días



Ensayos en el asfalto recuperado	05 días
Ensayos en el agregado recuperado	05 días

Determinación del comportamiento elástico en mezclas asfálticas sometidas a cargas de temperatura

Sistematización de nomograma de Van Der Poel	10 días
Sistematización de las curvas de resistencia	02 días
Ecuaciones de envejecimiento del asfalto	02 días
Simulaciones mediante el uso del modelo de Shahin y McCullough	20 días
Calibración de modelo, con información recogida en campo	03 días

Procesamiento e interpretación de resultados

Trabajos de gabinete	40 días
<b>Total</b>	<b>180 días</b>

### .5.3 RECURSOS

Materiales

Pintura	¼ gal.
Utiles de escritorio	01 glb
Triclorotileno	15 litros
Filtros	10 und.
Gasolina	05 gal.
Detergente	02 Kg.
Parafina	200 gr.

Equipos e instrumentos

Camioneta simple	10 días
Cortadora de pavimento	03 días
Cámara fotográfica	01 und.
Cinta métrica.	02 und.
Altimetro	01 und.
Termómetro	02 und.
Equipo de cómputo	01 und.
Comunicaciones	01 glb.
Implementos menores (cincales, combas, linternas)	01 glb.
Laboratorio de asfalto (Laboratorio de Control de Calidad - MTC)	01 glb.



### CAPITULO III

#### DESARROLLO DE LA INVESTIGACION

##### 3.1 INTRODUCCION

Debido a que el presente trabajo es de tipo Teórico-Experimental, se han tomado precauciones sobre las variables utilizadas y resultados obtenidos, los cuales se manejaron de acuerdo a indicadores que se sustentan en bases, teórica y experimentales. El cuadro N°05 detalla al respecto:

**Cuadro N° 05. Variables e indicadores considerados en la investigación**

VARIABLES	INDICADORES
<b>EN EL ANALISIS DE DATOS.</b> - Gradiente Térmico. - Resultados de laboratorio  - Lectura de áreas fisuradas equivalentes en campo	- Temperatura máxima y mínima - Distribución de frecuencias - Desviación estandar. - Promedio de valores de mayor frecuencia - Medición de grietas. - Distribución de frecuencias - Desviación estandar. - Promedio de valores de mayor frecuencia
<b>EN LA RELACION ESFUERZO / TEMPERATURA</b> - Rigidez de asfalto  - Rigidez de mezcla  - Esfuerzo máximo de tracción.	- Tiempo de carga - Punto de ablandamiento - Índice de penetración  - % de vacíos - % en volumen de agregados en la mezcla - % de volumen de asfalto en la mezcla  - Rigidez de la mezcla - Coeficiente de contracción térmica
<b>EN LA RELACION RESISTENCIA TEMPERATURA</b> - Resistencia a la tracción	- Rigidez de la mezcla.
<b>EN LOS RESULTADOS DE LA SIMULACION</b> - Pronóstico de la falla	- Proporción de daño en el tiempo

Fuente: Elaboración propia.

##### 3.2 DATOS DE CLIMA

Las zonas de altura del país están sujetas durante el año a dos estaciones marcadamente definidas, la estación de verano y la estación de invierno. La primera estación se presenta entre los meses de Noviembre a Abril con temperaturas bajas y presencia de lluvias. La segunda estación se presenta entre los meses de Junio a Setiembre con presencia de temperaturas más frías y heladas superficiales.

El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI define a la zona de estudio, según el Método Thornthwaite, del tipo B(o,i)C'H<sub>3</sub> que corresponde a una zona fría, lluviosa, con deficiencia de lluvias en otoño e invierno, con humedad relativa definida como húmeda. La información con la que se cuenta



corresponde a temperaturas máximas y mínimas diarias absolutas por años, de las siguientes estaciones climatológicas:

**Cuadro N° 06: Relación de estaciones climatológicas próximas a los tramos estudiados**

Carretera Central Tramo Estudiado	Progresiva (Km)	Altitud (msnm)	Estación Climatológica	Altitud (msnm)
San Mateo – Morococha	125+000 – 135+000	4818 – 4680	Marcapomacocha	4413
Morococha – La Oroya	152+000 – 162+000	4310 – 3760	La Oroya	3750
Huayre – Chicrin,	286+000 – 296+000	4100 – 4400	Cerro de Pasco	4400

Fuente: Elaboración propia, ejecutada a partir información verificada en campo y datos proporcionados por el SENAMHI.

Los datos de temperatura corresponden a registros entre los años 1990 y 1999. Las temperaturas representativas se han obtenido por análisis estadísticos y de acuerdo con los indicadores citados en el Cuadro N°05.

Considerando que el tamaño de la muestra es N=10 (años), se asumió que la distribución de las frecuencias sea del tipo Student, proponiendo intervalos de confianza del 90% a fin de estimar la media representativa de la población diaria, durante todo un año.

Las fluctuaciones de la temperatura para el año representativo se muestra en el Cuadro N°07. Los resultados del análisis para las temperaturas diarias se puede apreciar en el Anexo 04.

**Cuadro N° 07: Máximas y mínimas temperaturas para el año representativo.**

Estación	Promedio anual (°C)		Promedio mes más frío (°C)		Máxima y mínima observados (°C)	
	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima	Mínima
Marcapomacocha	11.6	-1.5	12.0	-4.5	12.9	-4.7
La Oroya	20.4	-0.3	20.4	-4.8	21.5	-7.1
Cerro de Pasco	12.3	-1.4	13.1	-4.4	14.3	-6.6

Fuente: Información analizada a partir de datos proporcionados por el SENAMHI.

### 3.3 PROPIEDADES DEL ASFALTO

Las propiedades del asfalto, necesarias en este tipo de investigaciones, debiera contemplar todo el historial sobre el comportamiento del asfalto, es decir el conocimiento de sus propiedades desde su fabricación en refinería, recepción en la planta de mezclado, luego del mezclado, luego de la colocación en pista y periódicamente luego de la puesta en servicio; lo cual no siempre es posible. Sin embargo a partir de la revisión de la documentación encontrada, según lo especifica el Cuadro N°03, se ha podido contar con información parcial de los asfaltos utilizados en los tres tramos estudiados, tanto en la fase original y luego de su colocación en pista. Por otra parte las propiedades del asfalto en la fase post construcción han sido obtenidas a través de ensayos de recuperación, según lo especifica el Cuadro N°04. El resumen de las propiedades de los asfaltos usados y resultados de análisis se muestra en el cuadro siguiente.



**Cuadro N° 08: Propiedades de los asfaltos usados en los tramos estudiados**

<b>Tramo: San Mateo - Morococha / Asfalto usado: PEN 120-150</b>			
Reportes / Ensayos	1991 / Original <sup>(24)</sup>	1992 / Residual	2000 / Recuperado
Peso específico g/cc	1,020	-	1,030
Penetración a 25°C, 100g, 5 seg.	122.5	55.13	41.0
Viscosidad cinemática a 135°C cSt	215	500	566.65
Punto de Ablandamiento °C	44	52.45	61.50
Indice de penetración	-0.46	-0.37	0.81
<b>Tramo: Morococha - La Oroya / Asfalto usado: PEN 85 - 100</b>			
Reportes / Ensayos	1995/Original(*)	1996/Recuperado <sup>(27)</sup>	2000 / Recuperado
Peso específico g/cc	-	-	1,030
Penetración a 25°C, 100g, 5 seg.	88.0	63.20	34.33
Viscosidad cinemática a 135°C cSt	-	-	894.50
Punto de Ablandamiento °C	46.09	50.51	61.50
Indice de penetración	-0.83	-0.51	0.47
<b>Tramo: Huayre - Chicrin / Asfalto usado: PEN 120 - 150</b>			
Reportes / Ensayos	1996 / Original <sup>(28)</sup>	1997 / Residual	2000 / Recuperado
Peso específico g/cc	1,019	-	1,020
Penetración a 25°C, 100g, 5 seg.	137.0	68.50	57.0
Viscosidad cinemática a 135°C cSt	166.40	-	483.53
Punto de Ablandamiento °C	40.78	49.39	53.05
Indice de penetración	-0.88	-0.59	-0.16

Fuente: Elaboración propia, ejecutada a partir de información tomada de las referencias (24, 27 y 28) y resultados de análisis de laboratorio (Anexo: 05). (\*) Información asumida, para el tramo en estudio a partir de certificaciones de refinería (Conchan)

El Índice de Penetración, en todos los casos ha sido calculado por la expresión de Pheiffer y Van Doormaal<sup>(09)</sup>.

$$PI = [20 - 500A]/[1 + 50A] \quad \dots(13)$$

Donde A es la susceptibilidad térmica y expresa la pendiente de la línea recta entre el logaritmo de penetración y la temperatura.

$$A = \frac{\log(\text{pen a } T_1) - \log(\text{pen a } T_2)}{T_1 - T_2} \quad \dots(14)$$

T1 y T2 son temperaturas de ensayos de penetración. Sin embargo una temperatura conveniente de uso general, es la temperatura de punto de ablandamiento ( $T_{R\&B}$ ) como lo especifica la prueba AASHTO-89 T53-84. Esta es una temperatura de referencia en la cual todos los asfaltos tienen la misma viscosidad o penetración de aproximadamente 800. T2 reemplazado en la ecuación (14) por ( $T_{R\&B}$ ) y penetración a T2 por 800.

$$A = \frac{\log(\text{pen a } T) - \log(800)}{T - T_{R\&B}} \quad \dots(15)$$



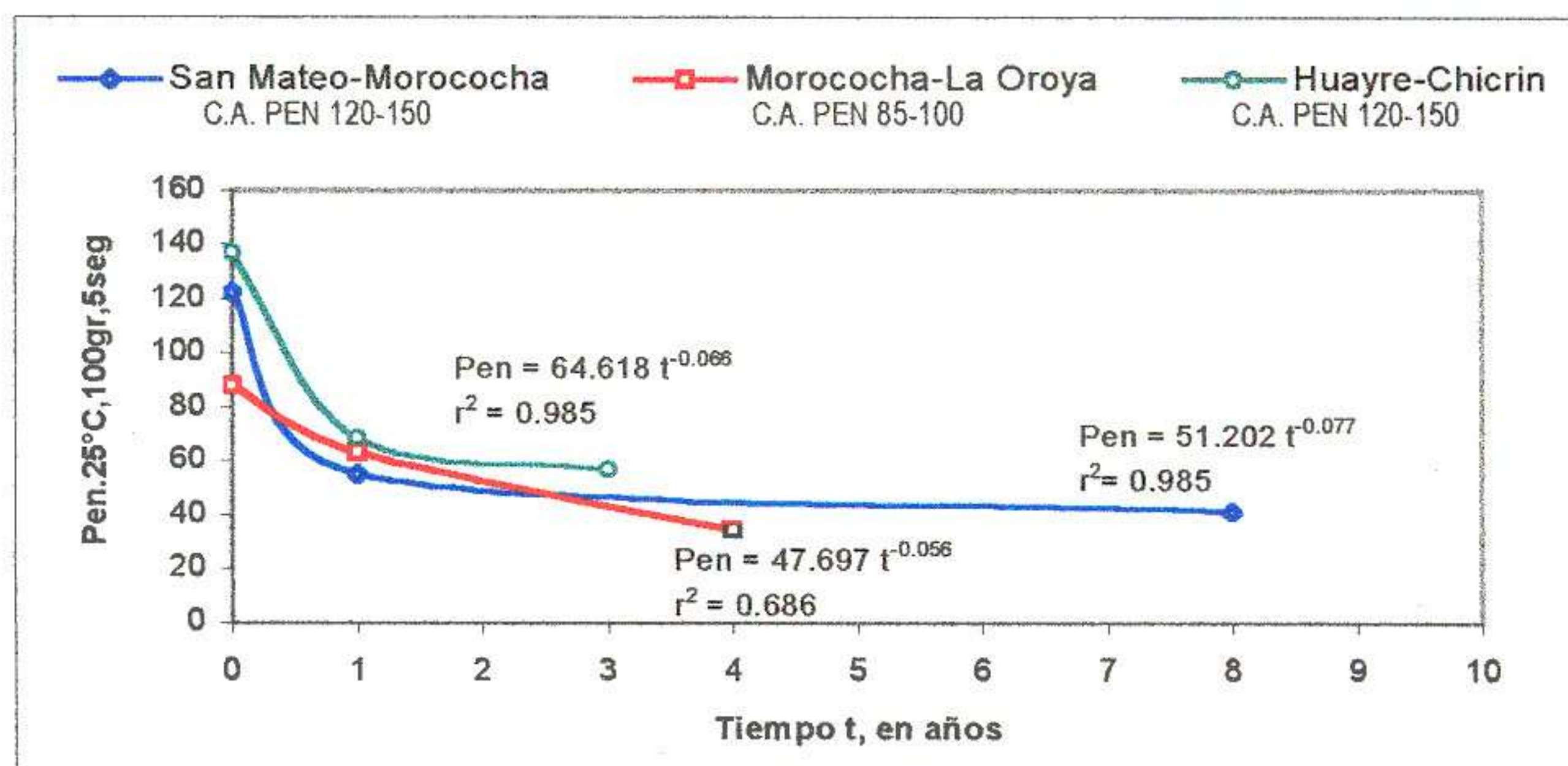
En el caso de las propiedades de asfaltos residuales, se ha considerado, las certificaciones de los ensayos en los asfaltos originales a partir de la prueba de calentamiento sobre película delgada a 163°C, 5 horas, expresada como penetración del residuo a 25°C, 100gr, 5seg., (0.1mm). El Punto de ablandamiento ( $T_{R\&B}$ ), para esta consideraciones puede ser estimado a partir de la expresión de Duriez y Arrambide<sup>(32)</sup>

$$\log(T_{R\&B}) = [7.96 - \log(PEN_{25^\circ C})] / 3.616 \quad \dots(16)$$

Las propiedades de los asfaltos recuperados, han sido tomados de los resultados de recuperación asfáltica efectuados en el Laboratorio de Control de Calidad del MTC; el resumen se muestra en el Anexo 05.

Uno de los aspectos importantes en esta Sección, se refiere al acercamiento del efecto de envejecimiento en las propiedades del asfalto, desde su puesta en servicio a la fecha de evaluación, dado que la edad de un pavimento tiene influencia sobre el inicio del agrietamiento y será capaz de resistir ciertas bajas de temperatura en los años iniciales de servicio, pero a futuro tendrá dificultades bajo las mismas temperaturas. Una forma de representar este efecto, se muestra en la figuras siguientes, las cuales han sido obtenidas a partir de los resultados del Cuadro N°08.

**Figura N° 06: Efecto del envejecimiento en la Penetración**

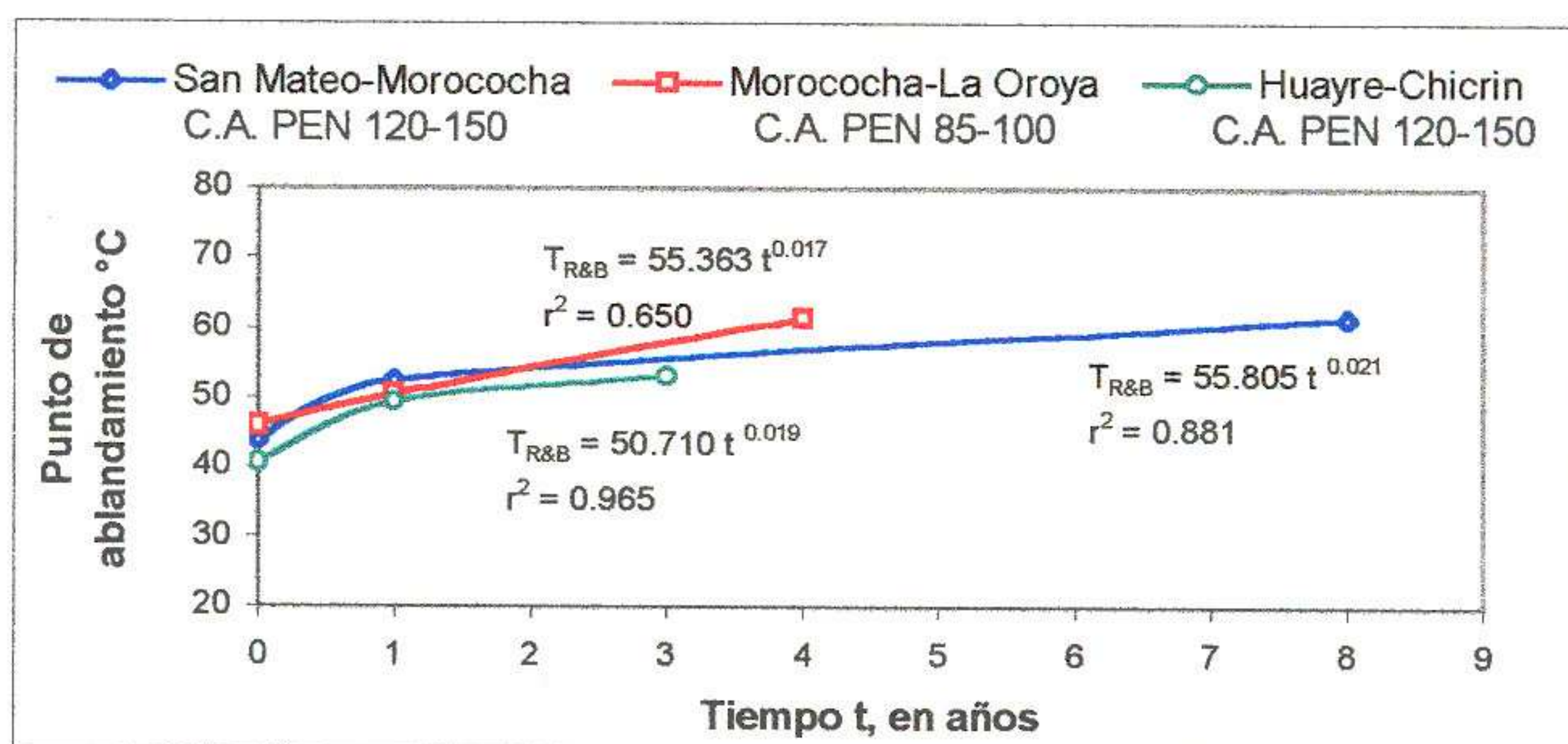


Fuente: Elaboración propia, ejecutada a partir de las propiedades de los asfaltos analizados (Cuadro N°08)

En las figuras 06, 07 y 08, el efecto del tiempo analizados, muestran que la razón de envejecimiento, para los asfaltos (Pen 120-150) usados en condiciones climáticas adversas (ver Cuadro N° 07), son menores que para asfaltos (Pen 85-100) usados en condiciones climáticas más críticas; en las tres figuras, se aprecia que en el tramo Morococha – La Oroya, existe una mayor tendencia a la caída de la penetración, mayor temperatura de punto de ablandamiento y mayor índice de penetración. En el caso de los tramos San Mateo-Morococha y Huayre-Chicrin, el comportamiento es algo moderado respecto al tramo anterior y se muestran casi paralelos, lo cual se podría atribuir a las condiciones climáticas similares y la diferencia entre uno y otro se debería a factores como la producción en refinería, procesos constructivos, etc. En los tres casos (figuras 06, 07 y 08) se muestran las ecuaciones de correlación las cuales solo son referenciales.

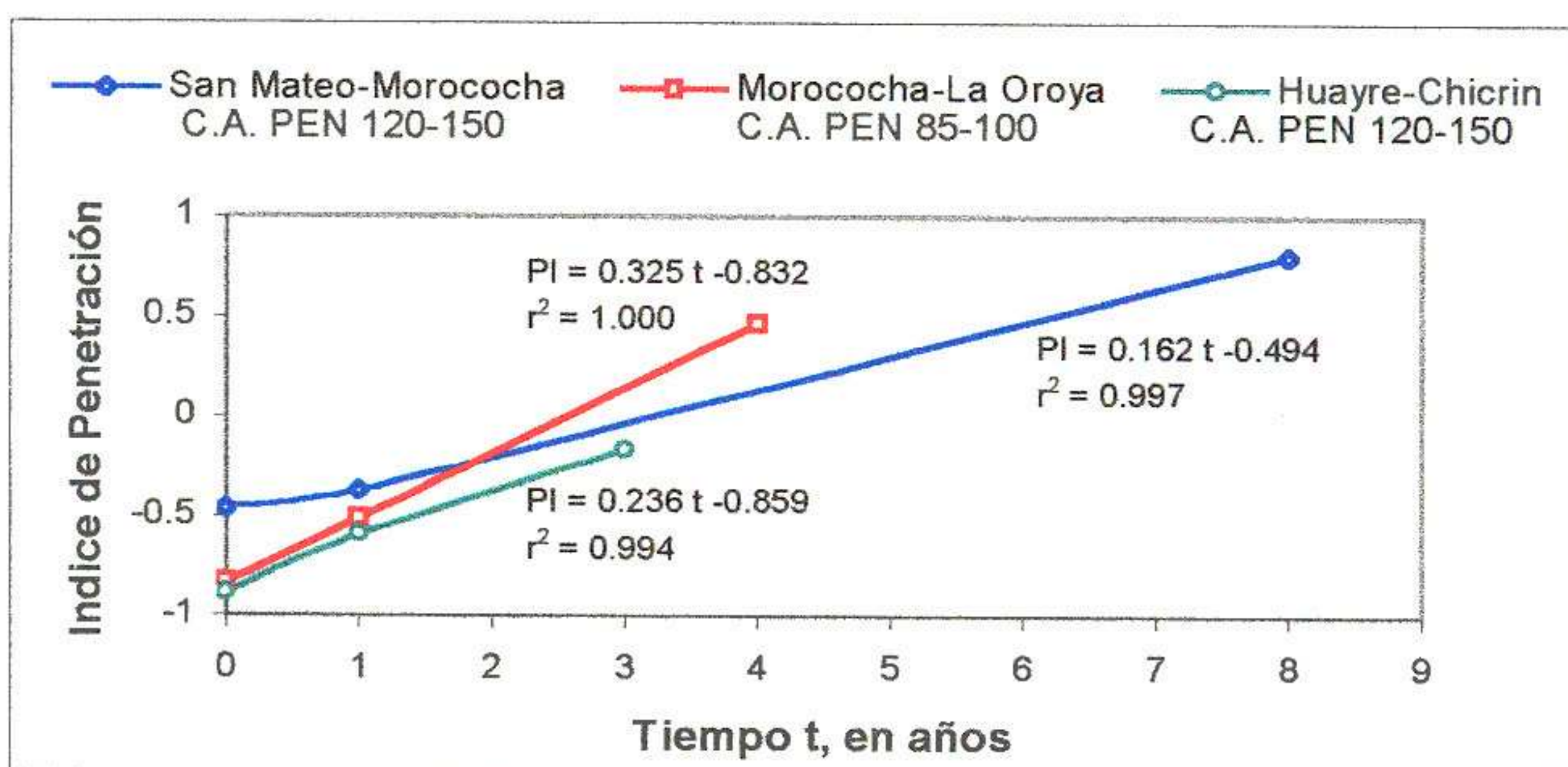


Figura N° 07: Efecto del envejecimiento en el Punto de Ablandamiento  $T_{(R\&B)}$



Fuente: Elaboración propia, ejecutada a partir de las propiedades de los asfaltos analizados (Cuadro N°08)

Figura N° 08: Efecto del envejecimiento en el Índice de Penetración



Fuente: Elaboración propia, ejecutada a partir de las propiedades de los asfaltos analizados (Cuadro N°08)

### 3.4 CARACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA

Las características de las mezclas empleadas en los tramos de estudio, han sido tomadas de los controles estadísticos en el proceso constructivo y verificados por los ensayos de recuperación efectuados en laboratorio (Ver Anexo 05). El resumen se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 09: Reportes de composición de mezclas utilizadas

Carretera Central Tramos en Estudio	Reportes de proceso constructivo				Reporte de recuperación de mezclas					
	% Asf. Peso	% Vacíos	% VMA	% VFA	% Asf. Peso	% Asf. Vol.	% Agr. Vol	% Vacíos	% VMA	% VFA
San Mateo-Morococha <sup>(24)</sup>	6.2	1.2	15.6	-	6.63	12.49	82.03	5.48	17.97	69.50
Morococha-La Oroya <sup>(27)</sup>	6.0	3.9	17.7	78.5	6.23	13.32	81.29	5.39	18.77	71.50
Huayre Chicrin <sup>(28)</sup>	6.4	3.3	16.7	-	6.23	12.12	84.83	3.05	15.10	80.07

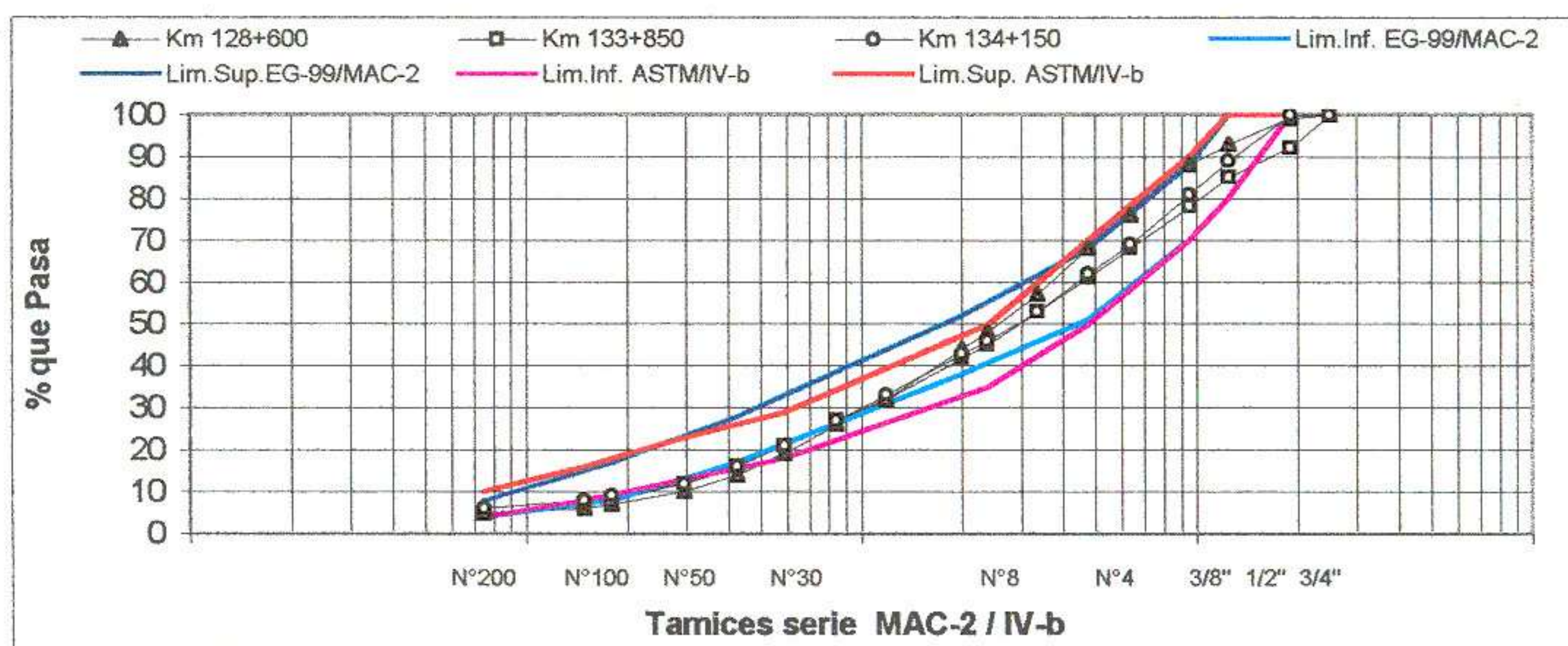
Fuente: Elaboración propia, ejecutada a partir de información tomada de las referencias (24, 27 y 28) y resultados de análisis de laboratorio (Anexo: 05).  
Donde: VMA representa el porcentaje de vacíos del agregado mineral y VFA representa el porcentaje de vacíos llenados con cemento asfáltico.



Como se puede apreciar, el Cuadro N°09, muestra una diferencia entre el proporcionamiento de las mezclas citadas como reportes del proceso constructivo y los reportes de los ensayos de laboratorio efectuados en el presente estudio, especialmente el porcentaje de vacíos. En el primer caso se ha tomado la información de los reportes estadísticos del desarrollo de todas las obras, mientras que en nuestro estudio se han extraído muestras representativas sobre las cuales se han efectuados los análisis respectivos; sin embargo llama la atención los porcentajes de vacíos altos encontrados en los tramos San Mateo – Morococha y Morococha – La Oroya. La diferencia se puede considerar que se deba a que la determinación del peso específico máximo de la mezcla se obtuvo en forma indirecta y no se efectuó el ensayo Rice. Las Especificaciones Técnicas Generales para la Construcción de Carreteras del MTC (EG-99), establecen un rango permisible de 3 a 5% de vacíos, sin embargo un porcentaje de vacíos de 2% se recomienda para altitudes mayores a los 3,500 msnm (EG-99); así mismo las cartas de diseño del Instituto del Asfalto, han propuesto su método de diseño, basados en una mezcla característica con un porcentaje de vacíos de 5%.

La composición granulométrica luego del análisis mecánico por tamizado, en las mezclas recuperadas, son comparadas con la especificación MAC-2 indicadas por el MTC/EG-99 y la especificación IV-b de la Norma ASTM; existiendo una tendencia a que el tamaño máximo nominal sea de 1/2". La distribución por muestra se puede apreciar en los gráficos siguientes:

**Figura N° 09: Composición granulométrica, mezcla recuperada, Tramo: San Mateo – Morococha**

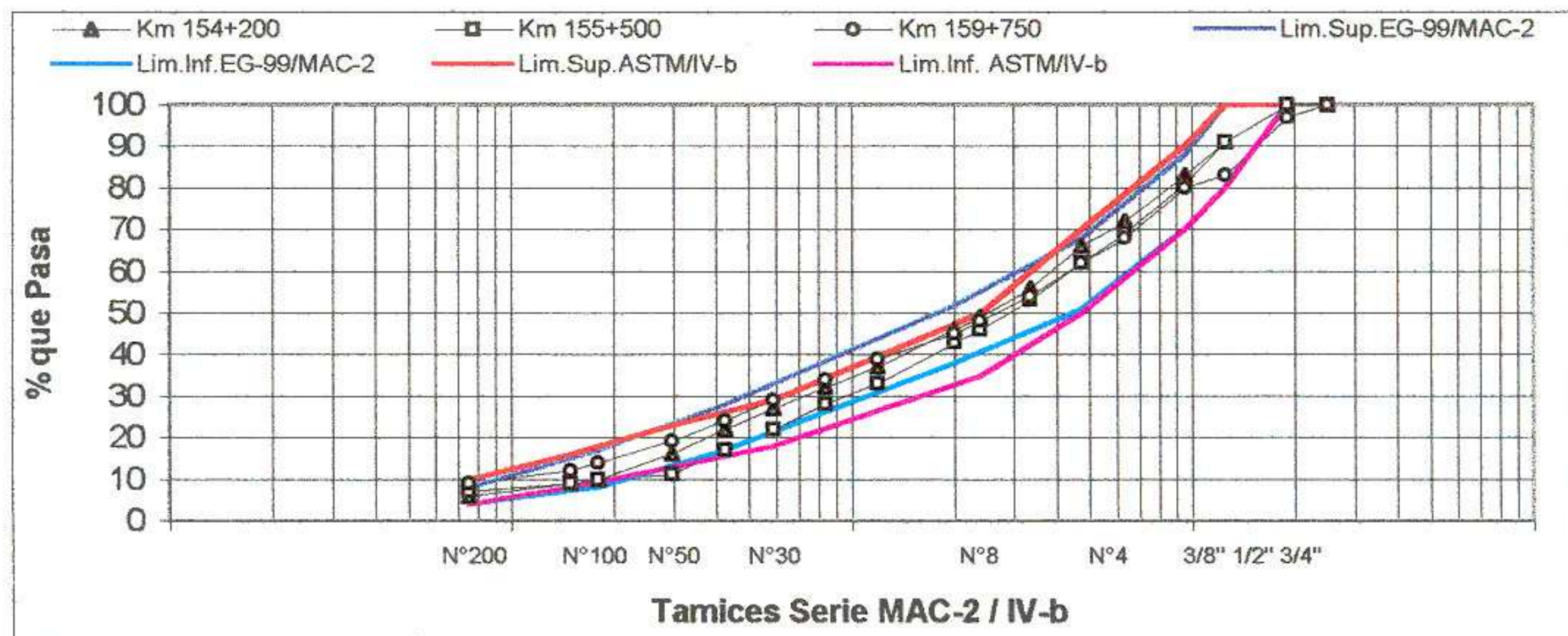


Fuente: Elaboración propia, ejecutada a partir de las características de las mezclas analizadas (Anexo 05)

Como se puede apreciar en las figuras 09, 10 y 11, las muestras no cumplen satisfactoriamente las especificaciones IV-b de la Norma ASTM y MAC-2 del MTC/EG-99, el tramo Morococha-La Oroya, es el que cuenta con una aceptable continuidad de gradación, con alguna tendencia al límite inferior al inicio y final de los husos, lo que equivale a la presencia de agregados gruesos en sus extremos (grava de 3/4" y arena N° 50). El tramo Huayre-Chicrin presenta una gradación casi pegada al límite superior, especialmente en la parte central de las franjas, lo que indicaría la falta de material fino (arena del tamiz N°4 a N°50). Finalmente el tramo San Mateo–Morococha, experimenta discontinuidad de su gradación, con presencia de agregados gruesos en los extremos de las franjas (grava de 3/4" y arenas del tamiz N°30 al N°100).

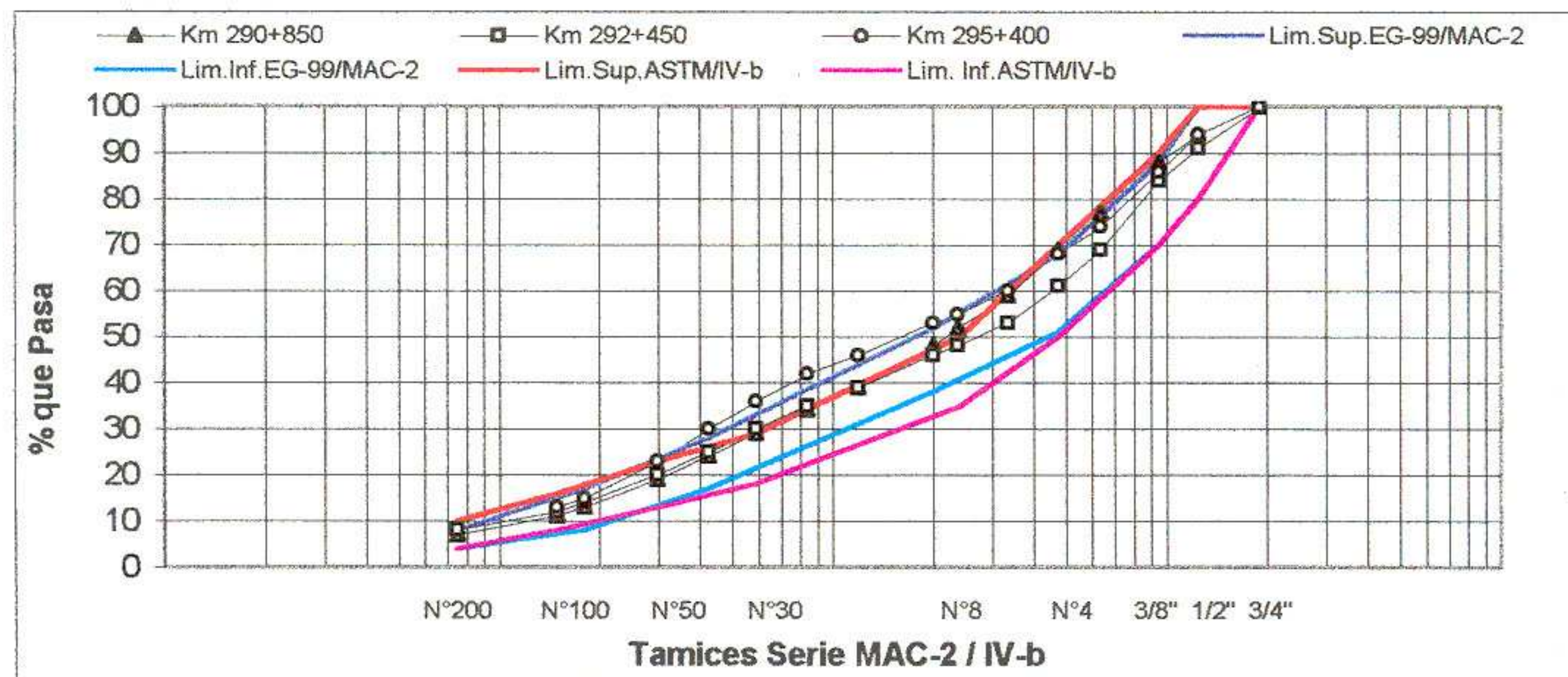


Figura N° 10: Composición granulométrica, mezcla recuperada, Tramo: Morococha – La Oroya



Fuente: Elaboración propia, ejecutada a partir de las características de las mezclas analizadas (Anexo 05)

Figura N° 11: Composición granulométrica, mezcla recuperada, Tramo: Huayre – Chicrin



Fuente: Elaboración propia, ejecutada a partir de las características de las mezclas analizadas (Anexo 05)

### 3.5 MODELO DE AGRIETAMIENTO TERMICO

Para los propósitos de la presente investigación se ha considerado el uso del modelo desarrollado por Universidad de Texas (Shahin y McCullough, 1972). Las consideraciones de funcionamiento y utilidad se detallan a continuación.

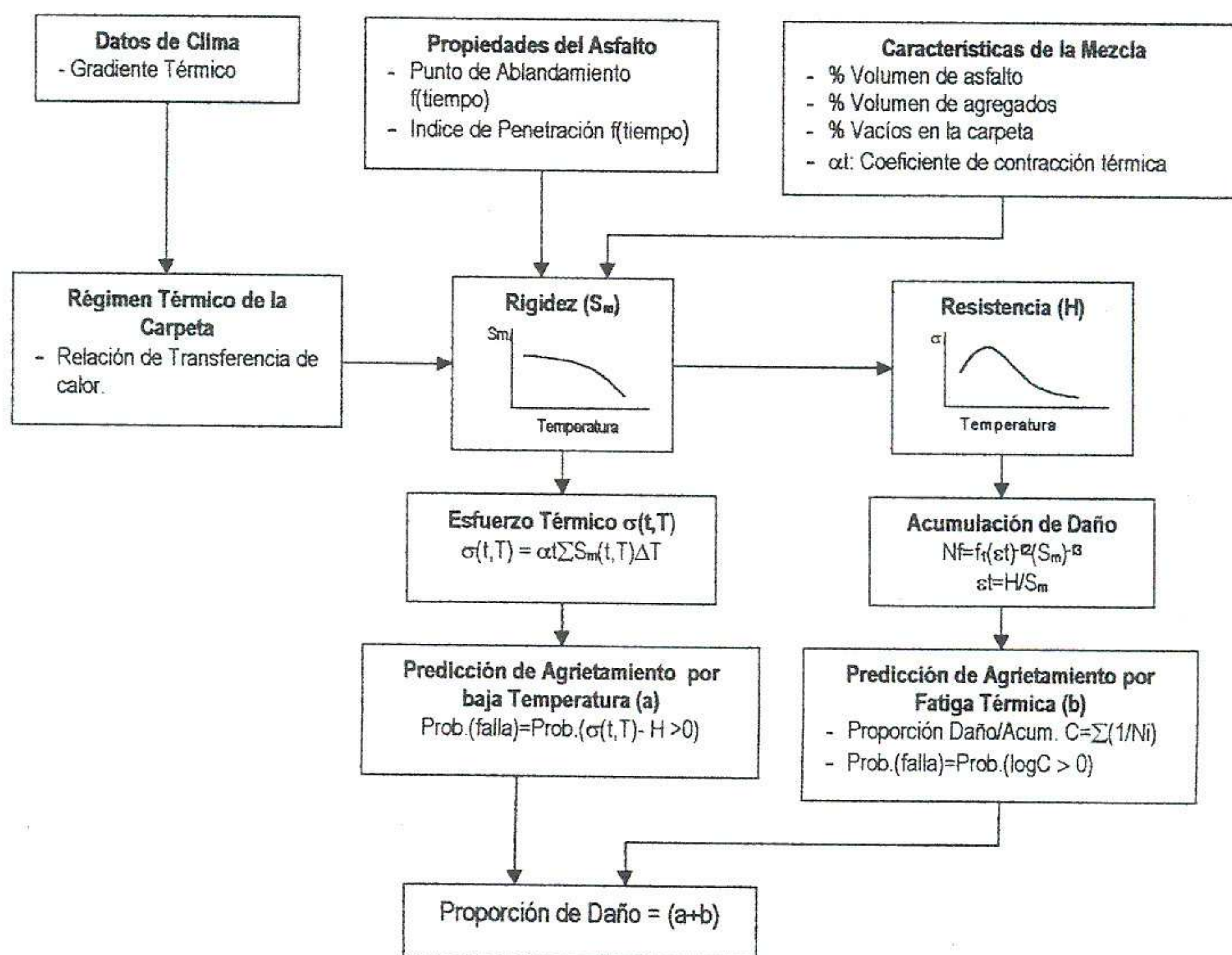
#### 3.5.1 DESCRIPCION DEL MODELO DE SHAHIN Y McCULLOUGH

El modelo simula el proceso de agrietamiento por baja temperatura combinada con el agrietamiento por fatiga térmica e incorpora un tratamiento de la variabilidad estadística de los materiales. Las temperaturas en la estructura del pavimento se calculan a partir de datos de clima diarios. Los datos de entrada pueden incluir temperatura del aire, velocidad del viento, radiación solar, propiedades térmicas del concreto asfáltico y profundidad debajo de la superficie del pavimento. Las relaciones de rigidez son obtenidas mediante estimaciones indirectas en el nomograma de Van Der Poel (1954), modificada por Heukelom y Klomp (1964).



El cálculo de los esfuerzos térmicos se basa en los principios adoptados por Hills y Brien (1966) y las resistencias pueden ser determinadas a partir de la relación de Heukelom (1966). El procedimiento de cálculo de los esfuerzos implica una situación de esfuerzo térmico, que puede esperarse en campo. Para el efecto se usan métodos probabilísticos para predecir si los esfuerzos térmicos excederán la resistencia del concreto asfáltico, de ser así, se generará la probabilidad de que ocurra agrietamiento por baja temperatura. El módulo de fatiga térmica usa la hipótesis de Miner, para acumular el daño asociado con un ciclo térmico diario. El modelo incorpora ecuaciones de envejecimiento, en un intento de predecir las propiedades de envejecimiento del cemento asfáltico.

### DIAGRAMA DE FLUJO DEL MODELO



### 3.5.2 DESARROLLO DEL MODELO

El diagrama de flujo descrito, es ligeramente diferente al modelo original propuesto por Shahin y McCullough (1972), debido a la adecuación del cálculo e ingreso de datos como: el clima, determinación del régimen térmico en la capa asfáltica, efecto de envejecimiento del asfalto, Índice de Penetración, tiempo de carga y criterios de fatiga. Lo cual no significa alejarse del modelo ya que el concepto siempre es el mismo.



- a. Los datos de clima en esta investigación, en un intento de mayor acercamiento a los fenómenos climatológicos, utiliza información diaria procesada estadísticamente en un periodo de observación de 10 años;

De acuerdo con la información proporcionada por el SENAMHI, el ciclo térmico diario en zonas de altura se presentan con mínimas temperaturas por las madrugadas y las máximas aproximadamente al medio día. Por consiguiente el gradiente térmico que se evalúa, corresponde al descenso de la máxima y mínima temperatura, desde las 12 m. hasta 4 a.m. del día siguiente.

- b. La transferencia de la temperatura del medio ambiente sobre la carpeta asfáltica, se calcula mediante la ecuación de Barker y Brubstone<sup>(08)</sup>. Esta ecuación estima la temperatura en la capa asfáltica a una profundidad (z) a partir de la temperatura del aire e indirectamente incorpora los efectos de viento, exposición solar y propiedades térmicas en el concreto asfáltico.

La profundidad (z) considerada como representativa para evaluar las condiciones térmicas de una capa asfáltica es 20 mm, según algunos autores como la SHRP<sup>(01)</sup>. Un acercamiento próximo a la superficie podría encontrarse a una capa asfáltica fuertemente afectada por las radiaciones ultravioletas<sup>(33)</sup>, peor aún si se considera que en zonas de altura la radiación solar se incrementa entre 4 a 5 veces<sup>(17)</sup>. Así mismo se considera que hasta los primeros 6 mm la viscosidad del asfalto en la carpeta alcanza un valor de 50% más alto que a una profundidad de 12mm<sup>(34)</sup>. Por lo tanto la profundidad representativa adoptada para el cálculo de la temperatura en la carpeta será 20 mm.

- c. Las propiedades del asfalto se han considerado variables en el tiempo, en un intento de representar el envejecimiento del asfalto, desde su puesta en servicio y proyección en el tiempo. Se ha asumido que éste tendrá un comportamiento lineal y puede ser expresado en función de las variaciones del Índice de Penetración<sup>(09)</sup> (Pheiffer y Van Doormaal) y el punto de ablandamiento, determinados de acuerdo a los resultados del Cuadro N° 08.

- d. Las características de la mezcla, se consideran como una proporción en volumen del asfalto, agregados y vacíos en la mezcla, ver Cuadro N° 09. Adicionalmente se ha adoptado como coeficiente de contracción térmica para la capa asfáltica el valor de  $\alpha = 2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ , coeficiente que se estima sobre la caída del gradiente térmico. El Instituto del Asfalto<sup>(15)</sup> propone el valor  $\alpha = 1.58 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ ; y la SHRP<sup>(07)</sup>, propone valores entre  $\alpha = 2 - 2.5 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ .

- e. La rigidez de la mezcla asfáltica ( $S_m$ ), se ha estimado usando uno de los métodos desarrollados por la Shell, a partir de la concentración de agregado y de asfalto en la mezcla (Draat y Somer, 1965) y la rigidez obtenida por el nomograma de Van Der Poel (1954), modificada por Heukelom y Klomp (1964).



$$S_m = S_b [ 1 + (2.5/n)C_v/(1-C_v) ]^n \quad \dots(17)$$

$$n = 0.83 \log [(4 \times 10^{10})/S_b] \quad \dots(18)$$

Donde:

$S_m$  = módulo de rigidez de la mezcla asfáltica (N/m<sup>2</sup>)

$S_b$  = módulo de rigidez del cemento asfáltico (N/m<sup>2</sup>)

$C_v$ : representa la concentración volumétrica del agregado (inclusive filler) en la mezcla asfáltica.

$$C_v = V_{ag}/(V_{ag} + V_b) \quad \dots(19)$$

Para mezclas asfálticas con más de 3% de vacíos,  $C_v$  debe sustituirse por  $C'_v$ , por lo tanto la ecuación (19) será.

$$C'_v = 100 C_v / (100 + \%V_v - 3.0) \quad \dots(20)$$

El tiempo de carga considerado para el uso del nomograma de Van Der Poel es una hora, considerando intervalos de descenso de la temperatura también de una hora. Haas (1973), sugiere que el módulo de rigidez sea evaluado a una temperatura específica, la cual represente el punto medio en un intervalo de temperatura discreto  $\Delta T$ , usando un tiempo de carga que corresponda al intervalo de tiempo, para el intervalo de la temperatura seleccionada. Los resultados se pueden apreciar en el Anexo 06.

- f. La resistencia (H), en el concreto asfáltico puede especificarse directamente de la relación de temperatura - resistencia propuesto por Heukelom (1966) o Instituto del Asfalto (Gaw, Burgess y Young, 1974), basados en la máxima resistencia a la tensión de una mezcla asfáltica como función de la rigidez del asfalto o la mezcla bituminosa.
- g. Los esfuerzos Térmicos  $\sigma(t, \Delta T)$ , son calculados por la expresión de Hills y Brien (1966), ampliamente descrito en la Sección 1.3.5., para lo cual se ha asumido que el descenso del gradiente térmico sea uniforme y distribuido en intervalos iguales  $\Delta T$  de una hora de duración. Los incrementos de los esfuerzos térmicos se obtuvieron de la ecuación (12) que son acumulados para estimar el esfuerzo máximo y deformación durante el día.

$$\sigma(t, \Delta T) = \alpha \sum_{T_o}^{T_f} S_m(t, T) \cdot \Delta T \quad \dots(12)$$



- h. Las predicciones de agrietamiento por baja temperatura, se evalúa comparando el máximo esfuerzo a la tensión ( $\sigma$ ) con la resistencia a la tracción (H), a la temperatura correspondiente; considerando que la variación de resultados de los esfuerzos máximos y resistencia tienen una distribución normal al azar, la probabilidad de falla que indica el porcentaje de área agrietada puede ser determinada por:

$$\text{Probabilidad [de falla]} = \text{Probabilidad } [\sigma - H] > 0 \quad \dots(21)$$

La condición de la ecuación (21), puede ser calculada, considerando los promedios y variación de resultados en un tiempo dado, tanto de ( $\sigma$ ) y (H), a fin de estimar la desviación estandar compuesta esfuerzo/resistencia con el objeto de que ( $\sigma - H$ ) sea igual a cero. Lo que equivale a decir, que el área bajo la curva de distribución normal  $\psi(z)$ , sea determinada por:

$$u = (\rho - \mu)/s \quad \dots(22)$$

Donde:

- $\rho$ : Probabilidad que se espera ( $\sigma - H$ ) = 0  
 $\mu$ : Valor medio de  $\sigma - H$   
 $s$ : Desviación estandar compuesta de  $\sigma$  y H.  
 $u$ : Valor observado que se desvía de la media,  $u$  veces la desviación estandar

Calculado  $u$ , el área  $\psi(z)$  bajo la curva, puede encontrarse en tablas<sup>(04)</sup> y ésta representará la probabilidad de que la falla ocurra y puede expresarse como una proporción de área agrietada, la cual es posible convertirla en fisura lineal, asumiendo que 1 pie (0.3 m), de agrietamiento lineal es equivalente a 5 pies<sup>2</sup> (0.46 m<sup>2</sup>) de área agrietada<sup>(04)</sup>. En adelante se usará esta equivalencia a efectos de evaluar las proporciones de deterioro calculados y encontrados en campo. Ver Anexo 06.

- i. La predicción de agrietamiento por fatiga térmica es similar al de fatiga bajo carga repetida. En esta ocasión se incorpora al modelo las ecuaciones propuestas por la Shell (Bonnaure et. al., 1980) e Instituto del Asfalto (AI, 1982). Para pruebas de esfuerzo constante se utilizará las ecuaciones (06) y (09).

$$\text{(Shell 01)} \rightarrow N_f = [0.0252PI - 0.00126PI(V_b) + 0.00673V_b - 0.0167] ^5 \epsilon_t^{-5} S_m^{-1.4} \dots(06)$$

$$\text{(Inst. Asf.)} \rightarrow N_f = 0.00432 C \epsilon_t^{-3.291} (S_m)^{-0.854} \dots(09)$$

Y para pruebas de deformación constante, se usará la ecuación (08)

$$\text{(Shell 02)} \rightarrow N_f = [0.17PI - 0.0085PI(V_b) + 0.0454V_b - 0.112] ^5 \epsilon_t^{-5} S_m^{-1.8} \dots(08)$$



Donde  $N_f$  expresa el número de ciclos permisible para causar agrietamiento bajo deformación por tensión ( $\epsilon_t$ ), como función de la rigidez ( $S_m$ ), el efecto de envejecimiento (IP y  $T_{R\&B}$ ), % de vacíos ( $V_a$ ) y % de volumen de asfalto ( $V_b$ ) empleados en las mezclas. En cada caso ( $S_m$ ), en unidades (psi).

Debido a que solo existe un ciclo por día, la proporción de daño acumulado puede expresarse como:

$$C = \sum_{i=1}^n (1/N_i) \quad \dots(23)$$

Donde ( $n$ ) es el número de días y ( $N_i$ ), es el número de ciclos permisible del  $i$ ésimo día. Así mismo se asume que ( $N$ ) tiene una distribución normal logarítmica con una desviación estandar dada, entonces la probabilidad de falla puede determinarse por la ecuación:

$$\text{Probabilidad [de falla]} = \text{probabilidad} [\log C > 0] \quad \dots(24)$$

De manera similar a la probabilidad de agrietamiento por baja temperatura, el área bajo la curva de distribución logarítmica normal  $\psi(z)$ , se determina por:

$$u = (\log p - \log \mu) / S_{\log x} \quad \dots(25)$$

Donde:  $S_{\log x}$ , es la desviación estandar basado en una distribución logarítmica normal de ( $x$ ) y puede calcularse por la expresión:

$$S_{\log x} = \frac{0.4343 \cdot S}{x} \quad \dots(26)$$

Finalmente las proporciones de agrietamiento determinados por los pasos (h) e (i) pueden ser sumados lo que representará el agrietamiento total estimado durante un tiempo especificado después de la construcción. Ver Anexo 07.

### 3.5.3 CALIBRACION DEL MODELO

La aplicación del modelo en los tramos de estudio, ha sido posible a partir de información seleccionada, sin embargo ha sido necesario compatibilizar los resultados del modelo con mediciones en campo, de agrietamientos considerados de origen térmico. Para lo cual se ha propuesto un plan de mediciones de niveles de agrietamiento de acuerdo con las consideraciones citadas en la Sección 1.3.6. Los formatos para el levantamiento de la información y criterios para la selección de muestras han sido tomados como referencia del manual MS-17 del Instituto de Asfalto (Guía para la Evaluación de Pavimentos).



Se considera que las grietas transversales y en bloque, son causadas principalmente por la contracción de la mezcla de asfalto a bajas temperaturas y a temperaturas cíclicas diarias; para su identificación en campo, se ha tomado en cuenta la ubicación de las fisuras en la vía y el nivel de daño cuantificando la abertura de la grieta. Estos aspectos se detallan en los cuadros siguientes.

**Cuadro N°10 Proporción de daño por la ubicación en la vía**

Carretera Central Tramos de Estudio	% fisura long. a media calzada	% fisura transv. Parcial	% fisura transv. a media calzada	% fisura transv. Ambos carriles
San Mateo-Morococha	25.99	18.44	55.57	0.00
Morococha - La Oroya	39.31	42.34	18.35	0.00
Huayre – Chicrin	8.44	49.37	42.19	0.00

Fuente: Elaboración propia, ejecutada a partir de información recogida en campo (Anexo 08).

**Cuadro N°11 Proporción de daño por el estado de la fisuras**

Carretera Central Tramos de Estudio	% fisuras e<2 mm	% fisuras 2<e<4 mm	% fisuras 4<e<6 mm	% fisuras 6<e<8 mm	% fisuras 8<e<10 mm	% fisuras Selladas
San Mateo-Morococha	10.53	32.33	21.54	11.52	24.08	0.00
Morococha - La Oroya	46.65	43.47	9.88	0.00	0.00	0.00
Huayre – Chicrin	49.37	0.00	0.00	0.00	0.00	50.63

Fuente: Elaboración propia, ejecutada a partir de información recogida en campo (Anexo 08).

Los resultados de la evaluación de campo, han sido analizados estadísticamente, a efectos de contar con el nivel de daño representativo, expresado como proporción de agrietamiento por tramo. Se considera que 0.30 m de agrietamiento lineal equivale a 0.46 m<sup>2</sup> de área agrietada<sup>(04)</sup>, también se asume que la distribución de las muestras observadas son del tipo Student, debido al tamaño de la muestra (N=10). El daño representativo se calculó para una confiabilidad 85%. Los resultados de las mediciones y análisis se encuentran en el Anexo 08.

La proporción de daño medida en campo, expresa la relación entre el área fisurada y el área observada. Las proporciones de daño representativas para cada tramo luego de un período de servicio son:

- Tramo: San Mateo – Morococha: 0.1018 (año 8)
- Tramo: Morococha – La Oroya: 0.0293 (año 4)
- Tramo: Huayre – Chicrin: 0.00096 (año 3)

La calibración de modelo se debe a que existe diferencias entre los resultados en el modelo y las mediciones de daño en campo, ya que la cantidad de daño expresada como una relación entre la predicción y el número permisible de repeticiones de carga, no ocurre exactamente como lo describe cualquier procedimiento de predicción; por lo tanto asumiendo, que la relación de daño esta bajo una distribución



logarítmica normal, la probabilidad de falla o el porcentaje de área agrietada debe calcularse y compararse con las respuestas en campo.

Cooper y Pell (1974) desarrollaron ecuaciones de fatiga en laboratorio y determinaron que ésta debía multiplicarse por un factor igual a 100. Un factor igual a 5, con el objeto de permitir la influencia de los periodos de prueba y un factor igual a 20, para tomar en cuenta la propagación de las grietas. Así mismo el Instituto de Asfalto considera un factor de 18.4, fin de tomar en cuenta las condiciones de laboratorio y de campo. Generalmente el número aceptable de repeticiones para los pavimentos reales es mucho mayor que el que se obtiene en los ensayos de laboratorio. Por consiguiente en el criterio de falla adoptado, se debe incorporar un factor de cambio para tomar en cuenta estas diferencias.

En el modelo implementado, solo se ha contado con punto de calibración, es decir las mediciones efectuadas sobre el nivel de fallas de origen térmico reales corresponden al año 3, para el tramo Huayre-Chicrin; año 4, para el tramo Morococha – La Oroya y año 8, para el tramo San Mateo – Morococha, las cuales han sido evaluadas únicamente por esta investigación desde su puesta en servicio; por lo tanto las proporciones de agrietamiento encontradas en campo y los resultados de los pronósticos simulados para el año de servicio modelado han requerido ajustes, por consiguiente bajo el concepto antes descrito se ha iterado la compatibilidad entre lo observado en campo y lo predicho en el modelo, a través de la aplicación de un factor de calibración.

Los factores encontrados en la calibración del modelo, considerando cargas cíclicas a las gradientes térmicas y observaciones de daño en campo, se muestran en el Cuadro N°12.

**Cuadro N°12: Factores de calibración del modelo**

<b>Carretera Central Tramos en Estudio</b>	<b>Ecuación (06) Shell 01</b>	<b>Ecuación (08) Shell 02</b>	<b>Ecuación (09) Inst. Asfalto</b>
San Mateo – Morococha	13,021	32.8	107
Morococha – La Oroya	18,535	26.9	112
Huayre – Chicrin	15,762	31.4	98.9

Fuente: Elaboración propia, calculada a partir de las simulaciones ensayadas

De acuerdo con la Sección 1.3.4, este factor de calibración es aplicado sobre la ecuación (04), la cual modificará la constante de fatiga  $f_1$ , formulado para los tres criterios de falla (Shell 01, Shell 02 e Inst. Asfalto). Por lo tanto a partir de la calibración del modelo, se puede asumir que los pronósticos para los diferentes años de servicio son válidos.

Es pertinente indicar que de ser posible y contar con mayor información periódica estos factores de calibración puedan ser ajustados, lo que permitiría una mayor aproximación a los efectos térmicos en pavimentos asfálticos de altura, sin embargo el procedimiento desarrollado e implementado en esta investigación permite contar con la primera aproximación al entendimiento de la influencia de la temperatura en pavimentos de altura.



CAPITULO IV

EVALUACION DE RESULTADOS

4.1 AGRIETAMIENTO POR BAJA TEMPERATURA

El mecanismo de falla por baja temperatura se desarrolla según lo describe McLeod (1970). A efectos de representar el mismo mecanismo de falla, se ha considerado los días de mayor gradiente térmico en los tres tramos estudiados (figuras 13, 14 y 15), los cuales muestran un comportamiento casi paralelo; en contraste a la figura N°12. Esto se debe a que las temperaturas mínimas observadas en nuestra investigación sólo alcanzan valores de -4.7, -7.1 y -6.6°C, respectivamente, en los tres tramos analizados; por lo tanto, un mayor decremento térmico mostraría una respuesta similar.

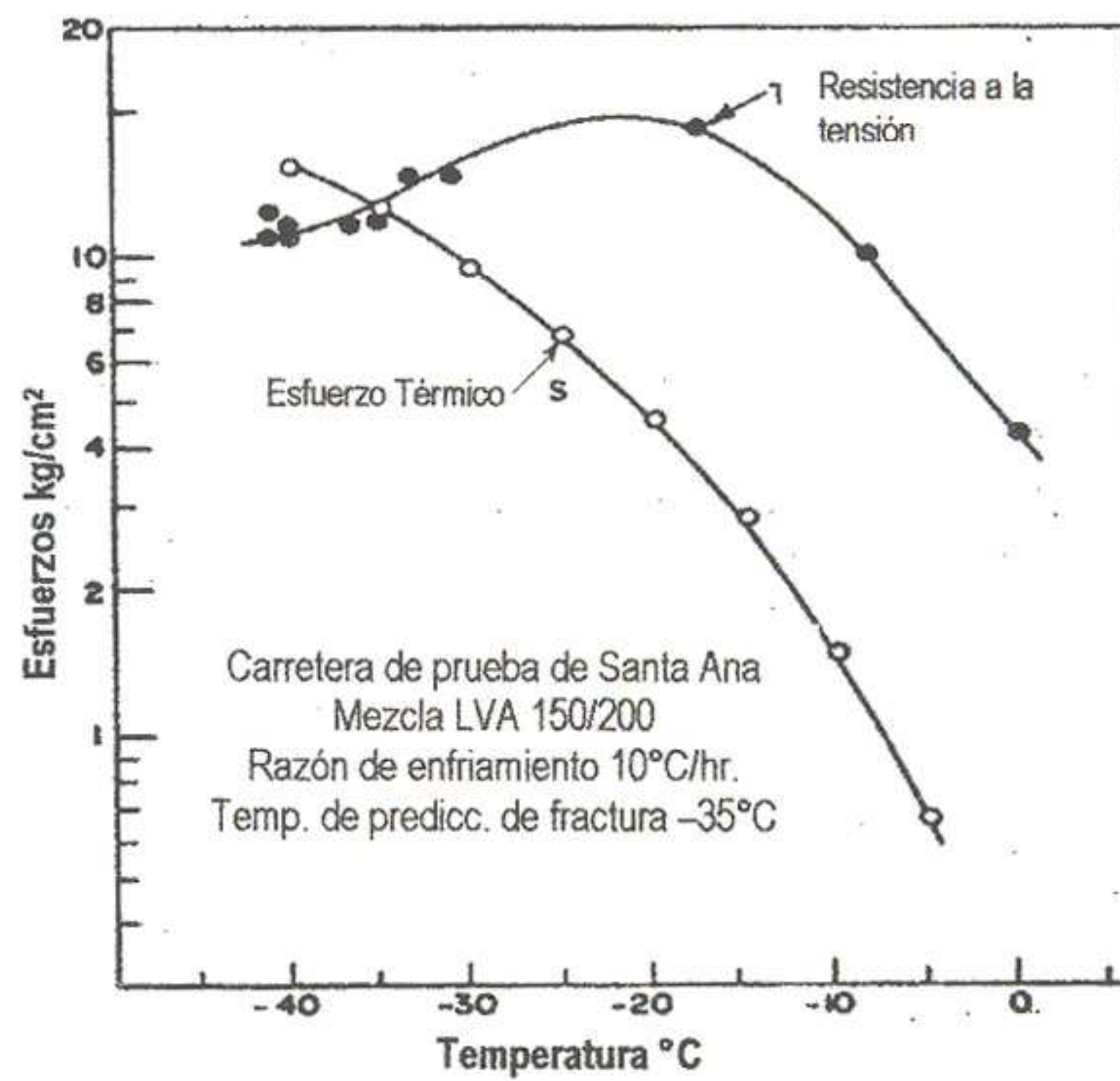


Figura N°:12 Mecanismo de falla por baja Temperatura(McLeod 1970)

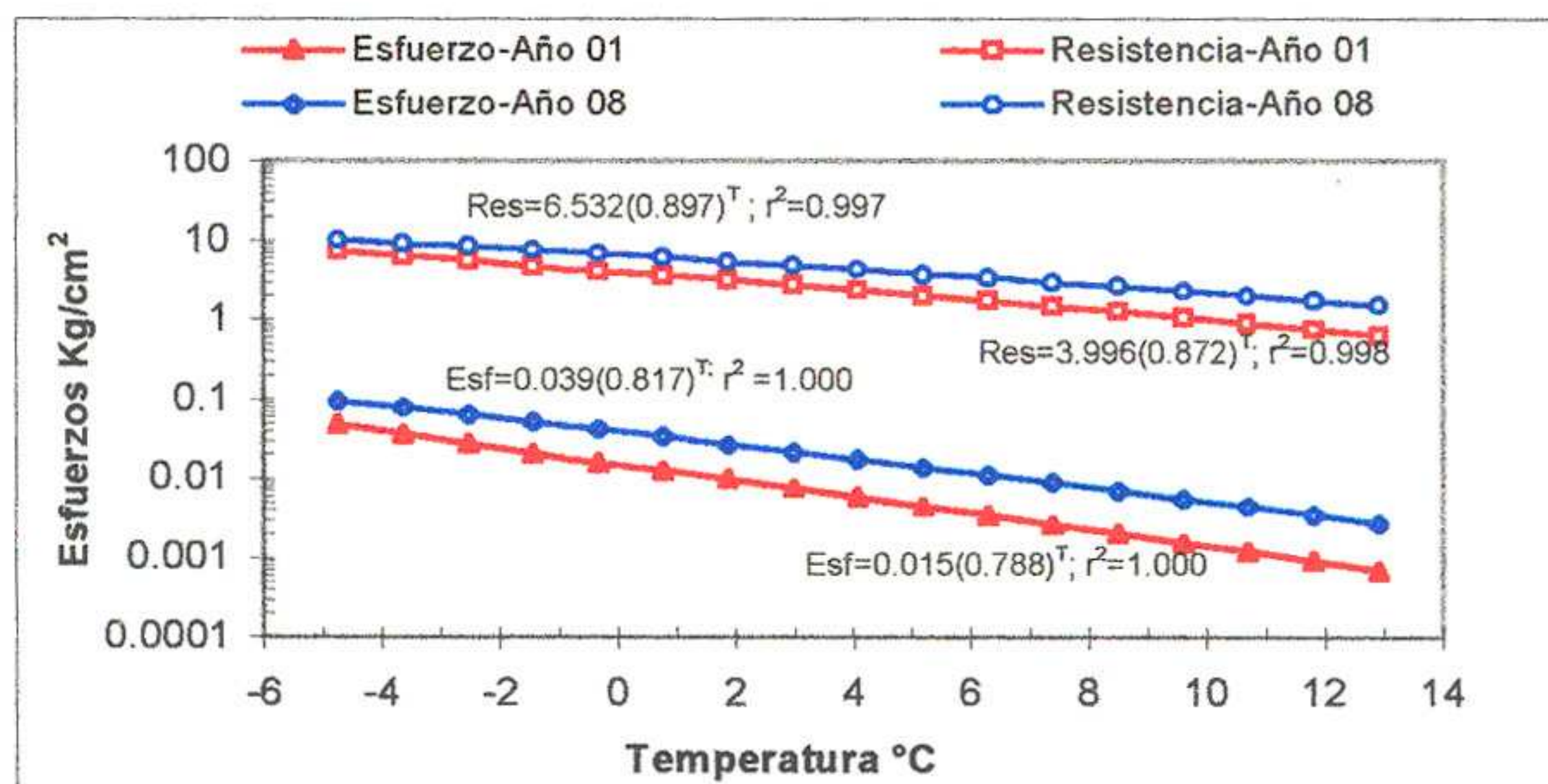


Figura N° 13: Tramo San Mateo – Morococha; relación Esfuerzo/Resistencia día y mes mayor de gradiente térmico, 24/07 - 17.60°C



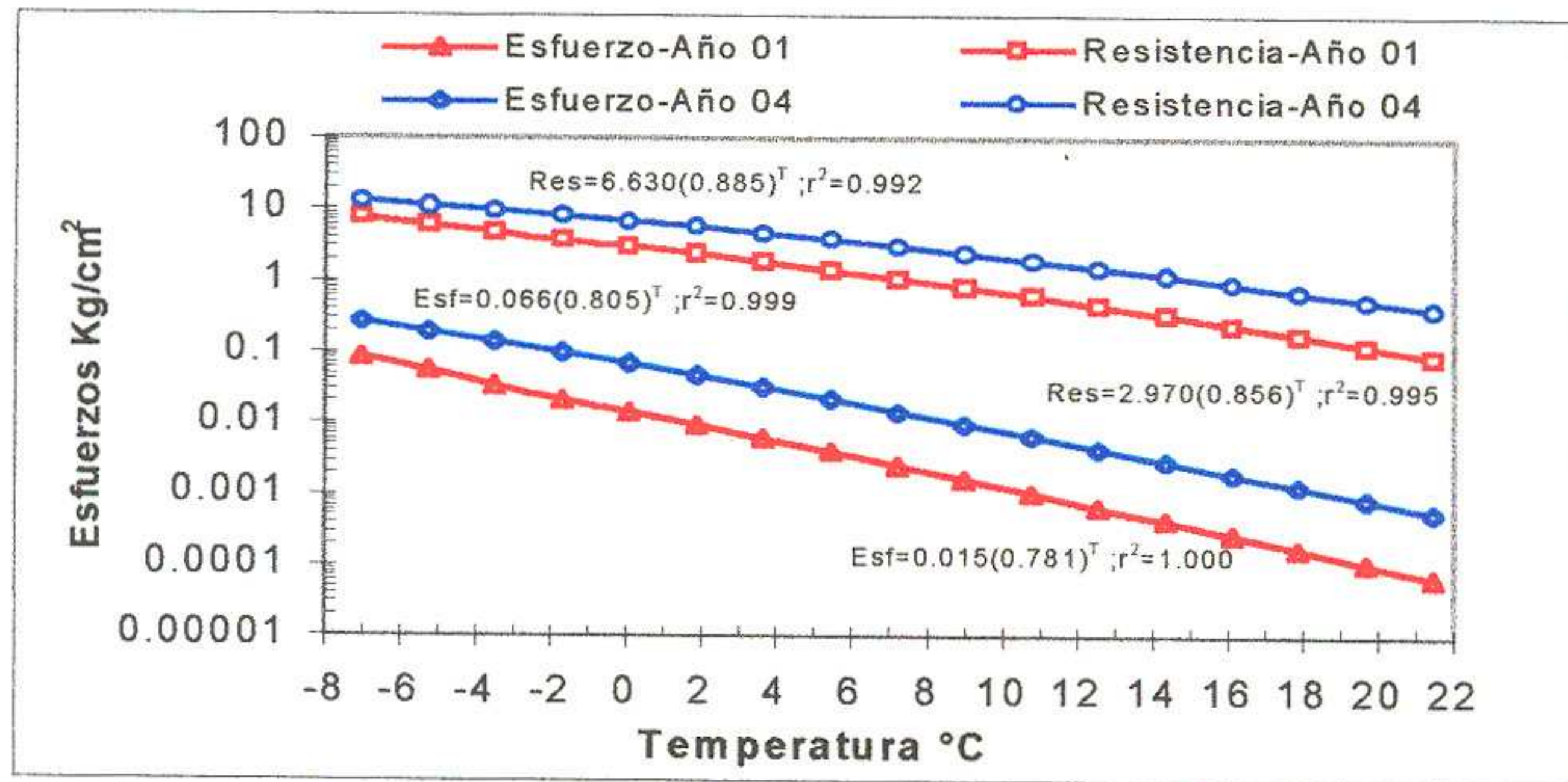


Figura N° 14: Tramo Morococha – La Oroya; relación Esfuerzo/Resistencia día y mes mayor de gradiente térmico, 12/06 – 28.60°C

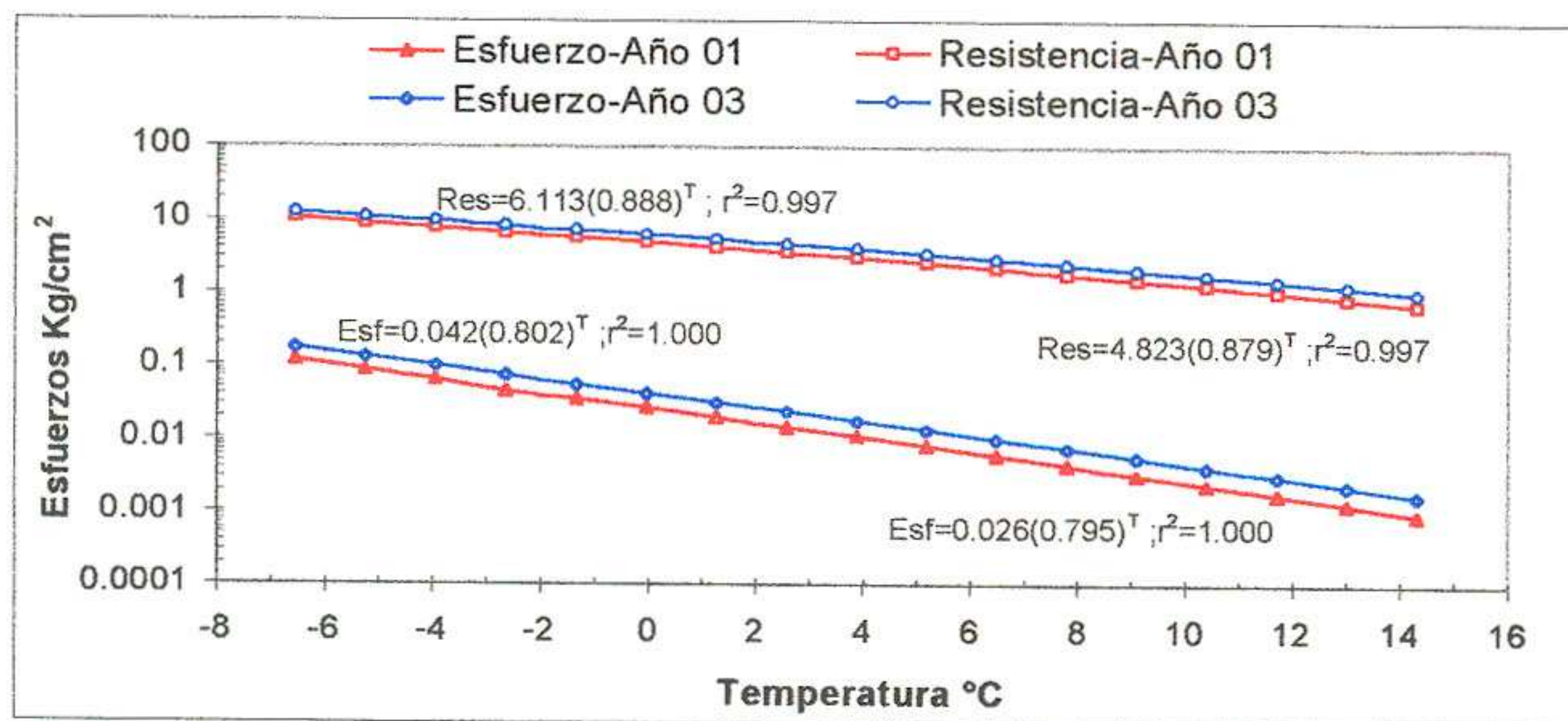


Figura N° 15: Tramo Huayre - Chicrin; relación Esfuerzo/Resistencia día y mes mayor de gradiente térmico, 04/08 – 20.90°C

En términos cuantitativos lo que se observa en las figuras 13, 14 y 15, es que la razón de variación de los esfuerzos con respecto a la temperatura, demuestran que medida que la temperatura cae los esfuerzos se incrementan, hasta que las tensiones igualen y/o superen las resistencias, como lo describe la figura N°12. En nuestro estudio no se ha alcanzado a una temperatura de fractura, debido a que las temperaturas evaluadas no superan caídas térmicas inferiores a  $-7.1\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Haciendo una proyección para un cierto tiempo de servicio (figuras 13, 14, 15, 16, 17 y 18) los niveles de esfuerzos y resistencias en el concreto asfáltico demuestran en los tres casos analizados un incremento progresivo, la cual se debe a que a medida que pasa el tiempo, las propiedades resilientes del asfalto van deteriorándose (Índice de Penetración, punto de ablandamiento), por consiguiente el concreto asfáltico se endurece e incrementa sus propiedades de resistencia, mientras que los esfuerzos máximos se mantienen casi constantes debido a que dependen más de la temperatura. Con fines de verificación se acompañan las ecuaciones de correlación referenciales en cada caso.



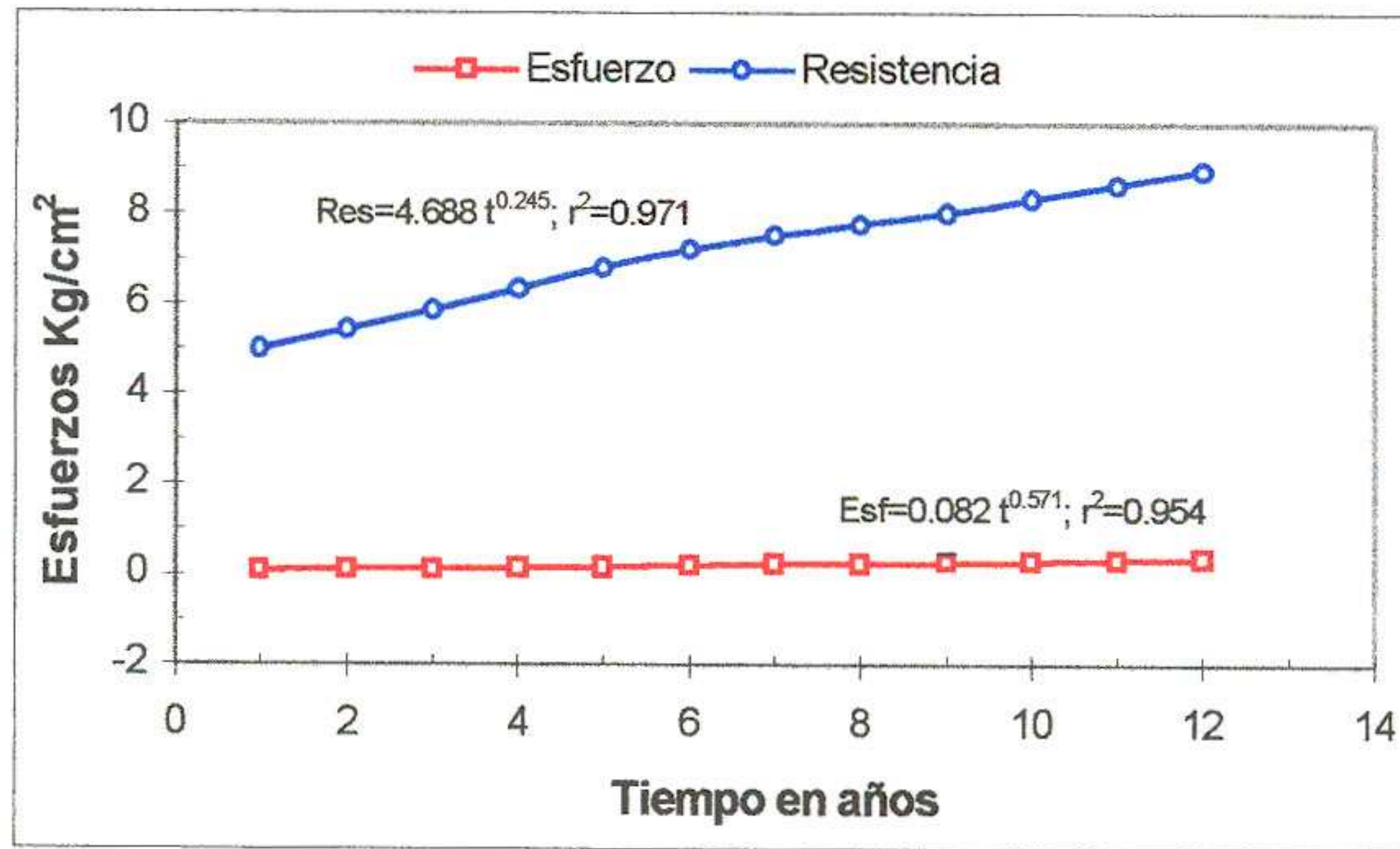


Figura N° 16: Tramo: San Mateo – Morococha; Evolución de Esfuerzos y Resistencias

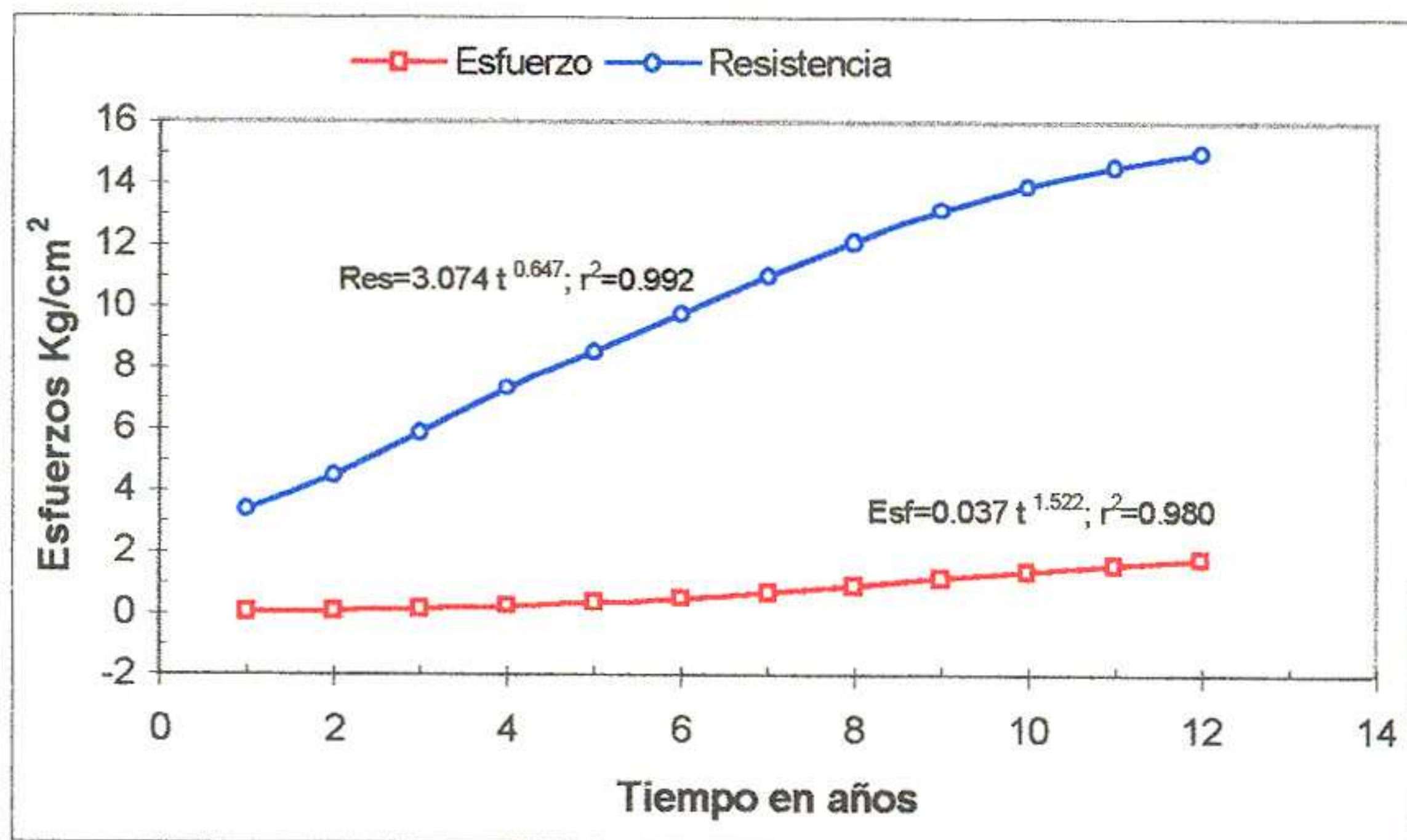


Figura N° 17: Tramo: Morococha – La Oroya; Evolución de Esfuerzos y Resistencias

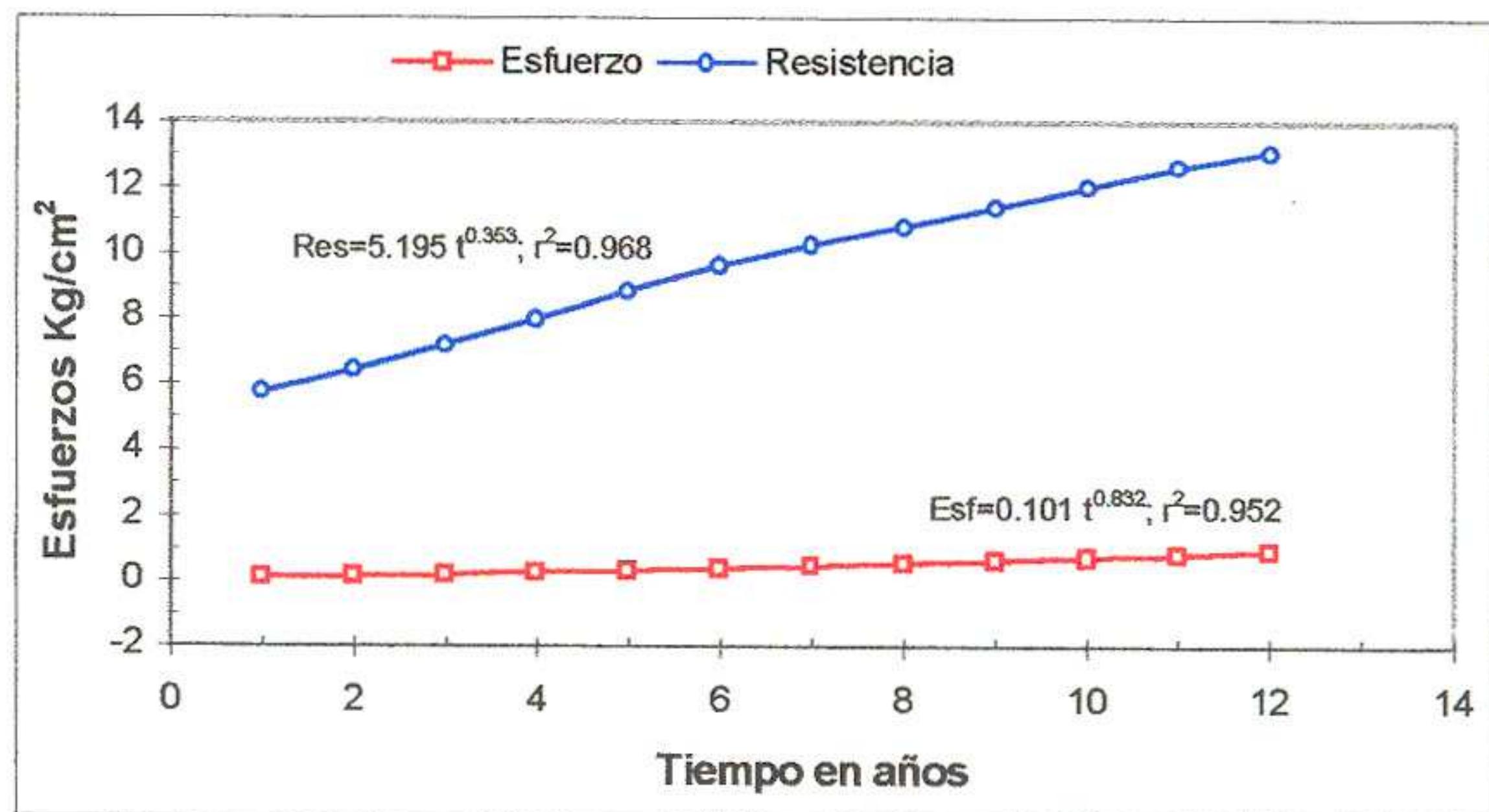


Figura N° 18: Tramo: Huayre - Chicrin; Evolución de Esfuerzos y Resistencias



En conclusión se puede afirmar que el mecanismo de agrietamiento por baja temperatura tiene una baja probabilidad de ocurrencia; los resultados del análisis en el modelo demuestran que en ninguno de los tramos evaluados se alcanza la probabilidad de que  $[\sigma - H] > 0$  (Ver Anexo 06). Conclusión que concuerda con los rangos de temperatura asociados a los dos tipos de agrietamiento térmico<sup>(07)</sup>, en cual considera que agrietamientos por baja temperatura solo ocurrirán para temperaturas menores a 20°F (-7°C) y agrietamientos por fatiga térmica ocurrirán para rangos térmicos de 20 a 70°F (-7 a 21°C), (Carpenter,1983).

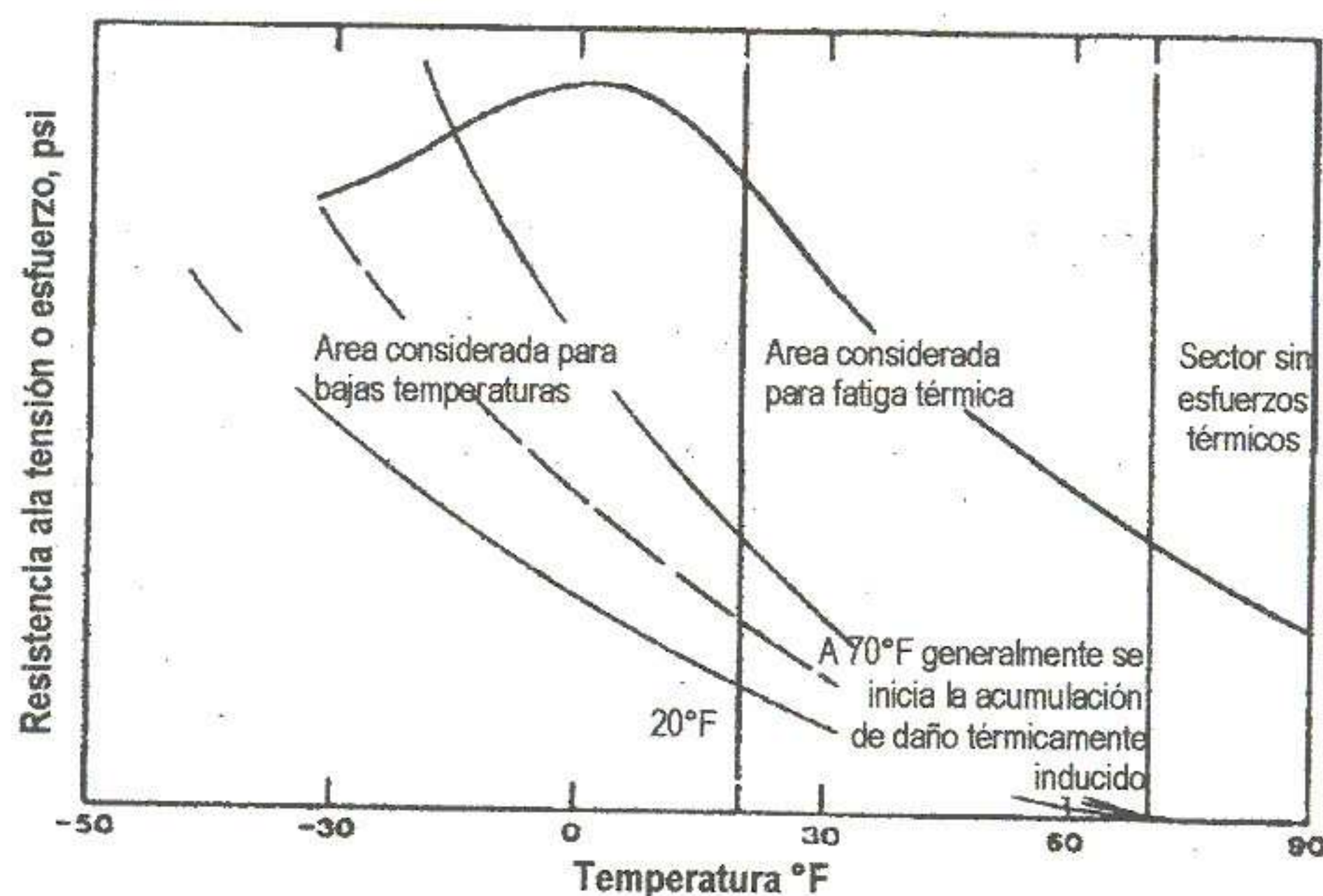


Figura N°19: Temperaturas asociados a diferentes tipos de agrietamiento térmico (Carpenter,1983)

#### 4.2 AGRIETAMIENTO POR FATIGA TERMICA

Debido a que la probabilidad de ocurrencia de grietas por baja temperatura son prácticamente descartadas en los tramos de estudio, se ha considerado que el mecanismo de falla por fatiga térmica sea la que represente el deterioro por efecto térmico, según lo detalla las siguientes figuras.

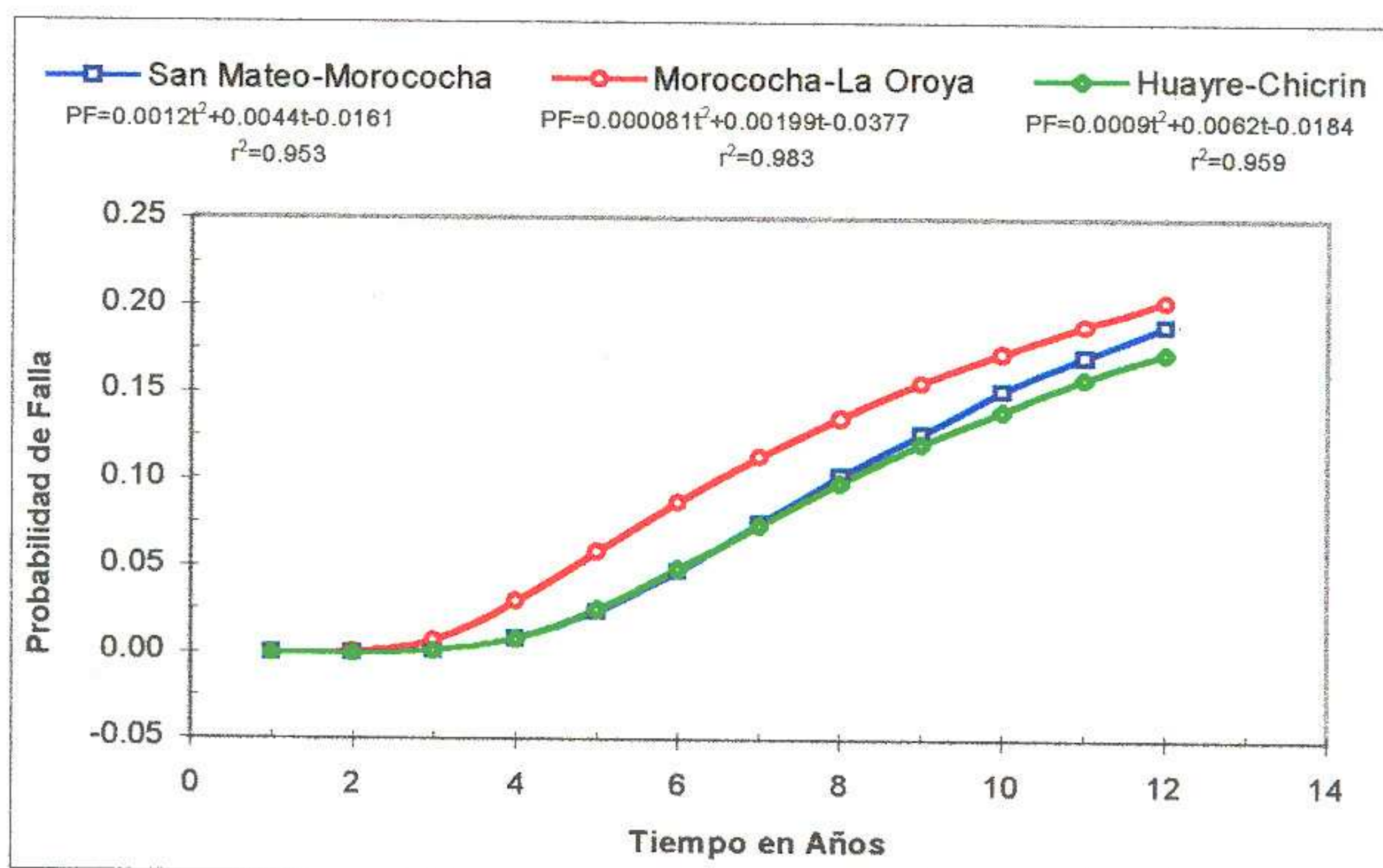


Figura N° 20: Pronóstico de agrietamiento por fatiga térmica bajo el criterio de esfuerzos constantes Shell 01



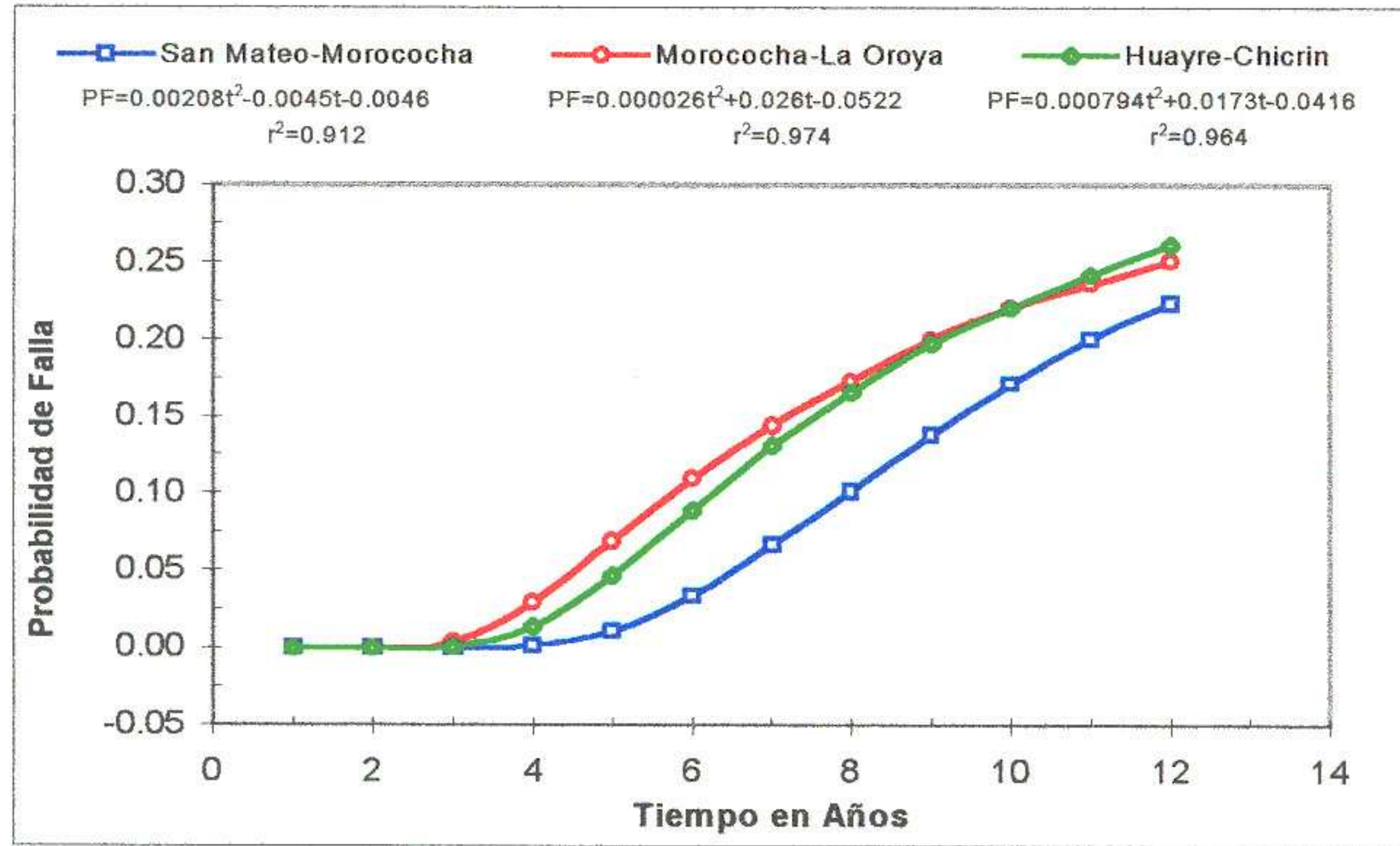


Figura N° 21: Pronóstico de agrietamiento por fatiga térmica bajo el criterio de deformaciones constantes Shell 02

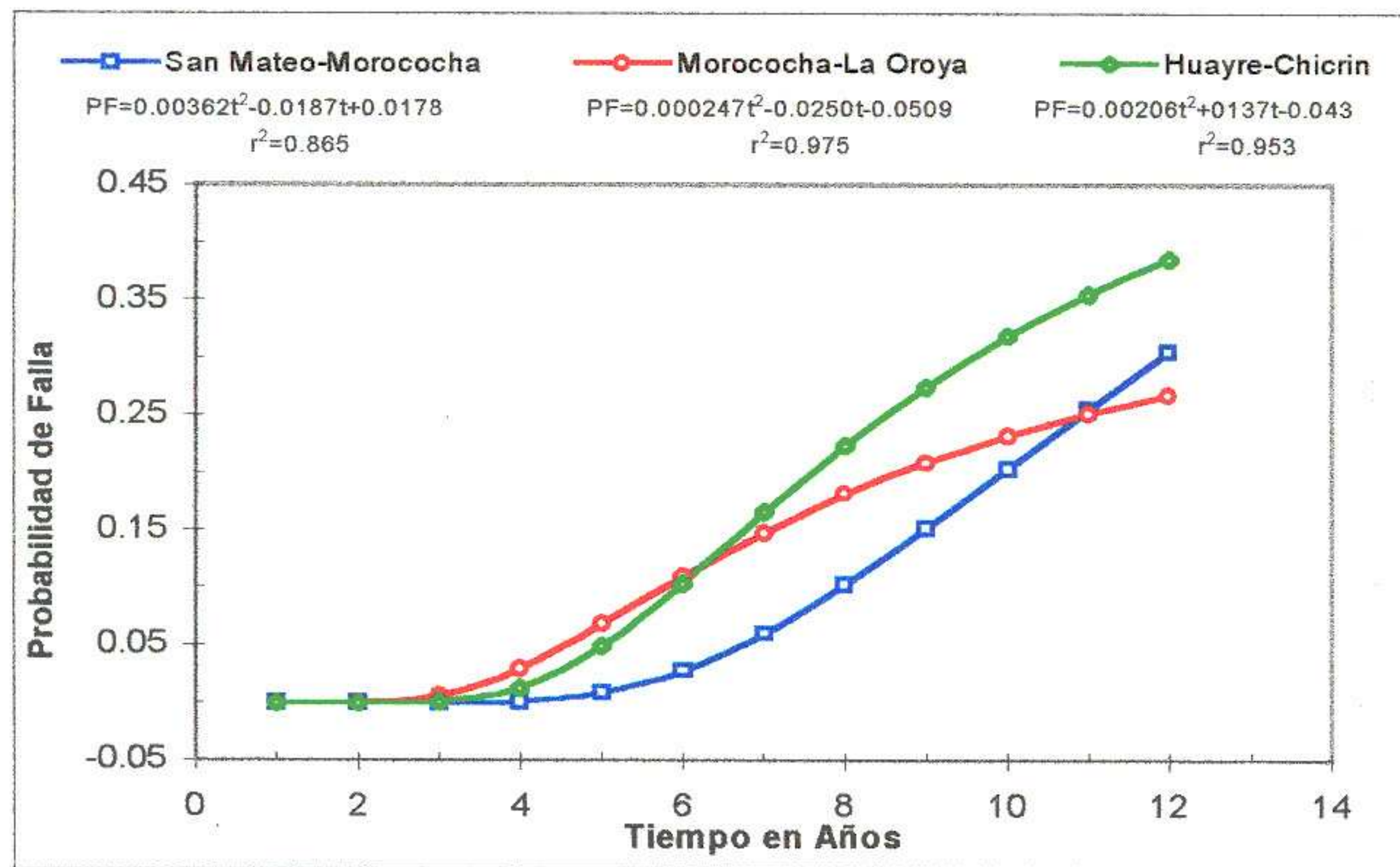


Figura N° 22: Pronóstico de agrietamiento por fatiga térmica bajo el criterio de esfuerzos constantes Instituto de Asfalto

De acuerdo con la Sección 3.5.3 las mediciones encontradas en campo, expresadas como proporción de daño, ha permitido la calibración para los tres criterios de falla incorporados en el modelo (Shell 01, Shell 02 e Instituto del Asfalto). Los resultados de los pronósticos en los tres tramos estudiados se muestran en las figuras 20, 21 y 22.

Como se puede apreciar los tres criterios de fatiga térmica, ofrecen una tendencia clásica de deterioro por efecto de fatiga donde las proporciones de daño se incrementan en función del tiempo, pero con comportamientos diferentes, normalmente este se desarrolla con poca incidencia en los primeros años, para



luego alcanzado su ciclo de vida esta se desarrollará con una evolución acelerada hasta el colapso del pavimento.

Por consiguiente para la adopción del criterio que mejor represente el efecto térmico en el ámbito de estudio, se plantea que éste deba guardar relación con las siguientes consideraciones:

- Mayor daño a mayor gradiente térmica observada.
- Menor daño a mejor proporción de mezcla asfáltica (< % vacíos, > %asfalto, gradación continua de agregados)
- Mayor daño a mayor deterioro de propiedades del asfalto →oxidación (penetración, punto de ablandamiento, índice de penetración).
- Mayor daño a mayor dureza de asfalto utilizado (Pen 85-100 Vs Pen 120-150).

Aunque no todos estos requisitos son cumplidos satisfactoriamente en cada tramo estudiado, existe un orden de deficiencias que nos permitirá adoptar el daño que se espera en cada tramo en forma más aproximada.

Tramo-01: San Mateo – Morococha:

Presenta el menor nivel de gradiente térmico (13.1°C promedio anual); muestra un grado intermedio de envejecimiento en el asfalto usado; cuenta con el mayor porcentaje de asfalto (6.63%), el tipo de asfalto usado es el PEN 120-150; sin embargo presenta un porcentaje de vacíos alto (5.48%) y una mala gradación de agregados de acuerdo con las franjas estandar. Ver Cuadros 07, 08, 09 y Anexo 07.

Tramo-02: Morococha – La Oroya:

Presenta el más alto gradiente térmico (20.7°C promedio anual), superior al tramo-03 y tramo-01, respectivamente; muestra el mayor grado de envejecimiento en el asfalto usado; cuenta con un porcentaje de asfalto (6.23%); el tipo de asfalto usado es el PEN 85 - 100; presenta un porcentaje de vacíos alto (5.39%) y sin embargo su gradación de agregados es aceptable, mejor que en el tramo-03 y tramo-01 respectivamente. Ver Cuadros 07, 08, 09 y Anexo 07

Tramo-03: Huayre – Chicrin:

Presenta un gradiente térmico intermedio (13.7°C promedio anual), entre los tramos-01 y tramo-02; muestra también el menor nivel de envejecimiento en el asfalto usado; tiene un porcentaje de asfalto igual a (6.23%); el tipo de asfalto usado es el PEN 120-150; presenta un porcentaje de vacíos igual a (3.05%) y su gradación es aceptable después del tramo-02. Ver Cuadros 07, 08, 09 y Anexo 07.

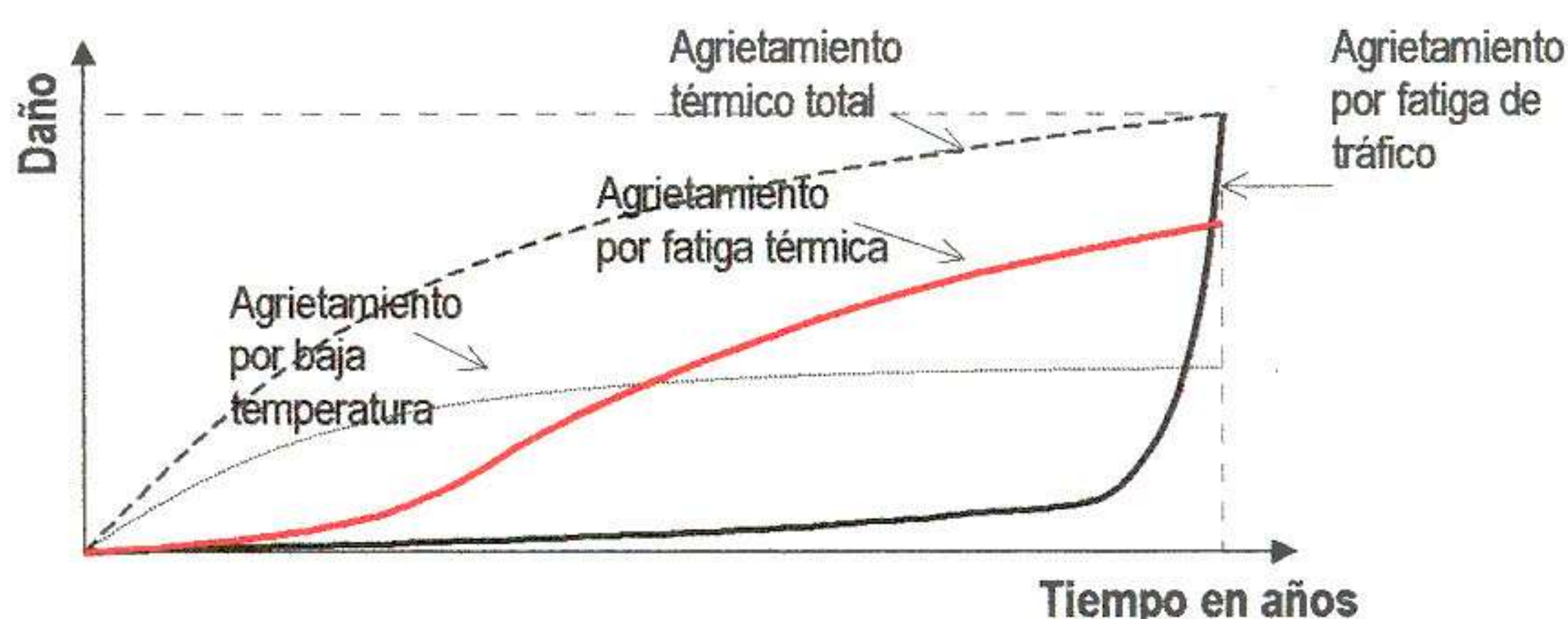
Como se puede observar, el análisis anterior muestra una variabilidad de resultados por cada tramo evaluado y criterio de falla utilizado, lo cual no necesariamente significa procedimientos inapropiados para el



análisis de fatiga, sino se trata de la adaptación más cercana al fenómeno de fatiga de origen térmico. Sin embargo el criterio de falla representado por el método Shell 01, demuestra un comportamiento más lógico a las consideraciones citadas líneas arriba. Es decir si las condiciones climáticas, nivel de envejecimiento del asfalto, tipo de asfalto usado y composición en la mezcla observados en el tramo-02 son más críticas que en los otros dos tramos, será éste tramo el que tenga una tendencia de mayor daño, como lo demuestra la figura N°20. Por otra parte el tramo-01 y tramo-03, muestra una diferencia pequeña en los niveles de daño alcanzados, a pesar de que las condiciones climáticas y tipo de asfalto usados son similares, desarrollándose la menor proporción de daño en el tramo-03, lo cual se debe a que este tramo presenta un menor nivel de envejecimiento en el asfalto utilizado (ver figuras 06, 07 y 08 y Cuadro 09) y mejor composición de su mezcla.

Por otra parte las proyecciones mostradas por los criterios Shell 02 e Instituto del Asfalto, ofrecen tendencias que no guardan relación con las consideraciones expuestas; donde en algunos tramos la evolución de las proporciones de daño se mantienen luego de un período de servicio, mientras que en otros se manifiesta una mayor tendencia al incremento, incluso presentan intersecciones de durante la evolución.

De acuerdo con Huang (1993), el criterio de prueba a esfuerzo constante utilizado por el método Shell 01 e Instituto del Asfalto, contemplan su aplicabilidad a pavimentos cuyo espesor sea mayor de 6 pulg., además considera que el componente principal es la carga de tránsito; en nuestro caso, el componente principal es la carga térmica. Indica además que cuando el concreto asfáltico se pone más débil bajo las cargas cíclicas, la deformación se incrementará con el número de repeticiones hasta que se fracture. Por otra parte, el criterio de falla para pruebas a deformaciones constantes (Shell 02), es aplicable a pavimentos con espesores menores de 2 pulg. y se considera que la deformación es gobernada por las capas subyacentes y que ésta no es afectada por la disminución de la rigidez; consideración que se encuentra más apropiada a cargas de tráfico. Por lo tanto se valida el criterio de fatiga térmica (figura N°20) por el criterio de esfuerzos constantes definido por el método Shell 01.



**Figura N° 23: Comparación de daños causados entre el efecto térmico y cargas de tráfico**

La figura N° 23, muestra la forma como evolucionan los daños causados por efecto térmico y tráfico durante su período de servicio. Como se puede observar el agrietamiento térmico total se desarrolla como la suma de los daños causados por bajas temperaturas y fatiga térmica, este último ha demostrado en la presente investigación que es el único responsable de los daños causados en los pavimentos de altura, sobre la cual se deberá añadir el efecto del tráfico a fin de obtener el nivel de daño total.



## CAPITULO V

### VALIDACIÓN DE HIPOTESIS

#### 5.1 PRIMERA HIPOTESIS

*"El comportamiento de las carpetas asfálticas en zonas de altura puede ser prevista a partir de modelos mecánicos que evalúen esfuerzos y deformaciones en el concreto asfáltico, considerando niveles de gradiente térmico, propiedades de asfaltos y características de mezclas empleadas; a fin de establecer relaciones en el período de vida en la carpeta asfáltica".*

El comportamiento de las carpetas asfálticas sometidas a gradientes térmicas, ha sido pronosticado mediante la implementación del modelo propuesto por Shahin y McCullough. Este modelo ha demostrado que el mecanismo de falla por baja temperatura es poco probable y que el fenómeno cíclico de la temperatura diaria, genera fatiga en los pavimentos construidos en los tramos de altura de la carretera central: San Mateo – Morococha, Morococha – La Oroya y Huayre – Chicrin. Por lo tanto las Proporciones de Daño encontrados por el modelo, mediante el criterio de la Shell (Bonnaure, et. al., 1980), para pruebas de esfuerzo constantes; expresan la cuantificación del gradiente térmico en el nivel de esfuerzos y deformaciones, así como representa la influencia de la temperatura en el periodo de vida de las carpetas asfálticas estudiadas. Dicho de otra manera, las Proporciones de Daño encontradas, expresan la probabilidad de ocurrencia de agrietamiento en un pavimento de altura en un tiempo de servicio dado, debido a fenómenos de fatiga térmica. El Cuadro N°13 y figura N°20, indican las Proporciones de Daño y su evolución en términos de probabilidad, encontrados para los tres tramos de estudio. Por lo tanto se valida la primera hipótesis de nuestra investigación considerando que las respuestas del modelo han sido calibradas con observaciones reales de campo.

**Cuadro N°13: Probabilidad de ocurrencia de agrietamiento por fatiga térmica.**

Año	Tramo-01	Tramo-02	Tramo-03
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0003	0.0000
3	0.0011	0.0073	0.0010
4	0.0080	0.0294	0.0080
5	0.0239	0.0582	0.0250
6	0.0475	0.0869	0.0485
7	0.0749	0.1131	0.0735
8	0.1020	0.1357	0.0985
9	0.1271	0.1562	0.1210
10	0.1515	0.1736	0.1401
11	0.1711	0.1894	0.1587
12	0.1894	0.2033	0.1736



## 5.2 SEGUNDA HIPOTESIS

*"De acuerdo con el concepto de diseño de la Guía AASHTO-93, el comportamiento de un pavimento se traduce en el desempeño de la Serviciabilidad durante un período dado, por lo tanto se puede establecer también pérdida de Serviciabilidad por efectos térmicos para zonas de altura, a partir de simulaciones de deterioro de la superficie asfáltica, bajo la influencia de la temperatura".*

El procedimiento de diseño de pavimentos de mayor uso en nuestro medio es el proporcionado por la Guía AASHTO-93, cuya filosofía se basa en el concepto de comportamiento o Serviciabilidad<sup>(35)</sup>. Este representa un medio para diseñar un pavimento considerando un volumen específico de tráfico total y un mínimo nivel de Serviciabilidad deseado al final del periodo de servicio.

Los factores que influyen mayormente en la pérdida de Serviciabilidad en un pavimento, de acuerdo con la Guía AASTHO-93, considera: el tráfico, edad y medio ambiente. Sobre este último punto la Guía ha hecho un esfuerzo de tomar en cuenta los efectos del medio ambiente en el comportamiento del pavimento, en situaciones donde se encuentren arcillas expansivas o levantamientos por heladas. Así el cambio total en el PSI (Present Serviceability Index) en cualquier momento puede ser obtenido, sumando los efectos ambientales y del tráfico.

$$\Delta\text{PSI} = \Delta\text{PSI}_{\text{tráfico}} + \Delta\text{PSI}_{\text{medio ambiente}} \quad \dots(27)$$

Donde:

- $\Delta\text{PSI}$  = Pérdida de serviciabilidad total
- $\Delta\text{PSI}_{\text{tráfico}}$  = Pérdida de serviciabilidad a causa del tráfico (EAL)
- $\Delta\text{PSI}_{\text{medio ambiente}}$  = Pérdida de serviciabilidad por hinchamiento y/o levantamiento por helada en el suelo de fundación.

La pérdida de Serviciabilidad debido a fenómenos ambientales que evalúa la Guía<sup>(36)</sup>, se describe en su Apéndice G "Tratamiento de Expansión de la Subrasante y/o Hinchamiento por Heladas en el Diseño"; en ambos casos son procedimientos probabilísticos, cuyos conceptos permitirán proponer una relación similar pero por efecto de la temperatura. En el primer caso la pérdida de Serviciabilidad por expansión de suelos depende de la probabilidad de la presencia de suelos expansivos y la condición extrema para una expansión vertical. El procedimiento en el segundo caso, considera que la pérdida del PSI depende de la probabilidad de levantamiento por congelamiento en el área y la pérdida potencial de Serviciabilidad que se espera en el diseño, considera también un factor  $\phi$  (razón de hinchamiento por heladas [mm/día]) que depende del tipo de material de las capas de suelo, el porcentaje de material fino, la calidad de drenaje y la altura de penetración de heladas.

De acuerdo con las conclusiones de la Sección 2.1.1 y 2.1.2, se reconoce que las causas que motivan la presencia de grietas prematuras en el presente estudio no pueden ser atribuidas a un comportamiento



anómalo de los materiales granulares, drenaje o congelamiento de los suelos<sup>(29,30)</sup>; por lo tanto, las consideraciones de efectos ambientales como hinchamiento de suelos y levantamientos por heladas no corresponden al análisis del presente estudio. Sin embargo, se ha encontrado que fenómenos como el gradiente térmico tienen una incidencia directa en el comportamiento de las superficies de rodadura, como lo demuestra los resultados modelo. Por consiguiente si este factor conduce a una pérdida significativa de Serviciabilidad o calidad de manejo, durante el periodo de análisis, la Guía considera que se deba incluir este factor en el análisis de diseño de estructuras de pavimentos.

Por lo tanto si los resultados del modelo expresan la probabilidad que ocurra agrietamiento debido a fenómenos de fatiga térmica, sobre una superficie de rodadura de concreto asfáltico, la pérdida de Serviciabilidad deseada al final del periodo de análisis, quedará afectada y puede ser determinado por la probabilidad de ocurrencia de agrietamiento térmico desarrollados por el modelo Shahin y McCullough. Por consiguiente la pérdida de Serviciabilidad debido a agrietamiento por fatiga térmica, puede ser calculado mediante la relación.

$$\Delta\text{PSI}_{\text{AF}} = P_{\text{AF}} \times \Delta\text{PSI} \quad \dots(28)$$

Donde:

$\Delta\text{PSI}_{\text{AF}}$ : Pérdida de Serviciabilidad debido a agrietamiento por fatiga térmica.

$P_{\text{AF}}$ : Proporción de Daño o Probabilidad de ocurrencia de agrietamiento por fatiga térmica.

$\Delta\text{PSI}$ : Pérdida de Serviciabilidad esperada o pérdida de Serviciabilidad total.

De acuerdo con las exigencias para el diseño de pavimentos asfálticos en proyectos desarrollados en nuestro país, la pérdida Serviciabilidad para un período de análisis, debe ser  $\Delta\text{PSI} = 2$ . Sin embargo los resultados de la mediciones del PSI al termino de la conclusión de las obras de pavimentación en nuestro país no necesariamente se inician con  $\text{PSI}_{\text{Inicial}} = 4$ ; como lo demuestra las mediciones de PSI (ver Cuadro N°02), ejecutadas por la Supervisión de las obras de asfaltado del tramo Huayre - Chicrin<sup>(28)</sup>, que concluyó en un valor de  $\text{PSI}_{\text{Inicial}} = 3.70$  (Del Aguila, 1997), este valor se ha podido contrastar con mediciones efectuadas por la Consultora AIC Progetti – Siproma<sup>(25)</sup> por encargo del MTC, en fechas cercanas a las mediciones antes citadas, los que concluyeron en un valor de  $\text{PSI}_{\text{Inicial}} = 3.72$ . Respecto a los dos tramos restantes, no se cuentan con reportes de mediciones de PSI a la conclusión de obras de pavimentación, sin embargo se conocen reportes de otras mediciones del Serviciabilidad inicial en diversas superficies de pavimento asfáltico en el país, donde los valores de  $\text{PSI}_{\text{Inicial}}$ , son menores que los observados en el tramo citado.

A efectos de establecer la pérdida de Serviciabilidad total en nuestra investigación, se estima que éste alcance  $\Delta\text{PSI}=1.7$ , lo que nos permitirá de acuerdo con la ecuación (28) desarrollar las siguientes curvas de pérdida de Serviciabilidad por efecto térmico para los tres tramos estudiados.



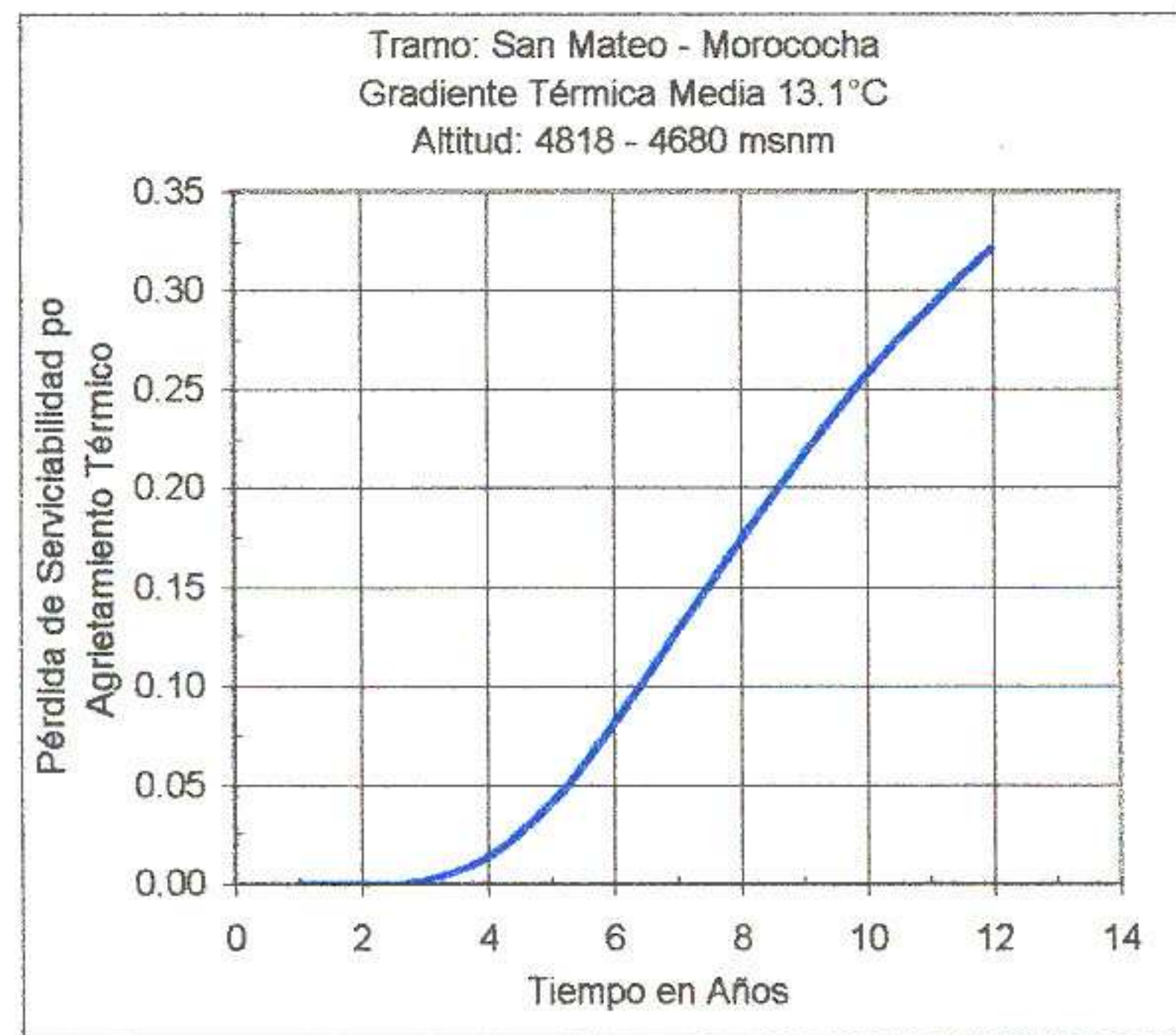


Figura N°24: Pérdida de Serviciabilidad por Agrietamiento Térmico, Tramo 01- $\Delta$ PSI = 1.7

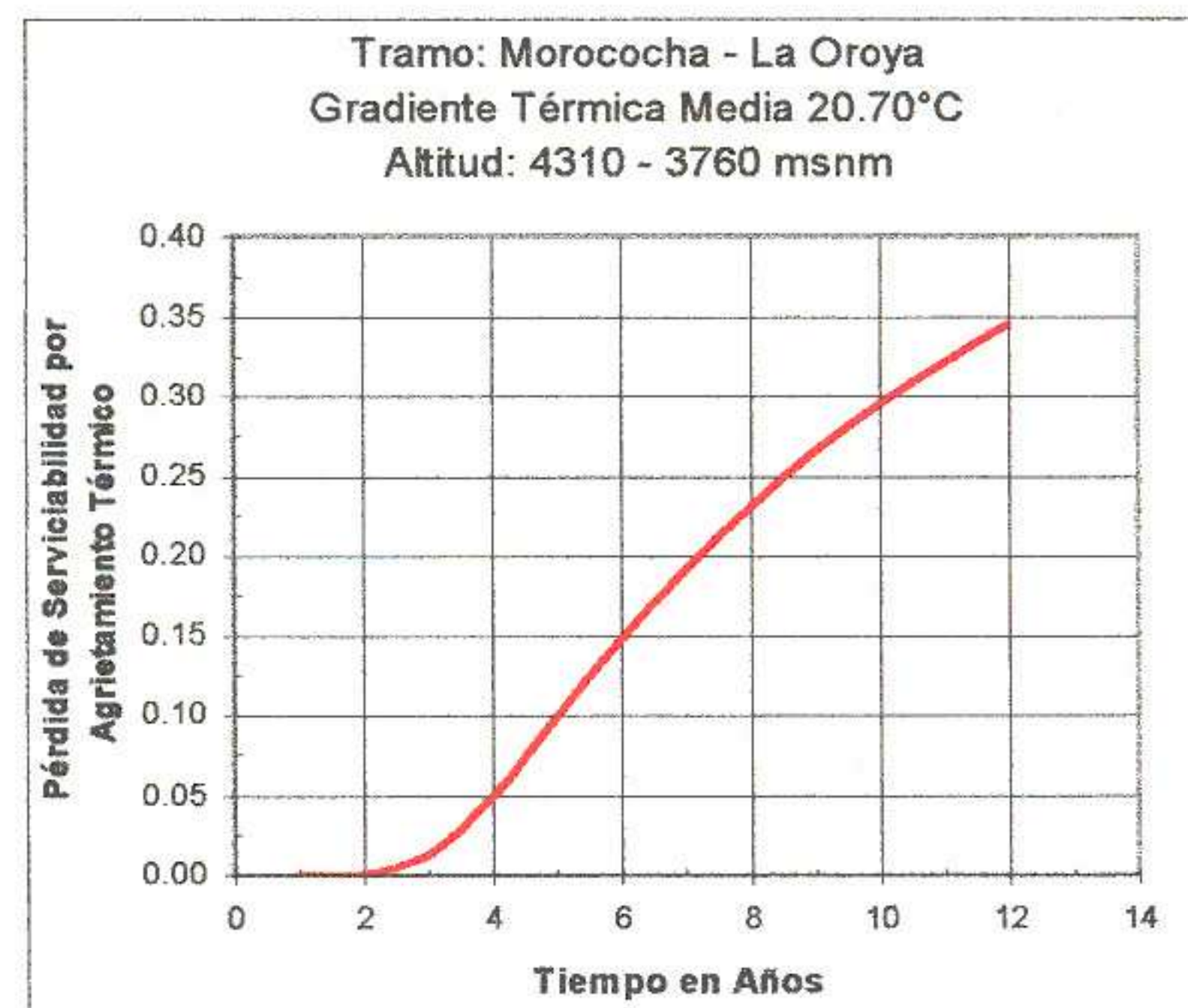


Figura N°25: Pérdida de Serviciabilidad por Agrietamiento Térmico Tramo 02- $\Delta$ PSI = 1.7

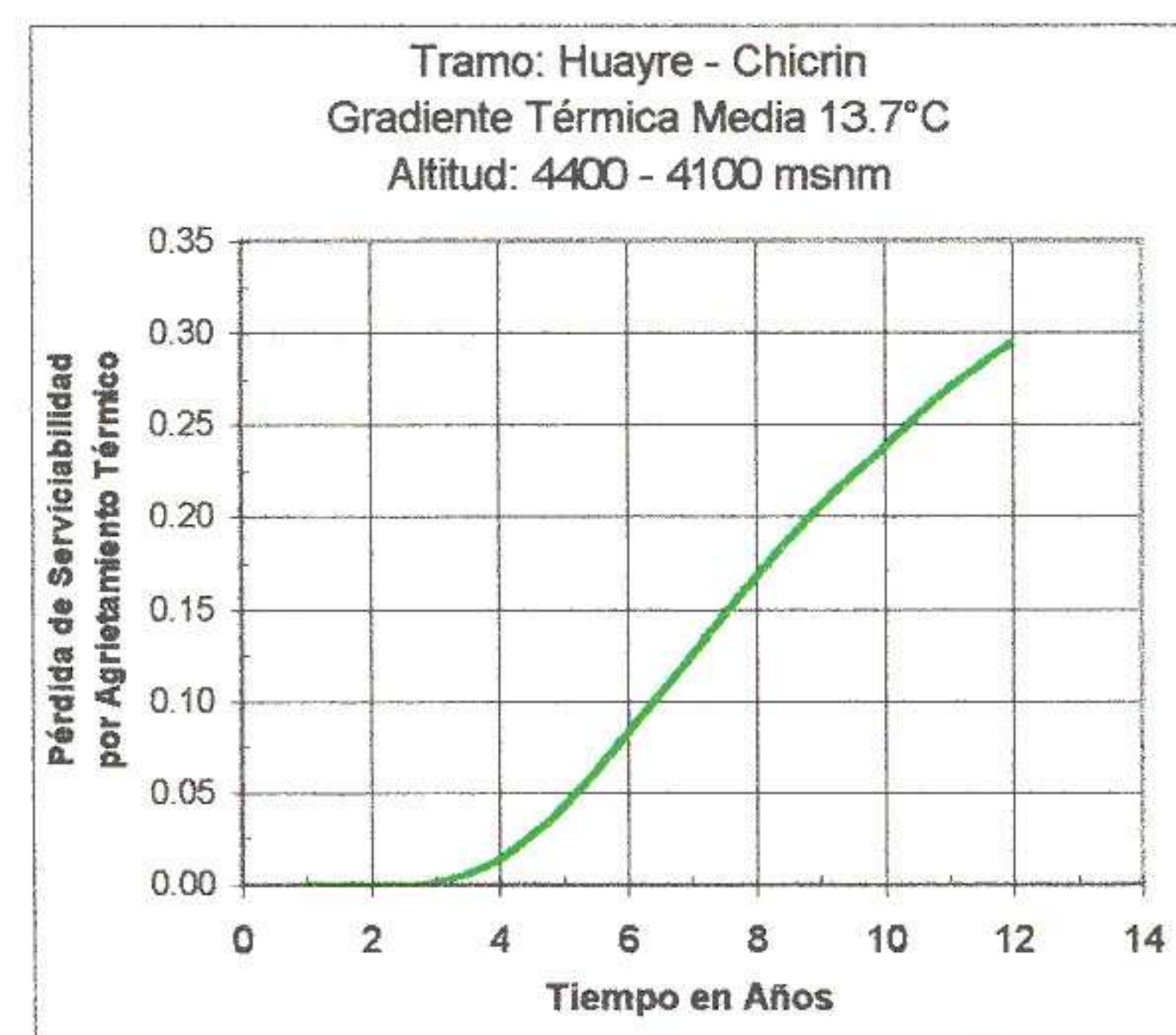


Figura N°26: Pérdida de Serviciabilidad por Agrietamiento Térmico Tramo 03-  $\Delta$ PSI = 1.7



Se debe manifestar que la tendencia de la pérdida de Serviciabilidad por efecto de fatiga térmica, como se muestra en las figuras 24, 25 y 26, exhiben un desarrollo inicial entre el segundo y tercer año casi sin efecto, para posteriormente desarrollarse conforme pasa el tiempo, ello se debe a la ausencia de agrietamiento por baja temperatura (ver figura N°23), motivo por el cual las curvas desarrolladas en el presente trabajo discrepan en forma respecto a las curvas de pérdida de Serviciabilidad propuestas por la Guía AASHTO.

La trascendencia de las curvas mostradas en las figuras 24, 25 y 26, radica fundamentalmente en la metodología encontrada para construir curvas de pérdida de Serviciabilidad debido a agrietamiento de origen térmico para pavimentos construidos en altura. Su aplicación como un medio para abordar el problema térmico de altura, puede incorporarse al procedimiento de diseño de la Guía AASHTO-93 en una primera fase; la segunda fase consistiría en el monitoreo y control durante algún período; para finalmente efectuar los ajustes pertinentes y validar definitivamente el procedimiento.

El agrietamiento térmico, a diferencia del hinchamiento del suelo de fundación o levantamiento por congelamiento, se refiere a los cambios de volumen en la mezcla asfáltica, debido a las altas gradientes de temperatura que ocasionan esfuerzos de tensión y deformaciones que se traducen en grietas, produciendo una distorsión permanente en la superficie del pavimento; a ello se debe añadir el efecto del ingreso de las precipitaciones, donde la actuación combinada inciden en el deterioro prematuro y acelerado del pavimento. Por lo tanto el problema implica tomar las precauciones y el juicio necesarios en el incremento del espesor estructural del pavimento, con atención a la capa asfáltica, ya que está demostrado que el espesor juega un papel importante en la incidencia del agrietamiento térmico (camino de prueba de Santa Ana, Burgess et.al., 1971), debido a que las grietas necesitarán de mayor tiempo para su propagación. No se debe perder la atención en el diseño de las mezclas, el uso de materiales, especialmente asfaltos adecuados y procedimientos constructivos, que son influyentes en el rendimiento y respuesta a los fenómenos ambientales.

De acuerdo con la Guía, el procedimiento que se requiere para tomar en cuenta las consideraciones de medio ambiente, exige efectuar acercamientos de pérdida de Serviciabilidad versus el tiempo, como se muestra en el siguiente ensayo.

Proyecto:	Carretera Morococha - La Oroya
Período de análisis:	10 años
Tasa de crecimiento:	3.3%
EAL:	$11.7 \times 10^6$
SN :	3.36 (Calculado a partir de datos del proyecto <sup>(27)</sup> )
Espesor de carpeta:	10 cm.
PSI inicial:	3.7
Pérdida de PSI de diseño:	$\Delta\text{PSI}=1.7$
Pérdida de PSI por agrietamiento térmico:	$\Delta\text{PSI}_{AF}$ (Cuadro N° 13, tramo-02)



**Cuadro N°14 Período de funcionamiento de una estructura de pavimento**

Iteración	Período de funcionamiento de prueba	Pérdida de serviciabilidad por efecto térmico	Correspondiente pérdida de serviciabilidad debido al tránsito	Tránsito acumulado permisible	Período de funcionamiento
N°	(Años)	$\Delta PSI_{AF}$	$\Delta PSI_{TR}$	EAL	(Años)
1	10	0.295	1.405	$9.5 \times 10^6$	8.3
2	9.0	0.266	1.434	$9.7 \times 10^6$	8.5
3	8.8	0.259	1.441	$9.8 \times 10^6$	<b>8.5</b>

Fuente: Elaboración propia, ejecutada de acuerdo al procedimiento de diseño de la Guía AASHTO-93 y datos de proyecto (ref. 26 y 27)

El ejemplo alcanzó la convergencia en la tercera iteración por lo tanto el período de funcionamiento pronosticado, es alrededor de 8 años. Si reconsideramos el espesor estructural del pavimento, incrementando el espesor de la carpeta en 2 cm. más, por lo tanto el número estructural será  $SN=3.52$ ; entonces el período de funcionamiento de la estructura del pavimento alcanzará:

**Cuadro N°15 Período de funcionamiento de una estructura de pavimento redimensionada**

Iteración	Período de funcionamiento de prueba	Pérdida de serviciabilidad por efecto térmico	Correspondiente pérdida de serviciabilidad debido al tránsito	Tránsito acumulado permisible	Período de funcionamiento
N°	(Años)	$\Delta PSI_{AF}$	$\Delta PSI_{TR}$	EAL	(Años)
1	12.0	0.346	1.354	$12.1 \times 10^6$	10.3
2	11.2	0.327	1.373	$12.4 \times 10^6$	10.5
3	11.0	0.322	1.378	$12.5 \times 10^6$	<b>10.5</b>

Fuente: Elaboración propia, ejecutada de acuerdo al procedimiento de diseño de la Guía AASHTO-93 y datos de proyecto (ref. 26 y 27)

Por consiguiente podemos afirmar la segunda hipótesis de la presente investigación, dado que es posible incorporar la variable GRADIENTE TERMICO, en el proceso de diseño mediante el análisis que ofrece la Guía AASTHO-93.



## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 CONCLUSIONES

- a. Se concluye que de las variables estudiadas, la más importante es el gradiente térmico observado en los tres tramos de la Carretera Central, sin embargo se considera también como importantes en el desempeño de las carpetas asfálticas, el proporcionamiento de las mezclas bituminosas (% de vacíos, % de asfalto y gradación continua de agregados) y las propiedades del asfalto (penetración, punto de ablandamiento e índice de penetración), como una forma indirecta de acercamiento al módulo de rigidez del asfalto a bajas temperaturas, en ausencia de tecnología y equipos en el medio para la medición directa como lo propone las especificaciones SHRP.
- b. Las propiedades del asfalto evaluadas en tres épocas distintas, nos han permitido un acercamiento al efecto de altura en el envejecimiento de las propiedades del asfalto a través del tiempo, debido a que el nivel de deterioro tiene relación con el grado de endurecimiento del asfalto.
- c. El modelo desarrollado representa el comportamiento del pavimento ante la acción del gradiente térmico en un determinado período de tiempo, expresado como Proporción de Daño y ello representa la cuantificación del gradiente térmico en el nivel de esfuerzos y deformaciones de carpetas asfálticas construidas en zonas de altura.
- d. A efectos de calibrar y validar los pronósticos del modelo ensayado es importante compatibilizar los resultados de la simulación con mediciones de agrietamiento considerados de origen térmico en campo, de acuerdo a un plan que permita la identificación adecuada de este tipo de agrietamiento.
- e. De acuerdo con el modelo ensayado, el mecanismo de agrietamiento por baja temperatura tiene poca probabilidad de ocurrencia. En ninguno de los tres tramos estudiados los esfuerzos máximos de tracción superaron la resistencias de las mezclas asfálticas utilizadas. Por lo tanto el mecanismo de agrietamiento por fatiga térmica se considera como el responsable más importante en el deterioro de los pavimentos construidos en zonas de altura.
- f. El criterio de falla que se ajusta en forma más adecuada a efectos de pronosticar el ciclo de vida de pavimentos asfálticos sometidos a problemas de fatiga térmica en zonas de altura, es el desarrollado por Shell (Bonnaure et. al., 1980), para pruebas de esfuerzos constantes. Criterio que ha sido incorporado en el modelo propuesto de Shahin y McCullough, donde el principal indicador (temperatura) desarrolló niveles de daño compatibles con la severidad de las gradientes térmicas, características de las mezclas empleadas y propiedades de los asfaltos observadas en los sectores estudiados.
- g. De acuerdo con la teoría estadística, las Proporciones de Daño encontrados en los tramos de estudio expresan la probabilidad que la falla ocurra en un período dado, para lo cual se ha considerado que la distribución de la población sea del tipo normal. Por lo tanto la Proporción de Daño puede considerarse



como una probabilidad de deterioro por efecto térmico en el rendimiento de una carpeta asfáltica. Por otra parte, de acuerdo con la filosofía de diseño de la Guía AASHTO-93, la Serviciabilidad representa el rendimiento de una estructura de pavimento en un periodo dado.

- h. Por lo tanto, si los resultados del modelo de deterioro expresan la probabilidad que se desarrolle agrietamiento por fatiga térmica sobre una superficie de concreto asfáltico, la pérdida de Serviciabilidad deseada al final del periodo de análisis quedará afectada por la proporción de daño estimada por el modelo de deterioro ensayado. Este análisis permitirá conocer la evolución de la pérdida de la Serviciabilidad por efecto de la temperatura para zonas de altura y su incorporación en el diseño de pavimentos asfálticos puede aplicarse debido a que el agrietamiento de origen térmico genera un efecto potencial en la tasa de pérdida de Serviciabilidad.
- i. Finalmente se debe aclarar que la presente investigación solo ha desarrollado un acercamiento al efecto de deterioro debido la influencia de la temperatura, el cual puede ser complementado mediante el uso de modelos de análisis multicapa e introducir el efecto de cargas de tráfico; este sumado al análisis de deterioro por efecto térmico estudiado en el presente trabajo, permitirá una aproximación más completa del comportamiento de nuestros pavimentos.

## 6.2 RECOMENDACIONES

- a. Se recomienda, como una alternativa que contempla los efectos de altura en nuestro medio, el proceso de diseño implementado por la Guía AASTHO-93, considerando la incorporación de un modelo de deterioro por efectos de fatiga térmica que exprese el nivel de agrietamiento en términos de Pérdida de Serviciabilidad durante el periodo de análisis. Incorporación que permitirá por medios iterativos la recomposición del espesor estructural del pavimento con atención a la capa asfáltica, hasta que sea capaz de absorber los efectos térmicos y permitir que el pavimento alcance la Serviciabilidad deseada en un tiempo equivalente al periodo de análisis del pavimento que se diseñe.
- b. El modelo recomendado para este fin es el propuesto por la Universidad de Texas(Shahin y McCullough, 1972), debido a que éste es un método que presenta un buen acercamiento a los efectos de la temperatura en pavimentos asfálticos. Es decir el procedimiento de cálculo de esfuerzos implica una situación de esfuerzo térmico que puede esperarse en el campo. Para tal efecto el modelo se apoya en cálculos y estimaciones teóricas - experimentales, lo que permite que las variables disponibles sean más accesibles.
- c. La investigación desarrollada toma información climática, composición de mezcla y propiedades de asfaltos usados en la fase de construcción y de puesta en servicio luego de un periodo. Este último aspecto ha conllevado suponer cierto tipo de comportamiento de las propiedades del asfalto, sin embargo se recomienda a efectos de lograr un mayor acercamiento sobre la influencia de la temperatura en pavimentos de altura, la evaluación periódica especialmente del comportamiento de los asfaltos usados. Así mismo se hace necesario un mayor control de mediciones de agrietamiento por efecto térmico y tráfico a fin de posibilitar mayores puntos de calibración tanto para simulaciones de deterioro



por efectos ambientales y de tráfico para de esta forma posibilitar el desarrollo de metodologías como lo propone esta investigación para el control de la performance en nuestros pavimentos de manera más cercana a la realidad.

- d. Con cara al futuro, será necesario implementar mayores líneas de investigación, primero contemplando la influencia de la temperatura para diversas zonas consideradas de altura en nuestro país, para de esta forma contar con un solo criterio consolidado, que aborde este tema. En segundo término se deberá complementar mediante el uso de modelos de análisis multicapa el efecto del tráfico y a través de una comparación con resultados reales en campo podrá darse una validación definitiva del método propuesto en el presente trabajo. Finalmente deberá también abordarse el tema de la influencia de la temperatura en el proporcionamiento de las mezclas, considerando la variación del contenido de asfalto, porcentaje de vacíos relación flujo/estabilidad e insistir en la investigación de temas como la exposición solar, envejecimiento de los asfaltos fabricados por las refinerías locales y mediciones dinámicas directas de módulo de rigidez en asfaltos y mezclas producidas en nuestro país. Aspectos que permitirán un mayor acercamiento al problema abordado en la presente investigación.



## REFERENCIAS

01. M. Sancho y J Domínguez. "Mapa de Areas Geográficas del Perú, para la Selección de los Grados de Asfaltos SUPERPAVE". IV Congreso Nacional del Asfalto APC, Lima, 2000.
02. Van Der Poel. "A General System Describing the Visco-Elastic Properties of Bitumens and of Its Relation to Routine Test Data". Journal of Applied Chemistry, pp. 221-236, 1954.
03. W. Heukelom & A.J.G. Klomp. "Road Design and Dynamic Loading, Proceedings". Association of Asphalt Paving Technologists. 1964.
04. Yang H. Huang. "Pavement Analysis and Design". PRENTICE HALL, 1993.
05. W. Van Draat & P. Sommer. "Ein Gerät zur Bestimmung der Dynamischen Elasticitätsmoduln vor Asphalt". Strasse und Autobahn, 1965.
06. William L. Haberman y Jones E.A. John "Termodinámica para Ingeniería con Transferencia de Calor". Trillas, 1996.
07. Ted S. Vinson, Vicent C. Janoo and Ralph C.G. Has. "Low Temperature and Thermal Fatigue Cracking". SHRP, 1989.
08. W.R. Barker, W.N. Brabstone and Y.T. Chou. "A General for the Structural Design of Flexible Pavements". Proceedings, The Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, 1977.
09. Pheiffer, J.P. and Van Doormaal, P.M. "The Rheological Properties of Asphaltic Bitumen". J. Institute Petroleum Technologists, 1936.
10. R. E. Bisso. "Los Asfaltos, Tecnología y Aplicaciones". Petro Perú, 1998.
11. G. Thenoux. "Diseño Estructural de Pavimentos, Diagnostico y evaluación". Seminario Pontificia Universidad Católica de Chile, 1999.
12. Hills, J.F. and Brien, D. "The Fracture of Bitumens and Asphalt Mixes by Temperature Induced Stresses", Proceedings, AAPT, 1966.
13. W. Heukelom. "Observations on the Rheology and Fracture of Bitumens and Asphalt Mixes". Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, pp. 358-399, 1966.
14. Gaw, W. J., Burgess, R.A., and Young, F.D. "St. Anne Test Road – Road Performance After Five Years and Laboratory Predictions of Low Temperature Performance", Proceedings, CTAA, 1974.
15. Asphalt Institute. "Design Techniques to Minimize Low Temperature Asphalt Pavement Transverse Cracking". Research Report N° 81-1, RR-81-1, 1981.
16. G. Vivar. "La Necesidad de un Diccionario de Fallas". III Congreso Nacional del Asfalto APC, Lima, 1999.
17. C. Chang. "Nuevas Especificaciones SUPERPAVE para el Diseño de Mezclas Asfálticas y su Uso Posible en el Perú". XI Congreso Nacional de Ingeniería Civil, CIP - Consejo Departamental de La Libertad, Trujillo, 1997.



18. J. Torrejon. "Tecnología SHRP-SUPERPAVE, Evaluación de su Aplicabilidad en Chile (Primera y Segunda Etapas)". X Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto, Asociación Española de la Carretera, Sevilla - España, 1999.
19. Jacob Greenstein. "Evaluación de los Procedimientos de Construcción y del Control de Calidad del Concreto Asfáltico Usado en la Carretera Oroya - Huanuco". DGC-MTC, 1982.
20. Y. Herrera y A. Garcia. "Comportamiento de Mezclas Asfálticas en Caliente en Zonas de Altura". II Congreso Latinoamericano del Asfalto", 1983.
21. J. Greenstein, Y. Herrera y A. García. "Monitoring Asphalt Concrete Performance at High Altitudes in the Peruvian Andes". Transportation Research Record, pp. 150-158, 1985.
22. N.W. McLeod. "Asphalt Cement: Pen-Vis Number and Its Application to Moduli of Stiffness". ASTM Journal of Testing and Evaluation, 1976.
23. Consorcio Vial Tarma. "Informes de Supervisión Carretera Morococha - La Oroya ". CVT, 1986 - 1988.
24. M. Montalvo. "Proyecto de Carreteras en Zonas Andinas". I Congreso Nacional del Asfalto APC, Lima, 1997.
25. AIC Progetti - Siproma. "Determinación del Estado de la Superficie, Carretera Lima - La Oroya - Huanuco". AIC.Inffin.Doc 4 - MTC, 1997.
26. BCEOM - OIST. "Sistema de Gestión de Carreteras". MTC, 1999.
27. MTC. "Carretera Morococha - La Oroya". Estudios elaborados por Geotécnia - Alpha Consult, 1993, informes de Supervisión TYPESA - OIST- MOTLIMA, 1996.
28. MTC. "Carretera Huayre - Chicrin". Estudios elaborados por EICA - HOB Consultores, 1994, informes de Supervisión AIC Progetti - SPA - HOB, 1997.
29. F. Alva. "El Desarrollo y Aplicaciones de Pavimentación Asfáltica para las Diversas Regiones del Perú". III Congreso Nacional del Asfalto APC, Lima, 1999
30. G.B Sower. And G.F.Sower. "Introductory Soil Mechanics and Foundations" Elsevier, 1988.
31. J.O. Agnusdei. "Durabilidad de asfaltos y Mezclas Asfálticas, Bajo Distintas Condiciones de Servicio". IV Congreso Nacional del Asfalto APC, Lima, 2000.
32. Asoc. Hidroservice - HOB - Consultores. "Análisis del tipo de Cemento Asfáltico a ser Utilizado y Recomendaciones para la Fabricación y Control de mezcla Asfáltica en Caliente". Hidroservice - HOB/MTC, 1997.
33. Kumar, A., And Goetz, W.H. "Asphalt Hardening as Affected by Film Thickness, Voids and Permeability in Asphaltic Mixtures". Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, 1977.
34. Coons, R.F. and Wright, P.H. "An Investigation of the Hardening of Asphalt Recovered From Pavement of Various Ages". Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, 1968.
35. AASHTO. "Guide for Design of Pavement Structures". AASHTO, Washington, D.C. 1993.



## BIBLIOGRAFIA

- AASHTO. "Guide for Design of Pavement Structures". AASHTO, Washington, D.C. 1993.
- Asphalt Institute. "Thickness Design Asphalt Pavements for Highway and Street". MS-1, AI-1991.
- Asphalt Institute. "Asphalt Overlays for Highway and Street Rehabilitation". MS-17, AI-1983.
- Asphalt Institute. "Design Techniques to Minimize Low Temperature Asphalt Pavement Transverse Cracking". Research Report N° 81-1, RR-81-1, 1981.
- Asociación Española de Carreteras. "X Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto" AEC, Sevilla, 1999.
- Asociación Peruana de Caminos. "I Congreso Nacional del Asfalto" APC, Lima, 1997.
- Asociación Peruana de Caminos. "II Congreso Nacional del Asfalto" APC, Lima, 1998.
- Asociación Peruana de Caminos. "III Congreso Nacional del Asfalto" APC, Lima, 1999.
- Asociación Peruana de Caminos. "IV Congreso Nacional del Asfalto" APC, Lima, 2000.
- Colegio de Ingenieros del Perú - Consejo Departamental de La Libertad. "XI Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Trujillo, 1997.
- C. Crespo. "Vías de Comunicación". Limusa, 1996.
- D.C. Baird. "Experimentación, una Introducción a la Teoría de Mediciones y al Diseño de Experimentos". Prentice Hall, 1991.
- E.J. Yoder. "Principles of Pavements Design". Chapman & Hall, 1959.
- F. Domínguez y A. Nieves. "Métodos Numéricos Aplicados a la Ingeniería". Cecsca, 1998.
- Federal Highway Administration. "Background of SUPERPAVE Asphalt Binder Test Methods". FHWA-SA-94-069, 1994
- G. Thenoux. "Diseño Estructural de Pavimentos, Diagnóstico y evaluación". Seminario Pontificia Universidad Católica de Chile, 1999.
- George E. Mase. "Mecánica del Medio Continuo". McGraw-Hill, 1977.
- Jacob Greenstein. "Evaluación de los Procedimientos de Construcción y del Control de Calidad del Concreto Asfáltico Usado en la Carretera Oroya – Huanuco". DGC-MTC, 1982.
- Johannes F. y J. Puy. "Métodos Estadísticos en Ingeniería de Tránsito". Asociación Mexicana de Caminos, 1967.
- Murray R, Spiegel. "Estadística". 1991.
- N.W. McLeod. "Asphalt Cement: Pen-Vis Number and Its Application to Moduli of Stiffness". ASTM Journal of Testing and Evaluation, 1976.
- Per Ullidtz. "Pavement Analysis". ELSEVIER, 1987.
- R. E. Bisso. "Los Asfaltos, Tecnología y Aplicaciones". Petro Perú, 1998.
- Ted S. Vinson, Vicent C. Janoo and Raiph C.G. Has. "Low Temperature and Thermal Fatigue Cracking". SHRP, 1989.
- Timoshenko y Goodier. "Teoría de la Elasticidad". Urmo, 1968.



- Timoshenko. "Teoría de Placas y Láminas". Urmo, 1975.
- Van Der Poel. "A General Sytem Describing the Visco-Elastic Properties of Bitumens and of Ist Relation to Routine Test Data". Journal of Applied Chemistry, 1954, pp. 221-236.
- W. Hay. "Ingeniería de Transporte". Limusa, 1998.
- W. Heukelom. "Observations on the Rheology and Fracture of Bitumens and Asphalt Mixes". Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, pp. 358-399, 1966.
- W. Heukelom & A.J.G. Klomp. "Road Design and Dynamic Loading, Proceedings". Association of Asphalt Paving Technologists. 1964.
- William L. Haberman y Jones E.A. John "Termodinámica para Ingeniería con Transferencia de Calor". Trillas, 1996.
- Wright. "Ingeniería de Carreteras". Limusa, 1999
- Yang H. Huang. "Pavement Analysis and Design". Prentice Hall, 1993.