

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCABELICA

(Creado por Ley 25265)

FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL - HUANCABELICA



TESIS

**“DETERMINACIÓN DEL GRADO DE DESEMPEÑO - SUPERPAVE DE
CEMENTOS ASFÁLTICOS EN CONTROL DE FALLAS DE PAVIMENTOS
FLEXIBLES, CARRETERA HUANCABELICA – SANTA INÉS”**

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:
TRANSPORTES

PRESENTADO POR:
Bach. CUSI RAMOS, Juan Carlos
Bach. DURAN EGOAVIL, Max Rafael

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

HUANCABELICA - PERÚ

2021



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA

FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA

ACTA DE SUSTENTACIÓN VIRTUAL DE TESIS

En la ciudad de Huancavelica, a los dieciséis días (16) del mes de febrero del año 2021, siendo las dieciséis horas (16:00), se reunieron los miembros del Jurado Calificador conformado por los docentes: **M.Sc. Marco Antonio LÓPEZ BARRANTES (PRESIDENTE)**, **Arq. Abdón Dante OLIVERA QUINTANILLA (SECRETARIO)**, **M.Sc. Iván Arturo AYALA BIZARRO (VOCAL)**, reestructurado con Resolución de Decano N° 009-2021-FCI-UNH, de fecha 14 de enero del 2021, a fin de proceder con la sustentación y calificación virtual mediante el aplicativo MEET del informe final de tesis titulado: "DETERMINACIÓN DEL GRADO DE DESEMPEÑO-SUPERPAVE DE CEMENTOS ASFÁLTICOS EN CONTROL DE FALLAS DE PAVIMENTOS FLEXIBLES, CARRETERA HUANCAMELICA-SANTA INÉS", presentado por los Bachilleres **Juan Carlos CUSI RAMOS** y **Max Rafael DURAN EGOAVIL**, para optar el **Título Profesional de Ingeniero Civil**. Finalizada la sustentación virtual a horas...17:00...; se comunicó a los sustentantes y al público en general que los Miembros del Jurado abandonará el aula virtual para deliberar el resultado:

Juan Carlos CUSI RAMOS

APROBADO ☒ POR UNANIMIDAD

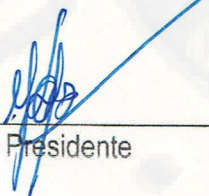
DESAPROBADO ☐

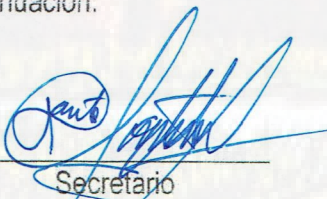
Max Rafael DURAN EGOAVIL

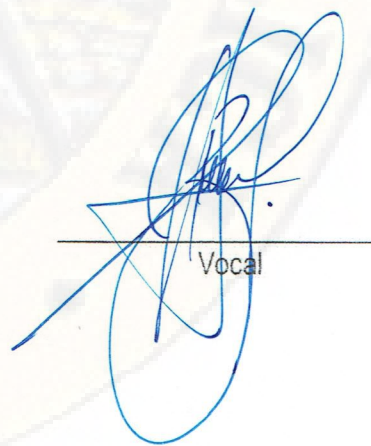
APROBADO ☒ POR UNANIMIDAD

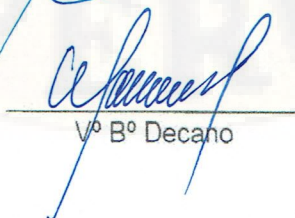
DESAPROBADO ☐

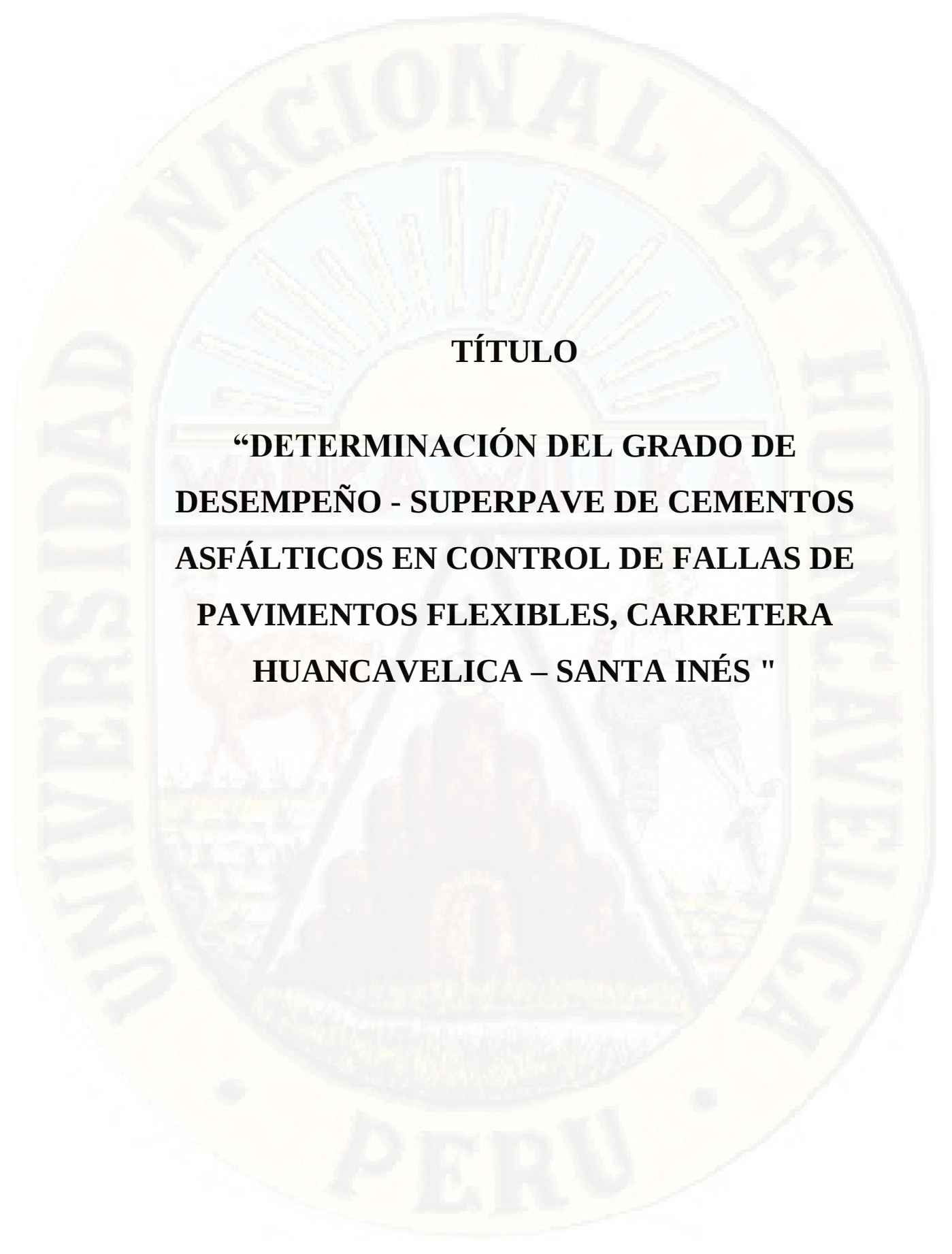
En señal de conformidad, firmamos a continuación:


Presidente


Secretario

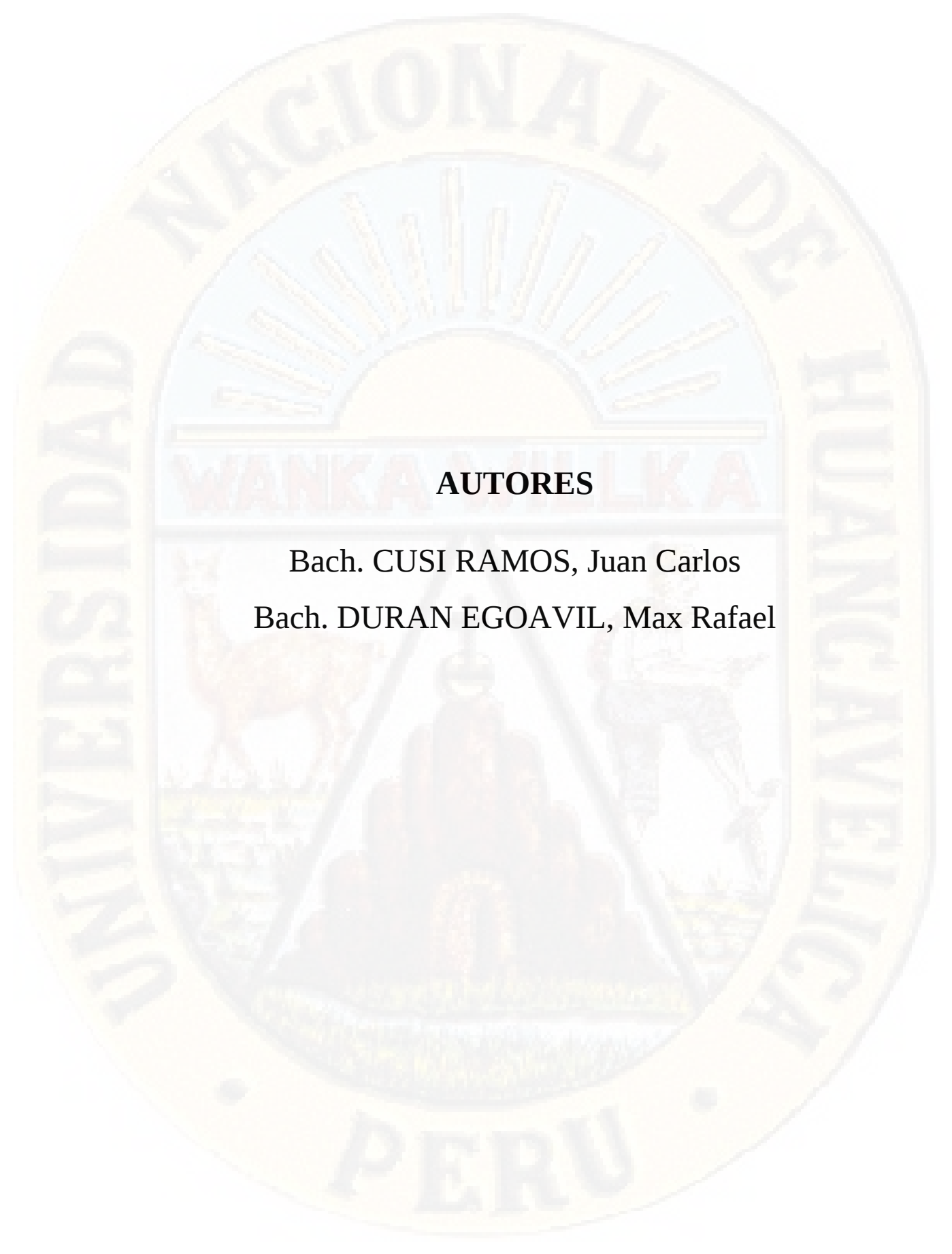

Vocal


Vº Bº Decano



TÍTULO

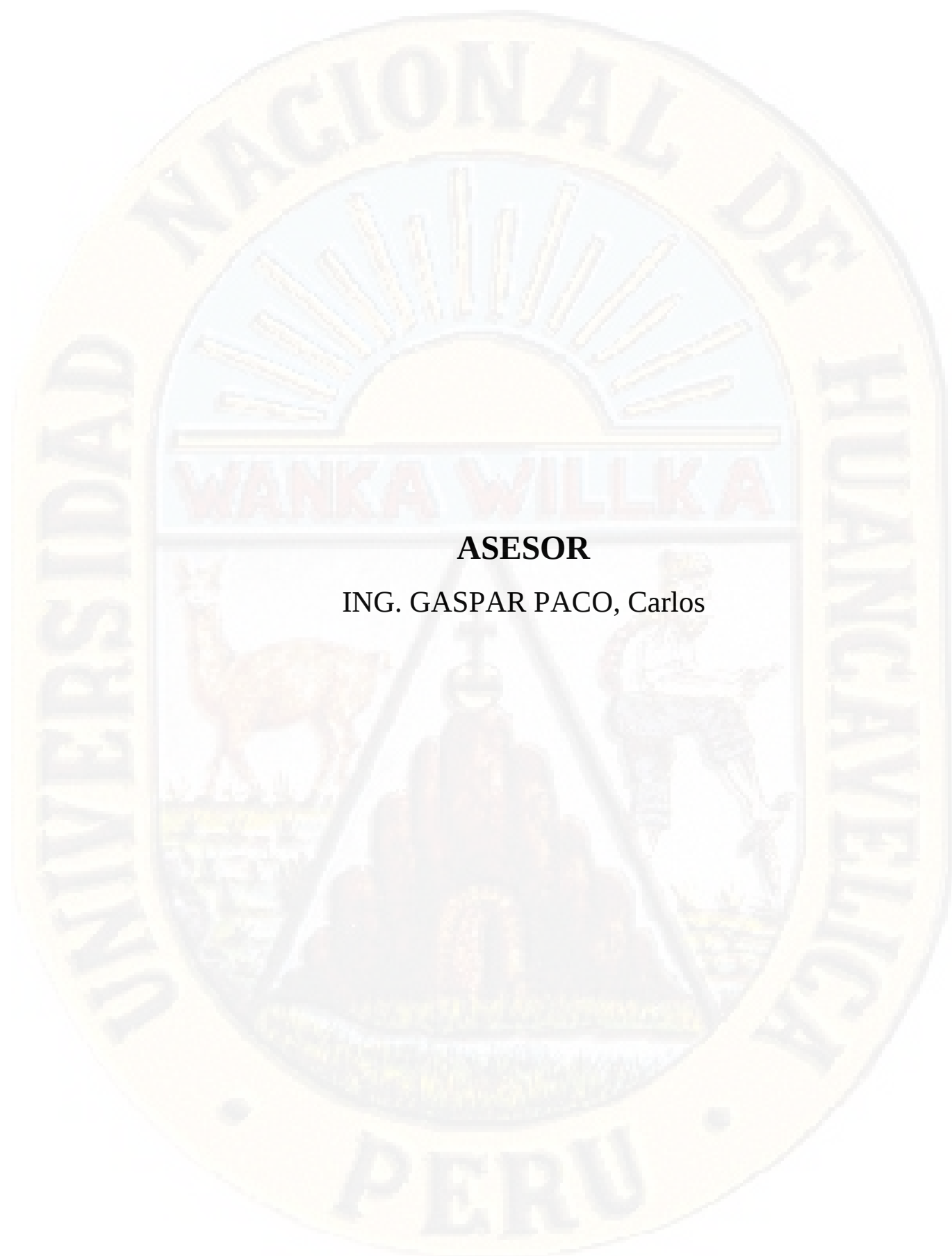
**“DETERMINACIÓN DEL GRADO DE
DESEMPEÑO - SUPERPAVE DE CEMENTOS
ASFÁLTICOS EN CONTROL DE FALLAS DE
PAVIMENTOS FLEXIBLES, CARRETERA
HUANCAVELICA – SANTA INÉS ”**



AUTORES

Bach. CUSI RAMOS, Juan Carlos

Bach. DURAN EGOAVIL, Max Rafael



ASESOR

ING. GASPAR PACO, Carlos

DEDICATORIA

La presente tesis lo dedico a mi familia por la comprensión, apoyo incondicional en todo momento para desarrollarme profesionalmente y por creer en mi capacidad.

En especial a mi hija Zafiro por ser mi motor por haberme dado la alegría y dicha inmensa para seguir bregando en el logro de mis objetivos.

DURAN EGOAVIL, Max Rafael

A Dios, por darme unos padres espléndidos.

A mi mamá RAMOS INGA, Iraida. Quien siempre me motiva en todo momento para ser disciplinado y ejemplar en la vida.

A mi novia FLORES VERA, Gaby. Quien siempre confía en mi asiduidad y, el devenir de O'conner o Carley.

A CUSI RAMOS, José Aron. Quien me guía y cuida desde el cielo. Gracias por darme todo lo que deseo.

CUSI RAMOS, Juan Carlos

AGRADECIMIENTO

A nuestros familiares por el apoyo constante, su confianza y sus consejos que ayudaron a cumplir nuestro objetivo.

A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por su entera disposición a ayudarnos, guiarnos y corregirnos con sus conocimientos y su experiencia a lo largo de nuestro desarrollo como profesionales.

A nuestro asesor, Ing. Carlos Gaspar Paco por orientarnos y compartir sus conocimientos en la realización de la presente investigación.

A la empresa Grupo TDM Asfaltos, empresa VARGAS LAURENTE y laboratorio SANTA CRUZ por habernos facilitados sus instalaciones, servicios y a través de sus profesionales y técnicos nos han brindado y fortalecido los conocimientos técnico – científicos en el que hacer de este maravilloso mundo del comportamiento de los asfaltos en los pavimentos flexibles.

A nuestros padres, hermanos y familiares en general por su apoyo incondicional, amor, confianza y por habernos guiado siempre por el camino correcto.

Los tesistas

ÍNDICE

ACTA DE SUSTENTACIÓN	ii
TÍTULO	iii
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
RESUMEN.....	xxv
ABSTRACT.....	xxvi
INTRODUCCIÓN	xxvii
CAPÍTULO I.....	30
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	30
1.1. Descripción del problema	30
1.2. Formulación del problema	31
1.2.1. Problema general:	31
1.2.2. Problemas específicos:	31
1.3. Objetivos	32
1.3.1. Objetivo general	32
1.3.2. Objetivos específicos.....	32
1.4. Justificación.....	34
1.5. Delimitación del problema.....	34
CAPÍTULO II	36
MARCO TEÓRICO	36
2.1. Antecedentes	36
2.1.1. Antecedentes internacionales	36
2.1.2. Antecedentes nacionales.....	37
2.1.3. Antecedentes locales	39

2.2.	Bases teóricas	40
2.2.1.	Protocolo SUPERPAVE.....	40
2.2.2.	Ligantes asfálticos	40
2.2.2.1.	Propiedades del asfalto	41
2.2.2.2.	Comportamiento del asfalto	42
2.2.2.3.	Clasificación del asfalto por Grado de Desempeño (PG).....	43
2.2.3.	Especificaciones SUPERPAVE para la clasificación de ligantes asfálticos.....	49
2.2.3.1.	Especificación SUPERPAVE – Falla por deformación permanente	52
2.2.3.2.	Especificación SUPERPAVE – Falla por fatiga	53
2.2.3.3.	Especificación SUPERPAVE – Falla por agrietamiento térmico	54
2.2.4.	Selección del ligante asfáltico	55
2.2.4.1.	Efectos de la velocidad de carga en la selección del ligante	56
2.2.4.2.	Temperatura del aire.	56
2.2.4.3.	Temperatura del pavimento	57
2.2.5.	Modelo de distribución de temperatura y validación experimental en pavimentos asfálticos	58
2.2.5.1.	Comportamiento térmico de pavimentos sometidos a la radiación solar	58
2.2.5.2.	Balance de energía y propiedades térmicas del pavimento	63
2.2.6.	Ensayos complementarios a SUPERPAVE	66
2.2.6.1.	Ensayo MSCR (Prueba de Creep Repetido Multi-Esfuerzo)	66
2.2.6.2.	Ensayo de Barrido de Amplitud Lineal (LAS).....	69
2.2.6.3.	Ensayo de tracción directa (DTT)	70
2.3.	Definición de Términos.....	71

2.4.	Hipótesis.....	74
2.5.	Variables	74
2.6.	Operacionalización de variables	75
CAPÍTULO III.....		76
MATERIALES Y MÉTODOS		76
3.1.	Ámbito temporal y espacial	76
3.2.	Tipo de investigación	76
3.3.	Nivel de investigación.....	76
3.4.	Población, muestra y muestreo	77
3.5.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	77
3.5.1.	Técnicas de recolección de datos	77
3.5.2.	Instrumentos de recolección de datos.....	78
3.6.	Técnicas y procesamiento de análisis de datos	78
CAPÍTULO IV.....		80
DISCUSIÓN DE RESULTADOS		80
4.1.	Análisis de información	80
4.1.1.	PRIMERA FASE: Determinación del Grado de Performance (PG) por solicitaciones de clima y ajuste por tráfico.	89
4.1.1.1.	Determinación del Grado de Performance (PG) por solicitudes climáticas.....	89
4.1.1.2.	Ajuste del Grado de Performance (PG) requerido por efecto del tráfico	119
4.1.2.	SEGUNDA FASE: Modelo implementado “EGRA” para determinar temperaturas en pavimentos asfálticos y validación experimental	130
4.1.2.1.	Estudio del comportamiento térmico de mezclas asfálticas	130
4.1.2.2.	Diseño y programación de recolección de datos	132

Modelamiento numérico del comportamiento térmico por el método de las diferencias finitas	140
4.1.2.3. Descripción del modelo: condiciones de contorno.....	146
4.1.2.4. Calibración del modelo matemático “EGRA” en diferencias finitas	155
4.1.2.5. Determinación de temperatura máxima por el modelo “EGRA”	175
4.1.2.6. Comparación de PG Superpave y PG modelo “EGRA” para temperaturas altas	179
4.1.3. TERCERA FASE: Determinación del Grado de Performance (PG) de los ligantes asfálticos y prueba de hipótesis.....	179
4.1.3.1. Medición de propiedades reológicas de los ligantes asfálticos mediante el reómetro de corte dinámico (DSR).....	180
4.1.3.2. Medición de propiedades reológicas de los ligantes asfálticos mediante el reómetro de viga de fluencia (BBR).....	188
4.1.3.3. Clasificación de ligantes asfálticos CA: 120/150 Pen y CA: 85/100.	192
4.2. Prueba de hipótesis.....	196
Hipótesis específico 01	196
b) Cuando los ligantes asfálticos se encuentran en estado envejecido a temperaturas altas.....	200
Tabla 105: Análisis de varianza (ANOVA) – Diseño factorial para temperaturas elevadas de ensayo en asfaltos envejecidos a RTFOT.	200
Hipótesis específico 02	203
Hipótesis específico 03	206
4.2.1. CUARTA FASE: Métodos complementarios a SUPERPAVE	214
4.2.1.1. Ensayo MSCR (Multi-stress creep and recovery) para temperaturas altas.....	214

4.2.1.2. Ensayo SUPERPAVE modificado a frecuencia de 6 rad/s	224
4.2.1.3. Ensayo de barrido de amplitud lineal (LAS) para temperaturas intermedias	229
4.3. Discusión de resultados.....	236
CONCLUSIONES.....	242
RECOMENDACIONES	244
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	245
ANEXOS.....	247
PANEL FOTOGRÁFICO	248
MATRIZ DE CONSISTENCIA	255

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Equipos de ensayo, procedimiento y criterios de SUPERPAVE.....	44
Tabla 2: Especificaciones del cemento asfáltico clasificado por PG según AASHTO M320	50
Tabla 3: Especificaciones del cemento asfáltico clasificado por PG según AASHTO M320	51
Tabla 4: Grados actuales en la especificación Superpave	55
Tabla 5: Incremento del PG para la temperatura máxima del pavimento.....	56
Tabla 6: Valores de absorptividad más representativos propuestos en la literatura ...	65
Tabla 7: Valores de emisividad del pavimento propuesto por la literatura:	66
Tabla 8: Especificaciones de ensayo de barrido de amplitud lineal (LAS)	70
Tabla 9: Operacionalización de variables dependientes e independientes	75
Tabla 10: Estaciones meteorológicas consideradas en el área de influencia carretera nacional tramo Huancavelica – Santa Inés.....	91
Tabla 11: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (E. Acnococho)	92
Tabla 12: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Huancavelica 02)	92
Tabla 13: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Huancavelica 03)	93
Tabla 14: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Tunel cero).....	93
Tabla 15: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Choclococha)	93
Tabla 16: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Huancavelica 01)	94
Tabla 17: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Chuñuranra)	94
Tabla 18: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Cachimayo).....	94
Tabla 19: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Lachocc)	95
Tabla 20: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Pucapampa)	95
Tabla 21: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Sacsamarca)	95
Tabla 22: Resumen de temperatura ambiente promedio máxima y mínima anual..	96
Tabla 23: Análisis de varianza (ANOVA) al 50 % de confianza para temp. promedio máximo anual	97
Tabla 24: Análisis de varianza (ANOVA) AL 50 % de confianza para temperatura promedio mínimo anual	98
Tabla 25: Análisis de varianza (ANOVA) AL 98 % de confianza para temp. promedio máximo anual	99

Tabla 26: Análisis de varianza (ANOVA) AL 98 % de confianza para temperatura promedio máximo anual.....	100
Tabla 27: Tramificación de la carretera Huancavelica – Santa Inés.....	101
Tabla 28: Temperatura promedio máxima anual por tramo	102
Tabla 29: Temperatura promedio mínima anual por tramo	102
Tabla 30: Procedimiento para determinar la temperatura ambiente máxima Superpave	103
Tabla 31: Resultados temperatura máxima Superpave de las 11 estaciones meteorológicas	106
Tabla 32: Temperatura ambiente promedio Superpave máxima y mínima anual por estación meteorológica.....	109
Tabla 33: Resultados de temperatura ambiente promedio Superpave máxima para 10 estaciones meteorológica.	110
Tabla 34: Análisis de varianza para temperatura ambiente promedio Superpave máxima anual al 50 % de confianza.....	111
Tabla 35: Análisis de varianza para temperatura ambiente promedio Superpave máxima anual al 98 % de confianza.....	112
Tabla 36: Temperatura ambiente Superpave promedio máxima anual por tramo.....	114
Tabla 37: Temperatura ambiente máxima y mínima Superpave por tramo.....	114
Tabla 38: Resultado de temperatura máxima de pavimento asfáltico	115
Tabla 39: Resultado de temperatura mínima de pavimento asfáltico	115
Tabla 40: Resumen de temperatura máxima y mínima de pavimento asfáltico	115
Tabla 41: Especificaciones del cemento asfáltico clasificado por PG según tabla 1 de AASHTO M320	117
Tabla 42: PG requerido por clima según AASTHO M320.....	118
Tabla 43: Grado de Performance por solicitud climática para los diferentes tramos	118
Tabla 44: Ajuste del Grado de Desempeño por condiciones de tráfico.....	119
Tabla 45: Tráfico actual por tipo de vehículo para el tramo I y tramo II.....	120
Tabla 46: Tráfico actual por tipo de vehículo para el tramo III y tramo IV.....	120
Tabla 47: Composición vehicular del tráfico actual por tramos	121
Tabla 48: Tasa de crecimiento por tipo de vehículo	121

Tabla 49: Tráfico proyectado por año incluye tráfico generado y desviado del tramo I	122
Tabla 50: Tráfico proyectado por año incluye tráfico generado y desviado del tramo II	122
Tabla 51: Tráfico proyectado por año incluye tráfico generado y desviado del tramo III.....	123
Tabla 52: Tráfico proyectado por año incluye tráfico generado y desviado del tramo IV	123
Tabla 53: Factores de ajuste de ESAL´s	125
Tabla 54: ESAL´s tramo I: Huancavelica - Chuñuranra.....	125
Tabla 55: ESAL´s tramo II: Chuñuranra – Lachocc	126
Tabla 56: ESAL´s tramo III: Lachocc – Chonta	126
Tabla 57: ESAL´s tramo IV: Chonta – Santa Inés.....	127
Tabla 58: Resumen ESAL´s por tramos para 15 años	127
Tabla 59: Resumen ESAL´s por tramos para 10 años	127
Tabla 60: Velocidad de circulación para diferentes tipos de vehículos pesados en la ruta de estudio	128
Tabla 61: Grado de Desempeño real (PG) requerido por el pavimento.....	129
Tabla 62: Propiedades de la mezcla asfáltica en caliente con CA: 120/150 Pen....	132
Tabla 63: Periodo de medición, captura y registro de datos de temperatura de probeta, temperatura ambiental, irradiancia, humedad.	137
Tabla 64: Datos representativos de temperatura en probeta de mezcla asfáltica, irradiancia y temperatura ambiente (estación verano)	138
Tabla 65: Datos representativos de temperatura en probeta de mezcla asfáltica, irradiancia y temperatura ambiente (estación otoño).	138
Tabla 66: Datos representativos de temperatura en probeta de mezcla asfáltica, irradiancia y temperatura ambiente (estación invierno).....	139
Tabla 67: Datos representativos de temperatura en probeta de mezcla asfáltica, irradiancia y temperatura ambiente (estación invierno).....	139
Tabla 68: Propiedades de los materiales obtenida experimentalmente y por referencias bibliográficas.....	152

Tabla 69: Ecuaciones nodales en diferencias finitas de cada uno de los tipos de nodos existentes	153
Tabla 70: Distribución representativa de temperaturas de mezcla asfáltica para la estación de verano	157
Tabla 71: Distribución representativa de temperaturas de mezcla asfáltica para la estación de otoño.....	157
Tabla 72: Distribución representativa de temperaturas de mezcla asfáltica para la estación de invierno.....	158
Tabla 73: Distribución representativa de temperaturas de mezcla asfáltica para la estación de invierno.....	158
Tabla 74: Temperatura medido en probetas de mezcla asfáltica a diferentes profundidades, estación verano	159
Tabla 75: Temperatura estimado por modelo “EGRA” para estación verano	160
Tabla 76: Error de estimación del modelo “EGRA” estación verano	162
Tabla 77: Temperatura medido en probetas de mezcla asfáltica a diferentes profundidades, estación otoño.....	163
Tabla 78: Temperatura estimado por modelo “EGRA” para estación otoño.....	164
Tabla 79: Error de estimación del modelo “EGRA” estación otoño	166
Tabla 80: Temperatura medido en probetas de mezcla asfáltica a diferentes profundidades, estación invierno.	167
Tabla 81: Temperatura estimado por modelo “EGRA” para estación invierno	168
Tabla 82: Error de estimación del modelo “EGRA” estación invierno	170
Tabla 83: Temperatura medido en probetas de mezcla asfáltica a diferentes profundidades, estación primavera.....	171
Tabla 84: Temperatura estimado por modelo “EGRA” para estación primavera... ..	172
Tabla 85: Error de estimación del modelo “EGRA” estación invierno	174
Tabla 86: Estimación de la temperatura máxima de pavimento por el modelo “EGRA” de 07 días consecutivos más calientes, año 2016.....	176
Tabla 87: Estimación de la temperatura máxima de pavimento por el modelo “EGRA” de 07 días consecutivos más calientes, año 2017	177
Tabla 88: Estimación de la temperatura máxima de pavimento por el modelo “EGRA” de 07 días consecutivos más calientes, año 2018.....	178

Tabla 89: Comparación de PG requerido por Superpave y modelo “EGRA” para temp. altas	179
Tabla 90: Selección del valor de deformación según especificación Superpave....	182
Tabla 91: Selección del nivel de tensión según especificación Superpave.....	183
Tabla 92: Resultado de Grado de Performance (PG) a altas temperaturas en ligantes asfálticos originales CA: 120/150 Pen.	184
Tabla 93: Resultado de Grado de Performance (PG) a altas temperaturas en ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT, CA: 120/150 Pen.....	185
Tabla 94: Resultado de Grado de Performance (PG) a altas temperaturas en ligantes asfálticos originales, CA: 85/100 Pen.	186
Tabla 95: Resultado de Grado de Performance (PG) a altas temperaturas en ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT, CA: 85/100 Pen.....	186
Tabla 96: Resultado de Grado de Performance (PG) a temperaturas intermedias en ligantes asfálticos envejecidos a PAV, CA: 120/150 Pen.....	187
Tabla 97: Resultado de Grado de Performance (PG) a temperaturas intermedias en ligantes asfálticos envejecidos a PAV, CA: 85/100 Pen.....	188
Tabla 98: Resultado de Grado de Performance (PG) a bajas temperaturas en ligantes asfálticos envejecidos a PAV, CA: 120/150 Pen.	191
Tabla 99: Resultado de Grado de Performance (PG) a bajas temperaturas en ligantes asfálticos envejecidos a PAV, CA: 85/100 Pen.	192
Tabla 100: Grado de performance (PG) para ligante asfáltico CA: 120/150 Pen....	194
Tabla 101: Grado de performance (PG) para ligante asfáltico CA: 85/100 Pen.....	195
Tabla 102: Matriz de diseño factorial para ligantes asfálticos no envejecidos a temperaturas altas.....	196
Tabla 103: Análisis de varianza (ANOVA) – Diseño factorial para temperaturas elevadas de ensayo en asfaltos no envejecidos.	198
Tabla 104: Matriz de diseño factorial para ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT a temperaturas altas.....	200
Tabla 105: Análisis de varianza (ANOVA) – Diseño factorial para temperaturas elevadas de ensayo en asfaltos envejecidos a RTFOT.....	200
Tabla 106: Matriz de diseño factorial para ligantes asfálticos a temperaturas intermedias	204

Tabla 107: Análisis de varianza (ANOVA) – Diseño factorial para temperaturas intermedias de ensayo	204
Tabla 108: Matriz de diseño factorial para ligantes asfálticos a temperaturas bajas (Módulo de Rigidez S).....	207
Tabla 109: Análisis de varianza (ANOVA) – Diseño factorial para temperaturas bajas de ensayo (Módulo de rigidez).....	207
Tabla 110: Matriz de diseño factorial para ligantes asfálticos a temperaturas bajas (Módulo de relajación”m”)	209
Tabla 111: Análisis de varianza (ANOVA) – Diseño factorial para temperaturas bajas de ensayo (Módulo de relajación “m”)	209
Tabla 112: Resultados de evaluación por Grado de Performance (PG) – SUPERPAVE de ligantes asfálticos por tramos	211
Tabla 113: Comparación de parámetros reológicos de ligantes asfálticos convencionales	212
Tabla 114: Resultados de evaluación según modelo “EGRA” de ligantes asfálticos por tramos	213
Tabla 115: Resultados ensayo MSCR a 52 °C ligante asfáltico 120/150 Pen	218
Tabla 116: Resultados de clasificación del ensayo de Jnr a diferentes esfuerzos (MSCR) al ligante asfáltico por intensidad de tráfico – norma peruana.....	218
Tabla 117: Resultados ensayo MSCR a 58 °C ligante asfáltico 85/100 Pen	219
Tabla 118: Resultados de clasificación del ensayo de Jnr a diferentes esfuerzos (MSCR) al ligante asfáltico por intensidad de tráfico - norma peruana.	219
Tabla 119: Desempeño del asfalto por Jnr – según normativa ASTM D 7405 (Norteamericana)	220
Tabla 120: Ejemplo de PG por requerimiento climático y ejes equivalentes (Jnr).	221
Tabla 121: Evaluación del PG según MSCR (Jnr y RE) para cementos asfálticos norma ASTM D 7405	222
Tabla 122: Diferencia entre norma peruana y norteamericana para clasificar PG según MSCR para cementos asfálticos.....	222
Tabla 123: Especificaciones generales MSCR – Normativa peruana.....	223
Tabla 124: Evaluación del PG según MSCR (Jnr y RE) para cementos asfálticos norma peruana	223

Tabla 125: Estimación de la velocidad angular a partir de la velocidad de circulación de vehículos pesados	225
Tabla 126: Límite superior del PG de ligante asfáltico CA: 120/150 Pen sin envejecer con frecuencia modificado de 6 rad/s.....	226
Tabla 127: Límite superior del PG de ligante asfáltico CA: 120/150 Pen envejecido con frecuencia modificado de 6 rad/s.....	226
Tabla 128: Límite superior del PG de ligante asfáltico CA: 85/100 Pen sin envejecer con frecuencia modificado de 6 rad/s.....	227
Tabla 129: Límite superior del PG de ligante asfáltico CA: 85/100 Pen envejecido con frecuencia modificado de 6 rad/s.	227
Tabla 130: Comparación de PG de ligantes asfálticos con frecuencia estándar 10 rad/s (Superpave) y modificada a 6 rad/s a temperaturas altas	228
Tabla 131: Selección de ligantes asfálticos, método Superpave ($f = 10$ rad/s) y el modificado ($f=6$ rad/s)	228
Tabla 132: Parámetro reológico de cemento asfáltico PG a 19 °C (temperatura intermedia)	231
Tabla 133: Parámetro de daño a fatiga de ligante asfáltico PG: 52-22 (PEN: 120-150) y 58-28 (PEN: 85/100).....	232
Tabla 134: Parámetro de vida de fatiga de ligante asfáltico (LAS a 19 ° C).....	233
Tabla 135: Parámetro de vida de fatiga de ligante asfáltico (LAS a 19 ° C) normalizado a un millón de ESAL's).....	233

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Susceptibilidad térmica del asfalto	43
Gráfico 2: Reómetro de corte directo	45
Gráfico 3: Viscosímetro rotatorio	46
Gráfico 4: Reómetro de viga a flexión.....	47
Gráfico 5: Horno rotatorio de película delgada	48
Gráfico 6: Cámara de envejecimiento a presión	49
Gráfico 7: Espectro electromagnético.....	63
Gráfico 8: Esquema de balance de energía en el pavimento.....	64
Gráfico 9: Ciclo Creep-Recovery, 1.0 seg. a esfuerzo constante en el paso creep y 9.0 seg. en el segmento de recuperación a esfuerzo cero.....	69
Gráfico 10: Ciclo Creep-Recovery a 100 Pa y, ciclos Creep-Recovery a 3200 Pa .	69
Gráfico 11: Estructura del contenido de desarrollo de investigación	88
Gráfico 12: Esquema de ubicación de estaciones meteorológicas en la zona de influencia de la carretera nacional tramo: Huancavelica – Santa Inés.....	90
Gráfico 13: Variación de temperatura máxima diaria anual - 2014.....	104
Gráfico 14: Histograma de distribución normal para temperatura. máxima Superpave	104
Gráfico 15: Distribucion normal de temperatura máxima Superpave	105
Gráfico 16: Instrumentos de medición utilizados para la captura y registro de datos: (a) Pirómetro, (b) Termómetro infrarrojo, (c) Termómetro ambiental digital, (d) Termopar tip K con sensores expuestos.....	132
Gráfico 17: Probeta cuadrada de MAC: 120/150 Pen de 50x50x10 cm y cama de base granular de 4 cm y aislado lateralmente con poliestireno expandido.	136
Gráfico 18: Esquema de la configuración de una red de nodos y designación de estos	141
Gráfico 19: Configuración de intercambio de calor con nodo interior (izda.) y con nodo en superficie (dcha.).....	142
Gráfico 20: Esquema de balance de energía en la superficie del pavimento.....	147
Gráfico 21: Mallado de la geometría de la sección interior del molde de ensayo ..	149
Gráfico 22: Interfaz del modelo para estimar la distribución de temperaturas en la probeta de mezcla asfáltica	156

Gráfico 23: Interfaz de ingreso y salida de datos del modelo “EGRA” para la estimación de temperatura máxima de pavimento, estación verano	160
Gráfico 24: Distribución de temperatura medida en probeta mezcla asfáltica, estación verano	161
Gráfico 25: Distribución de temperatura estimada por modelo “EGRA” estación verano	161
Gráfico 26: Variación de temperatura respecto a su profundidad estimada por modelo “EGRA” estación verano	162
Gráfico 27: Interfaz de ingreso y salida de datos del modelo “EGRA” para la estimación de temperatura máxima de pavimento, estación otoño	164
Gráfico 28: Distribución de temperatura medida en probeta mezcla asfáltica, estación otoño	165
Gráfico 29: Distribución de temperatura estimada por modelo “EGRA” estación otoño	165
Gráfico 30: Variación de temperatura respecto a su profundidad estimada por modelo “EGRA” estación otoño	166
Gráfico 31: Interfaz de ingreso y salida de datos del modelo “EGRA” para la estimación de temperatura máxima de pavimento, estación invierno	168
Gráfico 32: Distribución de temperatura medida en probeta mezcla asfáltica, estación invierno	169
Gráfico 33: Distribución de temperatura estimada por modelo “EGRA” estación invierno	169
Gráfico 34: Variación de temperatura respecto a su profundidad estimada por modelo “EGRA” estación invierno	170
Gráfico 35: Interfaz de ingreso y salida de datos del modelo “EGRA” para la estimación de temperatura máxima de pavimento, estación primavera	172
Gráfico 36: Distribución de temperatura medida en probeta mezcla asfáltica, estación primavera	173
Gráfico 37: Distribución de temperatura estimada por modelo “EGRA” estación primavera	173
Gráfico 38: Variación de temperatura respecto a su profundidad estimada por modelo “EGRA” estación primavera	174

Gráfico 39: Esquema de ensayos de laboratorio de ligantes asfálticos Superpave.	180
Gráfico 40: Diagrama de Pareto – Influencia de factores a temperaturas altas en ligantes asfálticos no envejecidos.	198
Gráfico 41: Interacción de factores para ligantes asfálticos no envejecidos a temperaturas altas de ensayo.	199
Gráfico 42: Diagrama de Pareto – Influencia de factores a temperaturas altas en ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT.	201
Gráfico 43: Interacción de factores para ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT a temperaturas altas de ensayo.	202
Gráfico 44: Comparación del desempeño de ligantes asfálticos en estado envejecido a RTFOT y no envejecido	203
Gráfico 45: Diagrama de Pareto – Influencia de factores a temperaturas intermedias	205
Gráfico 46: Interacción de factores para ligantes a temperaturas intermedias de ensayo	205
Gráfico 47: Diagrama normal – Influencia de factores a bajas temperaturas (Módulo de rigidez S)	207
Gráfico 48: Diagrama de Pareto – Influencia de factores a bajas temperaturas (Módulo de rigidez S)	208
Gráfico 49: Interacción de factores para ligantes a bajas temperaturas de ensayo	208
Gráfico 50: Diagrama normal – Influencia de factores a bajas temperaturas (Módulo de relajación “m”)	210
Gráfico 51: Diagrama de Pareto – Influencia de factores a bajas temperaturas (Módulo de relajación “m”)	210
Gráfico 52: Interacción de factores para ligantes a bajas temperaturas de ensayo	211
Gráfico 53: Ensayo MSCR para asfalto 120/150 Pen a temperatura de ensayo de 52°C	218
Gráfico 54: Ensayo MSCR para asfalto 120/150 Pen a temperatura de ensayo de 58°C	219
Gráfico 55: Comparación de ligante CA: 85/100 y CA: 120/150 según ensayo (MSCR).....	220
Gráfico 56: Esquema para clasificar PG según MSCR.....	221

Gráfico 57: características del vehículo patrón establecida por las especificaciones Superpave.....	225
Gráfico 58: Esquema de cargas de barrido de amplitud para (LAS)	231
Gráfico 59: Daño a falla por fatiga de ligante asfáltico en relación al avance del módulo de fatiga a 19 °C.....	232
Gráfico 60: Respuesta del esfuerzo frente a la deformación aplicada al ensayo de barrido de amplitud (LAS) en ligante asfáltico PG: 58-28 y PG: 52-22 a 19 °C.....	233
Gráfico 61: Número de ciclos de falla normalizado a diferentes niveles de deformación en asfaltos a 19 °C.	234

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1: Compactación de probetas de mezcla asfáltica en caliente.....	130
Fotografía 2: Ubicación del recinto de captura y registro de datos – distrito de Ascensión	137
Fotografía 3: Muestreo de ligante asfáltico convencional – Laboratorio TDM ASFALTOS	248
Fotografía 4: Ensayo de penetración de ligante asfáltico convencional – Laboratorio TDM ASFALTOS.....	248
Fotografía 5: Ensayo de reblandecimiento de ligantes asfálticos Laboratorio TDM ASFALTOS.	249
Fotografía 6: Instalaciones laboratorio TDM y personal técnico	249
Fotografía 7: Proceso de colocado de mezcla asfáltica en frío CSS-1H	250
Fotografía 8: Mezcla asfáltica en frío en proceso de curado	250
Fotografía 9: Preparación de mezcla asfáltica en caliente – Laboratorio de asfalto Santa Cruz	251
Fotografía 10: Briquetas de mezcla asfáltica para ensayo de estabilidad y fluencia Marshall – Laboratorio Santa Cruz.....	251
Fotografía 11: Moldes y materiales para elaboración de probeta de mezcla asfáltica en caliente – Laboratorio Santa Cruz	252
Fotografía 12: Compactación de probetas de mezcla asfáltica en caliente – Laboratorio Santa Cruz.	252
Fotografía 13: Probetas de MAC perforadas a diferentes profundidades – Recinto ubicado en el distrito de Ascensión donde se recolectaron datos.	253
Fotografía 14: Medición y registro de temperaturas a diferentes profundidades, Irradiancia solar.....	253
Fotografía 15: Ensayo de tracción directa de ligantes asfálticos convencionales – Instalaciones TDM ASFALTOS.....	254
Fotografía 16: Proceso de mezcla asfáltica en caliente y envejecimiento a corto plazo Instalaciones de la empresa de asfaltos “Vargas y Laurente” SAC	254

RESUMEN

Hoy en día caracterizar los ligantes asfálticos desde una perspectiva por nivel de desempeño en el que se consideran las propiedades reológicas del material, se ha convertido en una poderosa herramienta para estimar y predecir el comportamiento de los pavimentos asfálticos bajo sollicitaciones climáticas y de tráfico, y que en gran parte se debe al desarrollo tecnológico de los reómetros de corte directo y de viga a flexión que hacen posible la obtención de parámetros reológicos de ligantes asfálticos, por lo que se va dejando atrás la caracterización empírica como ensayos de penetración, punto de ablandamiento, que solo da una idea muy vaga sobre la consistencia del asfalto bajo condiciones específicas.

El objetivo principal del presente trabajo de investigación es determinar el Grado de Desempeño (PG) bajo las especificaciones Superpave de dos cementos asfálticos producidos en el Perú – Refinería Repsol “La Pampilla” (CA: 85/100 Pen y CA: 120/150 Pen) generalmente usados en zonas de altura por encima de los 3000 m.s.n.m. que permiten evaluar su comportamiento frente a fallas de deformación permanente relacionados a temperaturas altas, fisuramiento por fallas a fatiga relacionados con temperaturas intermedias y fallas por agrietamiento térmico relacionado con temperaturas bajas, tanto en ligantes asfálticos originales o envejecidos a corto plazo (RTFOT) y largo plazo (PAV).

Pese a que la metodología Superpave es una herramienta muy poderosa, presentan algunas debilidades y limitaciones relacionados básicamente a la operación en régimen viscoelástico lineal, no capturar las recuperaciones viscoelásticas retardadas a las frecuencias estandarizadas, por lo que el presente trabajo de investigación ha complementado con ensayos de MSCR, ensayo LAS y ensayos a frecuencia de 6 rad/s, todo ello con el propósito de tener una visión integral del desempeño de los mencionados ligantes asfálticos.

Palabras clave: Ligantes asfálticos, reología, Superpave, Grado de Desempeño, régimen viscoelástico lineal.

ABSTRACT

Today, characterizing asphalt binders from a performance level perspective in which the rheological properties of the material are considered, has become a powerful tool to estimate and predict the behavior of asphalt pavements under climatic and traffic stresses, and This is largely due to the technological development of direct shear and bending beam rheometers that make it possible to obtain rheological parameters of asphalt binders, which is why empirical characterization such as penetration tests, softening point , which only gives a very vague idea of asphalt consistency under specific conditions.

The main objective of this research work is to determine the Performance Grade (PG) under the Superpave specifications of two asphalt cements produced in Peru - Refineria Repsol "La Pampilla" (CA: 85/100 Pen and CA: 120 / 150 Pen) generally used in high altitude areas above 3000 m.s.n.m. that allow evaluating their behavior against permanent deformation failures related to high temperatures, cracking due to fatigue failures related to intermediate temperatures and thermal cracking failures related to low temperatures, both in original or aged asphalt binders in the short term (RTFOT) and long term (PAV).

Despite the fact that the Superpave methodology is a very powerful tool, it presents some weaknesses and limitations basically related to the operation in a linear viscoelastic regime, not capturing the delayed viscoelastic recoveries at standardized frequencies, for which the present research work has been supplemented with tests MSCR, LAS test and 6 rad/ s frequency tests, all with the purpose of having a comprehensive view of the performance of the aforementioned asphalt binders.

Keywords: Asphalt binders, rheology, Superpave, Performance Grade, linear viscoelastic regime.

INTRODUCCIÓN

La presente investigación se refiere a la determinación del Grado de Desempeño (PG) bajo la especificación Superpave de dos ligantes asfálticos convencionales producidos en el Perú por la refinería “La Pampilla” CA: 120/150 Pen y CA: 85/100 Pen utilizado frecuentemente para zonas ubicadas por encima de los 3000 m.s.n.m. de tal forma que se evalúan y se predicen su comportamiento actual y futuro tomando en consideración las exigencias climáticas y cargas de tráfico a la que estarán expuestas sus respectivos pavimentos asfálticos.

De manera sencilla podemos definir el Grado de Desempeño (PG) de los ligantes asfálticos como el rango de temperaturas altas, intermedias y bajas sobre el cual los ligantes asfálticos tienen un comportamiento satisfactorio, es decir tienen la capacidad para resistir fallas por deformación permanente relacionadas a temperaturas altas, resistir fallas por fatiga debido a cargas repetidas relacionadas a temperaturas intermedias y resistir fallas por agrietamiento térmico relacionadas a temperaturas bajas, ya sea que los ligantes asfálticos se encuentren en su estado original o envejecido.

La característica principal del Grado de Desempeño (PG) se materializa a través de sus parámetros reológicos como el módulo complejo (G^*), ángulo de fase (δ), rigidez de fluencia (S), rapidez de relajación (m), entre otros, y es a través de estos que la especificación Superpave establece parámetros máximos y mínimos para evaluar el desempeño de los ligantes asfálticos.

El interés de la presente investigación radica en evaluar el comportamiento reológico de los ligantes asfálticos convencionales y a través de ella predecir el desempeño que tendrán sus respectivos pavimentos asfálticos durante su vida útil, lo cual implica reducción de recursos económicos y de tiempo que lleva en realizar ensayos de sus respectivas mezclas asfálticas, seleccionar ligantes adecuados para el diseño de mezcla Superpave, entre otros.

En el marco de la especificación Superpave, la investigación se realizó basado en la teoría de la reología de materiales y considerando a los ligantes asfálticos como materiales viscoelásticos y termosensibles, para ello se acudieron a los diversos reómetros que constituyen equipos muy sofisticados para realizar ensayos dinámicos que simulan de manera aproximada el comportamiento de los ligantes asfálticos sometidos a un esfuerzo de corte (que simula la carga aplicada por el vehículo), deformación de corte (que simula las deformaciones permanentes de los pavimentos), frecuencia (que simula la velocidad de aplicación de carga por los vehículos) y la temperatura (que simula las exigencias climáticas de la zona de investigación).

Pese a que la metodología Superpave es una herramienta muy poderosa, presentan algunas debilidades y limitaciones detectadas durante la profundización del presente trabajo de investigación, relacionados básicamente a la operación en régimen viscoelástico lineal, no capturar las recuperaciones viscoelásticas retardadas a las frecuencias estandarizadas, por lo que se ha visto conveniente complementarlo con ensayos de MSCR, ensayo LAS y ensayos a frecuencia de 6 rad/s, todo ello con el propósito de tener una visión integral del desempeño de los mencionados ligantes asfálticos.

Finalmente, el contenido del presente trabajo de investigación se ha estructurado por etapas o fases para su mejor entendimiento y que a continuación se resume.

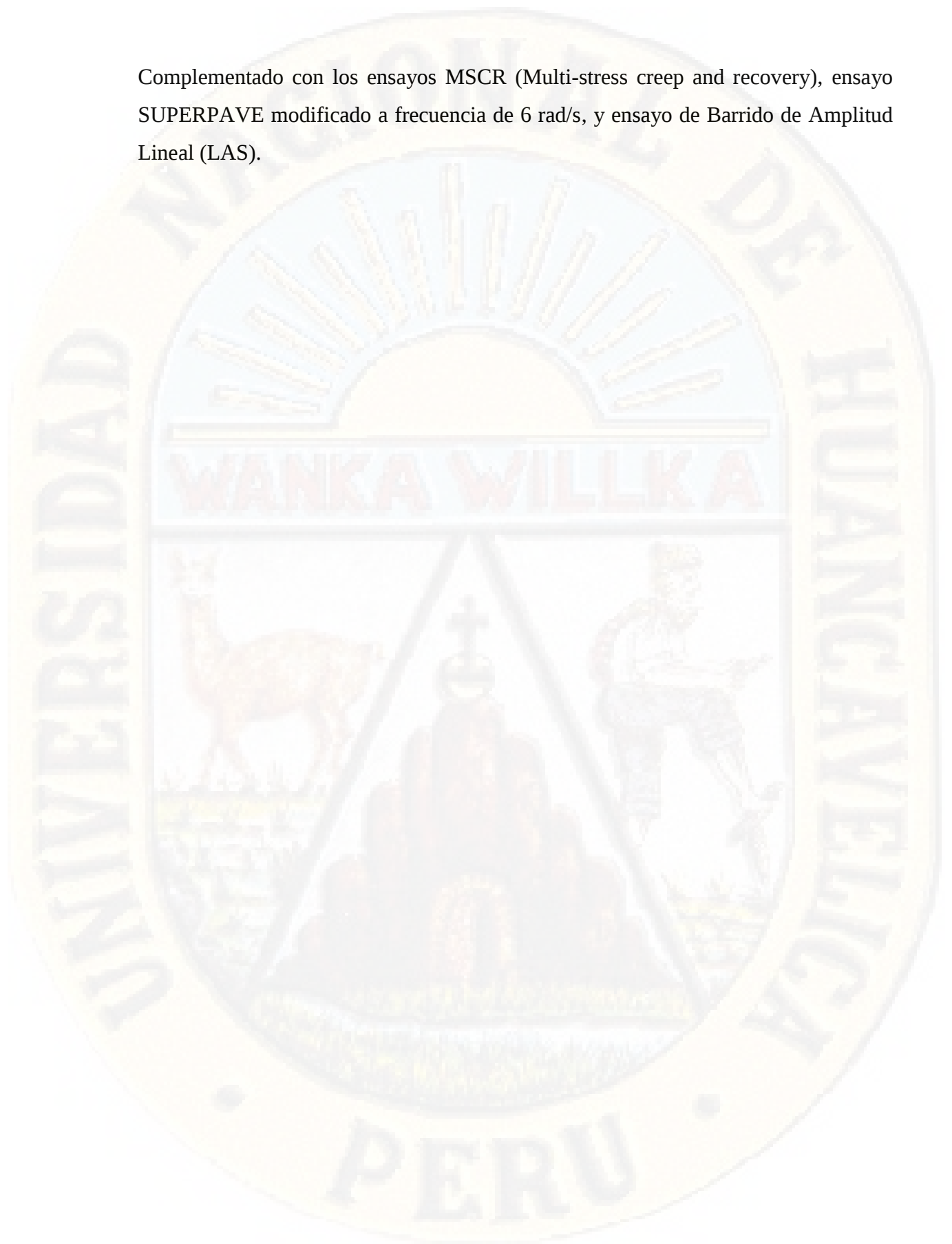
Primera fase: Determinación del Grado de Performance (PG) por solicitudes de clima y tráfico

Segunda Fase: Modelo “EGRA” implementados por los tesisistas para estimar la distribución de temperaturas en pavimentos asfálticos y validación experimental

Tercera Fase: Determinación del Grado de Performance (PG) de los ligantes asfálticos convencionales, CA: 85/100 y 120/150 Pen.

Cuarta Fase: Métodos complementarios a SUPERPAVE

Complementado con los ensayos MSCR (Multi-stress creep and recovery), ensayo SUPERPAVE modificado a frecuencia de 6 rad/s, y ensayo de Barrido de Amplitud Lineal (LAS).



CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

Hoy en día el pavimento asfáltico es la alternativa de uso mayoritario en la infraestructura vial peruana, razón por la cual es importante conocer y estar al tanto de nuevos avances que permitan incrementar la vida útil y la calidad de él. Es por este motivo que en los últimos años se ha puesto mucho énfasis en profundizar más acerca del conocimiento de los materiales y mezclas que componen la estructura de pavimento.

Como consecuencia de que el ligante asfáltico es un material muy susceptible a las variaciones térmicas y rapidez de aplicación de carga, es necesario que los ensayos utilizados para determinar su Grado de Desempeño indiquen condiciones específicas de temperatura y tráfico. Contrario a esto, los métodos más utilizados en nuestro país para la evaluación y clasificación de ligantes asfálticos se efectúan bajo condiciones arbitrarias, las cuales no necesariamente representan lo ocurrido en terreno y además no miden propiedades básicas o de comportamiento del producto.

Frente a esta situación es que surge la necesidad de implementar un sistema que determine adecuadamente las características fundamentales del material, que defina los requisitos mínimos de asfalto en cuanto a sus propiedades reológicas y a las temperaturas a las que estará expuesto durante su vida útil. Así nace la idea de aplicar a una vía importante en el departamento de Huancavelica las especificaciones SUPERPAVE, creadas por el programa SHRP (Strategic Highway Research Program) que en español se define como el Programa Estratégico de Investigación de Carreteras, desarrollado entre 1987 y 1993 en los Estados Unidos.

SUPERPAVE (SUPERior PERFORMANCE Asphalt PAVEMENTS) incluye nuevas especificaciones para el ligante asfáltico y un modelo de predicción del comportamiento de sus respectivos pavimentos asfálticos. En él los ligantes

son clasificados dentro de un rango de temperatura en el cual el pavimento poseería propiedades físicas adecuadas, para asegurar así un buen comportamiento frente a las formas de falla asociadas a la calidad del ligante. Por ende, es importante el determinar las temperaturas extremas a las cuales estará sometido el pavimento asfáltico de acuerdo a su ubicación geográfica.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general:

¿En qué medida las temperaturas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos en el control de fallas de pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés?

1.2.2. Problemas específicos:

1. ¿En qué medida las temperaturas altas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de deformación permanente en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés?
2. ¿En qué medida las temperaturas intermedias de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de agrietamiento por fatiga en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés?
3. ¿En qué medida las temperaturas bajas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de agrietamiento térmico en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés?
4. ¿En qué medida el Grado de Desempeño – SUPERPAVE difiere con ensayos de desempeño MSCR, SUPERPAVE con frecuencia modificada y LAS en la carretera Huancavelica – Santa Inés?

5. ¿En qué medida difiere un modelo matemático implementado y el modelo SUPERPAVE para calcular la temperatura máxima de pavimento para la zona de investigación?

1.3. Objetivos

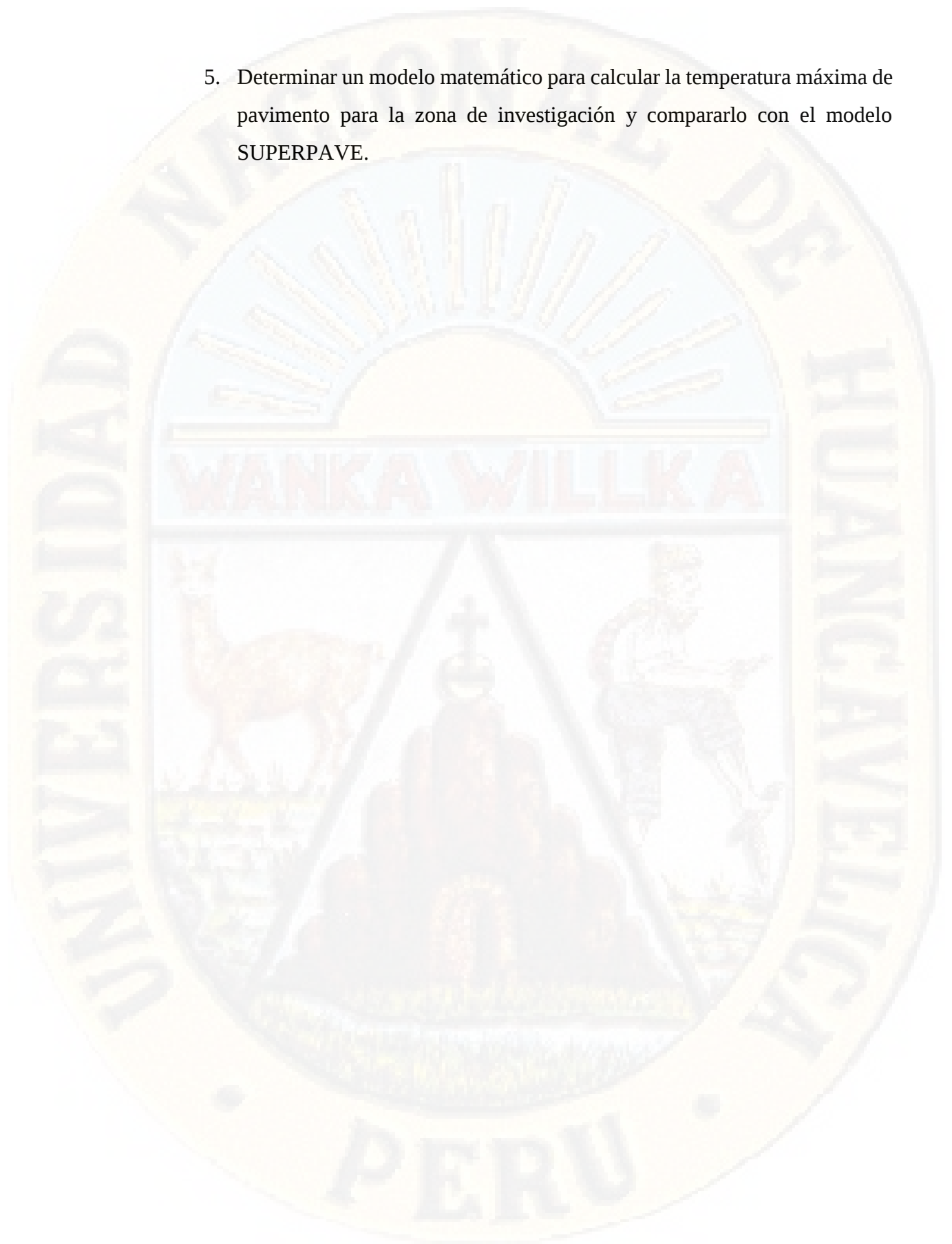
1.3.1. Objetivo general

Determinar el Grado de Desempeño - SUPERPAVE de ligantes asfálticos en el control de fallas de pavimentos flexibles influenciado por el nivel de temperaturas de ensayo y tipo de cemento asfáltico convencional en la carretera Huancavelica – Santa Inés.

1.3.2. Objetivos específicos

1. Determinar el Grado de Desempeño - SUPERPAVE de cementos asfálticos que controlan fallas de ahuellamiento permanente en pavimentos flexibles a temperaturas altas de ensayo y tipos de cemento asfáltico convencional (PEN: 120/150; 85/100) de la carretera Huancavelica – Santa Inés.
2. Determinar el Grado de Desempeño - SUPERPAVE de cementos asfálticos que controlan fallas de agrietamiento por fatiga en pavimentos flexibles a temperaturas intermedias de ensayo y tipos de cemento asfáltico convencional (PEN: 120/150; 85/100) de la carretera Huancavelica – Santa Inés.
3. Determinar el Grado de Desempeño - SUPERPAVE de cementos asfálticos que controlan fallas de agrietamiento térmico en pavimentos flexibles a temperaturas bajas de ensayo y tipos de cemento asfáltico convencional (PEN: 120/150; 85/100) de la carretera Huancavelica – Santa Inés.
4. Evaluar y comparar el Grado de Desempeño – SUPERPAVE con ensayos de desempeño MSCR, SUPERPAVE con frecuencia modificada y LAS en la carretera Huancavelica – Santa Inés.

5. Determinar un modelo matemático para calcular la temperatura máxima de pavimento para la zona de investigación y compararlo con el modelo SUPERPAVE.



1.4. Justificación

Hoy en día el uso de los ligantes asfálticos en la construcción de carreteras de pavimentos flexibles se basa teniendo en cuenta el grado de penetración, viscosidad y punto de ablandamiento, muchos de estos parámetros son meramente empíricos y que no permite tener una idea cabal del comportamiento viscoelástico del asfalto, ni mucho menos predecir el comportamiento que tendrá durante el tiempo de servicio, de tal forma que los pavimentos no llegan a tener la vida útil para el cual fueron diseñados con el manifiesto de fallas generadas básicamente por el tránsito de vehículos y temperaturas críticas a los cuales se encuentran sometidas.

Por lo que caracterizar un ligante asfáltico desde el punto de vista reológico con desempeños frente a la resistencia de la aparición de fallas por el periodo establecido, se constituye en una herramienta poderosa que permitirá entre otras cosas seleccionar los mejores cementos asfálticos que puedan desempeñarse con eficiencia a los factores adversos como el clima; correlacionar la predicción en forma satisfactoria del comportamiento de mezclas asfálticas conociendo el Grado de Desempeño de ligantes asfálticos, Reducir los recursos (económicos y tiempo) requeridos para conocer el desempeño que tendrá un pavimento flexible especialmente en obras viales de gran envergadura como resultados preliminares, de lo manifestado se traduce en ahorros económicos para el país y brindando confort y seguridad para los usuarios de la ruta objeto del presente estudio.

1.5. Delimitación del problema

El problema de investigación se limita a determinar y evaluar el Grado de Desempeño SUPERPAVE que deben tener los ligantes asfálticos convencionales (PEN:85/100 Y 120/150) bajo requerimientos de condiciones climáticas y de tráfico en la zona de influencia del presente trabajo de investigación (carretera nacional tramo Huancavelica – Santa Inés).

El desempeño de ligantes asfálticos se realizarán a través del uso de Reómetros Dinámicos de Corte (DSR) y Reómetros de viga de flexión (BBR) el cual será complementado con ensayos de MSCR para altas temperaturas, ensayo de Barrido de Amplitud Lineal (LAS) para temperaturas intermedias, así mismo la determinación de un modelo propio denominado “EGRA” para determinar la temperatura máxima del pavimento en la zona de investigación.

El problema no contempla realización de ensayos en mezcla asfáltica, sin embargo, conociendo el PG de los ligantes asfálticos se pueden realizar predicciones aproximadas respecto al comportamiento de la mezcla asfáltica durante la vida útil del pavimento flexible.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

El presente proyecto de investigación tiene antecedentes en las siguientes investigaciones:

2.1.1. Antecedentes internacionales

1. (ISSN, 2009), en la investigación titulada “Modelación del comportamiento reológico de asfalto convencional y modificado con polímero reciclado, estudiada desde la relación viscosidad – temperatura”, llegó a las siguientes conclusiones:

- Para los tres asfaltos estudiados el modelo que presentó un mejor ajuste a los datos experimentales observados de viscosidad en términos de la temperatura fue del tipo Arrhenius truncado (R^2 entre 0,9945 y 0,9968; errores típicos entre 0,0458 y 0,0619).
- Las energías de activación de flujo calculadas con el modelo propuesto resultaron similares para los tres asfaltos estudiados kJ mol K (E_a entre 54 y 57). El asfalto CIB original y el modificado con polímeros de granulometría controlada presentaron un aspecto homogéneo monofásico, con un aumento significativo en los valores de viscosidad del modificando frente al original; mientras que el asfalto modificado con polímeros sin granulometría controlada presentó un aspecto heterogéneo multifásico y valores de viscosidad similares a los del asfalto original. Lo anterior indica que la morfología de los tres ligantes estudiados está relacionada con las temperaturas de mezclado y compactación calculadas a partir del modelo propuesto.

2. Delgadillo y Wahr, (2017), realizó la investigación: “Zonificación SUPERPAVE para Chile”, en la universidad Técnica Federico Santa María de Chile, llegando a las siguientes conclusiones:

- Fue posible realizar zonificaciones Superpone para confiabilidades de 50% y 98%, a partir de la información de temperaturas de 94 estaciones climáticas chilenas pertenecientes a la Dirección Meteorológica de Chile y a la Dirección General de Aguas. Las estaciones seleccionadas contaban con información de temperaturas útil y actualizada.
- La zonificación climática de Köppen y la topografía del territorio chileno fueron criterios útiles para la definición de las zonas de influencia de cada estación climática, lo que últimamente definió las zonas recomendadas para cada grado PG.
- A pesar de la variedad de grados PG requeridos para las diversas estaciones analizadas, se logró zonificar con un 50% de confiabilidad la mayor parte del territorio chileno con tres asfaltos tradicionales: PG 64-22, PG 58-28 y PG 52-
- Solamente una pequeña zona precordillerana de la IX región requirió de un PG 64-34, el que probablemente será un ligante modificado. Los mismos ligantes, pero modificando algunos de los límites de las áreas de influencia, pudieron ser utilizados para una zonificación PG con 98% de confiabilidad para la mayoría de las estaciones. Sin embargo, en las estaciones Balmaceda, Lagunillas y Liucura se alcanzó solo una confiabilidad de 68% al utilizar estos mismos ligantes. Las dos primeras requerirían PG52-40 y la tercera PG 64-40 para alcanzar una confiabilidad del 98%.

2.1.2. Antecedentes nacionales

1. Huamán, (2011), en la investigación titulada “La deformación permanente en las mezclas asfálticas y el consecuente deterioro de los pavimentos asfálticos en el Perú” llegó a las siguientes conclusiones:

- Por la geografía que presenta el territorio peruano, existen altas temperaturas en diversas zonas como son en la selva alta y baja; así como en la franja costera de aproximadamente 3,000 kms. a lo largo del Océano Pacífico, especialmente en la estación del verano, alcanzando temperaturas que inclusive alcanzan los 40°C bajo sombra. Estas altas temperaturas originan por lo tanto que las carpetas asfálticas sean sometidas a temperaturas muy altas, haciéndolas proclives a la falla por deformación permanente, como consecuencia de la susceptibilidad térmica que por constitución química está presente en el asfalto. Por lo indicado se debe hacer una correcta elección del tipo de ligante asfáltico de acuerdo a la zona donde será colocada la mezcla asfáltica, para evitar que la temperatura influya en gran medida en la deformabilidad de la mezcla, entre menos susceptible a la temperatura sea el ligante asfáltico, más resistente a la deformación plástica será la mezcla a altas temperaturas. Se desean mayormente asfaltos que presenten una alta viscosidad y una baja susceptibilidad a la temperatura. Por otro lado, contenidos de asfalto excesivos pueden generar deformaciones plásticas en la mezcla asfáltica más aún en zonas de altas temperaturas y porcentajes deficitarios falta de adherencia y cohesión entre el ligante asfáltico y los agregados produciendo el debilitamiento estructural de la carpeta asfáltica y la consecuente falla de la misma.
- Como estas fallas son la acumulación de pequeñas deformaciones permanentes, es necesario incrementar la resistencia de las mezclas no solo utilizando cemento asfáltico más viscoso, sino un tipo de asfalto que se comporte más como un sólido elástico a altas temperaturas del pavimento y así tenga una mejor recuperación elástica que evite la acumulación de deformaciones plásticas permanentes. Así, cuando se aplique la carga, el cemento asfáltico actuará como una banda elástica recuperando su posición original luego del paso de la carga en lugar de deformarse.

2.1.3. Antecedentes locales

1. Goetendia y Perez, (2014), realizó la investigación “Influencia de la temperatura en el deterioro de la carpeta asfáltica en la carretera nacional tramo: Rumichaca – Los Libertadores (Huaytará) (PE-28 A)” en la Universidad Nacional de Huancavelica, llegando a las siguientes conclusiones:

- Se concluye sobre las variables estudiadas, que lo más importante es el gradiente térmico observado en los tres sub tramos de la Carretera Nacional Tramo: Rumichaca - Los Libertadores (Huaytará) (PE - 28A); sin embargo se considera también como importantes en el desempeño de las carpetas asfálticas, el proporcionamiento de las mezclas bituminosas 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.
- El modelo desarrollado representa el comportamiento del pavimento ante la acción del gradiente térmico en un determinado periodo 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 la zona de estudio.
- De acuerdo con el modelo ensayado, el mecanismo de gradiente por baja temperatura tiene poca probabilidad de ocurrencia. En ninguno de los tres sub tramos estudiados los esfuerzos máximos de tracción superaron las resistencias de las mezclas asfálticas utilizadas. Por lo Tanto, el mecanismo de agrietamiento por fatiga térmica se considera como responsable más importante en el deterioro de los pavimentos construidos en la zona de estudio.

- Finalmente se debe aclarar que la presente investigación solo ha desarrollado un acercamiento al efecto térmico, 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 estudiado en el presente trabajo, permitirá una aproximación completa del comportamiento de nuestros pavimentos.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Protocolo SUPERPAVE

El programa de investigación SHRP (Programa Estratégico de Investigación de Carreteras) desarrollado en los Estados Unidos entre 1987 y 1993. Este programa dio como resultado el sistema Superpave (Superior Performance Pavements), que incluye nuevas especificaciones para asfalto y agregado, un nuevo método de diseño de mezclas asfálticas en caliente y un modelo de predicción del comportamiento de pavimentos asfálticos.

El sistema Superpave de especificación por Grado de Desempeño (PG) para cementos asfálticos está diseñado para cumplir dos objetivos principales: Medir las propiedades físicas de los cementos asfálticos que pueden ser relacionadas con los parámetros de desempeño en terreno para tres fallas críticas: ahuellamiento, agrietamiento por fatiga y agrietamiento térmico. Caracterizar las propiedades físicas de los cementos asfálticos según las temperaturas y efectos del envejecimiento a los que estarán sometidos durante el proceso de construcción y su vida útil.

2.2.2. Ligantes asfálticos

El asfalto, también conocido como cemento asfáltico o ligante asfáltico, se deriva del vocablo asphatu o asphallo, que significa hacer firme o estable. Es un producto derivado del petróleo, el cual se obtiene de la destilación al vacío del crudo pesado.

El asfalto está constituido principalmente por tres grupos: asfaltenos, resinas y aceites (aromáticos y saturados). Los asfaltenos contienen todos los metales contenidos en el crudo: níquel, vanadio y hierro. Químicamente, los asfaltenos están compuestos por moléculas de carbono e hidrógeno (entre 80 – 87 %), el porcentaje restante consiste en heteroátomos (azufre, nitrógeno y oxígeno). La proporción del asfalto puede variar dependiendo de los factores ambientales como las altas temperaturas, luz solar, oxígeno, entre otros, los cuales influirán en el desempeño de la vida útil del asfalto.

2.2.2.1. Propiedades del asfalto

Dependen de las proporciones de los elementos que están presentes en su composición, la mayoría de ellas se describen a continuación.

2.2.2.1.1. Durabilidad

Cuando los materiales asfálticos se exponen a los elementos del medio ambiente, tiene lugar a un deterioro natural gradual, hasta que los materiales pierden su plasticidad y se hacen frágiles. Este cambio lo causa principalmente, las reacciones químicas y físicas que se realizan en el material. Para que un asfalto de pavimentación se comporte adecuadamente como cementante, el deterioro por intemperie debe minimizarse tanto como sea posible. La capacidad de un material asfáltico para resistir el deterioro por intemperie se describe como la durabilidad. (Garber, 2008).

2.2.2.1.2. Adhesión y cohesión

La adhesión es la capacidad del asfalto para unirse a los agregados en una mezcla de pavimentación. La cohesión es la capacidad que tiene el asfalto de mantener firmes las partículas del agregado de una mezcla asfáltica en el pavimento terminado.

2.2.2.1.3. Endurecimiento por envejecimiento

El endurecimiento es causado por el proceso de oxidación, el cual se lleva a cabo más fácilmente a temperaturas altas y en películas delgadas de asfaltos. El endurecimiento más severo se produce cuando el asfalto está a altas temperaturas y en películas delgadas, durante el proceso de revestimiento de las partículas de agregado. Si el asfalto es calentado y luego se deja que se enfríe, sus moléculas se reacomodan y forman una estructura tipo gel. Con el transcurso del tiempo, el asfalto seguirá endureciéndose continuamente.

2.2.2.1.4. Pureza

El cemento asfáltico se encuentra constituido, en su mayor parte, por bitumen, el cual es, por definición, un material totalmente soluble en bisulfuro de carbono. El 99,5 % de los asfaltos refinados son solubles en bisulfuro de carbono y si contienen impurezas, estas son inertes. El cemento asfáltico carece de agua y humedad, ya que estas fueron pérdidas durante el proceso de la refinería. Sin embargo, si el cemento asfáltico contiene agua o humedad, este puede volverse espumoso al ser calentado a temperaturas mayores a los 100 °C. La pureza del cemento asfáltico está definida por la ausencia de humedad, entre menos agua o impurezas contenga, mejor será su calidad.

2.2.2.2. Comportamiento del asfalto

El Instituto de Asfalto de Estados Unidos elaboró un sistema para caracterizar el comportamiento del asfalto; propuesto en el programa SHRP (Strategic Highway Research Program). También se menciona en la norma ASTM D-6373, la cual incluye las temperaturas máximas y mínimas del pavimento en función de la temperatura del aire y la latitud geográfica. Este sistema también puede predecir el comportamiento del asfalto al envejecer.

El cemento asfáltico es un material termoplástico, por lo que su comportamiento depende de la temperatura a la que se encuentre. También se ve afectado por el tiempo de carga que contenga. Por ejemplo, el comportamiento de flujo de un cemento asfáltico puede ser el mismo en el lapso de una hora a 50 °C que en 10 horas a 20 °C.

Cuando el cemento asfáltico está en climas calientes, actúa como un líquido viscoso y fluye. Estos líquidos viscosos también son llamados plásticos, porque cuando fluyen, nunca regresan a su posición original. A bajas temperaturas, el cemento asfáltico actúa como un sólido elástico. Puede comportarse como un resorte, ya que cuando se le aplica una carga, se deforma, pero, una vez es retirada estos vuelven a su forma original. El problema se presenta cuando se aplica una carga excesiva, debido a que pueden llegar a romperse. Si el cemento asfáltico se encuentra en una zona de clima intermedia, puede comportarse de ambas formas, como un líquido viscoso y como un sólido elástico, dependiendo de la temperatura y el tiempo de carga. (Huaman, 2011)

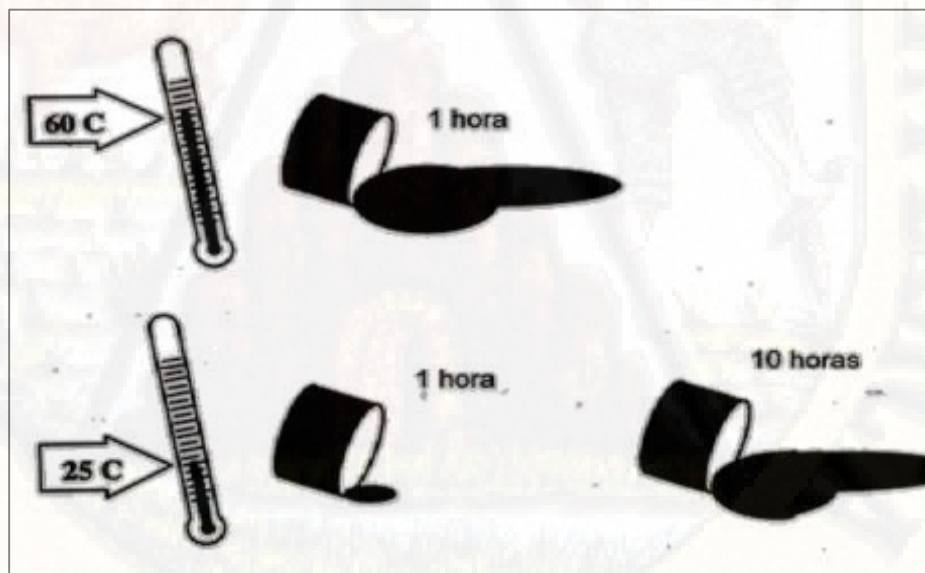


Gráfico 1: Susceptibilidad térmica del asfalto

2.2.2.3. Clasificación del asfalto por Grado de Desempeño (PG)

Debido a las deficiencias que mostraron los métodos de penetración y viscosidad, el programa de investigaciones SHRP (*Strategic Highway*

Research Program) desarrolló un sistema llamado Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavement*), el cual contiene una amplia gama de ensayos y procedimientos, nuevos sistemas de diseño y análisis de mezcla asfáltica, nuevos equipos y una serie de especificaciones basadas en el Grado de Desempeño para ligantes asfálticos. (Instituto del asfalto, 2009).

Tabla 1: Equipos de ensayo, procedimiento y criterios de SUPERPAVE

Procedimientos	Objetivos
Reómetro de Corte Directo (DSR)	Medir propiedades a temperaturas altas e intermedias.
Viscosímetro Rotativo (RV)	Medir propiedades a altas temperaturas.
Reómetro de Viga a Flexión (BBF) Ensayo de Tracción Directa (DDT)	Medir propiedades a bajas temperaturas.
Horno Rotativo de Película Delgada (RTFO)	Simular el endurecimiento durante la etapa constructiva.
Cámara de Envejecimiento a Presión (PAV)	Simular el envejecimiento durante la vida útil.

Fuente: Instituto del asfalto

2.2.2.3.1. Reómetro de corte directo

Este tipo de ensayo es realizado para caracterizar las propiedades viscoelásticas de los ligantes asfálticos. La muestra de asfalto es sometida a un esfuerzo de deformación controlado y a una velocidad constante. Se calcula el módulo complejo en corte (G^*) y el ángulo de fase (δ), sometido a una muestra pequeña de ligante a tensiones de corte oscilante. Se debe medir la respuesta de la deformación específica de corte del espécimen sometido a un torque, la cual está desfasada un intervalo de tiempo con relación a la tensión aplicada.

Los ligantes asfálticos a altas temperaturas se comportan como un fluido viscoso y a temperaturas bajas como una muestra sólida elástica. Los

rangos de temperaturas utilizadas en ensayo de reómetro de corte directo son de 4 °C – 85 °C, y el rango para G^* está entre 0,1 k Pa y 10 000 kPa.

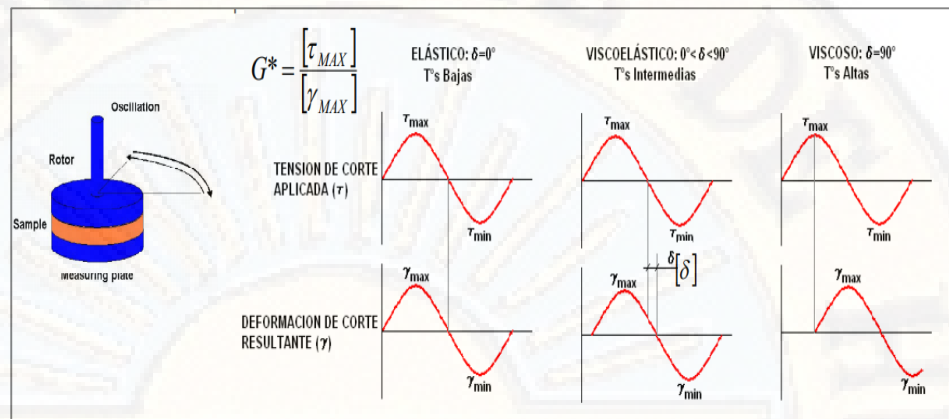


Gráfico 2: Reómetro de corte directo

2.2.2.3.2. Viscosímetro rotativo

El ensayo se determina midiendo el torque necesario para mantener constante la velocidad rotacional de un vástago cilíndrico, sumergido en una muestra de asfalto a una temperatura constante. El resultado permite determinar el manejo del cemento asfáltico a altas temperaturas para asegurar el fluido en las operaciones de bombeo, mezclado y colocación de control de acceso al medio (MAC), siendo este su principal objetivo. La norma ASTM D4402 determina que el ligante requiere una viscosidad menor a 3 Pa-s para la temperatura de 135 °C. El viscosímetro también puede ser utilizado para desarrollar curvas de viscosidad-temperatura, empleadas para estimar las temperaturas de mezclado y compactación de las mezclas en el campo.



Gráfico 3: Viscosímetro rotatorio

2.2.2.3.3. Reómetro de viga a flexión

Por medio de este ensayo se mide la rigidez del ligante asfáltico que presenta a bajas temperaturas. Debido a que la mayoría de reómetros de corte directo no pueden ser usados para calcular las propiedades, SHRP utiliza la teoría de vigas para medir la rigidez de una pequeña viga de asfalto simplemente apoyada bajo carga de creep. Es un dispositivo que puede medir la deflexión de un ligante bajo carga constante a una temperatura baja, cuando el asfalto se comporta como un sólido elástico.

Se le coloca una carga constante a la viga de asfalto durante cuatro minutos, se mide la deformación sufrida en el centro de la viga en forma continua durante ese tiempo. De esta forma se podrá saber cuánto será la rigidez a la fluencia y la variación de la rigidez en función del tiempo.

Los ensayos de corte dinámico y de viga a flexión suministran información referente a la rigidez de los ligantes en un amplio rango de temperaturas. Aun cuando la rigidez puede también ser usada para estimar propiedades (resistencia) a la falla, para algunos ligantes, especialmente asfaltos modificados, la relación entre rigidez y resistencia (a la falla) no es bien conocida. Por lo tanto, debe realizarse un ensayo adicional para medir la resistencia y capacidad de alargamiento antes de

la rotura (deformación a la falla). Este ensayo es el ensayo de tracción directa.

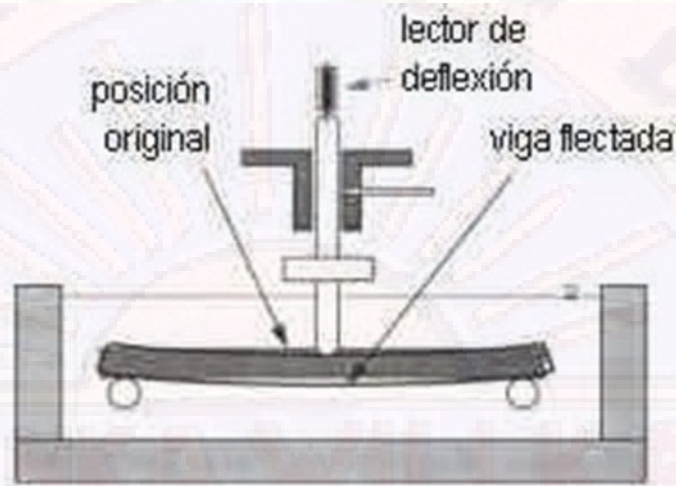


Gráfico 4: Reómetro de viga a flexión

2.2.2.3.4. Ensayo de película delgada en horno rotatorio

Simula el envejecimiento del asfalto que ocurre en la planta durante la elaboración de mezclas de concreto asfáltico en caliente. Se caracteriza por el acto repetitivo del ligante al calor y flujo del aire. Una ventaja de este ensayo es que tarda solo 85 minutos en realizarse. Está regido bajo las normas AASTHO 22 T179 y ASTM D1754. Algunas de las desventajas de este ensayo es que cuando se realiza con asfaltos modificados, suelen formar una capa superficial que obstruye el envejecimiento.

Algunos de los propósitos del ensayo de película delgada en horno rotatorio son: producir un cemento asfáltico oxidado que pueda usarse

para ensayos adicionales y determinar los volátiles que pierde el asfalto durante el proceso del ensayo.



Gráfico 5: Horno rotatorio de película delgada

2.2.2.3.5. Cámara de envejecimiento presión

La cámara de envejecimiento bajo presión es un equipo para simular el envejecimiento del ligante asfáltico en servicio (cerca de 10 años). Las muestras envejecidas por este método son después probadas en el DSR, BBR y DTT para estudios de efecto de envejecimiento de largo plazo en los ligantes asfálticos.

Las muestras pasan antes por el equipo RTFOT que simula el envejecimiento del ligantes durante la fabricación y compactación de la mezcla para después ser sometida a envejecimiento en la cámara de envejecimiento bajo presión (*pressure aging vessel* - PAV), que simula el endurecimiento por oxidación que ocurre en el ligante, a lo largo de la vida útil del pavimento. Las muestras son colocadas en placas rasas de acero inoxidable y envejecidas en una cámara a presión por 20 horas a 2.1 MPa de presión de aire. La temperatura de envejecimiento es seleccionada de acuerdo con el tipo de CAP; después del envejecimiento, la muestra es colocada en una estufa al vacío.



Gráfico 6: Cámara de envejecimiento a presión

2.2.3. Especificaciones SUPERPAVE para la clasificación de ligantes asfálticos

En función del control de la deformación permanente, de la fisuración por bajas temperaturas y de la fisuración debido a la fatiga en los pavimentos asfálticos, surgieron nuevas especificaciones para ligantes asfálticos. Las nuevas especificaciones se logran controlando las distintas propiedades físicas medidas con los equipos descritos anteriormente.

Tabla 2: Especificaciones del cemento asfáltico clasificado por PG según AASHTO M320

	PG 46			PG 52							PG 58					PG 64					
	34	40	46	10	16	22	28	34	40	46	16	22	28	34	40	10	16	22	28	34	40
Temperatura de diseño máxima del pavimento promedio de 7 días, °C ^a	<46			<52							<58					<64					
Temperatura de diseño mínima del pavimento, °C ^a	>-34	>-40	>-46	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-46	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40
Asfalto original																					
Punto de inflamación, T 48, °C, mínimo	230																				
Viscosidad, T 316: ^b máximo 3 Pa·s, temp de prueba, °C	135																				
Esfuerzo Cortante Dinámico, T 315: ^c G*/senS, ^d mínimo 1.00 kPa temp de prueba @ 10 rad/s, °C	46			52							58					64					
Película delgada en horno rotativo (T 240)																					
Cambio de masa, ^e máximo, %	1.00																				
Esfuerzo cortante dinámico, T 315: G*/senS, ^d mínimo 2.20 kPa temperatura de prueba @ 10 rad/s, °C	46			52							58					64					
Residuo en cámara de presión (R 28)																					
Temperatura de curado PAV, °C ^f	90			90							100					100					
Esfuerzo cortante dinámico G* senS, ^d máximo 5000 kPa temperatura de prueba @ 10 rad/s, °C	10	7	4	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	31	28	25	22	19	16
Resistencia al deslizamiento, T 313 : ^g S, máximo 300 MPa valor-m, mínimo 0,300 temp de prueba @ 60 s, °C																					
Resistencia al deslizamiento, T 313 : ^g S, máximo 300 MPa valor-m, mínimo 0,300 temp de prueba @ 60 s, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30
Tensión Directa, T 314: ^h Def unitaria de la falla, mínimo 1,0% temp de prueba @ 1.0 mm/min, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30

Fuente: Especificaciones técnicas generales para construcción - MTC

Tabla 3: Especificaciones del cemento asfáltico clasificado por PG según AASHTO M320

	PG 46			PG 52							PG 58					PG 64					
	34	40	46	10	16	22	28	34	40	46	16	22	28	34	40	10	16	22	28	34	40
Temperatura de diseño máxima del pavimento promedio de 7 días, °C ^a	<46			<52							<58					<64					
Temperatura de diseño mínima del pavimento, °C ^a	>-34	>-40	>-46	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-46	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40
Asfalto original																					
Punto de inflamación, T 48, °C, mínimo	230																				
Viscosidad, T 316: ^b máximo 3 Pa·s, temp de prueba, °C	135																				
Esfuerzo Cortante Dinámico, T 315: ^c G*/senS, ^d mínimo 1.00 kPa temp de prueba @ 10 rad/s, °C	46			52							58					64					
Película delgada en horno rotativo (T 240)																					
Cambio de masa, ^e máximo, %	1.00																				
MSCR, TP 70 ^k : Tráfico standard "S" ^h J _{re3.2} , maximum 4.0 J _{re0.8} , maximum 75% Temp de prueba @ 10 rad/sec, °C	46			52							58					64					
MSCR, TP 70 ^k : Tráfico pesado "H" ⁱ J _{re3.2} , maximum 2.0 J _{re0.8} , maximum 75% Temp de prueba @ 10 rad/sec, °C	46			52							58					64					
MSCR, TP 70 ^k : Tráfico muy pesado "V" Grade ^j J _{re3.2} , maximum 1.0 J _{re0.8} , maximum 75% Temp de prueba @ 10 rad/sec, °C	46			52							58					64					

Fuente: Especificaciones técnicas generales para construcción - MTC

2.2.3.1. Especificación SUPERPAVE – Falla por deformación permanente

Esta forma de falla ocurre a altas temperaturas. La especificación define y establece requisitos para un factor de ahuellamiento (rutting factor), $G^*/\sin(\delta)$, que representa el componente viscoso de la rigidez total del ligante a alta temperatura. Este factor se llama G^* sobre seno de δ , se calcula dividiendo el módulo complejo (G^*) por el seno del ángulo de fase (δ), ambos medidos utilizando el reómetro dinámico de corte. $G^*/\sin(\delta)$ debe ser como mínimo 1,00 kPa para el ligante asfáltico original (sin envejecimiento) y 2,20 kPa como mínimo para el residuo de horno rotatorio de película delgada (RTFO). Es lógico utilizar $G^*/\sin(\delta)$ para el análisis del comportamiento al ahuellamiento.

En el pavimento, el asfalto, y por ende la mezcla, tiene un comportamiento viscoelástico a temperaturas de servicio y las deformaciones resultan una combinación de deformaciones elásticas y plásticas (o viscosas) producto del tránsito. Cada vez que se aplica una carga tiene lugar, aunque sea en una mínima medida, una deformación permanente. Las cargas cíclicas entregan energía deformando la superficie del pavimento. Una fracción de esa energía se recupera en forma elástica y la otra se disipa en forma de calor y flujo. Para reducir las deformaciones permanentes debe minimizarse la energía disipada en cada ciclo. Para el ligante asfáltico se puede demostrar (Stuart, Mogawer, & Romero, 2000) que la energía o el trabajo disipado por la componente viscosa por ciclo de carga se calcula como:

$$W_{disipado} = \int \tau \cdot d\gamma \quad (2.1)$$

Integrando la ecuación anterior a lo largo de un ciclo de carga entre 0 y 2π para una onda de carga sinusoidal se obtiene la ecuación.

$$W_{disipado} = \pi \cdot \tau_{max} \cdot \gamma_{max} \cdot \sin\delta \quad (2.2)$$

Donde τ_{max} es la tensión máxima aplicada, γ_{max} es la deformación máxima y δ es el ángulo de fase que muestra la respuesta del material a partir de la diferencia en el tiempo que aparecen las deformaciones en el material respecto

a la aplicación de la tensión. Este parámetro da una idea del comportamiento visco elástico del material, es decir, la relación de deformación que es recuperable o elástica y la no recuperable o viscosa. Las deformaciones permanentes pueden considerarse un fenómeno producido por cargas cíclicas donde se somete al pavimento a la misma tensión máxima. De esta manera la tensión máxima se vuelve una constante (τ_0). De esta forma la $W_{disipado}$ se vuelve proporcional a la deformación y el ángulo de fase.

La deformación máxima se define como $\gamma_{m\acute{a}x.} = \tau_0/G^*$ y a su vez

$$G^* = \tau_{m\acute{a}x.}/\gamma_{m\acute{a}x.} \quad W_{disipado} = \pi \cdot \frac{\tau_0^2}{(G^* \sin \delta)} \quad (2.3)$$

Puede observarse en la ecuación que el trabajo disipado es inversamente proporcional al parámetro $G^*/\sin \delta$; a mayores valores de $G^*/\sin \delta$ el trabajo disipado y, consecuentemente, la susceptibilidad al ahuellamiento deberían disminuir. Esto puede lograrse o bien incrementando el valor de G^* , disminuyendo $\sin \delta$ o una combinación de ambas. G^* es una medida de la resistencia a la deformación, cuanto más grande sea el valor de G^* para una determinada temperatura o velocidad de carga, mayor resistencia presentará ese ligante. Por su parte $\sin \delta$ representa la componente viscosa, no recuperable, de la deformación. Por tanto, si se tiene un menor δ , menor será el seno y menor la energía disipada. (Morea, 2011).

2.2.3.2. Especificación SUPERPAVE – Falla por fatiga

La falla por fatiga se realiza de acuerdo a la norma ASTM D7175 (2008), el cual es ejecutado en el reómetro de corte dinámico (DSR); tiene la finalidad de evaluar la resistencia a la fatiga del ligante asfáltico. El procedimiento de prueba consiste en aplicar un esfuerzo sinusoidal a una muestra de asfalto envejecida previamente de 8 mm de diámetro y 2 mm de espesor, mediante dos platos paralelos. El equipo aplica el esfuerzo necesario para lograr que el material presente un 1% de deformación a una frecuencia de 10 rad/s. Se realiza un barrido de temperaturas en el rango intermedio de temperatura (4-40 °C) y

se determina la temperatura mínima de resistencia a la fatiga cuando el parámetro de fatiga, $G^*(sen\delta)$, es menor o igual a 5,000 kPa. La caracterización por Grado PG involucra dos tipos de envejecimientos: uno a corto plazo conocido como RTFO (Horno Rotatorio de Película Delgada, del inglés Rolling Thin Film Oven), y uno a largo plazo conocido como PAV (Vasija de Envejecimiento a Presión, de inglés Pressure Aging Vessel). La evaluación por fatiga en el Grado PG se especifica utilizando asfalto residuo de PAV. (Lanamme Universidad de Costa Rica, 2015)

Un ligante menos rígido y más elástico será más resistente a la fatiga, el parámetro SUPERPAVE de fatiga deriva del concepto de disipación de energía, para un fenómeno controlado por deformación (γ)

$$W_{disipado} = \pi \cdot \tau_{max} \cdot \gamma_{max} \cdot sen\delta \quad (2.4)$$

$$\text{Si } \tau_{max} = G^* \gamma_{max}$$

$$\text{Entonces: } W_{disipado} = \pi \cdot \gamma_{max}^2 \cdot (G^* \cdot sen\delta) \quad (2.5)$$

Para evitar el agrietamiento por fatiga en los ligantes asfálticos el parámetro reológico ($G^* \cdot sen\delta$) debe ser el valor mínimo, por ello el protocolo SUPERPAVE limita valores menores a 5000 kPa. (Suarez Castillo, 2003).

2.2.3.3. Especificación SUPERPAVE – Falla por agrietamiento térmico

De acuerdo con la especificación Superpave la rigidez “S” del ligante asfáltico debe ser menor que 300 MPa y el módulo de relajación “m”, debe ser mayor que 0,300, para 60 segundos. Cuanto mayor es el valor de “m”, más eficiente será el ligante en la disipación de las tensiones generadas durante su contracción por la brusca baja de la temperatura.

Debido al concepto de superposición tiempo - temperatura, el ensayo es realizado en 60 segundos, en vez de dos horas, a temperatura 10°C inferior a la reportada. El parámetro “S” es función de la carga, distancia entre soportes,

dimensiones de la viga y deflexión en el tiempo de 60 segundos; $m = \log S(t) / \log t$.

Cuanto menor es la rigidez “S”, mayor es la resistencia al fisuramiento, por eso se limita un valor máximo para “S”. A medida que “m” disminuye, la tendencia es aliviar las tensiones térmicas en la mezcla asfáltica, por eso se limita un valor mínimo requerido para “m”. (Huaman, 2011).

2.2.4. Selección del ligante asfáltico

Hoy en la nueva especificación SHRP para ligantes un rango único: tiene como base la performance vial y los ligantes se seleccionan en función del clima. Las propiedades físicas requeridas (el creep stiffness, $G^*/\sin \delta$, etc.) son las mismas para todos los grados de ligantes.

La temperatura para la cual los requerimientos deben cumplirse es lo que diferencia a los varios grados de ligantes. Por ejemplo, un ligante clasificado como PG 64-22 debe satisfacer los requerimientos de las propiedades físicas a altas temperaturas hasta los 64°C y a bajas temperaturas hasta -22°C.

Tabla 4: Grados actuales en la especificación Superpave

Altas temperaturas (°C) Intervalos de 6°C	Bajas Temperaturas (°C) Intervalos de 6°C	Temperaturas Promedio (°C) Intervalos de 3°C
PG 46	-34, -40 Y -46	10, 7 Y 4
PG 52	-10, -16, -22, -28, -34, -40 Y -46	25, 22, 19, 16, 13, 10 Y 7
PG 58	-16, -22, -28, -34 Y -40	25, 22, 19, 16, 13
PG 64	-10, -16, -22, -28, -34 Y -40	31, 28, 25, 22, 19, Y 16
PG 70	-10, -16, -22, -28, -34 Y -40	34, 31, 28, 25, 22, Y 19
PG 76	-10, -16, -22, -28, Y -34	37, 34, 31, 28, Y 25
PG 82	-10, -16, -22, -28, Y -34	40, 37, 34, 31, Y 28

Fuente: Instituto del asfalto, antecedentes de los métodos de ensayo de ligantes asfálticos de Superpave, p. 24

La selección de los grados del ligante. Superpave dispone de tres métodos con los que el usuario puede seleccionar el grado el ligante asfáltico:

- Por áreas geográficas: el caso de una agencia que desarrolla un mapa sectorizado por el clima y/o decisiones políticas, con los grados de ligantes a ser usados por el diseñador.
- Por temperatura del pavimento: el diseñador necesita conocer la temperatura de diseño del pavimento
- Por temperatura del aire: el diseñador determina la temperatura del aire para el diseño, la cual es convertida a temperatura de diseño del pavimento.

2.2.4.1.Efectos de la velocidad de carga en la selección del ligante

El sistema Superpave determina que el ligante asfáltico debería tener mayor rigidez para los efectos de una menor velocidad en la aplicación de las cargas. Para solucionarlo, establece en su metodología que el grado de la temperatura alta debe incrementaron uno o dos grados, basado conjuntamente en el volumen de tráfico (ESAL, número de ejes equivalentes, por siglas en inglés) y la condición de velocidad de vehículo, definida como estacionaria, baja y estándar. (Bonilla Miranda, 2013)

Tabla 5: Incremento del PG para la temperatura máxima del pavimento

Volumen de tránsito ESAL's (millones)	Condiciones de velocidad de vehículo		
	Estacionaria	Baja	Estándar
< 0.3	---	---	---
0.3 – 3	2	1	---
3 – 10	2	1	---
10 - 30	2	1	---
> 30	2	1	1

Fuente: Instituto del asfalto, antecedentes de los métodos de ensayo de ligantes asfálticos de Superpave, p. 45.

2.2.4.2.Temperatura del aire.

El factor con mayor correlación respecto a la temperatura del pavimento es la temperatura del aire y es la variable que tiene mayor peso en los modelos de estimación de la temperatura del pavimento; fue demostrado en investigaciones realizadas por los modelos SHRP y LTPP. La variable se ve afectada por la cobertura vegetal, nubosidad y la radiación solar. Trabajos llevados a cabo en

el medio oriente dieron a conocer que la implementación del sistema Superpave permite disminuir la susceptibilidad a la deformación permanente del pavimento.

Superpave establece que, para calcular la temperatura máxima, mínima y promedio del pavimento, se tiene que utilizar las bases de datos de temperaturas del aire de las estaciones meteorológicas. Para obtener la temperatura máxima del aire, se debe calcular, para cada año de registro de la estación meteorológica, los siete días consecutivos más calientes de cada año y su promedio. En el caso de la temperatura mínima del aire, se escoge la menor temperatura de cada año de registro. Tanto para la temperatura máxima y mínima del aire, se debe calcular el promedio y la desviación estándar para todos los años de registro. (Bonilla Miranda, 2013)

2.2.4.3. Temperatura del pavimento

En Superpave, la alta temperatura de diseño del pavimento a una profundidad de 20 mm se calcula con la siguiente fórmula:

$$T_{20\text{ mm}} = (T_{\text{aire}} - 0.00618 \cdot \text{lat}^2 + 0.2289 \cdot \text{lat} + 42.2) \cdot (0.9545) - 17.78 \quad (2.6)$$

Donde:

$T_{20\text{ mm}}$ = temperatura del pavimento a una profundidad de 20 mm, en °C
 T_{aire} = promedio de la temperatura del aire para el más caluroso periodo de 7 días, en °C, y

Lat = latitud del proyecto, en grados.

En el Superpave hay dos caminos posibles para la determinación de la baja temperatura de diseño del pavimento. Primero, puede adoptarse como baja temperatura de diseño del pavimento la misma baja temperatura del aire. Este método fue originalmente recomendado por los investigadores de SHRP. Es

una hipótesis muy prudente pues la temperatura del pavimento, en climas fríos, es casi siempre mayor que la temperatura del aire. (Suarez Castillo, 2003).

$$T_{\min} = 0.859 * T_{\text{aire}} + 1.7^{\circ} \quad (2.7)$$

Donde:

$T_{\min}$ = temperatura mínima de diseño del pavimento, en °C

T_{aire} = temperatura mínima del aire en un año promedio, en °C.

2.2.5. Modelo de distribución de temperatura y validación experimental en pavimentos asfálticos

2.2.5.1. Comportamiento térmico de pavimentos sometidos a la radiación solar

Se denomina calor o transferencia de calor a la energía térmica que se transmite debido a la existencia de una diferencia de temperatura en un medio o entre medios. Concretamente, la energía se transmite desde zonas de alta temperatura a zonas de baja temperatura hasta el momento en que se alcanza el equilibrio térmico. En cuanto a las formas de transferencia de calor, existen tres mecanismos básicos: conducción, convección y radiación.

En la transmisión de calor por conducción la energía se transmite entre dos puntos de un medio conductor que poseen distinta temperatura. Este proceso es de una gran importancia en sólidos, teniendo una mucho menor relevancia en líquidos y gases, en los cuales aparece normalmente combinado con el fenómeno de convección. Además, comparado con este, el mecanismo de conducción no conlleva un movimiento macroscópico de materia, cosa que sí ocurre en el caso de la convección.

2.2.5.1.1. Transferencia de calor por conducción

A nivel atómico y molecular el mecanismo de conducción en el caso de los fluidos tiene lugar gracias a la interacción entre moléculas que favorece el traspaso de energía desde las más energéticas a las menos

energéticas. Así, la alta temperatura de un fluido va asociada a una alta energía de sus moléculas que hace que al colisionar con las adyacentes den lugar a esa transferencia de energía. Además de la interacción entre moléculas, el propio movimiento aleatorio de estas, siendo unas más energéticas que otras, va a provocar la transferencia de energía neta en la dirección decreciente de la temperatura. En el caso más concreto de los sólidos, la transferencia de energía se atribuye a las vibraciones de la red cristalina o al movimiento de electrones libres como en el caso de los metales.

Ley de Fourier

Para cuantificar cada proceso de transferencia de calor por conducción y calcular la cantidad de energía transferida por unidad de tiempo mediante este mecanismo se utiliza la ecuación conocida como Ley de Fourier. Esta ley plantea que el flujo de calor entre dos puntos es proporcional al gradiente de temperatura existente entre ellos. La ley tiene la forma siguiente:

$$q^0 = -k\nabla T = -k \cdot \left[i \frac{\partial T}{\partial x} + j \frac{\partial T}{\partial y} + k \frac{\partial T}{\partial z} \right] \quad (2.8)$$

Siendo $T(x,y,z)$ el campo escalar de temperaturas.

Resistencia de contacto

Cuando dos superficies sólidas a distinta temperatura entran en contacto, surge entre ellas una resistencia térmica en la interfase que se denomina resistencia de contacto (R_c). Este fenómeno se produce porque, aunque a nivel macroscópico las superficies de ambos sólidos puedan estar mecánicamente bien acabadas, estas siguen siendo rugosas, o, dicho de otra manera, no totalmente planas, y por lo tanto no ajustan perfectamente. Esto hace que entre los sólidos quede superpuesta una fina capa de fluido que ocupa los huecos existentes en la unión rugosa y que altera la transmisión de calor por vibración de la red cristalina. El valor

de la resistencia de contacto dependerá de la presión que existe entre los sólidos, su rugosidad y de las características del fluido que ocupa la interfase. La forma de transmisión de calor será combinación simultánea de los tres mecanismos básicos ya mencionados: por conducción entre los puntos de contacto de los sólidos, por convección entre el fluido y los sólidos, y por radiación entre las superficies de los sólidos. (Fernandez Diez, 1999).

Ecuación fundamental de la transmisión de calor por conducción

La ecuación fundamental de la transmisión de calor por conducción calcula la distribución espacial y temporal de temperaturas en un medio. Así, la resolución de la ecuación permite determinar la temperatura de cualquier punto del medio para cualquier instante de tiempo. Una vez conocida la distribución de temperaturas ya será posible la evaluación del flujo de calor a través del material mediante la Ley de Fourier. Además, otros estudios como el de la integridad estructural del material serán factibles para evaluar su posible stress térmico, sus expansiones o compresiones asociadas.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial T}{\partial z} \right) + q^0 = \rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} \quad (2.9)$$

Donde ρ es la densidad y C_p el calor específico del medio, ambas propiedades invariables con el tiempo.

Si además se asume que no hay generación o disipación de energía en el medio analizado, la expresión quedaría finalmente de la siguiente forma:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = \frac{1}{\alpha} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (2.10)$$

Con el objetivo de simplificar la expresión anterior, y asumiendo una conductividad térmica constante, la nueva expresión quedaría como se muestra a continuación. En esta nueva ecuación aparece el parámetro $\alpha =$

$k/\rho C_p$ para representar la difusividad térmica del medio. (Pascual Muñoz, 2012).

2.2.5.1.2. Transferencia de calor por convección

A partir del esquema habitual de una placa plana sobre la que fluye un determinado fluido, la transmisión de calor por convección entre la superficie y la placa tiene lugar a través de los dos mecanismos antes comentados: el movimiento aleatorio de moléculas y el movimiento macroscópico del fluido. En la interface superficie- fluido donde la velocidad es cero, y en general en las zonas cercanas a la superficie donde la velocidad es pequeña, la transferencia de calor por convección sucede mayoritariamente por movimiento de moléculas.

Considerando la transferencia de calor entre la superficie y el fluido en movimiento cuando ambos están a diferentes temperaturas, la consecuencia del contacto fluido- superficie es el desarrollo de una región en el fluido en la que la velocidad varía entre cero en la superficie y un valor u_∞ asociado al flujo fluido. Así, las partículas de fluido en contacto con la superficie y velocidad cero provocarán que las partículas en la capa inmediatamente superior vayan más lentas y estas a su vez provocarán el mismo efecto en las partículas de la capa siguiente.

La ecuación que cuantifica el flujo de energía transferida por convección es conocida como la Ley de enfriamiento de Newton. Según ella, el flujo de calor será proporcional a la diferencia de temperaturas existente entre la superficie (T_s) y el fluido que le rodea (T_∞). La ley tiene la forma siguiente:

$$q'' = h \cdot [T_\infty - T_s] \quad (2.11)$$

Donde q'' (W/m^2) es el flujo de calor por convección, h el coeficiente de transmisión de calor por convección, T_{sup} la temperatura de la superficie y T_∞ la temperatura del fluido.

Al parámetro h ($\text{W/m}^2 \text{ K}$) se le denomina coeficiente de transmisión de calor por convección o coeficiente de película y su determinación supone, probablemente, la mayor dificultad a la hora de llevar a cabo un estudio de la transmisión de calor por convección. Esto es así porque depende de varios parámetros como la densidad, viscosidad, conductividad térmica y calor específico del fluido, así como de la geometría de la superficie y las condiciones del flujo fluido. (Incropera & De Witt, 2005).

2.2.5.1.3. Transferencia de calor por radiación térmica

La transmisión de calor por radiación supone la emisión de energía por parte de un cuerpo a través de un medio material o del vacío, cediendo dicho cuerpo parte de su energía interna. La absorción de esa energía por otro cuerpo supone a su vez la oscilación o cambio en la configuración electrónica de los átomos o moléculas que lo constituyen y el aumento de su temperatura.

La naturaleza del transporte de la energía se basa en la dualidad onda-partícula asociada a la radiación electromagnética. Así, la teoría ondulatoria establece que la radiación se comporta como una onda que oscila con una frecuencia ν y una longitud de onda λ . Por su parte, la teoría corpuscular admite que la energía se transporta en forma de fotones, propagándose cada fotón a la velocidad de la luz.

A la distribución del conjunto de las ondas electromagnéticas en función de su longitud de onda (λ) o su frecuencia de emisión (ν) se le denomina espectro electromagnético. En un extremo del espectro se encuentra la radiación más energética y de menor longitud de onda (o mayor frecuencia), la radiación gamma. En el otro extremo se encuentran las ondas de radio, con longitudes de onda del orden de los kilómetros. Entre ellas, el espectro contempla los rayos X, los ultravioleta (UV), la luz visible, el infrarrojo (IR) y las microondas.

La radiación térmica, emitida por un cuerpo en función de su temperatura, se corresponde aproximadamente con la longitud de onda comprendidas entre 10^{-7} y 10^{-4} metros. Esto incluye como radiación térmica una pequeña porción de radiación UV, toda el espectro visible y parte del infrarrojo

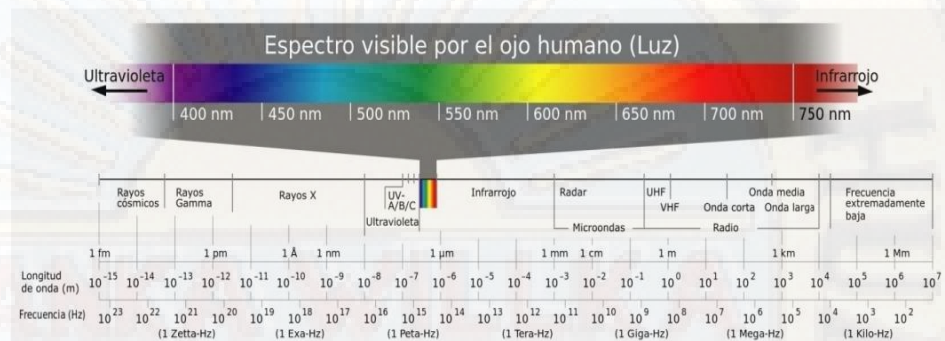


Gráfico 7: Espectro electromagnético

Fuente: Wikipedia

La ley de Stefan- Boltzmann establece que el flujo total de energía emitido por un cuerpo negro es proporcional a la cuarta potencia de su temperatura absoluta, siendo su expresión la siguiente:

$$E_b(T) = \sigma \cdot T^4 \quad (2.12)$$

Donde $\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$ es la constante de Stefan- Boltzmann. Teniendo en cuenta que el cuerpo negro es solo un modelo ideal que permite comparar el comportamiento radiactivo de los cuerpos reales. (Pascual Muñoz, 2012).

2.2.5.2. Balance de energía y propiedades térmicas del pavimento

Los balances de energía existente en la superficie de un pavimento están asociados a las tres formas de transmisión de calor: conducción, convección y radiación. Así, junto al intercambio de energía por radiación entre el pavimento y la atmósfera se produce un intercambio de calor por convección entre la

superficie del pavimento y el aire circundante y un intercambio de calor por conducción hacia el interior del pavimento. (Pascual Muñoz, 2012).

Componentes del balance de energía:

- Radiación solar incidente (directa y difusa) de onda corta sobre el pavimento.
- Radiación solar reflejada por el pavimento hacia la atmósfera.
- Contrarradiación de onda larga emitida por la atmósfera hacia el pavimento.
- Radiación de onda larga emitida por el pavimento hacia la atmósfera.
- Pérdida de energía por convección (natural o forzada) con el aire adyacente.
- Trasmisión de calor por conducción hacia el interior del pavimento.

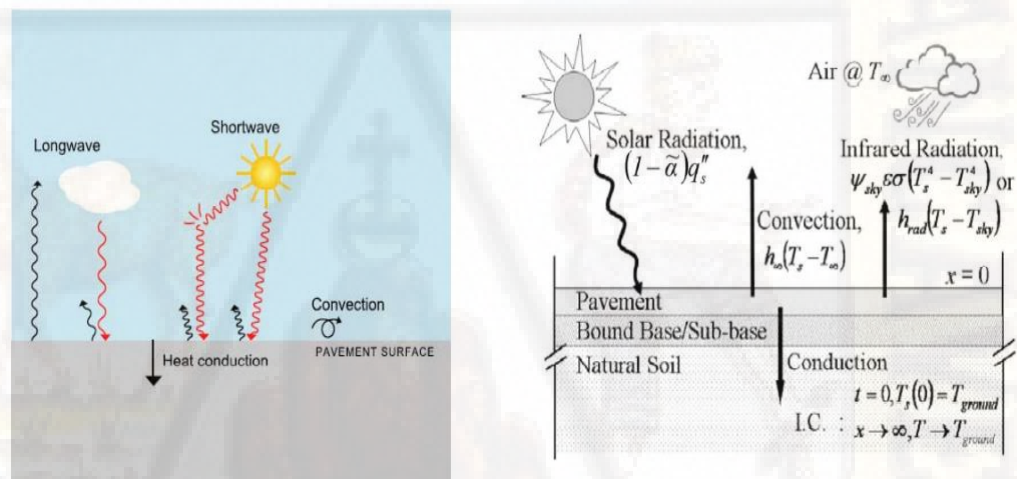


Gráfico 8: Esquema de balance de energía en el pavimento

Radiación solar incidente ($Q_{SW,SUN}$ y $Q_{SW,DIF}$)

Debido a la altísima temperatura de su superficie, unos 6000 °C, el sol es capaz de emitir radiación de onda corta (o alta frecuencia) hacia el espacio exterior. Una pequeña parte de esta energía llega a la tierra e incide en la superficie de cada pavimento. Si la radiación llega a la tierra directamente, sin haber sido reflejada por las nubes, absorbida o difundida por la atmósfera, se denomina radiación directa ($Q_{sw,sun}$). De lo contrario se denomina radiación difusa ($Q_{sw,dif}$).

Parte de la radiación incidente es reflejada por el pavimento, siendo el albedo el parámetro que expresa ese porcentaje de energía reflejada. El porcentaje de energía absorbido por el pavimento se denomina absorptividad (α).

Los valores de absorptividad más representativos propuestos en la literatura se muestran en la tabla 6.

Tabla 6: Valores de absorptividad más representativos propuestos en la literatura

Absorptividad (α)	Material	Referencia
0,85	Asfalto	Hermansson (2000)
0,95	Asfalto	Hermansson (2001)
0,95	Asfalto	Minhoto <i>et al.</i> (2005)
0,90	Asfalto	Asaeda <i>et al.</i> (1996)
0,91	Asfalto	Chen <i>et al.</i> (2008)
0,90	Asfalto	Yavuzturk <i>et al.</i> (2005)
0,85	Hormigón	Bopshetty <i>et al.</i> (1992)

Fuente: Pablo Pascual, estudio del comportamiento térmico de pavimentos de mezcla bituminosa, p 39.

Radiación térmica del pavimento ($Q_{lw,PAV}$)

Se denomina radiación térmica a la emitida por todo cuerpo por estar a una temperatura superior a 0 Kelvin (- 273 °C). Asumiendo que la superficie del pavimento se comporta como un cuerpo gris, la radiación de onda larga emitida a la atmósfera seguirá la Ley de Stefan- Boltzman.

$$Q_{lw,pav} = \varepsilon \cdot \sigma \cdot T_s^4 \quad (2.13)$$

Donde $Q_{lw,pav}$ es la radiación térmica emitida por el pavimento (W/m²), ε es el coeficiente de emisividad, σ es la constante de Stefan- Boltzman ($5,68 \cdot 10^{-8}$ W/m² K⁴) y T_s es la temperatura superficial del pavimento expresada en la escala absoluta (K).

Los valores de emisividad más representativos propuestos en la literatura se muestran en la tabla siguiente (Tabla 7).

Tabla 7: Valores de emisividad del pavimento propuesto por la literatura:

Emisividad (ϵ)	Material	Referencia
0,85	Asfalto	Hermansson (2000)
0,80	Asfalto	Hermansson (2001)
0,90	Asfalto	Minhoto <i>et al.</i> (2005)
0,91	Asfalto	Chen <i>et al.</i> (2008)
0,81	Asfalto	Yavuzturk <i>et al.</i> (2005)
0,88	Hormigón	Bilgen y Richard (1992)

Fuente: Pablo Pascual, estudio del comportamiento térmico de pavimentos de mezcla bituminosa, p 40.

2.2.6. Ensayos complementarios a SUPERPAVE

2.2.6.1. Ensayo MSCR (Prueba de Creep Repetido Multi-Esfuerzo)

Recientemente en los Estados Unidos, se ha incorporado el parámetro “Jnr” con la finalidad de reforzar el grado PG, ya que predice de mejor forma el comportamiento futuro del asfalto en el pavimento.

Con la finalidad de mejorar la exactitud para predecir el desempeño futuro del asfalto en un pavimento y que este cumpla con la vida útil diseñada para el mismo, “Jnr” (Non-recoverable Creep Compliance) existe como un parámetro efectivo y probado.

“Jnr” es la deformación no recuperable (deformación permanente) generada al aplicar una unidad de esfuerzo. Este valor es calculado de la siguiente manera:

$$J_{nr} = \frac{\text{Deformación no recuperada}}{\text{Esfuerzo aplicado}} \quad (2.14)$$

“A menor Jnr, menor será la deformación permanente al aplicar una carga”.

Este parámetro se calcula a partir de los datos obtenidos de la prueba de MSCR. Además, se cuenta con la ventaja de que, en la actualidad, la mayoría de los

reómetros empleados para asfaltos pueden calcular “Jnr” de forma automática. La prueba MSCR se lleva a cabo en la misma pastilla de asfalto RTFO con la que se determinó $G^*/\sin\delta$, a la misma temperatura PG exigida por el proyecto. También se logra eficiencia en el tiempo de la obtención de los resultados de la prueba, ya que solo tarda 30 minutos adicionales como máximo.

ofrece información mucho más valiosa ya que permite evaluar las siguientes propiedades del asfalto:

- Deformación permanente generada por unidad de esfuerzo.
- Respuesta elástica.
- Dependencia del comportamiento a diferentes niveles de esfuerzo.
- Memoria elástica.
- Capacidad elástica real.
- Deformación total acumulada después de 20 ciclos.

Este conjunto de propiedades permite, a partir de las condiciones climatológicas existente en la zona del proyecto y del número de ejes equivalentes considerados para el mismo, seleccionar asfaltos óptimos.

Dicha prueba de MSCR consiste en:

1. Aplicar a un material un esfuerzo constante por un periodo de tiempo, causando con esto una deformación (Creep).
2. Se detiene la aplicación del esfuerzo y se deja que la estructura del material se recupere libremente de la deformación causada con el esfuerzo aplicado (Recovery).
3. Este ciclo (Creep – Recovery) se repite diez veces a un esfuerzo establecido.
4. Se repite el mismo proceso (inciso 1 a 3 anterior) a un esfuerzo superior.

Detalle el protocolo de MSCR: Condiciones de la prueba:

- El ensayo se realiza en la misma pastilla que se determinó $G^*/\sin\delta$ (Asfalto RTFO), (platos paralelos de 25.0 mm de diámetro y 1.0 mm de “gap”).
- La temperatura de prueba es la que se establezca en el proyecto.
- La muestra debe permanecer en reposo a la temperatura de prueba por lo menos un minuto antes correr el MSCR.
- Se aplica un esfuerzo constante de 100 Pa durante 1.0 segundo (Creep). El esfuerzo máximo se alcanza en aproximadamente 0.02 segundos.
- El lapso de recuperación es de 9.0 segundos a esfuerzo cero (Recovery).
- Se llevan a cabo 10 ciclos a 100 Pa.
- Se aplica un esfuerzo constante de 3200 Pa durante 1.0 segundo (Creep). El esfuerzo máximo se alcanza en aproximadamente 0.02 segundos.
- Se llevan a cabo 10 ciclos a 3200 Pa.

Es muy importante resaltar, que durante el periodo “recovery”, el reómetro de corte dinámico no realiza otra acción más que la de medir la respuesta del asfalto, por lo que las mediciones en el segmento de recuperación, dependen totalmente de la “memoria elástica” del asfalto. Esto no ocurre en la metodología actual para determinar $G^*/\sin\delta$ en la que el reómetro se encarga de regresar el material a la posición original. (Sandoval Navarro & Cremades Ibáñez, 2003).

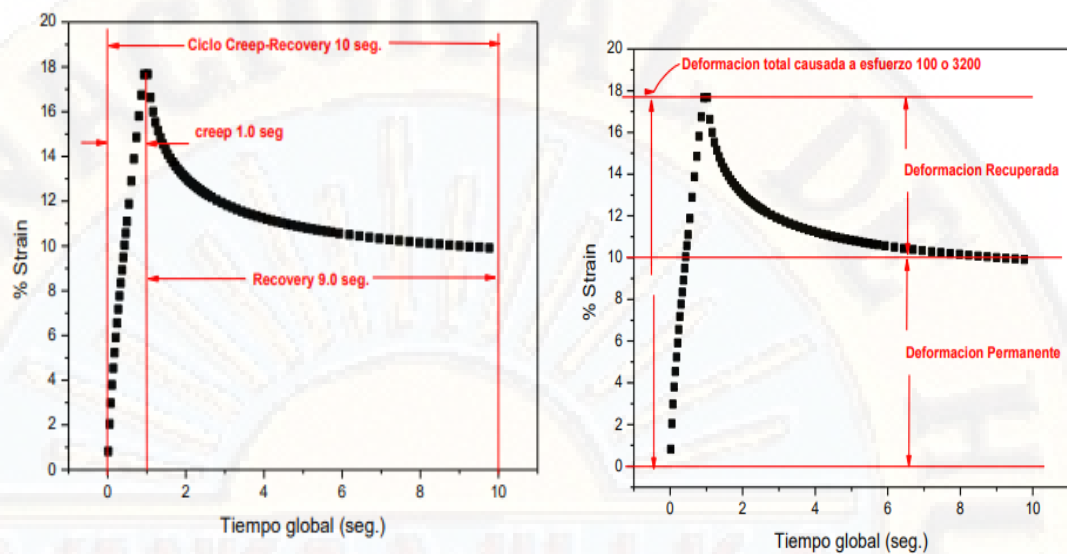


Gráfico 9: Ciclo Creep-Recovery, 1.0 seg. a esfuerzo constante en el paso creep y 9.0 seg. en el segmento de recuperación a esfuerzo cero.

Al aplicar dos niveles de esfuerzo, 100 y 3200 Pa, se puede evaluar la dependencia de la capacidad elástica del asfalto ante el esfuerzo de corte.

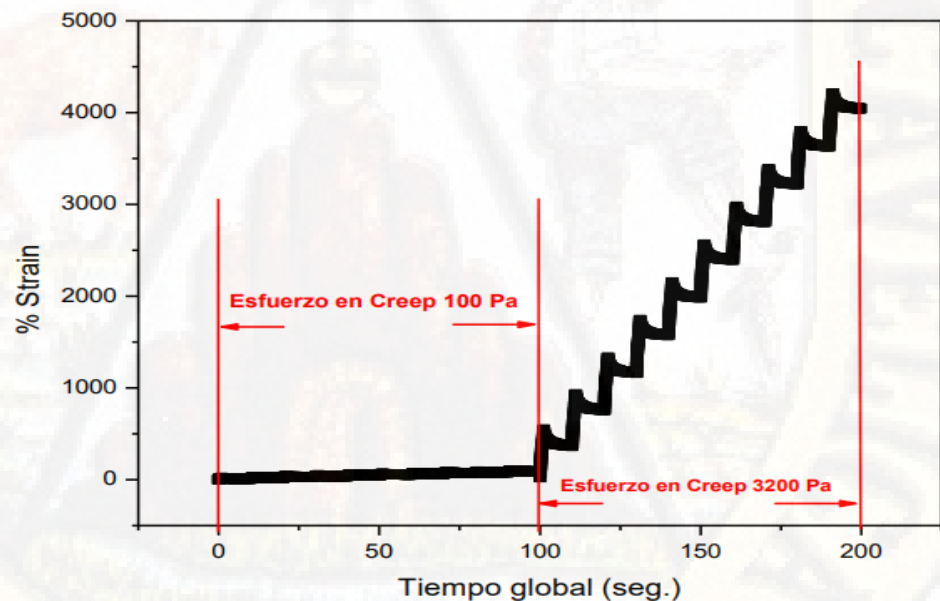


Gráfico 10: Ciclo Creep-Recovery a 100 Pa y, ciclos Creep-Recovery a 3200 Pa

2.2.6.2. Ensayo de Barrido de Amplitud Lineal (LAS)

El ensayo LAS se lleva a cabo de acuerdo al método AASHTO TP101 (2014), el cual determina la resistencia al daño por fatiga por medio de una carga cíclica

(sinusoidal) e incrementando la amplitud de carga en forma lineal; la intención del ensayo es causar un daño acelerado por fatiga. El enfoque de Daño Continuo se utiliza para calcular la resistencia a la fatiga a partir de las propiedades reológicas del ligante y los resultados del barrido de amplitud.

El ensayo se realiza en el (DSR) de acuerdo a los parámetros mostrados en la Tabla 8, donde se divide en 2 etapas, siendo la primera un barrido de frecuencias a una deformación constante (0.1%); mientras que la segunda es un barrido de deformaciones a frecuencia constante (10 Hz). Esto permite realizar el análisis del Daño Continuo Viscoelástico (VECD), donde se calcula el parámetro de desempeño a fatiga del ligante, N_f .

Tabla 8: Especificaciones de ensayo de barrido de amplitud lineal (LAS)

<i>Origen de la muestra</i>	<i>Residuo de PAV</i>
<i>Temperatura de ensayo</i>	<i>19 °C (ASTM D6373)</i>
<i>Geometría/Espesor</i>	<i>8 mm / 2mm</i>
ETAPA I	
<i>Deformación (%)</i>	<i>0.1</i>
<i>Frecuencia (Hz)</i>	<i>Barrido de 0.2 - 30</i>
ETAPA II	
<i>Frecuencia (Hz)</i>	<i>10</i>
<i>Deformación (%)</i>	<i>Barrido de 0 - 30</i>
<i>Ciclos requeridos</i>	<i>3,100</i>

Fuente: AASHTO TP101

El análisis de la fatiga por medio de este ensayo involucra generar la curva de Wöhler; la cual es una curva representativa que permite visualizar los materiales en el rango de fatiga. Define una relación entre la sollicitación (esfuerzo o deformación) y el número de ciclos a la ruptura o falla, N_f . (Ayala del Toro, Garnica Anguas, & Delgado Alamila, 2015).

2.2.6.3. Ensayo de tracción directa (DTT)

Los asfaltos pueden exhibir una rigidez estática a baja temperatura mayor de la deseada. Entre tanto, ellos pueden no agrietarse debido a su capacidad de deformar sin romper a baja temperatura. De esa forma, la especificación

permite que el ligante posea una rigidez mayor, desde que se compruebe a través del ensayo de tracción directa (direct tension test - DTT) que él posee ductilidad suficiente a bajas temperaturas. Por medio del DTT como se aprecia en la figura, obteniéndose la tensión de ruptura, que es medida a partir del estiramiento de una muestra a baja temperatura (+6°C a -36°C). De modo semejante al BBR, el cumplimiento a los criterios del ensayo DTT asegura que la lectura del ligante, a baja temperatura sea minimizada.

2.3. Definición de Términos

- **Ligante asfáltico:** Cemento asfáltico producido a partir del residuo de petróleo con o sin la adición de modificadores orgánicos no particulados.
- **Módulo de Corte Complejo, G^* :** Razón calculada dividiendo el valor absoluto de la tensión de corte máximo, τ , por el valor absoluto de la deformación de corte máxima, γ .
- **Ángulo de Fase, δ :** El ángulo en radianes entre una deformación aplicada sinusoidalmente y la resultante de tensión sinusoidal en un ensayo tipo deformación controlada, o entre la tensión aplicada y la deformación resultante en un ensayo tipo tensión controlada.
- **Probeta de prueba testigo:** Una briqueta testigo formada entre los platos de la prueba del reómetro de corte dinámico (DSR) del ligante asfáltico u otro polímero para medir la temperatura sostenida del ligante asfáltico. La probeta de prueba testigo se usa solamente para determinar las correcciones de temperatura.
- **Ciclo de carga:** Ciclo unitario de tiempo para que la muestra de la prueba este cargada a una frecuencia y esfuerzo o nivel de deformación seleccionadas.

- **Estimación de rigidez en flujo plástico, $S(t)$:** Rigidez obtenida por ajuste de un polinomio de segundo orden para el logaritmo de la rigidez medida a 8.0, 15.0, 30.0, 60.0, 120.0 y 240.0 segundos y el logaritmo de tiempo.
- **Endurecimiento físico:** Rigidización de los ligantes asfálticos, como función del tiempo, resultante del incremento retardado de rigidez cuando el asfalto es almacenado a bajas temperaturas. El incremento de rigidez debido a endurecimiento físico es reversible cuando la temperatura se eleva.
- **Módulo de Almacenamiento de Corte, G' :** El módulo complejo de corte multiplicado por el coseno del ángulo de fase expresado en grados. Representa la componente en fase del módulo complejo que es una medida de la energía almacenada durante un ciclo de carga.
- **Viscoelástico Lineal:** Dentro del contexto de esta especificación, se refiere a la región de comportamiento en la cual el módulo de corte dinámico es independiente de la tensión o deformación de corte.
- **AASHTO:** Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, es un órgano que establece normas, publica especificaciones y hace pruebas de protocolos y guías usadas en el diseño y construcción de autopistas en todo los Estados Unidos. A pesar de su nombre, la asociación representa no solo a las carreteras, sino también al transporte por aire, ferrocarril, agua y transporte público.
- **ASTM:** American Society of Testing Materials, que significa, Asociación Americana de Ensayo de Materiales. Esta asociación radicada en Estados Unidos se encarga de probar la resistencia de los materiales para la construcción de bienes.
- **SUPERPAVE:** Nuevas especificaciones para asfalto y agregado, un nuevo método de diseño de mezclas asfálticas en caliente y un modelo de predicción del comportamiento de pavimentos asfálticos.

- **RTFOT:** Equipo que permite la realización de envejecimientos acelerados de asfaltos bituminosos, mediante calor y aire. Medida de la resistencia al endurecimiento por efecto del calor y el aire y el cambio en la masa de la muestra (pérdida por calor). Recomendado para asfaltos, aceites o ligaduras bituminosas.
- **PAV:** Equipo Pressure Aging Vessel (PAV) ha sido diseñado para simular el envejecimiento de ligantes de asfalto mediante la exposición a elevadas temperaturas en un ambiente presurizado.
- **Python:** es un lenguaje de programación de código abierto, orientado a objetos, muy simple y fácil de entender. Tiene una sintaxis sencilla que cuenta con una vasta biblioteca de herramientas, que hacen de **Python** un lenguaje de programación único.
- **Fatiga:** Es la situación en la que se encuentran distintas piezas sometidas a cargas cíclicas cuya intensidad posee un valor inferior al crítico de rotura del material. La amplitud de la tensión varía alrededor de un valor medio, el promedio de las tensiones máxima y mínima en cada ciclo:
- **Deformación permanente:** Es la deformación plástica del concreto asfáltico o deformación del ligante. En un pavimento, estas deformaciones, si son excesivas, generan hundimientos o desplazamientos que se manifiestan en la superficie como ahuellamiento e, incluso, asentamientos de gran magnitud.
- **Reometro:** Es un instrumento de laboratorio que se usa para medir la forma en que fluyen un líquido, mezcla o suspensión bajo la acción de fuerzas externas.

2.4. Hipótesis

Hipótesis general

Las temperaturas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales no influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos en el control de fallas de pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés.

Hipótesis específico

1. Las temperaturas altas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) no influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de deformación permanente en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés.
2. Las temperaturas intermedias de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) no influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de agrietamiento por fatiga en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés.
3. Las temperaturas bajas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) no influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de agrietamiento térmico en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés.

2.5. Variables

- **Variable independiente:** Temperatura de ensayo; tipo de cemento asfáltico convencional.
- **Variable dependiente:** Grado de Desempeño (PG) en el control de fallas de pavimentos asfálticos.

2.6. Operacionalización de variables

Tabla 9: Operacionalización de variables dependientes e independientes

Variable	Definición conceptual	Dimensión	Sub dimensiones	Índice/ Indicador
VARIABLE INDEPENDIENTE				
Temperatura de ensayo Superpave	La temperatura de ensayo Superpave son aquellas temperaturas al cual son sometidas los ligantes asfálticos a fin de satisfacer un adecuado comportamiento reológico a temperaturas requeridas de diseño de un pavimento flexible en la zona de investigación.		Temperatura alta de ensayo Temperatura intermedia de ensayo Temperatura baja de ensayo	°C
Tipo de cemento asfáltico convencional	El tipo de cemento asfáltico convencional es aquella que no ha sido modificada en su composición química, se clasifica por su consistencia de acuerdo al grado de penetración.		Cemento Asfáltico: CA: 85/100 Cemento Asfáltico: CA: 120/150	PEN
VARIABLE DEPENDIENTE Grado de Desempeño – SUPERPAVE de cementos asfálticos en el control de fallas de pavimentos flexibles.	Constituye una especificación del Sistema de SUPERPAVE que evalúa el comportamiento reológico de los ligantes asfálticos en su estado original y envejecido, y que son relacionadas con los parámetros de desempeño de sus respectivos pavimentos de asfalto para controlar tres fallas críticas: deformación permanente, agrietamiento por fatiga y agrietamiento térmico,	Propiedades reológicas a temperaturas altas (Resistencia a deformación permanente)	Módulo complejo (G*) y Ángulo de fase (δ)	Estado original $\frac{G^*}{\sin \delta} > 1.0$ Estado envejecido: RTFOT $\frac{G^*}{\sin \delta} > 2.2$
		Propiedades reológicas a temperaturas intermedias (Resistencia a fatiga)	Módulo complejo (G*) y Ángulo de fase (δ)	Estado envejecido: RTFOT+PAV $G^* \sin \delta < 5000$
		Propiedades reológicas a temperaturas bajas (Resistencia a agrietamiento térmico)	Módulo de rigidez S(t) y parámetro de relajación (m)	Estado envejecido: RTFOT+PAV $S(t) = \frac{P.L^3}{4.b.h^3.\delta(t)} < 300.$ $alor - m = B + 2C.[\log(t)] > 0.3$

Fuente: Elaborado por los tesisistas

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Ámbito temporal y espacial

El ámbito temporal donde se desarrolló el presente proyecto de investigación que inició desde el planteamiento hasta la ejecución del mismo, está dentro del periodo 2019 – 2020. El ámbito espacial fue el área de influencia de la carretera nacional tramo Huancavelica – Santa Inés y las instalaciones de la empresa grupo TDM del distrito de Lurín, departamento de Lima, donde se desarrollaron diferentes ensayos a los ligantes asfálticos a través de los protocolos SUPERPAVE.

3.2. Tipo de investigación

El tipo de investigación de este proyecto es aplicada, tecnológica, cuantitativa y experimental. Para Murillo (2008), citado por Vargas (2009, p.159) sostiene que: La investigación aplicada recibe el nombre de “investigación práctica o empírica”, que se caracteriza porque busca la aplicación o utilización de los conocimientos adquiridos, a la vez que se adquieren otros, después de implementar y sistematizar la práctica basada en investigación. El uso del conocimiento y los resultados de investigación que da como resultado una forma rigurosa, organizada y sistemática de conocer la realidad.

3.3. Nivel de investigación

El nivel de investigación de este proyecto es explicativo porque van más allá de la descripción de conceptos o fenómenos o del establecimiento de relaciones entre conceptos; están dirigidos a responder a las causas de los eventos físicos o sociales. Como su nombre lo indica, su interés se centra en explicar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se da este, o porque dos o más variables están relacionados. (Hernández Sampieri, 1993).

Para Niño, (Niño Rojas, 2011) menciona sobre la investigación explicativa: Este es el tipo de investigación que más profundiza nuestro conocimiento de la realidad, porque explica la razón, el porqué de las cosas, y es por lo tanto más complejo y delicado, pues el riesgo de cometer errores aumenta considerablemente.

3.4. Población, muestra y muestreo

La población para el presente proyecto de investigación serán los cementos asfálticos de diferentes consistencias (CA: 85/100 Pen y CA: 120/150 Pen) de lotes provenientes de la refinería Pampilla – Repsol con fecha 24 de setiembre del 2020, se tomará 15 muestras de cemento asfáltico de consistencia 85/100 Pen (03 ligantes asfálticos originales para ensayos a temperaturas altas, 03 ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT para ensayos a temperaturas altas, 03 ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT + PAV para ensayos a temperaturas intermedias, 03 ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT + PAV para ensayos a temperaturas bajas y 03 ligantes envejecidos a RTFOT + PAV para ensayo de tracción directa) y otros tanto para el cemento asfáltico de consistencia 120/150 Pen. La muestra es en esencia una representación de las características de la población.

El muestreo para el presente trabajo de investigación es probabilístico del tipo muestreo aleatorio estratificado es decir consiste en considerar categorías típicas diferentes entre sí (02 categorías, CA: 85/100 pen y CA: 120/150 Pen) que poseen gran homogeneidad respecto a alguna característica (Consistencia del asfalto).

3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.5.1. Técnicas de recolección de datos

La observación como técnica de investigación científica, es un proceso minucioso que permite conocer de forma directa e inmediata, el objeto de

estudio para posteriormente describir y analizar las diferentes situaciones sobre la realidad estudiada. (Bernal, 2010)

3.5.2. Instrumentos de recolección de datos

(Cerdeja Gutierrez, 1993) menciona que los instrumentos son mecanismos que tienen por finalidad obtener información certera y valida, en toda investigación cuantitativa o cualitativa. Asimismo, es de vital importancia ya que depende razonablemente del instrumento la validez de los resultados obtenidos en la investigación.

En el presente trabajo de investigación, los principales instrumentos que se utilizaron fueron.

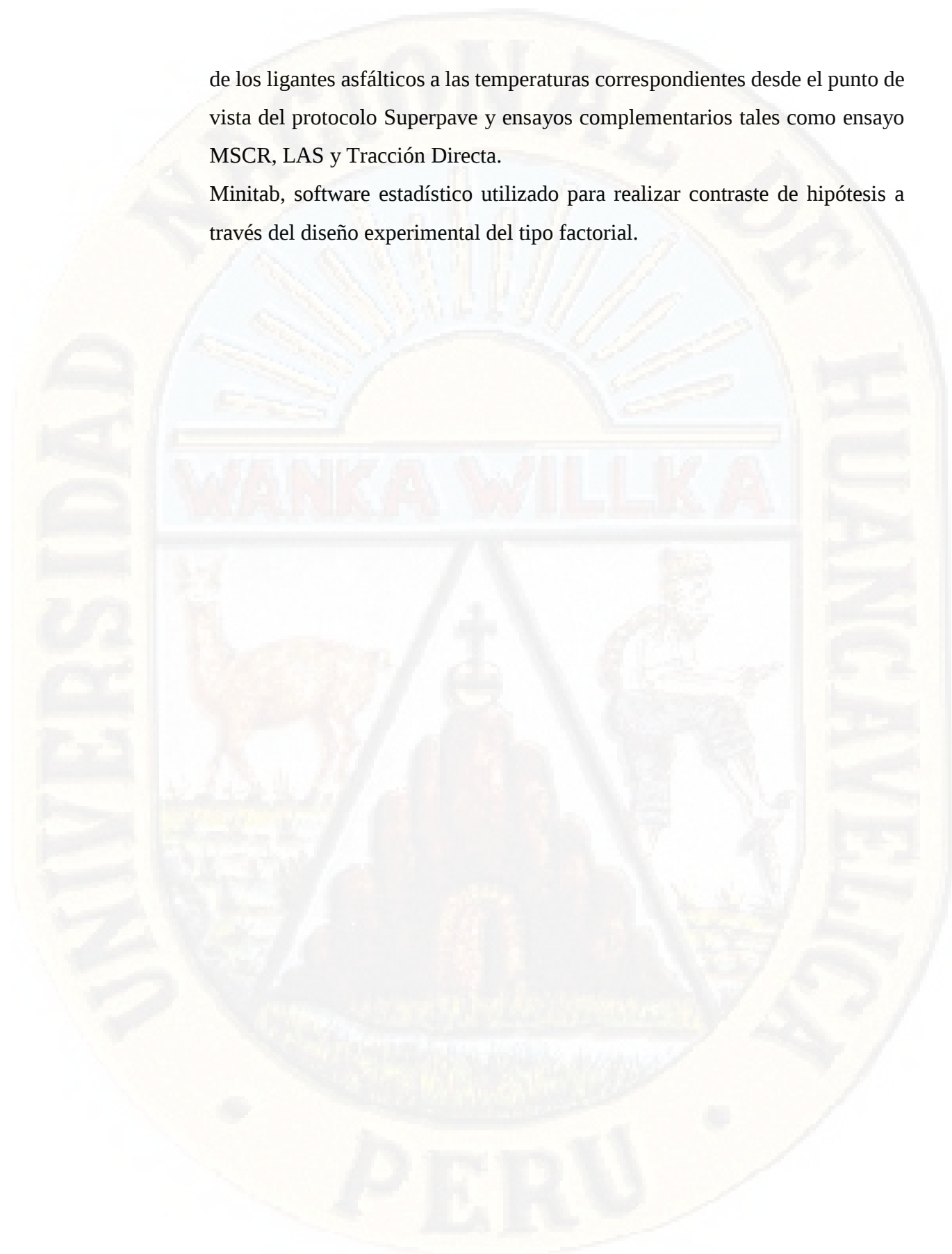
- Reómetros dinámicos de corte: Para la recolección de parámetros reológicos de ligantes asfálticos viscoelásticos a temperaturas altas e intermedias.
- Reómetro de viga a flexión: Para la recolección de parámetros reológicos de ligantes asfálticos viscoelásticos a temperaturas bajas.
- Equipo de tracción directa: Para recolectar datos de ligantes asfálticos de naturaleza frágil – dúctil a temperaturas bajas y rigidez elevada.
- Termopar con sensor expuesto - dataloger y termómetro de infrarojo: Para recolectar datos de temperatura de probetas de mezclas asfálticas en caliente y en frío.
- Cámara fotográfica, cronometro y formatos del Ministerio de Transportes y Comunicaciones: Para recolectar datos de tráfico.

3.6. Técnicas y procesamiento de análisis de datos

Excel, se empleará la hoja de cálculo donde se almacenará y sistematizará los datos recopilados en campo (tráfico de vehículos, temperatura de probetas de mezcla asfáltica), sistematización de temperatura registradas de las estaciones meteorológicas y parámetros reológicos del Grado de Desempeño de cada uno

de los ligantes asfálticos a las temperaturas correspondientes desde el punto de vista del protocolo Superpave y ensayos complementarios tales como ensayo MSCR, LAS y Tracción Directa.

Minitab, software estadístico utilizado para realizar contraste de hipótesis a través del diseño experimental del tipo factorial.



CAPÍTULO IV

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis de información

El proyecto de investigación se encuentra estructurada de la siguiente manera (figura 11), esquema que nos permitirá seguir en forma ordenada y secuencial la presentación de los resultados.

Primera fase: Determinación del Grado de Performance por solicitudes de clima y tráfico

Resultados relacionados a la determinación del Grado de Performance PG desde la perspectiva de las exigencias climáticas del área de influencia del proyecto de investigación (Carretera nacional tramo Huancavelica – Santa Inés) dentro del marco de protocolo SUPERPAVE.

Para ello es necesario estimar las temperaturas de diseño de los pavimentos (T_{dis}) en condiciones más críticas tanto a temperaturas altas (AT_{dis}) y bajas (BT_{dis}) a partir del cual se estimará las temperaturas intermedias de diseño (IT_{dis}), la estimación de estas temperaturas de diseño de pavimento se estimará a través de modelos de predicción de la temperatura de pavimento establecidos por la especificación SUPERPAVE que a su vez es función de las temperaturas ambientales Superpave (máxima definidas como el promedio los siete días consecutivos más calientes de cada año y para el caso de la temperatura ambiental y mínima se escoge la menor temperatura de cada año de registro) y latitud.

Obtenida las temperaturas de diseño máxima y mínimo se acudirá a la tabla 1 de AASHTO M320 (Especificaciones del cemento asfáltico clasificado por PG) determinándose el PG correspondiente, es necesario recordar que el

ligante asfáltico es un material viscoelástico y como tal sus propiedades dependen de la variación de la temperatura y del volumen - rapidez de aplicación de las cargas repetidas, por lo que el PG determinado por sollicitaciones puramente climática deberá ser ajustado por efectos del tráfico de acuerdo a las especificaciones SUPERPAVE (Cargas lentas un nivel de temperatura Superpave, volumen de tránsito medio incremento de un nivel de temperatura Superpave, etc), lográndose de esta manera la determinación del Grado de Performance (Desempeño) en función de las exigencias del sector geográfico donde se ubica el presente proyecto de investigación.

Segunda Fase: Modelo implementado llamado “EGRA” para determinación de temperaturas en pavimentos asfálticos y validación experimental

El modelo “EGRA” constituye una contribución de los tesisistas del presente proyecto de investigación, surge por la necesidad de conocer la eficacia que tiene el modelo predictor de temperatura de diseño del pavimento establecido por las especificaciones SUPERPAVE para nuestra realidad, fundamentada básicamente por el hecho de ser un modelo producto de un registro amplio de temperaturas de la red vial norte americana y canadiense, para luego compararlo y validar su aplicación.

El presente modelo “EGRA” basa su aplicación en el conocimiento profundo del comportamiento térmico de los pavimentos asfálticos (balance de energía a través de los procesos de transferencia de calor por radiación, convección y conducción) generándose un modelo físico – matemático cuya solución ha sido abordado a través del método numérico en diferencias finitas, cuyo lenguaje de programación utilizado para implementar el MDF ha sido el paquete informático Python, para posteriormente calibrar el modelo con la elaboración de dos grupo de probetas de 050x0.50*0.10 m de mezcla asfáltica en caliente (MAC: 120/150 Pen) y en frío (MAF: emulsión asfáltica catiónica de rotura lenta) y realizar las mediciones de temperatura tanto a nivel de superficie y a diferentes profundidades haciendo uso de termopares con sensores expuestos y termómetros infrarojos cuyo registro de datos se realizaron con un dataloger,

así mismo la medición de la irradiancia solar con un piranómetro de radiación global y la temperatura del medio ambiente circundante, tales mediciones se realizaron cerca de la estación meteorológica de Callqui Grande,

Tercera Fase: Determinación del Grado de Performance (PG) de los ligantes asfálticos

En esta fase se determina el Grado de Performance (PG) de los ligantes asfálticos previamente seleccionados (para nuestro caso dos tipos de asfaltos convencionales, CA: 85/100 y 120/150 Pen.) a través del uso de Reómetros Dinámicos de Corte (DSR) para temperaturas altas (Resistencia a la deformación) e intermedias (Resistencia a la fatiga) y el Reómetro de Viga de flexión (BBR) para temperaturas bajas (Resistencia al agrietamiento por fatiga), para el caso de ensayos a altas temperaturas los ligantes asfálticos se someten al ensayo de laboratorio en el DSR mediante un barrido de temperaturas en su estado original y envejecido a RTFOT (XX: Temperatura de ensayo) donde las temperaturas de la muestra de asfalto deben de realizarse a temperaturas superiores a las requeridas por las condiciones de exigencia climática ($XX > T_{Adis}$), para el caso de temperaturas intermedias los ligantes asfálticos se someten también al DSR con asfaltos envejecidos a RTFOT y PAV que simulan el envejecimiento del asfalto a corto y largo plazo, donde la temperatura de la muestra de asfalto debe ser sometida a ensayo de laboratorio por debajo de la temperatura intermedia de diseño ($IT \leq IT_{dis}$) y finalmente para el caso de ensayos a bajas temperaturas los ligantes asfálticos se someten al BBR a una temperatura inferior al de diseño, es decir $YY \leq BT_{dis}$ con asfalto envejecido a PAV.

De las muestras sometidas a los ensayos de laboratorio a través de un barrido de temperaturas en condiciones de operación viscoelástico lineal (Operación de los reómetros Superpave a una frecuencia de 10 rad/s, con esfuerzo de corte y deformación proporcionales e independiente del módulo complejo) se obtienen los parámetros reológicos del módulo complejo (G^*) y el ángulo de fase (δ) para ensayos a temperaturas altas e intermedias y parámetros

reológicos tales como rigidez a flexión $S(t)$ y relajación “m” para temperaturas bajas, a partir de estos resultados es posible determinar el PG de los ligantes asfálticos de acuerdo a especificaciones Superpave y compararlos con los PG requeridos a fin de garantizar que los asfaltos seleccionados tengan un comportamiento adecuado (Resistencia a fallas por deformación permanente o plástica, resistencia al agrietamiento por fatiga y resistencia al agrietamiento térmico por bajas temperaturas) durante la vida útil como componentes dentro del pavimento asfáltico.

Determinado los PG promedios (mínimo de tres corridas por muestra y temperatura seleccionada) de los dos tipos de ligantes asfálticos a diferentes temperaturas se someten a un diseño de investigación experimental del tipo factorial para apreciar la existencia o no de la influencia de las temperaturas a diferentes niveles y del tipo de ligantes asfálticos (CA: 5/100 y 120/150 Pen) y la interacción de ellas sobre el comportamiento o grado de performance a través de la prueba de hipótesis.

Si existe la influencia de los factores de la temperatura y tipo de asfalto o interacción entre ellas, se procederá a verificar el cumplimiento de las mismas desde el punto de vista de las especificaciones Superpave a través de la determinación del Grado de Desempeño (PG) en cada uno de los cuatro tramos establecidos (Tramo I: Huancavelica – Chuñuranra, Tramo II: Chuñuranra – Lachocc), Tramo III: Lachocc – Chonta y Tramo IV: Chonta – Santa Inés) del presente proyecto de investigación y con sus respectivos requerimientos de PG en función a sus exigencias climáticas y de tráfico.

Cuarta Fase: Métodos de desempeño complementarios a Superpave.

El presente trabajo de investigación basa el estudio del comportamiento de los ligantes asfálticos convencionales en la ciencia de la reología y de equipos tecnológicos altamente especializados (reómetros) que tratan de acercarse al conocimiento real del comportamiento de los pavimentos asfálticos conociendo el desempeño de los ligantes asfálticos, porque se tiene muy claro que las fallas se originan y se propagan en los ligantes asfálticos, pese a la

vanguardia de esta metodología se han encontrado algunas deficiencias y limitaciones, por lo que se ha visto por conveniente complementar con otros métodos o ensayos teniendo en consideración el tipo de falla, el uso de los mismos equipos (reómetros) y muestras de ligantes asfálticos.

Ensayo complementario para temperaturas altas

a) Ensayo MSCR (Multi-stress creep and recovery)

La limitación que tiene la especificación SUPERPAVE para ensayos realizados a altas temperaturas a través del Reómetro de corte dinámico (DSR) es que no toma en consideración la recuperación elástica retardada (modelo de Burger – viscoelasticidad del asfalto) debido a que la frecuencia al cual es ensayada la muestra de ligante asfáltico alcanza los 10 rad/s, es decir que el DSR a tal frecuencia no puede capturar la recuperación elástica retardada y lo considera como parte de la deformación permanente, es por ello que muchas veces subestima el real desempeño de los ligantes asfálticos.

Frente a tal limitación se ha complementado con el ensayo MSCR (Multi-stress creep and recovery) que se realiza con la misma muestra ensayada envejecida en el DSR a la temperatura de ensayo que establece el proyecto, determinando parámetros tal como el “Jnr” (Non-recoverable creep compliance) y RE (Recuperación elástica) que refuerza el grado PG y que permite predecir de mejor forma el comportamiento futuro del asfalto en el pavimento tomando en consideración el número de Ejes Equivalentes estimados en el estudio de tráfico. Es decir que los ligantes asfálticos no solo deben cumplir las exigencias impuestas por el clima a este se le suma la variable del tráfico contemplado en el presente proyecto de investigación.

b) Ensayo SUPERPAVE modificado a frecuencia de 6 rad/s

La especificación SUPERPAVE realiza los ensayos a través del DSR a una frecuencia estandarizada de 10 rad/s equivalente a una velocidad de

circulación de un vehículo pesado de 90 km/h aproximadamente. Aspecto que no corresponde a nuestra realidad con vehículos de alto tonelaje circulando a 40 – 50 km/h limitadas básicamente por las características geométricas de nuestras carreteras y condicionada por la geografía agreste de la zona del presente proyecto, por lo que se vio por conveniente modificar el ensayo a través de una nueva configuración del DSR a una frecuencia de 6 rad/s equivalente a velocidades de circulación de vehículos pesados de 40 a 50 km/h aproximadamente, obteniéndose grados de desempeño (PG) más reales.

Ensayo complementario para temperaturas intermedias

a) Ensayo de barrido de amplitud lineal (LAS)

El criterio adoptado por las especificaciones Superpave para la evaluación del desempeño del ligante en relación a la fatiga es el parámetro $|G^*| \cdot \sin(\delta)$, el cual se obtiene a partir del DSR. Este parámetro se mide en el intervalo viscoelástico lineal, empleando pequeñas deformaciones y se basa en el concepto de la energía disipada por ciclo de carga. La principal limitación es que $|G^*| \sin(\delta)$, es simplemente una medida inicial de las propiedades viscoelásticas lineales sin daños y no puede ser adecuado para extrapolar esta propiedad de predecir el daño después de múltiples ciclos de cargas típicamente asociados al daño por fatiga. La causa de esta ineficiencia del parámetro $|G^*| \cdot \sin(\delta)$ sería debido a que este es determinado por ensayos realizados en la región viscoelástica lineal para niveles bajos de deformación, en cuanto al fenómeno real se daría en la región de viscoelasticidad no lineal, para grandes deformaciones.

Visto estas limitaciones de las especificaciones Superpave, el presente proyecto de investigación ha complementado con un método de barrido de amplitud lineal (LAS) que a través del concepto de daño continuo viscoelástico y la teoría de Shapery permiten predecir las fallas por fatiga a través de la formulación del modelo de vida a fatiga (Número de ciclos

de falla a fatiga) en una sola corrida, así mismo la evolución del daño a fatiga y la degradación del ligante asfáltico a través de diagramas de esfuerzo – deformación, entre otras bondades.

Ensayo complementario para temperaturas bajas

a) Ensayo a tracción directa

Las especificaciones SUPERPAVE sugieren que los ligantes asfálticos sometidos a bajas temperaturas tengan como máximo una rigidez a la fluencia menor a 300 Mpa en un tiempo ensayado de 60 seg y un parámetro “m” de relajación (rapidez del ligante para disipar tensiones) ≥ 0.3 para que tengan una adecuada resistencia al agrietamiento térmico por bajas temperaturas.

Sin embargo, suelen haber asfaltos que ostentan valores de Rigidez más altas que las establecidas por las especificaciones SUPERPAVE con comportamientos adecuados y resistentes a fallas por agrietamiento, por lo que es necesario e imprescindible someter a un ensayo de tracción directa que pueda complementar dicho comportamiento.

Este método sirve para determinar la deformación y tensión de falla de ligantes asfálticos mediante un ensayo de tracción directa a muestras envejecida a RTFOT y PAV.

Este ensayo fue desarrollado para ligantes asfálticos a temperaturas en las que exhiben falla frágil o frágil-dúctil. Una falla frágil o frágil-dúctil se produce con una fractura en la probeta, por el contrario, en el caso de una falla dúctil la probeta simplemente se alarga sin fracturarse. Este ensayo no es aplicable a temperaturas donde la falla sea por fluencia dúctil.

Se usa la tensión en la falla en un modelo mecánico de agrietamiento (cracking) de pavimento para computar el agrietamiento crítico por baja temperatura. El procedimiento para calcular la temperatura crítica de agrietamiento se describe en AASHTO PP 42. La temperatura crítica de

agrietamiento se usa, entonces, para especificar la calidad a baja temperatura del ligante asfáltico de acuerdo con la especificación Superpave para los diferentes grados de los ligantes asfálticos.

La prueba está diseñada para medir la fuerza del ligante asfáltico para producir agrietamiento crítico por baja temperatura. El ligante asfáltico tiene limitada la habilidad de resistir la tensión sin agrietarse a bajas temperaturas. Para ligantes asfálticos se usa la especificación de tensión de falla para determinar la temperatura crítica de agrietamiento (cracking).

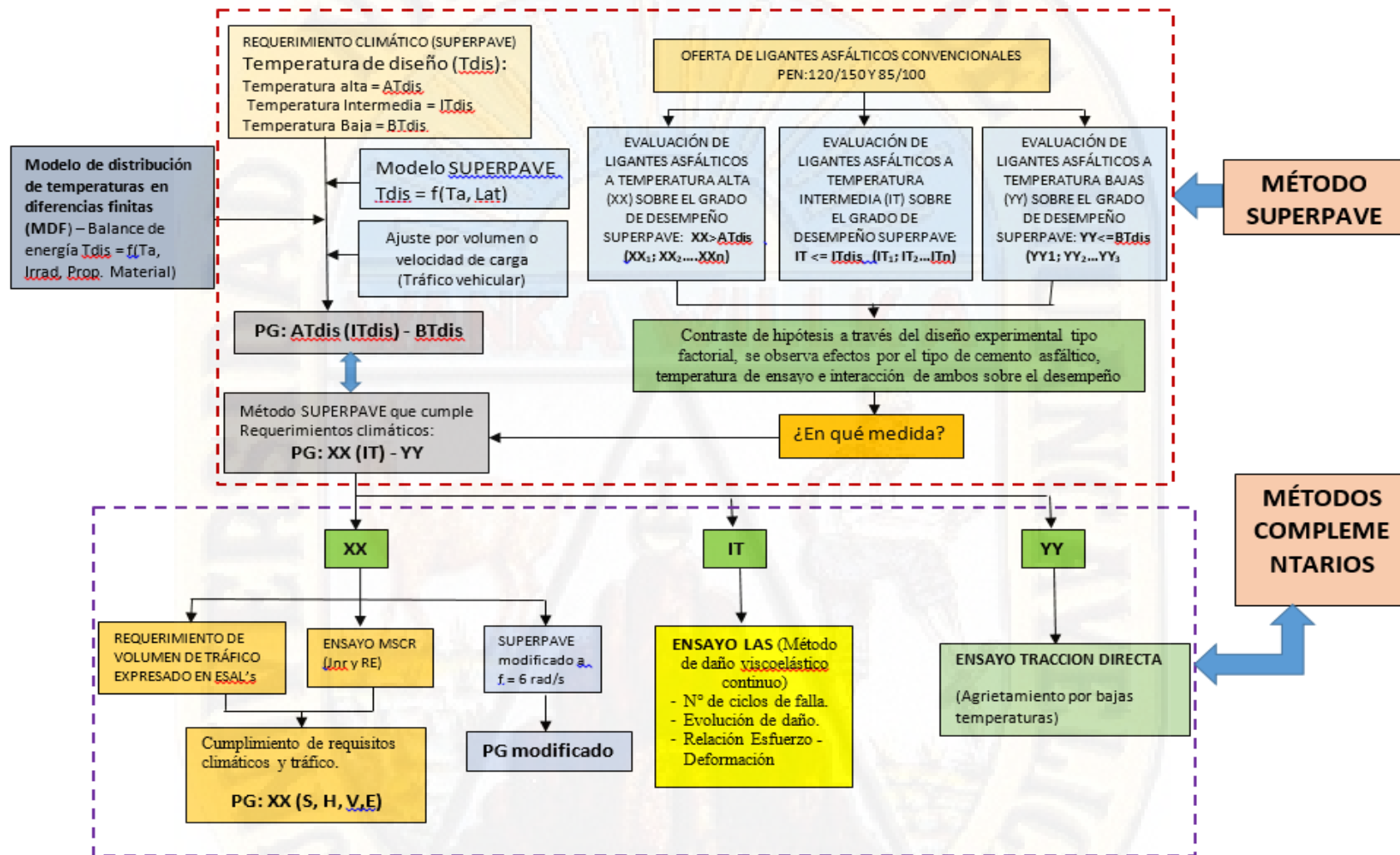


Gráfico 11: Estructura del contenido de desarrollo de investigación

4.1.1. PRIMERA FASE: Determinación del Grado de Performance (PG) por solicitudes de clima y ajuste por tráfico.

4.1.1.1. Determinación del Grado de Performance (PG) por solicitudes climáticas.

4.1.1.1.1. Temperatura del aire en la zona del proyecto

El factor con mayor correlación respecto a la temperatura del pavimento es la temperatura del aire y es la variable que tiene mayor peso en los modelos de estimación de la temperatura del pavimento; fue demostrado en investigaciones realizadas por los modelos SHRP. La variable se ve afectada por la cobertura vegetal, nubosidad y la radiación solar.

Para realizar el presente estudio de investigación, se obtuvieron los datos de las temperaturas provenientes de las estaciones meteorológicas de SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú) y de las estaciones meteorológicas de la Universidad Nacional de Huancavelica). Para la selección de las estaciones fue necesario basarse en las siguientes características:

- Localización de las estaciones meteorológicas en la zona de influencia de la carretera nacional tramo Huancavelica – Santa Inés, abarcando y garantizando una buena zonificación climática.
- Altura variada de las estaciones meteorológicas obteniendo todos los rangos posibles de alturas de las estaciones meteorológicas, para lograr abarcar cualquier altura que podría experimentar la carretera objeto de estudio. Se obtuvieron alturas desde 3,685 m.s.n.m. (E-01: UNH - Huancavelica) hasta 4,649 m.s.n.m. (E. Cachimayo – UNH). En el siguiente esquema (gráfico 12) se muestran las estaciones meteorológicas consideradas en el presente proyecto de investigación.

ESQUEMA DE UBICACIÓN DE ESTACIONES METEOROLÓGICAS EN LA ZONA DE INFLUENCIA DE LA CARRETERA NACIONAL TRAMO HUANCAVELICA – SANTA INÉS

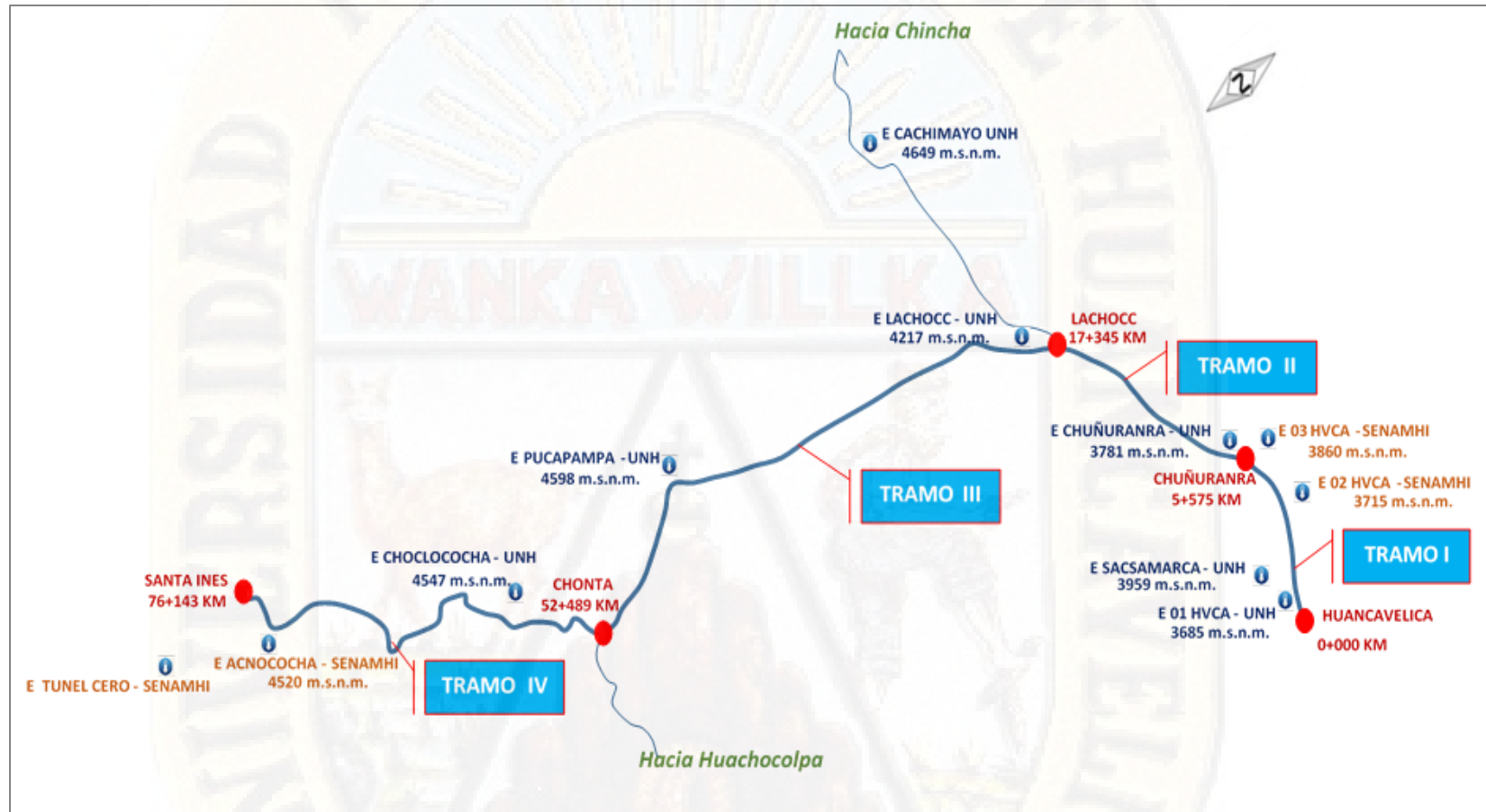


Gráfico 12: Esquema de ubicación de estaciones meteorológicas en la zona de influencia de la carretera nacional tramo: Huancavelica – Santa Inés

Tabla 10: Estaciones meteorológicas consideradas en el área de influencia carretera nacional tramo Huancavelica – Santa Inés

N° ORDEN	ESTACIÓN	LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA			ADMINISTRADOR	MODO DE FUNCIONAMIENTO	UBICACIÓN			
		ELEVACIÓN (m.s.n.m.)	LATITUD (°)	LONGITUD (°)			Lugar	Distrito	Provincia	Departamento
1	ACNOCOCHA	4520	13.216944	75.083611	SENAMHI	CONVENCIONAL	Acnocochoa	Santa Ana	Castrovirreyna	Huancavelica
2	HUANCVELICA 02	3715	12.771556	75.012444	SENAMHI	AUTOMATICO	Calqui	Ascension	Huancavelica	Huancavelica
3	HUANCVELICA 03	3860	12.780278	75.036111	SENAMHI	CONVENCIONAL	Troncoso	Ascension	Huancavelica	Huancavelica
4	TUNEL CERO	4498	13.254167	75.084722	SENAMHI	CONVENCIONAL	C.C. Huaracco	Pilpichaca	Huaytara	Huancavelica
5	CHOCLOCOCHA	4547	13.108803	75.071450	SENAMHI	CONVENCIONAL	C.C. Choclococha	Santa Ana	Castrovirreyna	Huancavelica
6	HUANCVELICA 01	3685	12.789287	74.979103	UNH	AUTOMATICO	Huancavelica	Huancavelica	Huancavelica	Huancavelica
7	CHUÑURANRA	3781	12.790723	75.037224	UNH	AUTOMATICO	Chuñuranra	Huancavelica	Huancavelica	Huancavelica
8	CACHIMAYO	4649	12.916680	75.185596	UNH	AUTOMATICO	C.C. Cachimayo	Ascension	Huancavelica	Huancavelica
9	LACHOCC	4217	12.858567	75.101048	UNH	AUTOMATICO	Lachocc	Huancavelica	Huancavelica	Huancavelica
10	PUCAPAMPA	4598	13.035262	75.090845	UNH	AUTOMATICO	C.C. Pucapampa	Santa Ana	Castrovirreyna	Huancavelica
11	SACSAMARCA	3959	12.798800	74.992490	UNH	AUTOMATICO	C.P. Sacsamarca	Huancavelica	Huancavelica	Huancavelica

Fuente: Universidad Nacional de Huancavelica y SENAMHI

4.1.1.1.1.Cálculos y resultados

a) Temperatura ambiente promedio máxima y mínima anual

Consideraciones:

- 11 Estaciones meteorológicas ubicadas en la zona de influencia tramo: Huancavelica – Santa Inés
- Distribución normal de datos de temperatura máxima y mínima ambiental
- Grado de confianza al 50 y 98 %.

Tabla 11: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (E. Acnococho)

AÑO	Tmax	Tmin
1985	15.00	-8.00
1986	18.00	-8.00
1987	16.40	-8.20
1988	15.00	-7.00
1989	13.00	-8.00
Tmax prom	15.48	Tmin prom -7.84
σ	1.86	0.48
T50%	15.48	-7.84
T98%	19.30	-8.82

Fuente: SENAMHI

Tabla 12: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Huancavelica 02)

AÑO	Tmax	Tmin
2014	20.50	---
2015	21.90	-5.40
2016	22.70	-3.50
2017	21.70	-4.20
2018	22.30	-4.60
2019	25.80	-5.10
Tmax prom	22.48	Tmin prom -4.56
σ	1.79	σ 0.75
T _{50%}	22.48	T _{50%} -4.56
T _{98%}	26.15	T _{98%} -6.10

Fuente: SENAMHI

Tabla 13: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Huancavelica 03)

AÑO	Tmax		Tmin
2014	21.60		-3.90
2015	22.10		-5.60
2016	22.80		-6.80
2017	22.30		-5.30
2018	22.80		-5.40
Tmax prom	22.32	Tmin prom	-5.40
σ	0.51	σ	1.03
T _{50%}	22.32	T _{50%}	-5.40
T _{98%}	23.36	T _{98%}	-7.52

Fuente: SENAMHI

Tabla 14: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Tunel cero)

AÑO	Tmax		Tmin
2013	15.00		-8.50
2014	16.00		-8.00
2015	17.00		-6.00
2016	17.00		-9.00
2017	15.50		-10.50
2018	13.00		---
Tmax prom	15.58	Tmin prom	-8.40
σ	1.50	σ	1.64
T _{50%}	15.58	T _{50%}	-8.40
T _{98%}	18.66	T _{98%}	-11.76

Fuente: SENAMHI

Tabla 15: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Choclococha)

AÑO	Tmax		Tmin
2013	16.80		-9.60
2014	16.00		-8.20
2015	16.00		-7.80
2016	16.80		-10.60
2017	15.80		-11.60
2018	14.60		---
Tmax prom	16.00	Tmin prom	-9.56
σ	0.81	σ	1.60
T _{50%}	16.00	T _{50%}	-9.56
T _{98%}	17.66	T _{98%}	-12.84

Fuente: SENAMHI

Tabla 16: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Huancavelica 01)

AÑO	Tmax	Tmin
2015	22.90	---
2016	24.10	-0.20
2017	22.70	0.00
2018	21.10	0.40
Tmax prom	22.70	Tmin prom 0.07
σ	1.23	σ 0.31
T _{50%}	22.70	T _{50%} 0.07
T _{98%}	25.23	T _{98%} -0.56

Fuente: Universidad Nacional de Huancavelica – EAP Ingeniería Civil

Tabla 17: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Chuñuranra)

AÑO	Tmax	Tmin
2015	18.20	---
2016	21.70	-2.80
2017	20.30	-3.10
2018	18.40	-2.20
Tmax prom	19.65	Tmin prom -2.70
σ	1.66	σ 0.46
T _{50%}	19.65	T _{50%} -2.70
T _{98%}	23.06	T _{98%} -3.64

Fuente: Universidad Nacional de Huancavelica - EAP Ingeniería Civil

Tabla 18: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Cachimayo)

AÑO	Tmax	Tmin
2015	15.10	---
2016	14.50	-7.50
2017	14.40	-8.10
2018	16.10	-6.40
Tmax prom	15.03	Tmin prom -7.33
σ	0.78	σ 3.73
T _{50%}	15.03	T _{50%} -7.33
T _{98%}	16.63	T _{98%} -15.00

Fuente: Universidad Nacional de Huancavelica - EAP Ingeniería Civil

Tabla 19: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Lachocc)

AÑO	Tmax	Tmin	
2015	18.20	---	
2016	18.70	-6.90	
2017	17.50	-4.90	
2018	15.60	-4.10	
Tmax prom	17.50	Tmin prom	-5.30
σ	1.36	σ	1.44
T _{50%}	17.50	T _{50%}	-5.30
T _{98%}	20.29	T _{98%}	-8.26

Fuente: Universidad Nacional de Huancavelica - EAP Ingeniería Civil

Tabla 20: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Pucapampa)

AÑO	Tmax		Tmin
2015	15.00		--
2016	15.90		-8.20
2017	14.20		-7.20
2018	13.80		-6.30
Tmax prom	14.73	Tmin prom	-7.23
σ	0.93	σ	0.95
T _{50%}	14.73	T _{50%}	-7.23
T _{98%}	16.63	T _{98%}	-9.19

Fuente: Universidad Nacional de Huancavelica - EAP Ingeniería Civil

Tabla 21: Temperatura ambiente anual máxima y mínima (Sacsamarca)

AÑO	Tmax	Tmin	
2015	19.90	---	
2016	20.60	-6.30	
2017	20.20	-5.40	
2018	20.50	---	
Tmax prom	20.30	Tmin prom	-5.85
σ	0.32	σ	0.64
T _{50%}	20.30	T _{50%}	-5.85
T _{98%}	20.95	T _{98%}	-7.16

Fuente: Universidad Nacional de Huancavelica - EAP Ingeniería Civil

b) Resumen de temperatura ambiente promedio máxima y mínima anual

Tabla 22: Resumen de temperatura ambiente promedio máxima y mínima anual

N° ORDEN	ESTACION	Tmax prom (Nivel de confianza al 50 %)	Tmin prom (Nivel de confianza al 50%)	Tmax prom (Nivel de confianza al 98 %)	Tmin prom (Nivel de confianza al 98 %)
1	ACNOCOCHA	15.48	-7.84	19.30	-8.82
2	HUANCAVELICA 02	22.48	-4.56	26.15	-6.10
3	HUANCAVELICA 03	22.32	-5.40	23.36	-7.52
4	TUNEL CERO	15.58	-8.40	18.66	-11.76
5	CHOCLOCOCHA	16.00	-9.56	17.66	-12.84
6	HUANCAVELICA 01	22.70	0.07	25.23	-0.56
7	CHUÑURANRA	19.65	-2.70	23.06	-3.64
8	CACHIMAYO	15.03	-7.33	16.63	-15.00
9	LACHOCC	17.50	-5.30	20.29	-8.26
10	PUCAPAMPA	14.73	-7.23	16.63	-9.19
11	SACSAMARCA	20.30	-5.85	20.95	-7.16

Fuente: Elaborado por los tesisistas

c) Resultados del modelo de regresión múltiple para temperatura ambiente promedio máxima y mínima anual.

Consideraciones:

- Obtenida las temperaturas promedio máximas y mínimas anuales correspondiente a cada estación meteorológica, se realiza una regresión múltiple en el que se supone que las temperaturas promedio ambiente máximas y mínimas anuales (variable de respuesta) están influenciadas por las coordenadas geográficas de las estaciones meteorológicas tales como la Altitud (Elevación), Latitud y Longitud constituyéndose en variables independientes o regresoras según el siguiente polinomio de primer grado:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \varepsilon \quad (4.1)$$

Donde: β_j : Coeficientes de regresión

La hipótesis global más importante sobre el modelo de esta regresión múltiple consiste en ver si la regresión es significativa, probando la siguiente hipótesis:

Hipótesis nula: $H_0: \beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 0$

$H_A: \beta_1 \neq 0; \text{ para } j = 1, 2, 3 \dots k$

Aceptar H_0 significa que ningún término o variable en el modelo tiene una contribución significativa al explicar la variable de respuesta y mientras que **rechazar H_0** implica que por lo menos un término en el modelo contribuye de manera significativa a explicar la variable de respuesta.

Para probar la hipótesis se realiza un Análisis de Varianza (ANOVA), obteniéndose la siguiente información estadística.

Para temperatura promedio máxima anual con un nivel de confianza del 50 % se tiene:

Tabla 23: Análisis de varianza (ANOVA) al 50 % de confianza para temp. promedio máximo anual

	<i>Grados de libertad</i>	<i>Suma de cuadrados</i>	<i>Promedio de los cuadrados</i>	<i>F</i>	<i>Valor crítico de F</i>
Regresión	3	109.6704242	36.55680807	22.46	0.000573079
Residuos	7	11.39323034	1.627604334		
Total	10	121.0636545			

	<i>Coefficientes</i>	<i>Error típico</i>	<i>Estadístico t</i>	<i>Probabilidad</i>	<i>Inferior 95%</i>	<i>Superior 95%</i>
Intercepción	-502.97413	1140.55643	-0.4409901	0.67251893	-3199.9615	2194.01326
Elevación	-0.0119752	0.00332514	-3.6014097	0.00872341	-0.0198379	-0.0041124
Latitud	7.67182094	4.52681912	1.69474873	0.1339473	-3.0324053	18.3760472
Longitud	6.31870004	14.889218	0.42438092	0.68402628	-28.888706	41.5261061

<i>Estadísticas de la regresión</i>	
Coefficiente de correlación múltiple	0.951782843
Coefficiente de determinación R^2	0.90589058
R^2 ajustado	0.865557971
Error típico	1.275775973
Observaciones	11

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Interpretación:

- Se rechaza hipótesis nula (H_0) lo cual significa que la temperatura promedio máxima anual está influenciada por la elevación, latitud y altitud ($F_0 > C_{\text{crítico}}$; $22.46 > 0.000573$).

- La variable elevación es la que tiene mayor contribución a la temperatura promedio máxima anual ($t = 3.6014$), y la de menor contribución la longitud ($t = 0.4243$).
- El modelo de regresión múltiple es significativo al 98 % de confianza y tiene un ajuste satisfactorio (coeficiente de determinación y de ajuste superior a 0.7) y cuyo modelo corresponde a: $Y = -502.974 - 0.0119752X_1 + 7.67182094X_2 + 6.31870004X_3$

Para temperatura promedio mínima anual con un nivel de confianza del 50 % se tiene:

Tabla 24: Análisis de varianza (ANOVA) AL 50 % de confianza para temperatura promedio mínimo anual

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	3	55.3777101	18.4592367	6.44263327	0.02008698
Residuos	7	20.0561869	2.86516955		
Total	10	75.433897			

	Coeficiente s	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	-689.34660	1513.27383	-0.4555332	0.66251957	-4267.670	2888.97739
Elevación	-0.0067082	0.00441175	-1.5205345	0.1721816	-0.017140	0.00372392
Latitud	-1.1349156	6.00611837	-0.1889599	0.85548611	-15.33712	13.0672975
Longitud	9.6757214	19.7547999	0.48979091	0.63925767	-37.03695	56.3884003

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.8568094
Coeficiente de determinación R ²	0.73412236
R ² ajustado	0.62017479
Error típico	1.69268117
Observaciones	11

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Interpretación:

- Se rechaza hipótesis nula (H_0) lo cual significa que la temperatura promedio mínima anual está influenciada por la elevación, latitud y altitud ($F_0 > F_{\text{crítico}}$; $6.4426 > 0.002$).
- La variable elevación es la que tiene mayor contribución a la temperatura promedio máxima anual ($t = 1.5205$), y la de menor contribución la latitud ($t = 0.1889$).
- El modelo de regresión múltiple es significativo al 85 % de confianza pero no tiene un ajuste satisfactorio (coeficiente de ajuste inferior a 0.7) cuyo modelo corresponde a: $Y = -689.34660 - 0.0067082X_1 - 1.1349156X_2 + 9.6757214X_3$

Para temperatura promedio máxima anual con un nivel de confianza del 98 % se tiene:

Tabla 25: Análisis de varianza (ANOVA) AL 98 % de confianza para temp. promedio máximo anual

	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F	
Regresión	3	109.670424	36.5568081	22.4605006	0.00057308	
Residuos	7	11.3932303	1.62760433			
Total	10	121.063655				

	Coeficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	-502.97413	1140.55643	-0.4409901	0.67251893	-3199.961	2194.01326
Elevación	-0.0119752	0.00332514	-3.6014097	0.00872341	-0.019837	-0.0041124
Latitud	7.67182094	4.52681912	1.69474873	0.1339473	-3.032405	18.3760472
Longitud	6.31870004	14.889218	0.42438092	0.68402628	-28.88870	41.5261061

Estadísticas de la regresión	
Coeficiente de correlación múltiple	0.951782843
Coeficiente de determinación R ²	0.90589058
R ² ajustado	0.865557971
Error típico	1.275775973
Observaciones	11

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Interpretación:

- Se rechaza hipótesis nula (H_0) lo cual significa que la temperatura promedio máxima anual está influenciada por la elevación, latitud y altitud ($F_0 > F_{\text{crítico}}$; $22.4605 > 0.000573$).
- La variable elevación es la que tiene mayor contribución a la temperatura promedio máxima anual ($t = 3.6014097$), y la de menor contribución la longitud ($t = 0.42438092$).
- El modelo de regresión múltiple es significativo al 98 % y presenta un ajuste satisfactorio (coeficiente de determinación y de ajuste superior a 0.7) cuyo modelo corresponde a: $Y = -502.97413 - 0.0119752X_1 + 7.67182094X_2 + 6.31870004X_3$

Para temperatura promedio mínima anual con un nivel de confianza del 98 % se tiene:

Tabla 26: Análisis de varianza (ANOVA) AL 98 % de confianza para temperatura promedio máximo anual

	<i>Grados de libertad</i>	<i>Suma de cuadrados</i>	<i>Promedio de los cuadrados</i>	<i>F</i>	<i>Valor crítico de F</i>	
Regresión	3	146.247	48.749	10.260	0.00589622	
Residuos	7	33.259	4.751			
Total	10	179.506				
	<i>Coefficientes</i>	<i>Error típico</i>	<i>Estadístico t</i>	<i>Probabilidad</i>	<i>Inferior 95%</i>	<i>Superior 95%</i>
Intercepción	1097.49712	1948.72542	0.563187155	0.590882138	-3510.5062	5705.50
Elevación	-0.0088738	0.00568126	-1.56194712	0.162271392	-0.0223078	0.00456
Latitud	2.74719944	7.7344069	0.355191998	0.732907231	-15.541766	21.0361
Longitud	-14.706579	25.4393356	-0.57810390	0.581306589	-74.861049	45.4478
<i>Estadísticas de la regresión</i>						
Coeficiente de correlación múltiple			0.902616992			
Coeficiente de determinación R^2			0.814717434			
R^2 ajustado			0.73531062			
Error típico			2.179758064			
Observaciones			11			

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Interpretación:

- Se rechaza hipótesis nula (H_0) lo cual significa que la temperatura promedio mínima anual está influenciada por la elevación, latitud y altitud ($F_0 > F_{\text{crítico}}$; $10.26 > 0.005896$).
- La variable elevación es la que tiene mayor contribución a la temperatura promedio mínima anual ($t = 1.56194$), y la de menor contribución la latitud ($t = 0.35519$).
- El modelo de regresión múltiple es significativo al 98 % y presenta un ajuste satisfactorio (coeficiente de determinación y de ajuste superior a 0.7) cuyo modelo corresponde a: $Y = 1097.49712 - 0.0088738X_1 + 2.74719944X_2 - 14.706579X_3$

d) Resultados de temperatura ambiente promedio máxima y mínima anual en la carretera tramo Huancavelica – Santa Inés.

Obtenida y validada los modelos de regresión múltiple para temperaturas ambiente promedio máxima y mínima anual de la red de estaciones meteorológicas de la zona de influencia de estudio, se procede a aplicar el modelo para estimar las temperaturas de los puntos más críticos, correspondientes a las que se encuentran a menor elevación (mayor temperatura) y a mayor elevación (menor temperatura) para cada uno de los tramos previamente establecido, La carretera nacional tramo Huancavelica – Santa Inés ha sido tramificado en cuatro sectores atendiendo básicamente a características de tráfico y diferentes niveles de altitud.

Tabla 27: Tramificación de la carretera Huancavelica – Santa Inés

N° TRAMO	NOMBRE DEL TRAMO	PROGRESIVA
TRAMO I	HUANCVELICA - CHUÑURANRA	0+000 al 5+575 km
TRAMO II	CHUÑURANRA - LACHOCC	5+575 al 17+345 km
TRAMO III	LACHOCC - CHONTA	17+345 al 52+489 km
TRAMO IV	CHONTA - SANTA INÉS	52+489 al 76+143 km

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Tabla 28: Temperatura promedio máxima anual por tramo

N° TRAMO	NOMBRE DEL TRAMO	PROGRESIVA	COORDENADAS GEOGRAFICAS DEL PUNTO MAS BAJO			TMAX PROM ESTIMADO (Nivel de confianza al 50 %)	TMAX PROM ESTIMADO (Nivel de confianza al 98 %)
			ELEVACION	LATITUD	LONGITUD		
TRAMI I	HUANCAVELICA - CHUÑURANRA	1+340 KM	3700	12.7775000	75.00055556	22.16	24.65
TRAMI II	CHUÑURANRA - LACHOCC	5+575 KM	3770	12.7830556	75.03333333	21.46	24.06
TRAMI III	LACHOCC - CHONTA	17+345 KM	4138	12.8416667	75.09333333	18.60	20.48
TRAMI IV	CHONTA - SANTA INÉS	67+889 KM	4533	13.0808333	75.04861111	15.98	17.31

Fuente: Elaborado por los tesistas

Tabla 29: Temperatura promedio mínima anual por tramo

N° TRAMO	NOMBRE DEL TRAMO	PROGRESIVA	COORDENADAS GEOGRAFICAS DEL PUNTO MAS ELEVADO			TMIN PROM ESTIMADO (Nivel de confianza al 50 %)	TMIN PROM ESTIMADO (Nivel de confianza al 98 %)
			ELEVACION	LATITUD	LONGITUD		
TRAMI I	HUANCAVELICA - CHUÑURANRA	4+640 KM	3785	12.7794444	75.02750000	-2.79	-4.38
TRAMI II	CHUÑURANRA - LACHOCC	17+345 KM	3770	12.8416667	75.09333333	-1.85	-5.04
TRAMI III	LACHOCC - CHONTA	52+489 KM	4870	13.0808333	75.08222222	-10.94	-13.99
TRAMI IV	CHONTA - SANTA INÉS	52+489 KM	4870	13.0808333	75.08222222	-10.94	-13.99

Fuente: Elaborado por los tesistas

4.1.1.1.2. Temperatura del aire SUPERPAVE en la zona del proyecto (Tsup)

Antes de mostrar los resultados de las temperaturas del aire desde la óptica de la metodología SUPERPAVE es necesario tener algunas consideraciones:

Definición de las temperaturas máximas y mínimas Superpave

- Temperatura ambiente máxima Superpave:

Es la Temperatura máxima promedio en 07 días consecutivos durante 01 año.

Para obtener la temperatura ambiente máxima Superpave requiere contar con datos de temperaturas máximas absolutas diarias durante los 365 días del año para una estación meteorológica determinada, cumplido este requisito, el procedimiento de obtención de la mencionada temperatura es la siguiente:

Agrupar los datos de temperatura máxima absoluta diaria de 7 en 7 de manera consecutiva hasta cubrir los 365 días, en el caso de no contar con datos completos, para el presente estudio hemos visto por conveniente

agruparlos como mínimo grupos de 5 datos, siempre y cuando sean consecutivos, para el caso en el que no se cuente con uno o dos datos para formar grupos de 7 se ha procedido a completar con el promedio de los datos contiguos a la faltante.

Culminada la agrupación se le extrae el promedio de cada una de ellas y se selecciona el valor más alto que corresponde a la temperatura ambiente máximo Superpave.

A manera de ejemplo se muestra el procedimiento para determinar la temperatura ambiente máxima Superpave en la tabla 30.

Tabla 30: Procedimiento para determinar la temperatura ambiente máxima Superpave

01-ene-14	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
02-ene-14	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0
03-ene-14	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
04-ene-14	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
05-ene-14	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0
06-ene-14	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5
07-ene-14	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5	8.5
08-ene-14	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0
09-ene-14	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0
10-ene-14	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0
11-ene-14	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0
12-ene-14	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5
13-ene-14	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5
14-ene-14	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5	11.5
Tprom. (07 días) grupos	11.21	11.14	10.86	10.21	10.00	10.50	10.36	10.79
Tp max anual (07 días consecutivos)	11.21							

Fuente: Elaborado por los testistas

Así mismo se ilustra en el gráfico 13, la temperatura ambiente máxima Superpave que constituyen el promedio máximo de 07 días consecutivos, y que no necesariamente está relacionada a las temperaturas máximas diarias absolutas del año (Datos de la estación meteorológica “Tunel Cero”, año 2014).

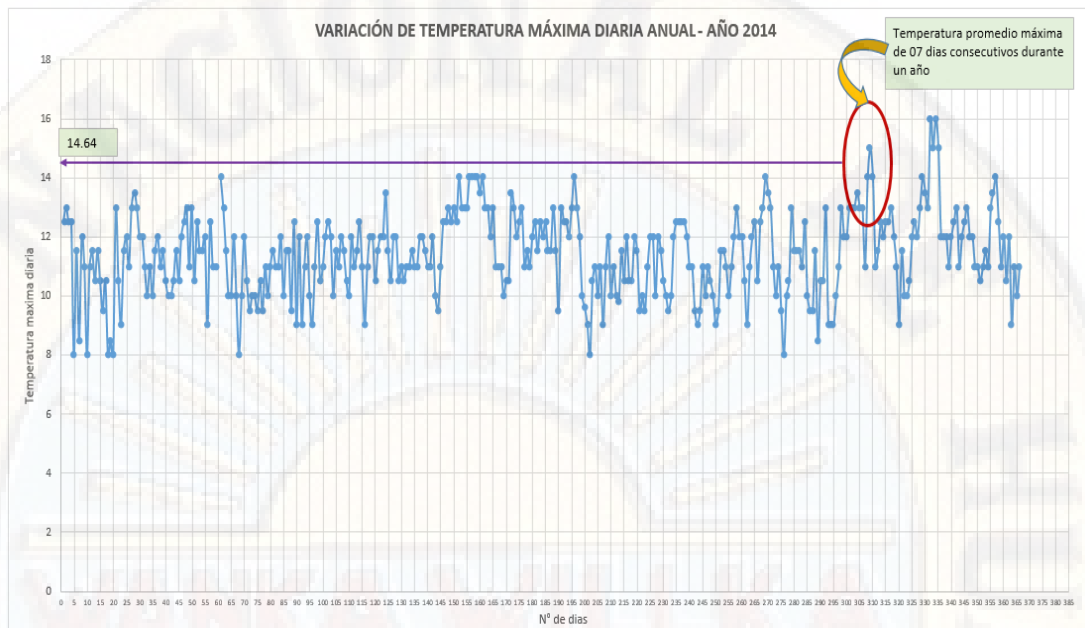


Gráfico 13: Variación de temperatura máxima diaria anual - 2014

Las temperaturas ambiente máximas Superpave anual tiene una distribución normal (ejemplo estación meteorológica “Tunel cero” año 2014, por lo que los resultados mostrados asumen una distribución normal con un grado de confianza del 50 y 98 %.

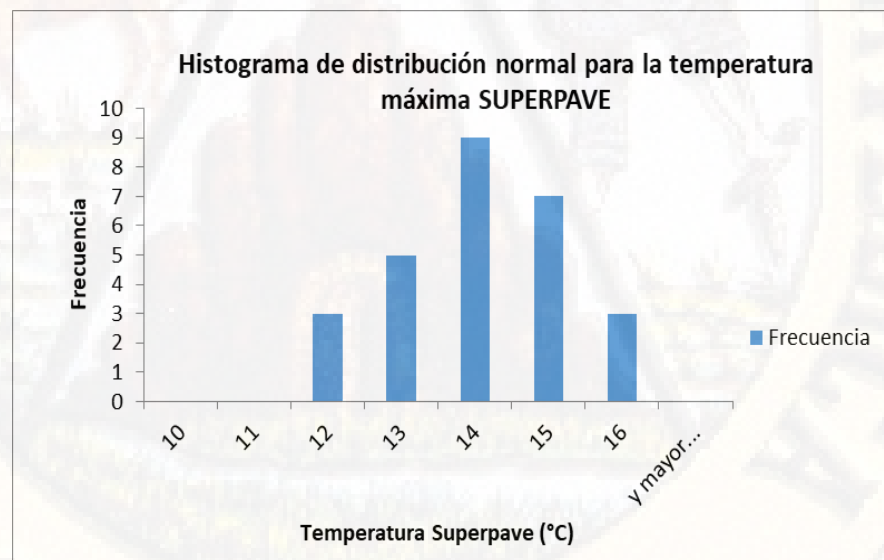


Gráfico 14: Histograma de distribución normal para temperatura. máxima Superpave

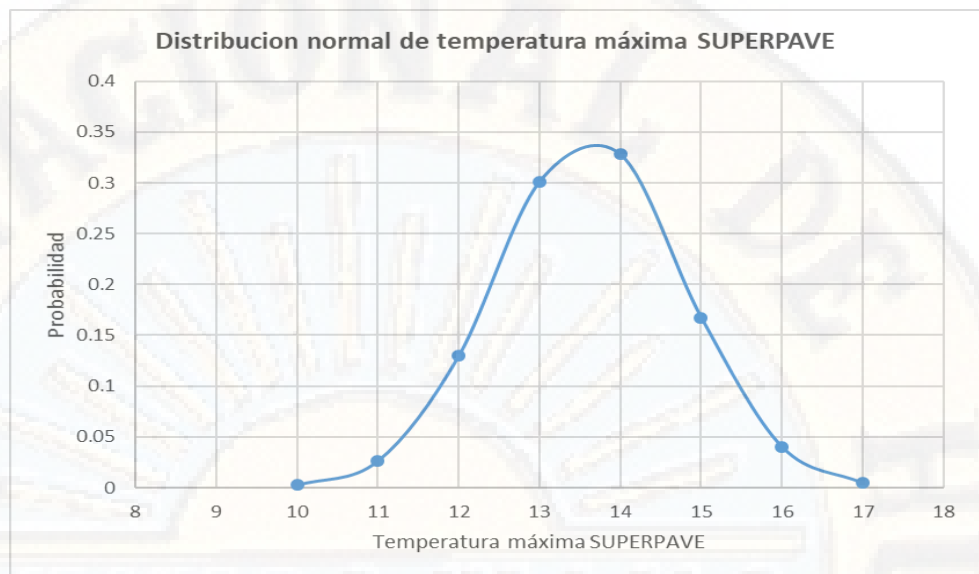


Gráfico 15: Distribución normal de temperatura máxima Superpave

- **Temperatura ambiente mínima Superpave:**

Temperatura mínima absoluta durante 01 año, la definición para la temperatura mínima es la misma a la ya calculada anteriormente, por lo que en la presente sección no será necesaria mostrar los resultados.

4.1.1.1.2.1.Cálculos y resultados

Tabla 31: Resultados temperatura máxima Superpave de las 11 estaciones meteorológicas

Estación meteorológica Acnococha		Estación meteorológica Huancavelica 02	
AÑO	Tmax superpave	AÑO	Tmax superpave
1985	11.80	1988	16.07
1986	14.14	1989	16.53
1987	11.60	1990	16.72
1988	13.86	1991	16.62
1989	11.20	1992	17.45
		1993	15.52
		1994	15.61
Tmax prom.	12.52	1995	16.53
σ	1.37	1996	16.81
T_{50%}	12.52	1997	16.35
T_{98%}	15.34	1998	16.72
		1999	16.72
		2000	17.91
		2001	16.81
		2002	16.35
		2003	18.09
		2004	17.45
		2005	16.90
		2006	16.53
		2007	16.81
		2008	16.62
		2009	17.82
		2010	17.63
		2014	19.30
		2015	20.86
		2016	20.81
		2017	19.97
		2018	20.73
		2019	21.93
		Tprom.	17.59
		σ	1.71
		T_{50%}	17.59
		T_{98%}	21.11

Estación meteorológica Huancavelica 03	
AÑO	Tmax superpave
2014	19.86
2015	21.10
2016	21.29
2017	20.54
2018	22.14
2019	20.47
2020	18.76
Tprom	20.59
σ	1.09
T_{50%}	20.59
T_{98%}	22.82

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Estación meteorológica Huancavelica 03		Estación meteorológica Choclococha	
AÑO	Tmax superpave	AÑO	Tmax superpave
1990	14.07	2011	14.06
1993	11.71	2012	13.83
1994	13.79	2013	14.91
1995	13.36	2014	14.71
1996	13.21	2015	15.17
1997	11.57	2016	15.63
1998	13.07	2017	14.77
1999	12.57	2018	15.20
2000	13.86	2019	14.49
2001	12.81	Tprom	14.75
2002	13.43	σ	0.57
2003	12.36	T_{50%}	14.75
2004	13.71	T_{98%}	15.92
2005	12.64	Estación meteorológica Huancavelica 01	
2006	13.36		
2007	14.64		
2008	15.36		
2009	14.64		
2010	14.00		
2011	14.64		
2012	15.50		
2013	15.57		
2014	14.50		
2015	12.29	AÑO	Tmax superpave
2016	0.00	2015	20.40
2017	0.00	2016	21.81
2018	0.00	2017	21.26
		2018	19.60
Tmax prom	12.10	Tprom	20.77
σ	4.49	σ	0.97
T_{50%}	12.10	T_{50%}	20.77
T_{98%}	21.31	T_{98%}	22.76

Fuente: Elaborado por los testistas

Estación meteorológica
Chuñurara

AÑO	T max superpave
2015	15.73
2016	20.24
2017	18.64
2018	17.21
Tprom.	17.96
σ	1.93
T_{50%}	17.96
T_{98%}	21.93

Estación meteorológica
Cachimayo

AÑO	Tmax superpave
2015	13.66
2016	12.73
2017	13.04
2018	12.93
Tmax prom	13.09
σ	0.40
T_{50%}	13.09
T_{98%}	13.91

Estación meteorológica
Lachocc

AÑO	Tmax superpave
2015	15.50
2016	17.41
2017	16.20
2018	14.50
Tprom	15.90
σ	1.23
T_{50%}	15.90
T_{98%}	18.42

Estación meteorológica
Pucapampa

AÑO	Tmax superpave
2015	12.87
2016	13.23
2017	12.26
2018	11.10
Tprom	12.36
σ	0.93
T_{50%}	12.36
T_{98%}	14.28

Estación meteorológica
Lachocc

AÑO	Tmax superpave
2015	17.74
2016	19.31
2017	18.34
2018	19.60
Tprom	18.75
σ	0.86
T_{50%}	18.75
T_{98%}	20.52

Fuente: Elaborado por los testistas

b) Resumen de temperatura ambiente promedio Superpave máxima y mínima anual

De las 11 estaciones meteorológicas disponibles, no se ha considerado la estación meteorológica “Huancavelica 02” debido a que no guarda consistencia con las estaciones “Huancavelica 03” y “Huancavelica 01”, además producto del análisis de varianza estadístico la supresión de la misma mejora los indicadores de regresión y su respectivo modelo de ajuste.

Tabla 32: Temperatura ambiente promedio Superpave máxima y mínima anual por estación meteorológica

N° ORDEN	ESTACIÓN	VARIABLE INDEPENDIENTE			DEPENDIENTE	DEPENDIENTE
		x ₁	x ₂	x ₃	y	y
		Elevación	Latitud	Longitud	Temperatura máxima SUPERPAVE (Nivel de confianza al 50 %)	Temperatura máxima SUPERPAVE (Nivel de confianza al 98 %)
1	ACNOCOCHA	4520	13.216944	75.083611	12.52	15.34
2	HUANCAVELICA 02	3715	12.771556	75.012444	17.59	21.11
3	HUANCAVELICA 03	3860	12.780278	75.036111	20.59	22.82
4	TUNEL CERO	4498	13.254167	75.084722	13.61	15.97
5	CHOCLOCOCHA	4547	13.108803	75.071450	14.75	15.92
6	HUANCAVELICA 01	3685	12.789287	74.979103	20.81	22.93
7	CHUÑURANRA	3781	12.790723	75.037224	17.96	21.93
8	CACHIMAYO	4649	12.916680	75.185596	13.09	13.91
9	LACHOCC	4217	12.858567	75.101048	15.90	18.42
10	PUCAPAMPA	4598	13.035262	75.090845	12.36	14.28
11	SACSAMARCA	3959	12.798800	74.992490	18.75	20.52

Fuente: Elaborado por los testistas

c) Resultados del modelo de regresión múltiple para temperatura ambiente promedio Superpave máxima.

Se muestra un resumen de la temperatura ambiente promedio Superpave máxima como resultado del proceso de regresión múltiple para 10 estaciones meteorológica.

Tabla 33: Resultados de temperatura ambiente promedio Superpave máxima para 10 estaciones meteorológica.

N° ORDEN	ESTACIÓN	VARIABLE INDEPENDIENTE			DEPENDIENTE	DEPENDIENTE
		x_1	x_2	x_3	y	y
		Elevación	Latitud	Longitud	Temperatura máxima SUPERPAVE (Nivel de confianza al 50 %)	Temperatura máxima SUPERPAVE (Nivel de confianza al 98 %)
1	ACNOCOCHA	4520	13.216944	75.083611	12.52	15.34
2	HUANCAVELICA 03	3860	12.780278	75.036111	20.59	22.82
3	TUNEL CERO	4498	13.254167	75.084722	13.61	15.97
4	CHOCLOCOCHA	4547	13.108803	75.071450	14.75	15.92
5	HUANCAVELICA 01	3685	12.789287	74.979103	20.81	22.93
6	CHUÑURANRA	3781	12.790723	75.037224	17.96	21.93
7	CACHIMAYO	4649	12.916680	75.185596	13.09	13.91
8	LACHOCC	4217	12.858567	75.101048	15.90	18.42
9	PUCAPAMPA	4598	13.035262	75.090845	12.36	14.28
10	SACSAMARCA	3959	12.798800	74.992490	18.75	20.52

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Obtenida las temperaturas ambiente promedio Superpave máximas y mínimas anuales correspondiente a cada estación meteorológica, se realiza una regresión múltiple en el que se supone que las temperaturas promedio Superpave ambiente máximas y mínimas anuales (variable de respuesta) están influenciadas por las coordenadas geográficas de las estaciones meteorológicas tales como la Altitud (Elevación), Latitud y Longitud constituyéndose en variables independientes o regresoras según el siguiente polinomio de primer grado:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \varepsilon \quad (4.2)$$

Donde: β_j : Coeficientes de regresión

La hipótesis global más importante sobre el modelo de esta regresión múltiple consiste en ver si la regresión es significativa, probando la siguiente hipótesis:

Hipótesis nula: $H_0: \beta_1 = \beta_2 = \beta_3 = 0$

$H_A: \beta_1 \neq 0; \text{ para } j = 1, 2, 3 \dots k$

Aceptar H_0 significa que ningún término o variable en el modelo tiene una contribución significativa al explicar la variable de respuesta y mientras que rechazar H_0 implica que por lo menos un término en el modelo contribuye de manera significativa a explicar la variable de respuesta.

Para probar la hipótesis se realiza un análisis de varianza (ANOVA), obteniéndose la siguiente información estadística.

Para temperatura ambiente promedio Superpave máxima anual con un nivel de confianza del 50 % se tiene:

Tabla 34: Análisis de varianza para temperatura ambiente promedio Superpave máxima anual al 50 % de confianza

ANÁLISIS DE VARIANZA

	<i>Grados de libertad</i>	<i>Suma de cuadrados</i>	<i>Promedio de los cuadrados</i>	<i>F</i>	<i>Valor crítico de F</i>
Regresión	3	88.7798152	29.5932717	22.3919335	0.00116816
Residuos	6	7.92962476	1.32160413		
Total	9	96.70944			

	<i>Coefficientes</i>	<i>Error típico</i>	<i>Estadístico t</i>	<i>Probabilidad</i>	<i>Inferior 95%</i>	<i>Superior 95%</i>
Intercepción	945.889322	1038.9638	0.91041606	0.39770138	-1596.36351	3488.14215
Elevación	-0.00513352	0.00311158	-1.64981296	0.15007443	-0.01274727	0.00248023
Latitud	-4.40263892	4.10730057	-1.07190571	0.32497224	-14.4528414	5.64756353
Longitud	-11.3379545	13.5639352	-0.83588975	0.43523444	-44.5277084	21.8517994

<i>Estadísticas de la regresión</i>	
Coeficiente de correlación múltiple	0.95812613
Coeficiente de determinación R ²	0.91800568
R ² ajustado	0.87700852
Error típico	1.149610424
Observaciones	10

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Interpretación:

- Se rechaza hipótesis nula (H_0) lo cual significa que la temperatura ambiente promedio Superpave máxima anual está influenciada por la elevación, latitud y altitud ($F_0 > C_{\text{crítico}}$; $22.3919335 > 0.00116816$).

- La variable elevación es la que tiene mayor contribución a la temperatura promedio Superpave máxima anual ($t = 1.64981296$), y la de menor contribución la longitud ($t = 0.83588975$).
- El modelo de regresión múltiple es significativo al 50 % de confianza y tiene un ajuste satisfactorio (coeficiente de determinación y de ajuste superior a 0.7) y cuyo modelo corresponde a: $Y = 945.889322 - 0.00513352X_1 - 4.40263892X_2 - 11.3379545X_3$

Para temperatura ambiente promedio Superpave máxima anual con un nivel de confianza del 98 % se tiene:

Tabla 35: Análisis de varianza para temperatura ambiente promedio Superpave máxima anual al 98 % de confianza

	<i>Grados de libertad</i>	<i>Suma de cuadrados</i>	<i>Promedio de los cuadrados</i>	<i>F</i>	<i>Valor crítico de F</i>
Regresión	3	112.586148	37.5287161	86.7351134	2.4834E-05
Residuos	6	2.59609157	0.43268193		
Total	9	115.18224			

	<i>Coefficientes</i>	<i>Error típico</i>	<i>Estadístico t</i>	<i>Probabilidad</i>	<i>Inferior 95%</i>	<i>Superior 95%</i>
Intercepción	8.19065646	594.47569	0.01377795	0.98945384	-1446.43896	1462.82027
Elevación	-0.00981673	0.00178039	-5.51382593	0.00149549	-0.01417318	-0.00546029
Latitud	0.94326442	2.35012072	0.4013685	0.70205317	-4.80727382	6.69380266
Longitud	0.52396307	7.76103055	0.06751205	0.94836761	-18.4665946	19.5145207

<i>Estadísticas de la regresión</i>	
Coeficiente de correlación múltiple	0.988666277
Coeficiente de determinación R^2	0.977461008
R^2 ajustado	0.966191512
Error típico	0.657785625
Observaciones	10

Fuente: Elaborado por los testistas

Interpretación:

- Se rechaza hipótesis nula (H_0) lo cual significa que la temperatura ambiente promedio Superpave máxima anual está influenciada por la elevación, latitud y altitud ($F_0 > C_{\text{crítico}}$; $22.3919335 > 0.00116816$).
- La variable elevación es la que tiene mayor contribución a la temperatura promedio Superpave máxima anual ($t = 1.64981296$), y la de menor contribución la longitud ($t = 0.83588975$).
- El modelo de regresión múltiple es significativo al 98 % de confianza y tiene un ajuste satisfactorio (coeficiente de determinación y de ajuste superior a 0.7) y cuyo modelo corresponde a: $Y = 945.889322 - 0.00513352X_1 - 4.40263892X_2 - 11.3379545X_3$

d) Resultados de temperatura ambiente Superpave promedio máxima anual en la carretera tramo Huancavelica – Santa Inés.

Obtenida y validada los modelos de regresión múltiple para temperaturas ambiente Superpave promedio máxima anual de la red de estaciones meteorológicas de la zona de influencia de estudio, se procede a aplicar el modelo para estimar las temperaturas de los puntos más críticos, correspondientes a las que se encuentran a menor elevación (mayor temperatura) para cada uno de los tramos previamente establecido, La carretera nacional tramo Huancavelica – Santa Inés se ha tramificado en cuatro sectores atendiendo básicamente a características de tráfico y diferentes niveles de altitud.

Tabla 36: Temperatura ambiente Superpave promedio máxima anual por tramo

N° TRAMO	NOMBRE DEL TRAMO	PROGRESIVA	COORDENADAS GEOGRAFICAS DEL PUNTO MAS BAJO			TEMPERATURA MÁXIMA SUPERPAVE ESTIMADO (Nivel de Confianza al 50 %)	TEMPERATURA MÁXIMA SUPERPAVE ESTIMADO (Nivel de Confianza al 98 %)
			ELEVACIÓN	LATITUD	LONGITUD		
TRAMI I	HUANCVELICA - CHUÑURANRA	1+340 KM	3700	12.7775	75.00055556	20.29	23.22
TRAMI II	CHUÑURANRA - LACHOCC	5+575 KM	3770	12.78305556	75.03333333	19.53	22.55
TRAMI III	LACHOCC - CHONTA	17+345 KM	4138	12.84166667	75.09333333	16.70	19.03
TRAMI IV	CHONTA - SANTA INÉS	67+889 KM	4533	13.08083333	75.04861111	14.13	15.35

Fuente: Elaborado por los tesistas

Tabla 37: Temperatura ambiente máxima y mínima Superpave por tramo

NOMBRE DEL TRAMO	TEMPERATURA MÁXIMA SUPERPAVE	TEMPERATURA MÍNIMA SUPERPAVE
	ESTIMADO	ESTIMADO
	(Nivel de Confianza al 98 %)	(Nivel de Confianza al 98 %)
HUANCVELICA - CHUÑURANRA	23.22	-4.38
CHUÑURANRA - LACHOCC	22.55	-5.04
LACHOCC - CHONTA	19.03	-13.99
CHONTA - SANTA INÉS	15.35	-13.99

Fuente: Elaborado por los tesistas

4.1.1.1.3. Temperatura máxima y mínima de pavimento según especificación SUPERPAVE

La especificación SUPERPAVE establece modelos de predicción de temperatura máxima y mínima del pavimento, basado en la temperatura del aire Superpave y la localización geográfica, datos que servirán para determinar el Grado de performance requeridas por exigencias climáticas y que deben ser satisfechas por los ligantes asfálticos a estudiar.

- Para determinar la exigencia de temperatura máxima en el pavimento se cuenta con la siguiente expresión.

$$T_1 = 0.9545(T_{sup}^{max} - 0.00618L^2 + 0.2289L + 42.2) - 17.78 \quad (4.3)$$

Donde:

T_1 : Temperatura máxima de diseño del pavimento a 20 mm de profundidad, en °C

T_{sup}^{max} : Temperatura ambiente Superpave promedio máxima

L : Latitud del lugar considerado, en grados sexagesimales

Para determinar la exigencia de temperatura mínima en el pavimento se cuenta con la siguiente expresión.

$$T_2 = 0.859(T_{Sup}^{min}) + 1.7 \quad (4.4)$$

Donde:

T_2 : Temperatura mínima de diseño del pavimento, en °C

T_{Sup}^{min} : Temperatura mínima absoluta anual del aire, en °C.

4.1.1.1.3.1. Cálculos y resultados

Tabla 38: Resultado de temperatura máxima de pavimento asfáltico

NOMBRE DEL TRAMO	TEMPERATURA MÁXIMA SUPERPAVE	ELEVACIÓN	LATITUD	$T_{\text{máx. pavimento}} (T_1)$
	ESTIMADO (Nivel de Confianza al 98 %)			
HUANCAMELICA - CHUÑURANRA	23.22	3700	12.7775000	46.49
CHUÑURANRA - LACHOCC	22.55	3770	12.7830556	45.86
LACHOCC - CHONTA	19.03	4138	12.8416667	42.50
CHONTA - SANTA INÉS	15.35	4533	13.0808333	39.00

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Tabla 39: Resultado de temperatura mínima de pavimento asfáltico

NOMBRE DEL TRAMO	TEMPERATURA MÍNIMO SUPERPAVE ESTIMADO	ELEVACIÓN	LATITUD	$T_{\text{mín. pavimento}} (T_2)$
	(Nivel de Confianza al 98 %)			
HUANCAMELICA - CHUÑURANRA	-4.38	3785	12.7794444	-2.06
CHUÑURANRA - LACHOCC	-5.04	3770	12.8416667	-2.63
LACHOCC - CHONTA	-13.99	4870	13.0808333	-10.31
CHONTA - SANTA INÉS	-13.99	4870	13.0808333	-10.31

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Tabla 40: Resumen de temperatura máxima y mínima de pavimento asfáltico

NOMBRE DEL TRAMO	$T_{\text{máx. pavimento}}$ (Nivel de Confianza al 98 %)	$T_{\text{mín. pavimento}}$ (Nivel de Confianza al 98 %)
HUANCAMELICA - CHUÑURANRA	46.49	-2.06
CHUÑURANRA - LACHOCC	45.86	-2.63
LACHOCC - CHONTA	42.50	-10.31
CHONTA - SANTA INÉS	39.00	-10.31

Fuente: Elaborado por los tesisistas

4.1.1.1.4. Determinación del Grado de Performance (PG) por solicitaciones climáticas

Consideraciones

Cuando las temperaturas estimadas máximas y mínimas del pavimento ya determinadas anteriormente se asocian a las especificaciones Superpave toman el término de temperatura de diseño máxima o mínima del pavimento respectivamente.

Según la especificación Superpave el grado de performance (PG) es el comportamiento satisfactorio que deben ostentar los ligantes asfálticos (estado original o envejecido) en un determinado rango de temperaturas impuestas por las solicitaciones climáticas y condiciones de tráfico para que su respectivo pavimento asfáltico sea resistente a tres tipos de fallas críticas: deformaciones permanentes, agrietamiento por fatiga y agrietamiento térmico.

De lo dicho anteriormente es necesario diferenciar por un lado el PG requerido cuyo rango de temperaturas está impuesta por el clima y que se establece por las temperaturas de diseño máximas del pavimento (AT_{dis}) y temperaturas de diseño mínimas del pavimento (BT_{dis}) teniendo en consideración la tabla N° 1 de AASHTO M320 o su equivalente a la tabla 423-13 de las especificaciones técnicas generales para construcción aprobada por R.D. N° 22-2013-MTC/14 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú. Por otro lado, dichos requerimientos climáticos deben ser satisfechos por los ligantes asfálticos ensayados en laboratorio tanto para asfaltos originales y envejecidos durante la vida útil del pavimento asfáltico denominado PG del asfalto.

En este apartado solamente debe entenderse que los desempeños de los asfaltos se miden por parámetros reológicos (módulo complejo, ángulo de fase, parámetro de relajación, rigidez a flexión, entre otros) que es el reflejo de las propiedades físico – mecánicas de los ligantes asfálticos a una determinada temperatura.

Tabla 41: Especificaciones del cemento asfáltico clasificado por PG según tabla 1 de AASHTO M320

GRADO LIGANTE	PG 46			PG 52						PG 58					PG 64						
	-34	-40	-46	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-46	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-40
Temperatura máxima de diseño del pavimento, promedio de 7 días, °C (a)	< 46			< 52						< 58					< 64						
Temperatura mínima de diseño del pavimento, °C (a)	> -34	> -40	> -46	> -10	> -16	> -22	> -28	> -34	> -40	> -46	> -16	> -22	> -28	> -34	> -40	> -10	> -16	> -22	> -28	> -34	> -40
ASFALTO ORIGINAL																					
Temperatura Flesh Point, T48; Mínima °C	230																				
Viscosidad, ASTM D4402; (b) Máximo 3 Pa*s, Temperatura de ensayo, °C	135																				
Corte Dinámico, TP5; (c) G*/sen (δ) Mínimo: 1.00 kPa, Temperatura de ensayo a 10 rad/s, °C	46			52						58					64						
HORNO DE PELÍCULA DELGADA ROTATORIA																					
Pérdida de masa, Máxima, %	1.00																				
Corte Dinámico, TP5; G*/sen (δ) Mínimo: 2.20 kPa, Temperatura de ensayo a 10 rad/s, °C	46			52						58					64						
ENVEJECIMIENTO EN RECIPIENTE PRESURIZADO																					
Temperatura de Envejecimiento en PAV, °C (d)	90			100						100					100						
Corte Dinámico, TP5; G*/sen (δ) Máximo: 5000 kPa, Temperatura de ensayo a 10 rad/s, °C	10	7	4	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	31	28	25	22	19	16
Endurecimiento Físico (e)	INFORMAR																				
Módulo de Rigidez, TP1; (f) S máximo: 300 MPa; valor mínimo de m: 0.300 Temperatura de ensayo a 60 s, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30
Tracción directa, TP3; (f) Deformación de Rotura mínima: 1% temperatura de ensayo a 1.0 mm/min, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30

Fuente: Especificaciones generales – Ministerio de Transporte y Comunicaciones del Perú

4.1.1.1.4.1. Cálculos y resultados

Tabla 42: PG requerido por clima según AASTHO M320

NOMBRE DEL TRAMO	T _{máx. pavimento} (Nivel de Confianza al 98 %)	T _{mín. pavimento} (Nivel de Confianza al 98 %)	PG requerido por clima (AASHTO M320)	AT _{dis}	BT _{dis}	IT _{dis}
HUANCavelica - Chuñuranra	46.49	-2.06	PG: 52 - 10	52	-10	25
Chuñuranra - LachoCC	45.86	-2.63	PG: 46 - 34	46	-34	10
LachoCC - Chonta	42.50	-10.31	PG: 46 - 34	46	-34	10
Chonta - Santa Inés	39.00	-10.31	PG: 46 - 34	46	-34	10

Fuente: Elaborado por los tesistas

Los datos de PG requerido por condiciones climáticas mostrados en la tabla 42 se obtuvieron de la siguiente manera:

Como ejemplo se determina PG requerido para el tramo I: Huancavelica – Chuñuranra

Según AASTHO M320 de la tabla anterior para una temperatura máxima de diseño de pavimento (AT_{dis}) igual a 46.49 °C le corresponde un PG máximo de 52 debido a que es mayor que 46 °C pero menor a 52 °C, y para una temperatura mínima de diseño de pavimento (BT_{dis}) igual a -2.06 °C le corresponde un PG mínimo de -10 debido a que -2.06 > -10.

Para determinar el PG requerido a temperatura intermedio se acude a la norma ASTM D6373: $IT = \left[\frac{AT_{dis} + BT_{dis}}{2} \right] + 4$; reemplazando se tiene: IT_{dis} = 25.

Tabla 43: Grado de Performance por solicitud climática para los diferentes tramos

NOMBRE DEL TRAMO	PG requerido por clima (AASHTO M320) - AT _{dis} (IT _{dis}) - BT _{dis}
HUANCavelica - Chuñuranra	PG: 52(25) - 10
Chuñuranra - LachoCC	PG: 46(10) - 34
LachoCC - Chonta	PG: 46(10) - 34
Chonta - Santa Inés	PG: 46(10) - 34

Fuente: Elaborado por los tesistas

4.1.1.2. Ajuste del Grado de Performance (PG) requerido por efecto del tráfico

El sistema Superpave determina que el ligante asfáltico debería tener mayor rigidez para los efectos de una menor velocidad en la aplicación de las cargas. Para solucionarlo, establece en su metodología que el grado de la temperatura alta debe incrementarse uno o dos grados, basado conjuntamente en el volumen de tráfico (ESAL, número de ejes equivalentes, por siglas en inglés) y la condición de velocidad de vehículo, definida como estacionaria, baja y estándar.

Por tanto, el presente proyecto de investigación ha realizado el estudio de tráfico de la carretera Huancavelica – Santa Inés el cual ha sido sectorizado en 04 tramos homogéneos, atendiendo a sus características por tipo y volumen de tráfico.

Tabla 44: Ajuste del Grado de Desempeño por condiciones de tráfico

Volumen de tránsito ESAL's (millones)	Condiciones de velocidad de vehículo		
	Estacionaria	Baja	Estándar
< 0.3	---	---	---
0.3 – 3	2	1	---
3 – 10	2	1	---
10 - 30	2	1	---
> 30	2	1	1

Fuente: Elaborado por los tesisistas

4.1.1.2.1. Resultado de tráfico actual por tipo de vehículo por tramo

Tabla 45: Tráfico actual por tipo de vehículo para el tramo I y tramo II

Tramo I			Tramo II		
Tipo de Vehículo	IMDa	Distribución (%)	Tipo de Vehículo	IMDa	Distribución (%)
Automovil	74	25.17	Automovil	77	34.07
Station Wagon	36	12.24	Station Wagon	26	11.50
Camioneta Pick Up	44	14.97	Camioneta Pick Up	49	21.68
Camioneta Panel	3	1.02	Camioneta Panel	2	0.88
Combi Rural	45	15.31	Combi Rural	23	10.18
Micro	5	1.70	Micro	1	0.44
Bus 2E	6	2.04	Bus 2E	5	2.21
Bus >=3E	11	3.74	Bus >=3E	8	3.54
Camión 2E	31	10.54	Camión 2E	17	7.52
Camión 3E	21	7.14	Camión 3E	10	4.42
Camión 4E	5	1.70	Camión 4E	1	0.44
Semi trayler 2S1/2S2	6	2.04	Semi trayler 2S1/2S2	1	0.44
Semi trayler 2S3	1	0.34	Semi trayler 2S3	2	0.88
Semi trayler 3S1/3S2	6	2.04	Semi trayler 3S1/3S2	2	0.88
Semi trayler >=3S3	0	0.00	Semi trayler >=3S3	2	0.88
IMDa	294	100.00	IMDa	226	100.00

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 46: Tráfico actual por tipo de vehículo para el tramo III y tramo IV

Tramo III			Tramo IV		
Tipo de Vehículo	IMDa	Distribución (%)	Tipo de Vehículo	IMDa	Distribución (%)
Automovil	68	31.34	Automovil	50	26.60
Station Wagon	25	11.52	Station Wagon	19	10.11
Camioneta Pick Up	48	22.12	Camioneta Pick Up	43	22.87
Camioneta Panel	7	3.23	Camioneta Panel	9	4.79
Combi Rural	27	12.44	Combi Rural	18	9.57
Micro	2	0.92	Micro	3	1.60
Bus 2E	5	2.30	Bus 2E	4	2.13
Bus >=3E	10	4.61	Bus >=3E	10	5.32
Camión 2E	9	4.15	Camión 2E	10	5.32
Camión 3E	7	3.23	Camión 3E	6	3.19
Camión 4E	1	0.46	Camión 4E	1	0.53
Semi trayler 2S1/2S2	4	1.84	Semi trayler 2S1/2S2	4	2.13
Semi trayler 2S3	1	0.46	Semi trayler 2S3	1	0.53
Semi trayler 3S1/3S2	1	0.46	Semi trayler 3S1/3S2	3	1.60
Semi trayler >=3S3	2	0.92	Semi trayler >=3S3	7	3.72
IMDa	217	100.00	IMDa	188	100.00

Fuente: Elaborado por los testistas

4.1.1.2.2. Resultado de composición vehicular del tráfico actual

Tabla 47: Composición vehicular del tráfico actual por tramos

Tramo I		Tramo II	
DESCRIPCIÓN	INCIDENCIA	DESCRIPCIÓN	INCIDENCIA
Vehículos ligeros	70%	Vehículos ligeros	79%
Transporte de pasajeros	6%	Transporte de pasajeros	4%
Transporte de carga	24%	Transporte de carga	15%

Tramo III		Tramo IV	
DESCRIPCIÓN	INCIDENCIA	DESCRIPCIÓN	INCIDENCIA
Vehículos ligeros	82%	Vehículos ligeros	76%
Transporte de pasajeros	5%	Transporte de pasajeros	5%
Transporte de carga	12%	Transporte de carga	17%

Fuente: Elaborado por los tesistas

4.1.1.2.3. Resultado de tráfico total proyectado (Normal+Generado+Desviado)

Tabla 48: Tasa de crecimiento por tipo de vehículo

TIPO DE VEHICULO	TASA DE CRECIMIENTO
AUTOS	0.90
CAMIONETA	0.90
BUSES	0.90
CAMIONES	3.60
ARTICULADOS	3.60

Fuente: Elaborado por los tesistas

Tráfico generado: 10 %

Tráfico desviado

CAMIONETA	BUSES	CAM. UNIT	ARTICULADOS	REMOLQUE
0	2	1	1	1

Fuente: Elaborado por los tesistas

Tabla 49: Tráfico proyectado por año incluye tráfico generado y desviado del tramo I

AÑO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
BUS 2E	7	14	22	30	38	46	55	64	73	83	93	103	109	125	136
BUS 3E	14	29	44	60	76	93	110	129	148	168	188	209	220	252	275
C 2E	36	73	111	152	194	237	282	328	376	425	477	530	561	642	701
C 3E	25	51	77	104	133	163	194	226	259	293	328	364	385	439	480
C 4E	7	14	22	30	38	46	54	63	72	81	90	100	105	120	130
2S1	8	16	25	34	43	52	62	72	82	93	104	115	121	139	151
2S2	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	26	31	34
3S2	8	16	25	34	43	52	62	72	82	93	104	115	121	139	151
3S3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15
2T2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15
2T3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15
3T2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 50: Tráfico proyectado por año incluye tráfico generado y desviado del tramo II

AÑOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
BUS 2E	6	12	18	24	30	36	42	48	54	60	67	74	79	88	95
BUS 3E	11	22	33	44	55	66	78	90	102	114	126	138	146	162	174
C 2E	21	42	64	87	110	134	159	185	211	238	267	297	314	360	393
C 3E	12	25	38	52	66	80	95	110	126	142	160	178	188	216	236
C 4E	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	26	31	34
2S1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	26	31	34
2S2	3	6	9	12	15	18	22	26	30	34	38	42	44	50	54
3S2	3	6	9	12	15	18	22	26	30	34	38	42	44	50	54
3S3	3	6	9	12	15	18	22	26	30	34	38	42	44	50	54
2T2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15
2T3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15
3T2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 51: Tráfico proyectado por año incluye tráfico generado y desviado del tramo III

AÑOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
BUS 2E	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40	44	48	52	58	64
BUS 3E	12	24	36	48	60	73	86	99	112	125	138	151	161	177	190
C 2E	12	25	38	52	66	80	95	110	126	142	160	178	188	216	236
C 3E	8	16	25	34	43	52	62	72	82	93	104	115	121	139	151
C 4E	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	26	31	34
2S1	5	10	15	22	29	36	43	50	57	65	73	81	85	98	107
2S2	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	26	31	34
3S2	4	8	12	16	21	26	31	36	41	46	51	58	61	72	79
3S3	9	19	29	39	49	60	71	82	94	106	118	131	138	157	171
2T2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15
2T3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15
3T2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 52: Tráfico proyectado por año incluye tráfico generado y desviado del tramo IV

AÑOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
BUS 2E	6	12	18	24	30	36	42	48	54	60	67	74	79	88	95
BUS 3E	12	24	36	48	60	73	86	99	112	125	138	151	161	177	190
C 2E	11	23	35	47	60	73	87	101	115	130	145	161	170	195	213
C 3E	9	19	29	39	49	60	71	82	94	106	118	131	138	157	171
C 4E	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	26	31	34
2S1	5	10	15	22	29	36	43	50	57	65	73	81	85	98	107
2S2	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	26	31	34
3S2	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	26	31	34
3S3	3	6	9	12	15	18	22	26	30	34	38	42	44	50	54
2T2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15
2T3	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15
3T2	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12	14	15

Fuente: Elaborado por los testistas

4.1.1.2.4. Resultado de ESAL's según cargas actuantes sobre el pavimento

Para el diseño de pavimento la demanda que corresponde al del tráfico pesado de ómnibus y de camiones es la que preponderantemente tiene importancia. El efecto del tránsito se mide en la unidad definida, por AASHTO, como Ejes Equivalentes (EE) acumulados durante el periodo de diseño tomado en el análisis. AASHTO definió como un EE, al efecto de deterioro causado sobre el pavimento por un eje simple de dos ruedas convencionales cargado con 8.2 tn de peso, con neumáticos a la presión de 80 lbs/pulg². Los Ejes Equivalentes (EE) son factores de equivalencia

que representan el factor destructivo de las distintas cargas, por tipo de eje que conforman cada tipo de vehículo pesado, sobre la estructura del pavimento.

Para el cálculo del número de repeticiones de Ejes Equivalentes de 8.2 tn, (ESAL's) en el periodo de diseño, se usará la siguiente expresión por tipo de vehículo; el resultado final será la sumatoria de los diferentes tipos de vehículos pesados considerados:

$$ESAL'S = N_{rep \text{ de EE } 8.2 \text{ tn}} = \Sigma[EE_{\text{día-carril}} \times F_{ca} \times 365] \quad (4.5)$$

$EE_{\text{día-carril}}$ = Ejes Equivalentes por cada tipo de vehículo pesado, por día para el carril de diseño. Resulta del IMD por cada tipo de vehículo pesado, por el Factor Direccional, por el Factor Carril de diseño, por el Factor Vehículo Pesado del tipo seleccionado y por el Factor de Presión de neumáticos. Para cada tipo de vehículo pesado, se aplica la siguiente relación:

$$EE_{\text{día-carril}} = IMD_{pi} \times F_d \times F_c \times F_{vpi} \times F_{pi} \quad (4.6)$$

Donde:

IMD_{pi}: Corresponde al Índice Medio Diario según tipo de vehículo pesado seleccionado

F_d : Factor direccional

F_c : Factor carril de diseño

F_{vpi} : Factor vehículo pesado del tipo seleccionado (i) calculado según su composición de ejes. Representa el número de ejes equivalentes promedio por tipo de vehículo pesado (bus o camión), y el promedio se obtiene dividiendo el total de Ejes Equivalentes (EE) de un determinado tipo de vehículo pesado entre el número total del tipo de vehículo pesado seleccionado.

Fp: Factor de presión de neumáticos

Tabla 53: Factores de ajuste de ESAL's

Tipo de Vehículo	factor de vehiculo pesado (FVP)	factor de presión de neumático (Fp); 120 mm	Factor direccional (Fd)	Factor carril de diseño (Fc)
BUS 2E	4.504	2.84	0.5	1
BUS 3E	2.631	4.26	0.5	1
C 2E	4.504	2.38	0.5	1
C 3E	3.285	4.20	0.5	1
C 4E	4.832	5.52	0.5	1
2S1	7.742	4.05	0.5	1
2S2	6.523	4.35	0.5	1
3S2	5.304	4.35	0.5	1
3S3	5.014	4.35	0.5	1
2T2	10.980	4.35	0.5	1
2T3	9.761	4.35	0.5	1
3T2	9.761	4.35	0.5	1

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Tabla 54: ESAL's tramo I: Huancavelica - Chuñuranra

Tipo de vehiculo	AÑOS														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
BUS 2E	16339.71	32679.41	51353.36	70027.31	88701.26	107375.21	128383.40	149391.60	170399.79	193742.23	217084.67	240427.10	254432.57	291780.46	317457.15
BUS 3E	28639.98	59325.68	90011.37	122742.78	155474.19	190251.31	225028.43	263896.97	302765.52	343679.78	384594.04	427554.01	450056.85	515519.67	562571.07
C 2E	70421.83	142799.83	217133.98	297336.62	379495.43	463610.39	551637.68	641621.13	735516.91	831368.85	933089.27	1036765.85	1097406.88	1255856.00	1371269.55
C 3E	62940.77	128399.17	193857.57	261833.60	334844.89	410373.81	488420.36	568984.54	652066.36	737665.80	825782.88	916417.58	969287.83	1105239.89	1208462.75
C 4E	34077.69	68155.38	107101.31	146047.24	184993.17	223939.10	262885.03	306699.20	350513.38	394327.55	438141.72	486824.13	511165.34	584188.96	632871.37
2S1	45778.10	91556.19	143056.55	194556.90	246057.26	297557.62	354780.24	412002.86	469225.48	532170.36	595115.24	658060.12	692393.69	795394.40	864061.55
2S2	10356.68	20713.36	31070.05	41426.73	51783.41	62140.09	72496.78	82853.46	93210.14	103566.82	113923.51	129458.53	134636.87	160528.58	176063.60
3S2	33684.39	67368.79	105263.73	143158.67	181053.62	218948.56	261054.05	303159.54	345265.03	391581.07	437897.12	484213.16	509476.45	585266.34	635792.93
3S3	3980.60	7961.19	11941.79	15922.38	19902.98	23883.57	27864.17	31844.76	35825.36	39805.96	43786.55	47767.15	47767.15	55728.34	59708.93
2T2	8716.93	17433.86	26150.78	34867.71	43584.64	52301.57	61018.50	69735.43	78452.35	87169.28	95886.21	104603.14	104603.14	122036.99	130753.92
2T3	7749.14	15498.27	23247.41	30996.54	38745.68	46494.82	54243.95	61993.09	69742.23	77491.36	85240.50	92989.63	92989.63	108487.91	116237.04
3T2	7749.14	15498.27	23247.41	30996.54	38745.68	46494.82	54243.95	61993.09	69742.23	77491.36	85240.50	92989.63	92989.63	108487.91	116237.04
EE Total	3.30E+05	6.67E+05	1.02E+06	1.39E+06	1.76E+06	2.14E+06	2.54E+06	2.95E+06	3.37E+06	3.81E+06	4.26E+06	4.72E+06	4.96E+06	5.69E+06	6.19E+06

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Tabla 55: ESAL´s tramo II: Chuñuranra – Lachocc

Tipo de vehículo	ANOS														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
BUS 2E	14005.46	28010.92	42016.39	56021.85	70027.31	84032.77	98038.24	112043.70	126049.16	140054.62	156394.33	172734.04	184405.25	205413.45	221753.15
BUS 3E	22502.84	45005.69	67508.53	90011.37	112514.21	135017.06	159565.61	184114.17	208662.72	233211.28	257759.83	282308.39	298674.09	331405.50	355954.06
C 2E	41079.40	82158.80	125194.37	170186.09	215177.82	262125.71	311029.76	361889.97	412750.18	465566.55	522295.25	580980.11	614234.86	704218.32	768771.66
C 3E	30211.57	62940.77	95669.97	130916.80	166163.63	201410.46	239174.92	276939.38	317221.47	357503.56	402820.92	448138.27	473314.58	543808.24	594160.85
C 4E	9736.48	19472.97	29209.45	38945.93	48682.41	58418.90	68155.38	77891.86	87628.34	97364.83	107101.31	121706.03	126574.27	150915.48	165520.21
2S1	11444.52	22889.05	34333.57	45778.10	57222.62	68667.14	80111.67	91556.19	103000.71	114445.24	125889.76	143056.55	148778.81	177390.12	194556.90
2S2	15535.02	31070.05	46605.07	62140.09	77675.12	93210.14	113923.51	134636.87	155350.24	176063.60	196776.96	217490.33	227847.01	258917.06	279630.42
3S2	12631.65	25263.30	37894.94	50526.59	63158.24	75789.89	92632.08	109474.28	126316.48	143158.67	160000.87	176843.07	185264.16	210527.46	227369.66
3S3	11941.79	23883.57	35825.36	47767.15	59708.93	71650.72	87573.10	103495.49	119417.87	135340.25	151262.63	167185.01	175146.21	199029.78	214952.16
2T2	8716.93	17433.86	26150.78	34867.71	43584.64	52301.57	61018.50	69735.43	78452.35	87169.28	95886.21	104603.14	104603.14	122036.99	130753.92
2T3	7749.14	15498.27	23247.41	30996.54	38745.68	46494.82	54243.95	61993.09	69742.23	77491.36	85240.50	92989.63	92989.63	108487.91	116237.04
3T2	7749.14	15498.27	23247.41	30996.54	38745.68	46494.82	54243.95	61993.09	69742.23	77491.36	85240.50	92989.63	92989.63	108487.91	116237.04
EE Total	1.93E+05	3.89E+05	5.87E+05	7.89E+05	9.91E+05	1.20E+06	1.42E+06	1.65E+06	1.87E+06	2.10E+06	2.35E+06	2.60E+06	2.72E+06	3.12E+06	3.39E+06

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 56: ESAL´s tramo III: Lachocc – Chonta

Tipo de vehículo	ANOS														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
BUS 2E	14005.46	28010.92	42016.39	56021.85	70027.31	84032.77	98038.24	112043.70	126049.16	140054.62	156394.33	172734.04	184405.25	205413.45	221753.15
BUS 3E	24548.56	49097.11	73645.67	98194.22	122742.78	149337.05	175931.32	202525.58	229119.85	255714.12	282308.39	308902.66	329359.79	362091.20	388685.46
C 2E	21517.78	44991.73	68465.67	91939.61	117369.72	142799.83	170186.09	197572.36	224958.63	254301.06	283643.49	314942.08	332547.54	381451.59	416662.50
C 3E	22658.68	47834.98	73011.29	98187.60	123363.91	151057.84	178751.78	206445.72	236657.29	266868.86	297080.43	329809.63	347433.04	395268.02	430514.85
C 4E	9736.48	19472.97	29209.45	38945.93	48682.41	58418.90	68155.38	77891.86	87628.34	97364.83	107101.31	121706.03	126574.27	150915.48	165520.21
2S1	28611.31	57222.62	85833.93	125889.76	165945.60	206001.43	246057.26	286113.09	326168.93	371947.02	417725.12	463503.21	486392.26	560781.67	612282.02
2S2	10356.68	20713.36	31070.05	41426.73	51783.41	62140.09	72496.78	82853.46	93210.14	103566.82	113923.51	129458.53	134636.87	160528.58	176063.60
3S2	8421.10	16842.20	25263.30	33684.39	42105.49	50526.59	58947.69	67368.79	75789.89	84210.98	92632.08	105263.73	109474.28	130527.02	143158.67
3S3	11941.79	23883.57	35825.36	47767.15	59708.93	71650.72	87573.10	103495.49	119417.87	135340.25	151262.63	167185.01	175146.21	199029.78	214952.16
2T2	8716.93	17433.86	26150.78	34867.71	43584.64	52301.57	61018.50	69735.43	78452.35	87169.28	95886.21	104603.14	104603.14	122036.99	130753.92
2T3	7749.14	15498.27	23247.41	30996.54	38745.68	46494.82	54243.95	61993.09	69742.23	77491.36	85240.50	92989.63	92989.63	108487.91	116237.04
3T2	7749.14	15498.27	23247.41	30996.54	38745.68	46494.82	54243.95	61993.09	69742.23	77491.36	85240.50	92989.63	92989.63	108487.91	116237.04
EE Total	1.76E+05	3.56E+05	5.37E+05	7.29E+05	9.23E+05	1.12E+06	1.33E+06	1.53E+06	1.74E+06	1.95E+06	2.17E+06	2.40E+06	2.52E+06	2.89E+06	3.13E+06

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 57: ESAL's tramo IV: Chonta – Santa Inés

Tipo de vehículo	AÑOS														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
BUS 2E	9336.97	18673.95	28010.92	37347.90	46684.87	56021.85	65358.82	74695.80	84032.77	93369.75	102706.72	112043.70	121380.67	135386.14	149391.60
BUS 3E	24548.56	49097.11	73645.67	98194.22	122742.78	149337.05	175931.32	202525.58	229119.85	255714.12	282308.39	308902.66	329359.79	362091.20	388685.46
C 2E	23473.94	48904.05	74334.16	101720.42	129106.69	156492.96	185835.39	215177.82	246476.41	277775.00	312985.92	348196.83	367758.45	422530.99	461654.23
C 3E	20141.05	40282.09	62940.77	85599.44	108258.12	130916.80	156093.10	181269.41	206445.72	234139.66	261833.60	289527.53	304633.32	349950.67	380162.24
C 4E	9736.48	19472.97	29209.45	38945.93	48682.41	58418.90	68155.38	77891.86	87628.34	97364.83	107101.31	121706.03	126574.27	150915.48	165520.21
2S1	28611.31	57222.62	85833.93	125889.76	165945.60	206001.43	246057.26	286113.09	326168.93	371947.02	417725.12	463503.21	486392.26	560781.67	612282.02
2S2	10356.68	20713.36	31070.05	41426.73	51783.41	62140.09	72496.78	82853.46	93210.14	103566.82	113923.51	129458.53	134636.87	160528.58	176063.60
3S2	16842.20	33684.39	50526.59	67368.79	88421.53	109474.28	130527.02	151579.77	172632.52	193685.26	214738.01	244211.85	256843.50	303159.54	332633.39
3S3	35825.36	75631.32	115437.27	155243.23	195049.18	238835.73	282622.29	326408.84	374175.98	421943.13	469710.28	521458.02	549322.19	624953.51	680681.84
2T2	8716.93	17433.86	26150.78	34867.71	43584.64	52301.57	61018.50	69735.43	78452.35	87169.28	95886.21	104603.14	104603.14	122036.99	130753.92
2T3	7749.14	15498.27	23247.41	30996.54	38745.68	46494.82	54243.95	61993.09	69742.23	77491.36	85240.50	92989.63	92989.63	108487.91	116237.04
3T2	7749.14	15498.27	23247.41	30996.54	38745.68	46494.82	54243.95	61993.09	69742.23	77491.36	85240.50	92989.63	92989.63	108487.91	116237.04
EE Total	2.03E+05	4.12E+05	6.24E+05	8.49E+05	1.08E+06	1.31E+06	1.55E+06	1.79E+06	2.04E+06	2.29E+06	2.55E+06	2.83E+06	2.97E+06	3.41E+06	3.71E+06

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 58: Resumen ESAL's por tramos para 15 años

N° TRAMO	NOMBRE DEL TRAMO	ESAL's (15 AÑOS)	PROGRESIVA
TRAMO I	HUANCAVELICA - CHUÑURANRA	6.19E+06	0+000 al 5+575 km
TRAMO II	CHUÑURANRA - LACHOCC	3.39E+06	5+575 al 17+345 km
TRAMO III	LACHOCC - CHONTA	3.13E+06	17+345 al 52+489 km
TRAMO IV	CHONTA - SANTA INÉS	3.71E+06	52+489 al 76+143 km

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 59: Resumen ESAL's por tramos para 10 años

N° TRAMO	NOMBRE DEL TRAMO	ESAL's (10 AÑOS)	PROGRESIVA
TRAMO I	HUANCAVELICA - CHUÑURANRA	3.81E+06	0+000 al 5+575 km
TRAMO II	CHUÑURANRA - LACHOCC	2.10E+06	5+575 al 17+345 km
TRAMO III	LACHOCC - CHONTA	1.95E+06	17+345 al 52+489 km
TRAMO IV	CHONTA - SANTA INÉS	2.29E+06	52+489 al 76+143 km

Fuente: Elaborado por los testistas

4.1.1.2.5. Resultado de velocidades promedio para vehículos pesados

A lo largo del tramo en estudio el terreno es diverso en cuanto al relieve y su orografía ya que la vía es plano, ondulado, accidentado y escarpado con pendientes longitudinales que oscilan entre 3% a 8 %.

Tabla 60: Velocidad de circulación para diferentes tipos de vehículos pesados en la ruta de estudio

ÍTEM	INICIO	FIN	VELOCIDAD (KM/H)	TIPO DE VEHÍCULO
TRAMO I (L = 5.575 km.)	HUANCAVELICA	CHUÑURANARA	38	BUS (2E) 
TRAMO II (L = 11.770 km.)	CHUÑURANARA	LACHOCC	40	CAMIÓN (3E) 
TRAMO III (L = 35.144 km.)	LACHOCC	CHONTA	45	SEMI TRAILER (>= 3S3) 
TRAMO IV (L = 23.654 km.)	CHONTA	SANTA INES	42	SEMI TRAILER (>= 3S3) 

Fuente: Elaborado por los tesisistas

4.1.1.2.6. Ajuste del grado de performance PG requerido para temperatura alta y por tramo

Criterio de ajuste de PG por tráfico:

Las bajas velocidades son equivalentes a mayores temperaturas del pavimento, según el principio de superposición tiempo – temperatura (Ferry 1980), mientras que mayores cargas son más repeticiones de vehículos circulando sobre el pavimento.

Según SHRP (Especificaciones SUPERPAVE) sugiere aumentar un Grado de Desempeño (equivale a 6 °C a temperaturas altas) cuando excede de 10 millones de Ejes Equivalentes o cuando la velocidad esperada de tránsito es entre 20 y 70 km/h.

Para el presente proyecto de investigación se tiene una velocidad de circulación de vehículos pesados entre 40 a 50 km/h por lo que se incrementa un PG por velocidades bajas de circulación, así mismo el hecho de su modificación implica un ajuste del PG a temperaturas bajas

de acuerdo a AASHTO M320, quedando finalmente el Grado de Performance (PG), según tabla 61.

Tabla 61: Grado de Desempeño real (PG) requerido por el pavimento

NOMBRE DEL TRAMO	PG requerido por clima (AASHTO M320) -	Incremento por velocidad de carga
	$At_{dis}(IT_{dis}) - BT_{dis}$	$At_{dis}(IT_{dis}) - Btdis$
HUANCAVELICA - CHUÑURANRA	PG: 52(25) - 10	PG: 58(25)-16
CHUÑURANRA - LACHOCC	PG: 46(10) - 34	PG: 52(25)-10
LACHOCC - CHONTA	PG: 46(10) - 34	PG: 52(22)-16
CHONTA - SANTA INES	PG: 46(10) - 34	PG: 52(22)-16

Fuente: Elaborado por los tesisistas

4.1.2. SEGUNDA FASE: Modelo implementado “EGRA” para determinar temperaturas en pavimentos asfálticos y validación experimental

4.1.2.1. Estudio del comportamiento térmico de mezclas asfálticas

La finalidad de los ensayos planteados en esta investigación es conseguir un mayor conocimiento del comportamiento térmico de los pavimentos asfálticos cuando estos se ven sometidos al efecto de la radiación solar.

El material analizado en los ensayos de irradiación ha sido la mezcla bituminosa. El tipo de mezcla asfáltica utilizado para el estudio fue mezcla asfáltica en caliente (MAC) con asfalto convencional CA: 120/150 pen, correspondiendo a las más utilizadas en el Perú para zonas por encima de los 3000 m.s.n.m. por tanto son representativas de los pavimentos asfálticos. Las mezclas fueron fabricados en el laboratorio “SANTA CRUZ” de la ciudad de Concepción, departamento de Junín siguiendo el método de diseño Marshall para mezclas asfálticas en caliente (ver anexo), para luego ser compactado en probetas prismáticas de 50x50x10cm. con esta geometría fueron elaborados 02 probetas de mezcla asfáltica para posteriormente realizar las mediciones de temperatura a diferentes profundidades.



Fotografía 1: Compactación de probetas de mezcla asfáltica en caliente

Dispositivos de ensayo e instrumentos de medida

El dispositivo empleado para medir la irradiancia o flujo de radiación incidente por unidad de superficie (W/m^2) de la probeta se denomina piranómetro (Figura). Concretamente, el modelo utilizado en esta investigación posee un

rango de medida de 0 a 2000 W/m², un campo de visión de 180°, un rango espectral que va desde los 305 a los 2800 nm y unos límites de temperatura de trabajo de entre - 40 y 80 °C.

Los sensores de temperatura utilizados durante los ensayos fueron termopar tipo k con junta expuesta de aleación Cromo – Alumel (aleación de 95 % níquel, 2 % de manganeso, 2 % de aluminio y 1 % de silicio) marca ETI, modelo 133-363 con rango de -60 a 250 °C, con tiempo de respuesta de menos de 0.5 segundos y una precisión de +- 1.5 °C integrado al termómetro de infrarrojo. Su funcionamiento está basado en el efecto Seebeck, que dice que cuando un par de metales en contacto entre sí en cada extremo están sujetos a cambios de temperatura, creando un pequeño potencial de voltaje que lo relacionan con la temperatura, la captura y registro de los valores de temperatura de la probeta se realizaron a través del termómetro infrarrojo con una salida adicional de sensor termopar tipo k, Para la medida de la temperatura en la superficie de la probeta se utilizó un termómetro por infrarrojos con puntero láser (Gráfico 16). Marca ETI LTD modelo 814-045 su rango de medida se sitúa entre los - 60 y 500 °C siendo su exactitud de un $\pm 2\%$ del valor medido. En principio se consideró utilizar el mismo sensor de temperatura tipo k expuesto líneas arriba para medir la temperatura de la superficie de la probeta, pero el posible efecto de la radiación térmica, efectos de convección del medio sobre el sensor expuesto y el reducido contacto entre esta y el asfalto debido a su rugosidad hicieron que se descartara dicha posibilidad.

Finalmente, durante las mediciones de temperatura de la probeta se recogieron de forma simultánea y automática los valores de temperatura ambiente y humedad en el mismo lugar con un termohigrómetro digital. Esta medida fue tomada mediante un datalogger incorporada marca Elitech modelo RC.51H serie EL 1804000504 cuyo rango de medida para temperatura oscila entre - 30 y 70°C y un sensor de humedad de tipo capacitivo con un rango de medida de entre el 10 a 95% HR (Gráfico 16). De igual forma que con el resto de los

dataloggers, los datos almacenados se descargan fácilmente al ordenador para su análisis.



Gráfico 16: Instrumentos de medición utilizados para la captura y registro de datos: (a) Pirómetro, (b) Termómetro infrarrojo, (c) Termómetro ambiental digital, (d) Termopar tip K con sensores expuestos.

4.1.2.2. Diseño y programación de recolección de datos

4.1.2.2.1. Elaboración de probetas de mezclas asfálticas convencionales en caliente

Las probetas de mezcla asfáltica se fabricaron en moldes de madera con dimensiones de 50x50x10 cm, para calcular la cantidad de material necesario de mezclas asfáltica en caliente se acudió al peso unitario de mezcla correspondiente al contenido óptimo de asfalto de acuerdo a los resultados obtenidos del diseño de mezcla asfáltico Marshall, ver tabla 62 y que de forma aproximada se requerían 57.65 kg.

Tabla 62: Propiedades de la mezcla asfáltica en caliente con CA: 120/150 Pen

PARAMETROS	RESULTADOS	ESPECIFICACIÓN
Contenido óptimo CA (%)	6.2	Min
Peso Unitario (gr/cm ³)	2.306	
Vacíos (%)	2.7	2-4
V.M.A.(%)	16.4	Min 14
V. llenados C.A (%)	83.0	
Flujo (mm)	3.6	2-4
Estabilidad (kg)	877	Min 816
Índice de rigidez (kg/cm)	2.521	1700-4000

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Dimensiones del molde: $L = 50 \text{ cm}$, $A = 50 \text{ cm}$ y $H = 10 \text{ cm}$

Volumen del molde $V = 25,000 \text{ cm}^3$

Peso unitario de MAC $= 2.306 \text{ gr/cm}^3$

Peso requerido de mezcla para probeta $= (25,000 \times 2.306) / (1000) = 57.65 \text{ kg}$.

Calculado el peso requerido de mezcla asfáltico a 140°C previo a su compactación, las mezclas fueron divididos en tres partes, correspondiendo la primera tanda al 40 % (23.06 kg), la segunda al 40 % (23.06 kg) y la tercera al 20 % (11.53 kg) del total de la mezcla, respectivamente. La compactación se realizó con el martillo Marshall cuyo grado de compactación se controló con la altura correspondiente para cada peso de mezcla asfáltica, es decir para 23.06 kg se alcanzó aproximadamente 4 cm de altura previamente señalada en todo su contorno del molde y así sucesivamente hasta alcanzar los 10 cm de altura. El inconveniente de trabajar con este tipo de probetas no normalizadas es la eficiencia del proceso de compactación, que no es óptima. Esto se debe no solo a la mayor superficie del molde de compactación (50 x 50 cm) sino a las formas diferentes del compactador (circular) y el molde (cuadrado) por lo que las esquinas se compactaron a través del uso de pequeñas placas metálicas cuadradas sobre el cual se aplicó el martillo Marshall, y maximizar de esta manera la energía de compactación. Además, hay que tener en cuenta su elevado espesor. Para intentar minimizar esta pérdida de energía fue para lo que se dividió la mezcla en tres tongadas. De esta forma, la compactación de cada probeta se ejecutó en tres fases, una por tongada. La duración de todas las fases fue similar, con un tiempo de 5 minutos aproximadamente. Así, aunque el volumen de mezcla extendido en la última fase es menor, la mezcla ya compactada todavía admite cierta compactación extra, lo que supone una pérdida de energía para la última capa.

Después de su compactación y tras dejar pasar un tiempo de 7 días, cada una de las probetas fue desmoldado y caracterizada geométricamente antes de su colocación en un nuevo molde cuadrado de dimensiones mayores a la probeta obtenida (52.5x52.5x15 cm) a fin de albergar en la parte inferior material granular de 4 cm de altura que simula la base del pavimento y sobre ella la probeta rodeada de poliestireno expandido. (gráfico 17).

4.1.2.2.2. Acondicionamiento de la probeta de mezclas asfálticas convencionales

Tras su caracterización, el siguiente paso consistía en introducir las sondas de temperatura en la probeta. Para ello, fueron taladrados siete orificios a lo largo de una de las secciones laterales de la probeta, uno para cada sonda. Los taladros fueron situados a distintas alturas, correspondientes a las medidas de temperatura deseadas. En este caso las alturas elegidas fueron de 2, 4, 6, 8, 10, 12 y 14 cm, medidas desde la superficie de la probeta. Los agujeros fueron rellenados con poliestireno expandido, de modo que su impacto en el normal comportamiento térmico de la mezcla sometida a la radiación solar disminuyera. Alrededor del sensor se extendió una porción de poliestireno expandido con forma cilíndrica del mismo diámetro del taladro realizado para evitar en lo posible la presencia de aire entre la sonda y la mezcla, lo que podría afectar a la medida teniendo en cuenta la alta resistividad del aire. A continuación, las probetas fueron acomodadas en una cuna de ensayos constituida por un cajón de madera y una cama de áridos (Gráfico 17). La función de la cuna es triple: contener en su interior la cama de áridos, facilitar que la radiación solar alcance la cara superior de la probeta y permitir su posterior aislamiento térmico lateral. El cajón o carcasa exterior es de madera tipo DM, con una conductividad térmica relativamente baja de valor entre 0,07 y 0,20 W/mk (CTE- CAT, 2010).

Este atributo le confiere además un notable poder aislante, ayudando en esta función a la cama de áridos y al aislante lateral.

La cama de áridos sobre la que se coloca la probeta tiene 5 cm de espesor y está compuesta por material granular con tamaño máximo de $\frac{3}{4}$ ", el objetivo perseguido con el uso de una cama de áridos de alta porosidad es doble. Por una parte, transmitir que el comportamiento térmico de una mezcla bituminosa que forma parte de un pavimento se ve afectado en cierto modo por otros elementos que la rodean, utilizando esta cama de áridos para emular esta situación. Por otra, permitir analizar la capacidad de aislamiento de un elemento natural a la vez que es habitual en la construcción.

Para el aislamiento lateral de la probeta, último paso antes de la medición de temperaturas, se utilizó una espuma de poliuretano para rellenar el hueco entre la probeta y el cajón. En total, los laterales de la probeta fueron aislados con una capa de 2.5 cm de este material, cuyo valor de conductividad térmica es de $k = 0,0389 \text{ W/mK}$ (Sika boom – DIN 52612). Debido a su forma de uso, proyectado con aerosol, la espuma de poliuretano permite una mejor distribución y expansión del producto, procurando así un relleno adecuado y el aislamiento térmico necesario. Además, a pesar de su relativamente alta resistencia mecánica, es de fácil eliminación con la ayuda de un cutter o herramienta similar. Tras un período de 24 horas necesario para el secado de la espuma, la cuna de ensayos está ya preparada para su ensayo (Gráfico 17).

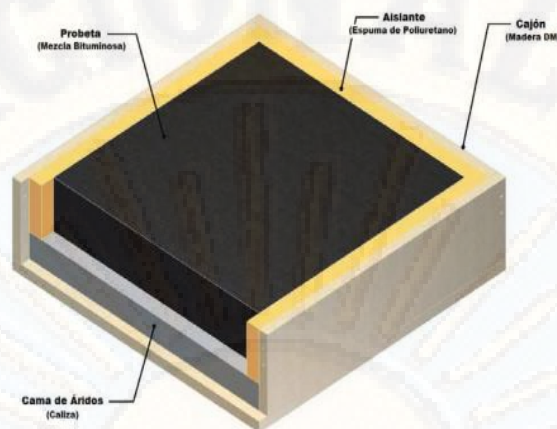


Gráfico 17: Probeta cuadrada de MAC: 120/150 Pen de 50x50x10 cm y cama de base granular de 4 cm y aislado lateralmente con poliestireno expandido.

4.1.2.2.3. Recolección de datos de temperatura de mezclas asfálticas convencionales

Las mediciones se realizaron en un recinto de espacio abierto ubicado en el distrito de Ascensión a 400 m del Instituto Tecnológico de Huancavelica y 1500 m aproximadamente de la Estación meteorológica de Huancavelica (Callqui Grande) cuyas coordenada UTM corresponden a E: 500087.18 y N: 8587517.08. La captura de datos de las 02 probetas se realizaron de manera simultánea, para el caso de temperaturas interiores a diferentes profundidades: 2, 4, 6, 8, 10, 12 y 14 cm se realizó de manera automática y manual con la ayuda de un datalogger de 12 canales de salida para sensores de termopar tipo K programado a cada 01 hora, el registro de los valores de temperatura en la superficie de la probeta fue realizada manualmente cada hora con la ayuda del termómetro infrarrojo con puntero laser, en el caso de temperatura y humedad del medio circundante se capturó los datos de forma automática y manual con datalogger incorporado y la irradiancia a través del piranómetro de manera automática cada hora; la obtención de datos se realizaron en diferentes momentos estacionales del año 2020, tal como se muestra en la siguiente tabla 63.

Tabla 63: Periodo de medición, captura y registro de datos de temperatura de probeta, temperatura ambiental, irradiancia, humedad.

Tipo de medición	Objeto de medición	Instrumento de medición	Tipo de captura de dato	Periodo de medición
Temperatura interior	Probeta mezcla asfáltica	Sensores termopar tipo K	Automático y manual	Verano (22 de diciembre al 21 de marzo) 21 al 23 de enero las 24 horas
Temperatura superficial	Probeta mezcla asfáltica	Termómetro infrarrojo	Manual	
Temperatura ambiente	Medio circundante a probeta	Termo higrómetro	Automático y manual	Otoño (22 de marzo al 21 de junio) 21 al 23 de abril las 24 horas.
Humedad ambiente	Medio circundante a probeta	termo higrómetro	Automático y manual	Invierno (22 de junio al 22 de setiembre) 21 al 23 de julio las 24 horas
<u>Irradiancia</u> solar	Probeta mezcla asfáltica	<u>Piranometro</u> de radiación global	Automático	Primavera (23 de <u>setiem</u> al 21 de <u>diciemb</u>) 21 al 23 de octubre las 24 horas

Fuente: Elaborado por los tesisistas



Fotografía 2: Ubicación del recinto de captura y registro de datos – distrito de Ascensión

De los datos capturados, registrados y procesados con los instrumentos ya mencionados solo mostraremos aquellos que alcanzaron las mayores temperaturas máximas para el periodo propuesto.

Tabla 64: Datos representativos de temperatura en probeta de mezcla asfáltica, irradiancia y temperatura ambiente (estación verano)

FECHA	Medición horaria			Temperatura de probeta de mezcla asfáltica convencional (°C)								Irradiancia (w/m2)	Ta (°C)
				0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14		
21/01/2020	0:00:00	0:00:00	0:00:00	7.6	8.3	7.9	8.3	8.4	8.8	9.3	9.1	0.0	5.3
21/01/2020	1:00:00	1:00:00	1:00:00	7.5	8.1	7.7	8.2	8.3	8.6	9.1	9.0	0.0	5.4
21/01/2020	2:00:00	1:00:00	2:00:00	7.0	7.8	7.7	7.9	8.3	8.4	8.9	8.8	0.0	5.6
21/01/2020	3:00:00	1:00:00	3:00:00	6.5	7.5	7.5	7.6	8.0	8.1	8.5	8.4	0.0	5.4
21/01/2020	4:00:00	1:00:00	4:00:00	6.2	6.9	7.3	7.4	7.8	7.8	8.3	8.1	0.0	5.1
21/01/2020	5:00:00	1:00:00	5:00:00	6.4	6.7	7.0	7.3	7.4	7.8	8.2	8.0	0.0	5.5
21/01/2020	6:00:00	1:00:00	6:00:00	7.2	6.4	6.5	6.0	6.0	5.7	6.2	5.9	19.0	6.1
21/01/2020	7:00:00	1:00:00	7:00:00	5.8	5.0	5.8	5.8	5.4	5.4	5.0	5.0	25.0	4.8
21/01/2020	8:00:00	1:00:00	8:00:00	9.1	8.0	7.7	6.8	7.4	6.8	4.9	5.9	91.0	6.0
21/01/2020	9:00:00	1:00:00	9:00:00	16.4	15.1	13.5	13.2	12.3	10.6	8.6	8.2	315.0	8.4
21/01/2020	10:00:00	1:00:00	10:00:00	14.2	14.3	13.8	13.3	13.1	12.7	13.2	12.5	104.0	12.1
21/01/2020	11:00:00	1:00:00	11:00:00	20.0	18.9	16.4	15.1	13.8	13.2	11.2	11.6	394.0	10.6
21/01/2020	12:00:00	1:00:00	12:00:00	40.2	30.8	25.6	25.6	22.0	20.5	11.0	10.8	1438.0	10.9
21/01/2020	13:00:00	1:00:00	13:00:00	14.5	14.2	14.2	12.5	12.4	12.3	9.5	10.0	373.0	9.1
21/01/2020	14:00:00	1:00:00	14:00:00	16.0	14.0	13.6	12.2	12.0	11.8	9.6	9.4	276.0	9.6
21/01/2020	15:00:00	1:00:00	15:00:00	16.3	14.9	13.8	12.0	12.0	11.6	9.5	9.4	264.0	9.8
21/01/2020	16:00:00	1:00:00	16:00:00	15.5	14.5	13.3	12.6	12.2	11.9	10.6	10.5	200.0	10.9
21/01/2020	17:00:00	1:00:00	17:00:00	10.4	10.1	10.0	8.9	10.0	10.0	9.5	9.0	40.0	9.2
21/01/2020	18:00:00	1:00:00	18:00:00	9.0	8.0	9.1	8.3	9.2	8.6	8.0	8.5	16.0	8.1
21/01/2020	19:00:00	1:00:00	19:00:00	12.8	13.5	14.4	14.6	14.6	14.6	13.9	13.4	0.0	7.6
21/01/2020	20:00:00	1:00:00	20:00:00	10.2	11.5	12.6	12.8	13.9	13.4	12.8	12.4	0.0	7.2
21/01/2020	21:00:00	1:00:00	21:00:00	8.8	10.4	11.4	11.6	12.1	12.1	12.1	11.8	0.0	6.9
21/01/2020	22:00:00	1:00:00	22:00:00	8.0	9.6	10.8	11.1	11.8	11.6	11.8	11.4	0.0	6.6
21/01/2020	23:00:00	1:00:00	23:00:00	7.7	9.1	10.1	10.3	10.8	10.9	11.2	11.1	0.0	6.4

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 65: Datos representativos de temperatura en probeta de mezcla asfáltica, irradiancia y temperatura ambiente (estación otoño).

FECHA	Medición horaria			Temperatura de probeta de mezcla asfáltica convencional (°C)								Irradiancia (w/m2)	Ta (°C)
				0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14		
23/04/2020	0:00:00	1:00:00	0:00:00	8.4	9.3	10.0	10.2	10.5	10.5	10.8	10.6	0.0	6.2
23/04/2020	1:00:00	1:00:00	1:00:00	9.3	9.6	9.9	9.9	10.3	10.3	10.4	10.2	0.0	5.8
23/04/2020	2:00:00	1:00:00	2:00:00	9.0	9.4	9.8	9.8	10.0	10.2	10.2	9.9	0.0	5.4
23/04/2020	3:00:00	1:00:00	3:00:00	8.8	9.2	9.7	9.6	9.6	9.7	9.8	9.7	0.0	4.9
23/04/2020	4:00:00	1:00:00	4:00:00	7.2	8.8	9.4	9.2	9.4	9.6	9.5	9.4	0.0	4.8
23/04/2020	5:00:00	1:00:00	5:00:00	6.6	8.5	8.9	8.9	9.3	9.4	9.3	9.1	0.0	4.7
23/04/2020	6:00:00	1:00:00	6:00:00	7.2	8.4	8.6	8.7	8.8	9.0	9.1	8.7	0.0	4.8
23/04/2020	7:00:00	1:00:00	7:00:00	8.5	7.5	7.2	7.0	6.5	6.0	5.2	5.2	118.0	4.9
23/04/2020	8:00:00	1:00:00	8:00:00	16.0	13.2	11.2	10.6	10.0	9.2	5.5	6.0	418.0	5.9
23/04/2020	9:00:00	1:00:00	9:00:00	10.0	10.0	9.0	9.2	8.8	8.4	8.0	8.0	113.0	7.9
23/04/2020	10:00:00	1:00:00	10:00:00	29.8	23.5	21.0	18.0	15.6	14.6	8.2	8.4	837.0	8.4
23/04/2020	11:00:00	1:00:00	11:00:00	28.1	24.2	20.8	18.0	16.0	15.3	10.2	9.4	937.0	10.5
23/04/2020	12:00:00	1:00:00	12:00:00	28.4	23.2	20.2	17.5	16.2	14.6	9.2	9.0	997.0	9.2
23/04/2020	13:00:00	1:00:00	13:00:00	27.2	22.8	20.0	17.2	15.9	15.2	9.2	10.2	856.0	10.7
23/04/2020	14:00:00	1:00:00	14:00:00	27.0	22.6	18.4	16.4	15.0	15.0	8.2	8.5	942.0	8.8
23/04/2020	15:00:00	1:00:00	15:00:00	11.1	10.5	8.5	8.2	8.0	8.0	6.0	6.6	221.0	6.0
23/04/2020	16:00:00	1:00:00	16:00:00	11.0	9.5	8.2	8.0	8.0	7.8	6.5	6.5	218.0	6.1
23/04/2020	17:00:00	1:00:00	17:00:00	8.8	7.3	7.5	7.5	6.8	7.0	6.3	6.4	86.0	6.1
23/04/2020	18:00:00	1:00:00	18:00:00	9.9	10.3	10.8	10.9	11.4	11.6	11.6	11.4	0.0	5.5
23/04/2020	19:00:00	1:00:00	19:00:00	9.0	9.5	10.1	10.6	10.8	10.9	11.1	10.8	0.0	4.9
23/04/2020	20:00:00	1:00:00	20:00:00	8.1	8.6	9.5	9.6	10.1	10.3	10.5	10.4	0.0	4.4
23/04/2020	21:00:00	1:00:00	21:00:00	7.2	8.1	8.4	8.5	9.2	9.8	9.6	9.8	0.0	4.3
23/04/2020	22:00:00	1:00:00	22:00:00	6.1	7.3	7.4	7.8	8.1	8.4	9.0	9.1	0.0	4.4
23/04/2020	23:00:00	1:00:00	23:00:00	6.6	7.7	7.8	8.0	8.0	8.5	9.0	9.0	0.0	4.5

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 66: Datos representativos de temperatura en probeta de mezcla asfáltica, irradiancia y temperatura ambiente (estación invierno).

FECHA	Medición horaria			Temperatura de probeta de mezcla asfáltica convencional (° C)								Irradiancia (w/m2)	Ta (°C)
				0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14		
22/07/2020	0:00:00	1:00:00	0:00:00	7.3	8.3	8.2	8.2	8.3	8.6	8.9	8.8	0.0	4.6
22/07/2020	1:00:00	1:00:00	1:00:00	7.2	8.0	7.8	7.8	8.0	8.2	8.4	8.4	0.0	4.5
22/07/2020	2:00:00	1:00:00	2:00:00	7.1	7.4	7.6	7.7	7.9	7.9	8.1	8.3	0.0	4.4
22/07/2020	3:00:00	1:00:00	3:00:00	7.2	7.6	7.6	7.8	7.9	7.9	8.1	8.2	0.0	4.4
22/07/2020	4:00:00	1:00:00	4:00:00	7.4	8.1	7.9	7.8	7.9	7.8	8.1	8.2	0.0	4.6
22/07/2020	5:00:00	1:00:00	5:00:00	7.0	7.5	7.5	7.7	7.4	7.4	8.2	8.2	0.0	4.3
22/07/2020	6:00:00	1:00:00	6:00:00	6.4	7.1	6.9	7.6	7.1	7.3	8.3	8.3	0.0	4.1
22/07/2020	7:00:00	1:00:00	7:00:00	9.5	8.3	7.8	7.5	6.8	6.5	5.5	5.6	141	5.1
22/07/2020	8:00:00	1:00:00	8:00:00	15.8	13.9	12.0	10.5	10.6	10.2	7.2	7.2	376	6.9
22/07/2020	9:00:00	1:00:00	9:00:00	28.0	23.5	20.5	17.2	16.4	15.0	10.3	10.6	784	10.0
22/07/2020	10:00:00	1:00:00	10:00:00	29.2	24.2	21.6	18.5	16.8	15.2	10.4	10.1	984	10.1
22/07/2020	11:00:00	1:00:00	11:00:00	45.1	36.8	31.5	28.0	24.6	23.0	15.0	15.3	1492	14.6
22/07/2020	12:00:00	1:00:00	12:00:00	44.0	37.1	32.2	28.5	25.8	25.0	18.0	17.6	1419	17.6
22/07/2020	13:00:00	1:00:00	13:00:00	49.8	42.5	38.8	34.0	30.8	31.1	22.6	22.8	1354	23.0
22/07/2020	14:00:00	1:00:00	14:00:00	50.1	42.5	37.4	34.2	31.0	30.5	22.8	22.5	1442	22.7
22/07/2020	15:00:00	1:00:00	15:00:00	44.6	38.4	34.0	30.8	30.0	28.6	23.0	22.5	1144	22.4
22/07/2020	16:00:00	1:00:00	16:00:00	36.8	32.0	28.8	26.8	25.2	24.2	19.0	18.6	990	18.6
22/07/2020	17:00:00	1:00:00	17:00:00	20.2	19.2	16.9	18.6	17.0	16.6	15.8	14.7	302	14.7
22/07/2020	18:00:00	1:00:00	18:00:00	16.8	14.5	12.4	11.2	11.4	12.0	12.0	11.4	0.0	12.6
22/07/2020	19:00:00	1:00:00	19:00:00	14.3	13.6	11.6	10.6	10.5	11.4	11.6	10.7	0.0	10.6
22/07/2020	20:00:00	1:00:00	20:00:00	13.4	12.9	10.8	9.6	9.8	10.5	11.0	10.6	0.0	8.2
22/07/2020	21:00:00	1:00:00	21:00:00	13.2	12.8	9.4	8.8	9.2	9.8	10.1	10.0	0.0	7.4
22/07/2020	22:00:00	1:00:00	22:00:00	9.6	8.4	8.6	8.4	8.5	9.6	9.4	9.5	0.0	7.0
22/07/2020	23:00:00	1:00:00	23:00:00	8.2	8.0	7.6	8.2	8.0	8.5	9.2	9.2	0.0	7.2

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 67: Datos representativos de temperatura en probeta de mezcla asfáltica, irradiancia y temperatura ambiente (estación primavera).

FECHA	Medición horaria			Temperatura de probeta de mezcla asfáltica convencional (° C)								Irradiancia (w/m2)	Ta (°C)
				0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14		
23/10/2020	0:00:00	1:00:00	0:00:00	6.7	6.6	8.8	9.8	12.6	14.1	14.9	14.7	0.0	6.4
23/10/2020	1:00:00	1:00:00	1:00:00	5.4	6.2	8.4	9.5	11.8	12.6	13.6	13.9	0.0	3.4
23/10/2020	2:00:00	1:00:00	2:00:00	4.1	5.7	7.9	9.3	9.6	10.4	12.0	11.4	0.0	2.5
23/10/2020	3:00:00	1:00:00	3:00:00	4.1	5.6	7.0	8.4	9.0	9.8	11.6	10.8	0.0	2.5
23/10/2020	4:00:00	1:00:00	4:00:00	4.0	5.3	6.8	7.2	8.6	9.2	10.5	9.4	0.0	2.0
23/10/2020	5:00:00	1:00:00	5:00:00	3.8	5.2	6.5	7.6	8.5	8.6	9.1	8.6	0.0	1.8
23/10/2020	6:00:00	1:00:00	6:00:00	3.5	3.0	2.8	2.6	2.5	2.5	2.4	2.2	37.0	2.0
23/10/2020	7:00:00	1:00:00	7:00:00	6.8	5.8	4.8	3.8	3.0	2.8	1.5	1.5	229.0	1.2
23/10/2020	8:00:00	1:00:00	8:00:00	4.3	4.0	3.5	2.5	2.6	2.2	1.6	1.8	132.0	1.3
23/10/2020	9:00:00	1:00:00	9:00:00	25.8	21.5	19.2	16.5	15.0	13.6	8.4	8.0	613.0	7.6
23/10/2020	10:00:00	1:00:00	10:00:00	32.1	26.1	23.0	21.3	20.4	18.0	15.0	15.8	765.0	14.4
23/10/2020	11:00:00	1:00:00	11:00:00	37.4	32.0	29.5	26.0	23.8	22.0	15.8	16.0	1083.0	16.2
23/10/2020	12:00:00	1:00:00	12:00:00	41.6	34.8	30.8	27.2	26.2	23.8	17.6	16.4	1329.0	17.3
23/10/2020	13:00:00	1:00:00	13:00:00	29.0	24.7	24.5	22.5	22.0	20.8	17.8	17.4	585.0	17.4
23/10/2020	14:00:00	1:00:00	14:00:00	38.8	32.2	30.0	25.0	24.6	24.6	18.6	17.4	1000.0	18.0
23/10/2020	15:00:00	1:00:00	15:00:00	34.0	30.0	27.3	23.4	24.2	23.0	16.9	17.6	826.0	18.0
23/10/2020	16:00:00	1:00:00	16:00:00	25.2	23.2	21.8	20.6	20.6	20.4	17.2	17.2	362.0	17.5
23/10/2020	17:00:00	1:00:00	17:00:00	13.4	13.2	13.2	14.3	13.5	13.2	13.6	13.5	7.0	12.7
23/10/2020	18:00:00	1:00:00	18:00:00	10.1	10.2	10.0	10.0	10.4	9.8	9.6	8.6	14.0	9.6
23/10/2020	19:00:00	1:00:00	19:00:00	12.9	13.8	15.9	17.2	17.3	17.6	16.9	16.9	0.0	9.7
23/10/2020	20:00:00	1:00:00	20:00:00	12.1	14.4	12.1	16.1	16.8	16.8	16.3	16.4	0.0	8.9
23/10/2020	21:00:00	1:00:00	21:00:00	9.1	12.1	13.4	14.3	15.4	15.7	15.6	15.4	0.0	6.7
23/10/2020	22:00:00	1:00:00	22:00:00	7.1	9.1	10.8	12.6	13.4	13.9	14.4	13.4	0.0	5.6
23/10/2020	23:00:00	1:00:00	23:00:00	5.0	7.6	9.4	10.7	11.4	11.6	12.1	11.9	0.0	5.6

Fuente: Elaborado por los testistas

Modelamiento numérico del comportamiento térmico por el método de las diferencias finitas

Para tal fin se precisaron las ecuaciones y condiciones de contorno del problema a partir de los fenómenos físicos que lo definen: el fenómeno de convección natural entre el aire del recinto abierto y la superficie de la probeta, de radiación emitida por el sol y reflejada por la superficie de la probeta, de intercambio de radiación entre dicha superficie y el ambiente y de transmisión de calor por conducción a través de la probeta.

Se acude a métodos numéricos aplicados a los problemas de transmisión de calor en régimen transitorio, como en este caso, son apropiados cuando la geometría estudiada es muy complicada o lo es alguna de las condiciones de contornos elegidas (CC). De forma más específica, Miranda y Sainero (2002) recomiendan el análisis numérico cuando alguna de las condiciones de contorno incluye componentes de radiación o cuando se produce generación de calor en el elemento objeto de análisis.

En esta investigación, la geometría de las probetas utilizadas en los ensayos es simple y no presentan generación de calor en su interior. Sin embargo, sí que existen componentes de radiación en el balance de energía originado en la superficie de la probeta durante el ensayo. Esto hizo que la forma de resolución elegida fuera el análisis numérico.

El Método de Diferencias Finitas (MDF) es un método de carácter general que permite la resolución aproximada de ecuaciones diferenciales incluidas en problemas de contorno. Se basa en la discretización del elemento de estudio mediante una red de nodos de forma que alrededor de cada nodo se constituya un elemento de volumen, un elemento de superficie o un elemento lineal, en función de si se trata de un análisis tri-, bi- o unidimensional. Al elemento discretizado se le denomina red o malla de nodos, siendo designado cada uno de ellos mediante los índices m y n , que hacen referencia a las coordenadas x e y ocupadas (Gráfico 18) en la red.

Aplicando el MDF al campo de la transmisión de calor en general y al problema formulado en esta parte de la investigación en particular, la resolución del modelo matemático propuesto ofrecerá la temperatura de cada uno de los nodos del mallado utilizado para discretizar la geometría objetivo del análisis. En este caso, la red de nodos discretizará la geometría de la probeta utilizada en los ensayos de irradiación, como se verá en el siguiente apartado.

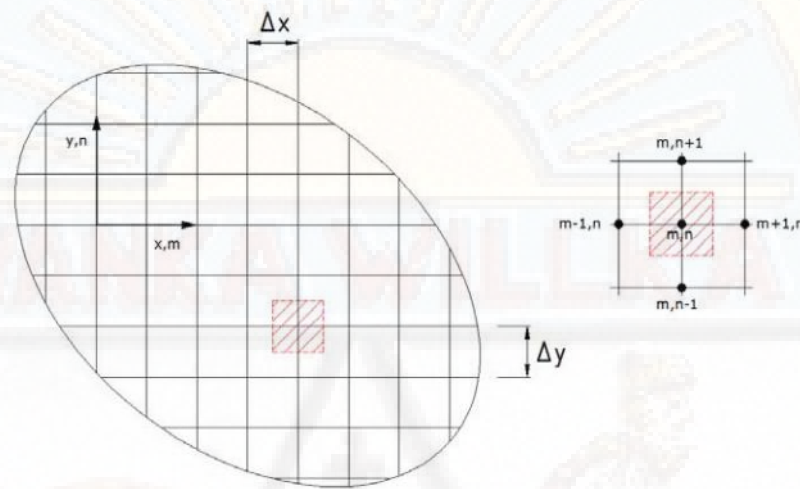


Gráfico 18: Esquema de la configuración de una red de nodos y designación de estos

Para determinar esa distribución de temperatura en la malla, a cada uno de los nodos se le aplica la ecuación de conservación de la energía, generando esto un sistema de ecuaciones que habrá de resolverse adecuadamente. Tratándose de un análisis en régimen transitorio, el problema temporal también debe ser discretizado. Para un nodo cualquiera, la forma exacta del requisito de conservación de la energía viene dada por la ecuación fundamental de la transmisión de calor por conducción (Ecuación 2.9). Se asume aquí la homogeneidad e isotropía del material. Asumiendo además que el análisis es bidimensional y que no existe generación de energía, la expresión se simplifica hasta adoptar la forma de la Ecuación 2.10.

Para introducir esta ecuación en el método numérico es necesario discretizarla espacial y temporalmente, obteniéndose de esta forma la ecuación en

diferencias finitas. Para ello, hay que sustituir las dos derivadas segundas espaciales y la derivada temporal por sus versiones discretas aproximadas (Incropera y DeWitt, 2002).

Otra manera de obtener la ecuación en diferencias finitas para este nodo interior es aplicar el balance de energía a un volumen de control alrededor del nodo (Gráfico 19). Al tratarse de un análisis en régimen transitorio, habrá de considerarse también el tiempo específico en que las temperaturas de las componentes espaciales de la ecuación en diferencias finitas son evaluadas. De ello dependerá la naturaleza de la solución del MDF.

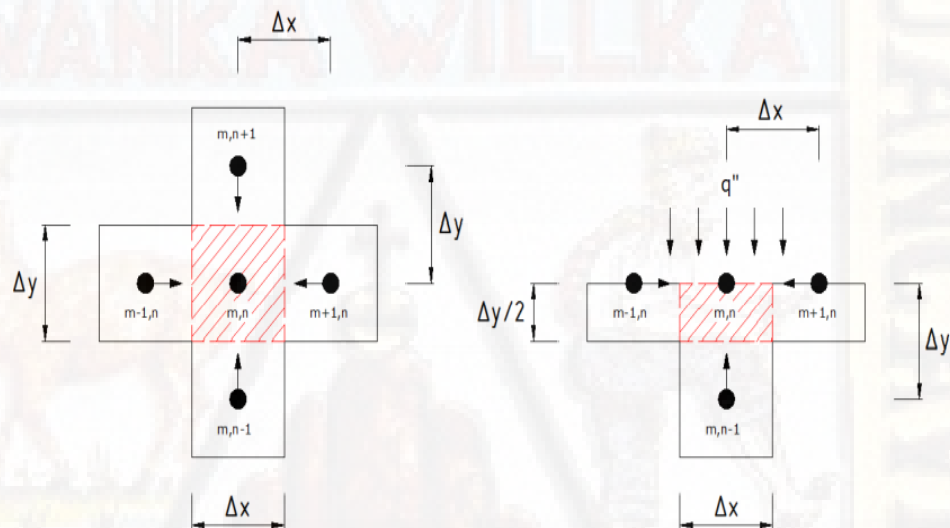


Gráfico 19: Configuración de intercambio de calor con nodo interior (izda.) y con nodo en superficie (dcha.)

Existen dos métodos de resolución, cada uno de los cuales evalúa la temperatura de estas componentes en un tiempo específico diferente. En el método explícito las temperaturas de las derivadas espaciales de la ecuación en diferencias finitas se evalúan en el tiempo previo t . De este modo, la temperatura desconocida de un nodo cualquiera en un tiempo nuevo $t + \Delta t$ puede ser calculada a partir de las temperaturas conocidas de este nodo y los adyacentes en un tiempo previo t . Este método permite resolver individualmente las ecuaciones nodales y reducir con ello la potencia de

cálculo necesaria. Su problema radica en los requisitos de estabilidad exigidos, que condicionan los incrementos espaciales y temporales elegidos.

Por su parte, en el método implícito las temperaturas de las derivadas espaciales de la ecuación en diferencias finitas se evalúan en el tiempo nuevo. De esta forma, la temperatura desconocida de un nodo cualquiera en un tiempo nuevo $t + \Delta t$ depende de las temperaturas de sus nodos adyacentes en un tiempo nuevo $t + \Delta t$, también desconocidas. Para determinar estas temperaturas desconocidas las ecuaciones nodales han de resolverse conjuntamente. En este caso los inconvenientes relativos al criterio de estabilidad no existen, siendo estable la solución para cualquier incremento temporal o espacial elegido. Su desventaja proviene del hecho de que cuanto menor es el incremento temporal elegido, mayor es el número de ecuaciones a resolver conjuntamente y mayor es la capacidad de cálculo necesaria.

El método de resolución elegido en esta investigación fue el implícito, ya que la capacidad de computación disponible así lo hizo posible y, al mismo tiempo, se eliminaron las condiciones de estabilidad que el método explícito exigía.

La expresión del balance de energía aplicado a un volumen de control alrededor de un nodo interior y en un intervalo de tiempo comprendido entre t y $t + \Delta t$ toma la forma que sigue a continuación (Ecuación 4.7). Cada uno de los sumandos situados en el lado izquierdo de la igualdad representa el intercambio de calor entre el nodo y sus adyacentes. Como antes, se asume la homogeneidad e isotropía del medio, la inexistencia de generación de energía y el intercambio de calor en las direcciones x e y .

$$q_{(m-1,n) \rightarrow (m,n)} + q_{(m+1,n) \rightarrow (m,n)} + q_{(m,n-1) \rightarrow (m,n)} + q_{(m,n+1) \rightarrow (m,n)} = \frac{\partial U}{\partial t} \quad (4.7)$$

Donde:

q se refiere a la energía intercambiada entre el nodo interior y sus adyacentes

$\frac{\partial U}{\partial t}$ es la variación de energía interna en el intervalo de tiempo considerado.

Las expresiones que se muestran a continuación (Ecuaciones 4.8 a 4.11) se corresponden con los sumandos de la expresión anterior, y se refieren al intercambio de calor por conducción que tiene lugar entre un nodo interior y sus nodos adyacentes. Se aplica para su cálculo la Ley de Fourier.

$$q_{(m-1,n) \rightarrow (m,n)} = k. (\Delta y. 1). \frac{T_{m-1,n}^{p+1} - T_{m,n}^{p+1}}{\Delta x} \quad (4.8)$$

$$q_{(m+1,n) \rightarrow (m,n)} = k. (\Delta y. 1). \frac{T_{m+1,n}^{p+1} - T_{m,n}^{p+1}}{\Delta x} \quad (4.9)$$

$$q_{(m,n-1) \rightarrow (m,n)} = k. (\Delta x. 1). \frac{T_{m,n-1}^{p+1} - T_{m,n}^{p+1}}{\Delta y} \quad (4.10)$$

$$q_{(m,n+1) \rightarrow (m,n)} = k. (\Delta x. 1). \frac{T_{m,n+1}^{p+1} - T_{m,n}^{p+1}}{\Delta y} \quad (4.11)$$

Donde:

- p es el número de intervalos de tiempo en que se discretiza el tiempo ($p = t/\Delta t$).
- T^p es la temperatura del nodo en el tiempo t o temperatura en el tiempo previo.
- T^{p+1} es la temperatura del nodo en $t + \Delta t$ o temperatura en el tiempo nuevo.
- Δx e Δy representan el paso de la malla en cada una de las direcciones.

Sustituyendo todas estas expresiones en el balance de energía aplicado sobre el volumen de control (Ecuación 4.12), la nueva expresión queda de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} & k. (\Delta y. 1). \frac{T_{m-1,n}^{p+1} - T_{m,n}^{p+1}}{\Delta x} + k. (\Delta y. 1). \frac{T_{m+1,n}^{p+1} - T_{m,n}^{p+1}}{\Delta x} + k. (\Delta x. 1). \frac{T_{m,n-1}^{p+1} - T_{m,n}^{p+1}}{\Delta y} + \\ & k. (\Delta x. 1). \frac{T_{m,n+1}^{p+1} - T_{m,n}^{p+1}}{\Delta y} = \rho. C_p. (\Delta x. \Delta y. 1). \frac{T_{m,n}^{p+1} - T_{m,n}^p}{\Delta t} \end{aligned} \quad (4.12)$$

Asumiendo que $\Delta x = \Delta y$ y desarrollando la expresión anterior, se obtiene la ecuación final del balance de energía en el volumen de control alrededor de un nodo interior (Ecuación 4.13).

$$T_{m,n}^p = (1 + 4 \cdot F_0) \cdot T_{m,n}^{p+1} - F_0 \cdot (T_{m+1,n}^{p+1} + T_{m-1,n}^{p+1} + T_{m,n+1}^{p+1} + T_{m,n-1}^{p+1}) \quad (4.13)$$

Donde: $F_0 = \frac{\alpha \cdot \Delta t}{(\Delta x)^2}$ es el número de Fourier en diferencias finitas

Igualmente podría aplicarse el balance de energía a cualquier otro tipo de nodo, teniendo en cuenta en ese caso las condiciones de contorno del modelo. Así, para un nodo situado en una superficie plana sometida a una irradiancia uniforme de valor q'' W/m² (Gráfico 19), el balance de energía quedaría de la siguiente manera:

$$k \cdot \left(\frac{\Delta y}{2} \cdot 1\right) \cdot \frac{T_{m-1,n}^{p+1} - T_{m,n}^{p+1}}{\Delta x} + k \cdot \left(\frac{\Delta y}{2} \cdot 1\right) \cdot \frac{T_{m+1,n}^{p+1} - T_{m,n}^{p+1}}{\Delta x} + k \cdot (\Delta x \cdot 1) \cdot \frac{T_{m,n-1}^{p+1} - T_{m,n}^{p+1}}{\Delta y} + q''(\Delta x \cdot 1) = \rho \cdot C_p \cdot (\Delta x \cdot \Delta y \cdot 1) \cdot \frac{T_{m,n}^{p+1} - T_{m,n}^p}{\Delta t} \quad (4.14)$$

Asumiendo de nuevo que $\Delta x = \Delta y$ y desarrollando la expresión anterior, se llega a la ecuación final del balance de energía en ese nodo (Ecuación 4.15).

$$T_{m,n}^p = (1 - 2 \cdot F_0) \cdot T_{m,n}^{p+1} - \frac{1}{2} F_0 \cdot (T_{m+1,n}^{p+1} + T_{m-1,n}^{p+1} + 2 \cdot T_{m,n-1}^{p+1}) - F_0 \cdot \frac{\Delta}{k} \cdot q'' \quad (4.15)$$

Una vez obtenidas todas las ecuaciones nodales en diferencias finitas, una por cada nodo, puede determinarse ya la distribución de temperatura en la geometría discretizada. Existen numerosos métodos para resolver sistemas de ecuaciones, pudiéndose clasificar de forma muy general en métodos directos o iterativos. En cualquier caso, debido a la naturaleza de la tesis desarrollada, no se ha considerado oportuno abundar en este tema.

El lenguaje de programación utilizado para implementar el MDF ha sido el del paquete informático Python con código abierto, que ofrece una gran

versatilidad, un lenguaje de computación de alto nivel y un entorno interactivo adecuado para el desarrollo de algoritmos y la visualización de resultados.

4.1.2.3.Descripción del modelo: condiciones de contorno

El modelo matemático resuelto por el método de las diferencias finitas (MDF) que se presenta en este documento de tesis permitirá predecir la distribución de temperatura a lo largo de la probeta cuando su superficie se vea sometida a una determinada irradiancia por efecto de la radiación solar, los parámetros o propiedades térmicas de los materiales (mezcla asfáltica) son los establecidos por la información bibliográfica.

El gráfico 20 muestra de forma simple el balance de energía que el modelo evaluará para predecir la distribución de temperatura en la probeta. Los elementos que forman parte de este balance son: la radiación absorbida por la probeta ($\alpha \cdot q''$), el intercambio de radiación térmica entre la probeta y el ambiente ($q_{rd,probeta}$), el intercambio de energía por convección ($q_{cv,probeta}$) y el flujo de calor por conducción hacia el interior de la probeta ($q_{cd,probeta}$). La radiación absorbida sobre la probeta será una fracción de la irradiancia sobre ella, y va a depender de la capacidad intrínseca del material para absorber calor, representada por su coeficiente de absortividad (α). Su expresión se muestra a continuación.

$$q_{abs} = \alpha \cdot q'' \quad (4.16)$$

Donde q'' se refiere a la irradiancia (W/m^2) sobre la probeta provocada por el sol. Por su parte, los flujos de calor por radiación y convección natural representan las pérdidas de energía sufridas por la probeta durante el ensayo. En el primer caso, el flujo se debe a la propiedad por la cual todo cuerpo por tener una temperatura superior a 0 K emite radiación, cuya intensidad es proporcional al material, a su acabado, a la temperatura de su superficie y a la longitud de onda (λ). La expresión que caracteriza este intercambio de energía es la que se muestra seguidamente (Ecuación 4.17).

$$q_{rad\ probeta} = \varepsilon \cdot \sigma \cdot [T_{sup}^4 - T_{air}^4] = h_{rd} \cdot [T_{sup} - T_{air}] \quad 4.17)$$

Donde ε es el coeficiente de emisividad, σ es la constante de Stefan- Boltzman ($5,68 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$), T_{sup} es la temperatura superficial del pavimento (K), T_{air} es la temperatura del aire circundante (K) y h_{rd} es el coeficiente de radiación térmica ($\text{W/m}^2 \text{ K}$).

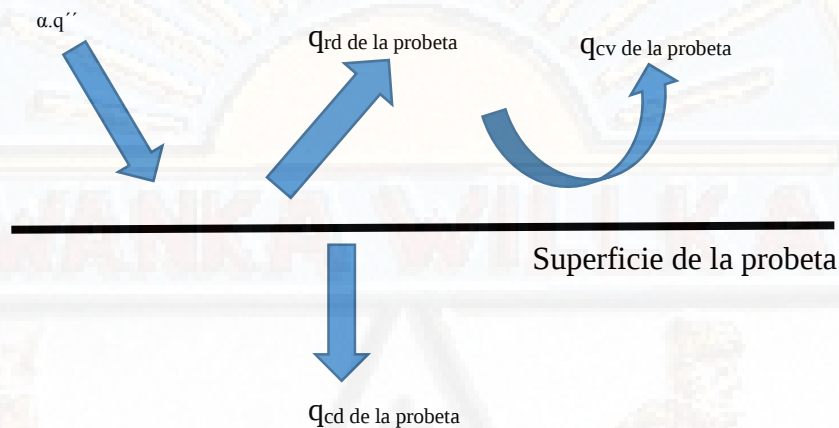


Gráfico 20: Esquema de balance de energía en la superficie del pavimento

En cuanto al intercambio de calor por convección natural o libre, este viene determinado por la diferencia de temperaturas existente entre la superficie de la probeta y la capa de aire sobre ella. Esto provoca un gradiente de densidades en el aire que origina su movimiento y, con ello, la disipación del calor. A continuación, se presenta la expresión de la Ley de Newton que caracteriza este flujo de calor (Ecuación 4.18).

$$q_{cv\ probeta} = h_{cv} [T_{sup} - T_{air}] \quad (4.18)$$

Donde h_{cv} es el coeficiente de convección ($\text{W/m}^2 \text{ K}$)

Por último, la transferencia de calor por conducción es el fenómeno que origina el cambio de temperatura en toda la sección de la probeta durante el ensayo. La resolución de la ecuación de transmisión de calor por conducción (Ecuación 2.10) mediante el MDF permitirá conocer la distribución de temperaturas en

dicha probeta, objetivo del modelo aquí desarrollado, como ya se comentó anteriormente.

Para esta investigación en concreto, la resolución del modelo junto con los datos aportados por los ensayos de medición previamente tratados y analizados, permitirán predecir la temperatura en el espacio y tiempo en la probeta de mezcla asfáltica cuando son sometidas a una irradiancia cualquiera.

La elaboración del modelo numérico en diferencias finitas parte inicialmente de la definición del modelo conceptual y del modelo matemático del sistema, basado en este caso en la ecuación fundamental de la transmisión de calor por conducción (Ecuación 2.9). A partir de aquí, es necesario seguir una serie de pasos para la resolución del modelo:

- Definición y discretización (mallado) de la geometría del elemento de estudio.
- Especificación de las Condiciones de Contorno (CC) y de las Condiciones Iniciales (CI).
- Obtención de las ecuaciones nodales a partir del balance de energía en cada nodo.
- Definición de las propiedades de los materiales de estudio.
- Definición de los outputs del modelo.

La geometría de la región a discretizar es muy sencilla, y se limita a la sección rectangular del interior del molde de ensayo, que comprende la sección rectangular de la probeta de mezcla bituminosa y la de la cama de áridos sobre la que se apoya. El gráfico 21 muestra la red de nodos del elemento en cuestión, así como el resto de elementos que definen el problema de contorno y que se especifican posteriormente.

A su vez, la región discretizada posee dos zonas bien diferenciadas en función del material y sus propiedades. Entre las dos se ha definido una interfase y su correspondiente resistencia térmica de contacto (R_{tc}). el valor de R_{tc} utilizado en el modelo se estimó a través de la prueba y error durante el proceso de calibración del modelo, esto permitirá evaluar su influencia en la resolución del modelo.

Las condiciones de contorno (CC) del modelo propuesto se muestran a continuación. Estas se corresponden con un modelo bidimensional más completo. (Ecuaciones 4.19 al 4.22).

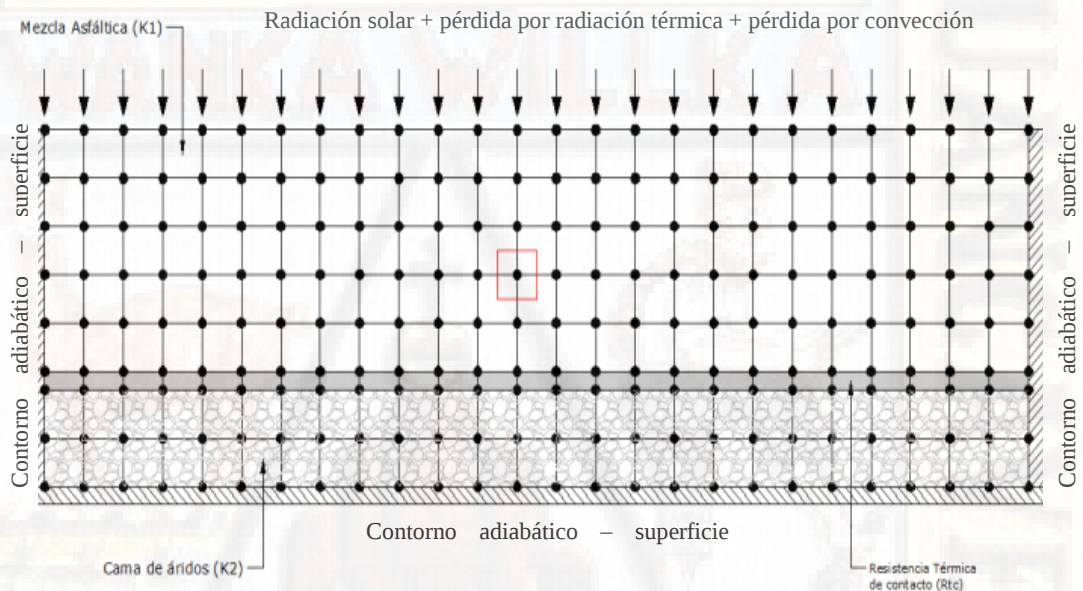


Gráfico 21: Mallado de la geometría de la sección interior del molde de ensayo

$$-k. \left[\frac{\partial T}{\partial y} \right]_{x=0} = 0 \quad (4.19)$$

$$-k. \left[\frac{\partial T}{\partial y} \right]_{x=x_{max}} = 0 \quad (4.20)$$

$$-k. \left[\frac{\partial T}{\partial x} \right]_{y=0} = 0 \quad (4.21)$$

$$-k. \left[\frac{\partial T}{\partial x} \right]_{y=y_{max}} = \alpha. q'' - q_{cv.probeta} - q_{rd.probeta} =$$

$$= \alpha \cdot q'' - h_{cv} \cdot [T(x, y_{max}, t) - T_{air}] - \varepsilon \cdot \sigma \cdot [T(x, y_{max}, t)^4 - T_{air}^4] \quad (4.22)$$

Donde α es el coeficiente de absorptividad de la mezcla bituminosa, ε es su coeficiente de emisividad, σ es la constante de Stefan- Boltzman ($5,68 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$), h_{cv} el coeficiente de convección o película y h_{rd} el coeficiente de radiación.

El valor de los coeficientes convección (h_{cv}) y de radiación (h_{rd}) utilizados en el modelo. En ambos casos, el valor finalmente establecido proviene de la literatura técnica existente.

En el caso del coeficiente de convección natural, este se calcula a partir de la expresión del número de Nusselt (Ecuación 4.23). Conocido su valor es posible determinar el coeficiente de convección. Este parámetro adimensional ofrece una medida de la transferencia de calor por convección en una superficie sobre la que discurre un fluido (aire, en este caso). Puede definirse como la mejora en la tasa de transmisión de calor por convección respecto a la que se produciría sólo por conducción. Así, un valor alto del número de Nusselt indicaría una gran eficiencia del fenómeno convectivo, mientras que un valor bajo se correspondería con movimientos lentos del fluido y, por tanto, con un intercambio por convección de eficiencia similar al que habría sólo por conducción.

$$Nu = \frac{h_{cv} \cdot L_c}{k_f} \quad (4.23)$$

Donde k_f es la conductividad térmica del fluido y L_c la longitud característica.

En este modelo, las correlaciones utilizadas para determinar los números de Nusselt son las recomendadas por Incropera y DeWitt (2002), cuyas expresiones son las siguientes:

Para: $T_{sup} > T_{aire}$

$$Nu = 0.54 \cdot Ra^{1/4} \quad 10^4 \leq Ra \leq 10^7$$

$$Nu = 0.15.Ra^{1/3} \quad 10^7 \leq Ra \leq 10^{11}$$

Siendo Ra el número de Rayleigh, cuya expresión es la siguiente:

$$Ra = \frac{g \cdot \beta \cdot (T_s - T_\alpha) \cdot L_c}{\gamma \alpha'} \quad (4.24)$$

Donde:

g: Gravedad (m/s²)

β: Coeficiente de expansión térmica (k⁻¹)

Lc: Longitud característica (m)

γ: Viscosidad cinemática (m²/s)

α': Difusividad

Para el coeficiente de radiación h_{rd} se empleó la expresión propuesta entre otros autores por Minhoto et al. (2005), Gui et al. (2007) y Chen et al. (2008) y que es la forma de coeficiente de radiación utilizada por la gran mayoría de los investigadores con experiencia en esta materia.

$$h_{rd} = \epsilon \cdot \sigma \cdot (T_s + T_{air}) \cdot (T_s^2 + T_{air}^2) \quad (4.25)$$

Por último, la condición inicial (CI) que se ha fijado establece que la temperatura inicial de la probeta de mezcla bituminosa es igual a la temperatura ambiente de inicio del ensayo °C, Así, la formulación de la condición inicial queda de la siguiente forma:

$$\left[\frac{\partial T(x,y)}{\partial t} \right]_{t=0} = 0; T_{(x,y,t=0)} = T_i = T_{amb \text{ inicial}} \quad (4.26)$$

Una vez discretizada la geometría y especificadas las condiciones de contorno e iniciales, es posible obtener ya las ecuaciones nodales a partir del balance de energía en los volúmenes de control establecidos alrededor de cada nodo. En la Tabla 69 se muestran las ecuaciones para cada uno de los tipos de nodos

existentes en la malla aplicada a la región de estudio, que en este caso incluye la sección de la probeta asfáltica y de la cama de áridos.

Tanto el tamaño del paso de malla (d) como la amplitud del intervalo de tiempo (dt) entre iteraciones son parámetros que determinan la fiabilidad del modelo. Dos valores reducidos de estos parámetros proporcionarán un resultado más preciso, aunque se necesite para ello una mayor capacidad y/o tiempo de cálculo. En este caso, el modelo se ejecutó tantas veces como fue necesario para valores decrecientes de uno y otro parámetro, hasta alcanzarse una diferencia de 0,1 °C entre dos valores sucesivos de temperatura nodal.

Es necesario remarcar que en la presente tesis se determinó experimentalmente los valores de densidad o peso unitario de la mezcla asfáltica de la probeta 2,181 kg/m³ resultando inferior a la obtenida en el ensayo Marshall 2,306 kg/m³. Los demás valores como absorptividad, emisividad y conductividad se recurrió a la bibliografía existente.

Tabla 68: Propiedades de los materiales obtenida experimentalmente y por referencias bibliográficas

Material	Propiedad	Valor	Unidad	Fuente
Mezcla asfáltica (CA: 120/150 pen)	Densidad (ρ)	2,181	Kg/m ³	Experimental
	Calor específico (Cp)	659	J/kg.K	Bibliografía
	Conductividad (k)	1.5	W/mK	Bibliografía
	Absortividad (α)	0.7	Adim.	Bibliografía
	Emisividad (ϵ)	0.9	Adim.	Bibliografía
Cama de áridos	Densidad (ρ)	1751	Kg/m ³	Bibliografía
	Calor específico (Cp)	560	J/kg.K	Bibliografía
	Conductividad (k)	0.46	W/mk	Bibliografía
Aire (300 K)	Densidad (ρ)	1.127	Kg/m ³	Bibliografía
	Viscosidad cinemática (γ)	1,007	J/kg.K	Bibliografía
	Conductividad (k)	0.0263	W/mK	Bibliografía

Fuente: Elaborado por los tesistas

Tabla 69: Ecuaciones nodales en diferencias finitas de cada uno de los tipos de nodos existentes

Tipo de Nodo	Ecuación Nodal
Contorno Lateral (Derecho)	$T_{m,n}^p = (1 + 4 \cdot F_{o1}) \cdot T_{m,n}^{p+1} - F_{o1} \cdot (2 \cdot T_{m-1,n}^{p+1} + T_{m,n+1}^{p+1} + T_{m,n-1}^{p+1})$
Contorno Lateral (Izquierdo)	$T_{m,n}^p = (1 + 4 \cdot F_{o1}) \cdot T_{m,n}^{p+1} - F_{o1} \cdot (2 \cdot T_{m+1,n}^{p+1} + T_{m,n+1}^{p+1} + T_{m,n-1}^{p+1})$
Inferior Lateral (Derecho)	$T_{m,n}^p = (1 + 4 \cdot F_{o1}) \cdot T_{m,n}^{p+1} - 2 \cdot F_{o1} \cdot (T_{m-1,n}^{p+1} + T_{m,n+1}^{p+1})$
Inferior Lateral (Izquierdo)	$T_{m,n}^p = (1 + 4 \cdot F_{o1}) \cdot T_{m,n}^{p+1} - 2 \cdot F_{o1} \cdot (T_{m+1,n}^{p+1} + T_{m,n+1}^{p+1})$
Interior	$T_{m,n}^p = (1 + 4 \cdot F_{o1}) \cdot T_{m,n}^{p+1} - F_{o1} \cdot (T_{m+1,n}^{p+1} + T_{m-1,n}^{p+1} + T_{m,n+1}^{p+1} + T_{m,n-1}^{p+1})$
Superficie	$T_{m,n}^p + 2 \cdot F_{o1} \cdot \alpha \cdot \frac{d}{k_1} \cdot q'' + 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{h_c \cdot d}{k_1} \cdot T_{lab} + 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{h_r \cdot d}{k_1} \cdot (T_{lab} + 273) - 273 \cdot 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{d}{k_1} \cdot h_r$ $= T_{m,n}^p \cdot \left[1 + 4 \cdot F_{o1} + 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{h_c \cdot d}{k_1} + 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{h_r \cdot d}{k_1} \right] - 2 \cdot F_{o1} \cdot T_{m,n-1}^{p+1} - F_{o1} \cdot T_{m-1,n}^{p+1} - F_{o1} \cdot T_{m+1,n}^{p+1}$
Superficie Lateral (Derecho)	$T_{m,n}^p + 2 \cdot F_{o1} \cdot \alpha \cdot \frac{d}{k_1} \cdot q'' + 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{h_c \cdot d}{k_1} \cdot T_{lab} + 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{h_r \cdot d}{k_1} \cdot (T_{lab} + 273) - 273 \cdot 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{d}{k_1} \cdot h_r$ $= T_{m,n}^p \cdot \left[1 + 4 \cdot F_{o1} + 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{h_c \cdot d}{k_1} + 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{h_r \cdot d}{k_1} \right] - 2 \cdot F_{o1} \cdot T_{m,n-1}^{p+1} - 2 \cdot F_{o1} \cdot T_{m+1,n}^{p+1}$
Superficie Lateral (Izquierdo)	$T_{m,n}^p + 2 \cdot F_{o1} \cdot \alpha \cdot \frac{d}{k_1} \cdot q'' + 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{h_c \cdot d}{k_1} \cdot T_{lab} + 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{h_r \cdot d}{k_1} \cdot (T_{lab} + 273) - 273 \cdot 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{d}{k_1} \cdot h_r$ $= T_{m,n}^p \cdot \left[1 + 4 \cdot F_{o1} + 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{h_c \cdot d}{k_1} + 2 \cdot F_{o1} \cdot \frac{h_r \cdot d}{k_1} \right] - 2 \cdot F_{o1} \cdot T_{m,n-1}^{p+1} - 2 \cdot F_{o1} \cdot T_{m-1,n}^{p+1}$
Interfase Mezcla	$T_{m,n}^{p+1} \cdot (1 + 4 \cdot F_{o1} + 2 \cdot Ntc_1) - 2 \cdot F_{o1} \cdot T_{m,n+1}^{p+1} - F_{o1} \cdot T_{m-1,n}^{p+1} - F_{o1} \cdot T_{m+1,n}^{p+1} - 2 \cdot Ntc_1 \cdot T_{m,n-1}^{p+1} = T_{m,n}^p$
Interfase Mezcla Lateral	$T_{m,n}^{p+1} \cdot (1 + 4 \cdot F_{o1} + 2 \cdot Ntc_1) - 2 \cdot F_{o1} \cdot T_{m,n+1}^{p+1} - 2 \cdot F_{o1} \cdot T_{m-1,n}^{p+1} - 2 \cdot Ntc_1 \cdot T_{m,n-1}^{p+1} = T_{m,n}^p$

Fuente: Elaborado por los tesisistas

(Derecho)	
Interfase Mezcla Lateral (Izquierdo)	$T_{m,n}^{p+1} \cdot (1 + 4 \cdot F_{o1} + 2 \cdot Ntc_1) - 2 \cdot F_{o1} \cdot T_{m,n+1}^{p+1} - 2 \cdot F_{o1} \cdot T_{m+1,n}^{p+1} - 2 \cdot Ntc_1 \cdot T_{m,n-1}^{p+1} = T_{m,n}^p$
Interfase Árido	$T_{m,n}^{p+1} \cdot (1 + 4 \cdot F_{o2} + 2 \cdot Ntc_2) - 2 \cdot F_{o2} \cdot T_{m,n-1}^{p+1} - F_{o2} \cdot T_{m-1,n}^{p+1} - F_{o2} \cdot T_{m+1,n}^{p+1} - 2 \cdot Ntc_2 \cdot T_{m,n+1}^{p+1} = T_{m,n}^p$
Interfase Árido Lateral (Derecho)	$T_{m,n}^{p+1} \cdot (1 + 4 \cdot F_{o2} + 2 \cdot Ntc_2) - 2 \cdot F_{o2} \cdot T_{m,n-1}^{p+1} - 2 \cdot F_{o2} \cdot T_{m-1,n}^{p+1} - 2 \cdot Ntc_2 \cdot T_{m,n+1}^{p+1} = T_{m,n}^p$
Interfase Árido Lateral (Izquierdo)	$T_{m,n}^{p+1} \cdot (1 + 4 \cdot F_{o2} + 2 \cdot Ntc_2) - 2 \cdot F_{o2} \cdot T_{m,n-1}^{p+1} - 2 \cdot F_{o2} \cdot T_{m+1,n}^{p+1} - 2 \cdot Ntc_2 \cdot T_{m,n+1}^{p+1} = T_{m,n}^p$

Donde:

- k_1 y k_2 son las conductividades térmicas de la mezcla bituminosa y de la cama de áridos, respectivamente.
- F_{o1} y F_{o2} representan los números de Fourier asociados a la mezcla bituminosa y a la cama de áridos, respectivamente.
- Ntc_1 y Ntc_2 son parámetros que caracterizan la resistencia de contacto existente entre la mezcla bituminosa y la cama de áridos.
- d es la distancia entre nodos o paso de malla.

Fuente: Elaborado por los testistas

4.1.2.4. Calibración del modelo matemático “EGRA” en diferencias finitas

El modelo utilizado en el presente proyecto de investigación es de creación exclusiva de los tesisistas, el nombre hace alusión a los apellidos maternos de los mismos (EGOAVIL – RAMOS: “EGRA”). El proceso de calibración del modelo al que se hace referencia se orienta exclusivamente a la estimación de temperaturas máximas a partir de ajuste de parámetros tales como: calibración de coeficientes relacionados al proceso de transferencia de calor por convección y radiación, el primero debido al hecho de que la convección en la interfase aire – superficie de la probeta es muy variable y que depende de factores como la temperatura del medio, temperatura de la superficie, presencia de lluvia, vientos, entre otros; respecto al coeficiente de radiación básicamente a cambios de propiedades térmicas de emisividad que va ligado al desgaste y cambio de la superficie del material (para nuestro caso se considera $K_{hr} = 1$, debido a que este desgaste es despreciable por el periodo de ensayo y que no se encuentra sometido a operación), así mismo es importante mencionar que los parámetros de resistencia de contacto $NTc1$ y $NTc2$ entre la mezcla asfáltica y los áridos influyen de manera crucial la calibración del modelo, ya que de esta depende el desfase de temperaturas entre ambos materiales, de igual manera influye en todo el sistema de distribución de temperaturas, como se dijo anteriormente la estimación de este parámetro es muy complejo por lo que se acude al método de prueba y error hasta obtener resultados satisfactorios respecto a lo observado en la medición real. (Ver gráfico 22).

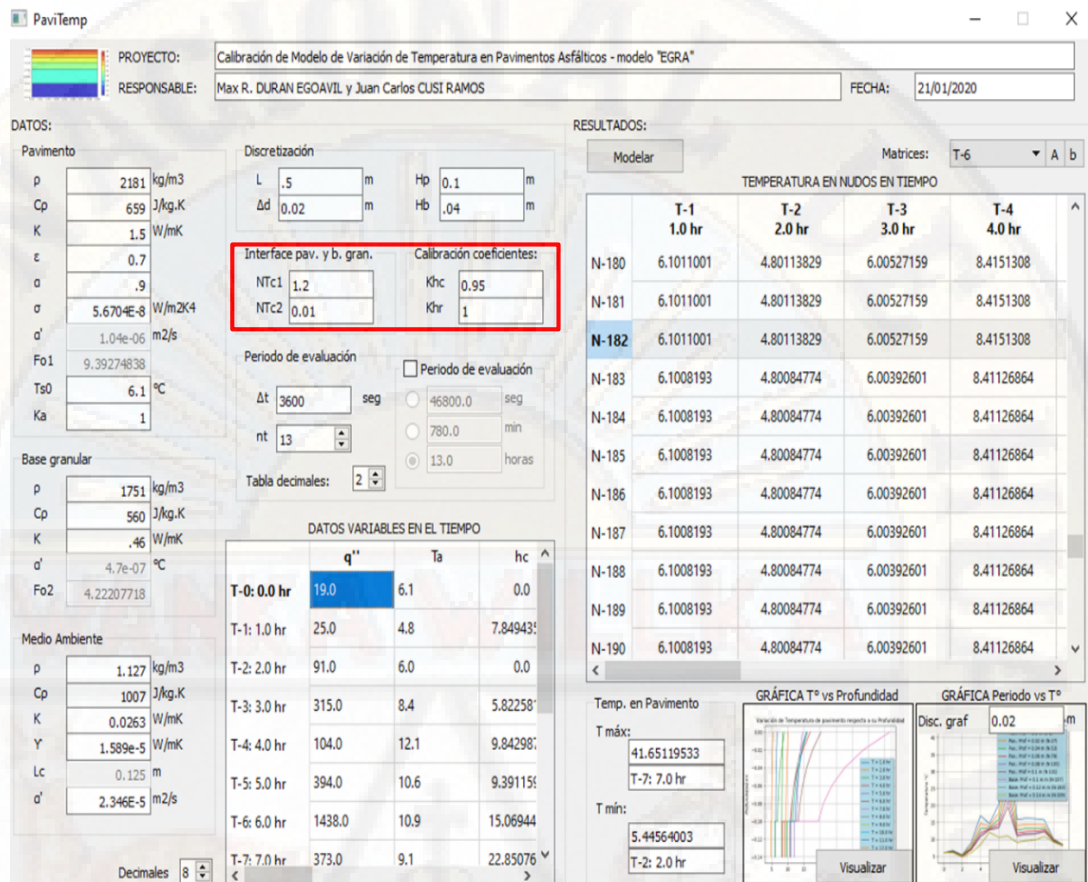


Gráfico 22: Interfaz del modelo para estimar la distribución de temperaturas en la probeta de mezcla asfáltica

Los datos de temperatura representativos recogidos en las probetas han sido seleccionados teniendo en cuenta solo aquellos días en donde se aprecia las máximas temperaturas de acorde a la programación de captura de datos establecida en la tabla 70 al 73 y donde solo existe presencia de radiación solar, a continuación, se presentan los resultados

Tabla 70: Distribución representativa de temperaturas de mezcla asfáltica para la estación de verano

FECHA	Medición horaria			Temperatura de probeta de mezcla asfáltica convencional (° C)								Irradiancia (w/m2)	Ta (° C)
				0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14		
21/01/2020	0:00:00	0:00:00	0:00:00	7.6	8.3	7.9	8.3	8.4	8.8	9.3	9.1	0.0	5.3
21/01/2020	1:00:00	1:00:00	1:00:00	7.5	8.1	7.7	8.2	8.3	8.6	9.1	9.0	0.0	5.4
21/01/2020	2:00:00	1:00:00	2:00:00	7.0	7.8	7.7	7.9	8.3	8.4	8.9	8.8	0.0	5.6
21/01/2020	3:00:00	1:00:00	3:00:00	6.5	7.5	7.5	7.6	8.0	8.1	8.5	8.4	0.0	5.4
21/01/2020	4:00:00	1:00:00	4:00:00	6.2	6.9	7.3	7.4	7.8	7.8	8.3	8.1	0.0	5.1
21/01/2020	5:00:00	1:00:00	5:00:00	6.4	6.7	7.0	7.3	7.4	7.8	8.2	8.0	0.0	5.5
21/01/2020	6:00:00	1:00:00	6:00:00	7.2	6.4	6.5	6.0	6.0	5.7	6.2	5.9	19.0	6.1
21/01/2020	7:00:00	1:00:00	7:00:00	5.8	5.0	5.8	5.8	5.4	5.4	5.0	5.0	25.0	4.8
21/01/2020	8:00:00	1:00:00	8:00:00	9.1	8.0	7.7	6.8	7.4	6.8	4.9	5.9	91.0	6.0
21/01/2020	9:00:00	1:00:00	9:00:00	16.4	15.1	13.5	13.2	12.3	10.6	8.6	8.2	315.0	8.4
21/01/2020	10:00:00	1:00:00	10:00:00	14.2	14.3	13.8	13.3	13.1	12.7	13.2	12.5	104.0	12.1
21/01/2020	11:00:00	1:00:00	11:00:00	20.0	18.9	16.4	15.1	13.8	13.2	11.2	11.6	394.0	10.6
21/01/2020	12:00:00	1:00:00	12:00:00	40.2	30.8	25.6	25.6	22.0	20.5	11.0	10.8	1438.0	10.9
21/01/2020	13:00:00	1:00:00	13:00:00	14.5	14.2	14.2	12.5	12.4	12.3	9.5	10.0	373.0	9.1
21/01/2020	14:00:00	1:00:00	14:00:00	16.0	14.0	13.6	12.2	12.0	11.8	9.6	9.4	276.0	9.6
21/01/2020	15:00:00	1:00:00	15:00:00	16.3	14.9	13.8	12.0	12.0	11.6	9.5	9.4	264.0	9.8
21/01/2020	16:00:00	1:00:00	16:00:00	15.5	14.5	13.3	12.6	12.2	11.9	10.6	10.5	200.0	10.9
21/01/2020	17:00:00	1:00:00	17:00:00	10.4	10.1	10.0	8.9	10.0	10.0	9.5	9.0	40.0	9.2
21/01/2020	18:00:00	1:00:00	18:00:00	9.0	8.0	9.1	8.3	9.2	8.6	8.0	8.5	16.0	8.1
21/01/2020	19:00:00	1:00:00	19:00:00	12.8	13.5	14.4	14.6	14.6	14.6	13.9	13.4	0.0	7.6
21/01/2020	20:00:00	1:00:00	20:00:00	10.2	11.5	12.6	12.8	13.9	13.4	12.8	12.4	0.0	7.2
21/01/2020	21:00:00	1:00:00	21:00:00	8.8	10.4	11.4	11.6	12.1	12.1	12.1	11.8	0.0	6.9
21/01/2020	22:00:00	1:00:00	22:00:00	8.0	9.6	10.8	11.1	11.8	11.6	11.8	11.4	0.0	6.6
21/01/2020	23:00:00	1:00:00	23:00:00	7.7	9.1	10.1	10.3	10.8	10.9	11.2	11.1	0.0	6.4

Fuente: Elaboración de los tesisistas

Tabla 71: Distribución representativa de temperaturas de mezcla asfáltica para la estación de otoño

FECHA	Medición horaria			Temperatura de probeta de mezcla asfáltica convencional (° C)								Irradiancia (w/m2)	Ta (° C)
				0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14		
23/04/2020	0:00:00	1:00:00	0:00:00	8.4	9.3	10.0	10.2	10.5	10.5	10.8	10.6	0.0	6.2
23/04/2020	1:00:00	1:00:00	1:00:00	9.3	9.6	9.9	9.9	10.3	10.3	10.4	10.2	0.0	5.8
23/04/2020	2:00:00	1:00:00	2:00:00	9.0	9.4	9.8	9.8	10.0	10.2	10.2	9.9	0.0	5.4
23/04/2020	3:00:00	1:00:00	3:00:00	8.8	9.2	9.7	9.6	9.6	9.7	9.8	9.7	0.0	4.9
23/04/2020	4:00:00	1:00:00	4:00:00	7.2	8.8	9.4	9.2	9.4	9.6	9.5	9.4	0.0	4.8
23/04/2020	5:00:00	1:00:00	5:00:00	6.6	8.5	8.9	8.9	9.3	9.4	9.3	9.1	0.0	4.7
23/04/2020	6:00:00	1:00:00	6:00:00	7.2	8.4	8.6	8.7	8.8	9.0	9.1	8.7	0.0	4.8
23/04/2020	7:00:00	1:00:00	7:00:00	8.5	7.5	7.2	7.0	6.5	6.0	5.2	5.2	118.0	4.9
23/04/2020	8:00:00	1:00:00	8:00:00	16.0	13.2	11.2	10.6	10.0	9.2	5.5	6.0	418.0	5.9
23/04/2020	9:00:00	1:00:00	9:00:00	10.0	10.0	9.0	9.2	8.8	8.4	8.0	8.0	113.0	7.9
23/04/2020	10:00:00	1:00:00	10:00:00	29.8	23.5	21.0	18.0	15.6	14.6	8.2	8.4	837.0	8.4
23/04/2020	11:00:00	1:00:00	11:00:00	28.1	24.2	20.8	18.0	16.0	15.3	10.2	9.4	937.0	10.5
23/04/2020	12:00:00	1:00:00	12:00:00	28.4	23.2	20.2	17.5	16.2	14.6	9.2	9.0	997.0	9.2
23/04/2020	13:00:00	1:00:00	13:00:00	27.2	22.8	20.0	17.2	15.9	15.2	9.2	10.2	856.0	10.7
23/04/2020	14:00:00	1:00:00	14:00:00	27.0	22.6	18.4	16.4	15.0	15.0	8.2	8.5	942.0	8.8
23/04/2020	15:00:00	1:00:00	15:00:00	11.1	10.5	8.5	8.2	8.0	8.0	6.0	6.6	221.0	6.0
23/04/2020	16:00:00	1:00:00	16:00:00	11.0	9.5	8.2	8.0	8.0	7.8	6.5	6.5	218.0	6.1
23/04/2020	17:00:00	1:00:00	17:00:00	8.8	7.3	7.5	7.5	6.8	7.0	6.3	6.4	86.0	6.1
23/04/2020	18:00:00	1:00:00	18:00:00	9.9	10.3	10.8	10.9	11.4	11.6	11.6	11.4	0.0	5.5
23/04/2020	19:00:00	1:00:00	19:00:00	9.0	9.5	10.1	10.6	10.8	10.9	11.1	10.8	0.0	4.9
23/04/2020	20:00:00	1:00:00	20:00:00	8.1	8.6	9.5	9.6	10.1	10.3	10.5	10.4	0.0	4.4
23/04/2020	21:00:00	1:00:00	21:00:00	7.2	8.1	8.4	8.5	9.2	9.8	9.6	9.8	0.0	4.3
23/04/2020	22:00:00	1:00:00	22:00:00	6.1	7.3	7.4	7.8	8.1	8.4	9.0	9.1	0.0	4.4
23/04/2020	23:00:00	1:00:00	23:00:00	6.6	7.7	7.8	8.0	8.0	8.5	9.0	9.0	0.0	4.5

Fuente: Elaboración de los tesisistas

Tabla 72: Distribución representativa de temperaturas de mezcla asfáltica para la estación de invierno

FECHA	Medición horaria			Temperatura de probeta de mezcla asfáltica convencional (° C)								Irradiancia (w/m2)	Ta (° C)
				0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14		
22/07/2020	0:00:00	1:00:00	0:00:00	7.3	8.3	8.2	8.2	8.3	8.6	8.9	8.8	0.0	4.6
22/07/2020	1:00:00	1:00:00	1:00:00	7.2	8.0	7.8	7.8	8.0	8.2	8.4	8.4	0.0	4.5
22/07/2020	2:00:00	1:00:00	2:00:00	7.1	7.4	7.6	7.7	7.9	7.9	8.1	8.3	0.0	4.4
22/07/2020	3:00:00	1:00:00	3:00:00	7.2	7.6	7.6	7.8	7.9	7.9	8.1	8.2	0.0	4.4
22/07/2020	4:00:00	1:00:00	4:00:00	7.4	8.1	7.9	7.8	7.9	7.8	8.1	8.2	0.0	4.6
22/07/2020	5:00:00	1:00:00	5:00:00	7.0	7.5	7.5	7.7	7.4	7.4	8.2	8.2	0.0	4.3
22/07/2020	6:00:00	1:00:00	6:00:00	6.4	7.1	6.9	7.6	7.1	7.3	8.3	8.3	0.0	4.1
22/07/2020	7:00:00	1:00:00	7:00:00	9.5	8.3	7.8	7.5	6.8	6.5	5.5	5.6	141	5.1
22/07/2020	8:00:00	1:00:00	8:00:00	15.8	13.9	12.0	10.5	10.6	10.2	7.2	7.2	376	6.9
22/07/2020	9:00:00	1:00:00	9:00:00	28.0	23.5	20.5	17.2	16.4	15.0	10.3	10.6	784	10.0
22/07/2020	10:00:00	1:00:00	10:00:00	29.2	24.2	21.6	18.5	16.8	15.2	10.4	10.1	984	10.1
22/07/2020	11:00:00	1:00:00	11:00:00	45.1	36.8	31.5	28.0	24.6	23.0	15.0	15.3	1492	14.6
22/07/2020	12:00:00	1:00:00	12:00:00	44.0	37.1	32.2	28.5	25.8	25.0	18.0	17.6	1419	17.6
22/07/2020	13:00:00	1:00:00	13:00:00	49.8	42.5	38.8	34.0	30.8	31.1	22.6	22.8	1354	23.0
22/07/2020	14:00:00	1:00:00	14:00:00	50.1	42.5	37.4	34.2	31.0	30.5	22.8	22.5	1442	22.7
22/07/2020	15:00:00	1:00:00	15:00:00	44.6	38.4	34.0	30.8	30.0	28.6	23.0	22.5	1144	22.4
22/07/2020	16:00:00	1:00:00	16:00:00	36.8	32.0	28.8	26.8	25.2	24.2	19.0	18.6	990	18.6
22/07/2020	17:00:00	1:00:00	17:00:00	20.2	19.2	16.9	18.6	17.0	16.6	15.8	14.7	302	14.7
22/07/2020	18:00:00	1:00:00	18:00:00	16.8	14.5	12.4	11.2	11.4	12.0	12.0	11.4	0.0	12.6
22/07/2020	19:00:00	1:00:00	19:00:00	14.3	13.6	11.6	10.6	10.5	11.4	11.6	10.7	0.0	10.6
22/07/2020	20:00:00	1:00:00	20:00:00	13.4	12.9	10.8	9.6	9.8	10.5	11.0	10.6	0.0	8.2
22/07/2020	21:00:00	1:00:00	21:00:00	13.2	12.8	9.4	8.8	9.2	9.8	10.1	10.0	0.0	7.4
22/07/2020	22:00:00	1:00:00	22:00:00	9.6	8.4	8.6	8.4	8.5	9.6	9.4	9.5	0.0	7.0
22/07/2020	23:00:00	1:00:00	23:00:00	8.2	8.0	7.6	8.2	8.0	8.5	9.2	9.2	0.0	7.2

Fuente: Elaboración de los tesisistas

Tabla 73: Distribución representativa de temperaturas de mezcla asfáltica para la estación de invierno

FECHA	Medición horaria			Temperatura de probeta de mezcla asfáltica convencional (° C)							Irradiancia (w/m2)	Ta (° C)	
				0	-2	-4	-6	-8	-10	-12			-14
23/10/2020	0:00:00	1:00:00	0:00:00	6.7	6.6	8.8	9.8	12.6	14.1	14.9	14.7	0.0	6.4
23/10/2020	1:00:00	1:00:00	1:00:00	5.4	6.2	8.4	9.5	11.8	12.6	13.6	13.9	0.0	3.4
23/10/2020	2:00:00	1:00:00	2:00:00	4.1	5.7	7.9	9.3	9.6	10.4	12.0	11.4	0.0	2.5
23/10/2020	3:00:00	1:00:00	3:00:00	4.1	5.6	7.0	8.4	9.0	9.8	11.6	10.8	0.0	2.5
23/10/2020	4:00:00	1:00:00	4:00:00	4.0	5.3	6.8	7.2	8.6	9.2	10.5	9.4	0.0	2.0
23/10/2020	5:00:00	1:00:00	5:00:00	3.8	5.2	6.5	7.6	8.5	8.6	9.1	8.6	0.0	1.8
23/10/2020	6:00:00	1:00:00	6:00:00	3.5	3.0	2.8	2.6	2.5	2.5	2.4	2.2	37.0	2.0
23/10/2020	7:00:00	1:00:00	7:00:00	6.8	5.8	4.8	3.8	3.0	2.8	1.5	1.5	229.0	1.2
23/10/2020	8:00:00	1:00:00	8:00:00	4.3	4.0	3.5	2.5	2.6	2.2	1.6	1.8	132.0	1.3
23/10/2020	9:00:00	1:00:00	9:00:00	25.8	21.5	19.2	16.5	15.0	13.6	8.4	8.0	613.0	7.6
23/10/2020	10:00:00	1:00:00	10:00:00	32.1	26.1	23.0	21.3	20.4	18.0	15.0	15.8	765.0	14.4
23/10/2020	11:00:00	1:00:00	11:00:00	37.4	32.0	29.5	26.0	23.8	22.0	15.8	16.0	1083.0	16.2
23/10/2020	12:00:00	1:00:00	12:00:00	41.6	34.8	30.8	27.2	26.2	23.8	17.6	16.4	1329.0	17.3
23/10/2020	13:00:00	1:00:00	13:00:00	29.0	24.7	24.5	22.5	22.0	20.8	17.8	17.4	585.0	17.4
23/10/2020	14:00:00	1:00:00	14:00:00	38.8	32.2	30.0	25.0	24.6	24.6	18.6	17.4	1000.0	18.0
23/10/2020	15:00:00	1:00:00	15:00:00	34.0	30.0	27.3	23.4	24.2	23.0	16.9	17.6	826.0	18.0
23/10/2020	16:00:00	1:00:00	16:00:00	25.2	23.2	21.8	20.6	20.6	20.4	17.2	17.2	362.0	17.5
23/10/2020	17:00:00	1:00:00	17:00:00	13.4	13.2	13.2	14.3	13.5	13.2	13.6	13.5	7.0	12.7
23/10/2020	18:00:00	1:00:00	18:00:00	10.1	10.2	10.0	10.0	10.4	9.8	9.6	8.6	14.0	9.6
23/10/2020	19:00:00	1:00:00	19:00:00	12.9	13.8	15.9	17.2	17.3	17.6	16.9	16.9	0.0	9.7
23/10/2020	20:00:00	1:00:00	20:00:00	12.1	14.4	12.1	16.1	16.8	16.8	16.3	16.4	0.0	8.9
23/10/2020	21:00:00	1:00:00	21:00:00	9.1	12.1	13.4	14.3	15.4	15.7	15.6	15.4	0.0	6.7
23/10/2020	22:00:00	1:00:00	22:00:00	7.1	9.1	10.8	12.6	13.4	13.9	14.4	13.4	0.0	5.6
23/10/2020	23:00:00	1:00:00	23:00:00	5.0	7.6	9.4	10.7	11.4	11.6	12.1	11.9	0.0	5.6

Fuente: Elaboración de los tesisistas

- a) **Calibración del modelo “EGRA” para la estación de verano** (22 de diciembre al 21 de marzo)

Después del ajuste de parámetros del modelo matemático en diferencias finitas se ha realizado una estimación del error existente de datos de temperatura entre lo registrado en las mediciones y los datos estimados por el modelo.

Tabla 74: Temperatura medido en probetas de mezcla asfáltica a diferentes profundidades, estación verano

FECHA	Medición horaria	Temperaturas medidos en probetas de mezcla asfáltica convencional (° C) a diferentes profundidades							
		0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14
21/01/2020	6.00	7.2	6.4	6.5	6.0	6.0	5.7	6.2	5.9
21/01/2020	7.00	5.8	5.0	5.8	5.8	5.4	5.4	5.0	5.0
21/01/2020	8.00	9.1	8.0	7.7	6.8	7.4	6.8	4.9	5.9
21/01/2020	9.00	16.4	15.1	13.5	13.2	12.3	10.6	8.6	8.2
21/01/2020	10.00	14.2	14.3	13.8	13.3	13.1	12.7	13.2	12.5
21/01/2020	11.00	20.0	18.9	16.4	15.1	13.8	13.2	11.2	11.6
21/01/2020	12.00	40.2	30.8	25.6	25.6	22.0	20.5	11.0	10.8
21/01/2020	13.00	14.5	14.2	14.2	12.5	12.4	12.3	9.5	10.0
21/01/2020	14.00	16.0	14.0	13.6	12.2	12.0	11.8	9.6	9.4
21/01/2020	15.00	16.3	14.9	13.8	12.0	12.0	11.6	9.5	9.4
21/01/2020	16.00	15.5	14.5	13.3	12.6	12.2	11.9	10.6	10.5
21/01/2020	17.00	10.4	10.1	10.0	8.9	10.0	10.0	9.5	9.0
21/01/2020	18.00	9.0	8.0	9.1	8.3	9.2	8.6	8.0	8.5

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Ingreso de datos al modelo “EGRA” en la interfaz del modelo se puede apreciar a lado izquierdo, ingreso de datos relacionados a las características intrínsecas de la mezcla asfáltica, base granular y el medio circundante, discretización geométrica de la probeta, discretización del tiempo, periodo de evaluación, parámetros de ajuste y datos de temperatura ambiente e irradiancia solar.

Al lado derecho se observan resultados de las temperaturas de cada uno de los nodos de acorde a lo establecido en el proceso de discretización a diferentes alturas y diferentes tiempos (estado transitorio), también se pueden apreciar gráficos de variación de temperaturas con el tiempo a una determinada profundidad, así mismo se identifica el periodo de tiempo para el cual la mezcla

asfáltica alcanza la máxima temperatura y finalmente se puede aperturar los arreglos matriciales para visualizar la representación matemático del modelo.

PROYECTO: Calibración de Modelo de Variación de Temperatura en Pavimentos Asfálticos - modelo "EGRA"

RESPONSABLE: Max R. DURAN EGOAVIL y Juan Carlos CUSI RAMOS

FECHA: 21/01/2020

DATOS:

Pavimento

ρ 2181 kg/m³

C_p 659 J/kg.K

K 1.5 W/mK

α 0.7

σ 5.670E-8 W/m²K⁴

α' 1.04E-06 m²/s

$Fo1$ 9.39274838

$Ts0$ 6.1 °C

Ka 1

Base granular

ρ 1751 kg/m³

C_p 560 J/kg.K

K .46 W/mK

α' 4.7E-07 m²/s

$Fo2$ 4.22207718

Medio Ambiente

ρ 1.127 kg/m³

C_p 1007 J/kg.K

K 0.0263 W/mK

Y 1.589E-5 W/mK

Lc 0.125 m

α' 2.346E-5 m²/s

Discretización

L .5 m

Δd 0.02 m

H_p 0.1 m

H_b .04 m

Interface pav. y b. gran.

NTC1 1.2

NTC2 0.01

Calibración coeficientes:

Khc 0.95

Khr 1

Periodo de evaluación

Δt 3600 seg

nt 13

Tabla decimales: 2

DATOS VARIABLES EN EL TIEMPO

	q''	T_a	h_c
T-0: 0.0 hr	19.0	6.1	0.0
T-1: 1.0 hr	25.0	4.8	7.84943
T-2: 2.0 hr	91.0	6.0	0.0
T-3: 3.0 hr	315.0	8.4	5.82258
T-4: 4.0 hr	104.0	12.1	9.84298
T-5: 5.0 hr	394.0	10.6	9.39115
T-6: 6.0 hr	1438.0	10.9	15.06944
T-7: 7.0 hr	373.0	9.1	22.85076

RESULTADOS:

Modelar

Matrices: T-6

	T-1 1.0 hr	T-2 2.0 hr	T-3 3.0 hr	T-4 4.0 hr
N-180	6.1011001	4.80113829	6.00527159	8.4151308
N-181	6.1011001	4.80113829	6.00527159	8.4151308
N-182	6.1011001	4.80113829	6.00527159	8.4151308
N-183	6.1008193	4.80084774	6.00392601	8.41126864
N-184	6.1008193	4.80084774	6.00392601	8.41126864
N-185	6.1008193	4.80084774	6.00392601	8.41126864
N-186	6.1008193	4.80084774	6.00392601	8.41126864
N-187	6.1008193	4.80084774	6.00392601	8.41126864
N-188	6.1008193	4.80084774	6.00392601	8.41126864
N-189	6.1008193	4.80084774	6.00392601	8.41126864
N-190	6.1008193	4.80084774	6.00392601	8.41126864

Temp. en Pavimento

T máx: 41.65119533

T mín: 5.44564003

T-7: 7.0 hr

T-2: 2.0 hr

GRÁFICA T° vs Profundidad

GRÁFICA Periodo vs T°

Gráfico 23: Interfaz de ingreso y salida de datos del modelo "EGRA" para la estimación de temperatura máxima de pavimento, estación verano

Tabla 75: Temperatura estimado por modelo "EGRA" para estación verano

HORA	Temperaturas estimados según modelo EGRA para mezclas asfálticas a diferentes profundidades y de fecha 21/01/2020							
	0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14
6.00	6.7	6.6	6.4	6.4	6.3	6.3	6.1	6.1
7.00	5.4	5.3	5.2	5.1	5.0	5.0	4.8	4.8
8.00	9.0	8.2	7.6	7.2	7.0	6.8	5.0	6.0
9.00	17.0	14.7	13.1	12.0	11.2	10.8	8.4	8.4
10.00	14.6	14.0	13.5	13.2	12.9	12.8	12.1	12.1
11.00	20.3	17.7	15.9	14.6	13.8	13.3	10.6	10.6
12.00	41.7	33.5	27.7	23.7	21.1	19.5	11.0	11.0
13.00	15.8	14.0	12.8	11.9	11.3	11.0	9.1	9.1
14.00	16.2	14.4	13.2	12.3	11.8	11.4	9.6	9.6
15.00	16.1	14.4	13.2	12.4	11.9	11.6	9.8	9.8
16.00	15.7	14.5	13.5	12.9	12.5	12.3	10.9	10.9
17.00	10.2	9.9	9.7	9.6	9.5	9.5	9.2	9.2
18.00	8.5	8.4	8.3	8.3	8.2	8.2	8.1	8.1

Fuente: Elaborado por los testistas

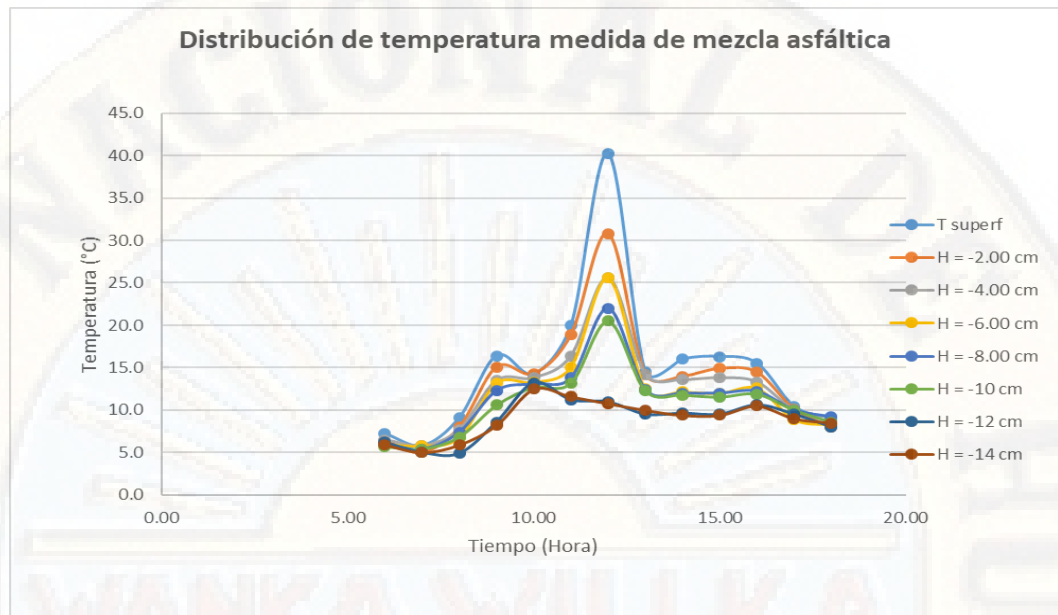


Gráfico 24: Distribución de temperatura medida en probeta mezcla asfáltica, estación verano

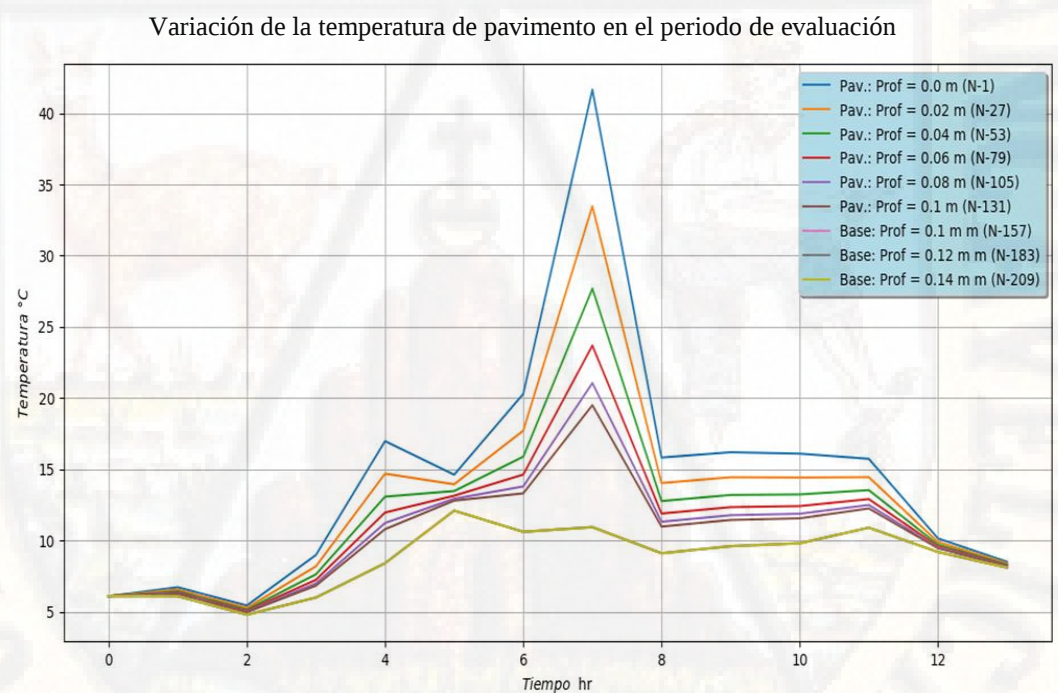


Gráfico 25: Distribución de temperatura estimada por modelo “EGRA” estación verano

Variación de la temperatura de pavimento respecto a su profundidad

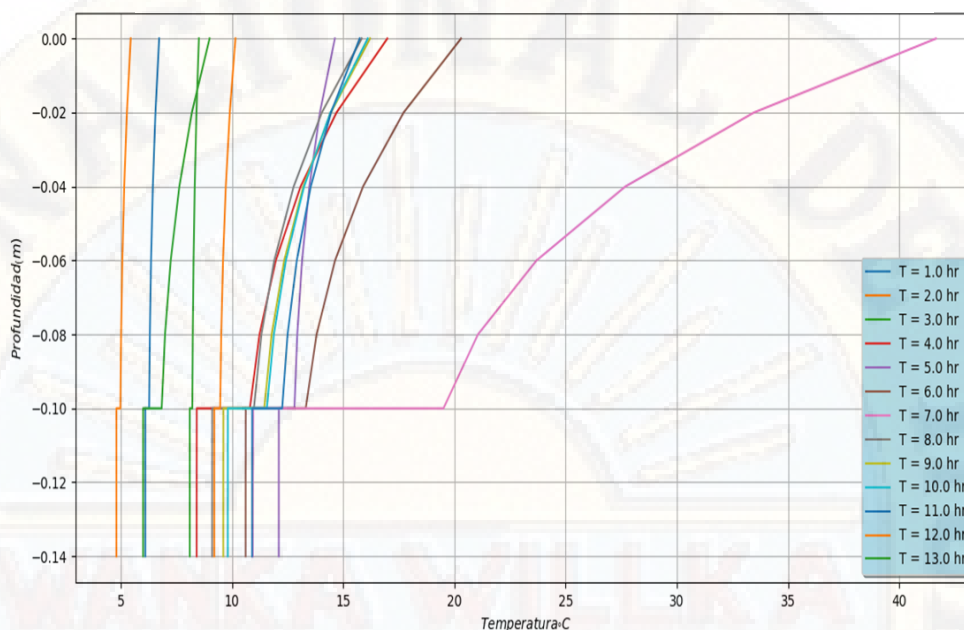


Gráfico 26: Variación de temperatura respecto a su profundidad estimada por modelo “EGRA” estación verano

Tabla 76: Error de estimación del modelo “EGRA” estación verano

HORA	Error de estimación del modelo para mezclas asfálticas de fecha 21/01/2020							
	0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14
6.00	-6.6%	2.5%	-0.9%	6.0%	5.1%	10.1%	-1.6%	3.4%
7.00	-6.1%	5.5%	-11.2%	-12.6%	-7.2%	-7.8%	-4.0%	-4.0%
8.00	-1.2%	2.4%	-0.9%	6.5%	-5.6%	0.0%	2.0%	1.8%
9.00	3.6%	-2.7%	-3.1%	-9.3%	-8.7%	1.9%	-2.1%	2.6%
10.00	3.0%	-2.4%	-2.3%	-1.1%	-1.3%	0.8%	-8.3%	-3.2%
11.00	1.5%	-6.3%	-3.1%	-3.1%	0.0%	0.9%	-5.2%	-8.5%
12.00	3.6%	8.7%	8.1%	-7.5%	-4.3%	-4.8%	0.0%	1.4%
13.00	9.2%	-1.1%	-10.1%	-4.8%	-8.7%	-10.7%	-4.1%	-8.9%
14.00	1.3%	3.2%	-2.9%	1.2%	-1.8%	-3.0%	0.0%	2.3%
15.00	-1.2%	-3.2%	-4.1%	3.5%	-1.0%	0.0%	3.3%	4.4%
16.00	1.5%	0.0%	1.8%	2.5%	2.4%	3.0%	2.9%	3.9%
17.00	-2.4%	-2.0%	-2.8%	7.8%	-4.8%	-5.3%	-3.1%	2.2%
18.00	-5.4%	5.0%	-8.5%	0.0%	-10.5%	-4.5%	1.3%	-4.7%

Datos estadísticos del modelo

Media	-1.3%
Máx	10.1%
Mín	-12.6%

Fuente: Elaborado por los testistas

- De los resultados estadísticos mostrados en la tabla 76 se puede apreciar que los datos estimados con el modelo “EGRA” presenta una variación de la media de -1.3 % respecto a los datos medidos en campo, así mismo existen algunos datos puntuales donde la temperatura estimada supera en un 10.1 % sobre la temperatura medida y un valor estimado por debajo de 12.6 % respecto a lo medido en campo, en general el modelo “EGRA” es representativo con un error promedio por debajo del 5 % para el periodo que relaciona la estación de verano.
 - La temperatura máxima estimada de la mezcla asfáltica se encuentra en la superficie de la probeta y tiene un valor de 41.7 °C a las 12:00 p.m. aprox.
- b) **Calibración del modelo “EGRA” para la estación de otoño** (22 de marzo al 21 de junio)

Seguiremos la misma secuencia del procedimiento anteriormente descrito.

Tabla 77: Temperatura medido en probetas de mezcla asfáltica a diferentes profundidades, estación otoño.

FECHA	Medición horaria	Temperaturas medidos en probetas de mezcla asfáltica convencional (°C) a diferentes profundidades							
		0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14
23/04/2020	7.00	8.5	7.5	7.2	7.0	6.5	6.0	5.2	5.2
23/04/2020	8.00	16.0	13.2	11.2	10.6	10.0	9.2	5.5	6.0
23/04/2020	9.00	10.0	10.0	9.0	9.2	8.8	8.4	8.0	8.0
23/04/2020	10.00	29.8	23.5	21.0	18.0	15.6	14.6	8.2	8.4
23/04/2020	11.00	28.1	24.2	20.8	18.0	16.0	15.3	10.2	9.4
23/04/2020	12.00	28.4	23.2	20.2	17.5	16.2	14.6	9.2	9.0
23/04/2020	13.00	27.2	22.8	20.0	17.2	15.9	15.2	9.2	10.2
23/04/2020	14.00	27.0	22.6	18.4	16.4	15.0	15.0	8.2	8.5
23/04/2020	15.00	11.1	10.5	8.5	8.2	8.0	8.0	6.0	6.6
23/04/2020	16.00	11.0	9.5	8.2	8.0	8.0	7.8	6.5	6.5
23/04/2020	17.00	8.8	7.3	7.5	7.5	6.8	7.0	6.3	6.4

Fuente: Elaborado por los testistas

PaviTemp

PROYECTO: Calibración de Modelo de Variación de Temperatura en Pavimentos Asfálticos - modelo "EGRA"

RESPONSABLE: Max R. DURAN EGOAVIL y Juan Carlos CUSI RAMOS

FECHA: 23/04/2020

DATOS:

Pavimento

ρ 2181 kg/m³

C_p 659 J/kg.K

K 1.5 W/mK

ϵ 0.7

α .9

σ 5.670E-8 W/m²K⁴

α' 1.04E-06 m²/s

$Fo1$ 9.39274838

$Ts0$ 4.9 °C

Ka 1

Discretización

L .5 m

Δd 0.02 m

H_p 0.1 m

H_b .04 m

Interface pav. y b. gran.

NTc1 1.2

NTc2 0.01

Calibración coeficientes:

Khc 0.95

Khr 1

Periodo de evaluación

Δt 3600 seg

nt 11

Tabla decimales: 2

Base granular

ρ 1751 kg/m³

C_p 560 J/kg.K

K .46 W/mK

α' 4.7E-07 m²/s

$Fo2$ 4.22207718

Medio Ambiente

ρ 1.127 kg/m³

C_p 1007 J/kg.K

K 0.0263 W/mK

Y 1.589E-5 W/mK

Lc 0.125 m

α' 2.346E-5 m²/s

DATOS VARIABLES EN EL TIEMPO

	q''	T_a	h_c
T-0: 0.0 hr	118.0	4.9	0.0
T-1: 1.0 hr	418.0	5.9	8.674910
T-2: 2.0 hr	113.0	7.9	14.64930
T-3: 3.0 hr	837.0	8.4	7.848016
T-4: 4.0 hr	937.0	10.5	19.20921
T-5: 5.0 hr	997.0	9.2	19.27710
T-6: 6.0 hr	856.0	10.7	18.69015
T-7: 7.0 hr	942.0	8.8	19.02315

RESULTADOS:

Modelar

Matrices: T-10 A b

TEMPERATURA EN NUDOS EN TIEMPO

	T-1 1.0 hr	T-2 2.0 hr	T-3 3.0 hr	T-4 4.0 hr
N-1	8.78153232	16.44012962	10.34750749	29.93318118
N-2	8.78153232	16.44012962	10.34750749	29.93318118
N-3	8.78153232	16.44012962	10.34750749	29.93318118
N-4	8.78153232	16.44012962	10.34750749	29.93318118
N-5	8.78153232	16.44012962	10.34750749	29.93318118
N-6	8.78153232	16.44012962	10.34750749	29.93318118
N-7	8.78153232	16.44012962	10.34750749	29.93318118
N-8	8.78153232	16.44012962	10.34750749	29.93318118
N-9	8.78153232	16.44012962	10.34750749	29.93318118
N-10	8.78153232	16.44012962	10.34750749	29.93318118
N-11	8.78153232	16.44012962	10.34750749	29.93318118

Temp. en Pavimento

T máx: 29.93318118

T mín: 4.9

T-0: 0.0 hr

GRÁFICA T° vs Profundidad

GRÁFICA Periodo vs T°

Gráfico 27: Interfaz de ingreso y salida de datos del modelo "EGRA" para la estimación de temperatura máxima de pavimento, estación otoño

Tabla 78: Temperatura estimado por modelo "EGRA" para estación otoño

HORA	Temperaturas estimados según modelo EGRA para mezclas asfálticas a diferentes profundidades y de fecha 23/04/2020							
	0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14
7.00	8.8	7.7	7.0	6.5	6.2	6.0	4.9	4.9
8.00	16.4	13.6	11.7	10.3	9.4	8.9	5.9	5.9
9.00	10.3	9.7	9.2	8.9	8.7	8.6	7.9	7.9
10.00	29.9	24.2	20.2	17.4	15.5	14.4	8.4	8.4
11.00	28.7	23.9	20.5	18.1	16.5	15.6	10.5	10.5
12.00	28.6	23.4	19.8	17.3	15.6	14.6	9.2	9.2
13.00	27.6	23.1	19.9	17.7	16.3	15.4	10.7	10.7
14.00	27.3	22.3	18.9	16.5	14.9	14.0	8.8	8.8
15.00	10.3	9.1	8.3	7.8	7.4	7.2	6.0	6.0
16.00	11.5	10.0	9.0	8.3	7.9	7.6	6.1	6.1
17.00	8.2	7.6	7.2	7.0	6.8	6.7	6.1	6.1

Fuente: Elaborado por los testistas

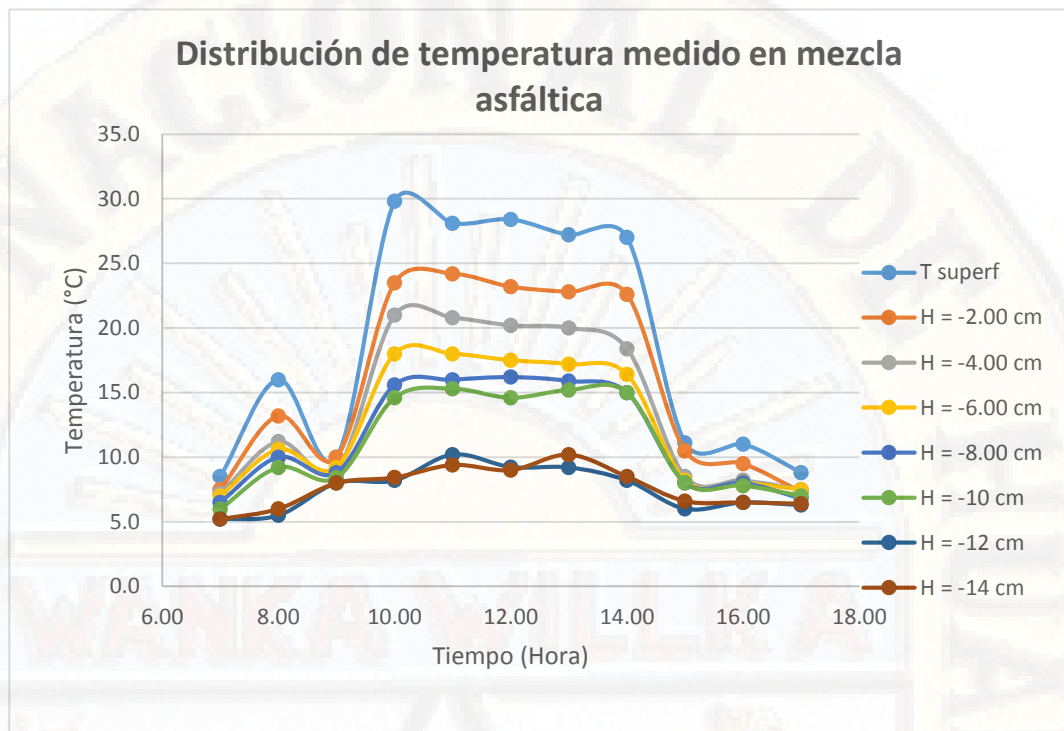


Gráfico 28: Distribución de temperatura medida en probeta mezcla asfáltica, estación otoño

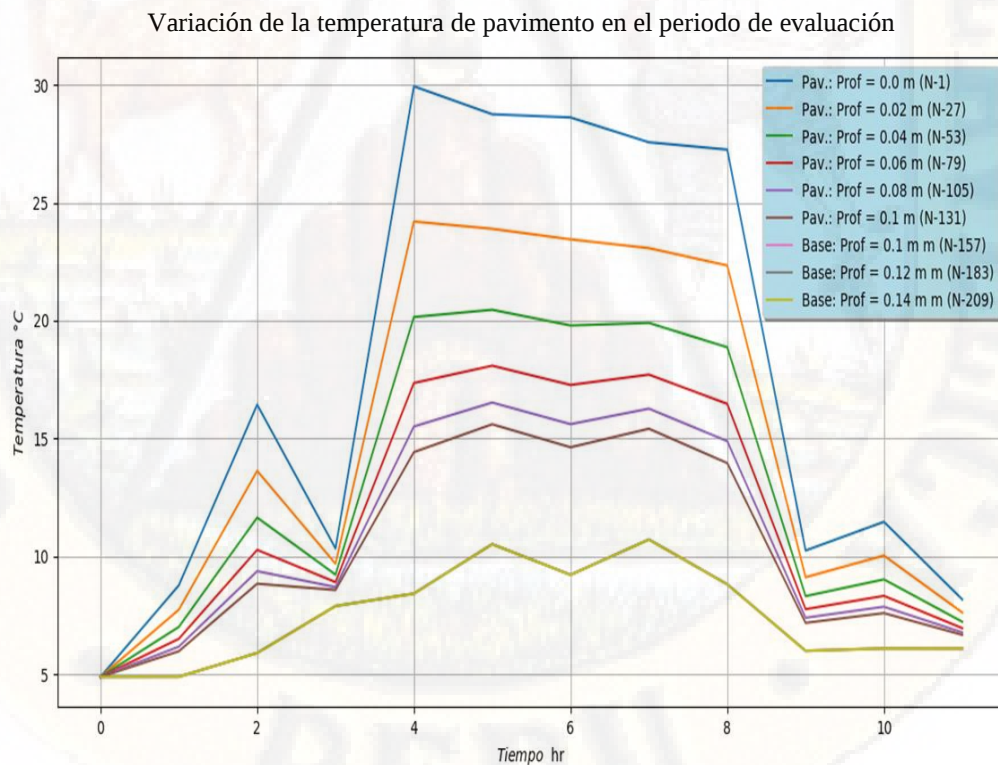


Gráfico 29: Distribución de temperatura estimada por modelo “EGRA” estación otoño

Variación de la temperatura de pavimento respecto a su profundidad

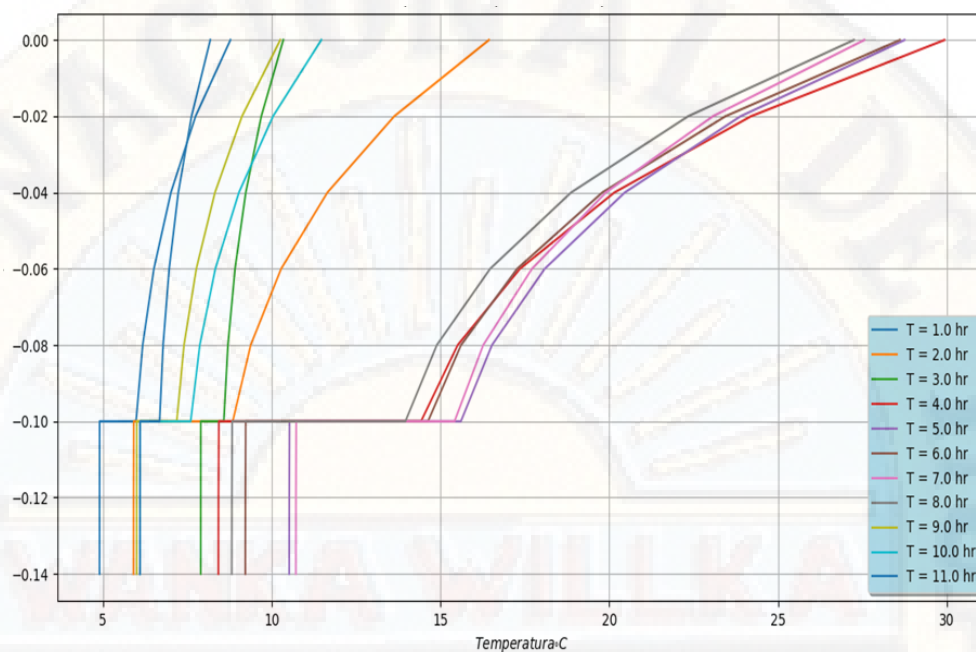


Gráfico 30: Variación de temperatura respecto a su profundidad estimada por modelo “EGRA” estación otoño

Tabla 79: Error de estimación del modelo “EGRA” estación otoño

HORA	Error de estimación del modelo para mezclas asfálticas de fecha 23/04/2020							
	0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14
7.00	3.3%	3.3%	-2.5%	-6.9%	-4.9%	0.0%	-5.6%	-5.7%
8.00	2.8%	3.3%	4.0%	-3.0%	-6.2%	-3.8%	7.6%	-1.4%
9.00	3.5%	-3.0%	2.6%	-3.1%	-1.0%	2.2%	-1.2%	-1.2%
10.00	0.4%	3.0%	-4.0%	-3.6%	-0.6%	-1.2%	2.9%	0.0%
11.00	2.3%	-1.3%	-1.6%	0.5%	3.3%	2.0%	3.3%	12.0%
12.00	0.7%	1.1%	-2.0%	-1.3%	-3.6%	0.2%	0.0%	2.5%
13.00	1.3%	1.2%	-0.5%	3.0%	2.3%	1.4%	16.6%	5.1%
14.00	0.9%	-1.1%	2.6%	0.5%	-0.7%	-6.9%	7.7%	3.8%
15.00	-7.6%	-13.1%	-2.1%	-5.2%	-7.4%	-10.1%	0.0%	-9.0%
16.00	4.3%	5.7%	10.2%	4.2%	-1.6%	-2.5%	-6.0%	-6.0%
17.00	-7.0%	4.5%	-3.5%	-7.1%	0.0%	-4.5%	-3.1%	-4.6%

Datos estadísticos

Media	-0.4%
Máx	16.6%
Mín	-13.1%

Fuente: Elaborado por los tesistas

- De los resultados estadísticos mostrados en la tabla 79 se puede apreciar que los datos estimados con el modelo “EGRA” presenta una variación de la media de -0.4 % respecto a los datos medidos en campo, así mismo existen algunos datos puntuales donde la temperatura estimada supera en un 16.6 % sobre la temperatura medida y un valor estimado por debajo de 13.1 % respecto a lo medido en campo, en general el modelo “EGRA” es representativo con un error promedio por debajo del 5 % para el periodo que relaciona la estación de otoño.
 - La temperatura máxima estimada de la mezcla asfáltica se encuentra en la superficie de la probeta y tiene un valor de 29.9 °C a las 10:00 a.m. aprox.
- c) **Calibración del modelo “EGRA” para la estación de invierno** (22 de junio al 22 de setiembre)

Tabla 80: Temperatura medido en probetas de mezcla asfáltica a diferentes profundidades, estación invierno.

FECHA	Medición horaria	Temperaturas medidos en probetas de mezcla asfáltica convencional (° C) a diferentes profundidades							
		0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14
22/07/2020	7.00	9.5	8.3	7.8	7.5	6.8	6.5	5.5	5.6
22/07/2020	8.00	15.8	13.9	12.0	10.5	10.6	10.2	7.2	7.2
22/07/2020	9.00	28.0	23.5	20.5	17.2	16.4	15.0	10.3	10.6
22/07/2020	10.00	29.2	24.2	21.6	18.5	16.8	15.2	10.4	10.1
22/07/2020	11.00	45.1	36.8	31.5	28.0	24.6	23.0	15.0	15.3
22/07/2020	12.00	44.0	37.1	32.2	28.5	25.8	25.0	18.0	17.6
22/07/2020	13.00	49.8	42.5	38.8	34.0	30.8	31.1	22.6	22.8
22/07/2020	14.00	50.1	42.5	37.4	34.2	31.0	30.5	22.8	22.5
22/07/2020	15.00	44.6	38.4	34.0	30.8	30.0	28.6	23.0	22.5
22/07/2020	16.00	36.8	32.0	28.8	26.8	25.2	24.2	19.0	18.6
22/07/2020	17.00	20.2	19.2	16.9	18.6	17.0	16.6	15.8	14.7

Fuente: Elaborado por los tesisistas

PROYECTO: Calibración de Modelo de Variación de Temperatura en Pavimentos Asfálticos
RESPONSABLE: _____ FECHA: _____

DATOS:

Pavimento

ρ 2181 kg/m³
 C_p 659 J/kg.K
 K 1.5 W/mK
 ϵ 0.7
 α .9
 σ 5.6704E-8 W/m²K⁴
 α' 1.04E-06 m²/s
 $Fo1$ 9.39274838
 $Ts0$ 5.1 °C
 Ka 1

Discretización

L .5 m H_p 0.1 m
 Δd 0.02 m H_b .04 m

Interface pav. y b. gran.

NTc1 1.2 K_{hc} 0.95
NTc2 0.01 K_{hr} 1

Calibración coeficientes:

Periodo de evaluación ☐ Periodo de evaluación
 Δt 3600 seg ☐ 39600.0 seg
 nt 11 ☐ 660.0 min
☒ 11.0 horas

Tabla decimales: 2

Base granular

ρ 1751 kg/m³
 C_p 560 J/kg.K
 K .46 W/mK
 α' 4.7E-07 m²/s
 $Fo2$ 4.2207718

Medio Ambiente

ρ 1.127 kg/m³
 C_p 1007 J/kg.K
 K 0.0263 W/mK
 Y 1.589E-5 W/mK
 L_c 0.125 m
 α' 2.346E-5 m²/s

DATOS VARIABLES EN EL TIEMPO

	q''	T_a	h_c
T-0: 0.0 hr	141	5.1	0.0
T-1: 1.0 hr	376	6.9	8.63335
T-2: 2.0 hr	784	10.0	10.54412
T-3: 3.0 hr	984	10.1	18.94644
T-4: 4.0 hr	1492	14.6	17.45182
T-5: 5.0 hr	1419	17.6	21.28502
T-6: 6.0 hr	1354	23.0	19.38462
T-7: 7.0 hr	1442	22.7	20.94071

RESULTADOS:

Modelar Matrices: T-10 A b

TEMPERATURA EN NUDOS EN TIEMPO

	T-1 1.0 hr	T-2 2.0 hr	T-3 3.0 hr	T-4 4.0 hr
N-1	9.73685446	16.38180436	28.72021264	29.38337168
N-2	9.73685446	16.38180436	28.72021264	29.38337168
N-3	9.73685446	16.38180436	28.72021264	29.38337168
N-4	9.73685446	16.38180436	28.72021264	29.38337168
N-5	9.73685446	16.38180436	28.72021264	29.38337168
N-6	9.73685446	16.38180436	28.72021264	29.38337168
N-7	9.73685446	16.38180436	28.72021264	29.38337168
N-8	9.73685446	16.38180436	28.72021264	29.38337168
N-9	9.73685446	16.38180436	28.72021264	29.38337168
N-10	9.73685446	16.38180436	28.72021264	29.38337168
N-11	9.73685446	16.38180436	28.72021264	29.38337168

Temp. en Pavimento
T máx: 49.4413313
T-8: 8.0 hr
T mín: 5.1
T-0: 0.0 hr

GRÁFICA T° vs Profundidad
Disc. graf 0.02 m

GRÁFICA Periodo vs T°

Gráfico 31: Interfaz de ingreso y salida de datos del modelo “EGRA” para la estimación de temperatura máxima de pavimento, estación invierno.

Tabla 81: Temperatura estimado por modelo “EGRA” para estación invierno

HORA	Temperaturas estimados según modelo EGRA para mezclas asfálticas a diferentes profundidades y de fecha 22/07/2020							
	0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14
7.00	9.7	8.5	7.6	7.0	6.6	6.4	5.1	5.1
8.00	16.4	13.9	12.1	10.8	10.0	9.6	6.9	6.9
9.00	28.7	23.7	20.2	17.8	16.2	15.2	10.0	10.0
10.00	29.4	24.3	20.6	18.1	16.5	15.5	10.1	10.1
11.00	44.7	36.7	31.0	27.1	24.5	23.0	14.7	14.6
12.00	43.9	36.9	31.9	28.5	26.3	24.9	17.6	17.6
13.00	49.0	42.1	37.2	33.8	31.6	30.3	23.0	23.0
14.00	49.4	42.3	37.3	33.8	31.5	30.2	22.7	22.7
15.00	43.5	37.9	33.9	31.2	29.4	28.3	22.4	22.4
16.00	37.1	32.2	28.7	26.3	24.7	23.8	18.6	18.6
17.00	20.5	18.9	17.8	17.1	16.6	16.3	14.7	14.7

Fuente: Elaboración propia

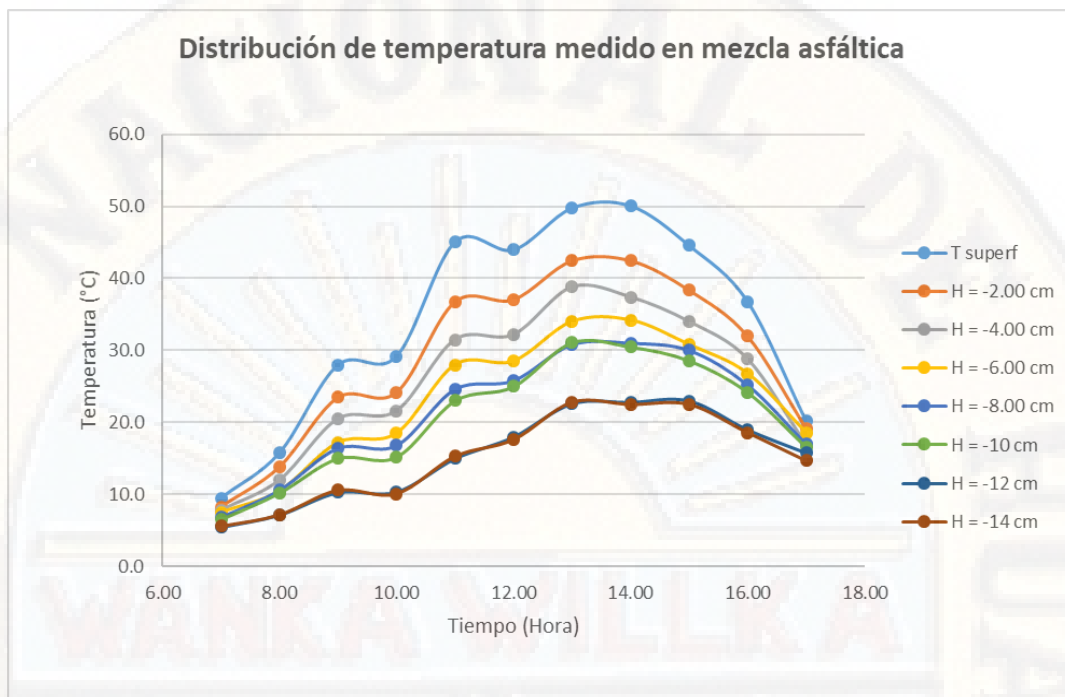


Gráfico 32: Distribución de temperatura medida en probeta mezcla asfáltica, estación invierno

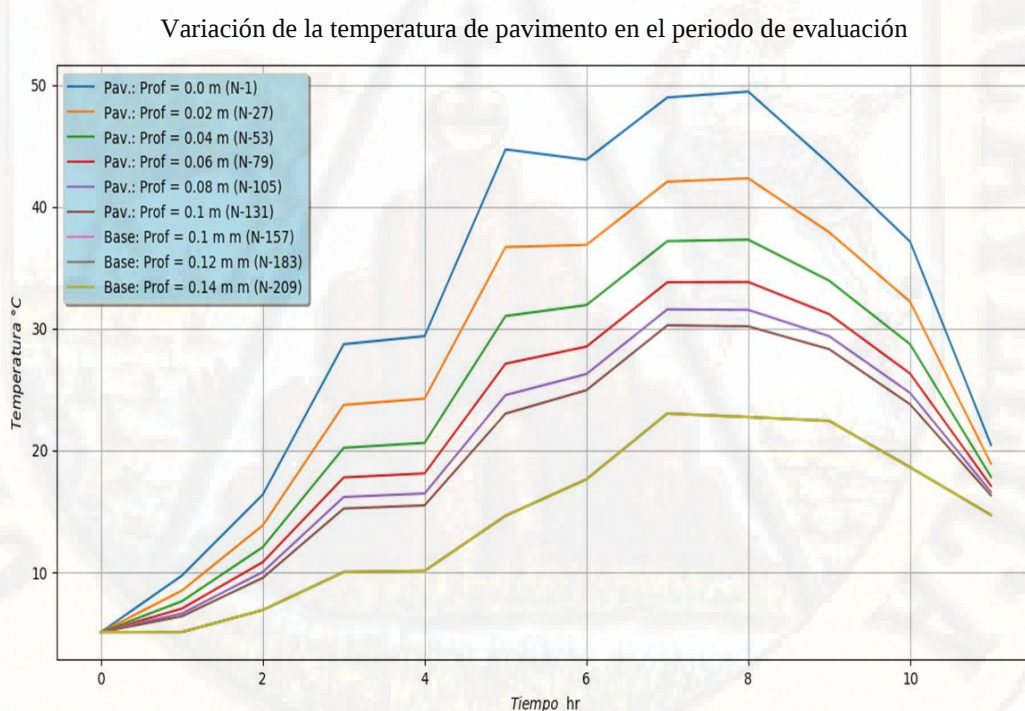


Gráfico 33: Distribución de temperatura estimada por modelo "EGRA" estación invierno

Variación de la temperatura de pavimento respecto a su profundidad

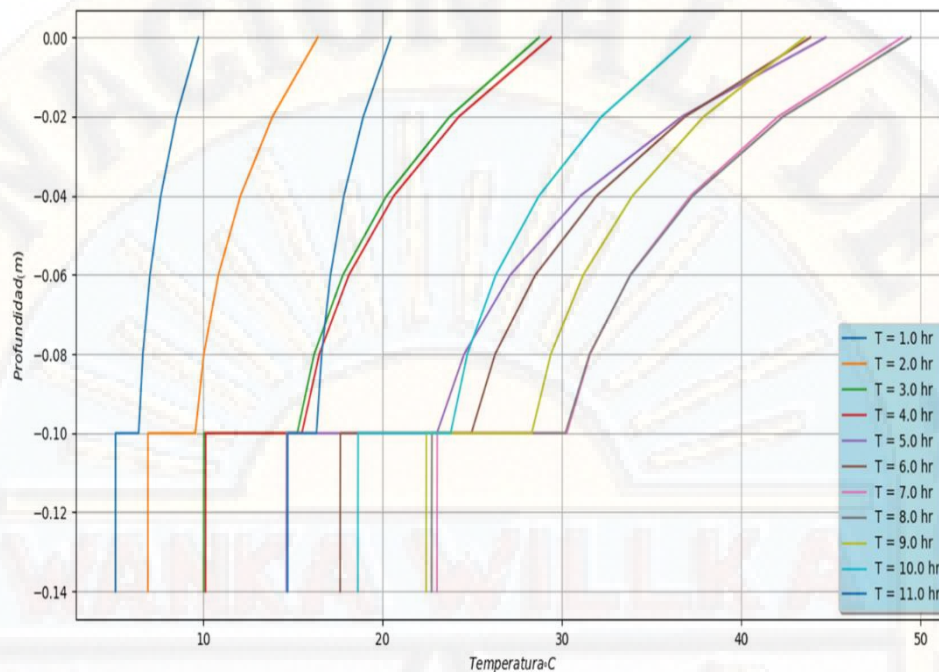


Gráfico 34: Variación de temperatura respecto a su profundidad estimada por modelo “EGRA” estación invierno

Tabla 82: Error de estimación del modelo “EGRA” estación invierno

HORA	Error de estimación del modelo para mezclas asfálticas de fecha 22/07/2020							
	0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14
7.00	2.5%	2.4%	-2.2%	-6.3%	-2.5%	-1.6%	-7.1%	-8.8%
8.00	3.7%	0.0%	0.6%	3.3%	-5.4%	-6.3%	-3.9%	-4.0%
9.00	2.6%	1.0%	-1.4%	3.4%	-1.3%	1.6%	-2.6%	-5.5%
10.00	0.6%	0.2%	-4.5%	-2.0%	-2.0%	2.0%	-2.6%	0.0%
11.00	-0.9%	-0.3%	-1.5%	-3.1%	-0.2%	0.0%	-2.3%	-4.3%
12.00	-0.3%	-0.6%	-0.8%	0.0%	1.8%	-0.2%	-2.0%	0.0%
13.00	-1.7%	-1.1%	-4.2%	-0.6%	2.5%	-2.7%	2.0%	1.0%
14.00	-1.3%	-0.4%	-0.3%	-1.1%	1.7%	-1.0%	-0.2%	1.0%
15.00	-2.4%	-1.3%	-0.2%	1.3%	-2.1%	-1.0%	-2.4%	-0.3%
16.00	0.9%	0.6%	-0.3%	-1.8%	-1.9%	-1.7%	-1.9%	0.1%
17.00	1.2%	-1.5%	5.6%	-8.1%	-2.4%	-1.7%	-6.9%	0.0%
Datos estadísticos								
Media	-1.1%							
Máx.	5.6%							
Mín	-8.8%							

Fuente: Elaborado por tesistas

- De los resultados estadísticos mostrados en la tabla 82 se puede apreciar que los datos estimados con el modelo “EGRA” presenta una variación de la media de -1.1 % respecto a los datos medidos en campo, así mismo existen algunos datos puntuales donde la temperatura estimada supera en un 5.6 % sobre la temperatura medida y un valor estimado por debajo de 8.8 % respecto a lo medido en campo, en general el modelo “EGRA” es representativo con un error promedio por debajo del 5 % para el periodo que relaciona la estación de invierno.
 - La temperatura máxima estimada de la mezcla asfáltica se encuentra en la superficie de la probeta y tiene un valor de 49.4 °C a las 2:00 p.m. aprox.
- d) **Calibración del modelo “EGRA” para la estación de primavera** (23 de setiembre al 21 de diciembre)

Tabla 83: Temperatura medido en probetas de mezcla asfáltica a diferentes profundidades, estación primavera.

FECHA	Medición horaria	Temperaturas medidos en probetas de mezcla asfáltica convencional (° C) a diferentes profundidades							
		0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14
23/10/2020	6.00	3.5	3.0	2.8	2.6	2.5	2.5	2.4	2.2
23/10/2020	7.00	6.8	5.8	4.8	3.8	3.0	2.8	1.5	1.5
23/10/2020	8.00	4.3	4.0	3.5	2.5	2.6	2.2	1.6	1.8
23/10/2020	9.00	25.8	21.5	19.2	16.5	15.0	13.6	8.4	8.0
23/10/2020	10.00	32.1	26.1	23.0	21.3	20.4	18.0	15.0	15.8
23/10/2020	11.00	37.4	32.0	29.5	26.0	23.8	22.0	15.8	16.0
23/10/2020	12.00	41.6	34.8	30.8	27.2	26.2	23.8	17.6	16.4
23/10/2020	13.00	29.0	24.7	24.5	22.5	22.0	20.8	17.8	17.4
23/10/2020	14.00	38.8	32.2	30.0	25.0	24.6	24.6	18.6	17.4
23/10/2020	15.00	34.0	30.0	27.3	23.4	24.2	23.0	16.9	17.6
23/10/2020	16.00	25.2	23.2	21.8	20.6	20.6	20.4	17.2	17.2
23/10/2020	17.00	13.4	13.2	13.2	14.3	13.5	13.2	13.6	13.5
23/10/2020	18.00	10.1	10.2	10.0	10.0	10.4	9.8	9.6	8.6

Fuente: Elaborado por tesistas

PROYECTO: Calibración de Modelo de Variación de Temperatura en Pavimentos Asfálticos
RESPONSABLE: Max R. DURAN EGOAVIL y Juan C. CUSI RAMOS
FECHA: 23/10/2020

DATOS:

Pavimento

ρ 2181 kg/m³
 C_p 659 J/kg.K
 K 1.5 W/mK
 ϵ 0.7
 α .9
 σ 5.670E-8 W/m²K⁴
 α' 1.04E-06 m²/s
 $Fo1$ 9.39274838
 $Ts0$ 5.1 °C
 Ka 1

Discretización

L .5 m
 Δd 0.02 m
 H_p 0.1 m
 H_b .04 m

Interface pav. y b. gran.

NTc1 1.2
NTc2 0.01

Calibración coeficientes:

Khc 0.95
Khr 1

Periodo de evaluación

Δt 3600 seg
nt 13

☐ Periodo de evaluación
○ 46800.0 seg
○ 780.0 min
○ 13.0 horas

Base granular

ρ 1751 kg/m³
 C_p 560 J/kg.K
 K .46 W/mK
 α' 4.7E-07 m²/s
 $Fo2$ 4.22207718

Medio Ambiente

ρ 1.127 kg/m³
 C_p 1007 J/kg.K
 K 0.0263 W/mK
 Y 1.589E-5 W/mK
 Lc 0.125 m
 α' 2.346E-5 m²/s

DATOS VARIABLES EN EL TIEMPO

	q''	T_a	h_c
T-0: 0.0 hr	37.0	2.0	8.86601E-01
T-1: 1.0 hr	229.0	1.2	7.67069E-01
T-2: 2.0 hr	132.0	1.3	10.4053E-01
T-3: 3.0 hr	613.0	7.6	0.0
T-4: 4.0 hr	765.0	14.4	16.8652E-01
T-5: 5.0 hr	1083.0	16.2	17.0419E-01
T-6: 6.0 hr	1329.0	17.3	19.5316E-01
T-7: 7.0 hr	585.0	17.4	20.8458E-01

RESULTADOS:

Modelar Matrices: T-12 A b

TEMPERATURA EN NUDOS EN TIEMPO

	T-8 8.0 hr	T-9 9.0 hr	T-10 10.0 hr	T-11 11.0 hr
N-204	17.41434653	18.02765453	18.02081523	17.50944841
N-205	17.41434653	18.02765453	18.02081523	17.50944841
N-206	17.41434653	18.02765453	18.02081523	17.50944841
N-207	17.41434653	18.02765453	18.02081523	17.50944841
N-208	17.41434653	18.02765453	18.02081523	17.50944841
N-209	17.41282744	18.02472632	18.01861119	17.50844796
N-210	17.41282744	18.02472632	18.01861119	17.50844796
N-211	17.41282744	18.02472632	18.01861119	17.50844796
N-212	17.41282744	18.02472632	18.01861119	17.50844796
N-213	17.41282744	18.02472632	18.01861119	17.50844796
N-214	17.41282744	18.02472632	18.01861119	17.50844796

Temp. en Pavimento

T máx: 42.83991128
T-7: 7.0 hr
T mín: 2.93189262
T-1: 1.0 hr

GRÁFICA T° vs Profundidad

Disc. graf 0.02 m

Visualizar

Gráfico 35: Interfaz de ingreso y salida de datos del modelo “EGRA” para la estimación de temperatura máxima de pavimento, estación primavera

Tabla 84: Temperatura estimado por modelo “EGRA” para estación primavera

HORA	Temperaturas estimados según modelo EGRA para mezclas asfálticas a diferentes profundidades y de fecha 23/10/2020							
	0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14
6.00	3.2	2.9	2.7	2.5	2.4	2.3	2.0	2.0
7.00	7.1	5.5	4.4	3.7	3.2	2.9	1.2	1.2
8.00	4.5	3.6	3.0	2.6	2.4	2.2	1.3	1.3
9.00	27.7	22.4	18.6	16.0	14.3	13.2	7.6	7.6
10.00	30.0	25.9	22.9	20.9	19.6	18.8	14.4	14.4
11.00	38.2	32.4	28.2	25.4	23.5	22.4	16.2	16.2
12.00	42.8	36.0	31.2	27.9	25.7	24.4	17.3	17.3
13.00	28.3	25.4	23.4	21.9	21.0	20.5	17.4	17.4
14.00	39.1	33.5	29.5	26.8	25.0	23.9	18.0	18.0
15.00	33.9	29.6	26.7	24.6	23.2	22.4	18.0	18.0
16.00	24.7	22.8	21.4	20.5	19.9	19.5	17.5	17.5
17.00	12.8	12.8	12.8	12.8	12.7	12.7	12.7	12.7
18.00	9.9	9.9	9.8	9.7	9.7	9.7	9.6	9.6

Fuente: Elaborado por tesisistas

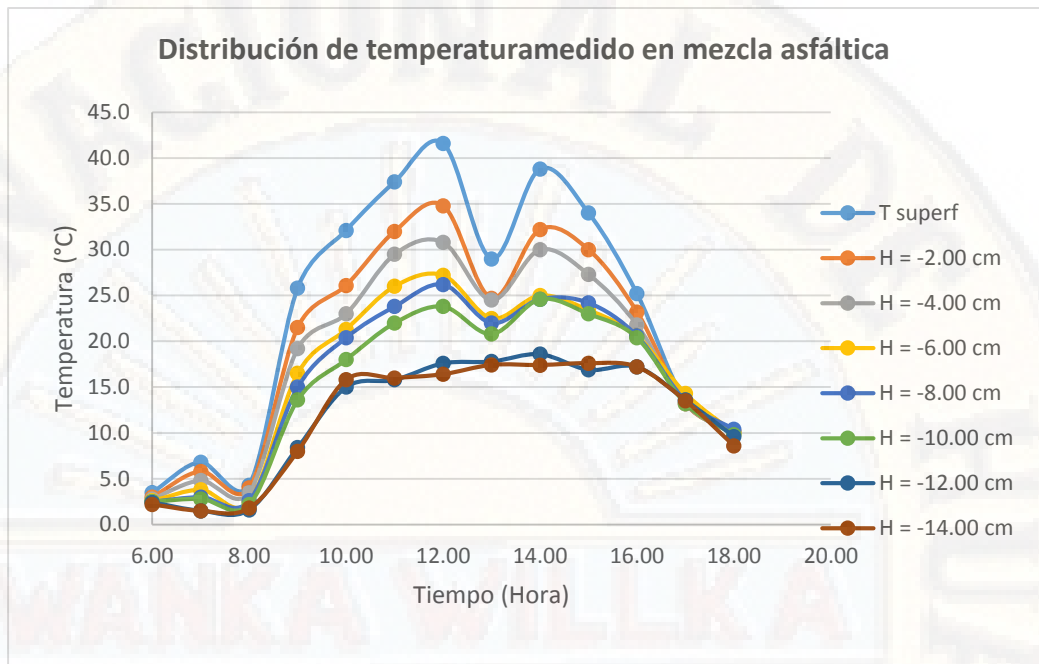


Gráfico 36: Distribución de temperatura medida en probeta mezcla asfáltica, estación primavera.

Variación de la temperatura de pavimento en el periodo de evaluación

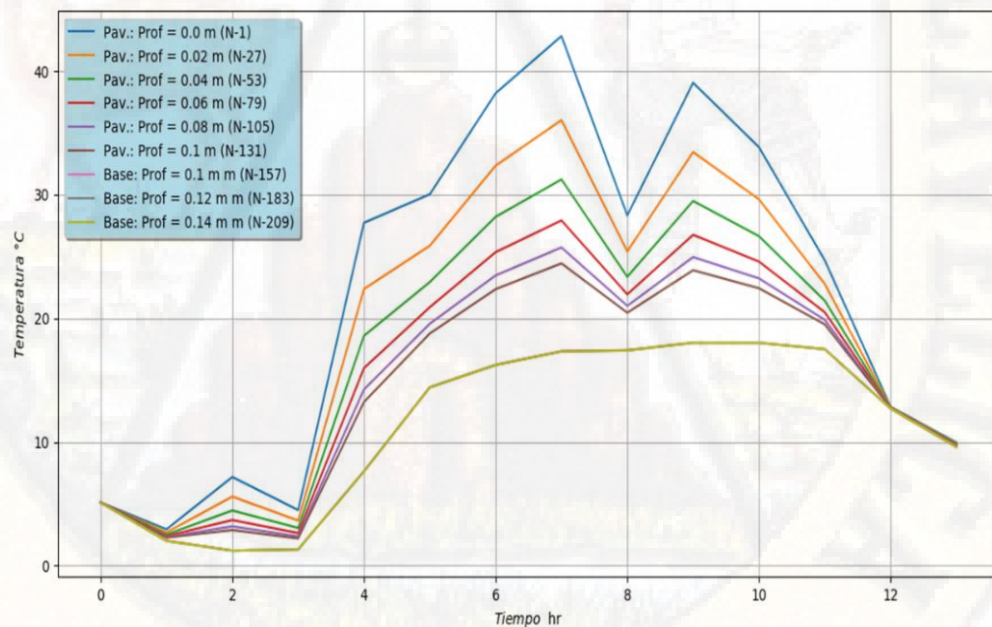


Gráfico 37: Distribución de temperatura estimada por modelo "EGRA" estación invierno

Variación de la temperatura de pavimento respecto a su profundidad

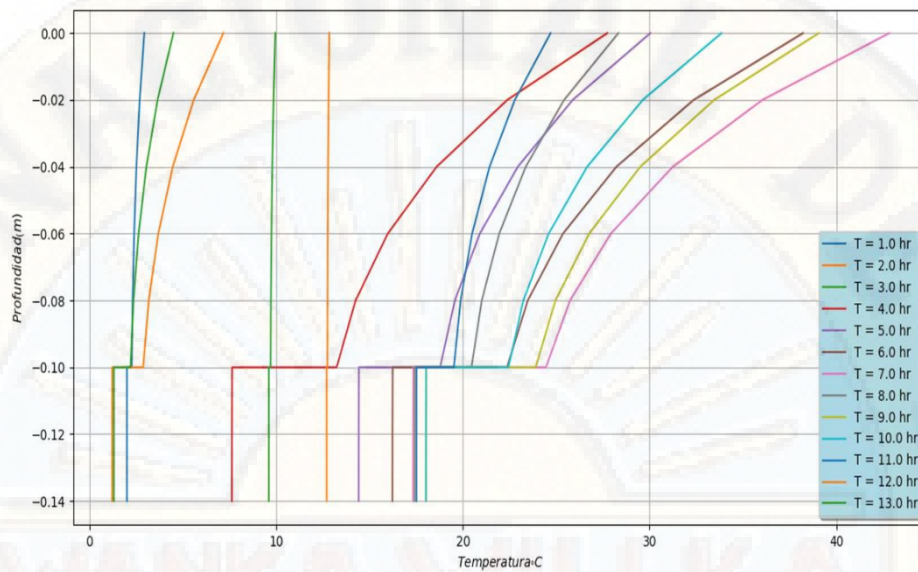


Gráfico 38: Variación de temperatura respecto a su profundidad estimada por modelo “EGRA” estación primavera

Tabla 85: Error de estimación del modelo “EGRA” estación invierno

HORA	Error de estimación del modelo para mezclas asfálticas de fecha 23/10/2020							
	0	-2	-4	-6	-8	-10	-12	-14
7.00	-7.9%	-3.4%	-4.8%	-3.5%	-3.9%	-6.3%	-16.6%	-9.0%
8.00	4.6%	-4.5%	-7.7%	-3.7%	5.1%	2.0%	-19.3%	-19.5%
9.00	4.5%	-8.9%	-13.0%	5.1%	-9.4%	0.0%	-18.4%	-27.5%
10.00	7.5%	4.1%	-3.2%	-3.2%	-5.0%	-2.7%	-9.1%	-4.7%
11.00	-6.4%	-0.8%	-0.3%	-1.8%	-4.1%	4.3%	-3.8%	-8.7%
12.00	2.2%	1.1%	-4.3%	-2.5%	-1.4%	1.7%	2.8%	1.4%
13.00	3.0%	3.6%	1.4%	2.7%	-1.8%	2.7%	-1.4%	5.7%
14.00	-2.3%	2.9%	-4.6%	-2.5%	-4.5%	-1.6%	-2.1%	0.0%
15.00	0.7%	3.9%	-1.7%	7.0%	1.5%	-2.9%	-3.0%	3.6%
16.00	-0.4%	-1.2%	-2.4%	5.1%	-4.0%	-2.4%	6.7%	2.4%
17.00	-2.0%	-1.8%	-1.7%	-0.5%	-3.5%	-4.3%	1.8%	1.8%

Datos estadísticos	
Media	-2.3%
Máy	7.5%
Mín	-27.5%

Fuente: Elaborado por los testistas

- De los resultados estadísticos mostrados en la tabla 85 se puede apreciar que los datos estimados con el modelo “EGRA” presenta una variación de la media de -2.3 % respecto a los datos medidos en campo, así mismo existen algunos datos puntuales donde la temperatura estimada supera en un 7.5 % sobre la temperatura medida y un valor estimado por debajo de

27.5 % respecto a lo medido en campo, en general el modelo “EGRA” es representativo con un error promedio por debajo del 5 % para el periodo que relaciona la estación de primavera.

- La temperatura máxima estimada de la mezcla asfáltica se encuentra en la superficie de la probeta y tiene un valor de 42.8 °C a las 12:00 pm aprox.

4.1.2.5. Determinación de temperatura máxima por el modelo “EGRA”

Una vez calibrado el modelo matemático que permite estimar las temperaturas máximas de pavimento y su respectiva distribución de temperaturas de las mezclas asfálticas convencionales a diferentes profundidades y a distintos tiempos, estamos en la posibilidad de aplicar y extender el modelo a condiciones similares con el propósito de estimar en forma aproximada las temperaturas máximas de pavimento.

Con el propósito de realizar comparaciones entre la temperatura máxima de la mezcla asfáltica estimada a partir del modelo “EGRA” y la temperatura de diseño SUPERPAVE (temperatura máxima de pavimento a 20 mm por debajo de la superficie) es necesario tener en consideración la definición de la temperatura máxima ambiente SUPERPAVE, que define como la temperatura máxima o más caliente promedio de 07 días consecutivos durante un año.

Desde esa perspectiva y teniendo en consideración la disponibilidad de datos de temperatura máxima horaria de los años 2016, 2017 y 2018 de la Estación de Huancavelica que es administrada por la Universidad Nacional de Huancavelica, y que se han identificado los 07 días consecutivos más calientes y a partir de ello se han estimado con el modelo la temperatura máxima ambiental para cada uno de los 07 días consecutivos, para posteriormente calcular la temperatura promedio máxima anual de la mezcla asfáltica a una confianza estadística del 98 %, el inconveniente de este método es que se requiere contar con datos de temperaturas máximas absolutas horarias durante el año; a continuación se muestran los resultados para el año 2016.

Tabla 86: Estimación de la temperatura máxima de pavimento por el modelo “EGRA” de 07 días consecutivos más calientes, año 2016.

FECHA	HORA	Temp.	Irradiancia	Tmax
24/04/2016	7	6.8	144	42.11
24/04/2016	8	11.2	417	
24/04/2016	9	12.6	580	
24/04/2016	10	14.9	819	
24/04/2016	11	15.8	925	
24/04/2016	12	17.6	963	
24/04/2016	13	18.8	933	
24/04/2016	14	19.6	856	
24/04/2016	15	20.9	733	
24/04/2016	16	22.3	526	41.91
24/04/2016	17	20.7	207	
25/04/2016	7	6.7	142	
25/04/2016	8	10.3	413	
25/04/2016	9	12.8	420	
25/04/2016	10	15.2	823	
25/04/2016	11	17.3	933	
25/04/2016	12	18.2	967	
25/04/2016	13	19.6	925	
25/04/2016	14	19.8	828	41.72
25/04/2016	15	20.6	657	
25/04/2016	16	22.1	394	
25/04/2016	17	21.3	141	
26/04/2016	7	4.1	144	
26/04/2016	8	6.6	413	
26/04/2016	9	12.3	46	
26/04/2016	10	15.2	817	
26/04/2016	11	17.4	926	
26/04/2016	12	18.3	963	41.13
26/04/2016	13	19.3	925	
26/04/2016	14	20.9	823	
26/04/2016	15	21.4	654	
26/04/2016	16	21.6	383	
26/04/2016	17	20.5	132	
27/04/2016	7	6.8	137	
27/04/2016	8	10	394	41.61
27/04/2016	9	13.1	35	
27/04/2016	10	15.3	796	
27/04/2016	11	16.7	911	
27/04/2016	12	18.4	951	
27/04/2016	13	19	907	
27/04/2016	14	20.3	946	
27/04/2016	15	20.2	200	
27/04/2016	16	18.1	83	41.2
27/04/2016	17	18.2	44	
28/04/2016	7	6.9	142	
28/04/2016	8	10.8	411	
28/04/2016	9	13.2	42	
28/04/2016	10	15.5	805	
28/04/2016	11	17.2	919	
28/04/2016	12	18.9	949	
28/04/2016	13	19.9	912	40.05
28/04/2016	14	20.9	803	
28/04/2016	15	21.5	636	
28/04/2016	16	21.9	376	
28/04/2016	17	21.6	128	
29/04/2016	7	6.6	127	
29/04/2016	8	10.4	366	41.39
29/04/2016	9	13.3	42	
29/04/2016	10	15.3	763	
29/04/2016	11	17.3	879	
29/04/2016	12	18.8	875	
29/04/2016	13	19.6	905	
29/04/2016	14	20.9	810	
29/04/2016	15	21.1	638	0.69
29/04/2016	16	21.2	371	
29/04/2016	17	21.8	125	
30/04/2016	7	6.1	135	
30/04/2016	8	10.8	394	
30/04/2016	9	13.2	33	
30/04/2016	10	15.7	786	
30/04/2016	11	18	893	42.80
30/04/2016	12	18.4	942	
30/04/2016	13	19.3	958	
30/04/2016	14	20.4	838	
30/04/2016	15	19.3	803	
30/04/2016	16	19.9	381	
30/04/2016	17	20.2	121	
PROMEDIO				41.39
DESV				0.69
T98%				42.80

Fuente: Elaborado por los tesistas.

Tabla 87: Estimación de la temperatura máxima de pavimento por el modelo “EGRA” de 07 días consecutivos más calientes, año 2017

FECHA	HORA	Temp.	Irradiancia	Tmax
29/09/2017	6	3.7	12	42.16
29/09/2017	7	7.3	144	
29/09/2017	8	9	417	
29/09/2017	9	10.2	58	
29/09/2017	10	14.9	819	
29/09/2017	11	16.1	1014	
29/09/2017	12	17.2	1046	
29/09/2017	13	18.4	1011	
29/09/2017	14	19.5	923	
29/09/2017	15	20.1	749	
29/09/2017	16	20.3	522	41.052
29/09/2017	17	18.2	25	
29/09/2017	18	17	5	
30/09/2017	6	5.6	11	
30/09/2017	7	8.7	251	
30/09/2017	8	11.3	46	
30/09/2017	9	14.5	749	
30/09/2017	10	15.8	980	
30/09/2017	11	16.7	1150	
30/09/2017	12	17.8	1201	
30/09/2017	13	18.5	1148	42.51
30/09/2017	14	19.8	1011	
30/09/2017	15	20.5	844	
30/09/2017	16	20.7	610	
30/09/2017	17	18.3	25	
30/09/2017	18	16.9	5	
01/10/2017	6	5.4	9	
01/10/2017	7	7.6	278	
01/10/2017	8	12.6	335	
01/10/2017	9	14.2	786	
01/10/2017	10	18.9	945	
01/10/2017	11	19.7	1039	
01/10/2017	12	21.3	1076	
01/10/2017	13	22	1046	40.01
01/10/2017	14	22.2	939	
01/10/2017	15	22.1	772	
01/10/2017	16	21	527	
01/10/2017	17	18.7	16	
01/10/2017	18	17.2	5	
02/10/2017	6	2.2	7	
02/10/2017	7	4.7	294	
02/10/2017	8	9.8	28	
02/10/2017	9	12.5	764	
02/10/2017	10	15.4	864	
02/10/2017	11	16.8	1046	
02/10/2017	12	17.8	1069	
02/10/2017	13	19.5	1041	39.67
02/10/2017	14	20.3	939	
02/10/2017	15	21	768	
02/10/2017	16	21.1	540	
02/10/2017	17	18.4	18	
02/10/2017	18	16.8	7	
03/10/2017	6	3.7	11	
03/10/2017	7	5.3	272	
03/10/2017	8	9.8	39	
03/10/2017	9	12.6	688	
03/10/2017	10	15.4	954	
03/10/2017	11	17.3	1023	
03/10/2017	12	18.2	1044	
03/10/2017	13	19.6	1018	41.7
03/10/2017	14	21.2	914	
03/10/2017	15	21.4	738	
03/10/2017	16	21.3	512	
03/10/2017	17	19.3	30	
03/10/2017	18	17.2	12	
04/10/2017	6	5.4	11	
04/10/2017	7	6.6	234	
04/10/2017	8	9.3	104	
04/10/2017	9	12.6	648	
04/10/2017	10	16.5	850	
04/10/2017	11	17.3	1167	
04/10/2017	12	18.4	1194	
04/10/2017	13	19.1	1172	41.56
04/10/2017	14	20.1	940	
04/10/2017	15	20.7	751	
04/10/2017	16	19.8	380	
04/10/2017	17	18.7	56	
04/10/2017	18	16.5	7	
05/10/2017	6	6	14	
05/10/2017	7	8.4	260	
05/10/2017	8	10.6	534	
05/10/2017	9	14.5	984	
05/10/2017	10	16.8	1002	
05/10/2017	11	17.7	1021	
05/10/2017	12	19.3	1086	
05/10/2017	13	20	1107	41.24
05/10/2017	14	20.9	1021	
05/10/2017	15	21.6	786	
05/10/2017	16	22	543	
05/10/2017	17	19.5	28	
05/10/2017	18	17.5	7	
PROMEDIO				41.24
DESV				0.99
T98%				43.26

Fuente: Elaborado por los tesisistas.

Tabla 88: Estimación de la temperatura máxima de pavimento por el modelo “EGRA” de 07 días consecutivos más calientes, año 2018

FECHA	HORA	Temp.	Irradiancia	Tmax
26/03/2018	7	3.9	62	38.86
26/03/2018	8	6.9	258	
26/03/2018	9	9.3	436	
26/03/2018	10	10.9	914	
26/03/2018	11	13	1042	
26/03/2018	12	14.3	782	
26/03/2018	13	16	1107	
26/03/2018	14	18.1	1004	
26/03/2018	15	18.6	798	
26/03/2018	16	18.6	330	
26/03/2018	17	11.6	30	
26/03/2018	18	9.3	5	
27/03/2018	7	7.8	60	41.41
27/03/2018	8	8.3	174	
27/03/2018	9	9.7	269	
27/03/2018	10	12.4	900	
27/03/2018	11	14.8	1197	
27/03/2018	12	16.4	1250	
27/03/2018	13	17.2	1252	
27/03/2018	14	18.9	1167	
27/03/2018	15	19.2	886	
27/03/2018	16	20.1	775	
27/03/2018	17	16.6	84	
27/03/2018	18	15.4	7	
28/03/2018	6	5.1	39	39
28/03/2018	7	5.5	18	
28/03/2018	8	6.6	91	
28/03/2018	9	9.1	455	
28/03/2018	10	12.8	912	
28/03/2018	11	15.3	1072	
28/03/2018	12	15.9	1132	
28/03/2018	13	17.5	1100	
28/03/2018	14	19.1	988	
28/03/2018	15	18.8	911	
28/03/2018	16	16.6	63	
28/03/2018	17	11.5	35	
28/03/2018	18	10	12	
29/03/2018	7	7.5	67	40.38
29/03/2018	8	8.6	244	
29/03/2018	9	11.8	768	
29/03/2018	10	14.3	898	
29/03/2018	11	15.6	1028	
29/03/2018	12	16.9	1137	
29/03/2018	13	17.8	1164	
29/03/2018	14	18.2	1063	
29/03/2018	15	18.6	849	
29/03/2018	16	19.6	735	
29/03/2018	17	13.7	128	
29/03/2018	18	11.7	42	
30/03/2018	7	6.6	171	43.1
30/03/2018	8	9.8	343	
30/03/2018	9	13.5	738	
30/03/2018	10	15	960	
30/03/2018	11	16.8	1139	
30/03/2018	12	18	1273	
30/03/2018	13	19.1	1255	
30/03/2018	14	19.4	1218	
30/03/2018	15	18.7	831	
30/03/2018	16	18.2	162	
30/03/2018	17	13.9	174	
30/03/2018	18	14.1	74	
31/03/2018	7	5.5	97	38.9
31/03/2018	8	8.3	290	
31/03/2018	9	11.4	680	
31/03/2018	10	14.2	865	
31/03/2018	11	15.9	995	
31/03/2018	12	16.9	1060	
31/03/2018	13	18	1065	
31/03/2018	14	18.9	958	
31/03/2018	15	19.2	821	
31/03/2018	16	19.6	615	
31/03/2018	17	19.5	37	
31/03/2018	18	16.1	9	
01/04/2018	7	6.3	40	41.3
01/04/2018	8	9.7	91	
01/04/2018	9	12.6	652	
01/04/2018	10	14.6	865	
01/04/2018	11	16.1	1053	
01/04/2018	12	16.2	589	
01/04/2018	13	18.6	1046	
01/04/2018	14	19.9	1005	
01/04/2018	15	20.3	911	
01/04/2018	16	19.2	671	
01/04/2018	17	17.1	39	
01/04/2018	18	15.4	12	
PROMEDIO				40.42
DESV				1.62
T98%				43.74

Fuente: Elaborado por los testistas.

4.1.2.6. Comparación de PG Superpave y PG modelo “EGRA” para temperaturas altas

Tabla 89: Comparación de PG requerido por Superpave y modelo “EGRA” para temp. altas

NOMBRE DEL TRAMO	T _{máx pav} Superpave (Nivel de Confianza al 98 %)	T _{máx pav.} modelo (Nivel de Confianza al 98 %)	PG requerido por clima (AASHTO M320)	PG requerido por clima (AASHTO M320) - modelo
HUANCVELICA - CHUÑURANRA	46.49	43.27	PG: 52	PG: 46
CHUÑURANRA - LACHOCC	45.86	42.68	PG: 46	PG: 46
LACHOCC - CHONTA	42.50	39.55	PG: 46	PG: 46
CHONTA - SANTA INÉS	39.00	36.30	PG: 46	PG: 46

Fuente: Elaborado por tesistas

De la tabla 89 se puede concluir que la temperatura máxima de diseño estimada por el modelo Superpave alcanza mayores valores respecto a la temperatura máxima del pavimento estimada por el modelo “EGRA” para cada uno de los tramos, por lo que Superpave es más conservador y requiere asfaltos de mayor desempeño para satisfacer los requerimientos climáticos, para el tramo I (Huancavelica – Chuñuranra) Superpave requiere un PG de 52 y según modelo “EGRA” 46, para los demás tramos el requerimiento de PG es igual.

4.1.3. TERCERA FASE: Determinación del Grado de Performance (PG) de los ligantes asfálticos y prueba de hipótesis.

En este apartado de la tesis se indican los métodos y técnicas de ensayo utilizadas para la caracterización reológica de los ligantes asfálticos (CA: 85/100 y 120/150 Pen) en su estado original y envejecido. Los ensayos de las muestras de ligante asfáltico se realizarán como se detalla en el siguiente esquema. Así mismo se realizarán pruebas de hipótesis para ver si existe o no influencia de las temperaturas de ensayo y el tipo de ligantes asfálticos (CA:120/150 y CA:85/100 Pen) o interacción de ellas sobre el Grado de Desempeño (PG) de los ligantes asfálticos antes mencionados.

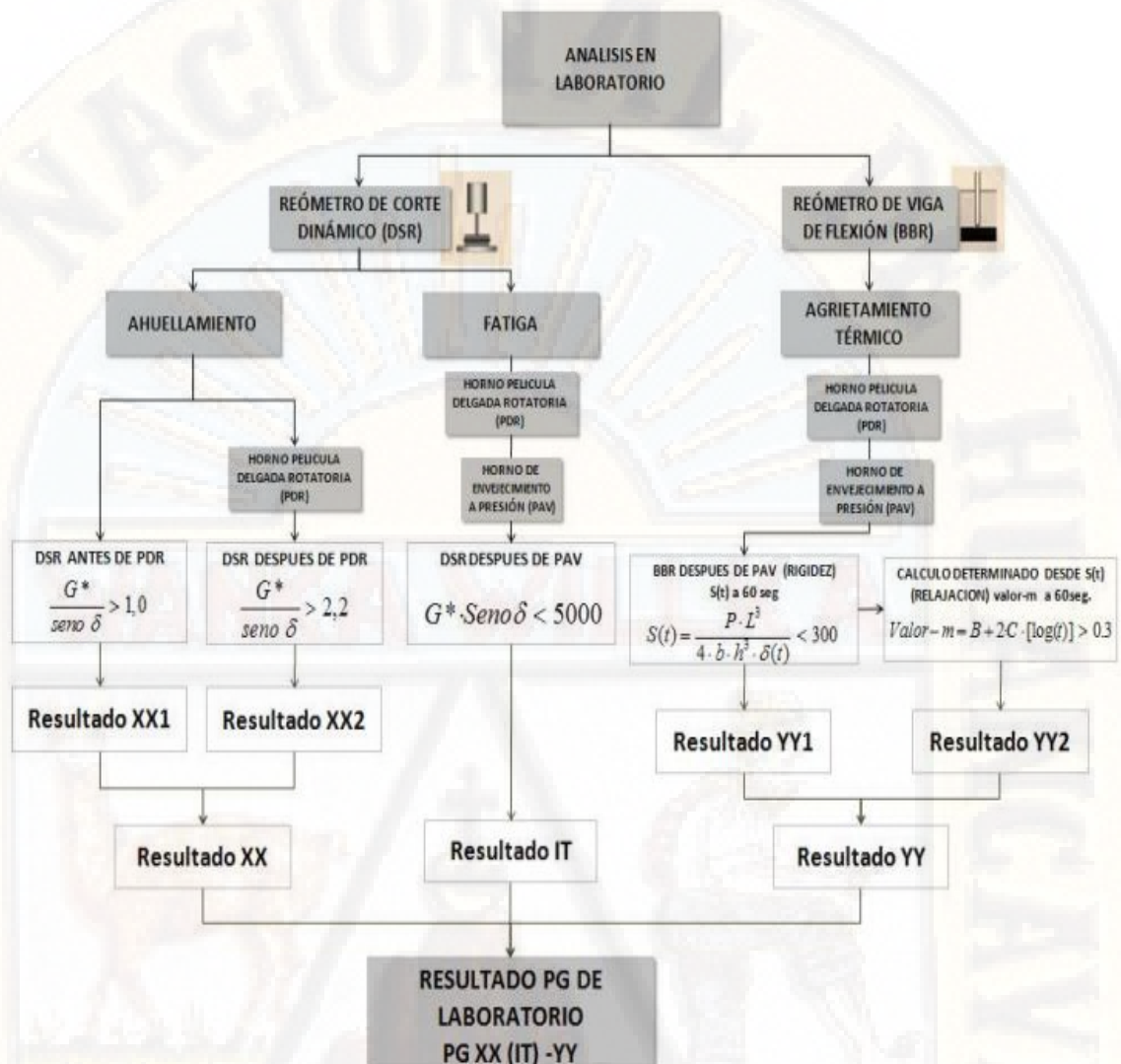


Gráfico 39: Esquema de ensayos de laboratorio de ligantes asfálticos Superpave

4.1.3.1. Medición de propiedades reológicas de los ligantes asfálticos mediante el reómetro de corte dinámico (DSR).

4.1.3.1.1. Objetivo del ensayo

Determinación del módulo de corte dinámico y el ángulo de fase de un ligante asfáltico cuando es ensayado al corte dinámico (oscilatorio), utilizando una geometría de prueba de platos paralelos. Es aplicable a ligantes asfálticos con valores de módulo de corte dinámico de 100 Pa a 10 MPa. Este rango se obtiene típicamente entre 6° y 88° C. Este método de prueba está pensado para determinar las propiedades lineales

viscoelásticas de ligantes asfálticos, para requerimiento de especificación y no como un procedimiento para comprender la caracterización completa de las propiedades viscoelásticas del ligante.

4.1.3.1.2. Equipos, instrumentos y materiales

- Reómetro de corte dinámico (DSR)
- Platos de ensayo de 8 y 25 mm de diámetro
- Cámara ambiental
- Controlador de temperatura
- Sensor de resistencia térmica (RTD)
- Dispositivo de carga
- Sistema de control y registro de datos
- Termómetro de referencia
- Termómetro portátil
- Cemento asfáltico CA: 85/100 Pen
- Cemento asfáltico CA: 120/150 Pen

4.1.3.1.3. Procedimiento

- Se debe llevar la probeta a la temperatura de ensayo $\pm 0.1^{\circ}\text{C}$
- Cuando se pruebe un ligante de acuerdo al método Superpave, se selecciona la temperatura de ensayo apropiada de acuerdo a especificación “Superpave para ligantes asfálticos”.
- Cuando se realice un barrido de temperaturas, se debe iniciar el ensayo a una correspondiente a la media del rango y se debe aumentar o disminuir la temperatura hasta cubrir el rango deseado de temperaturas de prueba.
- Se ajusta el controlador de temperatura a la temperatura deseada de prueba, incluyendo cualquier compensación requerida. Se debe permitir que la temperatura indicada en el RTD llegue a la temperatura

deseada. El ensayo se iniciará solo después que la lectura ha permanecido a la temperatura deseada $\pm 0.1^\circ \text{C}$, por al menos 10 min.

- **Modo de control de deformación** – Cuando se opere en un modo de control de deformación, se debe determinar el valor de la deformación de acuerdo a los valores del módulo complejo. Se controla la deformación dentro del 20 % del valor dado por la ecuación 4.23.

$$\gamma (\%) = \frac{12.0}{(G^*)^{0.29}} \quad (4.23)$$

Donde:

γ = Deformación de corte (%)

G^* = Módulo complejo en kPa

Cuando se prueban probetas para verificar el cumplimiento de la especificación Superpave, se debe seleccionar el valor de la deformación de acuerdo con la Tabla 90. El software disponible con el reómetro, controlará la deformación automáticamente, sin necesidad de manipulación por parte del operador.

Tabla 90: Selección del valor de deformación según especificación Superpave

Material	kPa	Deformación, %	
		Valor asignado	Rango
Ligante original	$\frac{1.0 \cdot G^*}{\text{sen} \delta}$	12	9 a 15
Residuo RTFO	$\frac{2.2 G^*}{\text{sen} \delta}$	10	8 a 12
Residuo PAV	$5000(G^* \text{sen} \delta)$	1	0.8 a 1.2

Fuente: Elaborado por tesisistas

- **Modo de Control de Esfuerzo** – Cuando opere en modo de control de esfuerzo, se determina el nivel de tensión de acuerdo al valor del módulo complejo. Se debe controlar la tensión dentro del 20% del valor calculado por la ecuación 4.24.

$$\tau = 12.0(G^*)^{0.71} \quad (4.24)$$

Donde:

τ : Esfuerzo cortante en kPa,

G^* : Módulo complejo en kPa

Cuando se prueben las probetas para verificar el cumplimiento de las especificaciones Superpave, se deben seleccionar los valores apropiados de esfuerzo de la Tabla 91. El software disponible con el reómetro controlará el nivel de tensión automáticamente, sin necesidad de manipulación por parte del operador.

Tabla 91: Selección del nivel de tensión según especificación Superpave

Material	kPa	Esfuerzo, kPa	
		Valor asignado	Rango
Ligante original	$\frac{1.0 \cdot G^*}{\sin \delta}$	0.12	0.09 a 15
Residuo RTFO	$\frac{2.2 G^*}{\sin \delta}$	0.22	0.18 a 0.26
Residuo PAV	$5000(G^* \sin \delta)$	50	10.0 a 60.0

Fuente: Elaborado por tesisistas

- Cuando la temperatura se ha equilibrado, se debe acondicionar la muestra aplicando la tensión requerida por 10 ciclos o un rango requerido de 8 a 16 ciclos, a una frecuencia de 10 rad/s. Se obtienen las mediciones de ensayo de 10 ciclos adicionales o un rango de 8 a 16 ciclos registrando datos. Se deben reducir los datos obtenidos para la segunda serie de ciclos para producir un valor del módulo complejo y ángulo de fase. Para reducir los datos se usa típicamente una transformada rápida de Fourier. Se pueden obtener múltiples mediciones para verificar que la muestra está apropiadamente preparada. La separación entre el ligante y los platos, o la fractura en la muestra, pueden provocar disminuciones en los módulos en mediciones repetidas. Algunos ligantes pueden exhibir un módulo reducido con aplicación continua de tensiones de corte (múltiples mediciones). El sistema de registro de datos automáticamente obtiene y reduce los datos cuando está apropiadamente activado. Cuando se realicen ensayos a

más de una frecuencia, se inicia el ensayo a la frecuencia más baja y se incrementa hasta la frecuencia mayor.

- Se debe iniciar la prueba inmediatamente después de preparar y conformar la probeta. El ensayo a temperaturas subsecuentes deberá ser hecho tan rápidamente como sea posible para minimizar el efecto de las asociaciones moleculares (endurecimiento estérico) que pueden causar un incremento en los módulos si la probeta permanece en el reómetro por un período prolongado. Cuando se ensaya a múltiples temperaturas todos los ensayos deben ser realizados dentro de 4 horas.

4.1.3.1.4. Cálculos y resultados

a) Resultado de Grado de Performance (PG) a altas temperaturas en ligantes asfálticos originales CA: 120/150 Pen.

Tabla 92: Resultado de Grado de Performance (PG) a altas temperaturas en ligantes asfálticos originales CA: 120/150 Pen.

Ensayo	Método de ensayo		Especificación	Resultado	Límite Superior
	AASHTO	ASTM			
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 10 rad/s 46 °C	T 315	D 7175	1.0 min	5.14	52
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$) kPa, 10 rad/s 52 °C				2.00	
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$) kPa, 10 rad/s 58 °C				0.84	
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$) kPa, 10 rad/s 64 °C				0.54	
Ángulo de Fase (δ), ° 46 °C			-	85.9	
Ángulo de Fase (δ), ° 52 °C			-	87.0	
Ángulo de Fase (δ), ° 58 °C			-	88.0	
Ángulo de Fase (δ), ° 64 °C			-	89.2	
Temperatura de falla, °C				56.8	

Fuente: Elaborado por los tesisistas

b) Resultado de Grado de Performance (PG) a altas temperaturas en ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT, CA: 120/150 Pen.

Tabla 93: Resultado de Grado de Performance (PG) a altas temperaturas en ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT, CA: 120/150 Pen.

Tabla N° 4. Determinación del límite superior del grado de desempeño (Ligante asfáltico envejecido RTFOT)

Ensayo	Método de ensayo		Especificación	Resultado	Límite Superior
	AASHTO	ASTM			
Módulo de deformabilidad (G*/senδ), kPa, 10 rad/s 46 °C	T 315	D 7175	2.2 min	12.2	52
Módulo de deformabilidad (G*/senδ) kPa, 10 rad/s 52 °C				4.66	
Módulo de deformabilidad (G*/senδ) kPa, 10 rad/s 58 °C				1.88	
Módulo de deformabilidad (G*/senδ) kPa, 10 rad/s 64 °C				0.94	
Ángulo de Fase (δ), ° 46 °C			-	82.6	
Ángulo de Fase (δ), ° 52 °C			-	84.5	
Ángulo de Fase (δ), ° 58 °C			-	86.0	
Ángulo de Fase (δ), ° 64 °C			-	88.5	
Temperatura de falla. °C				56.9	

Fuente: Elaborado por los tesisistas

De acuerdo a las tablas 92 y 93 se observa que el ligante asfáltico convencional CA: 120/150 Pen pueden desempeñarse adecuadamente hasta los 52 °C de acuerdo a las especificaciones Superpave para resistir las deformaciones permanentes y que viene condicionada por el módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$)>1 (Estado original = 2.00) y ($G^*/\text{sen}\delta$)>2.2 (Estado envejecido a RTFOT = 4.66) y que además tienen una temperatura de falla o crítica de 56.8 y 56.9 °C respectivamente.

c) Resultado de Grado de Performance (PG) a altas temperaturas en ligantes asfálticos originales, CA: 85/100 Pen.

Tabla 94: Resultado de Grado de Performance (PG) a altas temperaturas en ligantes asfálticos originales, CA: 85/100 Pen.

Ensayo	Método de ensayo		Especificación	Resultado	Límite Superior
	AASHTO	ASTM			
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 10 rad/s 46 °C	T 315	D 7175	1.0 min	8.42	58
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 10 rad/s 52 °C				2.95	
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 10 rad/s 58 °C				1.48	
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 10 rad/s 64 °C				0.72	
Ángulo de Fase (δ), ° 46 °C			-	70.6	
Ángulo de Fase (δ), ° 52 °C			-	74.8	
Ángulo de Fase (δ), ° 58 °C			-	80.1	
Ángulo de Fase (δ), ° 64 °C			-	85.7	

Temperatura de falla, °C	61.86
--------------------------	-------

Fuente: Elaborado por los tesisistas

d) Resultado de Grado de Performance (PG) a altas temperaturas en ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT, CA: 85/100 Pen.

Tabla 95: Resultado de Grado de Performance (PG) a altas temperaturas en ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT, CA: 85/100 Pen.

Ensayo	Método de ensayo		Especificación	Resultado	Límite Superior
	AASHTO	ASTM			
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 10 rad/s 46 °C	T 315	D 7175	2.2 min	15.44	58
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 10 rad/s 52 °C				5.61	
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 10 rad/s 58 °C				2.66	
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 10 rad/s 64 °C				1.35	
Ángulo de Fase (δ) 46 °C			-	62.4	
Ángulo de Fase (δ) 52 °C			-	66.5	
Ángulo de Fase (δ) 58 °C			-	72.6	
Ángulo de Fase (δ) 64 °C			-	76.0	

Temperatura de falla, °C	60.70
--------------------------	-------

Fuente: Elaborado por los tesisistas

De acuerdo a las tablas 94 y 95 se observa que el ligante asfáltico convencional CA: 85/100 Pen pueden desempeñarse adecuadamente hasta los 58 °C de acuerdo a las especificaciones Superpave para resistir las deformaciones permanentes y que viene condicionada por el módulo de deformabilidad ($G^*/\sin\delta$)>1 (Estado original = 1.48) y ($G^*/\sin\delta$)>2.2 (Estado envejecido a RTFOT = 2.66) y que además tienen una temperatura de falla o crítica de 61.86 y 60.70 °C respectivamente.

e) Resultado de Grado de Performance (PG) a temperaturas intermedias en ligantes asfálticos envejecidos a PAV, CA: 120/150 Pen.

Tabla 96: Resultado de Grado de Performance (PG) a temperaturas intermedias en ligantes asfálticos envejecidos a PAV, CA: 120/150 Pen

Ensayo	Método de ensayo		Especificación	Resultado	Temperatura intermedia
	AASHTO	ASTM			
Módulo de fatiga ($G^*\sin\delta$), kPa, 10 rad/s 16 °C	R 28	D 6521	5000 max	5230	19
Módulo de fatiga ($G^*\sin\delta$), kPa, 10 rad/s 19 °C				3210	
Módulo de fatiga ($G^*\sin\delta$), kPa, 22 °C				1910	
Módulo de fatiga ($G^*\sin\delta$), kPa, 10 rad/s 25 °C				1110	
Ángulo de Fase (δ), ° 16 °C			-	49.7	
Ángulo de Fase (δ), ° 19 °C			-	53.6	
Ángulo de Fase (δ), ° 22 °C			-	57.4	
Ángulo de Fase (δ), ° 25 °C			-	61.1	

Temperatura de falla, °C	16.4
--------------------------	------

Fuente: Elaborado por los tesisistas

f) Resultado de Grado de Performance (PG) a temperaturas intermedias en ligantes asfálticos envejecidos a PAV, CA: 85/100 Pen.

Tabla 97: Resultado de Grado de Performance (PG) a temperaturas intermedias en ligantes asfálticos envejecidos a PAV, CA: 85/100 Pen.

Ensayo	Método de ensayo		Especificación	Resultado	Temperatura intermedia
	AASHTO	ASTM			
Módulo de fatiga ($G^* \times \sin \delta$), kPa, 10 rad/s 16 °C	R 28	D 6521	5000 max	5273	19
Módulo de fatiga ($G^* \times \sin \delta$), kPa, 10 rad/s 19 °C				3765	
Módulo de fatiga ($G^* \times \sin \delta$), kPa, 10 rad/s 22 °C				2870	
Módulo de fatiga ($G^* \times \sin \delta$), kPa, 10 rad/s 25 °C				1821	
Ángulo de Fase (δ), ° 16 °C			-	47.8	
Ángulo de Fase (δ), ° 19 °C			-	50.4	
Ángulo de Fase (δ), ° 22 °C			-	53.4	
Ángulo de Fase (δ), ° 25 °C			-	57.3	

Temperatura de falla, °C	16.6
--------------------------	------

Fuente: Elaborado por los tesisistas

De acuerdo a las tablas N° 96 y N° 97 se aprecia que para ambos ligantes asfálticos corresponden la misma temperatura intermedia de 19 °C, es decir que temperaturas por debajo de ella serán susceptibles a las fallas por fatiga por cargas repetitivas, así mismo de acuerdo a la especificación Superpave ($G^* \times \sin \delta < 5000$) el ligante asfáltico correspondiente a 120/150 de penetración tiene un mejor desempeño al agrietamiento por fatiga ($G^* \times \sin \delta = 3210$) que el ligante 85/100 ($G^* \times \sin \delta = 3765$).

4.1.3.2. Medición de propiedades reológicas de los ligantes asfálticos mediante el reómetro de viga de fluencia (BBR).

4.1.3.2.1. Objetivo

Determinación de la rigidez de fluencia a la flexión o deformación del ligante asfáltico, mediante un reómetro de viga de flexión bajo carga constante. Es aplicable a materiales con valores de rigidez a la flexión entre 20 MPa y 1 GPa (valores de deformabilidad a la flexión de 50 nPa^{-1} a 1 nPa^{-1}) y puede ser usado con material original o envejecido. El

equipo de ensayo está diseñado para operar en un rango de temperatura desde -36° a 22° C.

4.1.3.2.2. Equipos, instrumentos y materiales

- Sistema de ensayo de viga de flexión (BBR)
- Marco de carga
- Sistema de carga
- Apoyos para la viga
- Vástago de carga
- Celda de carga
- Transductor diferencial variable lineal (LVDT)
- Baño líquido de temperatura controlada
- Agitador de baño
- Sistema de adquisición de datos
- Equipo de medición de temperaturas
 - Moldes para la viga de ensayo
 - Elementos de calibración y verificación
 - Medidor de espesor
 - Ligante asfáltico CA: 120/150 Pen
 - Ligante asfáltico CA: 85/100 Pen
 - Láminas plásticas
 - Grasa derivada de petróleo
 - Mezcla glicerol-talco

4.1.3.2.3. Procedimiento

- Al ensayar una probeta para verificar el grado de desempeño, se selecciona la temperatura de ensayo adecuada usando la especificación Superpave. Después de desmoldar, se coloca inmediatamente la probeta de ensayo en el baño, y se acondiciona a la temperatura de ensayo por 60 ± 5 minutos.
- Chequeo de la carga de contacto y de la carga de prueba – Se debe chequear el ajuste de la carga de contacto y de la carga de prueba con anterioridad al ensayo para cada juego de probetas. Se debe usar la viga de acero inoxidable de 6.35 mm de espesor para el chequeo de las cargas de contacto y de prueba.
- Se coloca la viga de acero sobre los apoyos. Se incrementa suavemente la fuerza en la viga a 980 ± 50 mN, usando la válvula de regulación de carga de prueba.
- Se cambia la carga de prueba a la carga de contacto y se ajusta la fuerza en la viga a 35 ± 10 mN. Se debe cambiar la carga de prueba y la de contacto cuatro veces.
- Cuando se esté cambiando entre la carga de prueba y la carga de contacto, se debe mirar el eje y la plataforma de carga para ver el movimiento vertical. El eje de carga deberá mantener el contacto con la viga de acero cuando se esté cambiando entre las carga de contacto y la carga de prueba, mientras mantiene estas cargas a 35 ± 10 mN y 980 ± 50 mN, respectivamente.
- Se activa el sistema de prueba automático, que es programado para proceder como sigue: Se aplica la carga de asentamiento o de ajuste de 980 ± 50 mN por 1.0 ± 0.1 segundo; Se reduce la carga a 35 ± 10 mN y se permite a la viga la recuperación durante 20.0 ± 0.1 segundos; Se aplica la carga de prueba, que puede

fluctuar de 980 ± 50 mN, y se mantiene constante a ± 50 mN de la carga media para los primeros 5 segundos y ± 10 mN del promedio de la carga de prueba de 0.5 segundos a 240.0 segundos para el resto del ensayo; se retira la carga de la prueba y se termina el ensayo; al final de la carga asentamiento inicial, y al final de la prueba, se debe supervisar la pantalla del computador para verificar que la carga en la viga en cada caso se devuelve a 35 ± 10 mN. Si la viga no retorna a 35 ± 10 mN, la prueba no es válida y los reómetros se deben recalibrar, se remueve la probeta de los soportes y se procede con la siguiente prueba.

4.1.3.2.4. Cálculos y resultados

a) Resultado de Grado de Performance (PG) a bajas temperaturas en ligantes asfálticos envejecidos a PAV, CA: 120/150 Pen.

Tabla 98: Resultado de Grado de Performance (PG) a bajas temperaturas en ligantes asfálticos envejecidos a PAV, CA: 120/150 Pen.

Ensayo	Método de ensayo	Especificación	Resultado	Temperatura Inferior
	ASTM			
Módulo de rigidez (s), Mpa (60 s)-22°C	D 6648	300 max	140	-28
Módulo de rigidez (s), MPa (60 s)-28°C			264	
Módulo de rigidez (s), MPa (60 s)-34°C			520	
Valor m estimado (m) -22 °C		0.3 min	0.321	
Valor m estimado (m) -28 °C			0.306	
Valor m estimado (m) -34 °C			0.280	

Fuente: Elaborado por los tesisistas

b) Resultado de Grado de Performance (PG) a bajas temperaturas en ligantes asfálticos envejecidos a PAV, CA: 85/100 Pen.

Tabla 99: Resultado de Grado de Performance (PG) a bajas temperaturas en ligantes asfálticos envejecidos a PAV, CA: 85/100 Pen.

Ensayo	Método de ensayo	Especificación	Resultado	Temperatura Inferior
Módulo de rigidez (s), MPa (60 s) -16 °C	ASTM D 6648	300 max	123	-16
Módulo de rigidez (s), MPa (60 s) -22 °C			318	
Módulo de rigidez (s), MPa (60 s) -28 °C			513	
Valor m estimado (m) -16 °C		0.3 min	0.323	
Valor m estimado (m) -22 °C			0.273	
Valor m estimado (m) -28 °C			0.234	

Fuente: Elaborado por los testistas

De acuerdo a las tablas 98 y 99 se observa que el ligante asfáltico 120/150 tiene un mejor desempeño a bajas temperaturas de acuerdo a las especificaciones Superpave puesto que es resistente al agrietamiento térmico hasta una temperatura de -28 °C, es decir presenta mejores parámetros reológicos de módulo de rigidez (S) y de relajación (m) (rapidez para disipar tensiones), que el ligante asfáltico cuya consistencia por penetración es de 85/100.

4.1.3.3. Clasificación de ligantes asfálticos CA: 120/150 Pen y CA: 85/100.

4.1.3.3.1. Objetivo

Clasificar el ligante asfáltico CA: 120/150 Pen y CA: 85/100 de acuerdo a la Especificación Superpave, norma AASHTO M320.

4.1.3.3.2. Equipos, instrumentos y materiales

Tabla 1, 2 y 3 de AASHTO M320 y Tabla 423-13, 14 y 15 de Especificaciones Técnicas Generales para construcción EG-2013 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú.

4.1.3.3. Procedimiento

- Para determinar el límite superior se selecciona la menor temperatura máxima correspondiente al cumplimiento satisfactorio del ligante asfáltico en estado original ($G^*/\sin\delta > 1$) o envejecido a RTFOT ($G^*/\sin\delta > 2.2$) cuando es ensayada en el Reómetro de corte dinámico.
- Para determinar el límite inferior se selecciona la temperatura mínima que corresponda al cumplimiento satisfactorio del ligante asfáltico en estado envejecido a PAV de parámetros reológicos de rigidez a fluencia ($S < 300$) y “ $m > 0.3$ ” rapidez de relajación.
- Para determinar el límite intermedio se estima a través de la semisuma de las temperaturas máximas y mínimas incrementada en 4, para luego ser verificada con los resultados obtenidos en el ensayo DSR y comprobando que el resultado obtenido en laboratorio debe ser menor o igual al estimado y que además debe cumplir la especificación Superpave, es decir $G^*\sin\delta < 5000$.
- En caso de existir discrepancia entre la selección del límite inferior e intermedio, se realizará el ensayo de tracción directa al ligante asfáltico para su determinación y selección adecuada.

4.1.3.3.4. Cálculos y resultados

a) PG para ligante asfáltico CA: 120/150 Pen.

- De los resultados arrojados por el DSR respecto al límite superior se tiene un valor de 52 °C tanto para el ligante original y envejecido a RTFOT, por tanto, el límite superior corresponde a 52 °C.
- De los resultados arrojados por el BBR respecto al límite inferior se tiene un valor de -28 °C para el ligante envejecido a PAV.

- La estimación del límite intermedio según especificación Superpave corresponde a: $\frac{(52-28)}{2} + 4 = 16\text{ }^{\circ}\text{C}$, este valor corresponde a un módulo de 5230 kPa, superior a lo establecido (5000 kPa), por lo que se debe seleccionar un nivel Superpave inmediatamente superior, es decir **19 °C**.
- Para el nuevo valor de 19 °C le corresponde un límite inferior de -22 °C (estimación derivada de fórmula para límite intermedio), para luego verificar el cumplimiento de los parámetros reológicos dados por el BBR para temperaturas bajas, para nuestro caso se tiene a -22 °C valores de $S = 140\text{ Mpa}$ ($S < 300\text{ Mpa}$) y $m = 0.321$ ($m > 0.3$) cumpliendo a cabalidad las especificaciones Superpave. Por tanto, el límite inferior es de **-22 °C**.

Tabla 100: Grado de performance (PG) para ligante asfáltico CA: 120/150 Pen.

Grado de desempeño	PG 52(19) – 22
Temperatura superior (°C)	52
Temperatura intermedia (°C)	19
Temperatura inferior (°C)	-28

Fuente: Elaborado por los tesisistas

b) PG para ligante asfáltico CA: 85/100 Pen.

- De los resultados arrojados por el DSR respecto al límite superior se tiene un valor de 58 °C tanto para el ligante original y envejecido a RTFOT, por tanto, el límite superior corresponde a **58 °C**.
- De los resultados arrojados por el BBR respecto al límite inferior se tiene un valor de **-16 °C** para el ligante envejecido a PAV.
- La estimación del límite intermedio según especificación Superpave corresponde a: $\frac{(58-16)}{2} + 4 = 25\text{ }^{\circ}\text{C}$, este valor corresponde a un módulo de 1821 kPa, inferior a lo establecido (5000 kPa) cumpliendo la especificación Superpave, sin embargo existen temperaturas

inferiores (22 y 19 °C) que cumplen la especificación y que son más representativas y limitantes (debe recordarse que a menores temperaturas prevalece el comportamiento elástico sobre el viscoso, por lo que son más susceptibles a fallas por fatiga) por lo que se debe seleccionar la temperatura correspondiente a **19 °C**.

- Para el nuevo valor de 19 °C le corresponde un límite inferior de -28 °C (estimación derivada de fórmula para limite intermedio), para luego verificar el cumplimiento de los parámetros reológicos dados por el BBR para temperaturas bajas, para nuestro caso se tiene a -28 °C valores de $S = 513 \text{ Mpa}$ ($S < 300 \text{ Mpa}$) y $m = 0.234$ ($m > 0.3$) no cumpliendo las especificaciones Superpave. Por tanto, corresponde realizar el ensayo de tracción directa (Ver anexo resultados de ensayo) que permite determinar la temperatura crítica de agrietamiento por bajas temperaturas, cuyo resultado corresponde a -28.8 °C del cual se puede inferir su cumplimiento, por tanto, el límite inferior corresponde a **-28 °C**

Tabla 101: Grado de performance (PG) para ligante asfáltico CA: 85/100 Pen.

Grado de desempeño	PG 58 (19) – 28
Temperatura superior (°C)	58
Temperatura intermedia (°C)	19
Temperatura inferior (°C)	-16

Fuente: Elaborado por los tesistas

4.2. Prueba de hipótesis

La prueba de hipótesis se ha realizado a través del diseño factorial que permiten estimar los efectos de 02 factores (temperatura de ensayo SUPERPAVE y tipo de ligante asfáltico CA: 120/150 Pen y CA:85/100 Pen) sobre el Grado de Desempeño o comportamiento adecuado (PG) de los ligantes asfálticos antes mencionados. La prueba estadística se ha realizado usando el software denominado “Minitab”.

Hipótesis específico 01

a) Cuando los ligantes asfálticos se encuentran en estado no envejecido (original)

Las temperaturas altas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales en estado no envejecido (PEN 120/150; 85/100) no influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de deformación permanente en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés.

Matriz de diseño factorial (arreglo factorial) de 24 tratamientos o puntos experimentales, considerando todas las combinaciones de los niveles de los factores, es decir 02 factores (temperatura, con 04 niveles y tipo de asfalto, con 2 niveles), es decir: $4 \times 2 = 8$ combinaciones y tres repeticiones: $8 \times 3 = 24$ tratamientos.

Tabla 102: Matriz de diseño factorial para ligantes asfálticos no envejecidos a temperaturas altas

TIPO DE ASFALTO	TEMPERATURA			
	46°C	52°C	58°C	64°C
CA:120/150	5.24	2.02	0.83	0.54
	5.20	2.05	0.87	0.55
	4.98	1.95	0.82	0.53
CA:85/100	8.45	2.93	1.47	0.73
	8.42	2.95	1.48	0.72
	8.40	2.97	1.48	0.72

Fuente: Elaborado por tesistas

Modelo estadístico: El modelo estadístico de efecto para el diseño factorial está dado por:

$$Y_{ijk} = \mu + \alpha_i + \beta_j + (\alpha\beta)_{ij} + \epsilon_{ijk};$$

Donde:

μ : media general

α_i : efecto debido al i-ésimo nivel del factor A

β_j : efecto debido al j-ésimo nivel del factor B

$(\alpha\beta)_{ij}$: efecto de interacción en la combinación ij

ϵ_{ijk} : error aleatorio que supone una distribución normal con media cero y varianza constante σ^2 .

Formulación matemática de la hipótesis

Ho: Efecto de temperatura alta de ensayo (A)=0

$$H_0: \alpha_1 = \alpha_2 = \dots = \alpha_a = 0$$

HA: Efecto de temperatura alta de ensayo (A)≠0

$$H_A: \alpha_i \neq 0 \text{ para algún } i$$

Ho: Efecto de tipo de asfalto (B)=0

$$H_0: \beta_1 = \beta_2 = \dots = \beta_b = 0$$

HA: Efecto de tipo de asfalto (B)≠0

$$H_A: \beta_j \neq 0 \text{ para algún } j$$

Ho: Temperatura alta de ensayo x tipo de asfalto (AB)=0

$$H_0: \alpha\beta_{ij} = 0 \text{ para todo } ij$$

HA: Temperatura alta de ensayo x tipo de asfalto (AB)≠0

$$H_A: \alpha\beta_{ij} \neq 0 \text{ para algún } ij$$

Tabla 103: Análisis de varianza (ANOVA) – Diseño factorial para temperaturas elevadas de ensayo en asfaltos no envejecidos.

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Modelo	7	158.253	22.6076	7494.23	0.000
Lineal	4	149.640	37.4101	12401.13	0.000
TEMPERATURA	3	140.090	46.6965	15479.50	0.000
TIPO DE ASFALTO	1	9.551	9.5508	3166.02	0.000
Interacciones de 2 términos	3	8.613	2.8710	951.70	0.000
TEMPERATURA*TIPO DE ASFALTO	3	8.613	2.8710	951.70	0.000
Error	16	0.048	0.0030		
Total	23	158.301			

Fuente: Elaborado por tesistas

El valor-p para los factores de temperatura alta de ensayo, tipo de asfalto e interacción temperatura – tipo de asfalto es menor al nivel de significancia 0.05, por lo que se **rechaza la hipótesis nula** para todos los casos y se concluye que los factores influyen en el Grado de performance expresado con su correspondiente módulo de deformabilidad ($\frac{G^*}{\text{sen}\delta}$).

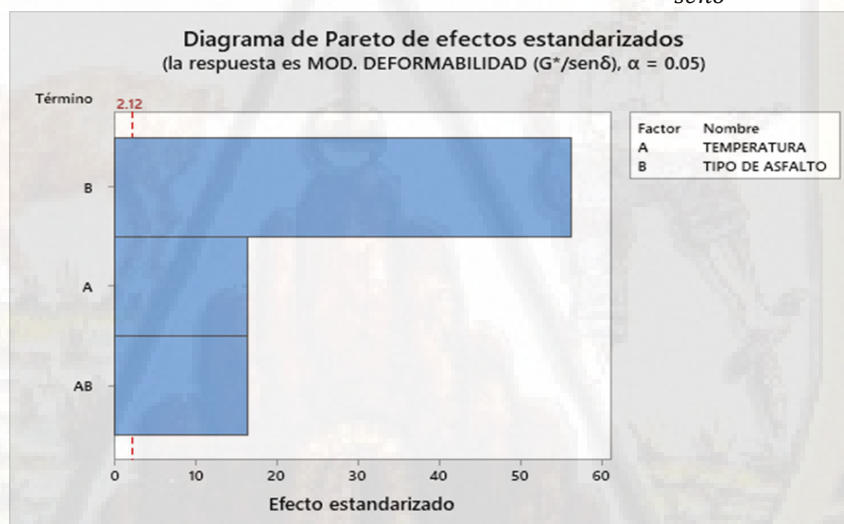


Gráfico 40: Diagrama de Pareto – Influencia de factores a temperaturas altas en ligantes asfálticos no envejecidos.

De acuerdo al diagrama de Pareto, el factor que mayor influencia tiene sobre el grado de performance de los ligantes asfálticos en estado no envejecido es el tipo de asfalto, seguidamente por la temperatura de ensayo, y finalmente por la interacción temperatura de ensayo x tipo de asfalto.

Sin embargo, para el diseño factorial es necesario tener presente que cuando se concluye que **una interacción doble (de dos factores) tiene un efecto estadísticamente importante sobre la respuesta, su interpretación tiene prioridad sobre los correspondientes efectos principales, aunque éstos también sean significativos.** Esto se debe a que la interacción termina dominando en el proceso.

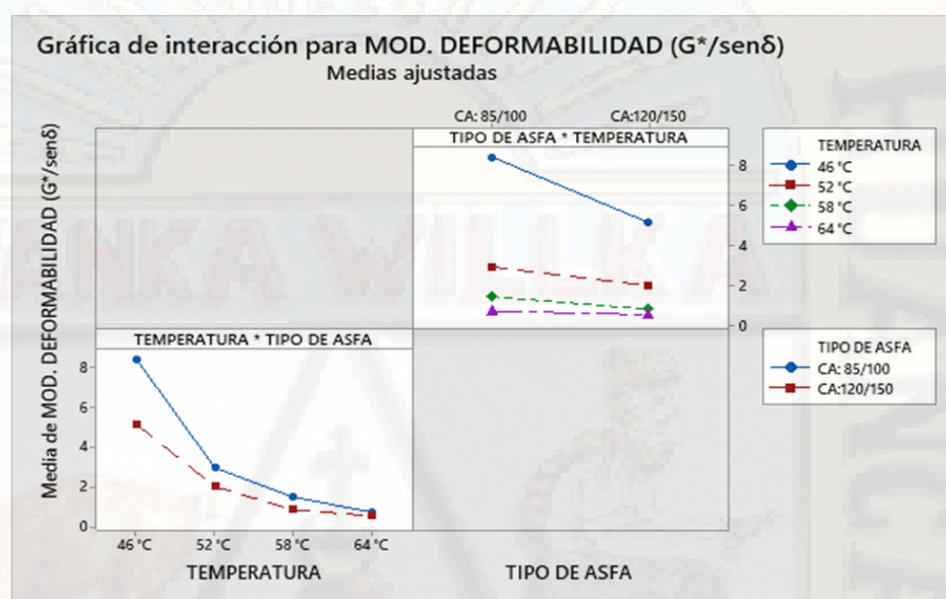


Gráfico 41: Interacción de factores para ligantes asfálticos no envejecidos a temperaturas altas de ensayo.

De acuerdo a la gráfica 41 se observa para ambos asfaltos que a medida que la temperatura de ensayo disminuye tienen mejores comportamientos a las deformaciones permanentes por poseer mayores módulos de deformabilidad, así mismo el cemento asfáltico CA: 85/100 tiene mejor desenvolvimiento o resistencia a las deformaciones conforme disminuye la temperatura al cual es ensayada.

Además, se aprecia que, cuando la temperatura es más elevada la diferencia de valores del módulo de deformabilidad se reduce, de tal forma que por encima de 64 °C el desempeño de ambos asfaltos a la resistencia de las deformaciones permanentes es similar, es decir se hace independiente del tipo de asfalto en estado no envejecido.

b) Cuando los ligantes asfálticos se encuentran en estado envejecido a temperaturas altas

Hipótesis:

Las temperaturas altas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales en estado envejecido a RTFOT (PEN 120/150; 85/100) no influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de deformación permanente en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés.

Matriz de diseño factorial (arreglo factorial) de 24 tratamientos o puntos experimentales, considerando todas las combinaciones de los niveles de los factores, es decir 02 factores (temperatura, con 04 niveles y tipo de asfalto, con 2 niveles), es decir: $4 \times 2 = 8$ combinaciones y tres repeticiones: $8 \times 3 = 24$ tratamientos.

Tabla 104: Matriz de diseño factorial para ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT a temperaturas altas

TIPO DE ASFALTO	TEMPERATURA			
	46°C	52°C	58°C	64°C
CA:120/150	12.3	4.57	1.85	0.96
	12.5	4.70	1.90	0.93
	11.80	4.70	1.90	0.94
CA:85/100	15.48	5.60	2.64	1.33
	15.42	5.60	2.64	1.33
	15.42	5.62	2.69	1.38

Fuente: Elaborado por tesisistas

Tabla 105: Análisis de varianza (ANOVA) – Diseño factorial para temperaturas elevadas de ensayo en asfaltos envejecidos a RTFOT.

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Modelo	7	610.582	87.226	4995.04	0.000
Lineal	4	603.141	150.785	8634.80	0.000
TEMPERATURA	3	592.340	197.447	11306.90	0.000
TIPO DE ASFALTO	1	10.800	10.800	618.49	0.000
Interacciones de 2 términos	3	7.441	2.480	142.03	0.000
TEMPERATURA*TIPO DE ASFALTO	3	7.441	2.480	142.03	0.000
Error	16	0.279	0.017		
Total	23	610.861			

Fuente: Elaborado por tesisistas

El valor-p para los factores de temperatura alta de ensayo, tipo de asfalto e interacción temperatura – tipo de asfalto es menor al nivel de significancia 0.05, por lo que se **rechaza la hipótesis nula** para todos los casos y se concluye que los factores influyen en el Grado de performance expresado con su correspondiente módulo de deformabilidad ($\frac{G^*}{\sin\delta}$).

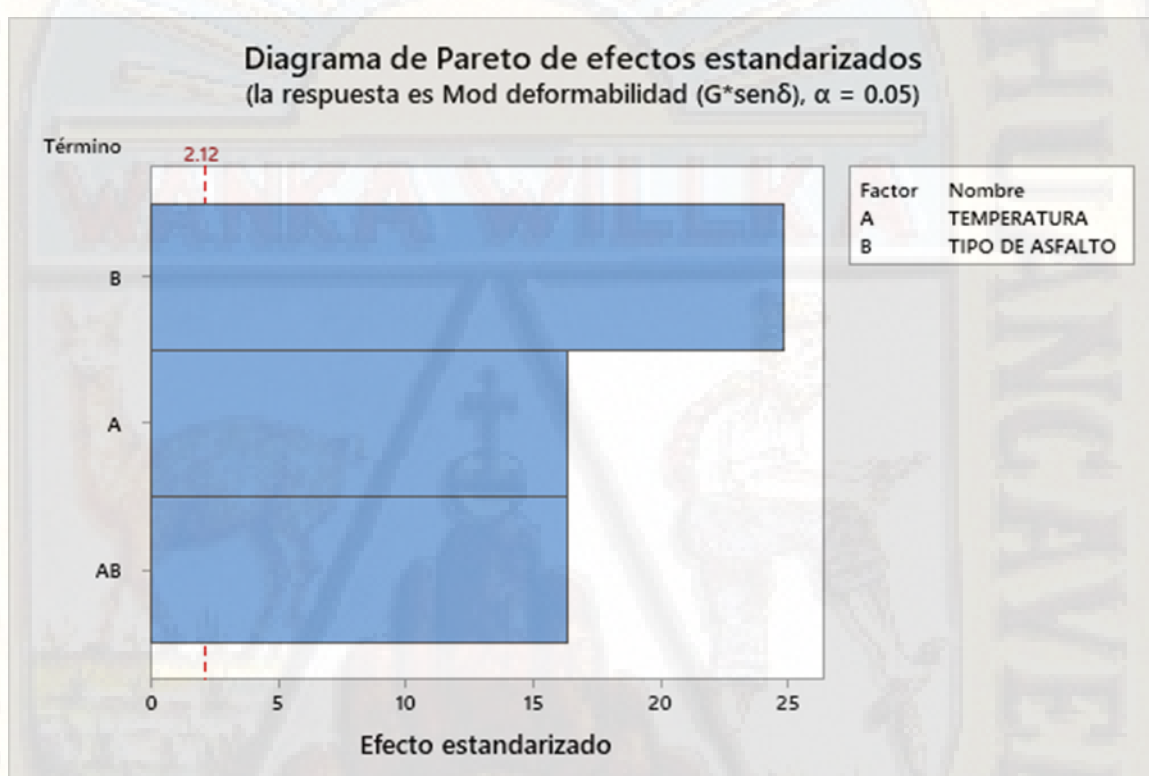


Gráfico 42: Diagrama de Pareto – Influencia de factores a temperaturas altas en ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT.

De acuerdo al diagrama de Pareto, el factor que mayor influencia tiene sobre el grado de performance de los ligantes asfálticos en estado envejecido a RTFOT es el tipo de asfalto, seguidamente por la temperatura de ensayo, y con efecto similar por la interacción Temperatura de ensayo x tipo de asfalto, siendo todos los factores estadísticamente significativos.

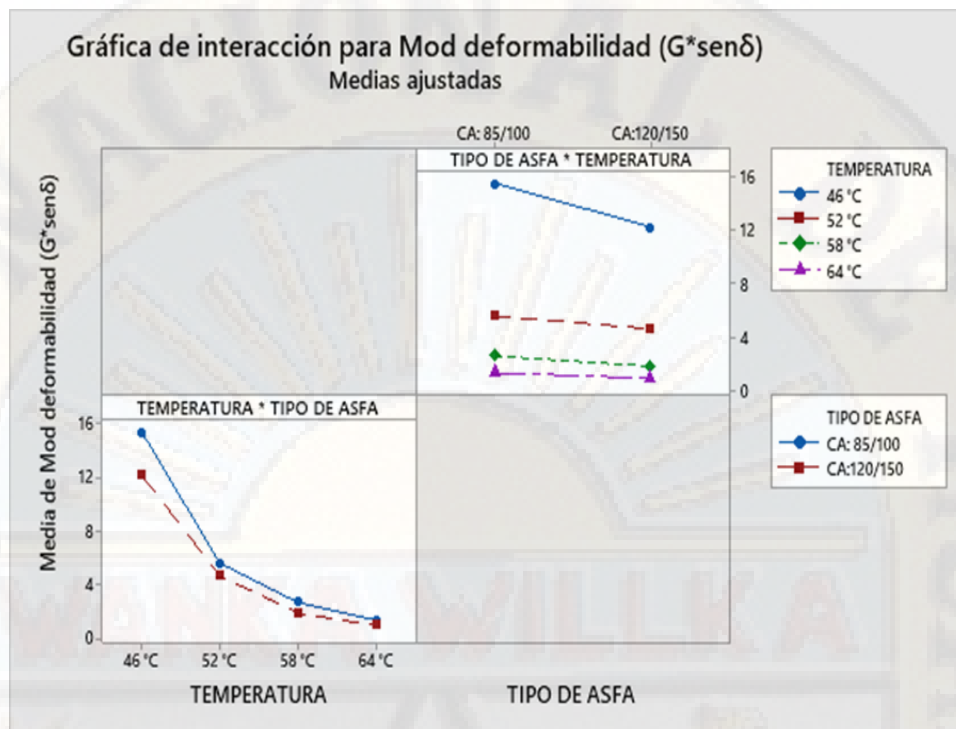


Gráfico 43: Interacción de factores para ligantes asfálticos envejecidos a RTFOT a temperaturas altas de ensayo.

De acuerdo a la gráfica 43 se observa para ambos asfaltos que a medida que la temperatura de ensayo disminuye tienen mejores comportamientos a las deformaciones permanentes por poseer mayores módulos de deformabilidad, así mismo el cemento asfáltico CA: 85/100 tiene mejor desenvolvimiento o resistencia a las deformaciones conforme disminuye la temperatura al cual es ensayada.

Además, se aprecia que, cuando la temperatura es más elevada la diferencia de valores del módulo de deformabilidad se reduce, de tal forma que por encima de 52 °C el desempeño de ambos asfaltos a la resistencia de las deformaciones permanentes es casi similar, es decir se hace independiente del tipo de asfalto en estado envejecido.

- c) Comparación del desempeño de ligantes asfálticos en estado envejecido a RTFOT y no envejecido.

Del gráfico 44 se puede observar que el desempeño de los ligantes asfálticos en estado envejecido a RTFOT y no envejecido, sigue el mismo comportamiento pero desfasado, es decir el ligante asfáltico CA: 85/100 Pen tiene mejor performance en ambos estados con una mejora sustancial cuando se encuentra envejecido, así mismo en estado envejecido a RTFOT el desempeño a la resistencia a la deformación permanente de ambos asfaltos es siempre superior con respecto al desempeño de los ligantes asfálticos en estado original.

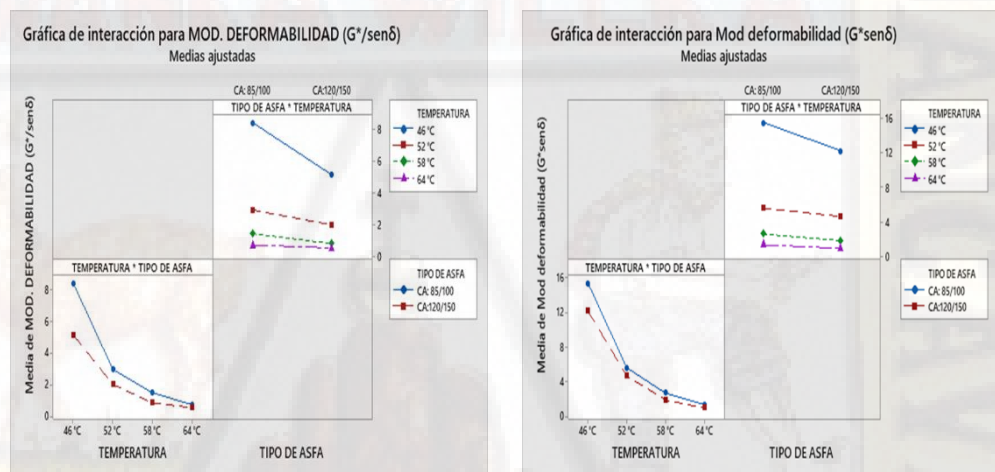


Gráfico 44: Comparación del desempeño de ligantes asfálticos en estado envejecido a RTFOT y no envejecido

Hipótesis específico 02

1. Las temperaturas intermedias de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) no influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de agrietamiento por fatiga en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés.

Matriz de diseño factorial (arreglo factorial) de 24 tratamientos o puntos experimentales, considerando todas las combinaciones de los niveles de los

factores, es decir 02 factores (temperatura, con 04 niveles y tipo de asfalto, con 2 niveles), es decir: $4 \times 2 = 8$ combinaciones y tres repeticiones: $8 \times 3 = 24$ tratamientos.

Tabla 106: Matriz de diseño factorial para ligantes asfálticos a temperaturas intermedias

TIPO DE ASFALTO	TEMPERATURA			
	16°C	19°C	22°C	25°C
CA:120/150	5225	3214	1912	1110
	5230	3214	1910	1115
	5234	3203	1908	1106
CA:85/100	5280	3770	2783	1834
	5260	3770	2780	1815
	5279	3755	2778	1815

Fuente: Elaborado por testistas

La prueba de hipótesis es similar al anterior tanto en su modelo estadístico y su formulación matemática de hipótesis.

Tabla 107: Análisis de varianza (ANOVA) – Diseño factorial para temperaturas intermedias de ensayo

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Modelo	7	50437819	7205403	139347.03	0.000
Lineal	4	49860078	12465019	241064.03	0.000
TEMPERATURA	3	48079018	16026339	309937.26	0.000
TIPO DE ASFALTO	1	1781060	1781060	34444.35	0.000
Interacciones de 2 términos	3	577741	192580	3724.36	0.000
TEMPERATURA*TIPO DE ASFALTO	3	577741	192580	3724.36	0.000
Error	16	827	52		
Total	23	50438646			

Fuente: Elaborado por testistas

El valor-p para los factores de temperatura intermedia de ensayo, tipo de asfalto e interacción temperatura – tipo de asfalto es menor al nivel de significancia 0.05, por lo que se **rechaza la hipótesis nula** para todos los casos y se concluye que los factores influyen en el Grado de performance expresado por el módulo de fatiga ($G^* \sin \delta$).

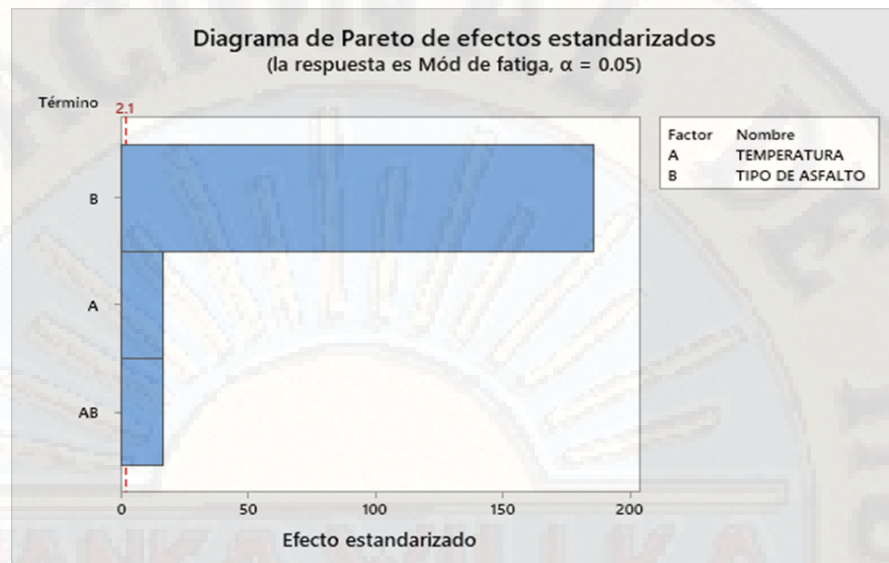


Gráfico 45: Diagrama de Pareto – Influencia de factores a temperaturas intermedias

De acuerdo al diagrama de Pareto, el factor que mayor preponderancia tiene sobre el grado de performance de los ligantes asfálticos es el tipo de asfalto, y que la influencia de la temperatura y la interacción se ven reducidas a valores menores. Sin embargo, todos son estadísticamente significativos, por lo que para el análisis y su interpretación es necesario tener en cuenta la interacción de ambos factores.

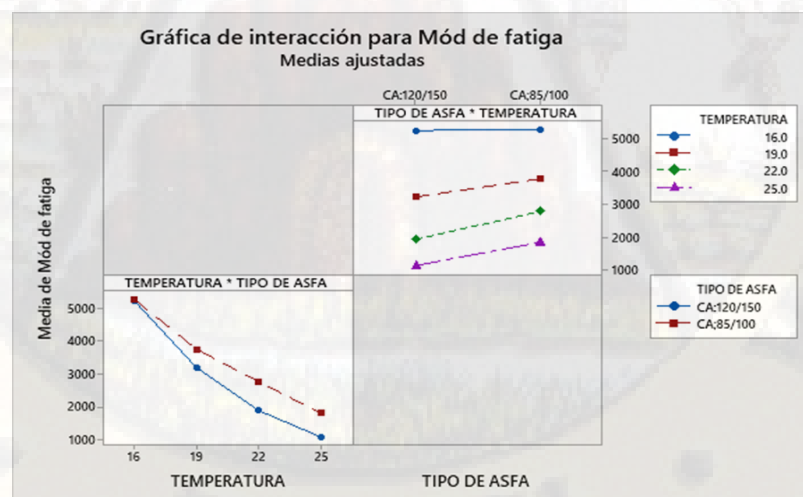


Gráfico 46: Interacción de factores para ligantes a temperaturas intermedias de ensayo

De acuerdo al gráfico 46 se observa para ambos asfaltos que a medida que la temperatura de ensayo se incrementa tienen mejores comportamientos a la

resistencia por fisuramiento propio de fallas por fatiga y por poseer menores módulos de fatiga, así mismo el cemento asfáltico CA: 120/150 posee mejores prestaciones a la resistencia a la falla por fatiga conforme aumenta la temperatura al cual es ensayada.

A temperaturas por debajo de 16 °C los desempeños a fatiga se igualan para ambos asfaltos y no cumplen los requerimientos de desempeño establecidas por las especificaciones Superpave.

Hipótesis específico 03

Las temperaturas bajas de ensayo SUPERPAVE y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) no influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de agrietamiento térmico en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés.

Debido a que la caracterización de los ligantes asfálticos a bajas temperaturas se realiza teniendo en cuenta dos parámetros reológicos, la rigidez a la fluencia (S) y el parámetro “m” de relajación de tensiones, el presente trabajo de investigación ha visto por conveniente realizar la prueba de hipótesis por separado.

Variable de respuesta: Rigidez a fluencia $S(t) = 60 \text{ seg}$

Matriz de diseño factorial (arreglo factorial) de 12 tratamientos o puntos experimentales, considerando todas las combinaciones de los niveles de los factores, es decir 02 factores (temperatura, con 02 niveles y tipo de asfalto, con 2 niveles), es decir: $2 \times 2 = 4$ combinaciones y tres repeticiones: $4 \times 3 = 12$ tratamientos.

Tabla 108: Matriz de diseño factorial para ligantes asfálticos a temperaturas bajas (Módulo de Rigidez S)

TIPO DE ASFALTO	TEMPERATURA	
	-22 °C	-28 °C
CA:120/150	143	260
	140	263
	138	268
CA:85/100	317	509
	318	513
	319	516

Fuente: Elaborado por tesistas

Tabla 109: Análisis de varianza (ANOVA) – Diseño factorial para temperaturas bajas de ensayo (Módulo de rigidez)

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Modelo	3	216193	72064	8007.14	0.000
Lineal	2	212376	106188	11798.69	0.000
TEMPERATURA	1	75843	75843	8427.00	0.000
TIPO DE ASFALTO	1	136533	136533	15170.37	0.000
Interacciones de 2 términos	1	3816	3816	424.04	0.000
TEMPERATURA*TIPO DE ASFALTO	1	3816	3816	424.04	0.000
Error	8	72	9		
Total	11	216265			

Fuente: Elaborado por tesistas

El valor-p para los factores de temperatura baja de ensayo, tipo de asfalto e interacción temperatura – tipo de asfalto es menor al nivel de significancia 0.05, por lo que se **rechaza la hipótesis nula** para todos los casos y se concluye que los factores influyen en el Grado de performance expresado por la rigidez a fluencia $S(t) = 60$ seg.

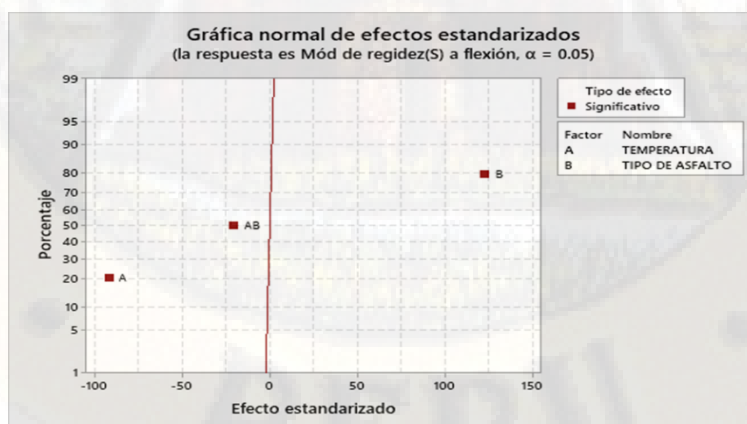


Gráfico 47: Diagrama normal – Influencia de factores a bajas temperaturas (Módulo de rigidez S)

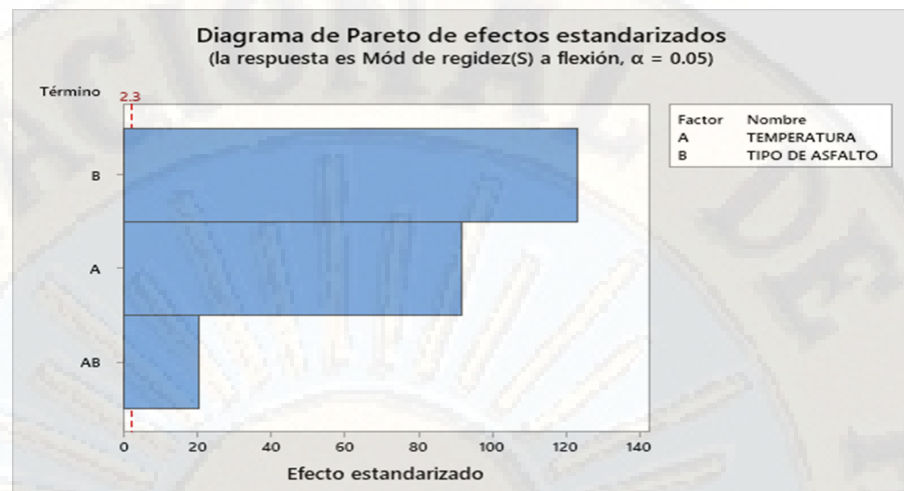


Gráfico 48: Diagrama de Pareto – Influencia de factores a bajas temperaturas (Módulo de rigidez S)

De acuerdo al diagrama normal de efectos estandarizados y diagrama de Pareto, el factor que mayor preponderancia tiene sobre el grado de performance de los ligantes asfálticos es el tipo de asfalto, seguidamente de la temperatura baja de ensayo y de menor influencia la interacción de ambos factores. Sin embargo, todos son estadísticamente significativos, por lo que para el análisis y su interpretación es necesario tener en cuenta la interacción de ambos factores.

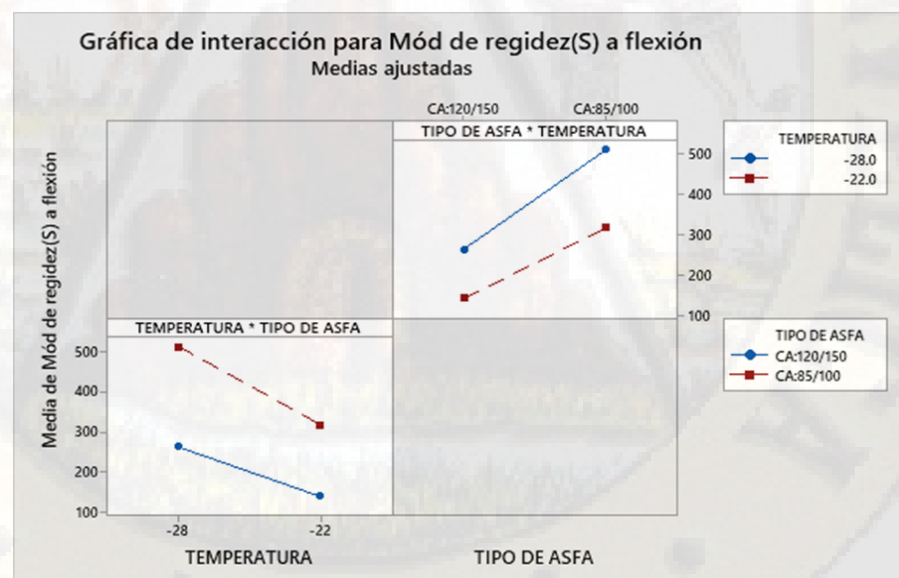


Gráfico 49: Interacción de factores para ligantes a bajas temperaturas de ensayo

Del gráfico 49 se observa que conforme la temperatura disminuye se incrementan la rigidez de flexión casi en la misma proporción para ambos

asfaltos, así mismo el cemento asfáltico CA: 120/150 es la que ostenta mejor prestación a la resistencia de agrietamientos por bajas temperaturas.

Variable dependiente: Parámetro de relajación “m” = 60 seg

Matriz de diseño factorial (arreglo factorial) de 12 tratamientos o puntos experimentales, considerando todas las combinaciones de los niveles de los factores, es decir 02 factores (temperatura, con 02 niveles y tipo de asfalto, con 2 niveles), es decir: $2 \times 2 = 4$ combinaciones y tres repeticiones: $4 \times 3 = 12$ tratamientos.

Tabla 110: Matriz de diseño factorial para ligantes asfálticos a temperaturas bajas (Módulo de relajación “m”)

TIPO DE ASFALTO	TEMPERATURA	
	-22 °C	-28 °C
CA:120/150	0.315	0.306
	0.319	0.305
	0.329	0.307
CA:85/100	0.273	0.236
	0.273	0.236
	0.274	0.230

Fuente: Elaborado por tesistas

Tabla 111: Análisis de varianza (ANOVA) – Diseño factorial para temperaturas bajas de ensayo (Módulo de relajación “m”)

Fuente	GL	SC Ajust.	MC Ajust.	Valor F	Valor p
Modelo	3	0.013398	0.004466	273.43	0.000
Lineal	2	0.012954	0.006477	396.56	0.000
TEMPERATURA	1	0.002214	0.002214	135.56	0.000
TIPO DE ASFALTO	1	0.010740	0.010740	657.56	0.000
Interacciones de 2 términos	1	0.000444	0.000444	27.19	0.001
TEMPERATURA*TIPO DE ASFALTO	1	0.000444	0.000444	27.19	0.001
Error	8	0.000131	0.000016		
Total	11	0.013529			

Fuente: Elaborado por tesistas

El valor-p para los factores de temperatura baja de ensayo, tipo de asfalto e interacción temperatura – tipo de asfalto es menor al nivel de significancia 0.05, por lo que se **rechaza la hipótesis nula** para todos los casos y se concluye que los factores influyen en el grado de performance expresado por el parámetro reológico “m”.

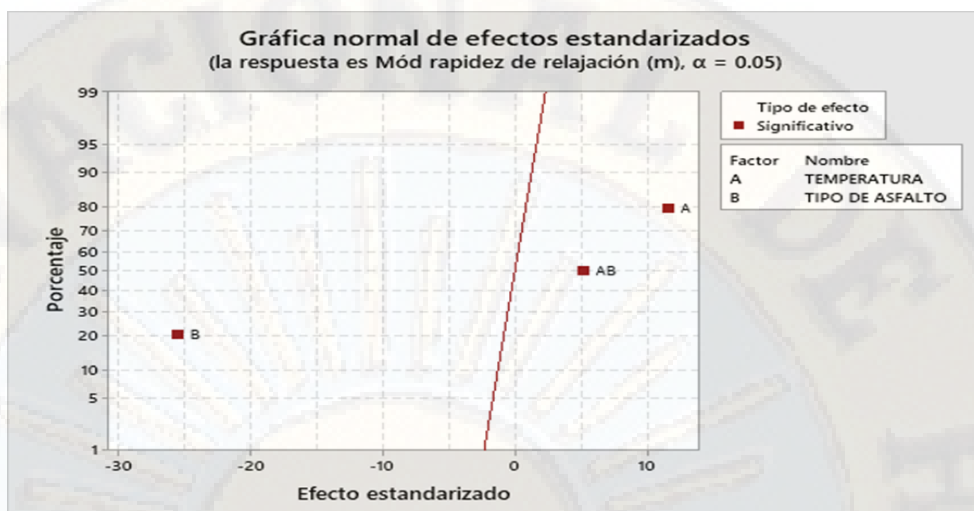


Gráfico 50: Diagrama normal – Influencia de factores a bajas temperaturas (Módulo de relajación “m”)

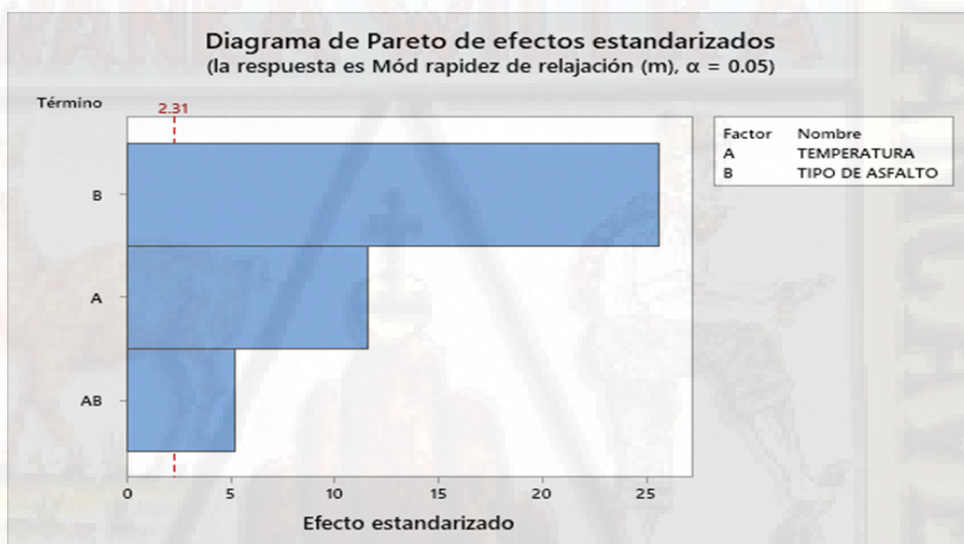


Gráfico 51: Diagrama de Pareto – Influencia de factores a bajas temperaturas (Módulo de relajación “m”)

De acuerdo al diagrama normal de efectos estandarizados y diagrama de Pareto, el factor que mayor preponderancia tiene sobre el grado de performance de los ligantes asfálticos es el tipo de asfalto, seguidamente de la temperatura baja de ensayo y de menor influencia la interacción de ambos factores. Sin embargo, todos son estadísticamente significativos, por lo que para el análisis y su interpretación es necesario tener en cuenta la interacción de ambos factores.

El hecho de que el tipo de asfalto sea más importante en la resistencia a la falla por agrietamiento térmico, este se debe al proceso de envejecimiento al cual han sido sometido los ligantes asfálticos durante los ensayos de laboratorio.

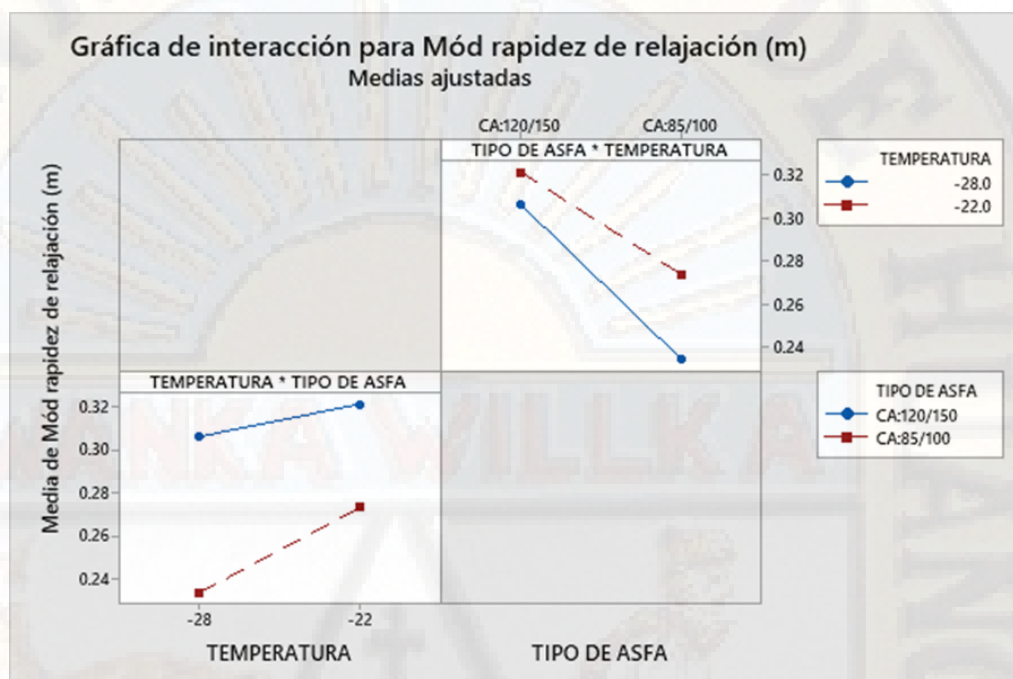


Gráfico 52: Interacción de factores para ligantes a bajas temperaturas de ensayo

Del gráfico 52 se observa que conforme la temperatura disminuye se reduce la capacidad de ambos asfaltos para disipar tensiones acumuladas por contracción, así mismo el cemento asfáltico CA: 120/150 es la que ostenta mejor prestación a la resistencia de agrietamientos por bajas temperaturas.

Tabla 112: Resultados de evaluación por Grado de Performance (PG) – SUPERPAVE de ligantes asfálticos por tramos

NOMBRE DEL TRAMO	PG POR SOLICITACIÓN CLIMÁTICA ATdis(ITdis)-BTdis	PG DE ASFALTOS CONVENCIONALES XX (IT) - YY	
		CA: 120/150 PEN	CA: 85/100 PEN
		PG: 52(19)-22	PG: 58(19)-28
HUANCAVELICA - CHUÑURANRA	PG: 58(25)-16	NO CUMPLE	CUMPLE
CHUÑURANRA - LACHOCC	PG: 52(25)-10	CUMPLE	CUMPLE
LACHOCC - CHONTA	PG: 52(22)-16	CUMPLE	CUMPLE
CHONTA - SANTA INÉS	PG: 52(22)-16	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Elaborado por los tesisistas

De la tabla 112 de acuerdo a la especificación SUPERPAVE por Grado de Performance (PG) para los tres últimos tramos los dos tipos de cemento asfáltico (CA: 120/150 y CA: 85/100 Pen) cumplen los requerimientos por exigencias climáticas que se presentarán en los pavimentos de mezcla asfáltica de la carretera nacional tramo Huancavelica – Santa Inés, respecto al primer tramo Huancavelica - Chuñuranra deberá utilizarse en forma obligatoria el CA: 85/100 PEN.

Tabla 113: Comparación de parámetros reológicos de ligantes asfálticos convencionales

Ligante asfáltico original	Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$)	
	52	58
CA: 120/150 PEN	2.00	0.84
CA: 85/100 PEN	2.95	1.48

Ligante asfáltico envejecido a RTFOT	Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$)	
	52	58
CA: 120/150 PEN	4.66	1.88
CA: 85/100 PEN	5.61	2.66

Ligante asfáltico envejecido a RTFOT+PAV	Módulo de fatiga ($G^*.\text{sen}\delta$)
	19 °C
CA: 120/150 PEN	3210
CA: 85/100 PEN	3765

Ligante asfáltico envejecido a RTFOT+PAV	Rigidez a flexión (S)		Relajación "m"	
	-28	-22	-28	-22
CA: 120/150 PEN	264	140	0.306	0.321
CA: 85/100 PEN	513	318	0.234	0.273

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Sin embargo, de acuerdo a la tabla 113 para los tres últimos tramos es recomendable utilizar el cemento asfáltico CA: 120/150 Pen. respecto al CA: 85/100 Pen. por presentar mejores parámetros reológicos para resistir a las fallas por fatiga a temperaturas intermedias y a fallas de agrietamiento térmico por bajas temperaturas, sumado a la prevalencia de temperaturas intermedias en el pavimento de asfalto al cual está expuesto.

Tabla 114: Resultados de evaluación según modelo “EGRA” de ligantes asfálticos por tramos

NOMBRE DEL TRAMO	PG POR SOLICITACIÓN CLIMÁTICA ATdis(ITdis)-BTdis	PG DE ASFALTOS CONVENCIONALES SEGÚN MODELO "EGRA" XX (IT) - YY	
		CA: 120/150 PEN	CA: 85/100 PEN
		PG: 52(19)-22	PG: 58(19)-28
HUANCVELICA - CHUÑURANRA	PG: 52(22)-16	CUMPLE	CUMPLE
CHUÑURANRA - LACHOCC	PG: 52(25)-10	CUMPLE	CUMPLE
LACHOCC - CHONTA	PG: 52(22)-16	CUMPLE	CUMPLE
CHONTA - SANTA INÉS	PG: 52(22)-16	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Elaborado por los tesisistas

De la tabla 114 de acuerdo al modelo “EGRA” los dos tipos de cementos asfálticos (CA: 120/150 y CA: 85/100 Pen) cumplen los requerimientos por exigencias climáticas que se presentarán en los pavimentos de mezcla asfáltica de la carretera nacional tramo Huancavelica – Santa Inés, sin embargo es recomendable para el primer tramo Huancavelica – Chuñuranra, utilizar el CA: 85/100 PEN y para los últimos tres tramos CA: 120/150 por presentar mejores características reológicas de ligante asfáltico.

4.2.1. CUARTA FASE: Métodos complementarios a SUPERPAVE

4.2.1.1. Ensayo MSCR (Multi-stress creep and recovery) para temperaturas altas

4.2.1.1.1. Objetivo

Permite evaluar y seleccionar asfaltos óptimos a partir de condiciones climatológicas existentes en la zona del proyecto y del número de ejes equivalentes.

Permite evaluar las siguientes propiedades del asfalto:

- Deformación permanente generada por unidad de esfuerzo.
- Respuesta elástica.
- Dependencia del comportamiento a diferentes niveles de esfuerzo.
- Memoria elástica.
- Capacidad elástica real.
- Deformación total acumulada después de 20 ciclos.

4.2.1.1.2. Equipos, instrumentos y materiales

- Reómetro de corte dinámico (DSR)
- Platos de ensayo de 8 y 25 mm de diámetro
- Cámara ambiental
- Controlador de temperatura
- Sensor de resistencia térmica (RTD)
- Dispositivo de carga
- Sistema de control y registro de datos
- Termómetro de referencia
- Termómetro portátil
- Cemento asfáltico CA: 85/100 Pen
- Cemento asfáltico CA: 120/150 Pen

4.2.1.1.3. Procedimiento

Dicha prueba de MSCR consiste en:

1. Aplicar a un material un esfuerzo constante por un periodo de tiempo, causando con esto una deformación (Creep).
2. Se detiene la aplicación del esfuerzo y se deja que la estructura del material se recupere libremente de la deformación causada con el esfuerzo aplicado (Recovery).
3. Este ciclo (Creep – Recovery) se repite diez veces a un esfuerzo establecido.
4. Se repite el mismo proceso (inciso 1 a 3 anterior) a un esfuerzo superior.

Detalle el protocolo de MSCR

Condiciones de la prueba:

- El ensayo se realiza en la misma pastilla que se determinó $G^*/\sin\delta$ (Asfalto RTFO), (platos paralelos de 25.0 mm de diámetro y 1.0 mm de “gap”).
- La temperatura de prueba es la que se establezca en el proyecto: 58 °C (CA: 85/100 Pen) y 52 °C (CA: 120/150).
- La muestra debe permanecer en reposo a la temperatura de prueba por lo menos un minuto antes correr el MSCR.
- Se aplica un esfuerzo constante de 100 Pa durante 1.0 segundo (Creep). El esfuerzo máximo se alcanza en aproximadamente 0.02 segundos.
- El lapso de recuperación es de 9.0 segundos a esfuerzo cero (Recovery).
- Se llevan a cabo 10 ciclos a 100 Pa.

- Se aplica un esfuerzo constante de 3200 Pa durante 1.0 segundo (Creep). El esfuerzo máximo se alcanza en aproximadamente 0.02 segundos.
- Se llevan a cabo 10 ciclos a 3200 Pa.

4.2.1.1.4. Cálculos y resultados

a) Cálculos para obtener respuesta elástica:

Respuesta elástica para cada uno de los ciclos a 100 Pa, se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$RE(100, N) = \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_{10}) * 100}{\varepsilon_1} \quad (4.25)$$

Respuesta elástica para cada uno de los ciclos a 3200 Pa, se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$RE(3200, N) = \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_{10}) * 100}{\varepsilon_1} \quad (4.26)$$

Con estos resultados se calcula el promedio de las respuestas elásticas (RE) para los dos niveles de esfuerzo, 100 y 3200 Pa, según las ecuaciones siguientes:

$$\%RE(100, prom) = \frac{\sum(RE(100, N))}{10} \quad N = 1 \text{ a } 10 \quad (4.27)$$

$$\%RE(3200, prom) = \frac{\sum(RE(3200, N))}{10} \quad N = 1 \text{ a } 10 \quad (4.28)$$

El valor absoluto de la diferencia entre los porcentajes de respuesta elástica a 100 y 3200 Pa, se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Rdif(100Pa - 3200Pa) = \frac{\%RE(100, prom) - \%RE(3200, prom)}{\%RE(100, prom)} \quad (4.29)$$

- El valor obtenido muestra la susceptibilidad de la respuesta elástica a la variación del esfuerzo aplicado.

- Un valor elevado en la susceptibilidad de la respuesta elástica al nivel de esfuerzo, indica debilidad en la estructura del asfalto.

b) Cálculos para J_{nr} (Non-recoverable Creep Compliance)

Para cada uno de los ciclos a 100 Pa es posible calcular $J_{nr,100}$ como sigue:

$$J_{nr,100}(100, N) = \frac{\varepsilon_{10}}{100} \quad (4.30)$$

De igual forma para cada uno de los ciclos a 3200 Pa es posible calcular $J_{nr,3200}$ como sigue:

$$J_{nr,3200}(3200, N) = \frac{\varepsilon_{10}}{3200} \quad (4.31)$$

Con estos resultados se calcula el promedio de J_{nr} para los diez ciclos en los dos niveles de esfuerzo, 100 y 3200 Pa.

$$J_{nr,100}(100, prom.) = \frac{\sum(J_{nr,100}(100, N))}{10} \quad N = 1 \text{ a } 10 \quad (4.32)$$

$$J_{nr,3200}(3200, prom.) = \frac{\sum(J_{nr,3200}(3200, N))}{10} \quad N = 1 \text{ a } 10 \quad (4.33)$$

Diferencia en porcentaje entre J_{nr} a 100 y 3200 Pa

$$J_{nr \text{ dif}}(100Pa - 3200Pa) = \frac{J_{nr,3200}(3200, prom.) - J_{nr,100}(100, prom.)}{J_{nr}(100, prom.)} * 100 \quad (4.34)$$

Una diferencia grande de “ J_{nr} ” entre 100 y 3200 Pa, indica facilidad para acumular deformaciones, ocasionando con ello la formación de rodadas en el pavimento.

c) Resultados de ensayo Multiple Stress Creep Recovery (MSCR a 52 °
C) de cemento asfáltico CA: 120/150 Pen.

Tabla 115: Resultados ensayo MSCR a 52 °C ligante asfáltico 120/150 Pen

Parámetro	Método de ensayo	Resultado	Unidades
Promedio de porcentaje de recuperación a 0.1 kPa	D 7405	2.24	%
Promedio de porcentaje de recuperación a 3.2 kPa		1.52	%
Diferencia entre el promedio de porcentaje de recuperación a 0.1 kPa y 3.2 kPa		31.93	%
Jnr a 0.1 kPa		1.95	kPa ⁻¹
Jnr a 3.2 kPa		2.07	kPa ⁻¹
Diferencia entre Jnr entre 0.1 kPa y 3.2 kPa		6.19	%

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 116: Resultados de clasificación del ensayo de Jnr a diferentes esfuerzos (MSCR) al ligante asfáltico por intensidad de tráfico – norma peruana.

Parámetro	Método de ensayo	Jnr 3200 kPa	Jnr diff %	Clasificación
Fluencia no recuperable a 52 °C	D 7405	2.07	6.19	S

Fuente: Elaborado por los testistas

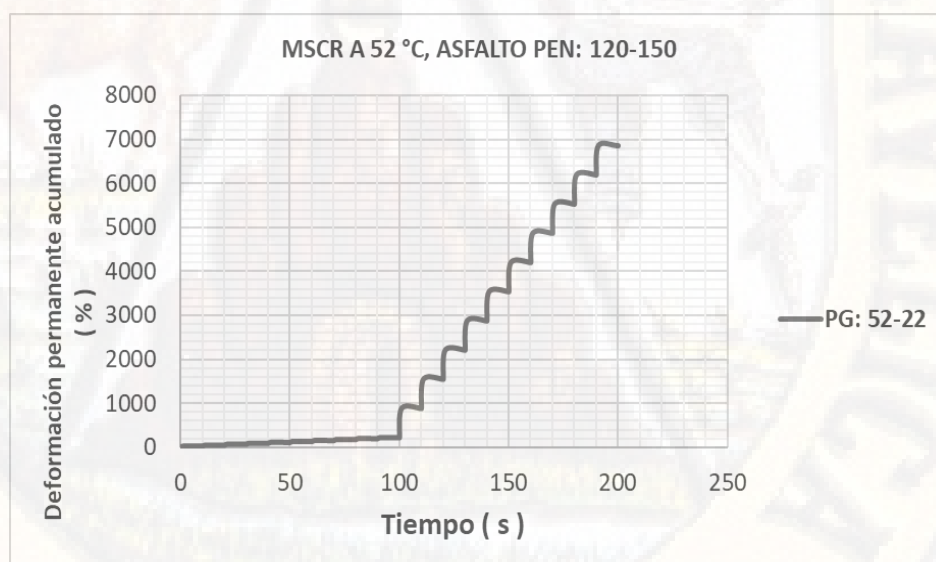


Gráfico 53: Ensayo MSCR para asfalto 120/150 Pen a temperatura de ensayo de 52°C

d) Resultados de ensayo Múltiple Stress Creep Recovery (MSCR a 58 ° C) de cemento asfáltico CA: 85/100 Pen.

Tabla 117: Resultados ensayo MSCR a 58 °C ligante asfáltico 85/100 Pen

Parámetro	Método de ensayo	Resultado	Unidades
Promedio de porcentaje de recuperación a 0.1 kPa		9.23	%
Promedio de porcentaje de recuperación a 3.2 kPa		8.44	%
Diferencia entre el promedio de porcentaje de recuperación a 0.1 kPa y 3.2 kPa	D 7405	8.57	%
Jnr a 0.1 kPa		0.87	kPa ⁻¹
Jnr a 3.2 kPa		1.01	kPa ⁻¹
Diferencia entre Jnr entre 0. 1 kPa y 3.2 kPa		15.71	%

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 118: Resultados de clasificación del ensayo de Jnr a diferentes esfuerzos (MSCR) al ligante asfáltico por intensidad de tráfico - norma peruana.

Parámetro	Método de ensayo	Jnr 3200 kPa	Jnr diff %	Clasificación
Fluencia no recuperable a 58 °C	D 7405	1.01	15.71	H

Fuente: Elaborado por los testistas

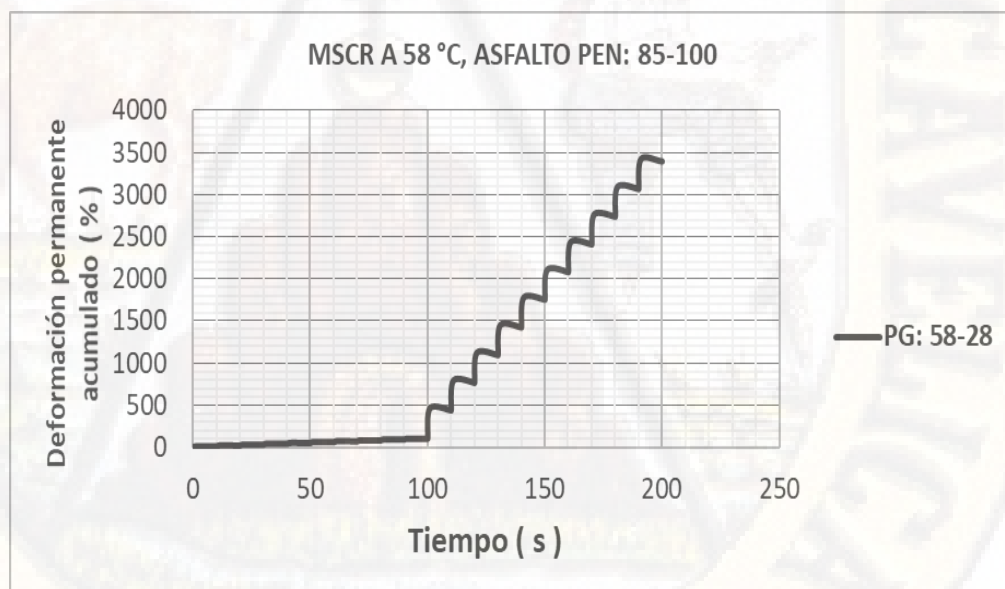


Gráfico 54: Ensayo MSCR para asfalto 120/150 Pen a temperatura de ensayo de 58°C

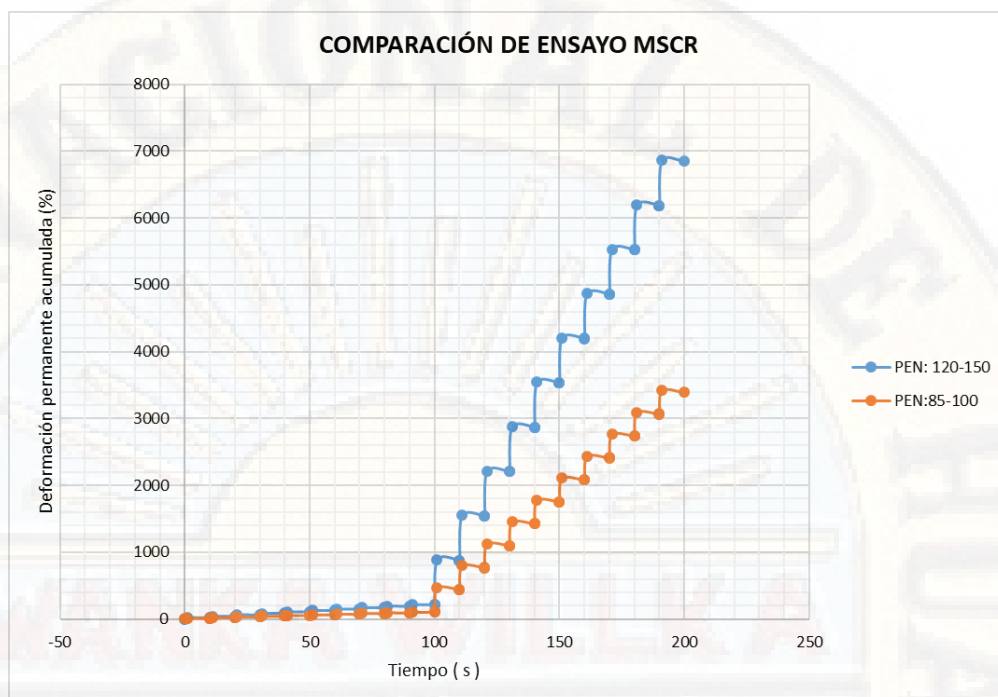


Gráfico 55: Comparación de ligante CA: 85/100 y CA: 120/150 según ensayo (MSCR)

e) Desempeño del asfalto considerando el parámetro “Jnr” – normativa ASTM D 7405 (norteamericana).

“Jnr” funciona en conjunto con la metodología actual de grado PG. El asfalto se selecciona de acuerdo al clima, tal y como lo designa el procedimiento de Superpave y a este se le suma la variable del tráfico (número de ejes equivalentes) contemplado en el proyecto, de acuerdo a los siguientes niveles:

Tabla 119: Desempeño del asfalto por Jnr – según normativa ASTM D 7405 (Norteamericana).

Temperatura	Intensidad de tráfico (en ejes equivalentes)	Grado	“J _{nr,3200} ”	RE ₃₂₀₀ (%)
Seleccionada de acuerdo al mapa de regiones geográficas (zonas por clima)		No cumple	> 4	
	< 3 millones	Estándar (S)	2 a 4	≥0
	> 3 < 10 millones	Pesado (H)	1 a 2	≥25
	> 10 < 30 millones	Muy pesado (V)	0,5 a 1	≥30
	> 30 millones	Extremo (E)	≥ 0,5	≥40

RE₃₂₀₀: Respuesta elástica a 3200Pa.

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Por ejemplo, para el tramo I: Huancavelica – Chuñuranra.

Tabla 120: Ejemplo de PG por requerimiento climático y ejes equivalentes (Jnr)

TRAMO	PG por requerimiento climáticas	ESAL's (Ejes Equivalentes)
Tramo I: Huancavelica - Chuñuranra	PG: 58 - 16	6.19 E+06

Fuente: Elaborado por los tesisas

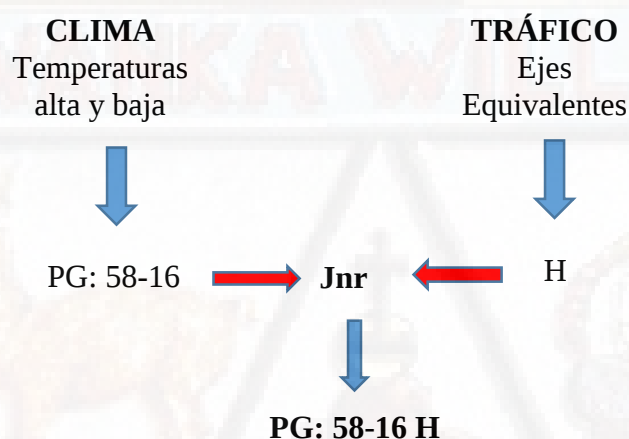


Gráfico 56: Esquema para clasificar PG según MSCR.

Si por clima se requiere un asfalto PG: 58-16 y el tráfico esperado es mayor que tres, pero menor que 10 millones de ejes equivalentes (según especificación – ver tabla N° 119, el asfalto deberá cumplir un valor de “Jnr” entre 1,0 y 2.0 y, por lo tanto, se clasificará como un PG 58-16 H.

De acuerdo a la norma ASTM D 7405 los cementos asfálticos convencionales CA: 85/100 y 120/150 Pen. no cumplen con los requerimientos exigidos de clima y tráfico en ejes Equivalentes proyectado durante una vida útil de 15 años en la carretera nacional tramo Huancavelica – Santa Inés (ver tabla 119), por tanto no tendrán un adecuado desempeño en el pavimento asfáltico por lo que se desarrollarán deformaciones permanentes (roderas) durante la prestación de servicio, especialmente cuando están sometidas a altas temperaturas y cargas

lentas; así mismo es necesario resaltar que los cementos asfálticos considerados en la presente investigación poseen adecuados parámetros de Jnr, sin embargo la recuperación elástica es muy baja para cumplir las mínimas exigencias por la normativa ASTM D 7405.

Tabla 121: Evaluación del PG según MSCR (Jnr y RE) para cementos asfálticos norma ASTM D 7405

NOMBRE DEL TRAMO	PG POR REQUERIMIENTO CLIMÁTICO	ESAL'S (Ejes Equivalentes) - 15 años	REQUERIMIENTO (Clima + EE) Según Especificación MSCR			DESEMPEÑO DE LIGANTES	
			Grado	J _{nr,3200}	RE ₃₂₀₀ (%)	PEN: 85-100 PG : 58-28	PEN: 120-150 PG : 52-22
						Jnr ₃₂₀₀ = 1.01 RE ₃₂₀₀ = 8.44	Jnr ₃₂₀₀ = 2.07 RE ₃₂₀₀ = 1.52
HUANCAVELICA - CHUÑURANRA	58-16	6.19E+06	H	1 a 2	>=25	NO CUMPLE	NO CUMPLE
CHUÑURANRA - LACHOCC	52-10	3.39E+06	H	1 a 2	>=25	NO CUMPLE	NO CUMPLE
LACHOCC - CHONTA	52-16	3.13E+06	H	1 a 2	>=25	NO CUMPLE	NO CUMPLE
CHONTA - SANTA INES	52-16	3.71E+06	H	1 a 2	>=25	NO CUMPLE	NO CUMPLE

Fuente: Elaborado por los tesisistas

f) Desempeño del asfalto considerando el parámetro “Jnr” – Normativa Peruana

Las especificaciones técnicas peruanas relacionadas a la clasificación de cementos asfálticos para el ensayo MSCR es una adaptación de la normativa ASTM D 7405, las principales diferencias son las siguientes:

Tabla 122: Diferencia entre norma peruana y norteamericana para clasificar PG según MSCR para cementos asfálticos

Norma ASTM D 7405	Norma peruana (EG-2013)
Clasifica el desempeño del asfalto teniendo en cuenta: J _{nr,3200} y RE ₃₂₀₀	Clasifica el desempeño del asfalto teniendo en cuenta: J _{nr,3200} y J _{nr dif}
Considera 04 grados o niveles de tráfico expresado en EE: Estandar (S), Pesado (H), Muy pesado (V) y Extremo (E).	Considera 03 grados o niveles de tráfico expresado en EE: Estandar (S), Pesado (H), Muy pesado (V).

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Tabla 123: Especificaciones generales MSCR – Normativa peruana

Temperatura	Intensidad de tráfico (en ejes equivalentes)	Grado	"J _{nr,3200} "	"J _{nr,dif} " (%)
residuo RTFOT		No cumple	> 4	
Seleccionada de acuerdo a temperatura máxima de pavimento	< 10 millones	Estandar (S)	< 4	< 75
	> 10<30 millones	Pesado (H)	< 2	< 75
	> 30 millones	Muy Pesado (V)	< 1	< 75

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 124: Evaluación del PG según MSCR (Jnr y RE) para cementos asfálticos norma peruana

NOMBRE DEL TRAMO	PG POR REQUERIMIENTO CLIMÁTICO	ESAL'S (Ejes Equivalentes) - 15 años	REQUERIMIENTO (Clima + EE) Según Especificación MSCR			DESEMPEÑO DE LIGANTES	
			Grado	J _{nr,3200}	J _{nr,dif} (%)	PEN: 85-100 PG : 58-28	PEN: 120-150 PG : 52-22
						J _{nr,3200} = 1.01 J _{nr,dif} = 8.44	J _{nr,3200} = 2.07 J _{nr,dif} = 6.19
HUANCVELICA - CHUÑURANRA	58-16	6.19E+06	S	< 4	< 75	CUMPLE	CUMPLE
CHUÑURANRA - LACHOCC	52-10	3.39E+06	S	< 4	< 75	CUMPLE	CUMPLE
LACHOCC - CHONTA	52-16	3.13E+06	S	< 4	< 75	CUMPLE	CUMPLE
CHONTA - SANTA INÉS	52-16	3.71E+06	S	< 4	< 75	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Elaborado por los testistas

De acuerdo a las especificaciones generales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, los cementos asfálticos convencionales CA: 85/100 y 120/150 Pen. cumplen satisfactoriamente con los requerimientos exigidos por clima y tráfico en ejes equivalentes proyectado durante una vida útil de 15 años en la carretera nacional tramo Huancavelica – Santa Inés, por tanto tendrán un adecuado desempeño en el pavimento asfáltico, por lo que serán resistentes a las deformaciones permanentes (roderas) durante la prestación de servicio del pavimento de asfalto, especialmente cuando están sometidas a altas temperaturas y cargas lentas; así mismo es necesario resaltar que las exigencias normativas peruanas respecto al MSCR son muy tolerantes, es decir a parte de no exigir parámetros de recuperación elástica, establece J_{nr, dif} muy altos, es decir asfaltos poco estables con muy poca recuperación elástica y facilidad que tendrían en acumular deformaciones, por lo que la normativa peruana no garantizaría el adecuado desempeño del ligante asfáltico teniendo en consideración el tráfico en ejes equivalentes.

4.2.1.2. Ensayo SUPERPAVE modificado a frecuencia de 6 rad/s

4.2.1.2.1. Objetivo

Determinar el Grado de Performance (PG) de los ligantes asfálticos CA: 120/150 Pen y CA: 85/100 Pen a una frecuencia modificada de 6 rad/s equivalente a una velocidad de carga de 45 km/h.

4.2.1.2.2. Equipo, instrumentos y materiales

- Reómetro de corte dinámico (DSR)
- Platos de ensayo de 8 y 25 mm de diámetro
- Cámara ambiental
- Controlador de temperatura
- Sensor de resistencia térmica (RTD)
- Dispositivo de carga
- Sistema de control y registro de datos
- Termómetro de referencia
- Termómetro portátil
- Cemento asfáltico CA: 85/100 Pen
- Cemento asfáltico CA: 120/150 Pen

4.2.1.2.3. Procedimiento

Similar a lo establecido por las especificaciones Superpave y realizadas con el reómetro de corte dinámico (DSR), la diferencia radica que en lugar de realizar el ensayo a una frecuencia estandarizada de 10 rad/s (velocidad de 90 a 100 km/h) se realizó a 6 rad/s, manteniendo la linealidad viscoelástica del ensayo a alta temperatura. Este ensayo complementario obedece a que las velocidades de circulación de vehículos pesados se encuentran por debajo de los 50 km/h y que las mezclas asfálticas son susceptibles a la velocidad de aplicación de carga y temperatura.

Los ensayos fueron realizados tanto en mezclas asfálticas originales (sin envejecer) y envejecido.

4.2.1.2.4. Cálculos y resultados

a) Cálculo de velocidad angular de ensayo

En el gráfico 57 se observan las características del vehículo patrón establecida por las especificaciones Superpave, así mismo la velocidad de circulación observada en campo; a partir de estos datos se estima la velocidad angular tal como se observa en la tabla

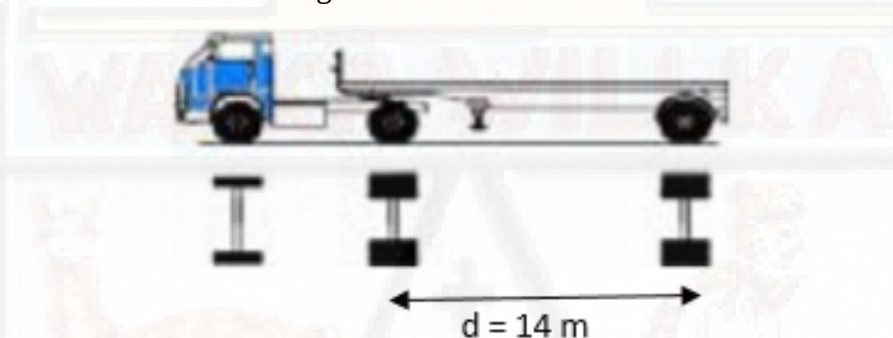


Gráfico 57: características del vehículo patrón establecida por las especificaciones Superpave

Tabla 125: Estimación de la velocidad angular a partir de la velocidad de circulación de vehículos pesados

Descripción	Símbolo	Valor numérico	Unidad
Distancia entre eje de carga	$d =$	14.00	m
Velocidad de circulación	$v =$	45.00	km/h
Periodo de carga	$T =$	1.12	seg
Frecuencia	$f =$	0.89	ciclos/seg
Velocidad angular	$w =$	6	rad/seg

Fuente: Elaborado por los tesisistas

a) Resultado de PG modificado para ligantes convencionales a temperaturas altas

Tabla 126: Límite superior del PG de ligante asfáltico CA: 120/150 Pen sin envejecer con frecuencia modificado de 6 rad/s.

Ensayo	Método de ensayo		Especificación	Resultado	Límite Superior
	AASHTO	ASTM			
Módulo de deformabilidad (G*/senδ), kPa, 6 rad/s 46 °C	T 315 con frecuencia modificada	D 7175 con frecuencia modificada	1.0 min	2.00	46
Módulo de deformabilidad (G*/senδ), kPa, 6 rad/s 52 °C				0.98	
Módulo de deformabilidad (G*/senδ), kPa, 6 rad/s 58 °C				0.45	
Ángulo de Fase (δ), ° 46 °C			-	70.6	
Ángulo de Fase (δ), ° 52 °C			-	74.8	
Ángulo de Fase (δ), ° 58 °C			-	80.1	
Temperatura de falla, °C				53.1	

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 127: Límite superior del PG de ligante asfáltico CA: 120/150 Pen envejecido con frecuencia modificado de 6 rad/s.

Ensayo	Método de ensayo		Especificación	Unidades	Límite Superior
	AASHTO	ASTM			
Módulo de deformabilidad (G*/senδ), kPa, 6 rad/s 46 °C	T 315 con frecuencia modificada	D 7175 con frecuencia modificada	2.2 min	4.00	46
Módulo de deformabilidad (G*/senδ), kPa, 6 rad/s 52 °C				1.85	
Módulo de deformabilidad (G*/senδ), kPa, 6 rad/s 58 °C				0.97	
Ángulo de Fase (δ), ° 46 °C			-	66.5	
Ángulo de Fase (δ), ° 52 °C			-	72.6	
Ángulo de Fase (δ), ° 58 °C			-	76.0	
Temperatura de falla, °C				56.8	

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 128: Límite superior del PG de ligante asfáltico CA: 85/100 Pen sin envejecer con frecuencia modificado de 6 rad/s.

Ensayo	Método de ensayo		Especificación	Resultado	Límite Superior
	AASHTO	ASTM			
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 6 rad/s 46 °C	T 315 con frecuencia modificada	D 7175 con frecuencia modificada	1.0 min	3.50	52
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 6 rad/s 52 °C				1.31	
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 6 rad/s 58 °C				0.53	
Ángulo de Fase (δ), ° 46 °C			-	88.5	
Ángulo de Fase (δ), ° 52 °C			-	89.2	
Ángulo de Fase (δ), ° 58 °C			-	89.3	

Temperatura de falla, °C	53.0
--------------------------	------

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 129: Límite superior del PG de ligante asfáltico CA: 85/100 Pen envejecido con frecuencia modificado de 6 rad/s.

Ensayo	Método de ensayo		Especificación	Unidades	Límite Superior
	AASHTO	ASTM			
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 6 rad/s 46 °C	T 315 con frecuencia modificada	D 7175 con frecuencia modificada	1.0 min	8.69	52
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 6 rad/s 52 °C				3.24	
Módulo de deformabilidad ($G^*/\text{sen}\delta$), kPa, 6 rad/s 58 °C				1.38	
Ángulo de Fase (δ), ° 46 °C			-	85.1	
Ángulo de Fase (δ), ° 52 °C			-	86.6	
Ángulo de Fase (δ), ° 58 °C			-	87.3	

Temperatura de falla, °C	52.27
--------------------------	-------

Fuente: Elaborado por los testistas

Tabla 130: Comparación de PG de ligantes asfálticos con frecuencia estándar 10 rad/s (Superpave) y modificada a 6 rad/s a temperaturas altas

Tipo de cemento asfáltico	PG de ligantes asfálticos con frecuencia estandar (10 rad/s)	PG de ligantes asfálticos con frecuencia modificada (6 rad/s)
CA: 85/100 Pen	58	52
CA: 120/150 Pen	52	46

Fuente: Elaborado por los tesistas

De la tabla 130 se observa que al realizar la evaluación de los ligantes asfálticos a temperaturas altas a una frecuencia modificada de 6 rad/s se ve afectada el desempeño de ambos ligantes asfálticos (CA: 120/150 y CA:85/100 Pen) en un grado inferior Superpave (Equivalente a 6 °C) respecto a los ensayos estandarizados con frecuencia de 10 rad/s (Especificación Superpave).

Por lo que se concluye que realizar ensayos de PG a frecuencias más bajas en concordancia con las velocidades de circulación de vehículos pesados ($f=6$ rad/s $\leftrightarrow$ 40-45 km/h) reduce el desempeño de los ligantes asfálticos respecto a los ensayos estandarizados por las especificaciones Superpave ($f=10$ rad/s $\leftrightarrow$ 90-100 km/h).

Tabla 131: Selección de ligantes asfálticos, método Superpave ($f = 10$ rad/s) y el modificado ($f=6$ rad/s)

NOMBRE DEL TRAMO	PG POR REQUERIMIENTO CLIMÁTICO	DESEMPEÑO DE LIGANTES			
		SUPERPAVE (frec. = 10 rad/s)		SUPERPAVE MODIFICADO (frec. = 6 rad/s)	
		PEN: 85-100 PG : 58 - YY	PEN: 120-150 PG : 52 - YY	PEN: 85-100 PG : 52 - YY	PEN: 120-150 PG : 46 - YY
HUANCVELICA - CHUÑURANRA	58	CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE
CHUÑURANRA - LACHOCC	52	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
LACHOCC - CHONTA	52	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE
CHONTA - SANTA INÉS	52	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE

Fuente: Elaborado por los tesistas

De la tabla 131 se observa que para ensayos de ligantes asfálticos con especificación Superpave modificada a una frecuencia de 6 rad/s no satisfacen los requerimientos de PG exigidos para cada uno de los tramos utilizando cemento asfáltico 120/150 Pen.

4.2.1.3. Ensayo de barrido de amplitud lineal (LAS) para temperaturas intermedias

4.2.1.3.1. Objetivo

- Aplicar de manera experimental la metodología para estimación de resistencia a la fatiga de ligantes asfálticos, mediante el uso de un barrido de amplitud lineal, mediante el uso del Reómetro de Corte Dinámico.
- Analizar la capacidad del asfalto para resistir el daño de fatiga y establecer comparativa entre una serie de ligantes usados en el mercado, para conocer el comportamiento de éstos frente a distintas condiciones de temperatura.

4.2.1.3.2. Equipos, herramientas y materiales

- Reómetro de corte dinámico (DSR)
- Platos de ensayo de 8 y 25 mm de diámetro
- Cámara ambiental
- Controlador de temperatura
- Sensor de resistencia térmica (RTD)
- Dispositivo de carga
- Sistema de control y registro de datos
- Termómetro de referencia
- Termómetro portátil
- Cemento asfáltico CA: 85/100 Pen
- Cemento asfáltico CA: 120/150 Pen

4.2.1.3.3. Procedimiento

Dos tipos de ensayos se llevan a cabo consecutivamente, el primero, un barrido de frecuencia es realizado para obtener información de las propiedades reológicas del ligante asfáltico – representado por el parámetro “ α ”, y el segundo ensayo, un barrido de amplitud destinado a medir las características del daño del material.

El ensayo LAS, se realiza de acuerdo la norma AASHTO 101-12 (2015). En particular, la importancia de esta norma reside en el corto tiempo de ensayo, en comparación con el resto de las normas que estudian la fatiga del material. El procedimiento de adquisición de datos dura cerca de 10 minutos, en los cuales se desarrolla tanto el acondicionamiento de la muestra, y los consecutivos barridos.

El barrido de frecuencia es un método útil para determinar las propiedades viscoelásticas en una condición inicial sin daño del ligante asfáltico en el DSR, representado como el parámetro α . El procedimiento consiste en la aplicación de una carga de amplitud de deformación constante de 0,1%, en un rango de frecuencias de 0,2 a 30 [Hz], midiendo con esto el módulo de corte $|G^*|$ y ángulo de fase δ del material, en función de la variación de frecuencia.

A partir de G^* y δ es posible realizar el cálculo del módulo de almacenamiento G' , pese a que el DSR automáticamente puede entregar esta información, el cálculo del módulo de almacenamiento se muestra a continuación:

$$G'(\omega) = |G^*|(\omega) \times \cos\varphi(\omega) \quad (4.35)$$

Finalmente, este parámetro G' en función de la frecuencia en una escala log-log, permitirá determinar la pendiente m , y al calcular el inverso de este más uno, se ha de obtener finalmente α .

La prueba se realiza usando el DSR en el modo de deformación de corte controlada a la misma temperatura usada en el barrido de frecuencia y a una frecuencia constante de 10 [Hz], pero la amplitud de carga se aumenta sistemáticamente para acelerar el daño en la muestra.

El esquema de carga consiste en 31 intervalos de amplitud de deformación constante, entre 0,1 a 30%, donde cada intervalo registra 10 cargas cíclicas (de un 1 [s] cada una), seguido por otro con una amplitud de deformación mayor (0,1%, 1%, 2%, 3%, 4%, 5%, 6%, 7%, 8%, 9%, 10%, 11%, 12%, 13%, 14%, 15%, 16%, 17%, 18%, 19%, 20%, 21%, 22%, 23%, 24%, 25%, 26%, 27%, 28%, 29%, 30% de deformación), generándose el esquema de cargas que se muestra en la Figura N°

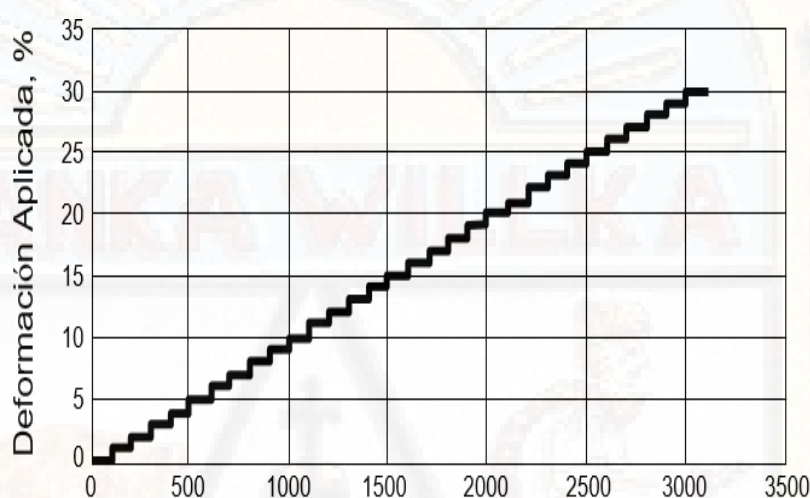


Gráfico 58: Esquema de cargas de barrido de amplitud para (LAS)

4.2.1.3.4. Cálculos y resultados

Tabla 132: Parámetro reológico de cemento asfáltico PG a 19 °C (temperatura intermedia)

(Barrido de frecuencia a 19 °C)

Ligante	m	α
PEN 120-150 PG 52-22 (19)	0.53	2.89
PEN 85-100 PG 58-28 (19)	0.58	2.72

Fuente: Elaborado por los tesisas

Tabla 133: Parámetro de daño a fatiga de ligante asfáltico PG: 52-22 (PEN: 120-150) y 58-28 (PEN: 85/100)

(Barrido de amplitud a 19 °C)

Ligante	I_b	C_0	C_1	C_2	D_f
PEN 120-150 PG 52-22 (19)	10.65	6.67	0.14	0.46	1672
PEN 85-100 PG 58-28 (19)	15.68	9.92	0.12	0.50	2905

Fuente: Elaborado por los tesisistas

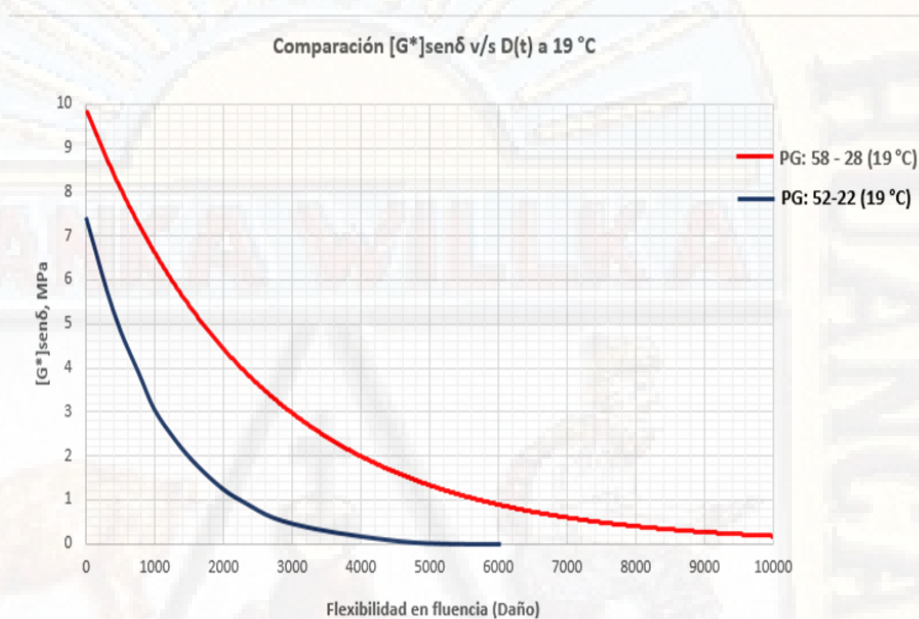


Gráfico 59: Daño a falla por fatiga de ligante asfáltico en relación al avance del módulo de fatiga a 19 °C.

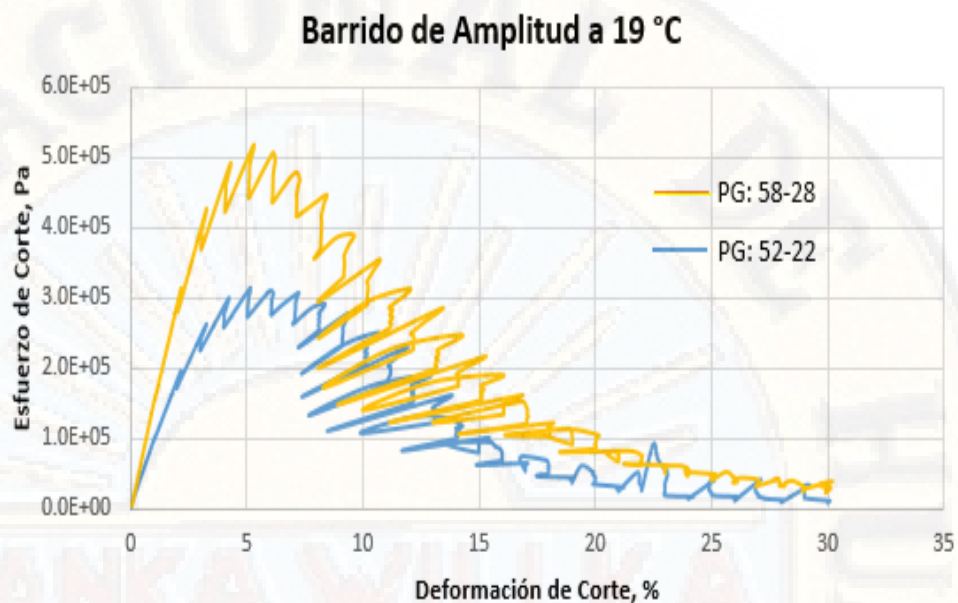


Gráfico 60: Respuesta del esfuerzo frente a la deformación aplicada al ensayo de barrido de amplitud (LAS) en ligante asfáltico PG: 58-28 y PG: 52-22 a 19 °C.

Tabla 134: Parámetro de vida de fatiga de ligante asfáltico (LAS a 19 ° C)

Ligante	A ₃₅	B	N _f (1%)	N _f (5%)	N _f (10%)
PEN 120-150 PG 52-22 (19)	7.54E+07	5.77	7.54E+07	6947	127
PEN 85-100 PG 58-28 (19)	3.35E+07	5.45	3.35E+07	5207	119

Fuente: Elaborado por los tesisistas

Tabla 135: Parámetro de vida de fatiga de ligante asfáltico (LAS a 19 ° C) normalizado a un millón de ESAL's)

Ligante	1%	5%	10%
PEN 120-150 PG 52-22 (19)	7.54E+01	6.95E-03	1.27E-04
PEN 85-100 PG 58-28 (19)	3.35E+01	5.21E-03	1.19E-04

Fuente: Elaborado por los tesisistas

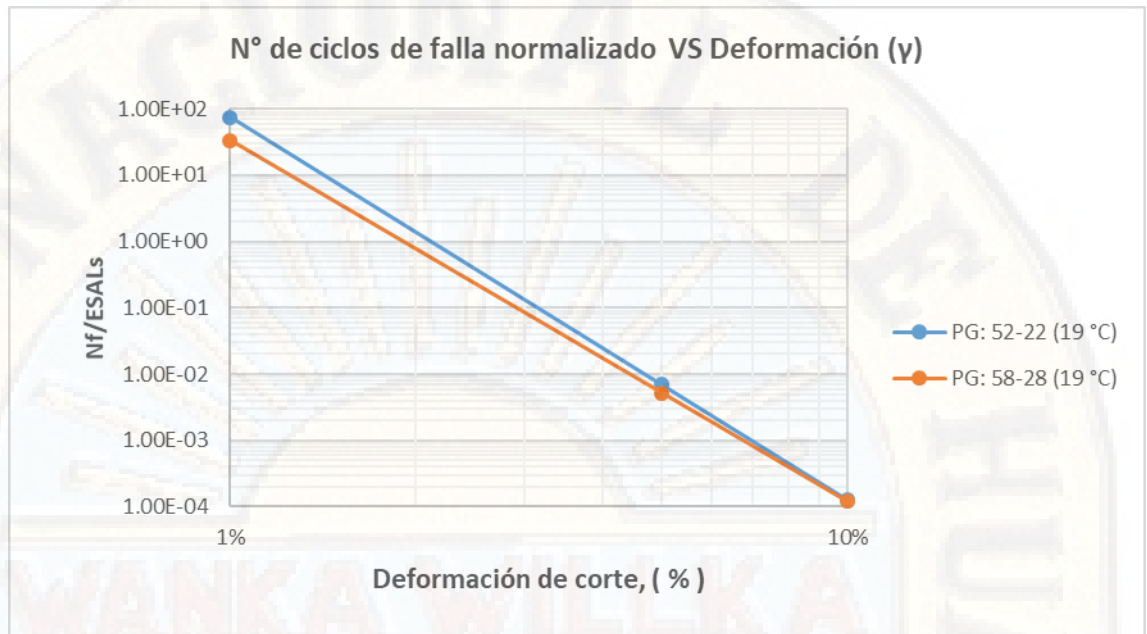


Gráfico 61: Número de ciclos de falla normalizado a diferentes niveles de deformación en asfaltos a 19 °C.

- En la Tabla 132 se representan los valores promedios de los parámetros reológicos “m” y “ α ” obtenidos de los barridos de frecuencia a ligantes ensayados a 19 °C (temperatura intermedia de los cementos asfálticos).
- El parámetro α es necesario para estimar la vida de fatiga debido al cambio de la amplitud de deformación aplicada y por consiguiente el exponente de la ley de fatiga “B” (el cual es dos veces α , y representa la sensibilidad del nivel de deformación de la muestra).
- Los resultados del ensayo LAS fueron analizados según norma AASHTO descrita en el capítulo 2, presentando en las Tablas 133, los valores promedios obtenidos para los parámetros del respectivo modelo de análisis, tras la ejecución de los barridos desarrollados a 19°C de temperatura.
- La incidencia de la temperatura de ensayo para cada ligante asfáltico, se resume en las siguientes tablas 134 y 135 donde se aprecia el número de ciclos de falla a diferentes deformaciones.

Análisis de resultados de barrido de amplitud lineal (LAS)

- La suposición de que el daño ocurra durante este ensayo se basa en la disminución del esfuerzo, en respuesta al aumento de la amplitud de deformación aplicada constante, por lo que, si no ocurriera daño alguno, el esfuerzo permanecería invariable junto a la aplicación de deformación. Sin embargo, esto no ocurre, y se aprecia una disminución metódica de los esfuerzos tras un aumento de los niveles de deformación, además de una degradación sistemática de los esfuerzos para un nivel constante de deformación a altas amplitudes.
- En particular, son varios los parámetros descritos e implementados por norma AASHTO TP 101, siendo los más importantes para la caracterización de vida de fatiga del ligante asfálticos los siguientes: N_f , A_{35} y B
- Los parámetros parámetro A_{35} y B son usados para calcular la vida de fatiga del material, ya que A_{35} toma en cuenta la resistencia al daño, y B toma en cuenta las propiedades no dañadas del ligante asfáltico, por esto es imposible prescindir de alguno de estos, ambos deben medirse para caracterizar con precisión el desempeño de fatiga.
- Para ligantes cuyos valores asociados al parámetro A_{35} son más altos, se tiene una caída más lenta entre los valores $|G^*| \sin(\delta)$ tras el aumento de los ciclos de carga asociados a la acumulación de daño adquirida en el rango de deformación de 0,1 a 30% de deformación. Esto es lo ideal, ya que de lo contrario el ligante presentará un aumento del daño de fatiga, y por lo tanto una disminución en el número de ciclos de falla (N_f).
- Los resultados sujetos al parámetro N_f , el cual representa el número de ciclos de carga, han sido calculados a partir de tres niveles de deformación (1%, 5% y 10%), en donde el más alto, es cercano al comportamiento de un pavimento flexible. Estos niveles, se adoptaron para generar una predicción más globalizada de la vida de fatiga del pavimento asfáltico.

Con el parámetro B se espera que este sea lo más cercano a cero, de lo contrario al hacer los análisis respectivos para cada nivel de deformación se tendrá una sensibilidad importante y cambiarán mucho los resultados entre cada análisis. Lo cual, para mayores niveles de deformación disminuirá de manera más drástica la resistencia a la fatiga.

- El ligante convencional que presenta un mayor grado PG 58(19)-28 obtuvo una acumulación de daño mayor tras el aumento de la amplitud de deformaciones según el esquema de cargas. Por el contrario, el ligante convencional PG 52(19)-22 fue el que exhibió un desempeño mayor en cuanto a la fatiga (daño menor), exteriorizando esto en una disminución menor y más lento en cuanto al parámetro SUPERPAVE $|G^*| \sin(\delta)$ del material y presenta valores mucho mayores del parámetro A_{35} , para ambas temperaturas.
- Con respecto al parámetro N_f , los resultados están asociados al análisis previo, el de acumulación de daño, de manera que aquellos ligantes cuyo parámetro SUPERPAVE $|G^*| \sin(\delta)$ disminuyo lentamente y en menor cantidad, presentan un número de ciclos de falla mayor. Se obtiene una curva decreciente entre 1% a 10% de deformación aplicada.

4.3. Discusión de resultados

- En esta investigación cuando el asfalto es sometido a altas temperaturas, se pudo encontrar que el valor (p calculado = 0.000001) < (p tabular = 0.05), a través de la prueba con distribución F, lo que nos da a entender que existe una relación entre las variables, y el factor que mayor influencia tiene sobre el grado de performance es el tipo de ligante asfáltico, seguidamente por la temperatura y finalmente por la interacción temperatura de ensayo y tipo de asfalto. Sin embargo, la interacción de los dos factores tiene un efecto estadísticamente significativo sobre la respuesta, por lo que la interacción termina dominando el desempeño del ligante asfáltico.

Se observa para ambos asfaltos tanto en su estado original y envejecido a RTFOT que a medida que la temperatura de ensayo disminuye tienen mejores comportamientos a las deformaciones permanentes por poseer mayores módulos de deformabilidad, así mismo el cemento asfáltico CA: 85/100 tiene mejor desenvolvimiento o resistencia a las deformaciones conforme disminuye la temperatura al cual es ensayada. Por otro lado, los ligantes asfálticos en estado original (no envejecido) tienen el mismo desempeño por encima de los 64 °C, y para sus correspondientes asfaltos en estado envejecido lo es por encima de 52 °C. Así mismo en estado envejecido a RTFOT el desempeño a la resistencia a la deformación permanente en ambos asfaltos es siempre superior con respecto al desempeño de los ligantes asfálticos en estado original.

Analizando los resultados podemos decir que el tipo de ligante asfáltico es la que tiene mayor efecto sobre el desempeño o comportamiento frente a fallas por deformaciones permanentes, debido en gran parte al proceso de envejecimiento químico (cambio en su naturaleza molecular) al cual se encontrará sometido su respectiva mezcla asfáltica durante el proceso de mezclado y compactación, seguido por el efecto de temperatura que ocasiona un reordenamiento molecular conforme este disminuye (envejecimiento estérico reversible), en ambos caso se incrementa la rigidez del ligante asfáltico cuanto mayor es el envejecimiento químico y menor sea la temperatura, sin embargo el ligante asfáltico pierde propiedades importantes como la flexibilidad, elasticidad y ductilidad.

- En esta investigación cuando el asfalto envejecido a PAV es sometido a temperaturas intermedias, se pudo encontrar que el valor (p calculado = 0.000001) < (p tabular = 0.05), a través de la prueba con distribución F, lo que nos da a entender que existe una relación entre las variables, y el factor que mayor preponderancia tiene sobre el grado de performance es el tipo de asfalto, y que la influencia de la temperatura y la interacción se ven reducidas a valores menores. Sin embargo, todos son estadísticamente significativos, por lo que es necesario tener en cuenta la interacción de ambos factores.

Se observa para ambos asfaltos envejecidos a PAV, que a medida que la temperatura de ensayo se incrementa tienen mejores comportamientos a la resistencia por fisuramiento, propio de fallas por fatiga y por poseer menores módulos de fatiga, de tal forma que el cemento asfáltico CA: 120/150 posee mejores prestaciones a la resistencia a la falla por fatiga conforme aumenta la temperatura al cual es ensayada, a las temperaturas por debajo de 16 °C los desempeños a fatiga son similares para ambos asfaltos y no cumplen los requerimientos de desempeño establecidos por las especificaciones Superpave.

Analizando los resultados podemos decir que el tipo de ligante asfáltico es la que tiene mayor preponderancia sobre el desempeño o comportamiento frente a fallas por fatiga, debido en gran parte al proceso de envejecimiento químico (cambio en su naturaleza molecular) y físico (reordenamiento molecular) al cual se encontrará sometido su respectiva mezcla asfáltica durante el proceso de mezclado, compactación y prestación de servicio, es decir los ligantes asfálticos son susceptibles al desarrollo de fisuramiento por cargas repetitivas cuando predomina el comportamiento elástico sobre el viscoso traduciéndose en la reducción del módulo complejo o degradación del material.

En esta investigación cuando el asfalto envejecido a PAV es sometido a temperaturas bajas, se pudo encontrar que el valor (p calculado = 0.000001) < ($p_{\text{tabular}} = 0.05$) tanto para la rigidez a flexión (S) y el parámetro de relajación (m), a través de la prueba con distribución F , lo que nos da a entender que existe una relación entre las variables, con mayor preponderancia sobre el grado de performance es el tipo de asfalto, seguidamente de la temperatura baja de ensayo y de menor influencia la interacción de ambos factores. Sin embargo, todos son estadísticamente significativos, por lo que para el análisis y su interpretación es necesario tener en cuenta la interacción de ambos factores.

Se observa que conforme la temperatura disminuye se incrementa la rigidez a flexión y se reduce la capacidad de ambos asfaltos para disipar tensiones acumuladas por contracción, por lo que el cemento asfáltico CA: 120/150 es la

que ostenta mejor prestación a la resistencia de agrietamientos por bajas temperaturas.

Analizando los resultados podemos decir que el tipo de ligante asfáltico es la que tiene mayor preponderancia sobre el desempeño o comportamiento frente a fallas por agrietamiento térmico, debido en gran parte al proceso de envejecimiento químico (cambio en su naturaleza molecular) y enfriamiento intenso (reordenamiento molecular) al cual se encontrará sometido su respectiva mezcla asfáltica durante el proceso de mezclado, compactación y prestación de servicio, es decir los ligantes asfálticos son muy rígidos a bajas temperaturas por lo que tienden a concentrar tensiones muy altas que pueden superar la resistencia de contracción del material, produciéndose la fisuración del material para posteriormente convertirse en grietas.

- Con el objetivo de comparar los resultados de desempeño Superpave de los ligantes asfálticos convencionales CA: 120/150 y CA: 85/100 Pen con otros métodos, los resultados reflejaron para el caso del ensayo MSCR realizadas a temperaturas altas, bajo la normativa ASTM D 7405 (norteamericana) que ningún asfalto considerado en la presente investigación (CA: 85/100; $J_{nr,3200}=1.01$; $RE_{3200}=8.44\%$; $J_{nr,dif}=15.71$ y CA: 120/150; $J_{nr,3200}=2.07$; $RE_{3200}=1.52\%$; $J_{nr,dif}=6.19\%$) cumple con los requerimientos exigidos de clima y tráfico expresados en ejes equivalente ($J_{nr,3200}: 1-2$ y $RE_{3200}\geq 25\%$), y bajo la normativa peruana (EG-2013/MTC) todos los asfaltos considerados (cumplen satisfactoriamente bajo las mismas solicitudes de clima y tráfico para todos los sub tramos considerados ($J_{nr,3200}<4$; $J_{nr,dif}<75\%$); para el caso del ensayo Superpave con frecuencia modificada a 6 rad/s, los ligantes asfálticos reducen su desempeño en un grado Superpave para ambos tipos de asfalto (CA:85/100, 58 a 52; CA: 120/150: 52 a 46) y no satisfacen los requerimientos climáticos exigidos para los sub tramos considerados. Respecto al ensayo LAS realizados a temperaturas intermedias (19 °C) los resultado guardan coherencia con el PG Superpave, con la diferencia que el ensayo LAS proporciona mayor información sobre el número de ciclos de falla a diferentes niveles de

deformación (CA:85/100, $N_{f5\%}=5207$; CA:120/150 $N_{f5\%}=6947$, nivel de daño (CA:85/100, $D=10,000$; CA:85/100, $D=6,000$) y la relación entre el esfuerzo y deformación en un rango viscoelástico no lineal (CA:85/100: mayor pérdida de esfuerzo cortante; CA:120/150: menor pérdida de esfuerzo).

Se observa que el ensayo MSCR complementa las exigencias climáticas establecidas por las especificaciones Superpave con el tráfico en forma de Ejes equivalentes (EE), así mismo el criterio de selección de ligantes asfálticos por la normativa peruana establece diferencias con la normativa norteamericana, básicamente en que el primero no considera el parámetro de recuperación elástica; por otra parte se observa que en el ensayo LAS los barridos de deformación se realizan hasta un 31 % de deformación cortante (viscoelástica no lineal) comparado con un 12 % de deformación cortante máxima (viscoelástica lineal) en las especificaciones Superpave.

Analizando los resultados podemos decir que el ensayo MSCR complementa las especificaciones Superpave con la consideración de la recuperación elástica instantánea y retardada propio de la naturaleza viscoelástica del asfalto, con introducción de parámetros tales como J_{nr} (deformación no recuperable por un esfuerzo cortante), RE (Recuperación elástica) a esfuerzos de 100 y 3200 KPa, aspecto que le da mayor solidez y confiabilidad a los resultados obtenidos; respecto al ensayo modificado Superpave con frecuencia de 6 rad/seg, este sugiere que realizar a esa frecuencia se correlaciona mejor con las velocidades de circulación de vehículos pesados en la zona de estudio y que es aproximadamente de 45 km/h en contraste a los 100 km/h para las especificaciones Superpave; Respecto al ensayo LAS (Barrido de Amplitud Lineal) permite realizar daños acelerados al ligante asfáltico al someter a mayores deformaciones garantizando la falla por fatiga en el rango no lineal, lo cual no sucede en las especificaciones Superpave, sin embargo ambos métodos han resultado ser muy coherentes, debido a que los ligantes asfálticos CA:85/100 y 120/150 presentan muy baja elasticidad por lo que podría suponerse una recuperación elástica retardada nula.

- Con el objetivo de determinar un modelo matemático que permita determinar la temperatura máxima del pavimento y compararlo con el modelo Superpave para la zona de investigación, los resultados obtenidos por el modelo implementado denominado "EGRA" basado en métodos numéricos en diferencias finitas (MDF), muestran valores de temperaturas máximas de pavimento inferior a las obtenidas por el modelo establecido por la Especificación Superpave a un nivel de confianza del 98 %, de la misma forma el grado de performance requerido por condiciones climáticas es inferior al protocolo Superpave.

Se observa que el método Superpave es más conservador y requiere asfaltos de mayor desempeño para satisfacer los requerimientos climáticos, para el tramo I (Huancavelica – Chuñuranra) Superpave requiere un PG de 52 y según modelo “EGRA” 46, para los demás tramos el requerimiento de PG es igual. De igual forma las máximas temperaturas de pavimento asfáltico obtenidas por el modelo implementado son registrados en la superficie, mientras que en el modelo Superpave se encuentra a 2 cm por debajo de la superficie.

Analizando los resultados podemos afirmar que la temperatura máxima del pavimento asfáltico obtenida por el modelo "EGRA" constituye un modelo numérico robusto basado en un balance energético establecido en la superficie y matriz del material (transferencia de calor por radiación, convección y conducción) en la que se ha tenido en cuenta factores tales como la temperatura ambiente, radiación solar global y propiedades intrínsecas del material asfáltico y calibrado a través de una serie de mediciones obtenidas por instrumentos debidamente calibradas en probetas de mezclas asfálticas en caliente, sin embargo por las limitaciones de datos de temperatura horaria anual puede considerarse los resultados como aproximada.

CONCLUSIONES

- Para condiciones de clima caliente, intermedio y frío el factor que mayor influencia tiene sobre el grado de performance de un pavimento flexible es el tipo de ligante asfáltico convencional, seguidamente por la temperatura y finalmente por la interacción temperatura y tipo de asfalto.

El cemento asfáltico CA:85/100 Pen es el que presenta mejor desenvolvimiento ante las deformaciones permanentes, el cemento asfáltico CA: 120/150 posee mejores prestaciones a la resistencia a la falla por fatiga y resistencia de agrietamientos por bajas temperaturas.

Para el primer sub tramo deberá usarse el cemento asfáltico CA:85/100 Pen y para los tres últimos sub tramos ambos asfaltos convencionales, con preferencia el asfalto CA: 120/150 Pen por presentar mejores propiedades y parámetros reológicos.

- Para el ensayo MSCR bajo la normativa ASTM D 7405 (norteamericana) ningún asfalto considerado en la presente investigación cumple con los requerimientos exigidos de clima y tráfico expresados en ejes equivalente ($J_{nr,3200}$: 1 -2 y $RE_{3200} \geq 25\%$), y bajo la normativa peruana (EG-2013/MTC) todos los asfaltos considerados (cumplen satisfactoriamente bajo las mismas solicitaciones de clima y tráfico para todos los sub tramos considerados ($J_{nr,3200} < 4$; $J_{nr,dif} < 75\%$). Para el ensayo Superpave con frecuencia modificada a 6 rad/s, los ligantes asfálticos reducen su desempeño en un grado Superpave para ambos tipos de asfalto (CA:85/100, 58 a 52; CA: 120/150: 52 a 46) y no satisfacen los requerimientos climáticos exigidos para los sub tramos considerados y para el ensayo LAS realizados a temperaturas intermedias (19 °C) los resultados guardan coherencia con el PG Superpave, con la diferencia que el ensayo LAS proporciona información detallada sobre el número de ciclos de falla a diferentes niveles de deformación (CA:85/100, $N_{f5\%} = 5207$; CA:120/150 $N_{f5\%} = 6947$, nivel de daño (CA:85/100, $D = 10,000$; CA:85/100, $D = 6,000$) y la relación entre el esfuerzo y deformación en un

rango viscoelástico no lineal (CA:85/100: mayor pérdida de esfuerzo cortante; CA:120/150: menor pérdida de esfuerzo).

- El modelo implementado denominado "EGRA" basado en métodos numéricos en diferencias finitas (MDF), muestran valores de temperaturas máximas de pavimento inferior a las obtenidas por el modelo establecido por la Especificación Superpave a un nivel de confianza del 98 %, de la misma forma el grado de performance requerido por condiciones climáticas es inferior al protocolo Superpave.

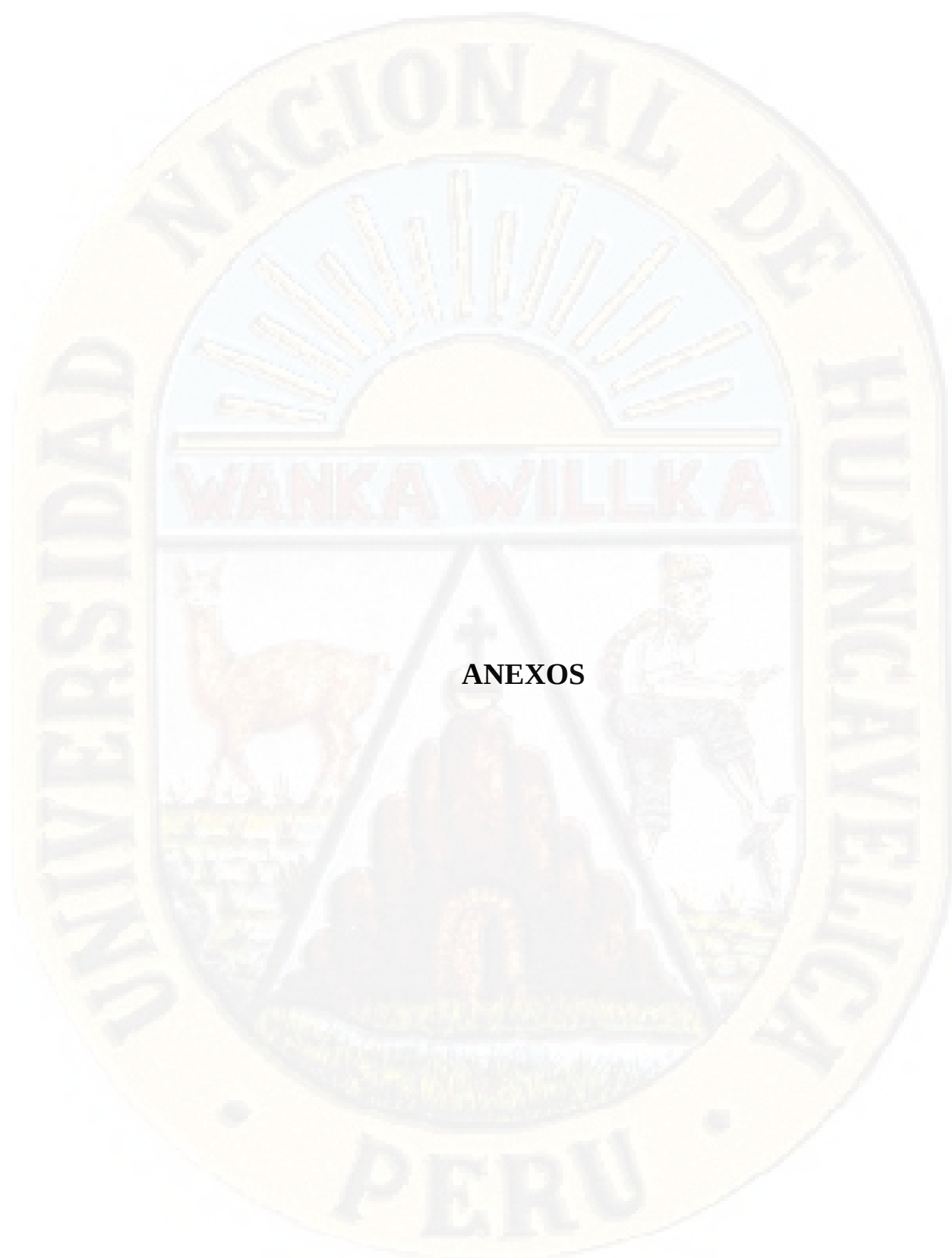
RECOMENDACIONES

- Se recomienda evaluar los ligantes asfálticos desde la óptica del Grado de Desempeño Superpave (PG) complementándolo con ensayos como el MSCR (Multi Stress Creep and Recovery) y LAS (Barrido de Amplitud Lineal) a fin de tener un conocimiento adecuado e integral sobre el comportamiento reológico y predicción de los pavimentos asfálticos cuando estas se encuentren en servicio bajo condiciones de exigencias climáticas y de tráfico.
- Se recomienda utilizar el modelo numérico en diferencias finitas “EGRA” en investigaciones similares con mayor amplitud de datos y por ende una mejora en su calibración, para ello es necesario contar con registro de datos de temperatura máximas horarios anuales.
- Se recomienda evaluar ligantes asfálticos convencionales y modificados bajo la perspectiva de la metodología Superpave a fin de realizar comparaciones en su desempeño bajo condiciones de exigencias climáticas y de tráfico para cualquier zona del departamento de Huancavelica.
- Se recomienda correlacionar los resultados obtenidos en el presente trabajo de investigación con sus respectivos ensayos en mezclas asfálticas tales como el ensayo de la rueda de Hamburgo a altas temperaturas para observar las deformaciones permanentes y ensayos de viga a flexión en cuatro puntos para observar la resistencia a la falla por fatiga.
- Se recomienda a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Huancavelica, implementar un laboratorio de pavimentos asfálticos con tecnología Superpave a fin de fomentar la investigación de vanguardia y brindar servicios especializados en esta materia.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ayala del Toro, Y., Garnica Anguas, P., & Delgado Alamila, H. (2015). Efecto de la temperatura en la evaluación de la fatiga en ligantes asfálticos. *Revista Infraestructura vial*, 9.
- Bernal, C. (2010). *Metodología de la investigación*. Bogota - Colombia: Pearson Educación.
- Bonilla Miranda, E. (2013). *Determinación del tipo de cemento asfáltico según el grado de desempeño, de acuerdo con la zonificación climática y las cargas de tránsito del país*. Universidad de Costa Rica, Costa Rica.
- Cerda Gutierrez, H. (1993). *Los elementos de la investigación como reconocerlos, diseñarlos y construirlos*. Santa Fe de Bogota - Colombia: Editorial El Buho LTDA.
- Fernandez Diez, P. (1999). *Ingeniería térmica y de fluidos*. Santander - España: Escuela de Ing. Industriales y de Ing. de caminos.
- Garber, N. J. (2008). *Ingeniería de tránsito y carreteras*. Mexico: Thompson.
- Hernández Sampieri, R. (1993). *Metodología de la investigación*. Mexico: MCGRAW-HILL.
- Hintz, C., Velasquez, R., Johnson, C., & Bahia, H. (2011). *Modification and validation of the linear amplitude sweep test for binder fatigue specification*. Washington, DC.
- Huaman, N. (2011). *El estado del arte de los pavimentos asfálticos*. Lima: URP.
- Incropera, F., & De Witt, D. (2005). *Fundamentals of Heat and Mass Transfer*. EE.UU.: John Wiley & Sons.
- Instituto del asfalto. (2008). Antecedentes de los métodos de ensayo de ligantes asfálticos de SUPERPAVE. *Instituto del asfalto*, 8.
- Instituto del asfalto. (2009). Antecedentes de los métodos de ensayo de ligantes asfálticos de SUPERPAVE. *Instituto del asfalto*, 90.

- ISSN. (2009). Modelación del comportamiento reológico de asfalto convencional y modificado con polímero reciclado estudiada desde la relación viscosidad - temperatura. *Revista EIA*, 125-137.
- Lanamme Universidad de Costa Rica. (2015). Efecto de la temperatura en la evaluación de la fatiga en ligantes asfálticos. *Revista Infraestructura Vial*, 6.
- Morea, F. (2011). *Efecto de la reología de los asfaltos, la temperatura y las condiciones de carga*. Universidad Nacional de la Plata, Buenos Aires - Argentina.
- Niño Rojas, V. M. (2011). *Metodología de la investigación*. Bogotá - Colombia: Ediciones de la U Colombia.
- Pascual Muñoz, P. (2012). *Estudio del comportamiento térmico de pavimentos de mezclas bituminosa y análisis de un colector solar asfáltico multicapa*. Universidad de Cantabria, Santander - España.
- Sandoval Navarro, I., & Cremades Ibáñez, I. (2003). Evolución del grado PG en la caracterización de asfaltos. *III congreso mexicano*, 25.
- Stuart, Mogawer, & Romero. (2000). Evaluation of the Superpave Asphalt Binders Specification for High-Temperature Pavement Performance. *Asphalt Paving technology*, 148-176.
- Suarez Castillo, J. F. (2003). *Caracterización de asfaltos con tecnología SUPERPAVE y análisis de ahuellamiento*. Universidad de los Andes, Santa Fe de Bogotá - Colombia.



PANEL FOTOGRÁFICO



Fotografía 3: Muestreo de ligante asfáltico convencional – Laboratorio TDM ASFALTOS



Fotografía 4: Ensayo de penetración de ligante asfáltico convencional – Laboratorio



Fotografía 5: Ensayo de reblandecimiento de ligantes asfálticos laboratorio TDM ASFALTOS.



Fotografía 6: Instalaciones laboratorio TDM y personal técnico



Fotografía 7: Proceso de colocado de mezcla asfáltica en frío CSS-1H



Fotografía 8: Mezcla asfáltica en frío en proceso de curado



Fotografía 9: Preparación de mezcla asfáltica en caliente – Laboratorio de asfalto Santa Cruz



Fotografía 10: Briquetas de mezcla asfáltica para ensayo de estabilidad y fluencia Marshall – Laboratorio Santa Cruz.



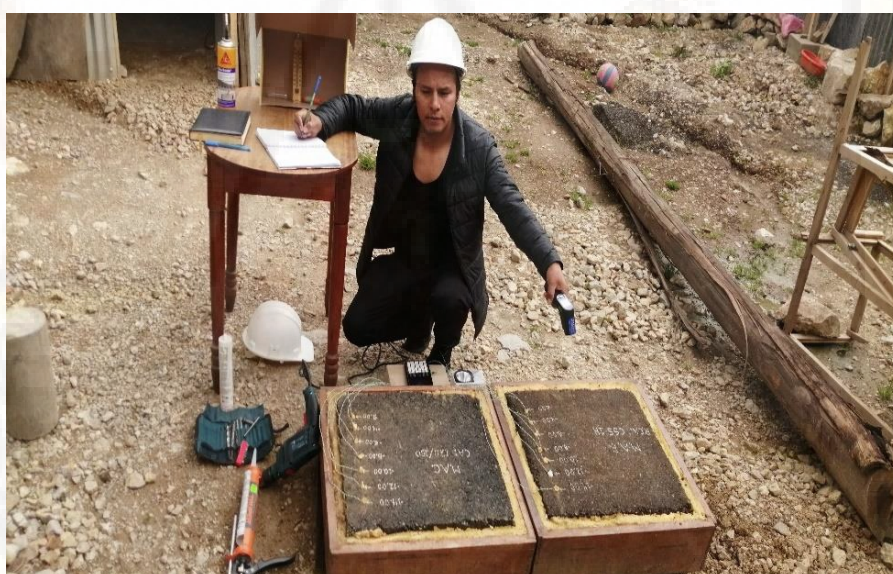
Fotografía 11: Moldes y materiales para elaboración de probeta de mezcla asfáltica en caliente – Laboratorio Santa Cruz



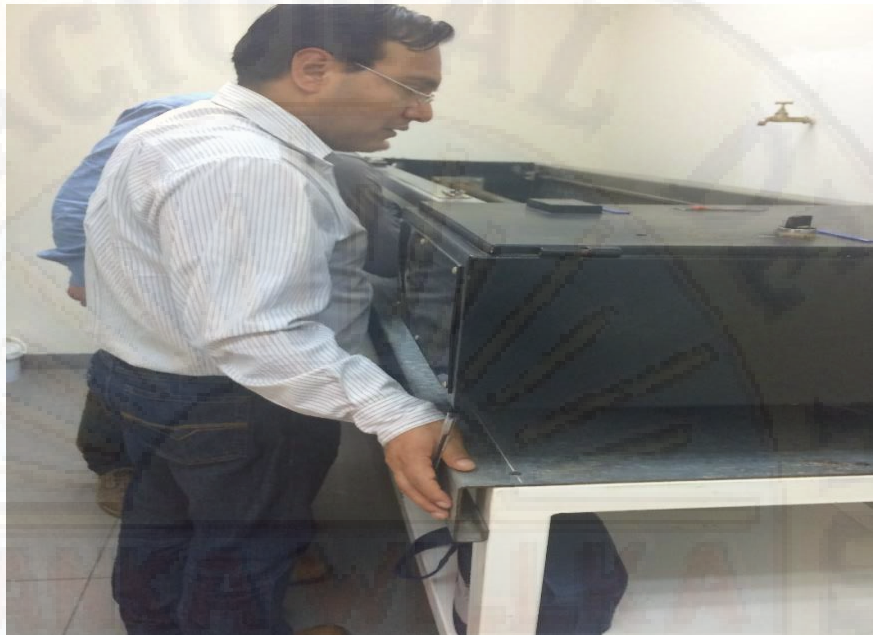
Fotografía 12: Compactación de probetas de mezcla asfáltica en caliente – Laboratorio Santa Cruz.



Fotografía 13: Probetas de MAC perforadas a diferentes profundidades – Recinto ubicado en el distrito de Ascensión donde se recolectaron datos.



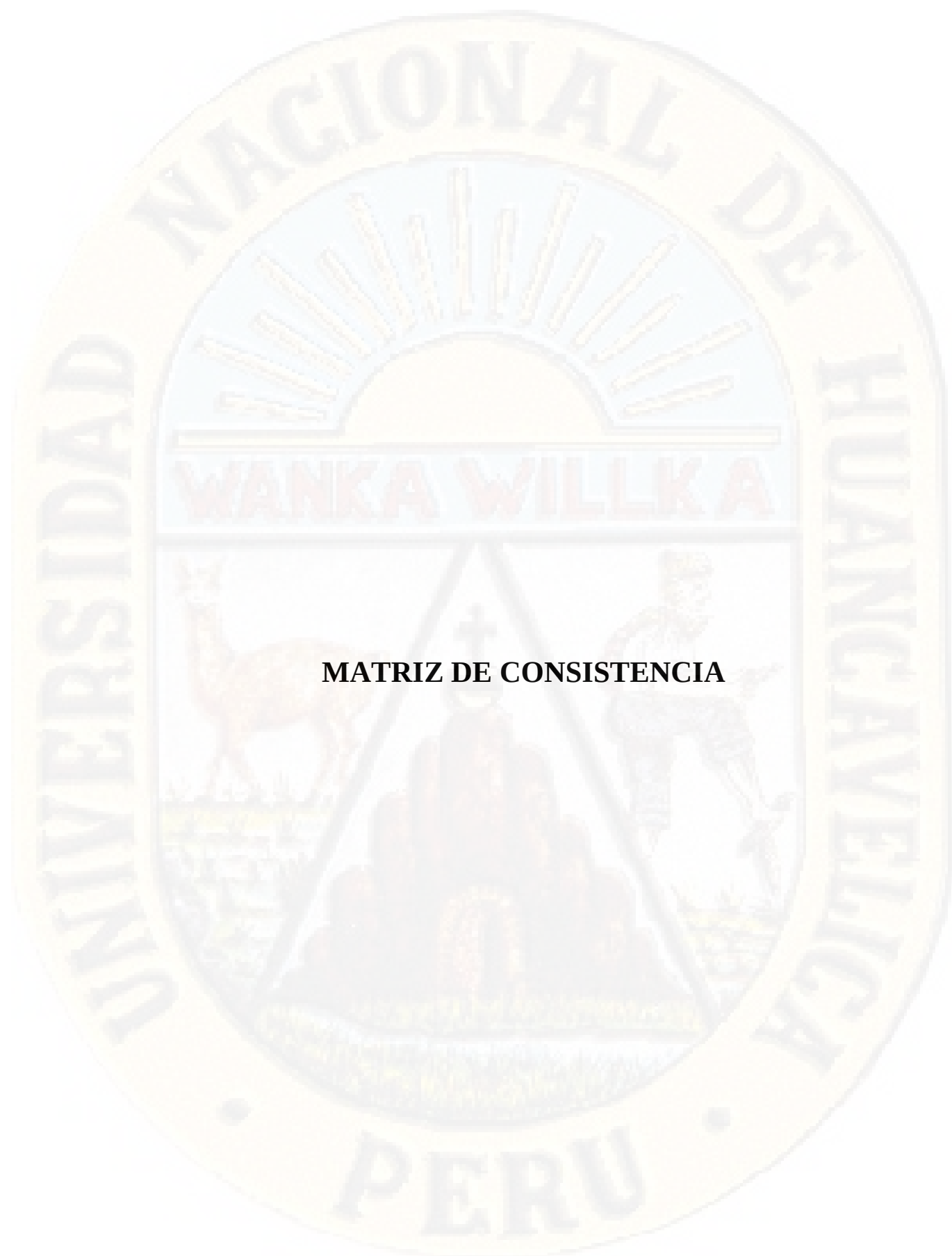
Fotografía 14: Medición y registro de temperaturas a diferentes profundidades, irradiancia solar.



Fotografía 15: Ensayo de tracción directa de ligantes asfálticos convencionales



Fotografía 16: Proceso de mezcla asfáltica en caliente y envejecimiento a corto plazo instalaciones de la empresa de asfaltos “Vargas y Laurente” SAC.



MATRIZ DE CONSISTENCIA

“DETERMINACIÓN DEL GRADO DE DESEMPEÑO (PG) - SUPERPAVE DE CEMENTOS ASFÁLTICOS EN CONTROL DE FALLAS DE PAVIMENTOS FLEXIBLES CARRETERA HUANCAMELICA – SANTA INÉS”

PROBLEMA	OBJETIVO	MARCO TEORICO	HIPÓTESIS	VARIABLE Y DIMENSIONES	METODOLOGÍA
Problema General: ¿En qué medida las temperaturas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos en el control de fallas de pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés? Problemas específicos: ¿En qué medida las temperaturas altas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de deformación permanente en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés? ¿En qué medida las temperaturas intermedias de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de agrietamiento por fatiga en pavimentos flexibles	Objetivo General: Determinar el Grado de Desempeño - SUPERPAVE de ligantes asfálticos en el control de fallas de pavimentos flexibles influenciado por el nivel de temperaturas de ensayo y tipo de cemento asfáltico convencional en la carretera Huancavelica – Santa Inés. Objetivos Específicos - Determinar el Grado de Desempeño - SUPERPAVE de cementos asfálticos que controlan fallas de ahuellamiento permanente en pavimentos flexibles a temperaturas altas de ensayo y tipos de cemento asfáltico convencional (PEN: 120/150; 85/100) de la carretera Huancavelica – Santa Inés. - Determinar el Grado de Desempeño - SUPERPAVE de cementos asfálticos que controlan fallas de agrietamiento por fatiga en pavimentos flexibles a temperaturas intermedias de	A NIVEL INTERNACIONAL - Revista EIA, ISSN 1794-1237 Número 12, p. 125-137. Diciembre 2009 Escuela de Ingeniería de Antioquia, Medellín: “MODELACIÓN DEL COMPORTAMIENTO REOLÓGICO DE ASFALTO CONVENCIONAL Y MODIFICADO CON POLÍMERO RECICLADO, ESTUDIADA DESDE LA RELACIÓN VISCOSIDAD-TEMPERATURA” - Rodrigo Delgadillo y Carlos Wahr (2017), Universidad Técnica Federico Santa María de Chile: “ZONIFICACIÓN SUPERPAVE PARA CHILE” A NIVEL NACIONAL - Nestor W. Huaman Guerrero (2011), Tesis para optar el Grado Académico de Maestro en Ciencias con mención en Ingeniería de Transportes: “LA DEFORMACIÓN PERMANENTE EN LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS Y EL CONSECUENTE DETERIORO DE LOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS EN EL PERÚ” A NIVEL LOCAL	Hipótesis General: Las temperaturas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales no influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos en el control de fallas de pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés. Hipótesis específicos - Las temperaturas altas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) no influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de deformación permanente en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés. - Las temperaturas intermedias de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) no influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de agrietamiento por fatiga en pavimentos flexibles	Variable Independiente - Temperatura de ensayo; - Tipo de cemento asfáltico convencional. Dimensiones - Temperatura alta de ensayo - Temperatura intermedia de ensayo - Temperatura baja de ensayo. - Cemento asfáltico CA: 85/100 Pen. - Cemento asfáltico CA: 120/150. Variable dependiente: - Grado de Desempeño – SUPERPAVE de cementos asfálticos en el control de fallas de pavimentos flexibles. Dimensiones - Propiedades reológicas a temperaturas altas (Resistencia a deformación permanente).	Tipo de investigación: Aplicada – tecnológico, cuantitativo y experimental Nivel de investigación: - Explicativo Método: Deductivo Diseño de investigación: - Diseño experimental factorial completa con dos factores y diferentes niveles. Población: - Lotes de cementos asfálticos producidos en la refinería “La Pampilla” – Repsol, de diferentes consistencias (CA:85/100 Pen y CA: 120/150 Pen). Muestra: Cementos asfálticos sometidos a ensayo de laboratorio. - CA: 85/100 Pen; CA: 120/150 Pen. - 15 muestras de CA: 85/100 Pen. - 15 muestras de CA: 120/150 Pen. Técnica de procesamiento de datos: - Excel, se empleará la hoja de cálculo donde se almacenará y sistematizará los

de la carretera Huancavelica – Santa Inés?	ensayo y tipos de cemento asfáltico convencional (PEN: 120/150; 85/100) de la carretera Huancavelica – Santa Inés.	- Francis Santiago, GOETENDIA TORRES, Victoriano PEREZ QUISPE, Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil – Universidad Nacional de Huancavelica: “INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA EN EL DETERIORO DE LA CARPETA ASFÁLTICA EN LA CARRETERA NACIONAL TRAMO: RUMICHACA – LOS LIBERTADORES (HUAYTARÁ) (PE-28 A)”.	de la carretera Huancavelica – Santa Inés.	- Propiedades reológicas a temperaturas intermedias (Resistencia a fatiga).	datos recopilados en campo (tráfico de vehículos, temperatura de probetas de mezcla asfáltica), sistematización de temperatura registradas de las estaciones meteorológicas y parámetros reológicos del Grado de Desempeño de cada uno de los ligantes asfálticos a las temperaturas correspondientes desde el punto de vista del protocolo Superpave y ensayos complementarios tales como ensayo MSCR, LAS y Tracción Directa.
¿En qué medida las temperaturas bajas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de agrietamiento térmico en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés?	- Determinar el Grado de Desempeño - SUPERPAVE de cementos asfálticos que controlan fallas de agrietamiento térmico en pavimentos flexibles a temperaturas bajas de ensayo y tipos de cemento asfáltico convencional (PEN: 120/150; 85/100) de la carretera Huancavelica – Santa Inés.		- Las temperaturas bajas de ensayo y los tipos de cementos asfálticos convencionales (PEN 120/150; 85/100) no influyen el Grado de Desempeño (PG) de ligantes asfálticos que controlan fallas de agrietamiento térmico en pavimentos flexibles de la carretera Huancavelica – Santa Inés.	- Propiedades reológicas a temperaturas bajas (Resistencia a agrietamiento térmico).	
¿En qué medida el Grado de Desempeño – SUPERPAVE difiere con ensayos de desempeño MSCR, SUPERPAVE con frecuencia modificada y LAS en la carretera Huancavelica – Santa Inés?	- Evaluar y comparar el Grado de Desempeño – SUPERPAVE con ensayos de desempeño MSCR, SUPERPAVE con frecuencia modificada y LAS en la carretera Huancavelica – Santa Inés.				- Minitab, software estadístico utilizado para realizar contraste de hipótesis a través del diseño experimental del tipo factorial.
¿En qué medida difiere un modelo matemático implementado y el modelo SUPERPAVE para calcular la temperatura máxima de pavimento para la zona de investigación?	- Determinar un modelo matemático para calcular la temperatura de pavimento para la zona de investigación y compararlo con el modelo SUPERPAVE.				

Autores: Los tesisistas



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL HUANCAMELICA
ÁREA DE PRODUCCIÓN DE LA EPICH



"Año del Bicentenario del Perú: 200 años de Independencia"

EL JEFE DEL ÁREA DE PRODUCCIÓN DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL HUANCAMELICA, DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA, otorga la presente:

CONSTANCIA

A: **CUSI RAMOS, Juan Carlos y DURAN EGOAVIL, Max Rafael**, bachilleres de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil - Huancavelica, Facultad de Ciencias de Ingeniería, de la Universidad Nacional de Huancavelica, quienes han utilizado información de las estaciones meteorológicas que están a cargo del Laboratorio de Hidráulica de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil Huancavelica. La información brindada que detalla en el presente cuadro es de uso exclusivo para la presente investigación:

ESTACIÓN METEOROLÓGICA (ÁREAS DE INTERÉS)	VARIABLE METEOROLÓGICA	ESCALA (DIARIA)	PERIODO
CACHIMAYO	Temperatura absoluta máxima y mínima	Diaria	2016-2018
CHUÑURANRA	Temperatura absoluta máxima y mínima	Diaria	2016-2018
HUANCAMELICA	Temperatura absoluta máxima y mínima	Diaria	2016-2018
LACHOCC	Temperatura absoluta máxima y mínima	Diaria	2016-2018
PUCAPAMPA	Temperatura absoluta máxima y mínima	Diaria	2016-2018
SACSAMARCA	Temperatura absoluta máxima y mínima	Diaria	2016-2018

Durante el periodo de ejecución desde el 18 de febrero al 13 de agosto de 2020, del proyecto de tesis: **"DETERMINACIÓN DEL GRADO DE DESEMPEÑO - SUPERPAVE DE CEMENTOS ASFÁLTICOS EN CONTROL DE FALLAS DE PAVIMENTOS FLEXIBLES, CARRETERA HUANCAMELICA – SANTA INÉS"**.

Se expide la presente constancia a solicitud de los interesados para fines que estimen por conveniente.

Huancavelica, 09 de febrero de 2021.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL - HVCA
ÁREA DE PRODUCCIÓN
[Firma]
Ing. Edith Editha Huamani Serpa
JEFE

Nº 002-2021

C. c.
Archivo
AP