



UNIVERSIDAD DE VALPARAISO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Comparación Técnica y Económica en el Diseño de
Pavimentos Flexibles por medio de los Métodos
AASHTO, Shell y Sudafricano.

Por

DANTE GARCIA SUAZO

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en
Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Sr. Tarek Saud Costa.

A mis padres por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, este logro es para ustedes.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quisiera agradecer a mi familia, por el cariño y el apoyo que siempre he recibido de parte de ustedes y con el cual he logrado culminar así mi carrera profesional, que es para mí la mejor de las herencias.

Agradezco a mi profesor guía, don Tarek Saud Costa, que gracias a su orientación y apoyo he llegado a realizar una de mis grandes metas.

También quisiera expresar mi agradecimiento a mis amigos por la amistad que me brindaron durante todo este periodo de universidad.

INDICE

LISTA DE TABLAS	7
LISTAS DE FIGURAS.....	11
CAPITULO I.....	14
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	14
OBJETIVOS.....	15
ALCANCES.....	16
METODOLOGIA	17
CAPITULO II.....	18
2. ANTECEDENTES DE DISEÑO.....	18
2.1 Parámetros de Diseño AASHTO.	18
2.1.2 Tránsito.....	19
2.1.3 Servicialidad.	20
2.1.4 Confiabilidad y variabilidad de diseño.	21
2.1.5 Medio ambiente.	26
2.1.6 Caracterización de los materiales componentes del pavimento.	28
2.1.7 Capacidad estructural del pavimento.....	30
2.2 Parámetros de diseño Método Shell.....	32
2.2.1 Tránsito.....	33
2.2.2 Medio ambiente.	34
2.2.3 Confiabilidad y variabilidad de diseño.....	35
2.2.4 Caracterización de los materiales componentes del pavimento.	36
2.2.5 Posición del esfuerzo máximo de tensión en el pavimento.....	44
2.2.6 Programa de diseño SPDM.....	45
2.3 Parámetros de diseño Método Sudafricano.....	46
2.3.1 Tránsito.....	48
2.3.2 Medio Ambiente.	49
2.3.3 Confiabilidad y variabilidad de diseño.....	50
2.3.4 Caracterización de los materiales componentes del pavimento.	54
2.3.5 Programa de diseño RUBICON.....	69
CAPITULO III.....	71
3. DATOS DE ENTRADA.	71
3.1 Variable de tránsito.....	72
3.2 Temperatura de diseño.	73
3.3 Estructuras de pavimentos.	74
3.3.1 Estructura 1.	74
3.3.2 Estructura 2.	76

CAPITULO IV	78
4. VERIFICACION DE DISEÑO.....	78
4.1 Método de diseño AASHTO.....	79
4.1.1 Parámetros de entrada.....	79
4.1.2 Resultado de diseño de espesores.....	82
4.2 Método de diseño Shell.....	87
4.2.1 Parámetros de entrada.....	87
4.2.2 Resultados de diseño de espesores.....	91
4.3 Método de diseño Sudafricano.....	112
4.3.1 Parámetros de entrada.....	112
4.3.2 Resultados de diseño de espesores.....	115
CAPITULO V	123
5. SENSIBILIDAD DE PARAMETROS DE DISEÑO.....	123
5.1 Elección de confiabilidad método de diseño Shell.....	124
5.2 Temperatura.....	127
5.2.1 Método AASHTO.....	127
5.2.2 Método Shell.....	134
5.2.3 Método Sudafricano.....	136
CAPITULO VI	139
6. COMPARACION DE DISEÑOS.....	139
6.1 Resultados obtenidos en la Región de Arica.....	140
6.2 Resultados obtenidos en la Región de Valparaíso.....	153
6.3 Resultados obtenidos en la Región de Punta Arenas.....	165
CAPITULO VII	175
7. ANALISIS DE COSTOS.....	175
7.1 Costos de materiales utilizados en los métodos de diseños.....	175
7.2 Resultados de costos de las estructuras.....	176
7.3 Comparación de costos.....	182
CAPITULO VIII.....	188
CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	188
8.1 Conclusiones	188
8.2 Comentarios	191
Bibliografía.....	192
Anexo.....	195
1. Calculo de la temperatura media anual	195
2. Gráficos para el cálculo del número estructural mínimo de capas asfálticas.....	196
3. Resultados de diseño	197
3.1 Método de diseño AASHTO.....	197

3.1.1	Estructura 1, localidad Región de Arica	197
3.1.2	Estructura 1, localidad Región de Valparaíso	198
3.1.3	Estructura 1, localidad Región de Punta Arenas	199
3.1.4	Estructura 2, localidad Región de Arica	200
3.1.5	Estructura 2, localidad Región de Valparaíso	201
3.1.6	Estructura 2, localidad Región de Punta Arenas	202
3.2	Método de Diseño SHELL.....	203
3.2.1	Estructura 1, localidad Región de Arica	203
3.2.2	Estructura 1, localidad Región de Valparaíso	205
3.2.3	Estructura 1, localidad Región de Punta Arenas	207
3.2.4	Estructura 2, localidad Región de Arica	209
3.2.5	Estructura 2, localidad Región de Valparaíso	211
3.2.6	Estructura 2, localidad Región de Punta Arenas	213
3.3	Método Sudafricano	215
3.3.1	Estructura 1, localidad Región de Arica	215
3.3.2	Estructura 1, localidad Región de Valparaíso	216
3.3.3	Estructura 1, localidad Región de Punta Arenas	217
3.3.4	Estructura 2, localidad Región de Arica	218
3.3.5	Estructura 2, localidad Región de Valparaíso	219
3.3.6	Estructura 2, localidad Región de Punta Arenas	220

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 - Ejemplo de aplicación del factor de ponderación de temperatura	35
Tabla 2.2 - Categorías de carreteras Sudafricanas.....	47
Tabla 2.3 - Exponente de daño relativo de acuerdo al tipo de pavimento.....	49
Tabla 2.4 - Categoría de carretera método de diseño Sudafricano.....	50
Tabla 2.5 - Características de materiales asfálticos estándar utilizado por el Manual Sudafricano	54
Tabla 2.6 - Características de materiales granulares estándar utilizado por el Manual Sudafricano	54
Tabla 2.7 - Características de materiales de subrasante estándar utilizado por el manual Sudafricano.....	55
Tabla 2.8 - Propiedades específicas de materiales de subrasante estándar utilizado por el Manual Sudafricano.....	55
Tabla 2.9 - Coeficientes de regresión para las condiciones terminales de falla [35].....	56
Tabla 2.10 - Propiedades específicas de materiales de subrasante estándar utilizado por el Manual Sudafricano.....	58
Tabla 2.11 - Propiedades específicas de materiales granulares estándar utilizado por el Manual Sudafricano.....	60
Tabla 2.12 - Módulos elásticos sugeridos por Freeme.....	62
Tabla 2.13 - Módulos elásticos sugeridos por Jordaan.....	62
Tabla 2.14 - Coeficientes de regresión para las condiciones terminales de falla [35].....	66
Tabla 3.1 - Tránsito de Estudio.....	73
Tabla 3.2 - Temperaturas Medias Mensuales.....	73
Tabla 3.3 - Temperaturas Medias Mensuales Continuación.....	73
Tabla 3.4 - Temperatura de Diseño.....	74
Tabla 3.5 - Parámetros utilizados en diseño original (Método AASHTO).....	75
Tabla 3.6 - Diseño original de espesores.....	75
Tabla 3.7 - Parámetros utilizados en diseño original.....	77
Tabla 3.8 - Parámetros utilizados en diseño original.....	77
Tabla 4.1 - Nivel de confianza y valor del S_0	79
Tabla 4.2 - Índice de confiabilidad recomendados.....	80
Tabla 4.3 - Coeficientes estructurales para las capas de pavimento.....	80
Tabla 4.4 - Coeficientes de drenaje.....	81
Tabla 4.5 - Valores de TMAPA.....	81
Tabla 4.6 - Resultados de diseño del Método AASHTO de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica.....	83
Tabla 4.7 - Resultados de diseño del Método AAASHTO de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso.....	83
Tabla 4.8 - Resultados de diseño del Método AASHTO de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Punta Arenas.....	84
Tabla 4.9 - Resultados de diseño del Método AASHTO de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica.....	85
Tabla 4.10 - Resultados de diseño del Método AASHTO de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso.....	86
Tabla 4.11 - Resultados del diseño del Método AASHTO de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la región de Punta Arenas.....	87
Tabla 4.12 - Temperatura de diseño Método Shell.....	88
Tabla 4.13 - Rigidez del asfalto.....	89
Tabla 4.14 - Rigidez de la mezcla.....	89
Tabla 4.15 - Características de capas granulares.....	90

Tabla 4.35 - Características de materiales utilizados en las capas base y subbase .	113
Tabla 4.36 - Parámetros de resistencia de corte.	114
Tabla 4.37 - Módulos elásticos sugeridos por el Método Sudafricano .	114
Tabla 4.38 - Confiabilidad de diseño recomendada.	115
Tabla 4.39 - Resultados de diseño del método Sudafricano de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica.	117
Tabla 4.40 - Resultados de diseño del método Sudafricano de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso.	118
Tabla 4.41 - Resultados de diseño del método Sudafricano de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Punta Arenas.	119
Tabla 4.42 - Resultados de diseño del método Sudafricano de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica.	120
Tabla 4.43 - Resultados de diseño del método Sudafricano de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso.	121
Tabla 4.44 - Resultados de diseño del método Sudafricano de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Punta Arenas.	122
Tabla 6.1 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito bajo, Región de Arica, Estructura 1.	142
Tabla 6.2 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Arica, Estructura 1.	144
Tabla 6.3 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito alto, Región de Arica, Estructura 1.	146
Tabla 6.4 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito bajo, Región de Arica, Estructura 2.	148
Tabla 6.5 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito alto, Región de Arica, Estructura 2.	151
Tabla 6.6 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Arica, Estructura 2.	152
Tabla 6.7 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito bajo, Región de Valparaíso, Estructura 1.	154
Tabla 6.8 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Valparaíso, Estructura 1.	157
Tabla 6.9 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito alto, Región de Valparaíso, Estructura 1.	158
Tabla 6.10 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Valparaíso, Estructura 2.	160
Tabla 6.11 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Valparaíso, Estructura 2.	162
Tabla 6.12 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito alto, Región de Valparaíso, Estructura 2.	164
Tabla 6.13 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito bajo, Región de Punta Arenas, Estructura 1.	166
Tabla 6.14 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Punta Arenas, Estructura 1.	167
Tabla 6.15 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito alto, Región de Punta Arenas, Estructura 1.	169
Tabla 6.16 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito bajo, Región de Punta Arenas,	171
Tabla 6.17 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Punta Arenas, Estructura 2.	172
Tabla 6.18 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito alto, Región de Punta Arenas, Estructura 2.	174
Tabla 7.1 - Costos de materiales asfálticos.	175
Tabla 7.2 - Costos de materiales Granulares.	175

Tabla 7.3 - Costos desarrollados por el método de diseño AASHTO, Estructura 1, Región de Arica.	176
Tabla 7.4 - Costos desarrollados por el método de diseño Shell, Estructura 1, Región de Arica.	176
Tabla 7.5 - Costos desarrollados por el método de diseño Sudafricano, Estructura 1, Región de Arica.	176
Tabla 7.6 - Costos desarrollados por el método de diseño AASHTO, Estructura 1, Región de Valparaíso.	177
Tabla 7.7 - Costos desarrollados por el método de diseño Shell, Estructura 1, Región de Valparaíso.	177
Tabla 7.8 - Costos desarrollados por el método de diseño Sudafricano, Estructura 1, Región de Valparaíso.	177
Tabla 7.9 - Costos desarrollados por el método de diseño AASHTO, Estructura 1, Región de Punta Arenas.	178
Tabla 7.10 - Costos desarrollados por el método de diseño Shell, Estructura 1, Región de Punta Arenas.	178
Tabla 7.11 - Costos desarrollados por el método de diseño Sudafricano, Estructura 1, Región de Punta Arenas.	178
Tabla 7.12 - Costos desarrollados por el método de diseño AASHTO, Estructura 2, Región de Arica.	179
Tabla 7.13 - Costos desarrollados por el método de diseño Shell, Estructura 2, Región de Arica.	179
Tabla 7.14 - Costos desarrollados por el método de diseño Sudafricano, Estructura 2, Región de Arica.	179
Tabla 7.15 - Costos desarrollados por el método de diseño AASHTO, Estructura 2, Región de Valparaíso.	180
Tabla 7.16 - Costos desarrollados por el método de diseño Shell, Estructura 2, Región de Valparaíso.	180
Tabla 7.17 - Costos desarrollados por el método de diseño Sudafricano, Estructura 2, Región de Valparaíso.	180
Tabla 7.18 - Costos desarrollados por el método de diseño AASHTO, Estructura 2, Región de Punta Arenas.	181
Tabla 7.19 - Costos desarrollados por el método de diseño Shell, Estructura 2, Región de Punta Arenas.	181
Tabla 7.20 - Costos desarrollados por el método de diseño Sudafricano, Estructura 2, Región de Punta Arenas.	181
Tabla 1.1 - Valores de TMMA y TMAPA propuestos para el país.	195

LISTAS DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ilustración del rating de servicialidad presente.....	20
Figura 2.2 - Parámetros que influyen en la confiabilidad	22
Figura 2.3 - Representación gráfica del factor confiabilidad	24
Figura 2.4 - Ilustración del diseño óptimo.	26
Figura 2.5 - Figura 2.5 - Módulo resiliente.	28
Figura 2.6 - Bases de diseño Método Shell	33
Figura 2.7 - Monograma W del Manual Shell, factor ponderado de temperatura.	35
Figura 2.8 - Monograma RS del Manual Shell, relación del esfuerzo de la subrasante con el número de aplicaciones de carga (50% de confiabilidad)	38
Figura 2.9 - Nomograma de Van der Poel, Rigidez del asfalto N/m ²	40
Figura 2.10 – Nomograma para el cálculo del módulo dinámico de HEUKELOM.	41
Figura 2.11 - Ejemplos de curvas de fatiga para distintas mezclas asfálticas.	42
Figura 2.12 - Nomograma del Manual Shell, relación entre rigidez de la mezcla y esfuerzo de fatiga	44
Figura 2.13 - Ventana del programa de diseño SPDM.	46
Figura 2.14 - Parámetros críticos método de diseño Sudafricano.	48
Figura 2.15 - Datos de salida, modelo determinístico vs modelo real	50
Figura 2.16 - Representación del modelo Empírico-Mecanicista	51
Figura 2.17 - Variación de la respuesta del asfalto	52
Figura 2.18 - Línea percentil.....	53
Figura 2.19 - Ecuaciones de regresión para distintos niveles de confiabilidad.....	53
Figura 2.20 - Línea de predicción	53
Figura 2.21 - Ilustraciones de funciones de transferencia de deformación de subrasante, criterio de deformación de 10 mm.....	57
Figura 2.22 - Ilustraciones de funciones de transferencia de deformación de subrasante, criterio de deformación de 20 mm.....	57
Figura 2.23 - Ilustración de ecuación de transferencias para materiales granulares.	61
Figura 2.24 - Ilustración de ecuación de transferencia para capas delgadas de asfalto de graduación continua.....	64
Figura 2.25 - Ilustración de ecuaciones de transferencia para capas delgadas de graduación continua.....	65
Figura 2.26 - Ilustración de ecuaciones de transferencia para capas gruesas con módulo de rigidez de 1000 MPa	66
Figura 2.27 - Ilustración de ecuaciones de transferencia para capas gruesas con módulo de rigidez de 2000 MPa	67
Figura 2.28 - Ilustración de ecuaciones de transferencia para capas gruesas con módulo de rigidez de 3000 MPa	67
Figura 2.29 - Ilustración de ecuaciones de transferencia para capas gruesas con módulo de rigidez de 5000 MPa	68
Figura 2.30 - Ilustración de ecuaciones de transferencia para capas gruesas con módulo de rigidez de 8000 MPa	68
Figura 2.31 - Criterio de deformación de la subrasante método Sudafricano.....	69
Figura 2.32 - Caracterización de los materiales del pavimento.....	69
Figura 2.33 - Ventada de trabajo programa RUBICON.	70
Figura 3.1 - Gráfico de sensibilidad de los niveles de tránsito (EE) vs CBR Subrasante.....	72
Figura 3.2 - Características de la Estructura 1	74
Figura 3.3 - Características de la Estructura de 2.	76
Figura 4.1 – Características Estructura 1.....	82
Figura 4.2 – Características Estructura 2.....	84
Figura 4.3 – Características Estructura 1.....	92
Figura 4.4 – Características Estructura 2.....	102

Figura 4.5 – Características Estructura 1.....	116
Figura 4.6 – Características Estructura 2.....	119
Figura 5.1 - Confiabilidad de diseño método Shell, Estructura 1, Región de Arica.....	124
Figura 5.2 - Confiabilidad de diseño método Shell, Estructura 1, Región de Valparaíso.....	125
Figura 5.3 - Confiabilidad de diseño método Shell, Estructura 1, Región de Punta Arenas.....	125
Figura 5.4 - Confiabilidad de diseño método Shell, Estructura 2, Región de Arica.....	126
Figura 5.5 - Confiabilidad de diseño método Shell, Estructura 2, Región de Valparaíso.....	126
Figura 5.6 - Confiabilidad de diseño método Shell, Estructura 2, Región de Punta Arenas.....	127
Figura 5.7 - Espesores de asfalto considerando las distintas temperaturas, Estructura 1 (izquierda) y Estructura 2 (derecha).....	128
Figura 5.8 - Número estructural total requerido (izquierda) y Número estructural total utilizado en el diseño (derecha) considerando las distintas temperaturas, Estructura 1.....	128
Figura 5.9 - Número estructural total requerido (izquierda) y Número estructural total utilizado en el diseño (derecha), considerando distintas temperaturas, Estructura 2.....	129
Figura 5.10 - Número estructural sobre la base requerido (izquierda) y Número estructural sobre la base utilizado en el diseño (derecha), considerando distintas temperaturas, Estructura 1.....	129
Figura 5.11 - – Número estructural sobre la base requerido (izquierda) y Número estructural sobre la base utilizado en el diseño (derecha), considerando distintas temperaturas, Estructura 2.....	130
Figura 5.12 - Número estructural sobre la base requerido vs número estructural sobre la base de diseño (izquierda) y Número estructural total requerido vs número estructural total de diseño (derecha), Estructura 1, Arica.....	131
Figura 5.13 - Número estructural sobre la base requerido vs número estructural sobre la base utilizado en el diseño (izquierda) y Número estructural total requerido vs número estructural total utilizado en el diseño (derecha), Estructura 1, Valparaíso.....	131
Figura 5.14 - Número estructural sobre la base requerido vs número estructural sobre la base utilizado en el diseño (izquierda) y Número estructural total requerido vs número estructural total utilizado en el diseño (derecha), Estructura 1, Punta Arenas.....	132
Figura 5.15 - Número estructural sobre la base requerido vs número estructural sobre la base de diseño (derecha) y Número estructural total requerido vs número estructural total de diseño (izquierda), Estructura 2, Arica.....	133
Figura 5.16 - Número estructural sobre la base requerido vs número estructural sobre la base de diseño (izquierda) y Número estructural total requerido vs número estructural total de diseño (derecha), Estructura 2, Valparaíso.....	133
Figura 5.17 - Número estructural sobre la base requerido vs número estructural sobre la base de diseño (izquierda) y Número estructural total requerido vs número estructural total de diseño (derecha), Estructura 2, Punta Arenas.....	134
Figura 5.18 - Deformación asfalto admisible (izquierda), Deformación asfalto de diseño (derecha), considerando las distintas temperaturas, Estructura 1.....	135
Figura 5.19 - Deformación asfalto admisible (izquierda), Deformación asfalto de diseño (derecha), considerando las distintas temperaturas, Estructura 2.....	135
Figura 5.20 - Espesores de asfalto considerando las distintas temperaturas, Estructura 1 (izquierda) y Estructura 2 (derecha).....	136
Figura 5.21 - Deformación asfalto admisible (izquierda), Deformación asfalto de diseño (derecha), considerando las distintas temperaturas, Estructura 1 (izquierda) y Estructura 1.....	137
Figura 5.22 - Deformación asfalto admisible (izquierda), Deformación asfalto de diseño (derecha), considerando las distintas temperaturas, Estructura 1 (izquierda) y Estructura 2.....	137
Figura 5.23 - Espesores de asfalto considerando las distintas temperaturas, Estructura 1 (izquierda) y Estructura 2 (derecha).....	138
Figura 6.1 - Comparación de espesores de capa de asfalto, Estructura 1 (CBR 20%), Arica.....	140
Figura 6.2 - Comparación de deformaciones de compresión de diseño y admisible de la subrasante, Método Shell v/s Sudafricano.....	141
Figura 6.3 - Comparación de deformaciones de tracción de diseño y admisible de la capa asfáltica, Método Shell v/s Sudafricano.....	142
Figura 6.4 - Comparación de espesores de capa de asfalto, Estructura 2 (CBR 4 %), Arica.....	147

Figura 6.5 - Comparación de deformaciones de compresión de diseño y admisible de la subrasante, Método Shell v/s Sudafricano.....	149
Figura 6.6 - Comparación de deformaciones de diseño y admisibles de la capa, Método Shell v/s Sudafricano.....	149
Figura 6.7 - Comparación de metodologías de diseño Estructura 1 (CBR 20%), Valparaíso.	153
Figura 6.8 - Comparación de deformaciones de diseño y admisibles de la subrasante, Método Shell v/s Sudafricano.	155
Figura 6.9 - Comparación de deformaciones de diseño y admisibles de la capa de asfalto, Método Shell v/s Sudafricano.	156
Figura 6.10 - Comparación de metodologías de diseño Estructura 2 (CBR 20%), Valparaíso.	159
Figura 6.11 - Comparación de deformaciones de compresión de diseño y admisible de la subrasante, Método Shell v/s Sudafricano.....	161
Figura 6.12 - Comparación de deformaciones de compresión de diseño y admisible de la capa de asfalto, Método Shell v/s Sudafricano.....	161
Figura 6.13 - Comparación de metodologías de diseño Estructura1 (CBR 20%), Punta Arenas..	165
Figura 6.14 - Comparación de metodologías de diseño Estructura 2 (CBR 4%), Punta Arenas...	170
Figura 7.1 - Comparación de costos, Estructura 1, Región de Arica.....	182
Figura 7.2 - Comparación de costos, Estructura 1, Región de Valparaíso.	183
Figura 7.3 - Comparación de costos, Estructura 1, Región de Punta Arenas.....	184
Figura 7.4 - Comparación de costos, Estructura 2, Región de Arica.....	185
Figura 7.5 - Comparación de costos, Estructura 2, Región de Valparaíso.	186
Figura 7.6 - Comparación de costos, Estructura 2, Región de Punta Arenas.....	187
Figura 2.1 - Número estructural capas asfálticas.	196
Figura 2.2 - Número estructural capas asfálticas	196

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En el diseño de pavimentos flexibles existen principalmente tres enfoques, éstos son el método empírico, mecanicista y el empírico-mecanicista.

El método empírico está basado en el análisis estadístico de resultados empíricos, que son el resultado de ensayos de laboratorio y de terreno en pavimentos existentes, para formular ecuaciones que reflejan el comportamiento del pavimento frente a distintas sollicitaciones y condiciones climáticas [1], [2].

Mientras que el mecanicista se enfoca en el comportamiento estructural de cada uno de los materiales que componen las distintas capas del pavimento [3], [4], [5]. Estos modelos analizan la respuesta que tendrá un pavimento tales como deformaciones, esfuerzos, dislocaciones, frente a cargas aplicadas (ruedas) y distintas condiciones climáticas, lo que permite predecir la forma en que este puede fallar, pero está demostrado que la teoría no es suficiente para un adecuado diseño ya que existen diferencias entre la respuesta de la estructura predicha por el modelo estructural y el comportamiento o nivel de servicio que se da en la realidad, por ende estos métodos se deben probar a escala real [1], [2], [4].

El modelo que abarca ambas metodologías es el método empírico-mecanicista, éste utiliza modelos matemáticos para analizar la respuesta debido a las cargas producidas en las capas del pavimento y lo combina con observaciones de terreno para asociar la respuesta de la estructura a un determinado tipo de falla [5], [6].

En Chile se utiliza el método de diseño de la guía AASTHO 93 [7], el cual es un método empírico que se basa en los resultados obtenidos en la carretera de prueba AASHO (puesta en marcha desde los años 50); éstos dieron origen a las ecuaciones de regresión utilizadas por este método. AASHTO publicó una guía diseño en el año 1972, cuyas revisiones fueron publicadas en 1981, 1986 y la versión de 1993. Este método al ser empírico presenta limitaciones, una de ellas relacionada con los niveles de tránsito existentes en la actualidad difieren en los empleados en la carretera de prueba AASHO, además la técnica constructiva y los materiales empleados han evolucionado lo cual son difícil de adaptarlos para este método, pero la principal es que no asocia la falla del pavimento a su comportamiento [1], [2], [4] y se sabe que las mayorías de las fallas se originan debido a las tensiones y deformaciones producidas en las distintas capas [8].

Se propone analizar estas metodologías de diseño, específicamente, los métodos empírico-mecanicistas Shell (1978) y método Sudafricano (2000), y aplicarlos a las condiciones de Chile, debido a que tienen un enfoque más global, porque incluye tanto consideraciones estructurales y de las propiedades físicas de los materiales lo cual daría más confiabilidad al diseño, debido que predice los tipos de deterioro y además mejora el manejo de los efectos del clima [3], [4].

OBJETIVOS

General

Evaluar técnica y económicamente la metodología de diseño empírico (AASHTO 93) y 2 métodos empírico-mecanicista (Shell (78) y Método Sudafricano (2000)).

Específicos

- Establecer las principales diferencias entre los efectos de los parámetros de diseño como temperatura, vida de diseño, ejes equivalentes, entre otras variables, entre las distintas metodologías de diseño.
- Efectuar un análisis de sensibilidad evaluando la influencia de los parámetros de diseño que influyen en la estructura de pavimentos resultante, aplicando dos enfoques distintos, el empírico y el empírico-mecanicista.
- Comparar los resultados obtenidos en los distintos métodos de diseño tales como espesores, deformaciones, esfuerzos, modos de falla, vida útil, costos, entre otros.
- Analizar los resultados obtenidos con el fin de definir las ventajas y desventajas de los métodos empírico-mecanicistas para la aplicación en el diseño de pavimentos flexibles en Chile.

ALCANCES

Los alcances para este Trabajo de Título son:

- El diseño se efectuará a pavimentos flexibles ya definidos, que corresponden a las rutas E-39, Quinquimo – El Rayado, tramo 4, entre Km. 4.000 – 6.200 (Estructura 1) y ruta 62, sector Quillota – Limache – Quipué, entre Km. 23.200 – 24.400 (Estructura 2).
- Se evaluará las dos rutas que estarán sometidas a distintas condiciones de tránsito, clima, relaciones de soporte, entre otras.
- Se diseñará utilizando 3 métodos de diseño de pavimentos flexibles, uno de ellos será el método empírico AASHTO 93 y los otros dos métodos empírico-mecanicistas (Método Shell y Método Sudafricano).
- Se analizarán los parámetros de diseño para cada uno de los métodos.
- Los parámetros y variables que condicionan el diseño como el clima, temperatura, ejes equivalentes, entre otros, corresponden a datos obtenidos en Chile, si existe un método en que las variables no se puedan adoptar a condiciones correspondientes a otras latitudes, se optarán por las variables que más se asemejen al territorio nacional o a los que el programa correspondiente utilice “por defecto”.
- Se analizará dos estructuras de pavimentos dados con tres métodos de diseño, pero con las mismas condiciones, tanto climáticas como de carga; las propiedades mecánicas de cada capa serán las mismas, sólo se variará el espesor de la capa de asfalto.
- Para el diseño se utilizará los softwares o planillas de diseño correspondiente a cada método de diseño; en este caso, para el diseño con método Shell se ocuparán las subrutinas BANDS, BISAR y SPDM, para el método Sudafricano se utilizará el software RUBICON y para el diseño con AASHTO se aplicará la planilla PAVIVIAL.
- Para el cálculo de esfuerzos y deformaciones en los métodos empírico-mecanicistas se usarán el o los softwares y las ecuaciones correspondientes a cada método; con éstos se verificará si los pavimentos fallan y cuáles son sus modos de falla.

METODOLOGIA

- Revisión bibliográfica: En esta etapa se realizará una búsqueda exhaustiva de información, se indagará profundamente en el diseño de pavimentos flexibles, distintos métodos de diseño (empírico y empírico-mecanicista) y metodologías de análisis comparativos.
- Estudio y aplicación de los métodos de diseño AASHTO 93 y los 2 métodos empírico-mecanicista.
- Desarrollo de una metodología de comparación. En este punto se relacionará los resultados obtenidos de cada uno de los métodos.
- Recolección y elección de parámetros de entrada utilizados por ambos métodos: cada método necesita la elección de distintos parámetros de entrada, un ejemplo de esto es la influencia del factor clima en los distintos métodos de diseño.
- Utilización de softwares de diseño correspondientes a cada método que son utilizados para el diseño de pavimentos.
- Diseñar pavimento de acuerdo a los dos métodos: Se escogerán dos rutas distintas y se diseñaran usando una metodología empírica (AASHTO 93) y dos metodologías empíricas-mecanicistas (Método Shell y Método Sudafricano).
- Efectuar un análisis de sensibilidad para cada método, para determinar cómo afecta la variación de los parámetros de diseño en la estructura del pavimento, en este caso, el espesor de la capa asfáltica.
- Análisis de resultados: se realizará un análisis comparativo de los resultados obtenido para cada metodología, de acuerdo a lo obtenido en el análisis de sensibilidad para cada método.

CAPITULO II

2. ANTECEDENTES DE DISEÑO.

2.1 Parámetros de Diseño AASHTO.

El método de diseño que provee la guía de diseño AASHTO 93 es una modificación a la guía de diseño AASHTO de 1972, estos cambios se basan en los resultados obtenidos durante 20 años de investigación realizados posteriormente a la primera guía.

Las ecuaciones de diseño se basan en la obtención de niveles de tránsito correspondiente a los niveles terminales de servicialidad (ver capítulo 2.3), en función a las características físicas de la estructura de pavimento tales como las propiedades de los materiales, características de drenaje, medio ambiente, entre otras. Estas ecuaciones fueron desarrolladas de forma empírica, mediante observaciones de terreno realizadas en la carretera de prueba ASSHO de 1960 [9].

Es sabido que los métodos de diseño empíricos están muy influenciados por las características del lugar donde se emplazara un proyecto, por lo que es necesario realizar alcances y modificaciones en los parámetros utilizados en las ecuaciones de diseño para adoptarlas en lugares diferentes a los de su origen [4]. El Manual utilizado en el país sigue estas recomendaciones, incluyendo cambios en las ecuaciones de diseño destinados a ajustarse mejor a la realidad nacional [7], la ecuación de diseño correspondiente a pavimentos flexibles aplicados para las condiciones del país se muestra a continuación:

$$EE = (NE + 25,4)^{9,36} \times 10^{(-16,40 + ZR \times S0)} \times M_R^{2,32} \times [(p_i - p_f)/(p_f - 1,5)]^{1/\beta} \quad \text{Ecuación 2.1}$$

$$\beta = 0,40 + [97,81/(NE + 25,4)]^{5,19}$$

Dónde

EE: Ejes equivalentes de 80 KN acumulados durante la vida de diseño.

NE: Numero estructural (mm).

NE: $a_1 \times h_1 + a_2 \times h_2 \times m_2 + a_3 \times h_3 \times m_3$.

a_1, h_1 : Coeficiente estructural y espesor (mm) de cada una de las capas asfálticas o tratadas que componen el pavimento. Los subíndices 2 y 3 representan las capas granulares no tratadas.

m_1, m_2 : Coeficiente de drenaje de las capas no tratadas (bases y subbases granulares).

Z_r : Coeficiente estadístico que depende del nivel de confianza que se adopte.

S_0 : Desviación estándar del error combinado de todas las variables que intervienen en el modelo.

M_R : Modulo resiliente del suelo de la subrasante (MPa).

p_i, p_f : Índice de servicialidad inicial y final respectivamente.

2.1.2 Tránsito.

Para que un pavimento cumpla con las expectativas de diseño, es decir que se comporte adecuadamente a lo largo de su vida útil, es necesaria una adecuada modelación del volumen de tránsito que se verá expuesta una determinada vía.

Existen cuatro puntos clave que afectan de manera significativa la vida útil del pavimento, estos son:

- El correcto uso de los ejes equivalentes con respecto al daño producido por los diferentes pesos y configuraciones de ejes de carga.
- La precisión del volumen de tráfico, pesos estimados, además de la adecuada proyección del tránsito futuro.
- La correcta predicción de ejes equivalentes para el periodo de diseño.
- La adecuada modelación entre la edad del pavimento y el tráfico, en los efectos del cambio del Índice de Servicialidad Presente (PSI) (ver 2.1.3) [9].

Existen gran cantidad de tipos de vehículos, con distintas dimensiones, tamaños, pesos, potencia, capacidad de carga, entre otras características, que ocasionan al pavimento distintos niveles de deterioro, por lo que es necesario transformar los distintitos tipos de ejes de carga a un parámetro único de diseño, el cual se denomina eje equivalente.

El método de diseño AASHTO establece un procedimiento que transforma los diferentes tipos y pesos de eje que circulan por una vía a un patrón simple de rueda doble de 80 KN de peso, este factor representa el número de repeticiones de cualquier configuración de ejes necesarios para desarrollar la misma reducción de PSI de un eje de 80 KN [9], esta ecuación se describe a continuación.

Factor Eje equivalente =

$$\frac{N^{\circ} \text{ de ejes de } \times \text{ peso (kN) que causan una determinada pérdida de servicialidad.}}{N^{\circ} \text{ de ejes de 80 (kN) que causan la misma pérdida de servicialidad.}} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Los ejes equivalentes acumulados durante la vida útil del pavimento son los que otorgaran ciertos espesores a la estructura de pavimento.

2.1.3 Servicialidad.

Existe una gran diferencia entre las características presentes en el pavimento entre inicio y el término de la vida de diseño, debido a la carga que genera el tránsito en conjunto con factores ambientales, estos generan la disminución de las características físicas y funcionales del pavimento, lo que ocasionan la pérdida del confort y seguridad experimentada por el usuario de una determinada vía.

El término servicialidad se refiere a la capacidad del pavimento para servir al tráfico en determinadas condiciones [10], es usado para juzgar la condición de una carretera en un determinado momento, este se basa en el Rating de Servicialidad Presente (PSR) [11], el cual representa la evolución del comportamiento del pavimento, se mide a través de una encuesta que debía ser llenada por un grupo de individuos que asignaban una nota, cuyo rango varía entre 5 (vía perfecta) hasta 0 (con características que la hacen intransitable) [9], según las características que se encontraba la carpeta al momento de la medición, esto es agrietamiento, irregularidades, ahuellamiento, entre otros.

Acceptable?	5	Very Good
Yes	4	Good
No	3	Fair
Undecided	2	Poor
	1	Very Poor
	0	
Section Identification _____	Rating	
Rater _____ Date _____ Time _____	Vehicle	

Figura 2.1 - Ilustración del rating de servicialidad presente.

Posteriormente surge una formulación matemática para la predicción del PSR [12] denominada Índice de Servicialidad Presente (PSI), esta se obtenía de mediciones físicas de los daños producidos en la carpeta como grietas y baches además de la variación de la regularidad superficial, esta ecuación se muestra a continuación.

Pavimentos Flexibles:

$$PSI = 5.03 - 1.91 \log(1 + \overline{SV}) - 1.38 \overline{RD}^2 - 0.01 \sqrt{C + P} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Esta ecuación se basa en la prueba de carretera AASHO de 1950. Desde entonces las características del tránsito eran muy diferentes a como son en la actualidad, lo que ocasiona que esta medición no represente adecuadamente la servicialidad en los tiempos actuales, además la medición de la rugosidad (en esta ecuación) se realiza a través del uso del perfilómetro, cuya aplicación está quedando obsoleta, siendo reemplazado por instrumentos más precisos, pero donde sus resultados no son aplicables en las formulas de la obtención del PSI [10].

En la actualidad la servicialidad es representada por el factor de rugosidad, ya que es el factor más influyente en la sensación de confort y seguridad experimentado por el conductor. Debido a la importancia de este factor es que en los últimos años se han desarrollado un sin número de metodologías, en muchos países, utilizando distintos equipos para cada una de ellas, por esto surgió la necesidad de unificar los resultados obtenidos a través de índices para caracterizar la regularidad superficial, el Banco Mundial desarrollo un indicador conocido por su sigla en inglés IRI (Internacional Roughness Index), que a través del experimento IRRE (International Road Roughness Experiment) definió este índice universal de medida de la rugosidad que podía ser utilizado por distintos equipos de medición.

Para utilizar las ecuaciones de diseño empleados por el método AASHTO 93, es necesario encontrar una relación entre el IRI y el PSI. El Manual de Carretera propone ecuaciones obtenidas en base a estudio teórico realizado en el país (IRI en m/km o mm/m).

Pavimento Flexibles:

$$PSI = 5,58 - 1,68 IRI^{0,5} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

2.1.4 Confiabilidad y variabilidad de diseño.

Como se explicó en la introducción, en la ecuación de diseño influyen una variedad de parámetros como las solicitaciones de tránsito, propiedades mecánicas y físicas de los materiales, las condiciones climáticas, todas estas influyen el comportamiento futuro del pavimento [11]. Estos parámetros están sujetos a una variabilidad que se debe tener en cuenta a la hora del diseño, debido a que pueden existir diferencias entre las mediciones de los parámetros que se definen en el diseño con los valores que se obtienen en terreno [11]. Es por estas incertidumbres que el diseñador debe incluir factores de seguridad en el diseño, la guía AASHTO propone el factor confiabilidad, la cual define como la probabilidad que el diseño de una sección de pavimento se desempeñe satisfactoriamente para el tráfico y condiciones ambientales durante el periodo de diseño [9].

Nota: periodo de diseño se refiere el tiempo entre la servicialidad inicial (p_i) hasta una servicialidad final definida (p_t).

2.1.4.1 Parámetros que influyen en el factor confiabilidad

En este factor influyen principalmente tres variables las cuales son la solicitud de tránsito en términos de ejes equivalentes acumulados durante la vida de diseño del pavimento, la condición del pavimento y el desempeño del pavimento ambos en función del PSI (ver 5.3).

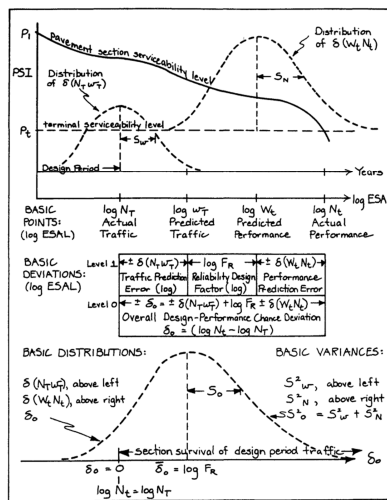


Figura 2.2 - Parámetros que influyen en la confiabilidad [9].

Este gráfico muestra la importancia de las variables que influyen en el desempeño de un pavimento. El desempeño es definido por medio de la curva de servicialidad, con unas determinadas características iniciales (servicialidad inicial (p_i)) hasta el término de vida útil del diseño (servicialidad final (p_t)).

Se destacan 4 puntos en la vida de este, se define N_t como el número total de ejes equivalentes para un periodo de diseño elegido. Para un diseño apropiado se debe tener un cálculo adecuado de la proyección del tránsito (en el gráfico se muestra como w_T), el cual para obtener el número total de ejes equivalente (W_t) deberá ser multiplicado por un factor de confiabilidad (F_R), el cual es un valor fijo y el único parámetro en el cual el diseñador tiene directa influencia [9] (su valor es igual o mayor que uno), por último cuando el número de ejes equivalentes ocasiona que el pavimento alcance la servicialidad final definida en el diseño (p_t) denominado como N_t .

Cabe destacar que las escalas de los parámetros mostrados en la figura 2.2 se llevaron a una escala logarítmica para inducir la normalidad en la distribución probabilística.

Una vez definidos estos puntos se puede mostrar la variabilidad presente en el diseño, las cuales son:

1. Predicción del error en el diseño del periodo del tráfico.

$$(\log w_T - \log N_T) = \pm \delta (N_T, w_T)$$

2. Factor de confiabilidad en el diseño.

$$(\log W_t - \log w_T) = \pm \log F_R$$

3. Predicción del error del desempeño del pavimento.

$$(\log N_t - \log W_t) = \pm \delta (W_t, N_t)$$

4. Error total del desempeño actual.

$$(\log N_t - \log N_T) = \pm \delta_0$$

Estas desviaciones se normaliza a una distribución de media 0 y una varianza igual a S_w^2 y S_n^2 respectivamente.

Como se muestra en el gráfico, la desviación δ_0 representa la suma de todas las desviaciones.

$$\delta_0 = \delta(N_t, W_t) + \log F_R + \delta(N_T, w_T)$$

La ecuación se compone por una desviación fija $\log F_R$ y dos desviaciones que se distribuyen normalmente, siguiendo las propiedades de probabilidad, δ_0 también sigue una distribución normal donde el promedio es la suma de los tres promedios de desviaciones y cuya varianza es la suma de las tres varianzas [9].

Entonces:

$$\bar{\delta}_0 = \bar{\delta}(N_T w_T) + \log F_R + \bar{\delta}(W_t N_t) = 0 + \log F_R + 0 = \log F_R$$

$$S_0^2 = S_w^2 + 0 + S_N^2$$

2.1.4.2 Definición del nivel de confiabilidad.

En la figura 5.3 se muestra la base para la definición del factor confiabilidad.

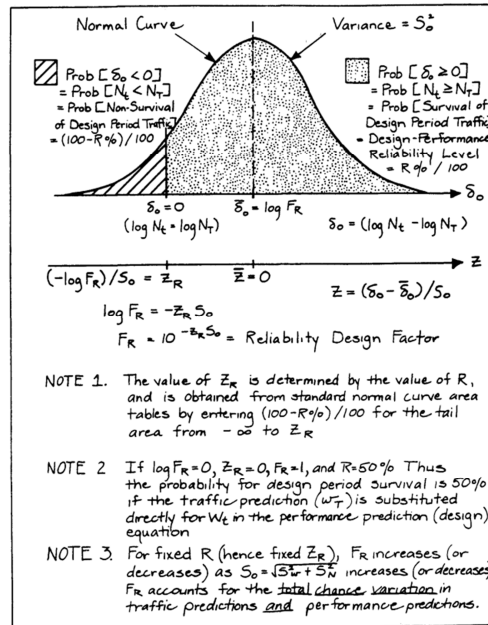


Figura 2.3 - Representación gráfica del factor confiabilidad [9].

En el área punteada en el gráfico de la figura 2.3, corresponde a la probabilidad que un pavimento sobreviva al tráfico en el periodo de diseño, esta se define como el nivel de confiabilidad (R).

Dónde

$$R(\%) = 100 \times Prob[N_t \geq N_p] = 100 \times Prob[\delta_0 \geq 0]$$

Para evaluar este factor es necesario cambiar la escala a una escala de Z para una desviación estándar normal por la relación [9].

$$Z = \frac{\delta_0 - \bar{\delta}_0}{S_0}$$

Como se definió anteriormente $\bar{\delta}_0 = \log F_R$, entonces la ecuación anterior queda como sigue:

$$Z = \frac{\delta_0 - \text{Log} F_R}{S_0}$$

En el punto donde $\delta_0 = 0$

$$Z = \frac{-\text{Log} F_R}{S_0}$$

Modificando la ecuación algebraicamente, se muestra el factor confiabilidad.

$$\text{Log} F_R = -Z_R \times S_0 \quad (4.2.4) \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Finalmente

$$F_R = 10^{-Z_R \times S_0} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

2.1.4.3 Elección de valores de la desviación estándar total o variabilidad en el diseño.

La variabilidad en el diseño se refiere a la variabilidad simple o en conjunto de todos los parámetros involucrados en los modelos de predicción, estos son, la variabilidad en la proyección de tránsito y las características físicas del pavimento. Debido a que depende del desempeño del pavimento, que incluye las propiedades de los materiales usados en las distintas capas del pavimento y condiciones de tránsito local, este factor depende de las condiciones locales [9].

Los valores adoptados en Chile se basan tanto en los errores de predicción de proyección del tránsito y el coeficiente de variación de los suelos de la subrasante, debido a que estos factores son considerados por el Manual de Carreteras los factores que más afectan la servicialidad del pavimento. Los valores propuestos por dicho manual se entregan en el Capítulo III.

2.1.4.4 Elección del nivel de confiabilidad.

Depende principalmente del nivel proyectado de uso para una estructura, si una vía es solicitada por grandes flujos de tránsito es indeseable tener que cerrar o restringir el tránsito para su reparación, por el contrario si una vía presenta bajos volúmenes de tránsito se puede correr más riesgo para una posterior reparación o mantención [9].

Un diseño con un alto grado de confiabilidad tienen mayores costos iniciales, pero sus costos asociados (mantenimiento, conservación, costos de usuario) son menores, caso contrario cuando

se utilizan bajos niveles de confiabilidad, dado esto se puede obtener un costo óptimo para las características de un proyecto en particular [11].

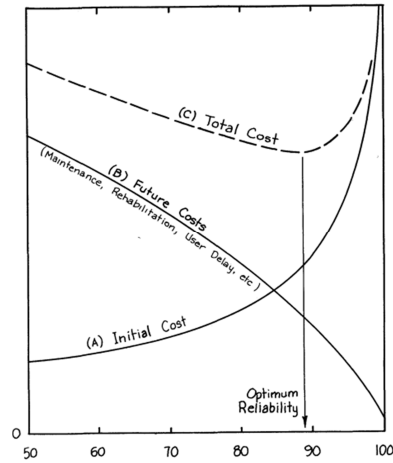


Figura 2.4 - Ilustración del diseño óptimo [9].

Este análisis se utilizó para obtener los valores de confiabilidad dados por la AASHTO y están basados en experiencias pasadas, en relación al estudio de distintos pavimentos en servicio.

2.1.5 Medio ambiente.

2.1.5.1 Coeficiente de drenaje.

El agua que influye en el comportamiento del pavimento viene principalmente de dos fuentes, de origen subterráneo y meteorológico (lluvias y aguas nieve), la cual, si no es evacuada en un tiempo adecuado pueden afectar tanto el aspecto superficial como el desempeño del pavimento. Dentro de las fallas más frecuentes está la reducción de la resistencia y deformación en los materiales granulares, reducción de la resistencia de la capa de subrasante, bombeo del agregado fino en las capas de base y subbase, entre otras [9].

Existen muchas alternativas de diseño para tratar con este inconveniente, entre las cuales destacan los drenajes superficiales, subterráneos, que tienen como función evitar que el agua se infiltre a través del pavimento y evacuar rápidamente el agua subterránea en exceso.

Es posible proveer a la estructura de una resistencia adecuada para resistir los efectos abrasivos del agua y las sollicitaciones de tránsito, pero estas consideraciones no serían suficientes, debido a

que solo se consideraría los efectos del el agua “libre” y no los efectos dañinos que el agua captada por capilaridad ocasionaría en los áridos finos [9].

El efecto del drenaje en el comportamiento de la estructura ha sido directamente abordado por la guía de diseño AASHTO, modificando la resistencia de los materiales granulares a través de la inclusión de un factor denominado coeficiente de drenaje (m_i) dentro de la ecuación del número estructural SN (ver 2.7).

Este factor está en función de:

- (1) Calidad del drenaje (en función al tiempo que demore en drenar el agua).
- (2) Tiempo de exposición a condiciones cercanas a la saturación.

Con estas consideraciones el Manual de Carreteras realizó estudios para obtener coeficientes de drenaje para el país, valores que se muestran en el Capítulo III.

2.5.1.2 Temperatura.

Se ha demostrado en diversos estudios que dentro de todos los factores de diseño, el factor temperatura es el parámetro que más afecta las propiedades del concreto asfáltico [13], este factor a diferencia del diseño de la Guía AASHTO 93 el Manual De Carreteras lo incluye dentro de su diseño, para esto recurre al factor Temperatura Media Anual Ponderada del Aire (TMAPA), este se calcula a través de las Temperaturas Medias Mensuales del Aire (TMMA) (ver anexo).

Para el cálculo de la TMAPA se debe contar con la estadística de una estación no menor a 10 años del promedio de TMMA en la zona donde se emplazara el camino, se separa las estadísticas por mes y se determina un factor de ponderación (W_i) para cada mes, mediante la siguiente ecuación:

$$TMMA(^{\circ}C) = 20,348 + 17,5683 \times \log W_i \qquad \text{Ecuación 2.7}$$

Finalmente se introduce el promedio del factor de ponderación (W_i) en la Ecuación 2.7 y se obtiene el valor de TMAPA.

2.1.6 Caracterización de los materiales componentes del pavimento.

2.1.6.1 Subrasante.

Caracterización del material.

El método de diseño AASHTO caracteriza los suelos de la subrasante mediante el módulo resiliente (M_R). Este se determina a través del ensayo AASHTO T 294-92.

Cuando una estructura de pavimento recibe ciclos de carga y descarga inducida por la aplicación de una carga móvil (rueda), esta acumula deformaciones permanentes (deformación plástica), las cuales bajan en medida que aumentan las aplicaciones de cargas, hasta que estas deformaciones llegan a ser aproximadamente constantes, es decir, las nuevas cargas aplicadas tienen una total recuperación de la deformación (deformación elástica), esto se denomina comportamiento resiliente, el cual se representa a través del módulo resiliente (M_R) [13].

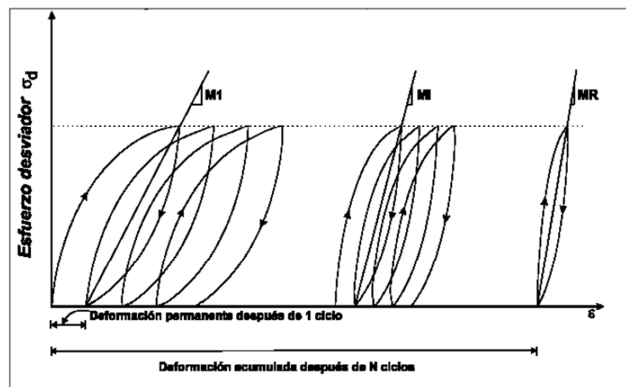


Figura 2.5 - Figura 2.5 - Módulo resiliente.

Este parámetro se ve muy influenciado por las condiciones que está expuesto el material, las que son principalmente la humedad, las tensiones recibidas por las capas y las propiedades de las capas adyacentes [9], entonces, las pruebas de laboratorio deben representar adecuadamente las condiciones de tensión y humedad más desfavorable al cual se verá expuesto la estructura de pavimento.

Cabe destacar que no se deben aplicar valores mínimos o conservadores del módulo resiliente en el diseño, debido a que en el factor confiabilidad (Capítulo II) ya incluye esta variabilidad en el diseño, al aplicar valores conservadores involucraría un conservadurismo exagerado, por que incluiría un factor de seguridad aparte de la confiabilidad [9].

Capacidad estructural.

El procedimiento para la obtención del módulo resiliente depende del tipo de material, el diseñador deberá considerar el comportamiento de este para la aplicación de distintos ensayos de laboratorio para la obtención del módulo resiliente.

Se debe reconocer que no todas las oficinas de diseño disponen de los equipos necesarios para la obtención directa de este parámetro, por lo cual surgen correlaciones para la obtención de este módulo mediante otros ensayos más comúnmente utilizados, como por ejemplo el ensayo CBR, para estos propósitos el Manual de Carreteras considera las correlaciones realizadas por Transport And Research Laboratory (TRRL) en 1987, para obtener el módulo resiliente de la capa de la subrasante, las cuales se muestran a continuación.

$$M_R(MPa) = 17,6 (CBR)^{0,64} \text{ para } CBR < 12\% \quad \text{Ecuación 2.8}$$

$$M_R(MPa) = 22,1 (CBR)^{0,55} \text{ para } 12 \leq CBR < 80\% \quad \text{Ecuación 2.9}$$

2.1.6.2 Materiales de la capa base y subbase.

Caracterización del material.

Los materiales de base y subbase preferentemente se deben caracterizar a través del módulo elástico, para las bases y subbases no tratadas este valor se debe obtener por medio del ensayo AASHTO T 294 – 92.

Capacidad estructural.

La versión de la guía AASHTO de 1993 enfatiza la conveniencia de asignar un coeficiente estructural adecuado para cada capa del pavimento. El coeficiente estructural depende directamente del módulo elástico de la capa granular. Los ensayos de laboratorios para determinar el módulo elástico requiere de equipos muy especializados, de manera que en la mayoría de los casos no resulta práctico su utilización, por lo cual, las oficinas de diseño optan por obtener este módulo a partir de correlaciones en función de resultados de ensayos más comunes. Los coeficientes estructurales de bases y subbases no tratadas se pueden estimar de igual forma con la aplicación de ensayos CBR, mediante las siguientes correlaciones.

Coficiente estructural de bases granulares.

$$a_2 = 0,032 \times (CBR)^{0,32} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Coefficiente estructural para subbases granulares

$$a_3 = 0,058 \times (CBR)^{0,19} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

2.1.6.3 Materiales asfálticos.

Caracterización del material.

Para la obtención de la capacidad estructural del pavimento se debe obtener el módulo elástico de la mezcla asfáltica, para esto es necesario la realización del ensayo ASTM 4123 o ASTM C 469. Alternativamente es posible obtener la capacidad estructural a través de ensayos de estabilidad de Marshall.

Capacidad estructural de la capa asfáltica.

Para el uso de este procedimiento de diseño, la capacidad estructural de la capa de asfalto se debe representar por un coeficiente de capa (a_1). Las siguientes relaciones permiten estimar este coeficiente en función del módulo elástico y estabilidad de Marshall.

$$a_1 = 0,0052 \times E^{0,555} \quad E \text{ en MPa} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

$$a_1 = 0,0078 \times EM^{0,441} \quad EM: \text{Estabilidad de Marshall en N} \quad \text{Ecuación 2.13}$$

2.1.7 Capacidad estructural del pavimento.

Los coeficientes estructurales de capa (a_i) son los encargados de representar la capacidad relativa a la unidad de espesor de una determinada capa de pavimento [14]. Este coeficiente expresa la relación empírica entre el número estructural (NE) y su espesor.

De acuerdo al tipo de capa de la estructura se asignan distintos factores, los cuales son (a_1) que representa el coeficiente estructural para el asfalto, (a_2) para la capa base y (a_3) para la capa subbase.

Como se dijo en el punto 2.5 la caracterización de los materiales es a través de los módulos de resiliencia (M_R) y elásticos (E), si bien debería ser este el parámetro necesario para representar la capacidad estructural de cada capa, es todavía necesario identificar los correspondientes coeficientes de capa, debido a que el diseño de pavimentos por el método AASHTO 93 requiere de este factor para el diseño de pavimentos [9].

Los coeficientes de capas (a_i) en conjunto con los coeficientes de drenaje (m_i) (ver 2.6) componen lo que se denomina el número estructural (NE). Este representa un número abstracto que representa la capacidad resistente para una combinación de las capacidades de soporte de las distintas capas del pavimento.

$$NE(mm) = a_1 \times h_1 + a_2 \times h_2 \times m_2 + a_3 \times h_3 \times m_3 \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Dónde:

$a_1, h_1 =$ Coeficiente de capa y espesor de la capa de concreto asfáltico.

$a_2, h_2, m_2 =$ Coeficiente de capa, espesor y coeficiente de drenaje de la capa base.

$a_3, h_3, m_3 =$ coeficiente de capa, espesor y coeficiente de drenaje de la capa subbase.

2.1.7.1 Número estructural mínimo (NE_A) de las capas asfálticas.

El factor de temperatura TMAPA (ver 1.5.2) junto con las sollicitaciones de tránsito y el módulo resiliente de la subrasante (ver 1.6.1) son necesarios para la definición de la fracción del número estructural, correspondiente al valor del coeficiente estructural mínimo de la capa asfáltica. Para esto es necesario ingresar a los gráficos dispuestos por el Manual de Carreteras, estos gráficos son mostrados en el anexo, se debe destacar que el programa de diseño PAVIVIAL contiene subrutinas que calculan directamente este factor.

$$NE_A(mm) = \sum a_i \times h_i \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Dónde:

$a_i =$ Coeficiente estructural de la capa asfáltica de orden i .

$h_i =$ Espesor (mm) de la capa asfáltica de orden i .

2.2 Parámetros de diseño Método Shell.

El método de diseño de pavimentos flexibles del Manual de Diseño Shell pertenece a la metodología empírico-mecanicista, este se basa en modelos matemáticos que relacionan datos de entrada (como las cargas de tránsito, clima, propiedades de las capas que componen al pavimento, etcétera) con la respuesta del pavimento, tensiones y deformaciones [4]. Estas respuestas en conjunto con observaciones realizadas en campo, se utilizan para predecir el fin de la vida de diseño de la carpeta asfáltica [5].

En este tipo de diseño se modela a la estructura de pavimento como un sistema de multicapas elásticas, estas se caracterizan por el módulo de elasticidad (E) y el módulo de Poisson (ν). Los materiales empleados se suponen homogéneos e isotrópicos, de extensión horizontalmente infinito y además de verticalmente infinito en el caso de la subrasante. Se considera que existe fricción total entre cada una de las capas [15].

La estructura de pavimento se compone generalmente por tres capas, la primera representa todos los materiales ligados (capa asfalto), la segunda capa representada por la capa base y subbase (las cuales se consideran como una sola capa) y por último la subrasante.

El objetivo del diseño es estimar los espesores necesarios para soportar la carga de tránsito durante la vida de diseño, donde se deberá evitar la falla del pavimento por medio de los siguientes factores:

1. Esfuerzo excesivo de compresión en la subrasante, para evitar deformaciones permanentes que ocasionen deformaciones en la superficie de la estructura de pavimento.
2. Tensión horizontal desmedida en las capas de asfalto (generalmente en la cara inferior), la cual es la causante de las grietas.
3. Deformaciones y tensiones en cada capa de la base cementada, por consecuencia la deformaciones en la capa de asfalto debido a las deformaciones de cualquier capa individual.

El programa de diseño BISAR, programa de computador desarrollado por investigadores de los laboratorios de SHELL en los años 70, es usado para calcular los esfuerzos y deformaciones que se generan en la estructura de pavimento.

El Método de Diseño Shell al contar con un gran número de parámetros de entrada, se transforma en un tipo de diseño muy complejo, es por esto que el manual adoptó el uso de una serie de cartillas de diseño [11].

Las cartillas se construyeron mediante la combinación de distintos espesores, propiedades de los materiales que componen la estructura de pavimento, distintas cargas externas (como la temperatura) y números de ejes equivalentes estándar esperados durante la vida de diseño. Estas cartillas fueron publicadas junto al manual en el año 1978 [16].

Con el tiempo el Manual fue mejorado, actualizado y extendido, incorporando factores de diseño más relevantes, para que su aplicación pueda ser factible en distintas localidades. Se incluyeron factores como temperatura y diferentes tipos de mezclas asfálticas. En esta actualización se incorporó la estimación de la deformación permanente en las capas de asfalto, que si bien se considera un método poco exacto, permite escoger mejor el tipo de mezcla [11].

Con los avances tecnológicos el uso de las cartillas quedó en el pasado, gracias a la incorporación de paquetes computacionales compatibles con ordenadores personales como el programa de diseño BISAR y SPDM. Estos programas siguen las mismas bases de diseño del Manual Shell de 1978, otorgan un gran beneficio ya que terminan con las laboriosas tareas de interpolación entre datos obtenidos de las cartillas de diseño y permite la utilización de parámetros de entradas más variables.

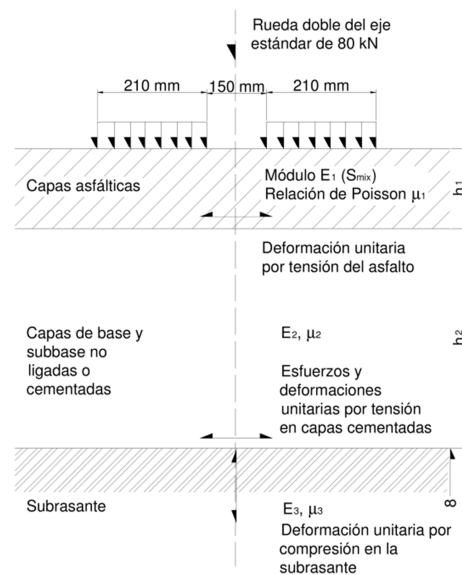


Figura 2.6 - Bases de diseño Método Shell [15]

2.2.1 Tránsito.

La carga de tránsito se representa como en la mayoría de los diseños, a través del número total de ejes de carga estándar de diseño (EE) que someterán a la estructura durante la vida de diseño. Este factor se adopta como un eje estándar de 80 kN, el cual se considera como un eje de rueda doble (ver figura 2.6), con un radio de contacto de 105 mm, estas generan un esfuerzo total de $6 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ [15].

Este método no hace diferencia entre un eje simple de rueda doble y un eje doble con rueda doble (tándem), a ambos los considera como un eje simple de rueda doble, debido que para el criterio de deformación lo más importante es la magnitud de la carga [15].

2.2.2 Medio ambiente.

En la última actualización del Manual Shell, se incluyó el parámetro de temperatura. Este parámetro influencia directamente la vida de servicio de la estructura de pavimento, es por esto que tanto el módulo de rigidez y el esfuerzo permisible de la mezcla de asfalto dependen de este factor. El Manual de diseño de Shell, desarrolló un método para considerar el efecto de la temperatura sobre el asfalto. Para este objetivo se incluyó un parámetro denominado promedio del aire ponderado (w-MAAT, °C), que se refiere a la temperatura efectiva del asfalto al momento en que la vía es puesta en servicio. Este factor se obtiene mediante un promedio mensual de las temperaturas del aire (MMAT, °C), estos últimos se consiguen por medio de la medición en estaciones meteorológicas ubicadas en cercanías de donde se ubicara el proyecto de estudio (deberá contar con largos periodos de información).

El w-MAAT se deriva por medio de los valores del promedio mensual de las temperaturas del aire a través de curvas de temperaturas de ponderación (figura 2.7).

A continuación se enumeran los pasos a seguir para la obtención del promedio del aire ponderado:

1. Por cada valor de MMAT se obtiene un factor de ponderación.
2. Posteriormente se obtiene un promedio de todos los factores de ponderación.
3. Se vuelve a entrar al gráfico con el factor calculado.
4. Por último se obtiene la temperatura final de diseño, para estos propósitos se utiliza el monograma mostrado a continuación.

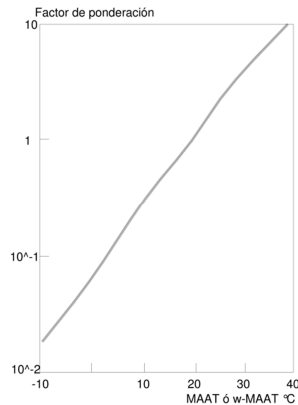


Figura 2.7 - Monograma W del Manual Shell, factor ponderado de temperatura [5].

Tabla 2.1 - Ejemplo de aplicación del factor de ponderación de temperatura [5].

MES	MMAT (°C)	Factor de ponderación
Enero	21,1	1,2
Febrero	22,1	1,4
Marzo	21,7	1,3
Abril	21,2	1,2
Mayo	21,4	1,3
Junio	20,4	1,1
Julio	21,3	1,3
Agosto	20,6	1,1
Septiembre	20,3	1,1
Octubre	19,7	1,0
Noviembre	10,9	1,0
Diciembre	20,6	1,1

2.2.3 Confiabilidad y variabilidad de diseño.

El método de diseño Shell incluye un factor de confiabilidad en el diseño de la subrasante, el cual modifica la deformación admisible de la capa, dependiendo del factor de confiabilidad adoptado en el diseño, el cual puede ser de 50%, 85% y 95%.

Este método de diseño no posee recomendaciones o disposiciones para la elección de un nivel de confiabilidad asociado a algún parámetro de diseño, esta elección queda totalmente sujeta al criterio del diseñador.

Las distintas ecuaciones asociadas al nivel de confiabilidad de la subrasante se muestran en el punto 2.2.4.

2.2.4 Caracterización de los materiales componentes del pavimento.

2.2.4.1 Subrasante.

Caracterización del material.

En los tipos de suelos ocupados habitualmente en la subrasante presentan comportamiento esfuerzo dependiente, por lo cual, el módulo de la subrasante se debe obtener in situ a través de mediciones en terreno de deflexiones dinámicas o también a partir de mediciones de propagación de ondas, donde las propiedades (densidad, contenido de humedad) y condiciones de cargas deben ser representativos para las condiciones que se presentan en la realidad (como alternativa, se utilizan también la prueba triaxial dinámica).

Si no se cuenta con dicha información, existen correlaciones entre valores obtenidos de ensayos CBR y el módulo elástico dinámico de la subrasante (E_3), siendo la siguiente relación la entregada por el Manual de diseño Shell.

$$E_3 = 10^7 \cdot CBR(N/m^2)$$

Ecuación 2.16

Los valores de CBR se determinan cuando las deformaciones son considerables, mientras los módulos dinámicos son derivados de medidas realizadas con deformaciones bastante bajas y con frecuencias de cargas altas, esto quiere decir que no existe relación entre ambas, pero esta correlación empírica nos entrega relaciones estimadas sobre los módulos de materiales no ligados cuando no existe información de pruebas de laboratorio o terreno.

Esta ecuación se obtuvo a través de un gran número de pruebas dinámicas realizadas en terreno.

Los resultados entregados por esta relación resultan ligeramente elevados para algunos materiales, se recomienda su uso para suelos más bien plásticos con bajos valores de CBR.

Capacidad estructural.

Uno de los criterios de diseño utilizados por este manual, se basa en la deformación permisible de la subrasante (ε_3), la cual se relaciona con el número de repeticiones de carga (N) aplicadas al pavimento durante la vida de diseño, las ecuaciones obtenidas se basaron en datos experimentales realizados por los laboratorios de Shell [15]. Estas se muestran a continuación:

50% de Confiabilidad.

$$\varepsilon_3 = 2,8 \times 10^{-2} \cdot N^{-0,25} \qquad \text{Ecuación 2.17}$$

85% de Confiabilidad.

$$\varepsilon_3 = 2,1 \times 10^{-2} \times N^{-0,25} \qquad \text{Ecuación 2.18}$$

95% de Confiabilidad.

$$\varepsilon_3 = 1,8 \times 10^{-2} \times N^{-0,25} \qquad \text{Ecuación 2.19}$$

Dónde:

ε_3 en $\mu\text{m}/\text{m}$.

N en términos de ejes equivalentes de 80 kN.

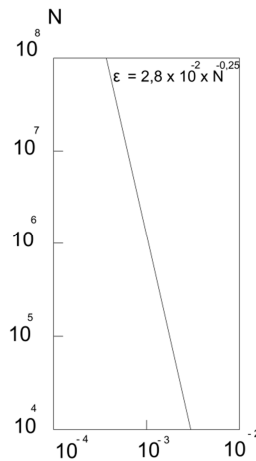


Figura 2.8 - Monograma RS del Manual Shell, relación del esfuerzo de la subrasante con el número de aplicaciones de carga (50% de confiabilidad) [15].

2.2.4.2 Materiales de la capa base y subbase.

Caracterización del material.

Recordando lo expuesto en la introducción, la capa base y subbase, cuando se diseña una estructura de pavimento utilizando el Manual de Diseño de Pavimentos de Shell se considera como una sola capa, por lo tanto el módulo elástico efectivo para el diseño de las capas no ligadas se representa por un solo parámetro E_2 , este depende de su espesor (h_2) y el módulo dinámico de la subrasante E_3 .

Capacidad estructural de la capa granular.

La siguiente ecuación se utiliza para la obtención del módulo de la capa de base y subbase.

$$E_2 (N/m^2) = k \cdot E_3 (N/m^2) \quad \text{Ecuación 2.20}$$

Dónde,

$$k = 0,2 \cdot h_2^{0,45} \quad ; \quad h_2 \text{ en milímetros} \quad \text{cuando} \quad 2 < k < 4$$

Esta ecuación se basa en consideraciones teóricas y mediciones de pruebas dinámicas [15].

En el procedimiento de diseño se asume que los materiales utilizados en la capa base y subbase tienen la capacidad suficiente para lograr un valor de módulo efectivo al menos igual al obtenido de la ecuación 2.20.

2.2.4.3 Materiales asfálticos.

Caracterización del material.

Existen dos propiedades fundamentales en la mezcla asfáltica para propósitos de diseño, estas son la rigidez de la mezcla bajo cargas de corta duración (Módulo de rigidez dinámico) y las características de fatiga.

El valor del módulo de rigidez de la mezcla de asfalto considera rangos considerables, los cuales oscilan de 10^5 a 5×10^5 N/m², estos valores se obtienen directamente de métodos de prueba dinámicos o semi-dinámicos, las cuales se realizan bajo varios rangos de temperatura y diferentes condiciones de carga.

Existen métodos alternativos para la obtención de este módulo, los laboratorios Shell desarrollaron un método para la obtención de la rigidez de la mezcla de asfalto, el cual se realiza por medio de la lectura de una cartilla de diseño (ver figura 2.10).

A través de diversas pruebas de laboratorios realizadas por Shell, se obtuvo como conclusión que la rigidez de la mezcla depende de la rigidez del asfalto y la relación volumétrica entre el asfalto, agregados y vacíos.

El resultado de un trabajo experimental, realizado mediante el estudio de un gran número de mezclas asfálticas de diferentes composiciones fue expresado a través de un monograma (figura 2.10), donde el módulo de rigidez de la mezcla puede ser obtenido a través de las concentraciones de agregado y el módulo de rigidez del asfalto (figura 2.9).

Para la obtención de este último se requieren 4 parámetros:

Dos del asfalto:

1. $T_{800\text{ pen}}$: Temperatura donde la penetración es 800 dmm.
2. IP : Índice de penetración.

Dos de condiciones de servicio:

1. Temperatura.

2. Tiempo de carga, considerado de 0,02 segundos, esta consideración es la correspondiente para una velocidad de tránsito entre 50-60 km/h.

En el Manual Shell utiliza el monograma de Van der Poel para la obtención de la rigidez del asfalto, este se muestra a continuación.

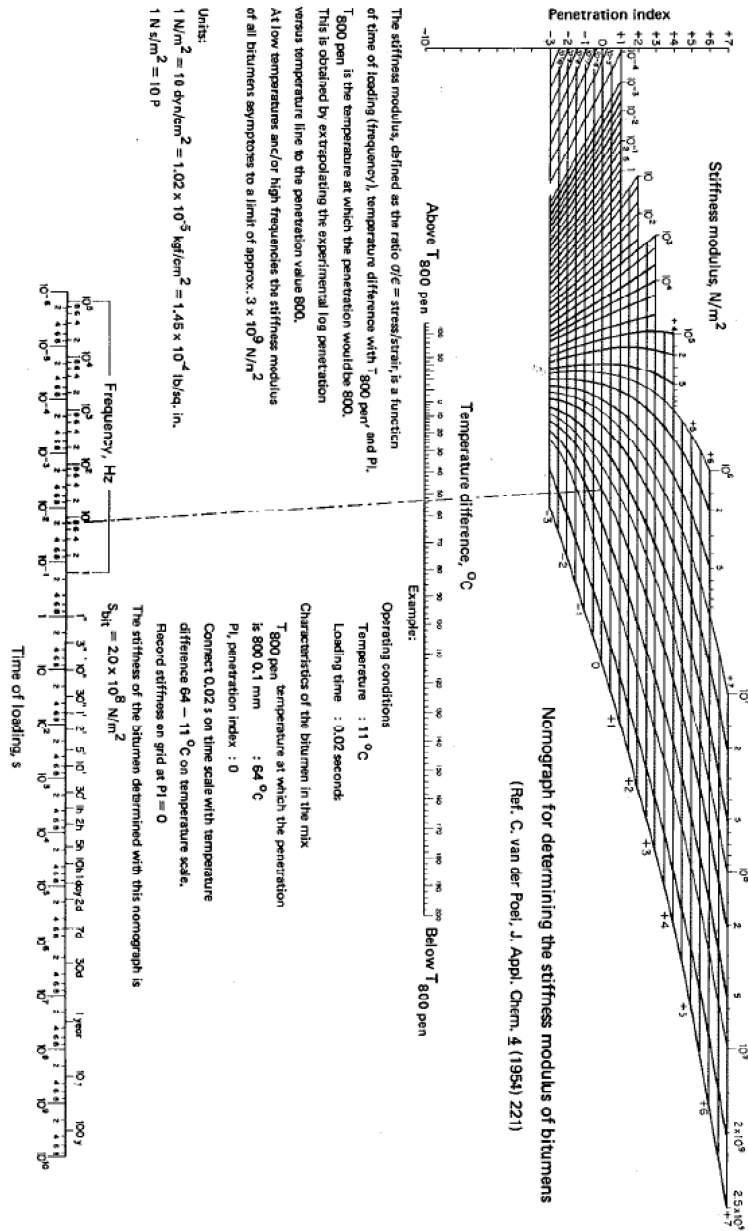


Figura 2.9 - Nomograma de Van der Poel, Rigidez del asfalto N/m² [5].

Con la obtención de los diferentes parámetros descritos anteriormente, se obtiene la rigidez de la mezcla a través del monograma del Manual Shell, el cual se muestra en la figura 2.10. La precisión del monograma, ha sido comprobada por extensas mediciones de un gran número de diferentes mezclas. Un factor de seguridad de 1,5-2 deberá ser suficiente para el diseño práctico [15].

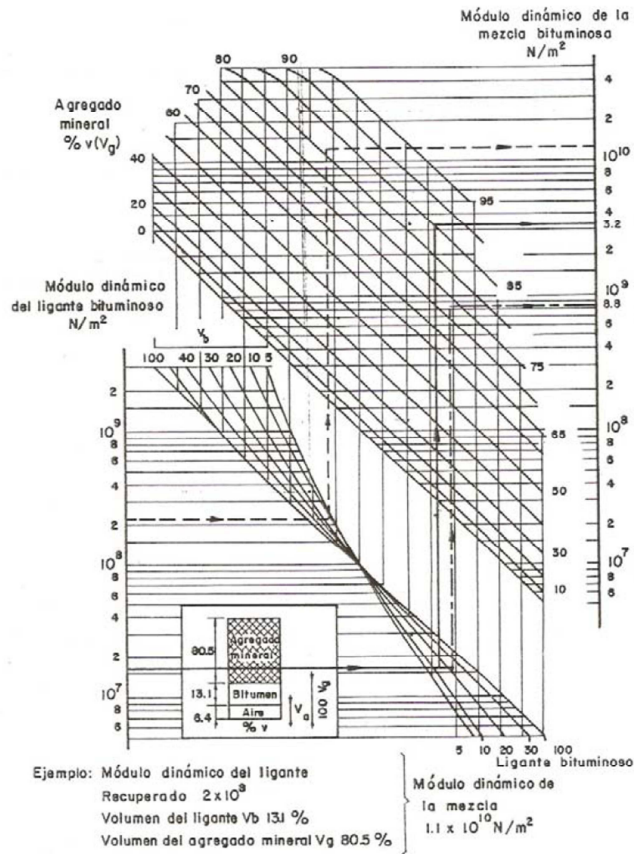


Figura 2.10 – Nomograma para el cálculo del módulo dinámico de HEUKELOM. [15].

Capacidad estructural.

El criterio de fatiga para la mezcla asfáltica se basa en la deformación permisible, ϵ_{fat} ($\mu m/m$), como función del número de aplicaciones de cargas repetitivas (N), en términos de ejes equivalentes, el módulo de rigidez (N/m^2) y el porcentaje de asfalto de la mezcla.

Las curvas de fatiga de las mezclas pueden ser representadas por la siguiente relación:

$$N_{fat} = k \cdot \epsilon_{fat}^{-n} \quad \text{Ecuación 2.23}$$

Dónde:

ϵ_{fat} en $\mu\text{m}/\text{m}$.

N_{fat} en términos de ejes equivalentes de 80 kN.

k y n son constantes que dependen del tipo de mezcla.

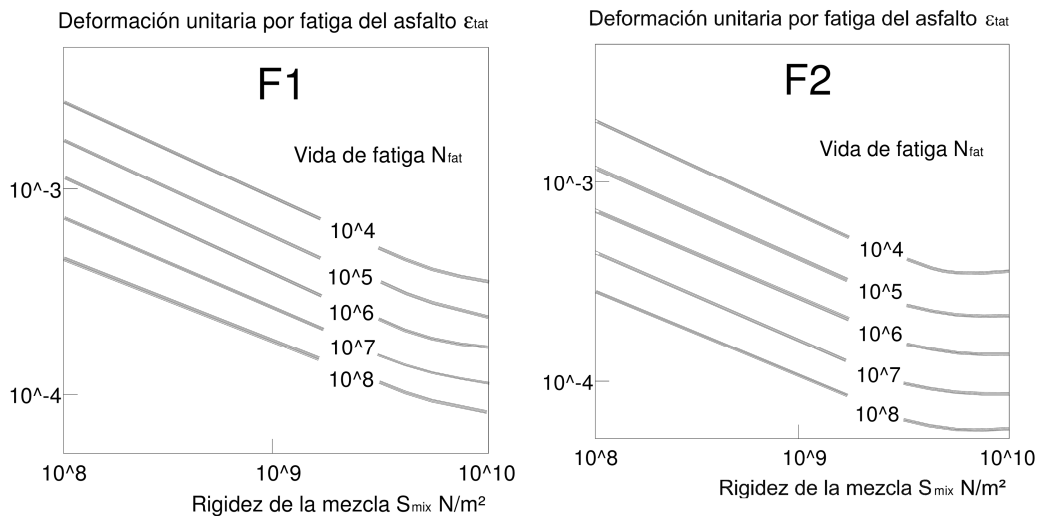


Figura 2.11 - Ejemplos de curvas de fatiga para distintas mezclas asfálticas [5].

Estas curvas son distintas para cada mezcla. No se han encontrado correlaciones simples entre las características de la mezcla y las curvas de fatiga, por esto, es necesario realizar distintas aproximaciones para la predicción del comportamiento de fatiga para las distintas mezclas de asfalto. El Manual Shell propone dos aproximaciones, la primera basada en la interpretación directa de las medidas de fatiga presentes en la estructura de pavimento y la segunda también basada en la interpretación de las medidas de fatiga, pero utilizando el concepto de disipación de energía.

La primera aproximación, es la que se estudia en este Trabajo de Título, ya que a partir de esta se obtienen las ecuaciones de diseño que representan la capacidad de la capa de asfalto empleadas por el programa de diseño SPDM y además en la creación de las planillas de diseño pertenecientes al Manual de diseño Shell.

Primera aproximación.

Se asume que el valor de n de las distintas curvas de fatigas (ecuación 2.23), tienen el mismo valor, $n=5$.

Por interpretación de las medidas de fatiga se demostró que la deformación de fatiga (ε_{fat}) para una falla después de un número determinado de ciclos de carga (N_{fat}), es una función del módulo de rigidez de la mezcla (S_{mix}). Si esta relación es graficada en escala logarítmica se obtiene una línea recta. No se han encontrado relaciones simples entre la pendiente del gráfico descrito anteriormente y las características de la mezcla, por lo que es necesario realizar una nueva aproximación. Se asume que la pendiente de la relación $\log \varepsilon_{fat}$ versus $\log S_{mix}$ es igual a -0,36 (para un número fijo de ciclos de carga) entonces:

$$\log \varepsilon_{fat} = -0,36 \log S_{mix} + Constante \quad \text{Ecuación 2.24}$$

El valor constante de la ecuación 2.24 se determinan a través de pruebas realizadas en laboratorio.

Mediante los resultados de distintas mediciones, se encontró que la deformación por fatiga producido por 10^6 ciclos de carga ($(\varepsilon_{fat})_{N=10^6}$) para mezclas de asfalto con módulo de rigidez de $5 \times 10^9 \text{ N/m}^2$, se incrementa con el aumento del volumen de asfalto en la mezcla (V_b) mediante la siguiente ecuación:

$$(\varepsilon_{fat})_{N=10^6} = (17,4 \cdot V_b + 22) \cdot 10^{-6} \quad \text{Ecuación 2.25}$$

De las ecuaciones 2.24 y 2.25

$$(\varepsilon_{fat})_{N=10^6} = (17,4 \cdot V_b + 22) \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{S_{mix}}{5 \times 10^9} \right)^{-0,36} \quad \text{Ecuación 2.26}$$

Recordando la ecuación 2.23, para $n=5$, se tiene:

$$(\varepsilon_{fat}) = (\varepsilon_{fat})_{N=10^6} \cdot \left(\frac{N_{fat}}{10^6} \right)^{-0,2} \quad \text{Ecuación 2.27}$$

Finalmente de las ecuaciones 2.26 y 2.27

$$\varepsilon_{fat} = (0,856 \cdot V_b + 1,08) \cdot S_{mix}^{-0,36} \cdot N_{fat}^{-0,2} \quad \text{Ecuación 2.28}$$

Dónde:

ϵ_{fat} en $\mu\text{m}/\text{m}$.

V_b en porcentaje.

S_{mix} en N/m^2 .

N_{fat} en términos de eje equivalentes de 80 kN.

Esta ecuación sirve como base para la obtención de la deformación permisible de fatiga, para lo cual se debe contar con los valores de rigidez y volumen del asfalto de la mezcla V_b (%). Esta es la relación que se utiliza para la construcción del monograma para esfuerzos permisibles entregados por el Manual de Shell y el programa de diseño SPDM.

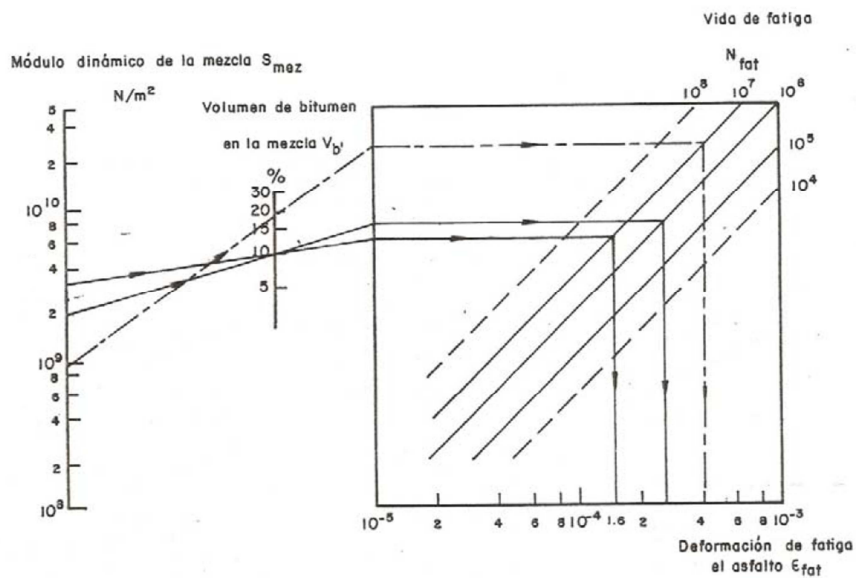


Figura 2.12 - Nomograma del Manual Shell, relación entre rigidez de la mezcla y esfuerzo de fatiga [15].

2.2.5 Posición del esfuerzo máximo de tensión en el pavimento.

Generalmente la tensión máxima el asfalto se encuentra en la cara inferior del asfalto, ya sea en el eje vertical a través del centro del área cargada o en el eje vertical de simetría entre las dos áreas cargadas (rueda). En algunos casos, si existen relaciones modulares altas entre la capa base y la

capa de asfalto, el esfuerzo vertical máximo no se encuentra en la cara inferior, si no que esta se encuentra en la cara superior. De extensas series de cálculos se encontró que el nivel en el cual se encuentra el esfuerzo horizontal máximo de tensión ocurre dependiendo de un parámetro (c), el cual se describe a continuación.

$$c \text{ (mm)} = h_1 \cdot \frac{E_1}{E_2} \quad \text{Ecuación 2.29}$$

Esta relación es válida sólo en el caso, en que los tipos de suelos utilizados en la capa base no ligada y el tipo de configuración de la carga, están definidas de acuerdo a el manual.

E_1 y E_2 son los módulos elásticos de la capa de asfalto y la base no ligada (en N/m^2), h_1 es el espesor de la capa de asfalto en mm.

Cuando $c > 133 \text{ mm}$, el esfuerzo máximo de tensión no se encuentra en la cara inferior de la capa de asfalto, en este caso y cuando h_1 es menor que aproximadamente 200 mm, el esfuerzo máximo en el asfalto ocurre en la mitad inferior de h_1 , por el contrario cuando h_1 es mayor a 200 mm, el esfuerzo máximo se encuentra en la mitad superior de la capa de asfalto.

2.2.6 Programa de diseño SPDM.

El programa de diseño SPDM es un programa de computador utilizado para el diseño de pavimentos flexibles, este utiliza la metodología empírico-mecanicista, específicamente se basa en la filosofía de diseño del Manual de Pavimentos Shell. Esta herramienta contiene diversas subrutinas para el cálculo de tensiones y deformaciones (subrutinas provenientes del programa de diseño BISAR) en puntos críticos de las capas que componen la estructura de pavimento. Permite el uso de una amplia gama de parámetros de entrada, mayores rangos de temperaturas, tránsito y distintos tipos de asfaltos, además posibilita al usuario utilizar criterios de diseño propio y termina con las engorrosas tareas de iteración realizadas con los gráficos de diseño que se incluyen en el Manual de Shell de 1978.

El usuario deberá ingresar al programa los parámetros definidos por el Método Shell, los cuales se definieron detalladamente en los capítulos anteriores y tendrá que estimar los espesores de la carpeta de asfalto necesarios para soportar las cargas que presentara durante su servicio. El programa SPDM itera mediante la variación del espesor de la mezcla de asfalto hasta lograr que los esfuerzos y deformaciones producidos en las capas de la estructura estén dentro de rangos permisibles.

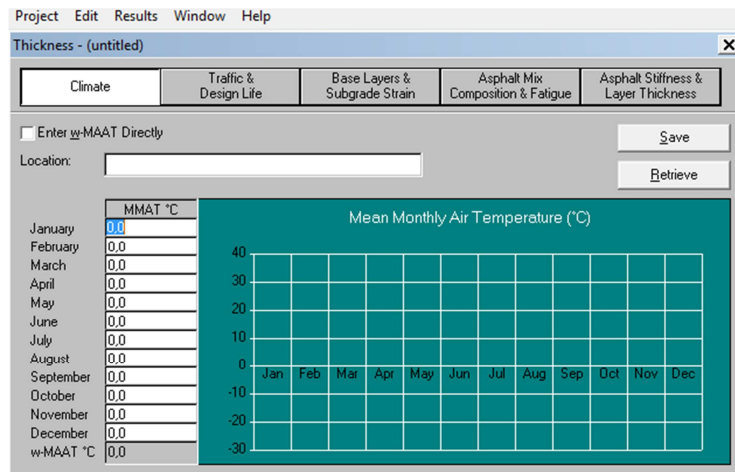


Figura 2.13 - Ventana del programa de diseño SPDM.

2.3 Parámetros de diseño Método Sudafricano.

El método empírico mecanicista Sudafricano fue desarrollado por Van Vuuren, Otte and Paterson [17] durante 1974. La primera aproximación del método de diseño mecanicista en Sud África se publicó en un documento en 1977 en la conferencia internacional sobre el diseño de estructuras de asfalto realizado por Walker, Paterson, Freeman y Marais [18]. En este periodo no existían valores provistos para la caracterización de los materiales del pavimento, los parámetros y propiedades (módulo resiliente, parámetros de resistencia de corte) de todos los materiales debían obtenerse sólo por medio de pruebas de laboratorio y terreno. Las Funciones de transferencia para capas de asfalto en un comienzo fueron realizadas sólo para capas delgadas y se definía como una función de la máxima tensión horizontal en la capa inferior de la capa asfáltica [19].

El único criterio existente para capas granulares fue limitar el esfuerzo de trabajo a un 70% del esfuerzo estático de corte. El mismo criterio se utilizó para el material utilizado en la subrasante. En adición para proveer funciones de transferencia para varios tipos de materiales Paterson y Maree (7) aconsejaron propiedades elásticas para diferentes materiales utilizados en Sudáfrica. El criterio de fatiga para capas delgadas de asfalto se mantuvo. Paterson y Maree [20] incluyeron funciones de transferencia para capas gruesas de asfalto.

El concepto de un factor de seguridad para limitar la deformación permanente de los materiales granulares se introdujo en base a un trabajo realizado por Maree [21]. El factor de seguridad se calcula a través de los esfuerzos principales mayores y menores en el punto medio de las capas granulares como una indicación del esfuerzo de corte cuando la estructura está sometida a sollicitaciones. Finalmente se incluyó un criterio por Paterson [22] para limitar la deformación permanente de la capa seleccionada de subrasante como función del esfuerzo de compresión en la parte superior de la capa.

Durante 1981, Maree [23] y Freeme [24] reportaron el uso del método Mecanicista Sudafricano para pavimentos nuevos y en procesos de rehabilitación. Este método ha sido probado y refinado a

través de extensas mediciones por medio de pruebas con el Simulador de Vehículos pesados (Heavy Vehicle Simulator, HVS) en Sud África.

El método sudafricano fue actualizado en 1995 por Theyse, las funciones de transferencia fueron modificadas para incluir un factor de confiabilidad de diseño para las distintas categorías de carreteras existentes en Sudáfrica, estas categorías se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 2.2 - Categorías de carreteras Sudafricanas.

Categoría de carretera	Descripción
A	Carreteras interurbanas
B	Colectores interurbanos
C	Carreteras rurales
D	Carreteras rurales con tráfico ligero

En la caracterización de materiales se incluyen espesores y las propiedades de cada capa de la estructura de estudio. El análisis estructural se realiza bajo un análisis elástico-estático de un sistema de multi-capas donde la respuesta del pavimento para las condiciones de carga se calculan en términos de esfuerzos (σ) y deformación (ϵ) en posiciones críticas de la estructura. Estas posiciones críticas se determinan de manera particular para el tipo de material utilizado en una capa específica de la estructura.

Los parámetros de respuesta crítica del pavimento sirven como entrada para las funciones de transferencia aplicados en los materiales y modos de falla particulares. Las funciones de transferencia relacionan las condiciones de esfuerzos y deformaciones con los números de cargas aplicadas, éstas se sustentan por medio de determinados esfuerzos y deformaciones después de ciertas condiciones terminales del pavimento cuando se alcanza un particular modo de falla.

Este método de diseño se enfoca en la caracterización, análisis estructural y funciones de transferencia de materiales comúnmente utilizados en Sudáfrica, los que se realizan a través de un programa de diseño lineal elástico de un sistema multicapas tales como Mepads, Cerano, Rubicon [25]. Este último es utilizado en este Trabajo de Título. Este programa de diseño se basa en la teoría de capas elásticas (Burmister, 1945). Permite analizar el desempeño y la respuesta de un pavimento bajo la carga de rueda, usando el modelo de multicapas elásticas WESLA [26] y las funciones de transferencia pertenecientes al método de diseño empírico-mecanicista Sudafricano.

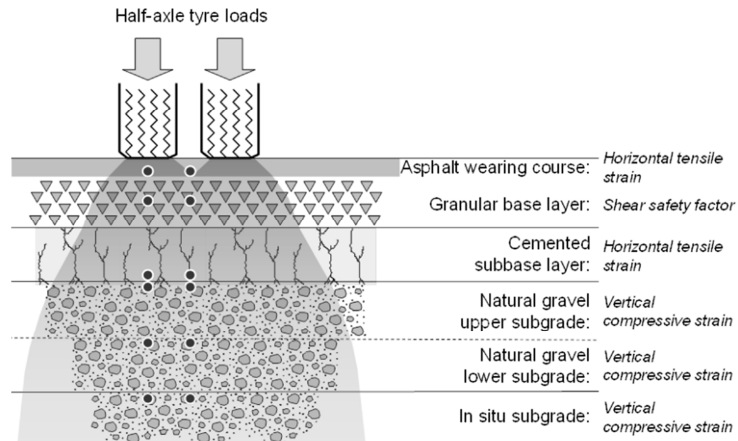


Figura 2.14 - Parámetros críticos método de diseño Sudafricano [27].

2.3.1 Tránsito.

El efecto del daño acumulado causado por todos los ejes individuales de carga, es expresado o convertido a través de un número equivalente de eje simple de 80 kN, estos ejes presentan una separación entre ruedas de 350 mm y generan una presión uniforme de contacto de 520 kPa [27].

Se asume que la suma de los ejes de cargas convertidos realiza el mismo daño al pavimento que el espectro de tráfico original.

Para realizar diseños prácticos de pavimentos es necesario contar con el número total de ejes estándar acumulados durante el periodo de análisis. La conversión se realiza por medio de un factor de equivalencia (F), el cual relaciona el número de repeticiones de un eje de carga cuales quiera a un número equivalente de 80 kN, este factor está en función de la composición del pavimento, estado y tipo de material, definición de la condición terminal y su modo de falla.

$$F = \left(\frac{P}{80}\right)^n \quad \text{Ecuación 2.30}$$

Donde

n : Exponente de daño relativo.

F : Factor equivalente de carga.

P : Eje de carga, en kN.

Se debe notar, que el exponente de daño relativo (n) depende del tipo de pavimento, estado y su mecanismo de falla. La tabla 2.3 indica valores recomendados de n relacionados al tipo de pavimento para propósitos de la estimación del tráfico equivalente, estos valores se basan en la investigación realizada con el Simulador de Vehículos Pesados (Heavy Vehicle Simulator) [28].

El promedio diario de Ejes equivalentes de 80 kN puede ser determinada multiplicando el número de ejes de carga en cada grupo de carga por el factor de equivalencia.

Tabla 2.3 - Exponente de daño relativo de acuerdo al tipo de pavimento [28].

Tipo de pavimento	Recomendado
Granular/Granular	4
Granular/Cementado	3
Cementado/Granular: pre-agrietado post- agrietado	5
Cementado/cementado: pre-agrietado post-agrietado	4,5
Base de mezcla caliente/Cementado	4

2.3.2 Medio Ambiente.

La humedad, temperatura y la condición de la subrasante que presentara la estructura durante su servicio define la variable del medioambiente, el cual se deberá tomar en cuenta para el diseño de pavimentos [29].

Las condiciones de humedad determinarán en gran medida la erosión de las rocas naturales, la durabilidad de la construcción en caminos de materiales naturales erosionables y dependiendo de las condiciones de drenaje, la estabilidad de los materiales granulares no tratados en la estructura de pavimento.

Las temperaturas pavimento pueden afectar la estabilidad de la superficie. El diseñador siempre debe considerar las condiciones climáticas y evitar el uso de materiales sensibles a la temperatura y exceso de agua en condiciones adversas.

Sud África puede ser dividido en tres regiones climáticas.

- (a) Regiones secas.
- (b) Regiones moderadas.
- (c) Regiones húmedas.

La clasificación del material de subrasante se basa en la prueba de relación de soporte de california (CBR) a una densidad representativa, es una práctica frecuente es utilizar valores de CBR húmedos, pero esto en regiones secas puede ser considerado conservador [30], Un procedimiento se ha desarrollado para ajustar los valores de CBR húmedo a valores de CBR no húmedos bajo ciertas condiciones [31], para que puedan ser utilizados materiales de menor calidad, pero se asume un mayor riesgo al ser determinado de una manera probabilística. Sin embargo, en la aplicación del ensayo CBR para el diseño estructural debe estar en el contenido de humedad esperado más alto, cuando se compacte a una densidad de campo especificada.

2.3.3 Confiabilidad y variabilidad de diseño.

Uno de los mayores cambios realizados en comparación a la guía de diseño original, fue la introducción de la confiabilidad de diseño, la cual se asocia a la categoría del camino, tal como se muestran en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 - Categoría de carretera método de diseño Sudafricano [29].

Categoría de carretera	Descripción	Confiabilidad aproximada (%)
A	Carreteras interurbanas	95
B	Colectores interurbanos	90
C	Carreteras rurales	80
D	Carreteras rurales con tráfico ligero	50

La intención histórica del diseño empírico-mecanicista fue obtener un proceso de diseño ampliamente determinístico, sin embargo esto no fue posible debido a la variabilidad presente en el diseño de pavimentos, como se puede ver en la figura 2.15.

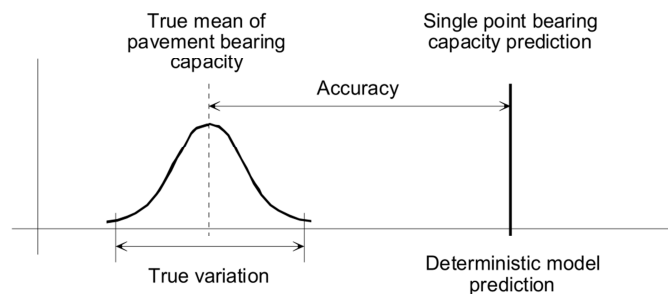


Figura 2.15 - Datos de salida, modelo determinístico vs modelo real [32].

Debido a la variabilidad real presente en una vía, tanto en geometría, propiedades y respuesta de los materiales que componen el pavimento, la respuesta real de la capacidad estructural presentara una cierta variabilidad.

La Figura 2.16 muestra una representación simplificada de un procedimiento de diseño mecanicista. Los bloques destacados representan los datos de entrada. Cada uno de estos parámetros se mide de manera empírica y se introducen al sistema con una cierta variabilidad asociada, a causa de la variabilidad natural y/o error en la técnica de medición del parámetro.

Las posibles variaciones presentes en el modelo pueden tener como origen:

1. Sistema geométrico de entrada: Variación del espesor de capa.
2. Parámetros de entrada de los materiales: Variación en la rigidez y razón de Poisson.
Variación de la resistencia.
3. Caracterización de carga: Variación en la magnitud de la fuerza de contacto.
Fluctuación de tránsito.
4. Modelo de respuesta del pavimento: Desviación natural en la respuesta de un material sujeto a una condición de carga simple.

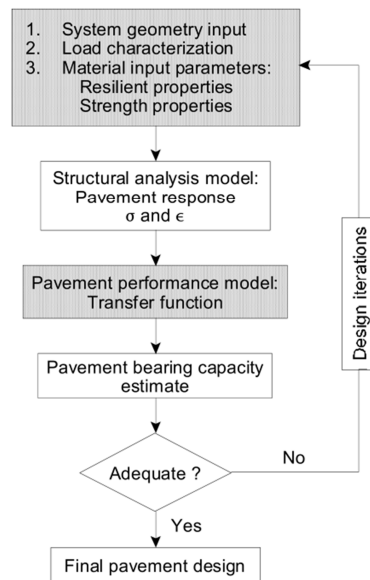


Figura 2.16 - Representación del modelo Empírico-Mecanicista [32].

Para incorporar la variación de los parámetros de entrada se requiere la aplicación de diversas técnicas estadísticas tales como la técnica de Montecarlo o Rosenblueth.

Los modelos de comportamiento del pavimento normalmente se obtienen a partir de un análisis de regresión de un conjunto de datos relacionados a un tipo de material y su modo de falla específico, tal como se muestra en la figura 2.17 (en este caso se muestra la deformación del asfalto en la capa inferior, es fácil observar la variación asociado al material).

La forma de incorporar la variabilidad de la respuesta de un material en el procedimiento de diseño, es hacer uso de los límites de probabilidad estadística, los que pueden ser mediante líneas percentiles (figura 2.18), modelos de regresión (figura 2.19) y límites de predicción (figura 2.20).

En el caso del método de diseño Sudafricano se realizan mediante la aplicación de distintos modelos de regresión, para distintos niveles de confiabilidad, los cuales se les asocia a cierta categoría de carretera.

Las ecuaciones de regresión utilizadas en el método de diseño Sudafricano asociadas a distintos materiales, para distintos niveles de confiabilidad se ilustran desde la figura 2.21 a 2.30.

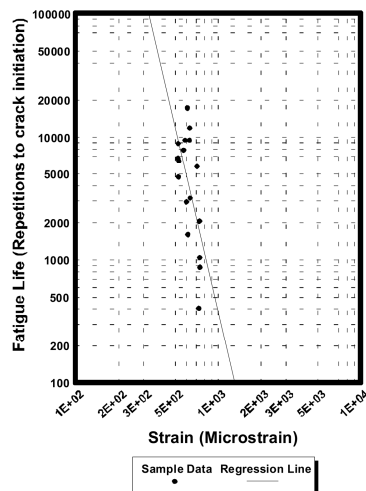


Figura 2.17 - Variación de la respuesta del asfalto [32].

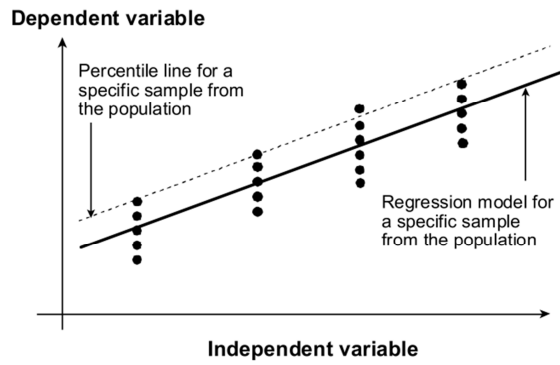


Figura 2.18 - Línea percentil [32].

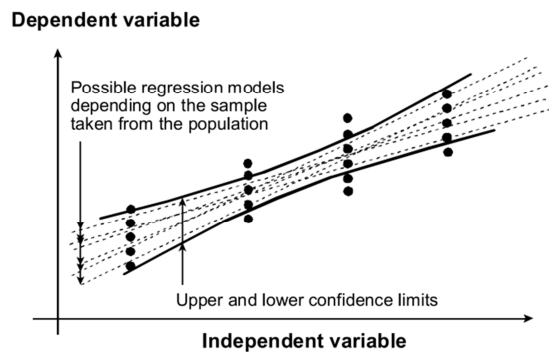


Figura 2.19 - Ecuaciones de regresión para distintos niveles de confiabilidad [32].

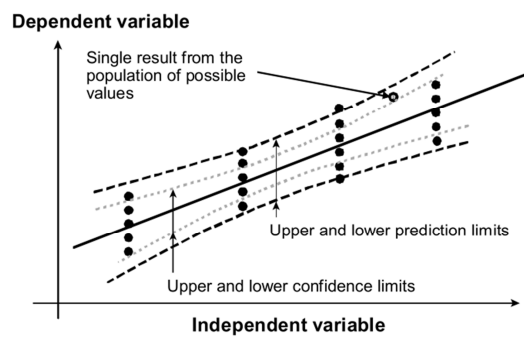


Figura 2.20 - Línea de predicción [32].

2.3.4 Caracterización de los materiales componentes del pavimento.

El manual de diseño Sudafricano contiene guías para la selección de las características en los materiales utilizados habitualmente en Sudáfrica, si bien es cierto, dejan muy en claro que es importante la realización de ensayos de laboratorio, los valores entregados en este manual sirven como una guía en la ausencia de medidas y pruebas de laboratorio o terreno.

El procedimiento de diseño expuesto en el manual de diseño Sudafricano [33], utiliza los materiales estándar definidos en TRH14. Los códigos de materiales que figuran en las tablas 2.5 a 2.7 se utilizan ampliamente en el método de diseño Sudafricano. Los materiales se clasifican en función de su comportamiento fundamental, en varias categorías con diferentes clases de acuerdo a las características de resistencia [29].

Tabla 2.5 - Características de materiales asfálticos estándar utilizado por el Manual Sudafricano [29].

Material	Código	Características
Superficie asfáltica	AG	Superficie de asfalto graduación discontinua
Superficie asfáltica	AC	Superficie de asfalto graduación continua
Superficie asfáltica	AS	Superficie de asfalto grad. semi-discontinua
Superficie asfáltica	AO	Superficie de asfalto grad. abierta

Tabla 2.6 - Características de materiales granulares estándar utilizado por el Manual Sudafricano [29].

Material	Código	Características
Piedra chancada de alta calidad	G1	Piedra chancada graduada; tamaño máximo 37,5 mm; 86 – 88 % densidad relativa aparente; IP < 4
Piedra chancada	G2	Piedra graduada densa; tamaño máximo 37,5 mm; 100 – 102 % AASHTO modificado ; IP < 6
Piedra chancada	G3	Piedra graduada densa y suelo con aglutinante; tamaño máximo 37,5 mm; 98 – 100 % AASHTO modificado; IP < 6
Grava natural (material base)	G4	CBR \geq 80; tamaño máximo 53 mm; 98 – 100 % AAASHTO modificado; IP < 6; hinchamiento 0,2 @ 100 % AASHTO modificado
Grava natural	G5	CBR \geq 45; tamaño máximo 63 mm o 2/3 del espesor de capa; la densidad debe ser como la prescrita para el uso de la capa; IP < 10; hinchamiento 0,5 @ 100 % AASHTO modificado
Grava natural (calidad subbase)	G6	CBR \geq 25; tamaño máximo 63 mm o 2/3 del espesor de capa; la densidad debe ser como la prescrita para el uso de la capa; IP < 12; hinchamiento 1,0 % @ 100 % AASHTO modificado.

Tabla 2.7 - Características de materiales de subrasante estándar utilizado por el manual Sudafricano [29].

Material	Código	Características
Grava-Suelo	G7	CBR > 15 % @ 93 % AASHTO modificado; tamaño máximo 2/3 de la capa; la densidad debe ser como la prescrita para el uso de la capa; IP > 12; hinchamiento 1,5 % @ 100 % AASHTO modificado
Grava-Suelo	G8	CBR > 10 % @ 93 % AASHTO modificado; tamaño máximo 2/3 de la capa; la densidad debe ser como la prescrita para el uso de la capa; IP > 12; hinchamiento 1,5 % @ 100 % AASHTO modificado
Suelo	G9	CBR > 7 % @ 93 % AASHTO modificado; tamaño máximo 2/3 de la capa; la densidad debe ser como la prescrita para el uso de la capa; IP > 12; hinchamiento 1,5 % @ 100 % AASHTO modificado
Suelo	G10	CBR > 3 % @ 93 % AASHTO modificado; tamaño máximo 2/3 de la capa; la densidad debe ser como la prescrita para el uso de la capa; o 90 % AASHTO modificado

2.3.4.1 Subrasante.

Caracterización del material.

Los sudafricanos a nivel investigativo y de laboratorio, utilizan el **módulo resiliente** de los materiales para caracterizar y diseñar las estructuras de pavimentos. Sin embargo, en el catálogo de diseño lo relacionan con valores de CBR a una densidad representativa [34].

La clasificación de los materiales de la subrasante se entrega en la tabla mostrada a continuación, en la cual se entrega su código representativo además de las propiedades específicas para cada tipo de subrasante. El valor del módulo de Poisson utilizado en materiales granulares corresponde a 0.35 [35].

Tabla 2.8 - Propiedades específicas de materiales de subrasante estándar utilizado por el Manual Sudafricano [35].

Código de material	CBR sumergido	Descripción del Material	Módulo elástico (MPa)	
			Condición seca	Condición húmeda
G7	≥ 15	Grava-Suelo	30 – 200	20 – 120
G8	≥ 10	Grava-Suelo	30 – 180	20 – 90
G9	≥ 7	Suelo	30 – 140	20 – 70
G10	≥ 3	Suelo	20 – 90	10 – 45

Capacidad estructural.

Cada tipo de material presenta un modo único de falla, la cual está ligada a un parámetro crítico (figura 2.21) y es calculado en una posición específica de la estructura de pavimento. Las funciones de transferencia proporcionan la relación entre el valor del parámetro crítico (esfuerzo, deformación) y el número de aplicaciones de carga que se pueden sostener en un valor determinado del parámetro crítico, antes de que el tipo de material particular falle de un modo específico [35].

En el método de diseño Sudafricano de 1996, analiza a la subrasante con el fin de evitar la deformación permanente, la cual se manifiesta como ahuellamiento en la superficie de la estructura.

El parámetro crítico para este material es la deformación vertical en la parte superior de la subrasante. Las ecuaciones de transferencia están disponibles para dos condiciones terminales, para 10 y 20 mm de ahuellamiento superficial [35].

La ecuación 2.31 entrega de forma general la función de transferencia para el material seleccionado de la subrasante, los coeficientes de regresión para las dos condiciones terminales nombradas anteriormente se entregan en la tabla 2.9, estas se separan por categoría de carretera. Las ecuaciones de transferencia se ilustran en la figura 2.21 para 10 mm y en la figura 2.22 para 20 mm.

$$N = 10^{(A-10 \log \varepsilon_v)} \quad \text{Ecuación 2.31}$$

Dónde:

ε_v en $\mu\text{m/m}$.

N en términos de ejes equivalentes de 80 kN.

Tabla 2.9 - Coeficientes de regresión para las condiciones terminales de falla [35].

Condición terminal de ahuellamiento (mm)	Categoría de carretera	A
10	A	33.3
	B	33.38
	C	33.47
	D	33.70
20	A	36.30
	B	36.38
	C	36.47
	D	36.70

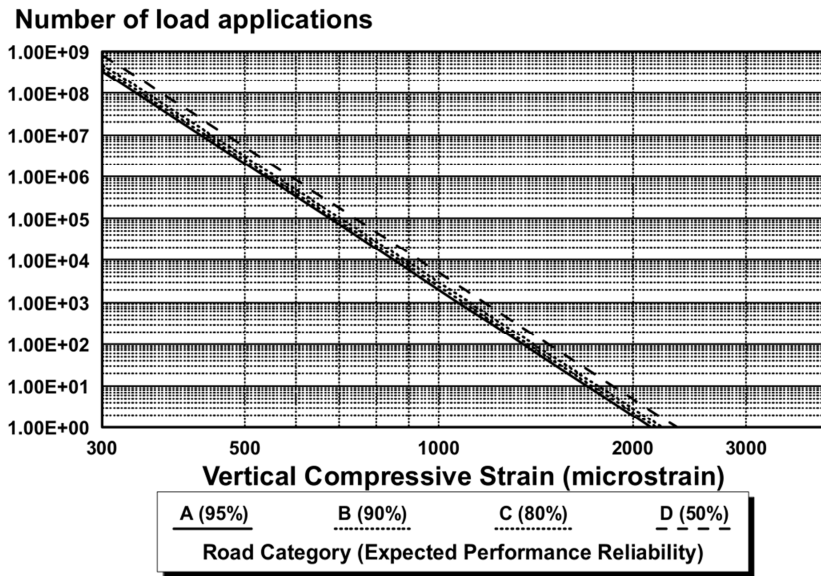


Figura 2.21 - Ilustraciones de funciones de transferencia de deformación de subrasante, criterio de deformación de 10 mm [32].

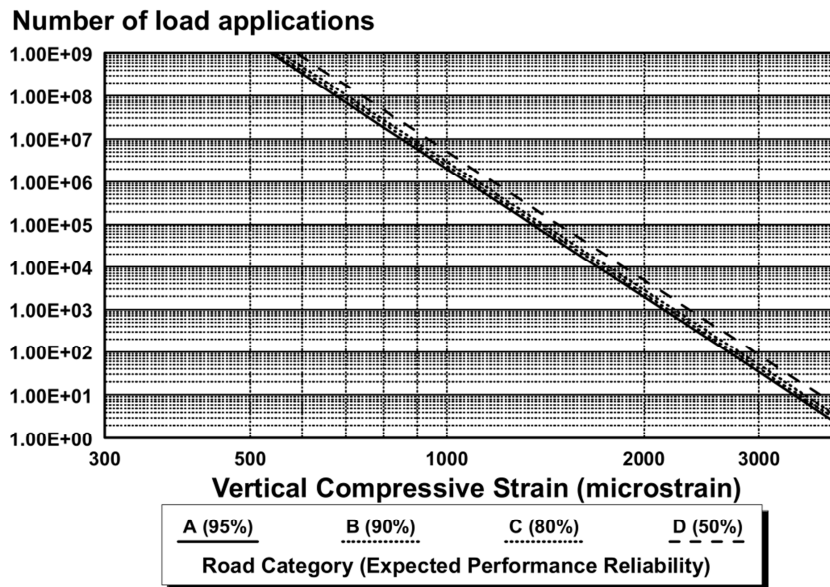


Figura 2.22 - Ilustraciones de funciones de transferencia de deformación de subrasante, criterio de deformación de 20 mm [32].

2.3.4.2 Materiales granulares base y subbase.

Caracterización del material.

Generalmente estos tipos de materiales presentan un comportamiento esfuerzo dependiente y bajo esfuerzos producidos por cargas repetitivas se producen deformaciones a través de densificación o por la aplicación de un corte gradual en el material [29]. El módulo elástico efectivo es una función del módulo de la capa de soporte y el entrelazamiento de las partículas que se logran durante la construcción de la capa [34].

En la mayor parte de los casos, las propiedades ingenieriles como rigidez, resistencia al corte, razón de Poisson son obtenidos a través de pruebas sofisticadas y complejas. Sin embargo existen pruebas alternativas, las cuales se utilizan para la obtención de las propiedades fundamentales, estas se basan en la experiencia y sus resultados proveen indicaciones empíricas del desempeño del material (ninguna específicamente sugerida en los Manuales de Diseño). Las industrias dedicadas al diseño de carreteras usan ensayos CBR para la obtención de la resistencia de estos materiales. Si bien es cierto, estos ensayos no entregan resultados sobre los parámetros de corte como cohesión y ángulo de fricción, estos sirven para clasificar la capacidad de soporte del material.

Los módulos resilientes sugeridos en las capas bases y subbases se entregan en la tabla 2.10, el valor del módulo de Poisson utilizado en materiales granulares corresponde a 0.35 [35].

Tabla 2.10 - Propiedades específicas de materiales de subrasante estándar utilizado por el Manual Sudafricano [35].

Código de material	Descripción de material	Módulo elástico (MPa)
G1	Piedra chancada de alta calidad	150 – 600 (300)
G2	Piedra chancada	100 – 400 (250)
G3	Piedra chancada	100 – 350 (250)
G4	Grava natural (material base)	75 – 350 (225)
G5	Grava natural	40 – 300 (200)
G6	Grava natural (calidad subbase)	30 – 200 (150)

Capacidad estructural.

Cada tipo de material presenta un modo único de falla, el cual está ligado a un parámetro crítico que es calculado en una posición específica en la estructura del pavimento que está bajo una carga de rueda. Las funciones de transferencia proporcionan la relación entre el valor del parámetro crítico y el número de aplicaciones de carga que se puedan sostener en un valor del parámetro crítico, antes de que el tipo de material particular falle de un modo particular [35].

Las capas granulares acumulan una deformación permanente debido a la deformación por corte producida en la capa, por la aplicación de cargas repetitivas (ruedas). Maree [21] desarrollo el concepto de “factor de seguridad” para fallas por corte en el material granular. Este factor se desarrolló en base a la teoría de Mohr-Coulomb y representa la razón entre la fuerza de corte admisible del material y el esfuerzo aplicado para desarrollar dicho corte. El factor de seguridad se correlaciono con la deformación gradual permanente del material granular bajo cargas triaxiales dinámicas para niveles específicos del factor de seguridad.

El factor de seguridad contra la falla por corte para materiales granulares se define:

$$F = \frac{\sigma_3 \left[\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right] + 2KC \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)}{(\sigma_1 - \sigma_2)} \quad \text{Ecuación 2.32}$$

o también:

$$F = \frac{\sigma_3 \varphi_{term} + c_{term}}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad \text{Ecuación 2.33}$$

Dónde

σ_1 y σ_3 = Esfuerzo principal mayor y menor, actuando en un punto de la capa granular.
(esfuerzo de compresión positivo y tracción negativo).

C = Cohesión.

φ = Ángulo de fricción interna.

K = Constante = 0,65 para condiciones saturadas.

0,80 para condiciones moderadamente húmedas.

0,95 para condiciones normales de humedad.

Factores de seguridad menores que 1 significa que los esfuerzos de corte exceden la capacidad de corte del material, lo que puede ocasionar una falla espontanea por corte bajo una carga estática.

En la realidad, el esfuerzo de corte excede la resistencia admisible de corte por periodos de tiempo muy bajos, por lo cual, no ocurrirán fallas bajo la aplicación de una sola carga, pero rápidamente se acumularan deformaciones por corte debido a la aplicación de cargas repetitivas. Si el factor de seguridad es mayor a 1, la deformación se acumulara gradualmente con el aumento de cargas aplicadas. En ambos casos el modo de falla será sin embargo la deformación de la capa granular, estos rangos de deformación se controlan mediante la aplicación del factor de seguridad [35].

El esfuerzo principal mayor y menor como también el factor de seguridad es calculado en la mitad de la capa granular. En la tabla 2.11 se entregan valores sugeridos para los coeficientes de cohesión (C) y el ángulo de fricción (φ). Las funciones de transferencia, las cuales se relacionan con el factor de seguridad, se entregan desde la ecuación 2.33 a la ecuación 2.36 para los distintos niveles de servicios y son ilustradas en la figura 2.23.

$$N_A = 10^{(2.605122F + 3.480098)} \quad \text{para categoría A} \quad \text{Ecuación 2.33}$$

$$N_B = 10^{(2.065122F + 3.707667)} \quad \text{para categorías B} \quad \text{Ecuación 2.34}$$

$$N_C = 10^{(2.065122F + 3.983324)} \quad \text{para categorías C} \quad \text{Ecuación 2.35}$$

$$N_D = 10^{(2.065122F + 4.510819)} \quad \text{para categorías D} \quad \text{Ecuación 2.36}$$

Dónde

N en términos de ejes equivalentes de 80 kN

Tabla 2.11 - Propiedades específicas de materiales granulares estándar utilizado por el Manual Sudafricano [35].

Código de material	Condición de humedad					
	Seco		Moderado		Húmedo	
	φ_{term}	C_{term}	φ_{term}	C_{term}	φ_{term}	C_{term}
G1	8.61	392	7.03	282	5.44	171
G2	7.06	303	5.76	221	4.46	139
G3	6.22	261	5.08	188	3.93	115
G4	5.50	223	4.40	160	3.47	109
G5	3.60	143	3.30	115	3.17	83
G6	2.88	103	2.32	84	1.76	64

Notas:

1. Seco = 20% de humedad.

Moderado = 50% de humedad.

Húmedo = 80% de humedad.

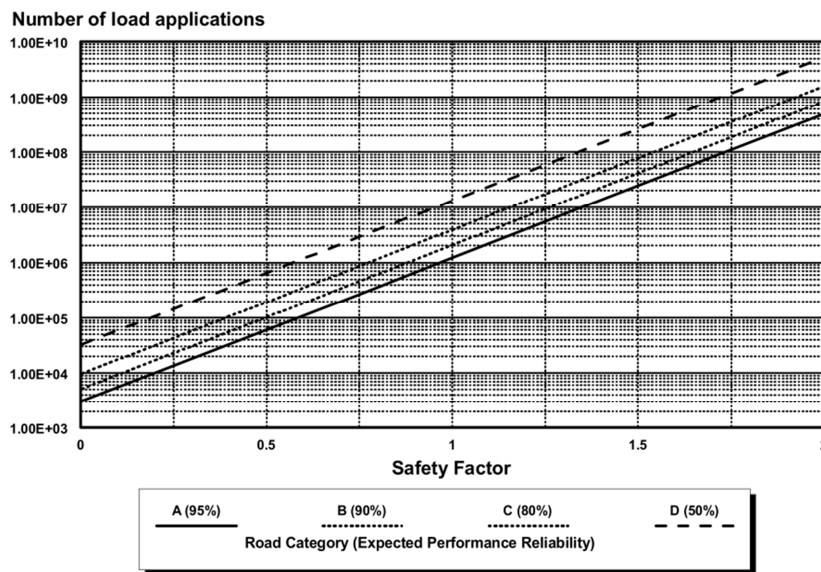


Figura 2.23 - Ilustración de ecuación de transferencias para materiales granulares [32].

2.3.4.3 Materiales asfálticos.

Caracterización del material.

Los pavimentos se analizan de forma mecánica, se considera que el mecanismo está sujeto a una carga, en este caso la de una rueda. En el análisis mecánico, el material de asfalto es descrito por la rigidez y la razón de Poisson. La rigidez es considerada como el término general de este material, provee una buena indicación de la capacidad de soporte de la capa de pavimento y es una aproximación del módulo resiliente (elástico) [36].

La pendiente del ciclo de descarga en un ensayo dinámico es el módulo elástico. Las cargas de rueda son de carácter dinámico con niveles de carga relativamente bajos, entonces las pruebas dinámicas se deben realizar en laboratorio para simular correctamente este comportamiento [37].

Los módulos elásticos sugeridos para el asfalto se dan en la tabla 2.12, estos valores fueron expuestos por Freeme, este basó sus resultados en retrocálculos de deflexiones en terreno [38]. Jordaan obtuvo valores diferentes para los módulos de la capa de asfalto, los que se calcularon mediante la medición de deflexiones mediante la aplicación de deflectómetros multi-profundidad (MDD) [39]. Los valores de módulos obtenidos por Freeme se prefieren.

La Razón de Poisson para la capa de asfalto se asume como 0.44.

Tabla 2.12 - Módulos elásticos sugeridos por Freeme.

Profundidad (medida desde la superficie)	Valores del módulo de rigidez (MPa) basado en la temperatura y en la condición del material.					
	Condición buena		Rígido, mezcla seca		Agrietado	
	20° C	40° C	20° C	40° C	20° C	40° C
0 – 50	4000	1500	5000	1800	1000	500
50 – 150	6000	3500	7000	4000	1000	500
150 – 250	7000	5500	8000	6000	1000	500
0 – 50	6000	2200	7000	4000	750	500
50 – 150	8000	5500	9000	6000	1000	750
150 – 250	9000	7500	10000	8000	1000	750

Tabla 2.13 - Módulos elásticos sugeridos por Jordaan.

Profundidad (medida desde la superficie)	Valores del módulo de rigidez (MPa) basado en la temperatura y en la condición del material.					
	Condición buena		Rígido, mezcla seca		Agrietado	
	20° C	40° C	20° C	40° C	20° C	40° C
0 – 50	1000	200	200	300	600	200
50 – 150	2000	300	3000	400	750	300
150 – 250	3000	400	4000	500	800	400
0 – 50	2000	300	3000	300	750	300
50 – 150	4000	400	5000	600	800	400
150 – 250	6000	1000	7000	1500	1000	750

Capacidad estructural.

Los materiales de asaltos fallan debido a las grietas ocasionadas por cargas repetitivas, estas son el resultado del esfuerzo de tracción en la parte inferior de la capa de asfalto [35]. La función de transferencia utiliza la deformación de tracción producida en la parte inferior de la capa y esta representa la resistencia a la formación de grietas en la estructura. Las funciones de transferencia fueron realizadas tanto para capas delgadas de asfalto (< 50 mm) y capas gruesas de asfalto (> 75 mm). Estas ecuaciones se diferencian por la categoría de carretera, rigidez y características de la mezcla.

La deformación permanente en las capas de asfalto se considera típicamente como función de las propiedades de la mezcla, por lo que no se considera en el análisis estructural [27].

Capas delgadas de asfalto

Capas delgada de asfalto de graduación continua

Las ecuaciones de transferencia para materiales de graduación continua para los diferentes niveles de servicio del Método Sudafricano se entregan en las ecuaciones 2.37 a 2.40 y se ilustran en la figura 2.24.

$$N_f = 10^{17,40(1-\frac{\log \varepsilon_t}{3,40})} \quad \text{para categorías A} \quad \text{Ecuación 2.37}$$

$$N_f = 10^{17,46(1-\frac{\log \varepsilon_t}{3,41})} \quad \text{para categorías B} \quad \text{Ecuación 2.38}$$

$$N_f = 10^{17,54(1-\frac{\log \varepsilon_t}{3,42})} \quad \text{para categorías C} \quad \text{Ecuación 2.39}$$

$$N_f = 10^{17,71(1-\frac{\log \varepsilon_t}{3,46})} \quad \text{para categorías D} \quad \text{Ecuación 2.40}$$

Dónde:

ε_t en $\mu\text{m/m}$.

N_f en términos de ejes equivalentes de 80 kN.

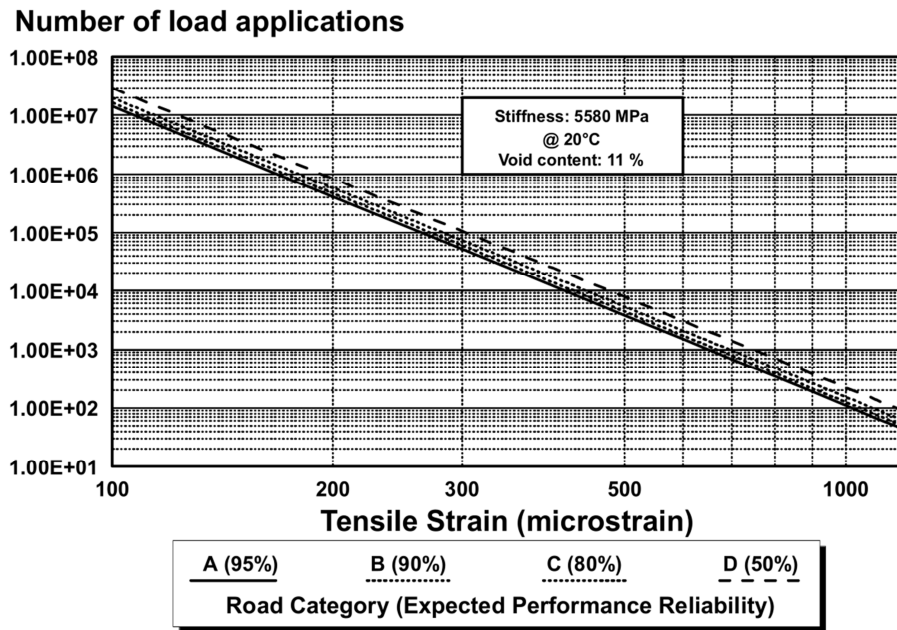


Figura 2.24 - Ilustración de ecuación de transferencia para capas delgadas de asfalto de graduación continua [32].

Capas delgada de asfalto de graduación discontinua.

Las ecuaciones de transferencia para materiales asfálticos de graduación discontinua para diferentes niveles de servicio se entregan las ecuaciones 2.41 a 2.44 y se ilustran en la figura 2.25.

$$N_f = 10^{15,79(1 - \frac{\log \epsilon_t}{3,71})} \quad \text{para categorías A} \quad \text{Ecuación 2.41}$$

$$N_f = 10^{15,85(1 - \frac{\log \epsilon_t}{3,72})} \quad \text{para categorías B} \quad \text{Ecuación 2.42}$$

$$N_f = 10^{15,93(1 - \frac{\log \epsilon_t}{3,74})} \quad \text{para categorías C} \quad \text{Ecuación 2.43}$$

$$N_f = 10^{16,09(1 - \frac{\log \epsilon_t}{3,77})} \quad \text{para categorías D} \quad \text{Ecuación 2.44}$$

Dónde:

ϵ_t en $\mu\text{m/m}$.

N_f en términos de ejes equivalentes de 80 kN.

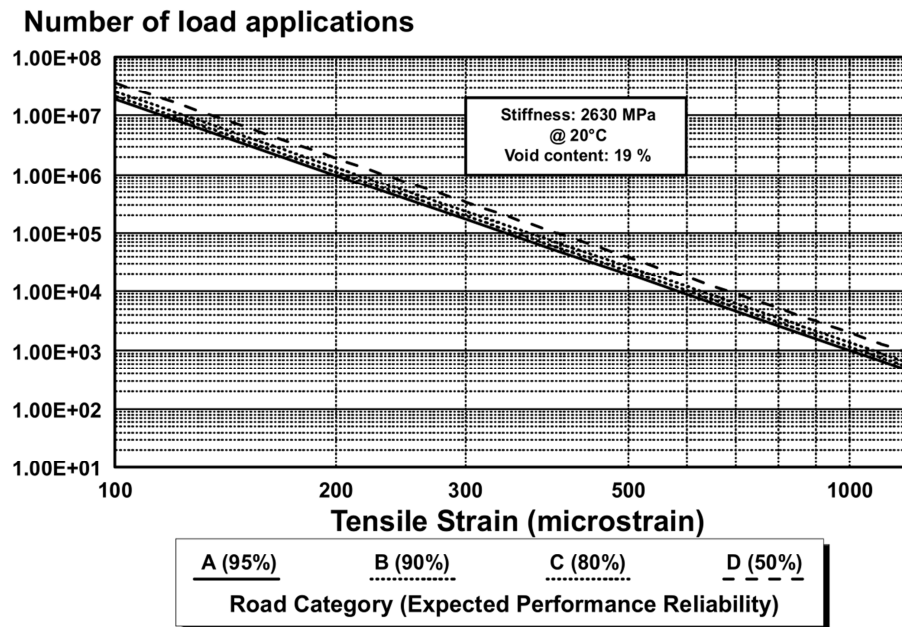


Figura 2.25 - Ilustración de ecuaciones de transferencia para capas delgadas de graduación continua [32].

Capas asfálticas gruesas.

La forma general de la función de transferencia para capas de asfalto gruesas se da en la ecuación 2.45, los coeficientes de regresión de para las distintas categorías de tránsito y módulo de rigidez se entregan en la tabla 2.14. Las distintas ecuaciones de transferencia se ilustran desde la figura 2.26 a figura 2.30.

$$N_f = 10^A \left(1 - \frac{\log \varepsilon_t}{B} \right) \quad \text{para todas las categorías} \quad \text{Ecuación 2.45}$$

Dónde:

ε_t en $\mu\text{m}/\text{m}$.

N_f en términos de ejes equivalentes de 80 kN.

Tabla 2.14 - Coeficientes de regresión para las condiciones terminales de falla [35].

Rigidez de la mezcla de asfalto (MPa)	Categoría de servicio	A	B
1000	A	16.44	3.378
	B	16.81	3.453
	C	17.25	3.453
	D	17.87	3.671
2000	A	16.09	3.357
	B	16.43	3.428
	C	16.71	3.487
	D	17.17	3.583
3000	A	15.78	3.334
	B	16.11	3.403
	C	16.26	3.435
	D	16.68	3.524
5000	A	15.52	3.317
	B	15.73	3.362
	C	15.83	3.383
	D	16.10	3.441
8000	A	15.09	3.227
	B	15.30	3.272
	C	15.39	3.291
	D	15.65	3.346

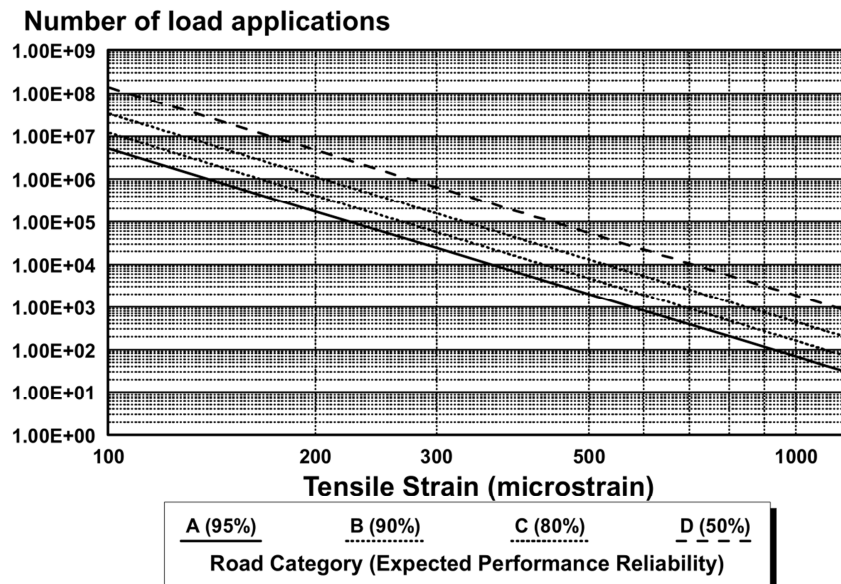


Figura 2.26 - Ilustración de ecuaciones de transferencia para capas gruesas con módulo de rigidez de 1000 MPa [32].

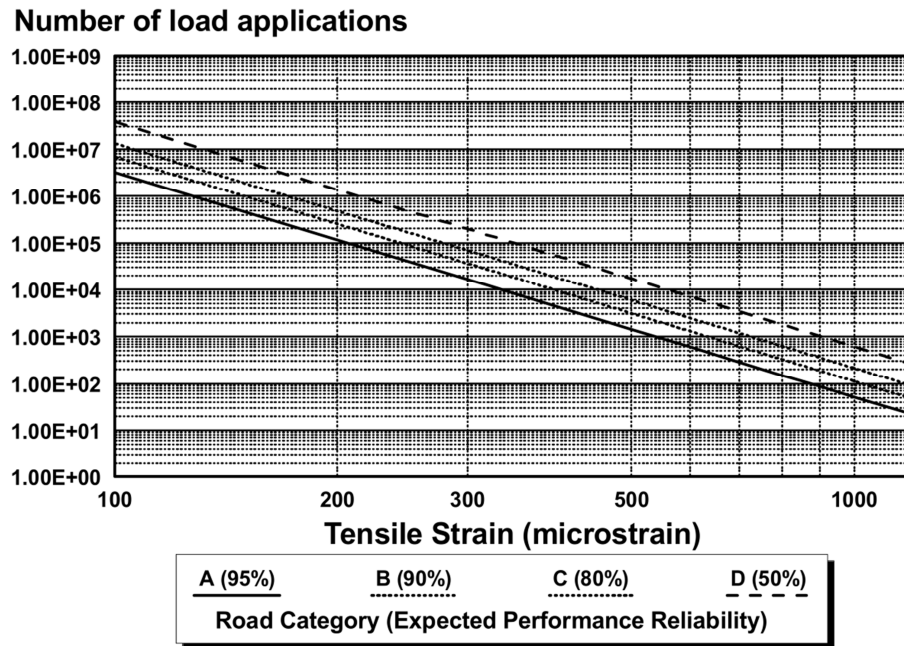


Figura 2.27 - Ilustración de ecuaciones de transferencia para capas gruesas con módulo de rigidez de 2000 MPa [32].

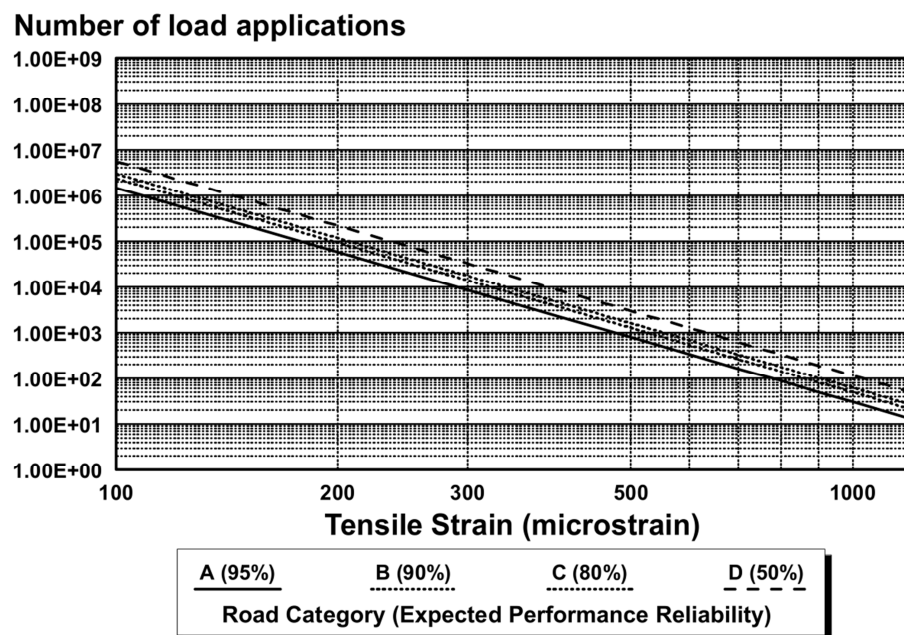


Figura 2.28 - Ilustración de ecuaciones de transferencia para capas gruesas con módulo de rigidez de 3000 MPa [32].

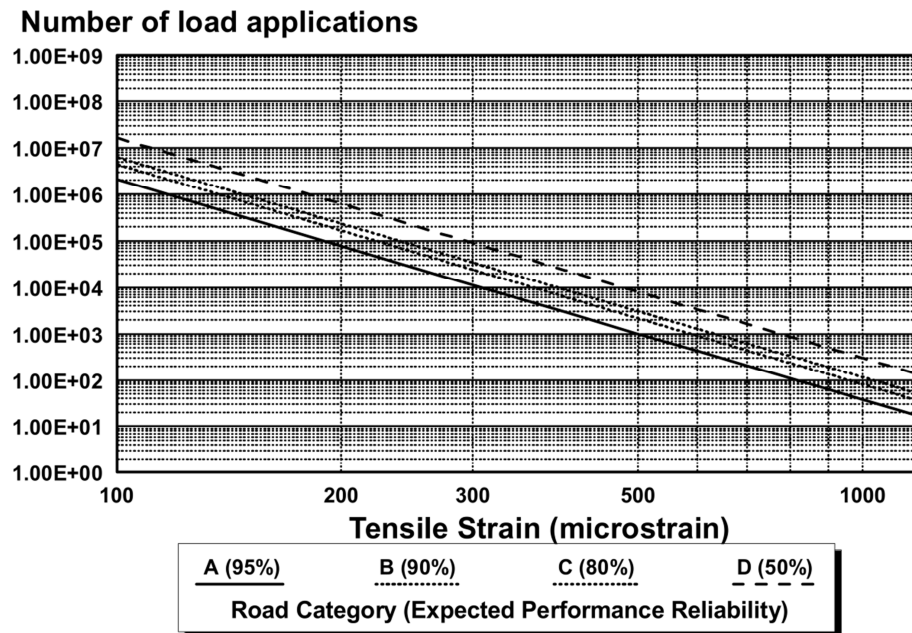


Figura 2.29 - Ilustración de ecuaciones de transferencia para capas gruesas con módulo de rigidez de 5000 MPa [32].

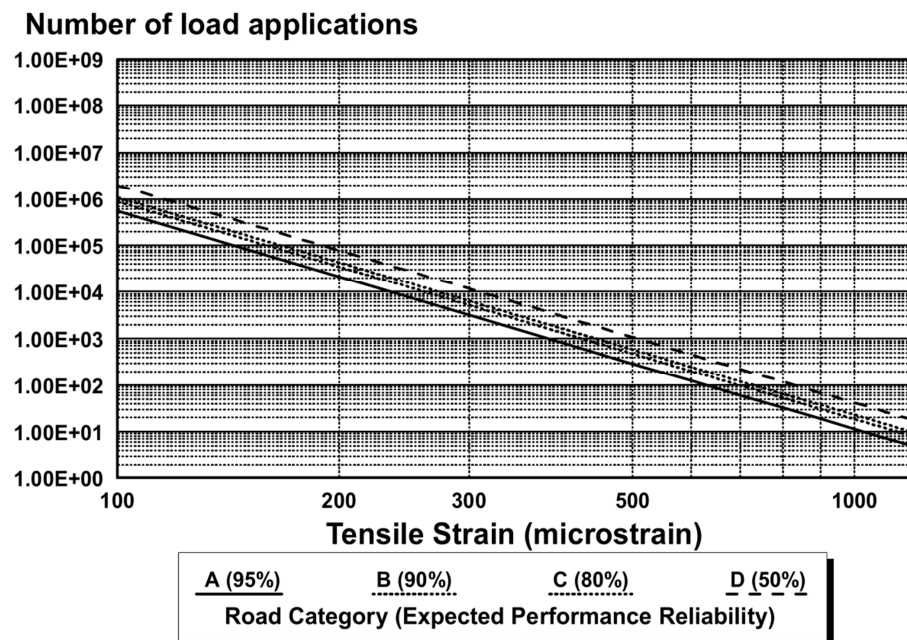


Figura 2.30 - Ilustración de ecuaciones de transferencia para capas gruesas con módulo de rigidez de 8000 MPa [32].

2.3.5 Programa de diseño RUBICON.

La caja de herramientas de análisis y diseño RUBICON (figura 2.33) es el resultado de más de una década de participación en proyectos de pavimento, junto con una estrecha interacción con algunos de los principales investigadores del mundo y profesionales dedicados al diseño de pavimentos [40]. La herramienta de diseño RUBICON está construida para alcanzar un adecuado equilibrio entre la tecnología actual y las prácticas de diseño establecidas en métodos de diseño empíricos (AASHTO) y empíricos- mecanicistas (Shell, Sudafricano, elementos finitos), permite un análisis en profundidad del comportamiento de la estructura, incluyendo una evaluación mediante los criterios de diseño utilizados por los distintos tipos de diseño para la obtención de la capacidad estructural de un pavimento (figura 2.31).

La estructura de pavimento se caracteriza mediante la geometría (espesores), módulos resilientes y sus respectivas razones de Poisson tal como se muestra en la figura 2.32.

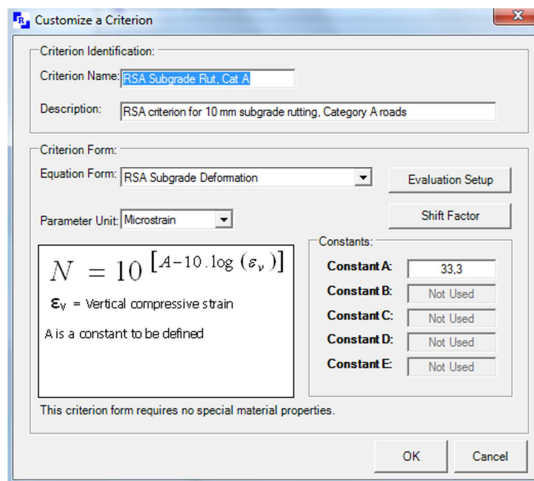


Figura 2.31 - Criterio de deformación de la subrasante método Sudafricano.

Layer	Description	Thickness (Millimetres)	E-Modulus (MPa)	Poisson	Criterion	Special Properties
1	base asfáltica	152	2269	0.35	RSA Thick Asphalt Cat C	No special material properties needed
2	G4 material in moderate condition	200	245	0.35	Granular Materials Cat C	Cohesion = 34.4 kPa, Angle of Friction = 43.4
3	G6 material in moderate moisture	250	168	0.35	Granular Materials Cat C	Cohesion = 27.7 kPa, Angle of Friction = 38.5
4	G7 material in moderate condition	Semi-Infinite	43	0.35	RSA Subgrade Rut, Cat C	No special material properties needed

Figura 2.32 - Caracterización de los materiales del pavimento.

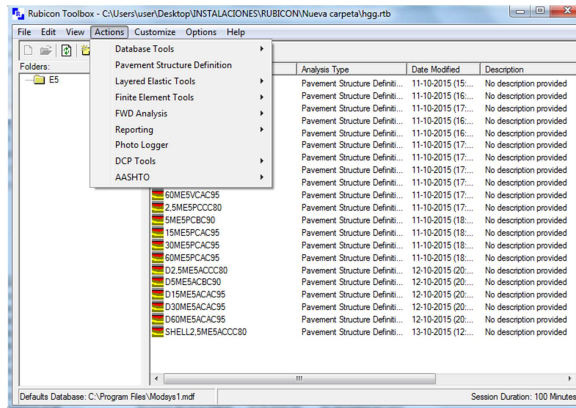


Figura 2.33 - Ventada de trabajo programa RUBICON.

CAPITULO III

3. DATOS DE ENTRADA.

En este Capítulo se entrega las características de dos estructuras que fueron escogidas con la intención de definir los parámetros necesarios, para el desarrollo del análisis comparativo que será realizado para distintos métodos de diseño. Estas obras pertenecen a proyectos de pavimentación del Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Vialidad, Quinta región de Valparaíso. Las estructuras fueron diseñadas para distintas cargas de tránsito, relaciones de soporte, confiabilidad, entre otros parámetros.

Las características iniciales de las estructuras se definieron mediante el Diseño AASHTO 86/93 para pavimentos flexibles.

En primer lugar se presentaran las estructuras escogidas resultantes de la aplicación del método de diseño AASHTO original, para posteriormente diseñar esta misma estructura en distintos escenarios.

Aprovechando los distintos tipos climas presentes en el país, para el caso de la variable temperatura, se escogerán una localidad de cada zona del país (zona norte, centro y sur). Además se utilizará distintas categorías de tránsito, propiedades de los materiales, confiabilidades, con el fin de comparar los parámetros de entrada, espesores, resultados de esfuerzos y deformaciones producidos en las distintas capas del pavimento, obtenidos por medio de los distintos programas de computador pertenecientes a cada método de diseño.

De modo de no extender en demasía la comparación de los distintos métodos de diseño, se realizará sólo la modificación del espesor de la capa asfáltica para cumplir los requisitos de diseño dispuestos por cada método, los espesores de las capas granulares se mantendrán constantes y tendrán las propiedades y características del diseño original del proyecto. Los parámetros de entrada utilizados se describen a continuación.

3.1 Variable de tránsito.

Para visualizar la forma en que esta variable influye en los distintos métodos de diseño, se evaluará las dos estructuras de pavimento escogidas en distintos niveles de tránsito, estos serán expresados en términos de ejes equivalentes. Para este objetivo se fijarán distintas categorías de tránsito, las cuales serán, tránsito bajo, tránsito medio y tránsito alto, con la función de evaluar la sensibilidad de este parámetro en el diseño de pavimentos flexibles. La determinación de estos rangos se realizó en base al estudio de sensibilidad del método de diseño AASHTO 93 realizado por Guillermo Thenoux, el cual mediante la variación de distintos parámetros y variables de diseño en un gráfico de ejes equivalentes vs número estructural (figura 3.1), diferencio tres comportamientos a lo largo de la curva, el primero entre un millón de ejes equivalentes y cinco millones de ejes equivalentes, el segundo entre cinco millones a treinta millones y un tercer comportamiento superior a treinta millones de ejes equivalentes.

Los parámetros elegidos serán los valores límites e intermedios entre los distintos comportamientos de la curva (figura 3.1), caracterizados por los números 1, 2 y 3. Los rangos utilizados se muestran en la tabla 3.1.

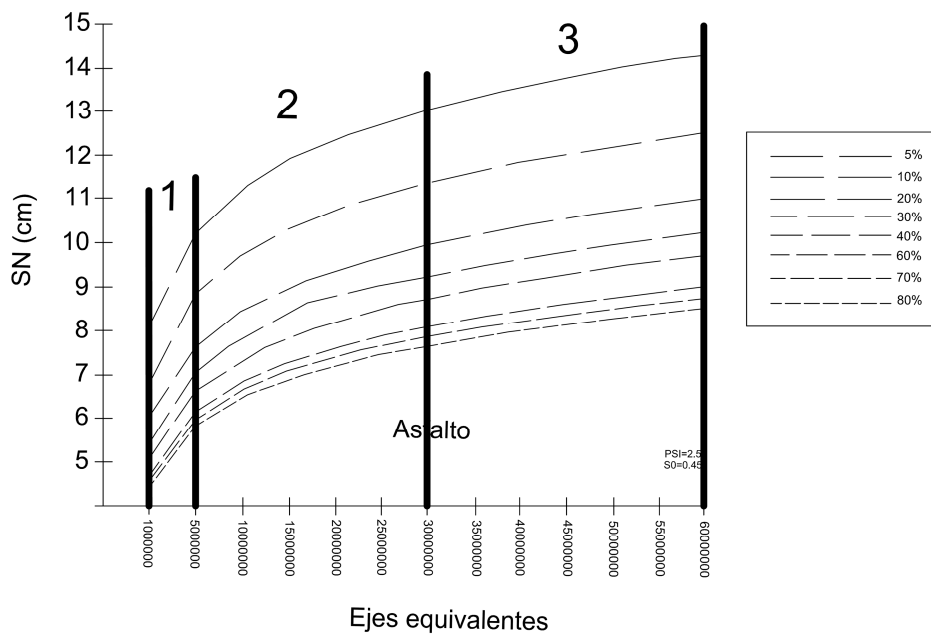


Figura 3.1 - Gráfico de sensibilidad de los niveles de tránsito (EE) vs CBR Subrasante.

Tabla 3.1 - Tránsito de Estudio.

Nivel de Tránsito	Ejes Equivalentes (millón)
Bajo	2,5
Bajo	5
Medio	15
Medio	30
Alto	60

3.2 Temperatura de diseño.

Chile al ser un país de gran extensión longitudinal, existe a lo largo de su territorio distintos climas, utilizando esta variabilidad climática se podrá utilizar el factor temperatura como otro punto de comparación para los distintos métodos de diseño. Se escogerá una localidad aleatoria perteneciente a cada tipo de clima característico del país los cuales son, zona norte, zona centro y zona sur.

Las ciudades escogidas serán Arica, Valparaíso y Punta Arenas. Las temperaturas medias mensuales se obtendrán del Manual de Carretera, estas se muestran a continuación.

Tabla 3.2 - Temperaturas Medias Mensuales [7].

Estación	TMMA °C							
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto
Arica - Chacalluta	22	22,3	21,4	19,5	17,6	16,4	15,6	15,7
Valparaíso - Punta Ángeles	17	16,8	15,6	14,2	13,3	12	11,4	11,7
Punta Arenas - Carlos Ibáñez	10,5	10,1	8,2	6	3,4	1,5	1,1	2

Tabla 3.3 - Temperaturas Medias Mensuales Continuación [7].

Estación	TMMA °C			
	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Arica - Chacalluta	16,3	17,5	19,1	20,6
Valparaíso - Punta Ángeles	12,1	13,2	14,7	16,2
Punta Arenas - Carlos Ibáñez	4	6,4	8,2	9,7

Escogidos los promedios de temperaturas mensuales se calcula la temperatura de diseño de acuerdo al método de diseño, estos valores se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 3.4 - Temperatura de Diseño [7].

Ubicación	TMMA °C	w-MAAT °C	w-MAAT °C
	Método AASHTO	Método Shell	Método Sudafricano
Arica - Chacalluta	19	19	19
Valparaíso - Punta Ángeles	14,3	14,3	14,3
Punta Arenas - Carlos Ibáñez	6,6	6,6	6,6

3.3 Estructuras de pavimentos.

De acuerdo a una información entregada por la Dirección de Vialidad 5° Región, se escogieron dos tipos de estructuras de pavimento, estas se eligieron para representar distintas capacidades de soporte de la subrasante, uno de estos con baja capacidad portante (CBR 4 %) y otro con mayor capacidad portante (CBR 20 %). Para la definición en la resistencia de la capa base, subbase y las distintas capas de asfalto se utilizaron las disposiciones constructivas y estructurales que propone el Manual de Carreteras.

Las estructuras originales de pavimentos escogidas y sus características se describen a continuación.

3.3.1 Estructura 1.

La estructura se diseñó para un tránsito proyectado para 20 años, los que consisten en un tránsito total de 7.850.641 Ejes Equivalentes. Se consideró un nivel de confiabilidad de 70 % y una desviación normal de 0,30. Para la servicialidad inicial se considera un valor de 4,2 y para el índice de servicialidad final el Manual de Carreteras recomienda un valor de 2. El suelo de fundación posee un CBR de 20 %.

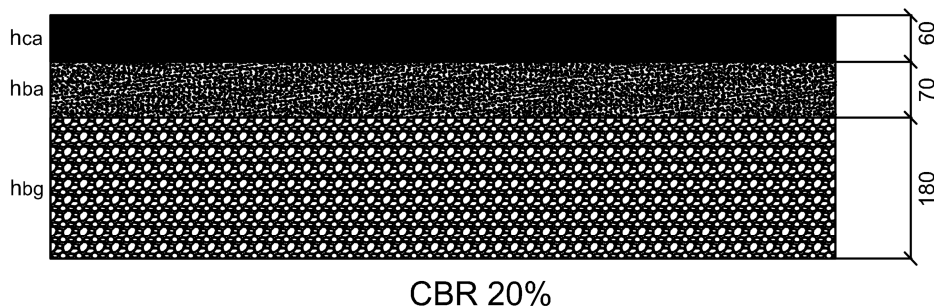


Figura 3.2 - Características de la Estructura 1

Dónde:

ca: Concreto asfáltico.

ba: Base asfáltica.

bg: Base granular.

Tabla 3.5 - Parámetros utilizados en diseño original (Método AASHTO).

PRAMETROS DE DISEÑO ORIGINAL RESUMEN							
Vida útil (años)	Tráfico de diseño	CBR Diseño	Pi	Pf	Confiabilidad (%)	Desviación Normal	Núm. estructural requerido (cm)
20	7850641	20%	4,2	2	70	0,3	7,43

Tabla 3.6 - Diseño original de espesores.

DISEÑO DE ESPEORES ORIGINAL				
Capa	Coficiente estructural	Coficiente de drenaje	Espesor (cm)	Número estructural (cm)
Concreto asfáltico	0,43	-	6	2,58
Base asfáltica	0,33	-	7	2,31
Base granular	0,13	1,11	18	2,57

3.3.2 Estructura 2.

La estructura se diseñó para un tránsito proyectado para 20 años, los que consisten en un tránsito total de 16.400.000 Ejes Equivalentes. Se consideró un nivel de confiabilidad de 70 % y una desviación normal de 0,30. Para la servicialidad inicial se considera un valor de 4,2 y para el índice de servicialidad final el Manual de Carreteras recomienda un valor de 2. El suelo de fundación posee un CBR de 4,0 %.

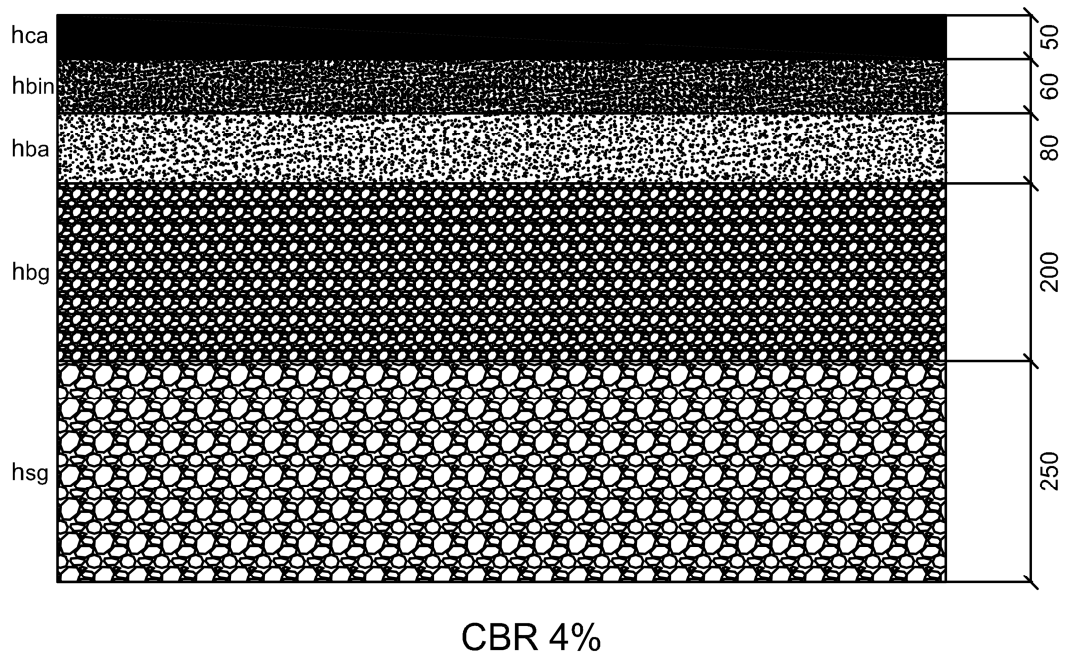


Figura 3.3 - Características de la Estructura de 2.

Dónde:

ca: Concreto asfáltico.

bin: Binder asfáltico.

ba: Base asfáltica.

bg: Base granular.

sb: Subbase granular.

Tabla 3.7 - Parámetros utilizados en diseño original.

PARAMETROS DE DISEÑO ORIGINAL RESUMEN							
Vida Útil (años)	Tráfico de Diseño	CBR Diseño	Pi	Pf	Confiabilidad (%)	Desviación Normal	Núm. estructural Requerido (cm)
10	16400000	4	4,2	2	75	0,45	12,7

Tabla 3.8 - Parámetros utilizados en diseño original.

DISEÑO DE ESPESORES ORIGINAL				
Capa	Coficiente Estructural	Coficiente de Drenaje	Espesor (cm)	Numero Estructural (cm)
Concreto asfáltico	0,43	-	5	2,15
Binder asfáltico	0,41	-	6	2,46
Base asfáltica	0,32	-	8	2,56
Base granular	0,13	1,0	20	2,60
Subbase granular	0,12	1,0	25	3,00

CAPITULO IV

4. VERIFICACION DE DISEÑO.

En este capítulo se mostrará las distintas formas de modelar una estructura de pavimento, esto es, definición de las propiedades y capacidad resistente de cada capa de la estructura. Además cómo y de qué manera las condiciones externas influyen en los resultados desarrollados por los distintos métodos, los cuales se analizan y/o definen de diferente forma en función de la metodología empleada en el diseño.

Se debe destacar que cada factor nombrado con anterioridad, está sujeto a una variabilidad asociada a la definición de las propiedades y capacidad resistente de la estructura. Además de la variabilidad presente en el cálculo del nivel de tránsito y en la construcción de la estructura, lo que se debe tener presente en el diseño de la estructura.

Cada método de diseño cuenta con distintos criterios a la hora de aplicar un parámetro que represente una confiabilidad en el diseño, si bien es cierto, los factores de confiabilidad utilizados por todos los métodos de diseño vistos en este Trabajo de Título provienen de la aplicación de límites de probabilidad estadística, estos pueden ser aplicados de distinta forma, ya sea con ecuaciones que representen distintos niveles de confiabilidades o porcentajes y/o niveles de confiabilidad. Los cuales son aplicados a toda la estructura o aplicados a cada capa, estos dependen de la metodología de diseño y de las condiciones presentes en donde se generó el método de diseño, esto es, tipos de materiales granulares y asfálticos, nivel de tránsito, tipo de tránsito, tecnología y metodologías utilizadas en pruebas de laboratorio, por tanto cada método de diseño presentan distintos valores de confiabilidad asociado a algún parámetro de diseño.

Es por esto, que en cada estructura se utilizan los porcentajes y/o funciones de confiabilidad aconsejado por cada método, de los cuales, en el caso del método AASHTO y método Sudafricano está asociado al nivel de tránsito.

Se debe destacar que el método Shell sólo posee criterios de confiabilidad para el diseño de la subrasante y además no posee recomendaciones o pautas para la elección de una ecuación de confiabilidad, por lo cual, se realizarán los diseños considerando todos los niveles de confiabilidad que posee este método, los cuales son 50 %, 85 % y 90 %, de modo de visualizar con qué nivel de confiabilidad, se acerca a los resultados obtenidos por los demás métodos de diseño.

4.1 Método de diseño AASHTO.

4.1.1 Parámetros de entrada.

Si bien es cierto los espesores del pavimento ya están definidos mediante el método AASHTO, para visualizar el efecto e importancia de los parámetros de entrada utilizados por este método de diseño, se analiza las dos estructuras escogidas en distintas condiciones de diseño, para lo cual se utiliza el programa de computador recomendado por el Manual de Carretera, denominado PAVIVIAL. En este programa se ingresan los distintos parámetros de entrada utilizados por el método de diseño de pavimentos flexibles AASHTO 93. Como se define en el Capítulo II, cada parámetro depende de las características propias del proyecto, las cuales difieren de un país a otro, para lo cual, se utilizarán las recomendaciones entregadas por el Manual de Carreteras para la aplicación en el diseño.

De acuerdo a la variable de tránsito, el programa permite la opción de ingresar directamente los ejes equivalentes acumulados durante el periodo de vida de diseño, los que se ingresan de acuerdo a los rangos descritos en el capítulo anterior.

En cuanto a los valores de confiabilidad la tabla 4.1 indica los niveles de confianza, coeficiente estadístico (Z_R) y desviación normal del error combinado (S_0) que son utilizados para distintos diseños en el país.

Tabla 4.1 - Nivel de confianza y valor del S_0 [7].

EE (millones)	Confiabilidad (%)	Z_R	S_0 en función del coeficiente variación de los suelos				
			15%	20%	30%	40%	50%
< 5	60	-0,253	0,45	0,46	0,47	0,49	0,5
5 – 15	60-70	-0,253 - 0,524	0,45	0,46	0,47	0,49	0,5
15 – 30	60-75	-0,253 - 0,674	0,45	0,46	0,47	0,49	0,5
30 – 50	70-80	-0,524 - 0,841	0,44	0,45	0,46	0,48	0,49
50 – 70	70-85	-0,524 - 1,037	0,42	0,43	0,44	0,47	0,48
70 - 90	70-90	-0,524 - 1,282	0,40	0,41	0,42	0,45	0,46

El ingreso de niveles de servicialidad tanto inicial y final se realizarán en base a las recomendaciones (para situaciones normales) entregadas por el Manual de Carreteras, estas se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 4.2 - Índice de confiabilidad recomendados [7].

Índice de servicialidad inicial (p_i)	4,2
Índice de servicialidad final (p_f)	2

En el ingreso de los datos correspondientes a la resistencia de los materiales, dependerá del tipo capa. Si se trata de la subrasante, esta se ingresa directamente a través del valor del módulo resiliente. Este valor deberá ser ingresado en Megapascuales.

Por otra parte (en condiciones normales de diseño), para las capas de base, subbase y la capa asfáltica para especificaciones constructivas habituales, se recomiendan adoptar los coeficientes estructurales indicados en la tabla 4.3. Estos valores se ingresan directamente al programa junto a sus espesores.

Tabla 4.3 - Coeficientes estructurales para las capas de pavimento [7].

Capa	Características	Coefficiente estructural
Subbase granular	CBR = 40 %	0,12
Base granular	CBR = 80 %	0,13
Base asfáltica grad. gruesa	6000 N	0,33
Base asfáltica grad. abierta		0,28
Grava-emulsión		0,3
C. asfáltico, capa intermedia	9000 N	0,41
C. asfáltico de superficie		0,43
Mezclas drenantes		0,32
Microaglomerado discontinuo en caliente		0,4
Mezcla SMA (Stone Mastic Asphalt)		0,43

Los valores de coeficiente estructural de las capas granulares se deberán ajustar mediante un factor correspondiente a las condiciones de drenaje (Capítulo II). El Manual de Carretera mediante la tabla 4.4 muestra los coeficientes de drenaje que se proponen para distintos sectores del país, los que se ingresan directamente al programa de computador.

Tabla 4.4 - Coeficientes de drenaje [7].

Región	Precipitación	Base permeable	Base: finos hasta 10 %		Base: más de 10 % finos	
			Subras. granular	Subras. finos	Subras. granular	Subras. finos
IV	<= 100 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,05
	> 100 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,15 - 1,00	1,05 - 0,80
V a VI	<= 150 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,15 - 1,00	1,00
	> 150 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,00	1,00 - 0,80
VII a IX	<= 350 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,35 - 1,25	1,00	0,80
	> 350 mm	1,40 - 1,35	1,25 - 1,15	1,25 - 1,15	1,00 - 0,80	0,80
X	<= 1500 mm	1,40 - 1,35	1,25 - 1,15	1,15	1,00 - 0,80	0,80 - 0,60
	> 1500 mm	1,35 - 1,30	1,15 - 1,00	1,15 - 1,00	0,80	0,60
XI y XII	>= 500 mm	1,40 - 1,35	1,35 - 1,25	1,25 - 1,15	1,00	1,00 - 0,80
	> 500 mm	1,40 - 1,35	1,25 - 1,15	1,15	0,80	0,80

Con el fin de calcular el número estructural mínimo de las capas asfálticas (NE_A). El programa PAVIVIAL contiene rutinas para el cálculo del NE_A , ingresando directamente la temperatura media anual ponderada del aire (TMAPA) o a través del cálculo de esta, por medio de valores de las temperaturas medias mensuales del proyecto (TMMA). Estas pueden ser obtenidas de estaciones cercanas a la ubicación de la vía, las TMAPA de las localidades escogidas (obtenidas del programa de computador PAVIVIAL) se muestran a continuación.

Tabla 4.5 - Valores de TMAPA [7].

Ubicación	TMAPA °C
	Método AASHTO
Arica - Chacalluta	19
Valparaíso - Punta Ángeles	14,3
Punta Arenas - Carlos Ibáñez	6,6

Finalmente el programa de computador PAVIVIAL verificara si los números estructurales satisfacen las ecuaciones de diseño.

4.1.2 Resultado de diseño de espesores

Después de ingresar todos los parámetros de diseño de todas las situaciones creadas en este análisis, los que fueron definidos en los capítulos anteriores, con ayuda de la herramienta de diseño PAVIVIAL, se procede a iterar mediante la modificación de los espesores de las distintas capas del pavimento, hasta lograr satisfacer las ecuaciones de diseño para el método de diseño AASHTO 93, los resúmenes de los resultados obtenidos para cada situación de diseño, se entregan en las tablas que se muestran a continuación.

El detalle extenso del diseño realizado con el programa PAVIVIAL se entrega en el anexo.

4.1.2.1 Estructura 1.

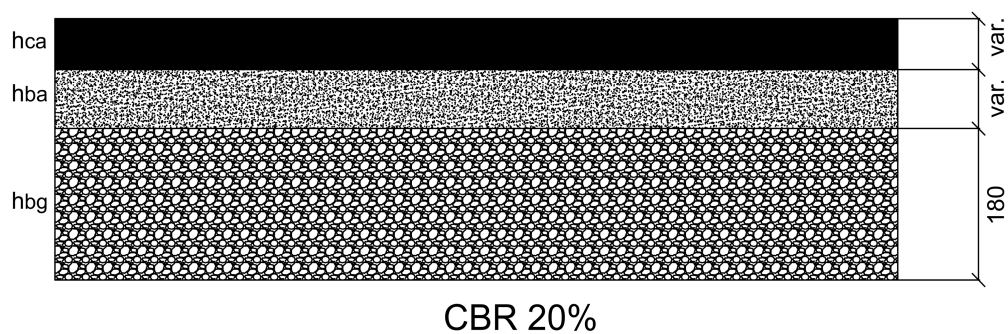


Figura 4.1 – Características Estructura 1.

Dónde:

ca : Concreto asfáltico

ba: Base asfáltica

bg : Base granular

Tabla 4.6 - Resultados de diseño del Método AASHTO de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica.

Arica	Tránsito (millón)				
	2,5	5	15	30	60
Confiabilidad %	60	70	75	80	85
Desviación estándar	0,45	0,45	0,45	0,44	0,42
Número estructural sobre la base requerido (mm)	33	46	62	73	86
Número estructural total requerido (mm)	63	73	88	100	112
Número estructural sobre la base (mm)	38	47	64	75	87
Número estructural base granular (mm)	26	26	26	26	26
Número estructural total (mm)	64	73	90	101	113
Espesor concreto asfáltico (mm)	50	60	80	90	110
Espesor base asfáltica (mm)	50	70	90	110	120
Espesor capa asfáltica total (mm)	100	130	170	200	230
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180

Tabla 4.7 - Resultados de diseño del Método AAASHTO de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso.

Valparaíso	Tránsito (millón)				
	2,5	5	15	30	60
Confiabilidad %	60	70	75	80	85
Desviación estándar	0,45	0,45	0,45	0,44	0,42
Número estructural sobre la base requerido (mm)	36	45	60	73	88
Número estructural total requerido (mm)	63	73	88	100	112
Número estructural sobre la base (mm)	38	47	62	75	89
Número estructural base granular (mm)	26	26	26	26	26
Número estructural total (mm)	64	73	88	101	115
Espesor concreto asfáltico (ca) (mm)	50	55	75	90	110
Espesor base asfáltica (ba) (mm)	50	70	90	110	125
Espesor capa asfáltica total (mm)	100	125	165	200	235
Espesor base granular (bg) (mm)	180	180	180	180	180

Tabla 4.8 - Resultados de diseño del Método AASHTO de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Punta Arenas.

Punta Arenas	Tránsito (millón)				
	2,5	5	15	30	60
Confiabilidad %	60	70	75	80	85
Desviación estándar	0,45	0,45	0,45	0,44	0,42
Número estructural sobre la base requerido (mm)	34	41	52	62	72
Número estructural total requerido (mm)	63	73	88	100	112
Número estructural sobre la base (mm)	38	47	62	75	87
Número estructural base granular (mm)	26	26	26	26	26
Número estructural total (mm)	64	73	88	101	113
Espesor concreto asfáltico (mm)	50	55	75	90	110
Espesor base asfáltica (mm)	50	70	90	110	120
Espesor capa asfáltica total (mm)	100	125	165	200	230
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180

4.1.2.2 Estructura 2.

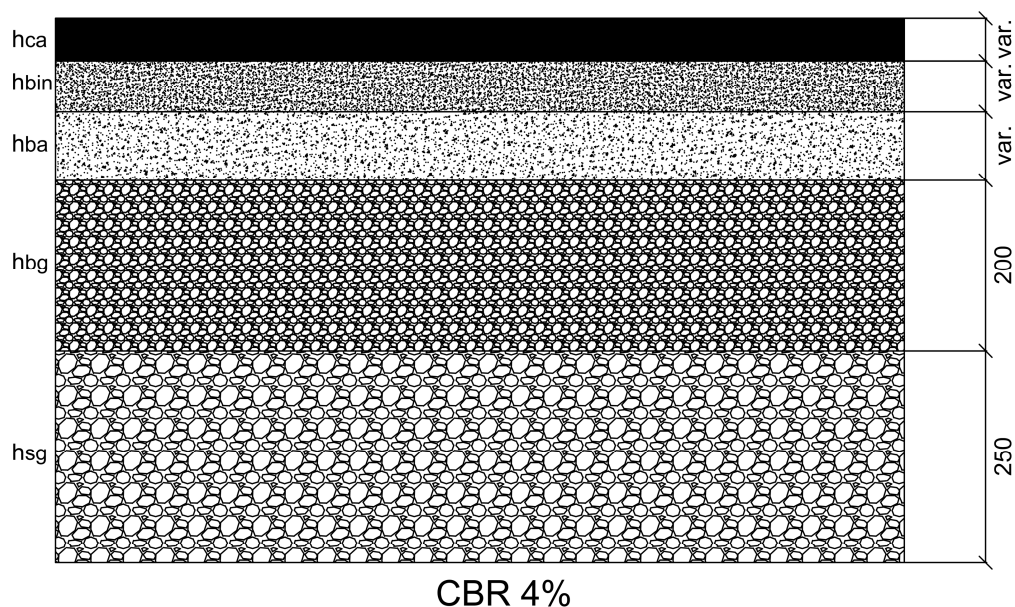


Figura 4.2 – Características Estructura 2.

Dónde:

ca: Concreto asfáltico

bin: Binder asfáltico

ba: Base asfáltica

bg: Base granular

sg: Subbase granular.

Tabla 4.9 - Resultados de diseño del Método AASHTO de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica.

Arica	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Confiabilidad %	60	70	75	80	85
Desviación estándar	0,45	0,45	0,45	0,44	0,42
Número estructural sobre la base requerido (mm)	60	70	85	97	111
Número estructural total requerido (mm)	89	102	122	136	152
Número estructural sobre la base (mm)	60	70	86	98	112
Número estructural base granular (mm)	56	56	56	56	56
Número estructural total (mm)	116	126	142	154	168
Espesor concreto asfáltico (mm)	45	55	55	65	80
Espesor binder asfáltico (mm)	50	60	80	90	100
Espesor base asfáltica (mm)	50	60	90	100	110
Espesor capa asfáltica total (mm)	145	175	225	255	290
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250

Nota:

El valor marcado corresponde al valor obtenido en el diseño, para el cual no se tomará en cuenta los valores mínimos establecidos en el Manual de Carreteras.

Tabla 4.10 - Resultados de diseño del Método AASHTO de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso.

Valparaíso	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Confiabilidad %	60	70	75	80	85
Desviación estándar	0,45	0,45	0,45	0,44	0,42
Número estructural sobre la base requerido (mm)	53	61	75	86	98
Número estructural total requerido (mm)	89	102	122	136	152
Número estructural sobre la base (mm)	54	62	75	86	98
Número estructural base granular (mm)	56	56	56	56	56
Número estructural total (mm)	110	118	131	142	154
Espesor concreto asfáltico (mm)	45	50	50	55	65
Espesor binder asfáltico (mm)	45	50	65	80	90
Espesor base asfáltica (mm)	50	60	80	90	100
Espesor capa asfáltica total (mm)	140	160	195	225	255
Espesor base granular (mm)	250	250	250	250	250
Espesor subbase granular (mm)	200	200	200	200	200

Nota:

El valor marcado corresponde al valor obtenido en el diseño, para los cuales no se tomará en cuenta los valores mínimos establecidos en el Manual de Carreteras.

Tabla 4.11 - Resultados del diseño del Método AASHTO de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la región de Punta Arenas.

Punta Arenas	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Confiabilidad %	60	70	75	80	85
Desviación estándar	0,45	0,45	0,45	0,44	0,42
Número estructural sobre la base requerido (mm)	43	51	62	70	80
Número estructural total requerido (mm)	89	102	122	136	152
Número estructural sobre la base (mm)	44	52	67	81	96
Número estructural base granular (mm)	56	56	56	56	56
Número estructural total (mm)	100	108	123	137	152
Espesor concreto asfáltico (mm)	30	40	45	60	70
Espesor binder asfáltico (mm)	40	45	60	70	80
Espesor base asfáltica (mm)	45	50	70	80	100
Espesor capa asfáltica total (mm)	115	135	175	210	250
Espesor base granular (mm)	250	250	250	250	250
Espesor subbase granular (mm)	200	200	200	200	200

Nota:

Los valores marcados corresponden al valor obtenido en el diseño, para los cuales no se tomará en cuenta los valores mínimos establecidos en el Manual de Carreteras.

4.2 Método de diseño Shell.

4.2.1 Parámetros de entrada.

El método Shell utiliza distintos datos de entrada, como temperatura, propiedades de la mezcla y propiedades de los materiales granulares que componen la vía, espesores, todos estos parámetros fueron analizados en el Capítulo II.

El programa de diseño SPDM calcula automáticamente la temperatura de diseño (Capítulo II) para la estructura de pavimento, ingresando los valores correspondientes al conjunto de temperaturas medias mensuales (MMAT). Estas se obtuvieron a través del Manual de Carretera.

Las temperaturas del promedio del aire ponderado (w-MAAT) obtenidos del programa de computador, correspondiente al diseño de pavimentos de Shell se muestran a continuación.

Tabla 4.12 - Temperatura de diseño Método Shell [15].

Ubicación	w-MAAT °C
	Método Shell
Arica - Chacalluta	19
Valparaíso - Punta Ángeles	14,3
Punta Arenas - Carlos Ibáñez	6,6

La configuración de carga utilizada por este programa corresponde un eje estándar de rueda doble, posee las siguientes características:

- Carga vertical de 20 kN.
- Cada rueda posee una presión de neumáticos de 580 Mpa.
- Área de contacto de 105 mm.
- Distancia entre las ruedas es de 0,315 (m).

De acuerdo a la variable de tránsito, el programa de diseño entrega la opción de ingreso directo de los ejes equivalente estándar de diseño para un periodo de diseño considerado. Los EE son reducidos por un factor de desplazamiento lateral y un factor de autocicatrización (Healing), para lo cual se utilizarán los valores por defecto del programa de diseño SPDM, ya que encontrar valores representativos a la realidad chilena se aleja del objetivo de este Trabajo de Título. Estos valores se muestran a continuación.

- Factor de distribución lateral: 2,0
- Factor de autocicatrización: 5,0

La modelación de la estructura se define mediante espesores, módulos elásticos, composición y rigidez tanto del asfalto como de la mezcla. El tipo de asfalto que compone la mezcla, es del tipo CA 24, presenta un índice de penetración de -0,8 y temperatura de punto de ablandamiento de 53°C. La mezcla asfáltica contendrá una banda granulométrica de tamaño máximo del árido de ¾", con un volumen de asfalto de aproximadamente 12 % y contiene un porcentaje de vacíos de alrededor de un 4 %.

Se debe destacar que en los métodos de diseño empíricos- mecanicistas se considera una sola capa asfáltica, debido a que el programa de diseño SPDM solo permite la utilización de una sola

capa de asfalto en la modelación de la estructura de pavimento y además en estos método de diseño no se justifica la aplicación de capas de asfalto superiores de mayor resistencia, debido a que la mayor demanda de esfuerzos se produce en la fibra inferior de la capa de asfalto, por lo cual se utilizó la capa asfáltica inferior.

Mediante la utilización del programa de computador BANDS, se obtienen las propiedades del asfalto y de la mezcla, esta herramienta utiliza los monogramas del método de diseño Shell para ese propósito (Capítulo II). Un ejemplo de aplicación del programa BANDS realizado en la Región de Arica se entregan a continuación.

Tabla 4.13 - Rigidez del asfalto.

Cálculo del monograma de rigidez del asfalto	
Tiempo de carga (s)	0,02
Promedio mensual de temperatura MMAT (°C)	19
Temperatura del asfalto w-MAAT (°C)	27,9
Punto de ablandamiento (°C)	53
Índice de penetración	-0,8
Rigidez del asfalto (Mpa)	11,6

Tabla 4.14 - Rigidez de la mezcla.

Cálculo del monograma de rigidez de la mezcla de asfalto	
Volumen de asfalto (Mpa)	11,6
Volumen del asfalto (%v/v)	12
Volumen de agregados (%v/v)	84
Volumen de vacíos (%v/v)	4
Rigidez de la mezcla de asfalto (Mpa)	2270

Las capas granulares se definen mediante los módulos elásticos y razones de Poisson. Los módulos de elasticidad de la subrasante se ingresan directamente al programa (en Megapascales).

Si bien es cierto el método de diseño de pavimentos de Shell posee correlaciones propias para la determinación de los módulos de elasticidad de la subrasante, los que relacionan mediante resultados de ensayos CBR (también utilizados en la capa de subbase), pero los resultados obtenidos de estas ecuaciones difieren excesivamente de los valores ya probados de las correlaciones encontradas en el Manual de Carreteras, por lo cual estas últimas serán utilizadas.

$$M_R(\text{MPa}) = 17,6 (\text{CBR})^{0,64} \text{ para } \text{CBR} < 12\% \quad \text{Ecuación 4.1}$$

$$M_R(\text{MPa}) = 22,1 (\text{CBR})^{0,55} \text{ para } 12 \leq \text{CBR} < 80\% \quad \text{Ecuación 4.2}$$

El objetivo del diseñador en la capa base y subbase, es generar un módulo que cumpla al menos con la resistencia generada por las ecuaciones de diseño entregadas por el manual Shell.

El valor del módulo de elasticidad de la capa base y subbase necesario (Capítulo II) se obtiene de las ecuaciones de diseño entregadas por el manual Shell (entregada en punto 2.2.4.2), pero al definir la capas granulares como parámetros constantes, se utilizara la capacidad de soporte y espesor de acuerdo al diseño original, se debe destacar que estos valores son superiores a los obtenidos mediante estas ecuaciones de diseño, la comparación entre las correlaciones del Manual de Carretera y las del manual Shell para la capa base se mostrara en el siguiente capítulo.

Tabla 4.15 - Características de capas granulares [7].

Capa	Características
Subbase granular	CBR = 40 %
Base granular	CBR = 80 %

El programa de diseño SPDM solo permite la modelación de las capas intermedias, base y subbase, mediante una sola capa. Para modelar las capas no ligadas de la segunda estructura escogida se empleara el método de espesores equivalentes desarrollado por Nils Odemark, el cual es un modelo que permite la transformación de un sistema multicapa elástico en un espacio homogéneo y lineal equivalente con un módulo elástico único.

Esta transformación se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$h_{e,1} = h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \quad \text{Ecuación 4.3}$$

Los resultados de esta ecuación fueron probados mediante la comparación de tensiones y deformaciones obtenidas en el programa de diseño BISAR (el cual es un programa de diseño de pavimentos flexibles adecuado para estructuras más complejas) resultando en esfuerzos y deformaciones para la subrasante y capa de asfalto similares a las realizadas con el programa BISAR.

Para la definición de la razón de Poisson en la subrasante, capa base y capa subbase se utilizaran los valores por defecto entregados por el programa de diseño de pavimentos SPDM, los cuales son:

- Razón de Poisson Subrasante: 0,35
- Razón de Poisson Base-Subbase: 0,35

La ecuación de deformación permisible de la subrasante (Capítulo II) puede variar dependiendo de la confiabilidad deseada para el proyecto, estas pueden ser de 50%, 85%, 95% respectivamente, el manual de diseño de Shell no entrega ninguna pauta o recomendación para la elección de la confiabilidad en el diseño, esta queda totalmente a criterio del diseñador. Las ecuaciones antes mencionadas fueron realizadas para localidades con características distintas a las de nuestro país, lo que puede ocasionar diferencias en los resultados finales en el diseño, pero esta investigación es de carácter teórico, por lo cual, no se indagará en la obtención de ecuaciones propias a la realidad Chilena, por esto se utilizarán las ecuaciones entregadas por defecto del programa de computador SPDM para el diseño de las estructuras de asfalto.

El módulo de rigidez de la mezcla asfáltica se obtiene de igual manera a como se obtuvo en el programa BANDS nombrado con anterioridad, debido a que el programa de diseño SPDM contiene subrutinas de este programa para el cálculo de las propiedades del asfalto y la mezcla. Su resistencia estructural se evaluará con el monograma de fatiga estándar del método Shell (ver 2.4).

Una vez definidos e ingresados los parámetros de diseño nombrados anteriormente, el programa procede a calcular espesores mediante iteraciones en base a la variación de los espesores de la capa de asfalto, de manera de satisfacer los esfuerzos y deformaciones permisibles obtenidas por medio del método de diseño de pavimentos flexibles del Manual Shell.

4.2.2 Resultados de diseño de espesores.

Después de ingresar todos los parámetros de diseño, de todas las situaciones creadas para este análisis, las que fueron definidas en los capítulos anteriores, con ayuda de la herramienta de diseño SPDM, se procede a iterar mediante la modificación de los espesores de las distintas capas del pavimento, hasta lograr satisfacer los esfuerzos y deformaciones obtenidas mediante el método Shell, los resúmenes de los resultados obtenidos para cada situación de diseño se entregan en las tablas que se muestran a continuación.

Se mostrarán también los valores recomendados mediante las ecuaciones de diseño del método Shell para la resistencia de la capa base, pero solo en modo de comparación, ya que como se dijo en el capítulo anterior los espesores y calidades de las capas no ligadas se mantendrán constantes.

De manera de dar un orden a los datos entregados, la información se clasifica mediante la ubicación ficticia del proyecto y la confiabilidad empleada en el criterio de deformación de la subrasante.

El detalle más extenso del diseño realizado con el programa SPDM se entrega en los anexos.

4.2.2.1 Estructura 1.

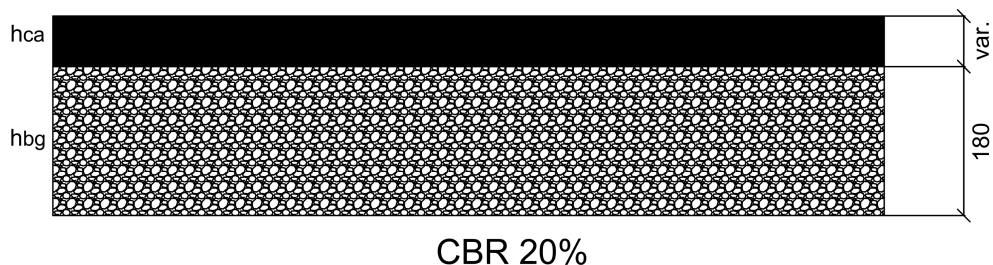


Figura 4.3 – Características Estructura 1.

Dónde:

ca: Concreto asfáltico.

bg: Base granular.

Nota:

Los modos de falla característicos descritos por el método Shell tendrán la siguiente denominación:

A: corresponde a la falla denominada “piel de cocodrilo”, producto de esfuerzos excesivos de tracción producidos en la fibra inferior de la capa de asfalto.

S: corresponde a la falla denominada “ahuellamiento”, producto de esfuerzos excesivos de compresión producidos en la fibra superior de la subrasante.

Tabla 4.16 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica, con la aplicación de una confiabilidad del 50% para la subrasante.

Arica	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (MPa)	2052	2130	2267	2355	2444
Módulo base recomendado por método Shell (MPa)	238,01				
Módulo elástico base utilizado (MPa)	246,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	115,00				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	50%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m}/\text{m}$)	419,8	360,6	283,0	243,0	208,8
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m}/\text{m}$)	-704,1	-592,1	-449,9	-378,3	-318,1
Deformación asfalto ($\mu\text{m}/\text{m}$)	321,7	256,0	204,4	172,1	145,
Deformación subrasante ($\mu\text{m}/\text{m}$)	-703,5	-595,3	-448,0	-377,3	-318,6
Vida útil asfalto (x millón)	9,46	19,3	76,3	168,6	362,6
Vida útil subrasante (x millón)	2,52	4,8	15,2	30,3	59,6
Espesor concreto asfáltico (mm)	86	110	151	177	204
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.17 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica, con la aplicación de una confiabilidad del 85% para la subrasante.

Arica	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (MPa)	2184	2267	2414	2506	2569
Módulo base recomendado por método Shell (MPa)	238,01				
Módulo elástico base utilizado (MPa)	246,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	115,00				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	85%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	410,5	352,6	276,7	237,7	205,0
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-535,0	-449,9	-341,7	-287,4	-241,7
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	247,0	207,0	155,7	131,2	110,5
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-535,6	-449,1	-340,7	-287,5	-241,1
Vida de diseño asfalto (x millón)	31,7	71,7	266,1	585,6	1321,1
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,49	5,04	15,2	30,0	60,6
Espesor concreto asfáltico (mm)	125	151	193	221	253
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.18 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica, con la aplicación de una confiabilidad del 95% para la subrasante.

Arica	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (MPa)	2267	2355	2506	2569	2633
Módulo base recomendado por método Shell (MPa)	238,01				
Módulo elástico base utilizado (MPa)	246,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	115,00				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	95%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	405,0	347,8	273,0	235,5	203,4
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-449,9	-378,3	-287,4	-241,7	-203,2
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	204,4	172,1	130,5	109,5	91,7
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-448,0	-377,3	-285,9	-241,2	-203,7
Vida de diseño asfalto (x millón)	76,3	168,6	601,4	1382,5	3211,5
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,54	5,06	15,3	30,2	60,0
Espesor concreto asfáltico (mm)	151	177	222	253	286
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.19 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso, con la aplicación de una confiabilidad del 50% para la subrasante.

Valparaíso	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (MPa)	4467	4623	4730	4839	4895
Módulo base recomendado por el método Shell (MPa)	238,01				
Módulo elástico base utilizado (MPa)	246,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	115,00				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	50%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	317,3	272,8	217,2	187,5	162,6
Deformación admisible Subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-704,1	-592,1	-449,9	-378	-318,1
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	266,2	226,2	174,4	147,3	126,1
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-702,3	-589,7	-447,8	-377,6	-318,1
Vida de diseño asfalto (x millón)	6,02	12,7	44,9	100,4	213,9
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,5	5,0	15,2	30,2	60,1
Espesor concreto asfáltico (mm)	70	89	120	140	162
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.20 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso, con la aplicación de una confiabilidad del 85% para la subrasante.

Valparaíso	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (MPa)	4676	4730	4839	4951	5065
Módulo base mínimo recomendado por el método Shell (MPa)	238,01				
Módulo elástico base utilizado (MPa)	246,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	115,00				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	85%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	312,1	270,6	215,4	186,0	160,6
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-535,0	-449,9	-341,8	-287,4	-241,7
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	205,9	174,4	134,8	114,3	96,8
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-533,4	-447,8	-341,6	-286,3	241,1
Vida de diseño asfalto (x millón)	20,01	44,97	156,4	342,4	752,2
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,53	5,10	15,0	30,9	60,6
Espesor concreto asfáltico (mm)	100	120	153	176	200
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.21 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso, con la aplicación de una confiabilidad del 95% para la subrasante.

Valparaíso	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (MPa)	4730	4839	4951	5065	5124
Módulo base mínimo recomendado por el método Shell (MPa)	238,01				
Módulo elástico base utilizado (MPa)	246,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	115,00				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	95%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	310,8	268,3	213,6	184,5	159,9
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-449,9	-378,3	-287,4	-241,7	-203,2
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	171,3	147,3	114,3	96,8	81,8
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-447,8	-377,6	-286,3	-241,1	-202,7
Vida de diseño asfalto (x millón)	44,9	100,4	342,4	752,2	1711,2
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,55	5,04	15,2	30,3	60,6
Espesor concreto asfáltico (mm)	120	140	176	200	227
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.22 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Punta Arenas, con la aplicación de una confiabilidad del 50% para la subrasante.

Punta Arenas	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (MPa)	12524	12589	12719	12783	12783
Módulo base recomendado por método Shell	238,01				
Módulo elástico base utilizado (MPa)	246,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	115,00				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	50%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	218,9	190,2	152,1	132,2	115,0
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-704,1	-592,1	-449,9	-378,3	-318,1
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	199,10	169,20	133,2	113,5	97,4
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-704,7	-589,2	-451,6	-377,8	-316,8
Vida de diseño asfalto (x millón)	4,0	8,9	29,1	64,3	141,3
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,4	5,1	14,7	30,1	61,0
Espesor concreto asfáltico (mm)	52	66	87	102	118
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.23 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Punta Arenas, con la aplicación de una confiabilidad del 85% para la subrasante.

Punta Arenas	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (MPa)	12653	12719	12783	12783	12783
Módulo base recomendado por método Shell	238,01				
Módulo elástico base utilizado (Mpa)	246,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	115,00				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	85%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	218,1	189,5	151,8	132,2	115,0
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-535,0	-449,9	-341,8	-287,4	-241,7
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	155,9	133,2	103,9	89,8	77,1
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-538,2	-451,6	-341,6	-288,5	-242,0
Vida de diseño asfalto (x millón)	13,4	29,1	100,0	206,4	444,7
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,4	4,9	15,0	29,5	59,7
Espesor concreto asfáltico (mm)	73	87	111	127	145
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.24 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Punta Arenas, con la aplicación de una confiabilidad del 95% para la subrasante.

Punta Arenas	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (MPa)	12718	12783	12783	12783	12783
Módulo base recomendado por método Shell	238,01				
Módulo elástico base utilizado (MPa)	246				
Módulo elástico subrasante (MPa)	115,00				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	95%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	217,7	189,1	151,8	132,2	115,0
Deformación admisible Sub-rasante ($\mu\text{m/m}$)	-449,9	-378,3	-287,4	-241,7	-203,2
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	133,2	113,5	89,8	77,1	65,7
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-415,6	-377,8	-288,5	-242,0	-202,3
Vida de diseño asfalto (x millón)	29,1	64,3	206,4	444,7	986,7
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,4	5,03	14,79	29,8	61,1
Espesor concreto asfáltico (mm)	87	102	127	145	165
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180
Criterio de falla	S	S	S	S	S

4.2.2.2 Estructura 2

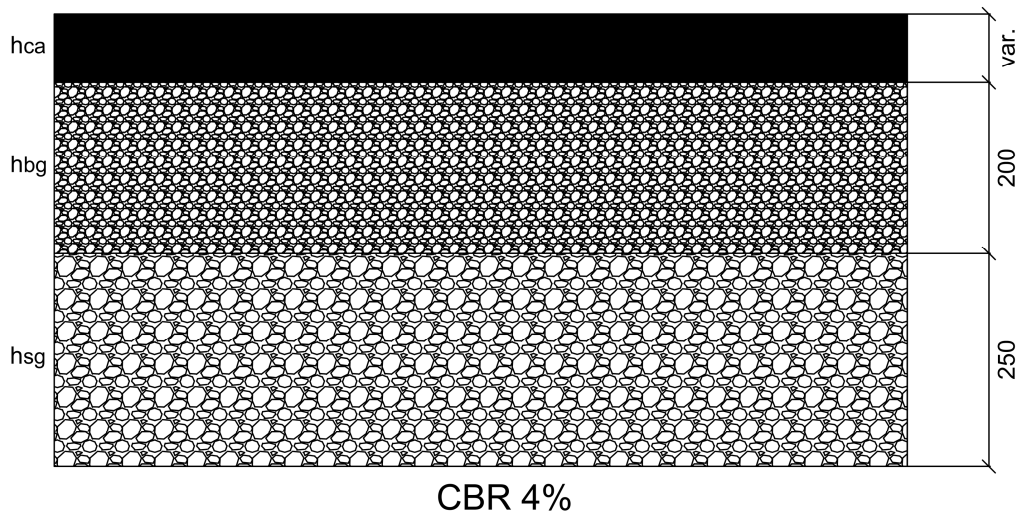


Figura 4.4 – Características Estructura 2.

Dónde:

ca: Concreto asfáltico.

bg: Base granular.

sg: Subbase granular.

Nota:

Los modos de falla característicos descritos por el método Shell tendrán la siguiente denominación:

A: corresponde a la falla denominada “piel de cocodrilo”, producto de esfuerzos excesivos de tracción producidos en la fibra inferior de la capa de asfalto.

S: corresponde a la falla denominada “ahuellamiento”, producto de esfuerzos excesivos de compresión producidos en la fibra superior de la subrasante.

Tabla 4.25 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica, con la aplicación de una confiabilidad del 50% para la subrasante.

Arica	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (Mpa)	2002	2078	2212	2325	2414
Módulo base mínimo recomendado por método Shell (MPa)	134,41				
Módulo elástico base (MPa)	246,00				
Módulo elástico subbase (MPa)	168,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	43				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	50%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	423,5	363,7	285,5	244,2	209,74
Deformación admisible sub-rasante ($\mu\text{m/m}$)	-704,1	-592,1	-449,9	-378,3	-318,1
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	321,7	364,7	271,4	213,9	174,6
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-703,5	-548,3	-447,5	-376,9	-319,6
Vida de diseño asfalto (x millón)	2,5	4,9	19,3	58,1	150,0
Vida de diseño subrasante (x millón)	4,42	6,8	15,3	30,4	58,9
Espesor concreto asfáltico (mm)	71	92	130	162	194
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250
Espesor equivalente (mm) (Odemark)	477	477	477	477	477
Criterio de falla	A	A	S	S	S

Tabla 4.26 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica, con la aplicación de una confiabilidad del 85% para la subrasante.

Arica	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (Mpa)	2104	2212	2384	2474	2569
Módulo base mínimo recomendado por método Shell (MPa)	134,41				
Módulo elástico base (MPa)	246,00				
Módulo elástico subbase (MPa)	168,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	43				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	85%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	416,0	355,7	277,9	238,7	205,0
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-535,0	-449,9	-341,87	-278,47	-241,7
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	352,9	273,3	180,2	153,3	124,1
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-536,5	-449,8	-341,2	-287,7	-242,2
Vida de diseño asfalto (x millón)	5,7	18,6	102,6	275,0	739,4
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,47	5,0	15,2	29,9	59,5
Espesor concreto asfáltico (mm)	96	129	181	215	251
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250
Espesor equivalente (mm) (Odemark)	477	477	477	477	477
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.27 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica, con la aplicación de una confiabilidad del 95% para la subrasante.

Arica	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (Mpa)	2212	2325	2474	2569	2667
Módulo base mínimo recomendado por método Shell (MPa)	134,41				
Módulo elástico base (MPa)	246,00				
Módulo elástico subbase (MPa)	168,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	43				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	95%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	408,6	349,4	274,2	235,5	202,3
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-449,9	-378,3	-287,47	-241,74	-203,2
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	273,3	213,9	153,3	124,1	100,1
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-449,8	-376,9	-287,7	-242,2	-203,2
Vida de diseño asfalto (x millón)	18,69	58,1	275,0	739,4	2024,6
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,5	4,8	14,9	29,7	60,0
Espesor concreto asfáltico (mm)	129	162	215	251	290
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250
Espesor equivalente (mm) (Odemark)	477	477	477	477	477
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.28 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso, con la aplicación de una confiabilidad del 50% para la subrasante.

Valparaíso	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (Mpa)	4467	4570	4676	4784	4985
Módulo base mínimo recomendado por método Shell (MPa)	134,41				
Módulo elástico base (MPa)	246,00				
Módulo elástico subbase (MPa)	168,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	43				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	50%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	317,3	273,9	218,1	188,3	162,6
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-704,1	-592,1	-449,9	-378,3	-318,1
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	286,7	272,9	219	174,5	142,6
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-582,5	-525,5	-448,3	-377,6	-317,6
Vida de diseño asfalto (x millón)	2,4	5,1	14,7	43,67	115,6
Vida de diseño subrasante (x millón)	5,3	8,0	15,2	30,2	60,4
Espesor concreto asfáltico (mm)	66	82	106	132	159
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250
Espesor equivalente (mm) (Odemark)	477	477	477	477	477
Criterio de falla	A	A	A	S	S

Tabla 4.29 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso, con la aplicación de una confiabilidad del 85% para la subrasante.

Valparaíso	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (Mpa)	4570	4676	4838	4951	5065
Módulo base mínimo recomendado por método Shell (MPa)	134,41				
Módulo elástico base (MPa)	246,00				
Módulo elástico subbase (Mpa)	168,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	43				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	85%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m}/\text{m}$)	314,7	271,7	215,4	186,0	160,6
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m}/\text{m}$)	-535,0	-449,9	-341,8	-287,4	-241
Deformación asfalto ($\mu\text{m}/\text{m}$)	280,2	219	154,8	126,5	103,9
Deformación subrasante ($\mu\text{m}/\text{m}$)	-495,1	-448,3	-340,7	-272,8	-241
Vida de diseño asfalto (x millón)	4,47	16,5	82,2	206,2	529,6
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,4	5,0	15,2	30,5	60,7
Espesor concreto asfáltico (mm)	79	106	148	176	205
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250
Espesor equivalente (mm) (Odemark)	477	477	477	477	477
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.30 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso, con la aplicación de una confiabilidad del 95% para la subrasante.

Valparaíso	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (Mpa)	4676	4784	4951	5065	5124
Módulo base mínimo recomendado por método Shell (MPa)	134,41				
Módulo elástico base (MPa)	246,00				
Módulo elástico subbase (MPa)	168,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	43				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	95%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	312,12	269,4	213,6	185,5	159,9
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-449,9	-378,3	-287,4	-241,7	-203,2
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	219	174,7	124,2	104,6	85,0
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-448,3	-377,6	-287,8	-242,3	-203,6
Vida de diseño asfalto (x millón)	14,7	43,9	199,8	512,1	1331,6
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,5	5,0	14,9	29,7	59,6
Espesor concreto asfáltico (mm)	106	132	175	204	236
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250
Espesor equivalente (mm) (Odemark)	477	477	477	477	477
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.31 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Punta Arenas, con la aplicación de una confiabilidad del 50% para la subrasante.

Punta Arenas	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (Mpa)	12524	12589	12719	12784	12784
Módulo base mínimo recomendado por método Shell (MPa)	134,41				
Módulo elástico base (MPa)	246,00				
Módulo elástico subbase (MPa)	168,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	43				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	50%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	218,92	190,23	152,14	132,21	115,09
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-704,1	-592,1	-449,9	-378,3	-318,7
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	218,4	189,6	152,5	127,9	104,9
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-565,5	-513,7	-436,7	-378,4	-318,7
Vida de diseño asfalto (x millón)	2,53	5,0	14,8	35,4	91,8
Vida de diseño subrasante (x millón)	6,0	8,8	16,9	29,9	59,5
Espesor concreto asfáltico (mm)	54	65	83	99	119
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250
Espesor equivalente (mm) (Odemark)	477	477	477	477	477
Criterio de falla	A	A	A	S	S

Tabla 4.32 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Punta Arenas, con la aplicación de una confiabilidad del 85% para la subrasante.

Punta Arenas	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (Mpa)	12589	12653	12784	12784	12784
Módulo base mínimo recomendado por método Shell (MPa)	134,41				
Módulo elástico base (MPa)	246,00				
Módulo elástico subbase (MPa)	168,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	43				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	85%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	218,5	189,8	151,8	132,2	115,0
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-535,0	-449,9	-341,8	-287,4	-241,7
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	190,9	156,1	113,9	94,2	78,5
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-532,1	-449	-341,1	-286,3	-240,9
Vida de diseño asfalto (x millón)	3,9	12,4	63,2	163,0	405,1
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,5	5,0	15,1	30,4	60,8
Espesor concreto asfáltico (mm)	61	80	111	132	154
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250
Espesor equivalente (mm) (Odemark)	477	477	477	477	477
Criterio de falla	S	S	S	S	S

Tabla 4.33 - Resultados de diseño del método Shell de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Punta Arenas, con la aplicación de una confiabilidad del 95% para la subrasante.

Punta Arenas	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (Mpa)	12653	12784	12784	12784	12784
Módulo base mínimo recomendado por método Shell (MPa)	134,41				
Módulo elástico base (MPa)	246,00				
Módulo elástico subbase (MPa)	168,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	43				
Criterio de confiabilidad para la deformación admisible de la subrasante	95%				
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	218,1	189,18	151,8	132,2	115,0
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-449,9	-378,3	-287,4	-241,7	-203,2
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	158,2	127,9	94,2	76,9	65,9
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-449	-378,4	-286,3	-240,9	-203,4
Vida de diseño asfalto (x millón)	12,46	35,4	163,0	405,1	971,9
Vida de diseño subrasante (x millón)	2,5	5	15,2	30,4	59,8
Espesor concreto asfáltico (mm)	80	99	132	154	177
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250
Espesor equivalente (mm) (Odemark)	477	477	477	477	477
Criterio de falla	S	S	S	S	S

4.3 Método de diseño Sudafricano.

4.3.1 Parámetros de entrada.

El método de diseño Sudafricano utiliza distintos parámetros de entrada tales como las propiedades de la mezcla asfáltica, propiedades de los materiales granulares, además de la geometría de la vía (espesores), criterios de confiabilidad, entre otros parámetros, todos estos fueron analizados en el Capítulo II.

La configuración de carga utilizada por este método corresponde un eje estándar de rueda doble, el cual posee las siguientes características:

- Carga vertical de 80 kN.
- Cada rueda posee una presión de neumáticos de 520 MPa.
- Distancia entre las ruedas es de 0,350 (m).

Los materiales poseen propiedades características dependiendo del país de origen, diversos investigadores desarrollaron un conjunto de propiedades sugeridas para los materiales utilizados frecuentemente en la construcción de estructuras de pavimentos en Sudafrica, las cuales están definidas en los Manuales de Diseño, artículos e investigaciones y sirven de referencia para la elección, configuración y definición de las distintas capas del pavimento

Para la caracterización de la capa de asfalto, en Sudáfrica normalmente se utiliza como referencia los valores de rigidez de la mezcla asfáltica expuestos por Freeme (ver Capítulo III), pero estos valores difieren en demasía con los módulos obtenidos por el método Shell, por lo cual es necesario la elección de la rigideces sugeridas por un método empírico-mecanicista específico, de modo de no generar diferencias significativas en los diseños de la estructura de asfalto. El método Shell a través de una subrutina del programa de diseño Bands, es posible obtener las propiedades de la mezcla de asfalto a través de la definición de algunas características de la mezcla, tal como se explica en el punto 2 del Capítulo IV, debido a que las características del asfalto ya fueron definidas, se opta por la utilización de los resultados obtenidos de este programa de diseño.

En la elección de la razón de Poisson para la mezcla de asfalto (al utilizar las propiedades del asfalto obtenidas del método Shell) también se utilizará los valores de la razón de Poisson sugerida por el método Shell, la cual es 0,35.

Las capas granulares se definen mediante los módulos elásticos y razones de Poisson. Los módulos de elasticidad de la subrasante se ingresan directamente al programa (en Megapascales).

Para las capas granulares utilizan las características de los materiales definidos en los manuales de diseño Sudafricano. Estos tipos de materiales presentan características muy similares a los utilizados en Chile, esto queda demostrado en las tablas que se muestran a continuación.

Tabla 4.34 - Características de materiales utilizados para la subrasante [29].

Material	Código	Manual Sudafricano
Subrasante Estructura 1	G7	CBR > 15 % @ 93 % AASHTO modificado; tamaño máximo 2/3 de la capa; la densidad debe ser como la prescrita para el uso de la capa; IP > 12; hinchamiento 1,5 % @ 100 % AASHTO modificado
Subrasante Estructura 2	G10	CBR > 3 % @ 93 % AASHTO modificado; tamaño máximo 2/3 de la capa; la densidad debe ser como la prescrita para el uso de la capa; o 90 % AASHTO modificado

Tabla 4.35 - Características de materiales utilizados en las capas base y subbase [29].

Material	Código	Características
Base Granular	G4	CBR \geq 80; tamaño máximo 53 mm; 98 – 100 % AAASHTO modificado; IP < 6; hinchamiento 0,2 @ 100 % AASHTO modificado
Subbase Granular	G5	CBR \geq 45; tamaño máximo 63 mm o 2/3 del espesor de capa; la densidad debe ser como la prescrita para el uso de la capa; IP < 10; hinchamiento 0,5 @ 100 % AASHTO modificado

Además de la capacidad de soporte de las capas base y subbase es necesario definir los parámetros de resistencia de corte (Capítulo III), para lo cual se utilizaran los valores por defecto del programa de diseño RUBICON.

Tabla 4.36 - Parámetros de resistencia de corte [41].

Código de material	Nivel de saturación	Parámetros de esfuerzo de corte	
		Cohesión (kPa)	Angulo de fricción (°)
G4	Seco	43	47
	Moderado	34	43
	Húmedo	26	39
G5	Seco	33	40
	Moderado	27	39
	Húmedo	20	38

El Método Sudafricano sugiere los siguientes valores para la capacidad de soporte de las capas granulares.

Tabla 4.37 - Módulos elásticos sugeridos por el Método Sudafricano [27].

Material	Módulo elástico
G4	75 – 350 (246)
G5	40 – 300 (168)
G7	120 (115)
G10	45 (43)

Los valores entre paréntesis son los utilizados en los diseños originales de las dos estructuras de pavimento, como se puede observar los valores de los materiales escogidos tienen muy poca variación en comparación con los materiales usados en el país.

El método Sudafricano reconoce que existen diversas correlaciones utilizadas por diversas oficinas de diseño entre relaciones de CBR y los módulos de elasticidad en materiales granulares, pero en estos manuales no sugiere la aplicación de alguna correlación en particular, por esto se utilizarán las correlaciones definidas en el Manual de Carreteras, estas se muestran a continuación.

$$M_R(\text{MPa}) = 17,6 (\text{CBR})^{0,64} \quad \text{para } \text{CBR} < 12\% \quad \text{Ecuación 4.4}$$

$$M_R(\text{MPa}) = 22,1 (\text{CBR})^{0,55} \quad \text{para } 12 \leq \text{CBR} < 80\% \quad \text{Ecuación 4.5}$$

Las razones de Poisson en la subrasante, base y subbase, tomarán los valores por defecto entregados por el Manual de Diseño Sudafricano, los cuales son:

- Razón de Poisson Subrasante: 0,35
- Razón de Poisson Base-Subbase: 0,35

De acuerdo a la aplicación de una confiabilidad en el diseño, en el método de diseño Sudafricano posee distintas regresiones para distintos niveles de confiabilidad, para cada modo de falla dependiendo de un tipo de material específico (Capítulo III), las distintas regresiones representan un tipo de confiabilidad, 50%, 80%, 90%, 95%, las cuales se asocia a un tipo de categoría de carretera. Las confiabilidades recomendadas en función a la categoría de carretera se entregan a continuación.

Tabla 4.38 - Confiabilidad de diseño recomendada [33].

Categoría de carretera	Descripción	Confiabilidad aproximada (%)
A	Carreteras interurbanas	95
B	Colectores interurbanos	90
C	Carreteras rurales	80
D	Carreteras rurales con tráfico ligero	50

Una vez definidos e ingresados los parámetros de diseño nombrados anteriormente, el programa de diseño RUBICON calcula los esfuerzos producidos en todas las capas de la estructura, a través de un análisis de multicapas elástico-estático y evalúa las si las estructuras tienen las propiedades adecuadas para soportar la carga de tránsito, para esto utiliza las ecuaciones de transferencia definidas en el método Sudafricano.

4.3.2 Resultados de diseño de espesores.

Después de ingresar todos los parámetros de diseño, de todas las situaciones creadas para este análisis, las que fueron definidas en los capítulos anteriores, con ayuda de la herramienta de diseño RUBICON, se procede a iterar mediante la modificación de los espesores de las distintas capas del pavimento, hasta lograr satisfacer los esfuerzos y deformaciones obtenidas mediante el método de diseño de pavimentos flexibles Sudafricano, los resúmenes de los resultados obtenidos para cada situación de diseño se entregan en las tablas que se muestran a continuación.

De manera de dar un orden a los datos entregados, la información se clasifica mediante la ubicación ficticia del proyecto, la confiabilidad de diseño aplicada y el criterio de falla que gobierna en la estructura.

El detalle más extenso del diseño realizado con el programa RUBICON se entrega en los anexos.

4.3.2.1 Estructura 1.

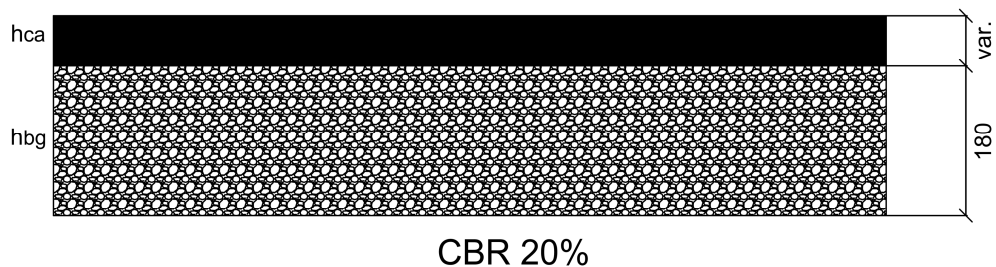


Figura 4.5 – Características Estructura 1.

Dónde:

ca: Concreto asfáltico.

bg: Base granular.

Nota:

Los modos de falla característicos descritos por el método Sudafricano tendrán la siguiente denominación:

A: corresponde a la falla denominada “piel de cocodrilo”, producto de esfuerzos excesivos de tracción producidos en la fibra inferior de la capa de asfalto.

S: corresponde a la falla denominada “ahuellamiento”, producto de esfuerzos excesivos de compresión producidos en la fibra superior de la subrasante.

Tabla 4.39 - Resultados de diseño del método Sudafricano de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica.

Arica	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (MPa)	2240	2356	2537	2601	2667
Módulo elástico base-subbase (MPa)	246,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	115,00				
Categoría de carretera	C	B	A	A	A
Criterio de Confiabilidad	80%	90%	95%	95%	95%
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	209,0	166,0	110,0	97,1	85,1
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-509,5	-465,7	-409,6	-382,2	-356,0
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	209,0	166,0	110,0	97,1	85,1
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-458,0	-371,0	-248,0	-219,0	-193,0
Vida de diseño asfalto (x millón)	2,5	5,0	15,2	30,0	61,3
Vida de diseño subrasante (x millón)	7,2	49,0	> 100	> 100	> 100
Espesor concreto asfáltico (mm)	138	171	241	264	289
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180
Criterio de falla	A	A	A	A	A

Tabla 4.40 - Resultados de diseño del método Sudafricano de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso.

Valparaíso	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (MPa)	4784	4839	5009	5065	5124
Módulo elástico base (MPa)	246,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	115,00				
Categoría de carretera	C	B	A	A	A
Criterio de confiabilidad	80%	90%	95%	95%	95%
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	151	129	96,7	85,5	75,4
Deformación admisible sub-rasante ($\mu\text{m/m}$)	-509,5	-465,0	-409,6	-382,0	-356,0
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	151	129	96,7	85,5	75,4
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-392	-333	-249	-218	-192
Vida de diseño asfalto (x millón)	2,6	5,1	15,3	30,3	60,1
Vida de diseño subrasante (x millón)	34,4	> 100	> 100	> 100	> 100
Espesor concreto asfáltico (mm)	129	150	190	210	231
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180
Criterio de falla	A	A	A	A	A

Tabla 4.41 - Resultados de diseño del método Sudafricano de la Estructura 1 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Punta Arenas.

Punta Arenas	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (MPa)	12783	12784	12784	12784	12784
Módulo elástico base-subbase (MPa)	246,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	115,00				
Categoría de carretera	C	B	A	A	A
Criterio de confiabilidad	80%	90%	95%	95%	95%
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m}/\text{m}$)	114,0	97,6	73,8	64,9	57,3
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m}/\text{m}$)	-509,5	-465,0	-409,6	-382,0	-356,0
Deformación asfalto ($\mu\text{m}/\text{m}$)	114,0	97,6	73,8	64,9	57,3
Deformación subrasante ($\mu\text{m}/\text{m}$)	-389,0	-326,0	-240,0	-208,0	-180,0
Vida de diseño asfalto (x millón)	2,5	5,1	15,1	30,8	61,5
Vida útil subrasante (x millón)	37,5	> 100	> 100	> 100	> 100
Espesor concreto asfáltico (mm)	95	111	142	158	175
Espesor base granular (mm)	180	180	180	180	180

4.3.2.2 Estructura 2.

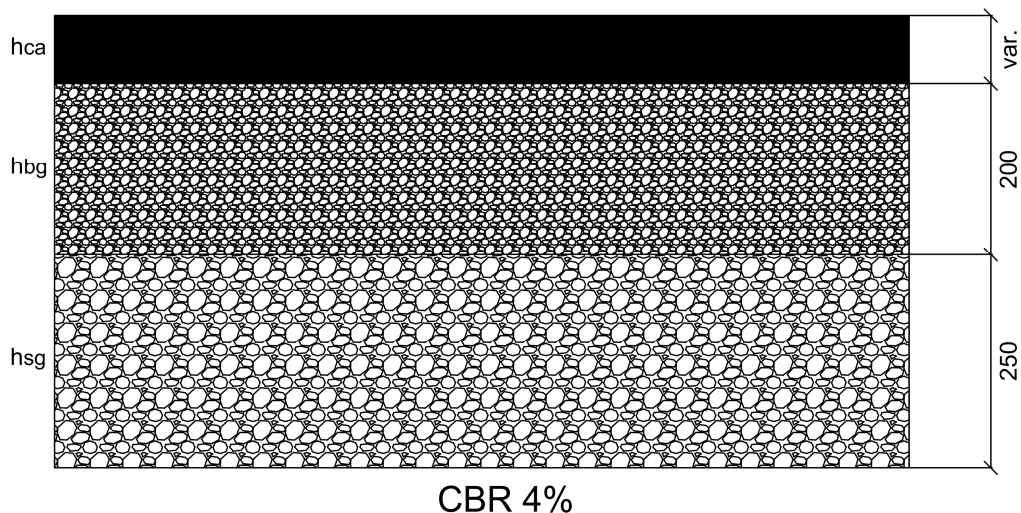


Figura 4.6 – Características Estructura 2.

Dónde:

ca: Concreto asfáltico.

bg: Base granular.

sg: Subbase granular.

Nota:

Los modos de falla característicos descritos por el método Shell tendrán la siguiente denominación:

A: corresponde a la falla denominada “piel de cocodrilo”, producto de esfuerzos excesivos de tracción producidos en la fibra inferior de la capa de asfalto.

S: corresponde a la falla denominada “ahuellamiento”, producto de esfuerzos excesivos de compresión producidos en la fibra superior de la subrasante.

Tabla 4.42 - Resultados de diseño del método Sudafricano de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Arica.

Arica	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (Mpa)	2212	2384	2537	2633	2667
Módulo elástico base (MPa)	246,00				
Módulo elástico subbase (MPa)	168,00				
Módulo elástico subrasante (MPa)	43				
Categoría de la carretera	C	B	A	A	A
Criterio de confiabilidad	80%	90%	95%	95%	95%
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	208	166	110	97,1	85,9
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-509,5	-465,7	-409,6	-382,1	-356,6
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	208	166	110	97,1	85,9
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-423	-355	-249	-223	-200
Vida de diseño asfalto (x millón)	2,5	5,0	15,3	30,7	60,1
Vida de diseño subrasante (x millón)	16,1	75	> 100	> 100	> 100
Espesor concreto asfáltico (mm)	136	170	245	270	295
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250
Criterio de falla	A	A	A	A	A

Tabla 4.43 - Resultados de diseño del método Sudafricano de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Valparaíso.

Valparaíso	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (Mpa)	4784	4839	5009	5065	5124
Módulo elástico base (Mpa)	246,00				
Módulo elástico subbase (Mpa)	168,00				
Módulo elástico subrasante (Mpa)	43				
Categoría de la carretera	C	B	A	A	A
Criterio de confiabilidad	80%	90%	95%	95%	95%
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	152	129	97,2	85,7	75,9
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-509,5	-465,7	-409,6	-382,1	-356,6
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	152	129	97,2	85,7	75,9
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-381	-331	-257	-228	-203
Vida de diseño asfalto (x millón)	2,5	5,1	15,3	30,8	60,3
Vida de diseño subrasante (x millón)	45,9	> 100	> 100	> 100	> 100
Espesor concreto asfáltico (mm)	128	151	194	216	238
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250
Criterio de falla	A	A	A	A	A

Tabla 4.44 - Resultados de diseño del método Sudafricano de la Estructura 2 resultantes de la aplicación de parámetros correspondientes a la Región de Punta Arenas.

Punta Arenas	Tránsito (x millón)				
	2,5	5	15	30	60
Módulo elástico asfalto (Mpa)	12784	12784	12784	12784	12784
Módulo elástico base (Mpa)	246,00				
Módulo elástico subbase (Mpa)	168,00				
Módulo elástico subrasante (Mpa)	43				
Categoría de la carretera	C	B	A	A	A
Criterio de confiabilidad	80%	90%	95%	95%	95%
Deformación admisible asfalto ($\mu\text{m/m}$)	115	97,8	74,3	65,6	58
Deformación admisible subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-509,5	-465,7	-409,6	-382,1	-356,6
Deformación asfalto ($\mu\text{m/m}$)	115	97,8	74,3	65,6	58
Deformación subrasante ($\mu\text{m/m}$)	-387	-334	-258	-227	-200
Vida de diseño asfalto (x millón)	2,5	5,2	15,1	30,3	60,0
Vida de diseño subrasante (x millón)	36,8	> 100	> 100	> 100	> 100
Espesor concreto asfáltico (mm)	95	113	146	163	181
Espesor base granular (mm)	200	200	200	200	200
Espesor subbase granular (mm)	250	250	250	250	250
Criterio de falla	A	A	A	A	A

CAPITULO V

5. SENSIBILIDAD DE PARAMETROS DE DISEÑO.

En este Trabajo de Título se muestran distintas formas de análisis y diseño de una estructura de pavimentos flexibles. Cada metodología de diseño posee distintas maneras de modelar a una estructura, tanto en la definición de las propiedades de resistencia de cada material que compone la estructura como también el criterio utilizado para el cálculo de la capacidad de ésta. Para el cálculo y/o definición de los componentes antes mencionados es necesario tomar en cuenta diversos parámetros y factores relacionados a las características externas de una estructura, tales como, la temperatura, humedad, tráfico. Además de factores internos de la estructura, como la capacidad de soporte de la capa asfáltica y materiales granulares, características físicas de la estructura, drenaje, entre otras.

Para este análisis se escogieron dos estructuras pertenecientes a proyectos de la región de Valparaíso (sus características se definen completamente en el Capítulo III), las cuales para este análisis se modificarán sus características, esto es, diseñar estas estructuras para distintos niveles de tránsito, distintas temperaturas de servicio, con el fin de mostrar cómo influyen los parámetros principales (comunes en los tres métodos) en los diseños finales de las estructuras de pavimentos.

En el análisis de sensibilidad se muestran distintos gráficos, donde cada línea representará distintos resultados de diseño, los cuales son, espesores, deformaciones, esfuerzos, para cada nivel de tránsito proyectado y cada condición en particular que influencia el diseño, como distintas temperaturas de servicio, lo que permitirá analizar la influencia de cada parámetro en las distintas metodologías de diseño mostradas en este Trabajo de Título.

5.1 Elección de confiabilidad método de diseño Shell.

Como se dijo en el capítulo anterior el método Shell no entrega recomendaciones sobre la aplicación de un factor de confiabilidad para el diseño de pavimentos flexibles, la aplicación de este factor se deja totalmente a criterio del diseñador, por lo cual, es necesario la elección de un nivel de confiabilidad para conseguir comparar los métodos de diseño estudiados en este Trabajo de Título.

Las figuras entregadas a continuación muestran una comparación de resultados obtenidos mediante el método Shell, aplicando todas las confiabilidades entregadas por este método de diseño (aplicados solamente a la subrasante), además se muestra también los diseños resultantes de la aplicación del método AASHTO y método Sudafricano. Los resultados fueron extraídos de los diseños desarrollados en el capítulo IV.

Las líneas de color rojo muestran distintas confiabilidades aplicadas en el método Shell, distinguidas por distintos marcadores, la línea azul muestra los resultados de espesores de la capa asfáltica obtenidos por medio del método AASHTO y la línea celeste muestra los resultados desarrollados por el método Sudafricano.

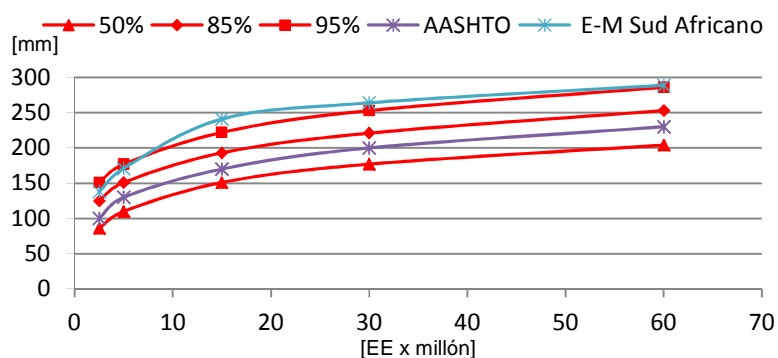


Figura 5.1 - Confiabilidad de diseño método Shell, Estructura 1, Región de Arica.

El gráfico de la figura 5.1, representa los resultados de los diseños AASHTO, Shell y Sudafricano (en término de espesores de la capa de asfalto) desarrollados para distintas condiciones de tránsito y para las características correspondientes a la Estructura 1, asociada a una temperatura de servicio correspondiente a la Región de Arica (19°C), al analizar el gráfico de espesores de la capa asfáltica, se puede concluir que una confiabilidad del 95% aplicada en el método Shell, genera espesores de la capa de asfalto similares al método Sudafricano y una confiabilidad del 85% se acerca a los espesores de pavimento desarrollados por el método AASHTO.

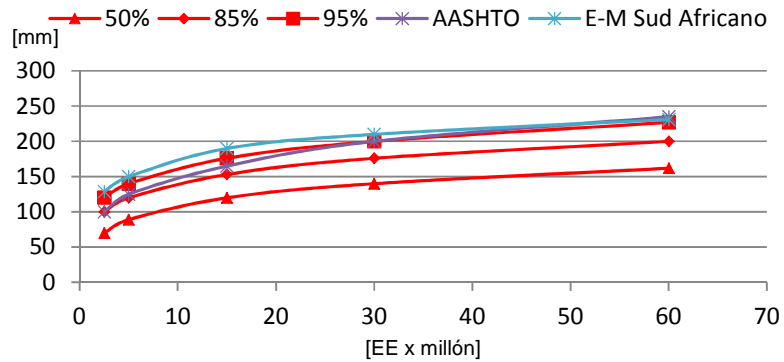


Figura 5.2 - Confiabilidad de diseño método Shell, Estructura 1, Región de Valparaíso.

La figura 5.2 representa los resultados de espesores de la capa de asfalto obtenidos mediante los métodos AASHTO, método Shell y método Sudafricano, desarrollado para las capas granulares definidas en la Estructura 1 con una temperatura de servicio correspondiente a la ciudad de Valparaíso (14°C). Al analizar la figura 5.2, se puede concluir que un nivel de confiabilidad del 95% aplicada en la subrasante genera espesores de la capa asfáltica similares a los obtenidos mediante el método AASHTO y método Sudafricano.

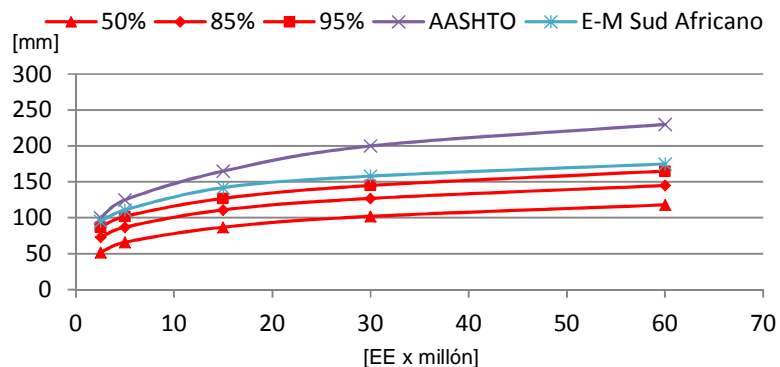


Figura 5.3 - Confiabilidad de diseño método Shell, Estructura 1, Región de Punta Arenas.

El gráfico de la figura 5.3 muestra los espesores de la capa asfáltica obtenidos mediante los tres métodos de diseño desarrollados en este Trabajo de Título, aplicados para condiciones presentes en la Región de Punta Arenas (6°C). En la Estructura 1, la cual posee un CBR de 20%, se puede observar que nuevamente una confiabilidad del 95% aplicada en la subrasante parece desarrollar pavimentos de similar espesor a los obtenidos por el método AASHTO y método Sudafricano.

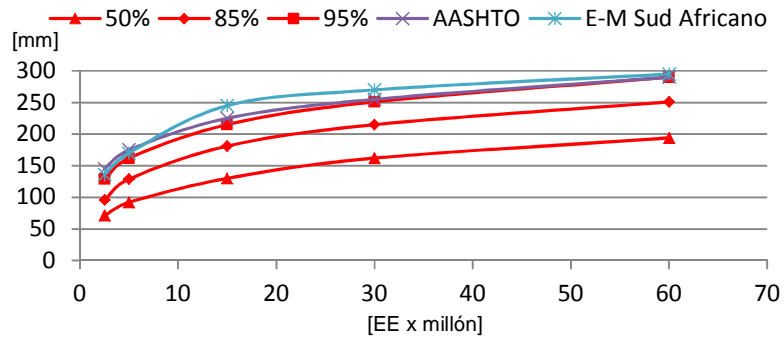


Figura 5.4 - Confiabilidad de diseño método Shell, Estructura 2, Región de Arica

La figura 5.4, representa los resultados en término de espesores de la capa asfáltica, desarrollados por el método AASHTO, método Shell y método Sudafricano, aplicados en distintas condiciones de tránsito y desarrollados para las características definidas en la Estructura 2, con una temperatura de servicio correspondiente a la Región de Arica (19°C). Al analizar el gráfico de espesores de la de la figura 5.5, se puede concluir que una confiabilidad del 95 % aplicado en el método Shell, genera espesores de asfalto similares al método AASHTO y método Sudafricano.

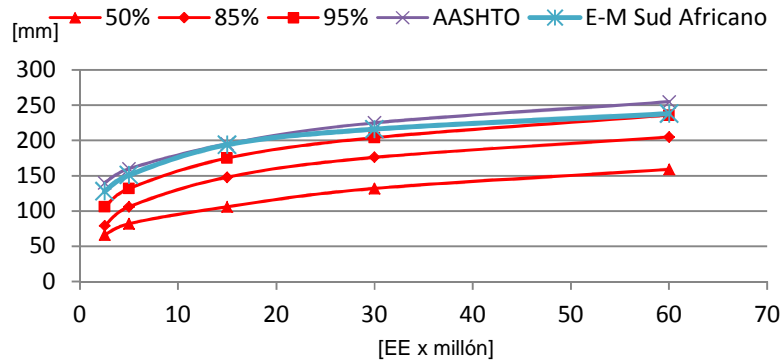


Figura 5.5 - Confiabilidad de diseño método Shell, Estructura 2, Región de Valparaíso.

El gráfico de la figura 5.5 muestra los resultados en términos de espesor de la capa de asfalto obtenidos mediante el método AASHTO, método Shell y método Sudafricano, desarrollados a partir de distintas condiciones de tránsito .Las propiedades de las capas granulares corresponden a las definidas en la Estructura 2 y se utiliza una temperatura de servicio correspondiente la Región de Valparaíso (14°C). Al observar los resultados de espesores de la capa asfáltica se puede concluir que una confiabilidad del 95% aplicada en la subrasante (método de diseño Shell), obtiene espesores similares a los generados por el método AASHTO y método Sudafricano.

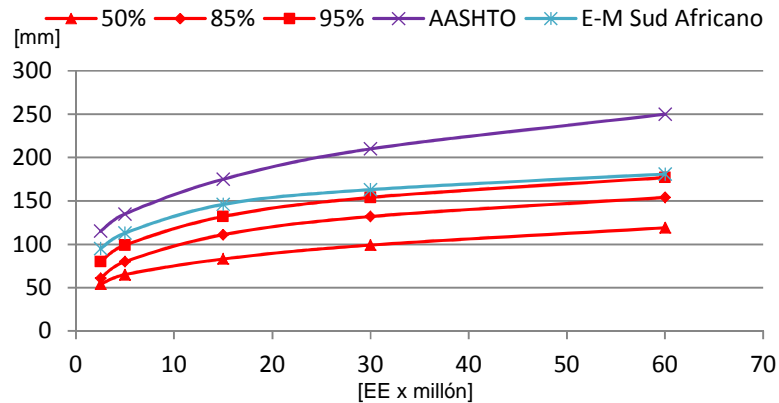


Figura 5.6 - Confiabilidad de diseño método Shell, Estructura 2, Región de Punta Arenas.

El gráfico de la figura 5.6, muestra los resultados de espesores de la capa asfáltica desarrollados para distintas condiciones de tránsito, desarrollados para las propiedades definidas en la Estructura 2, con una temperatura de servicio correspondiente a la Región de Punta Arenas. Al analizar el gráfico de espesores de pavimento, se puede concluir que una confiabilidad de 95 % aplicada en el método Shell, genera espesores la capa asfalto similares al método AASHTO y al método de diseño Sudafricano.

A partir de los análisis mostrados anteriormente se puede concluir que las confiabilidades de diseño de 50% y 85% aplicados en la subrasante generan espesores de la capa asfáltica bastante alejados, en la mayor parte de los diseños realizados en esta memoria en comparación a los espesores de la capa de asfalto desarrollados por los métodos AASHTO y método Sudafricano.

Pero en los diseños realizados por el método Shell, en los cuales se aplicó una confiabilidad del 95% en la subrasante, genera espesores de la capa de asfalto similares a los obtenidos mediante los métodos AASHTO y Sudafricano, por lo cual este último se utiliza para posteriores análisis.

5.2 Temperatura.

5.2.1 Método AASHTO.

El método de diseño AASHTO 93 considera el factor temperatura directamente en su diseño, este influencia directamente en la capacidad resistente del pavimento (ver 1.7.1). El factor temperatura junto con la capacidad de soporte de la subrasante (M_r) definen el número estructural mínimo correspondiente a la capa de asfalto (a_i).

De acuerdo a las dos estructuras escogidas, se puede ver claramente en la figura 5.7 (izquierda), que no existen diferencias en los espesores de asfaltos en las diferentes regiones de estudio.

En la Estructura 2 (CBR 4%) es posible observar una mayor diferencia entre los espesores de la capa de asfalto considerando los distintos climas escogidos (figura 5.7, derecha), sólo en el caso de la Región de Punta Arenas esta diferencia disminuye y se acerca a los espesores obtenidos para la Región de Valparaíso en el caso de tránsito alto (> 6000000 EE).

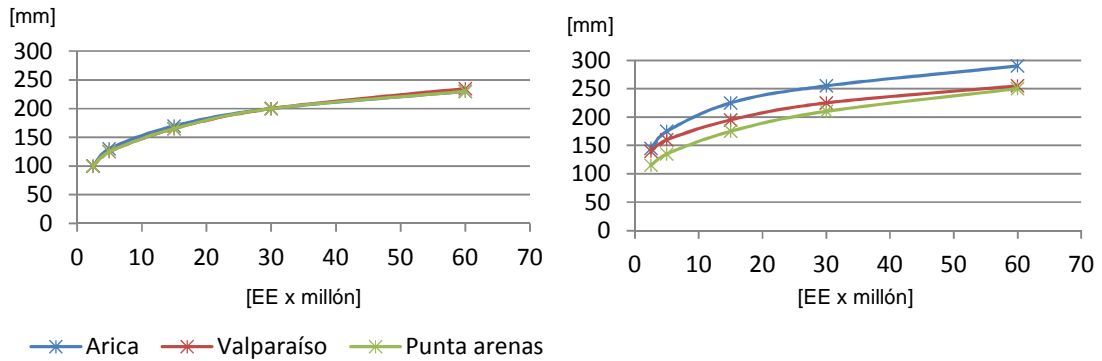


Figura 5.7 - Espesores de asfalto considerando las distintas temperaturas, Estructura 1 (izquierda) y Estructura 2 (derecha).

Se debe destacar que para ambas estructuras de pavimento si se habla de capacidad estructural en términos de números estructurales totales (ver punto 1.7), la temperatura tiene nula influencia en la capacidad estructural total requerida por la estructura (figura 5.8 izquierda y figura 5.9 izquierda).

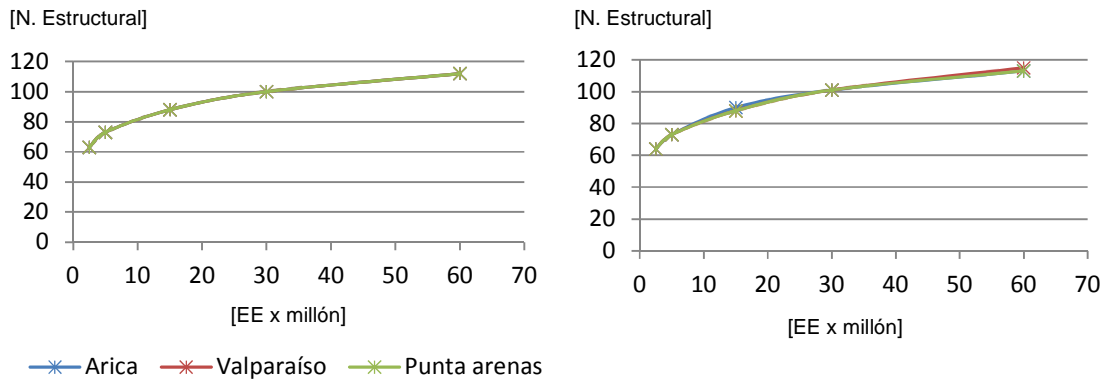


Figura 5.8 - Número estructural total requerido (izquierda) y Número estructural total utilizado en el diseño (derecha) considerando las distintas temperaturas, Estructura 1.

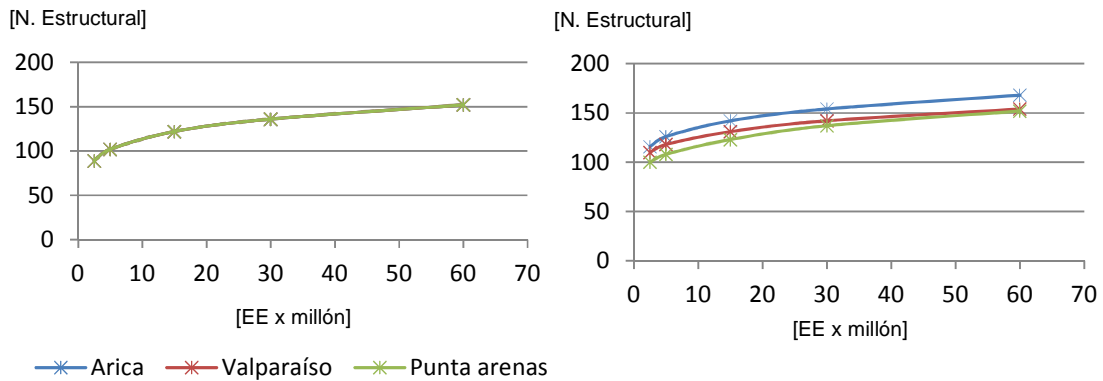


Figura 5.9 - Número estructural total requerido (izquierda) y Número estructural total utilizado en el diseño (derecha), considerando distintas temperaturas, Estructura 2.

Aunque no existan diferencias significativas en términos de espesores de la capa de asfalto y capacidad estructural total, no quiere decir que el factor temperatura no influye en el diseño de la estructura de pavimento. Este factor tiene directa influencia en el número estructural mínimo requerido de las capas de asfalto (NEA_{min}). Estas diferencias se ilustran en la figura 5.10 y figura 5.11 (izquierda).

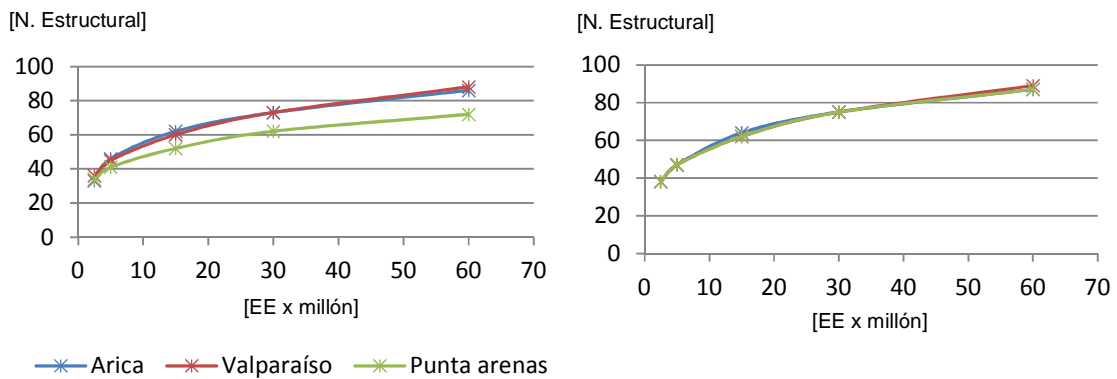


Figura 5.10 - Número estructural sobre la base requerido (izquierda) y Número estructural sobre la base utilizado en el diseño (derecha), considerando distintas temperaturas, Estructura 1.

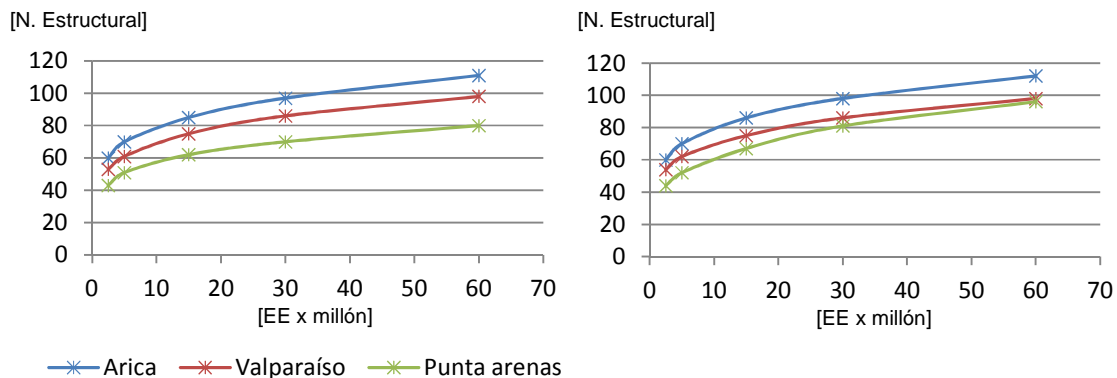


Figura 5.11 - – Número estructural sobre la base requerido (izquierda) y Número estructural sobre la base utilizado en el diseño (derecha), considerando distintas temperaturas, Estructura 2.

En la Estructura 1, el NEA_{min} para los casos analizados de las Regiones de Arica y Valparaíso tienen números estructurales muy similares, estas Regiones presentan escasa diferencia entre sus temperaturas, por lo cual, sus números estructurales de la capa asfáltica no se ven afectados por el factor temperatura.

En el caso de la región de Punta Arenas tienen una disminución considerable del NEA_{min} (figura 5.14, izquierda), esto debiera ocasionar espesores de asfalto significativamente menores, pero esta situación no se refleja en el gráfico de espesores de la capa de asfalto mostrado en la figura 5.7 (izquierda), donde se puede ver claramente que en los diseños obtenidos en las distintas Regiones de estudio, resultan en los mismos espesores de la capa asfáltica, esto es, porque en la estructuración de las distintas capas de la estructura de pavimento, se definieron a las capas granulares mediante espesores constantes, entonces, si la capacidad total de la estructura (NE) no es alcanzada mediante el valor del NEA_{min} en conjunto con los espesores fijos de las capas granulares, el número estructural total deberá ser obtenido mediante el aumento de los espesores de la capa de asfalto. Esto se puede observar claramente en la figura 5.14 (derecha), donde el NEA es definido por valores considerablemente superiores a los NEA_{min} . Esto ocasiona una reestructuración del número estructural de las capas de asfalto, originando espesores de asfalto similares aún con la influencia de diferentes temperaturas, estos espesores se ilustran en la figura 7 (izquierda).

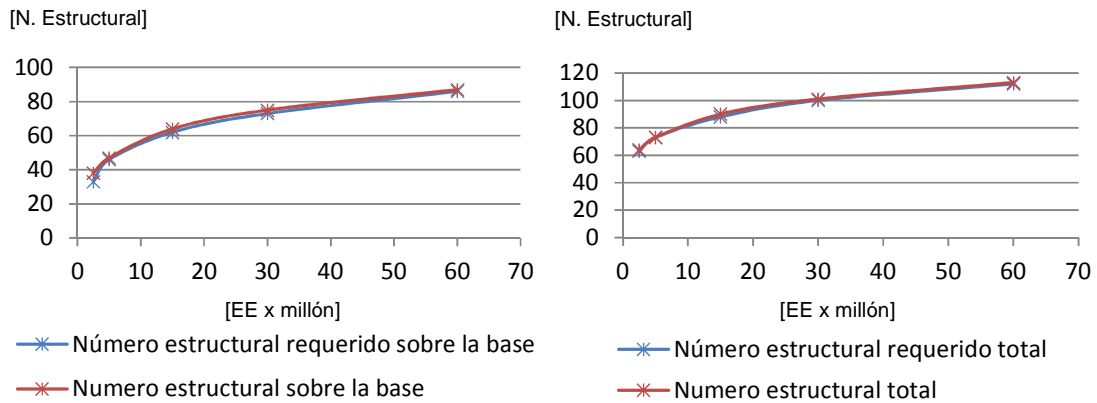


Figura 5.12 - Número estructural sobre la base requerido vs número estructural sobre la base de diseño (izquierda) y Número estructural total requerido vs número estructural total de diseño (derecha), Estructura 1, Arica.

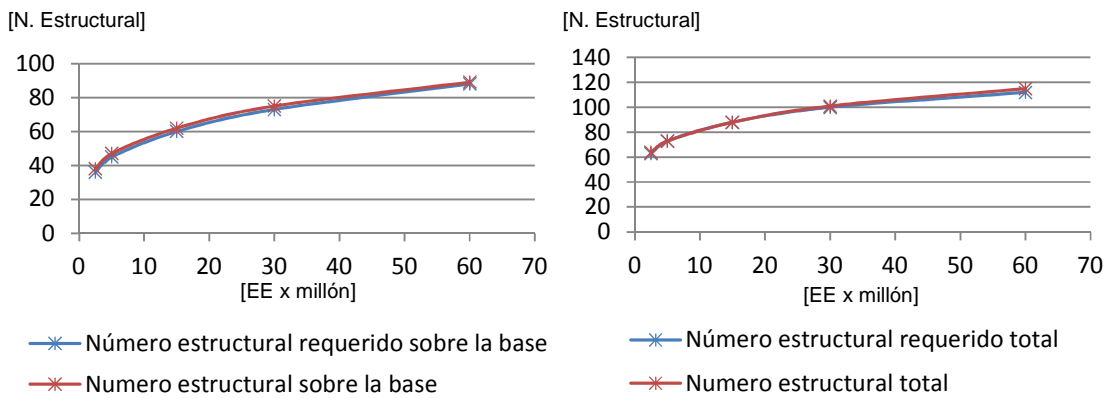


Figura 5.13 - Número estructural sobre la base requerido vs número estructural sobre la base utilizado en el diseño (izquierda) y Número estructural total requerido vs número estructural total utilizado en el diseño (derecha), Estructura 1, Valparaíso.

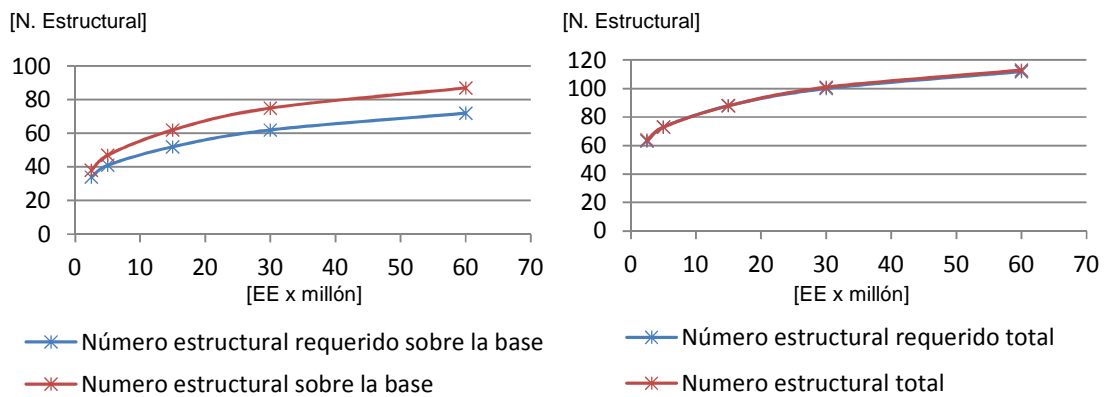


Figura 5.14 - Número estructural sobre la base requerido vs número estructural sobre la base utilizado en el diseño (izquierda) y Número estructural total requerido vs número estructural total utilizado en el diseño (derecha), Estructura 1, Punta Arenas.

En la Estructura 2 es posible ver claramente la influencia del parámetro de temperatura en el NEA_{min} , esta se ilustra en la figura 5.11 (izquierda). Se puede observar una diferencia en los números estructurales mínimos de la capa asfáltica, los que aumentan a medida que aumenta la temperatura de servicio del pavimento. De este análisis se puede concluir que para la Estructura 2, el factor de temperatura tiene más influencia en la capacidad estructural mínima de la capa de asfalto. Pero esto no debiera significar diferencia en la capacidad estructural total requerida (NE_{req}), debido a que este factor no se ve afectado por el factor de temperatura, donde para todas las Regiones analizadas los NE_{req} no debería presentar variación, tal como se puede observar en la figura 5.9 (izquierda), pero distintos resultados se obtuvieron en el diseño, como se puede ver en la figura 5.9 (derecha). Esta diferencia se origina debido a que, como se dijo anteriormente, las capas granulares no varían en espesor en el diseño, donde para una capa de asfalto, con un número estructural mínimo de capa de asfalto definida, es posible que para una cierta capacidad estructural total requerida, las capas granulares sean de espesores mayores a los requeridos por el diseño, tal como se puede observar en las figuras 5.15 y 5.16, donde se ve claramente que los NEA_{min} son los mismos los utilizados por el diseño final, pero con la capacidad aportada por los números estructurales de las capas granulares (capa base y subbase), superan los NE requeridos por el diseño. Es por esto que se puede observar una variación en los números estructurales totales para las distintas temperaturas correspondientes a cada región de estudio, diferencia ilustradas en la figura 5.9 (derecha).

Caso contrario ocurre en el caso de la estructura diseñada para una condición de tránsito alto (>60000000 EE) en la Región de Punta Arenas (Figura 5.5, izquierda), donde se puede observar que los números estructurales totales aumentan hasta ser aproximadamente idénticos a los obtenidos en la Región de Valparaíso, esto se debe a que los NEA_{min} junto a los números estructurales de las capas granulares intermedias, no satisfacen los números estructurales totales requeridos por la estructura y estos se deberán alcanzar con el aumento de los espesores de la capa de asfalto, esto se muestra en la figura 5.17 (izquierda), donde se ve que los NEA_{min} son superados por los números estructurales de capa de asfaltos utilizados en el diseño, para la finalidad de alcanzar los números estructurales totales requeridos por el diseño (figura 5.17, derecha), ocasionando espesores similares a los obtenidos en la Región de Valparaíso.

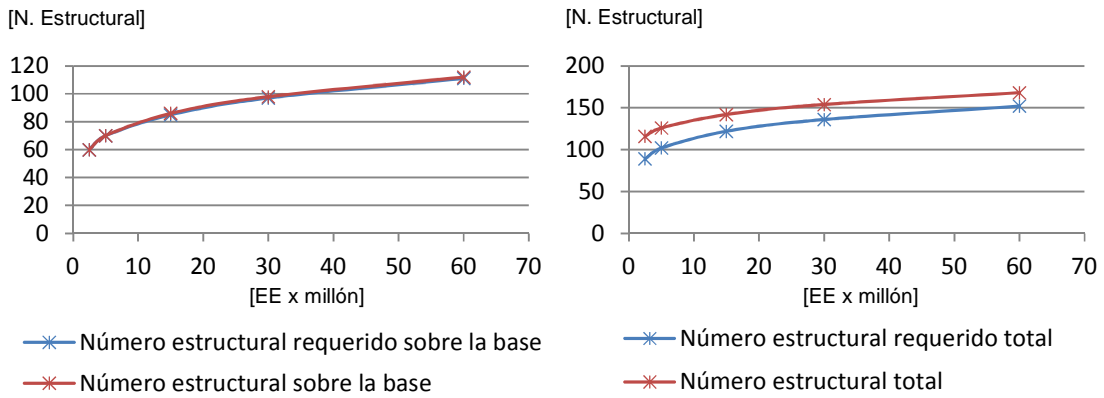


Figura 5.15 - Número estructural sobre la base requerido vs número estructural sobre la base de diseño (derecha) y Número estructural total requerido vs número estructural total de diseño (izquierda), Estructura 2, Arica.

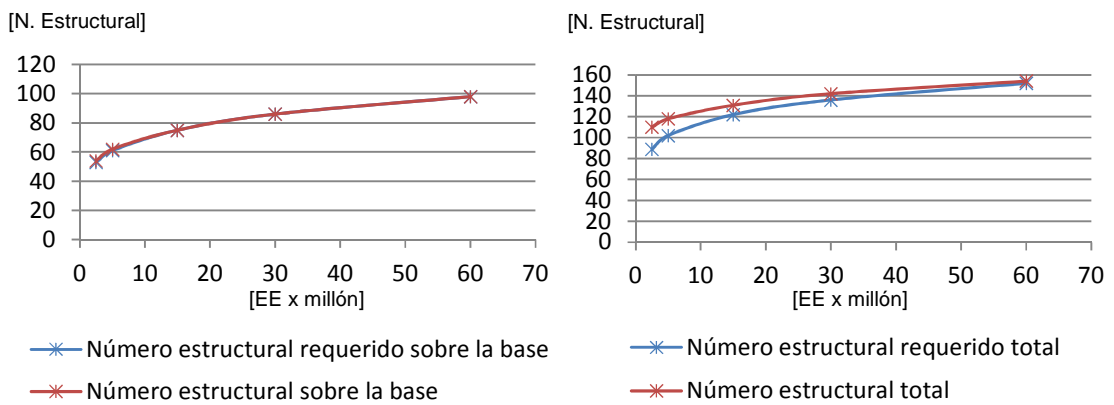


Figura 5.16 - Número estructural sobre la base requerido vs número estructural sobre la base de diseño (izquierda) y Número estructural total requerido vs número estructural total de diseño (derecha), Estructura 2, Valparaíso.

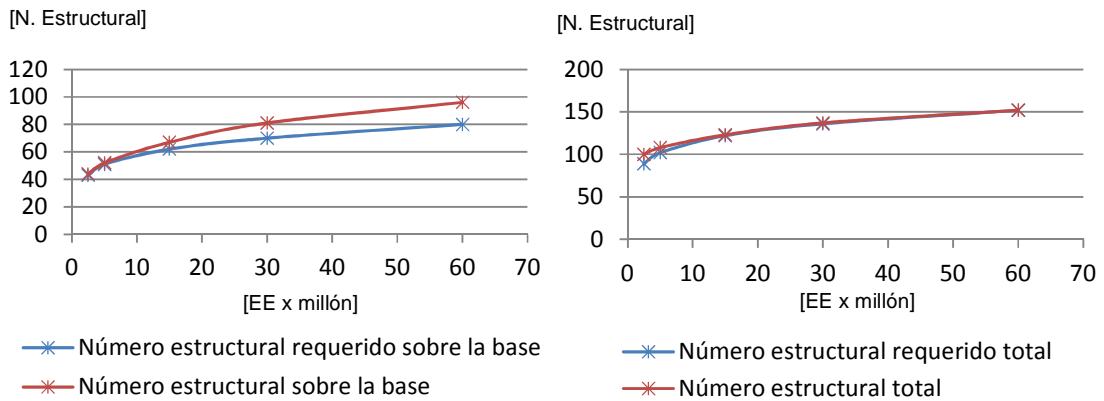


Figura 5.17 - Número estructural sobre la base requerido vs número estructural sobre la base de diseño (izquierda) y Número estructural total requerido vs número estructural total de diseño (derecha), Estructura 2, Punta Arenas.

5.2.2 Método Shell.

El método de diseño SHELL involucra directamente el factor de temperatura en el proceso de diseño de pavimentos, por un lado, a través de los datos de entrada, por medio de la modificación de la capacidad resistente de la capa de asfalto. Esta propiedad se calcula a través del programa de computador SPDM, el cual utiliza la temperatura de servicio del pavimento para la obtención de la rigidez del asfalto, cuya propiedad es necesaria para el cálculo del módulo de rigidez de la mezcla. Por otro lado afecta también en la capacidad admisible de la capa de asfalto (medida a través de la deformación por tracción en la fibra inferior de la capa), la cual se obtiene a través de los monogramas de diseño del Manual Shell, cuyos valores dependen de las propiedades de la mezcla.

Mediante el análisis de las figuras 5.18 y figura 5.19, se puede concluir que para las temperaturas propias de cada Regiones de estudio (las cuales son Arica, Valparaíso y Punta arenas) existen diferencias tanto en las deformaciones admisibles como en las deformaciones obtenidas en el diseño. Lo que permite concluir que el factor temperatura influye realmente en el diseño de pavimentos realizados mediante el método Shell y se refleja en las propiedades de la mezcla como también en las ecuaciones de transferencia que representan los modos de falla específicos del material asfáltico.

Observando las figuras que se muestran a continuación (figura 5.18 y 5.19) se puede concluir que las deformaciones de diseño tienen directa relación con la rigidez de la mezcla asfáltica, al aumentar la temperatura de servicio en una estructura de pavimento resultara en una disminución de la rigidez en la capa de asfalto, por lo cual, la estructura presentara un aumento de las deformaciones producidas por la carga de tránsito. Además si una estructura de una región en particular, donde no se presenta variación en la temperatura de servicio, la cual se proyecta para distintos niveles de tránsito, ocasionara un aumento en los espesores de la capa de asfalto lo que producirá un aumento de la rigidez de esta capa, cuyo resultado será la disminución de las deformaciones producidas en la estructura.

De acuerdo a las deformaciones admisibles de la capa de asfalto, las que se ilustran en la figura 5.18 y 5.19 (izquierda), se puede concluir que estas también tienen directa relación con la rigidez de la mezcla. Las deformaciones admisibles son más limitadas en las Regiones de menor temperatura y a medida que la carga de tránsito aumenta. Esto se debe al aumento de la rigidez presente en las capas, la cual aumenta a medida que crecen los espesores de capas y aumenta también al disminuir la temperatura de servicio de la estructura de pavimento.

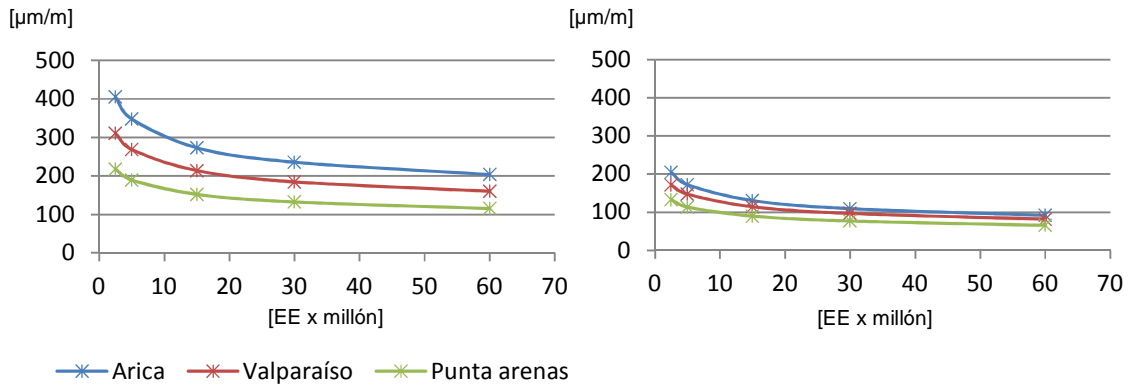


Figura 5.18 - Deformación asfalto admisible (izquierda), Deformación asfalto de diseño (derecha), considerando las distintas temperaturas, Estructura 1.

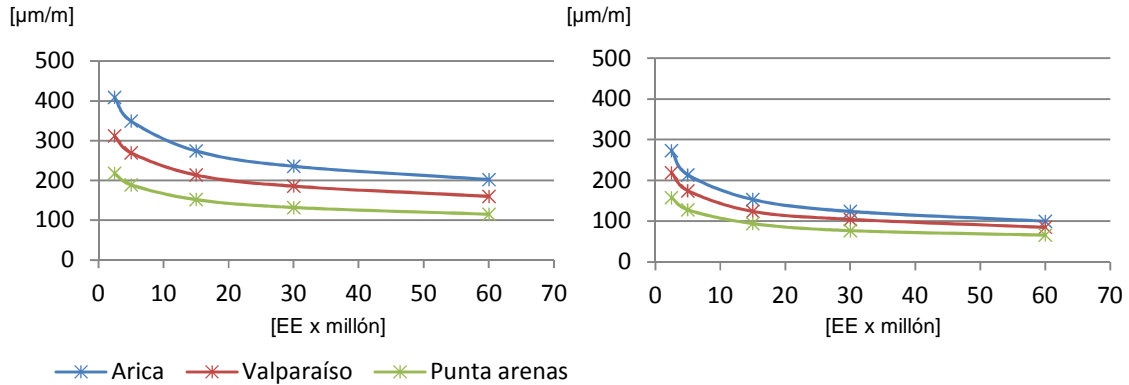


Figura 5.19 - Deformación asfalto admisible (izquierda), Deformación asfalto de diseño (derecha), considerando las distintas temperaturas, Estructura 2.

De los gráficos de las figuras 5.18 y 5.19 se puede observar que las deformaciones de diseño en la capa de asfalto son ampliamente menores que las deformaciones admisibles, se puede establecer entonces, que los diseños de pavimentos realizado por este método no es controlado por los modos de falla producidos en la carpeta asfáltica. Si bien es cierto, la temperatura de diseño sólo afecta las propiedades de la capa de asfalto, pero a medida que la temperatura afecta las propiedades de esta capa, puede influenciar de una u otra forma los esfuerzos recibidos por la

subrasante. El factor temperatura al modificar las propiedades del asfalto producirá un aumento o disminución de los esfuerzos producidos en la subrasante, cuyas modificaciones tendrán como objetivo disminuir los esfuerzos producidos en la subrasante, por lo cual, influencia de igual manera en los resultados de espesores finales de la capa de asfalto, tal como se puede observar en la figura 5.20.

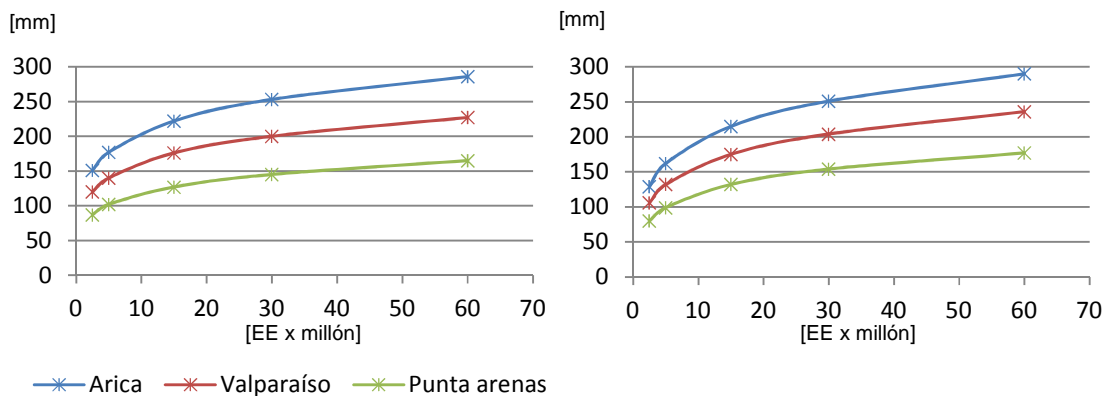


Figura 5.20 - Espesores de asfalto considerando las distintas temperaturas, Estructura 1 (izquierda) y Estructura 2 (derecha).

5.2.3 Método Sudafricano.

El factor temperatura influye en la capacidad resistente del material asfáltico (módulo de rigidez). Si bien es cierto en el diseño de pavimento realizado por el método Sudafricano, se utilizaron las propiedades de la mezcla obtenidas a través del programa de computador BANDS (Método Shell), los valores del módulo de rigidez recomendados por este método igualmente se ven influenciados por este factor (ver punto 3.5.3.1).

La capacidad estructural admisible, en términos de deformación por tracción en la fibra inferior de la capa de asfalto, depende de la categoría de la carretera además del módulo de rigidez de la capa, cuyo valor depende directamente de la temperatura en servicio de la estructura de pavimento. Entonces el factor de temperatura debería afectar directamente el diseño de las estructuras de pavimentos. Esta influencia queda claramente demostrada en las figuras 5.21 y 5.22, donde se puede observar diferencias en las deformaciones admisibles y de diseño de las estructuras en distintas temperaturas.

De estos gráficos se puede concluir, para el caso de las deformaciones de diseño de las capas de asfalto, estas disminuyen a medida que aumenta la carga de tránsito y además al disminuir la temperatura del proyecto, todo eso relacionado al aumento de la rigidez de la carpeta asfáltica, ya que al disminuir la temperatura de proyecto aumenta la rigidez de la estructura. Las estructuras de tránsito alto originan mayores espesores de asfalto, por lo cual de igual manera aumentan la rigidez de la estructura.

En el caso de las deformaciones admisibles en la capa de asfalto se puede observar que para estructuras expuestas a menores temperaturas, las cuales poseen mayores rigideces, como por ejemplo en la Región de Punta Arenas, son más limitadas que en lugares donde se generan rigideces menores como por ejemplo en la Región de Arica, lo que permite concluir que las deformaciones admisibles disminuyen junto con el aumento de rigidez de la capa asfáltica.

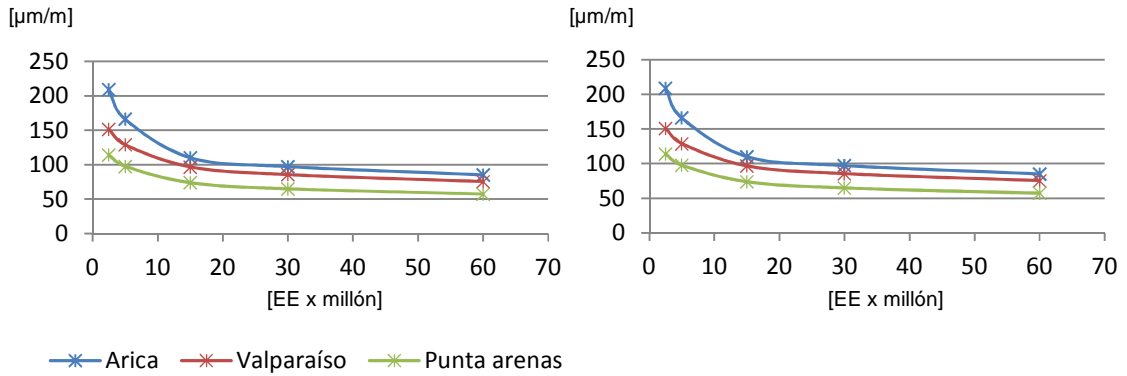


Figura 5.21 - Deformación asfalto admisible (izquierda), Deformación asfalto de diseño (derecha), considerando las distintas temperaturas, Estructura 1 (izquierda) y Estructura 1.

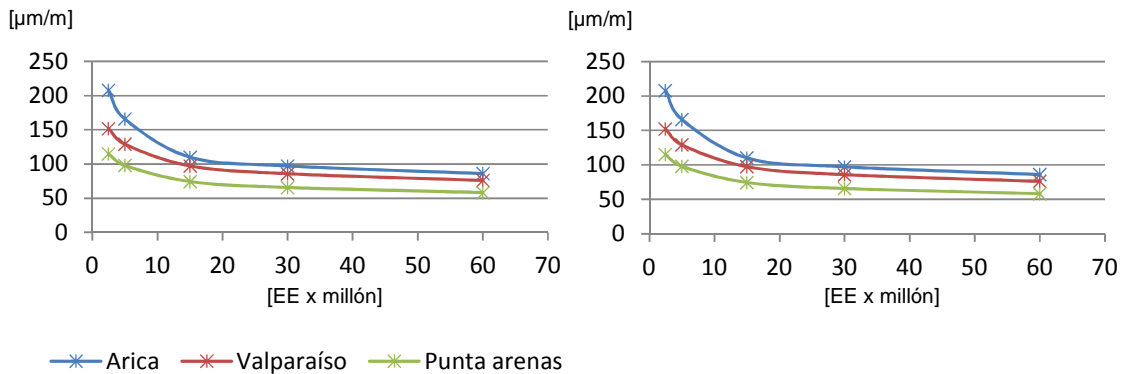


Figura 5.22 - Deformación asfalto admisible (izquierda), Deformación asfalto de diseño (derecha), considerando las distintas temperaturas, Estructura 1 (izquierda) y Estructura 2.

Realizando un análisis comparativo entre las deformaciones admisibles y de diseño, mediante la observación de la figura 5.21 y figura 5.22, se puede concluir que las deformaciones tanto admisibles como de diseño son aproximadamente iguales, esto significa que las estructuras de asfalto diseñadas mediante el método Sudafricano, controla el modo de falla por tracción de las capas de asfalto, los cuales tendrán directa influencia en el diseño final de la estructura de pavimento. Entonces estas estructuras al ser proyectadas en Regiones que presentan distintas

temperaturas, tendrán diferencias marcadas en el diseño, los que se reflejarán en los espesores finales de la carpeta asfáltica, tal como se puede observar en la figura 5.23.

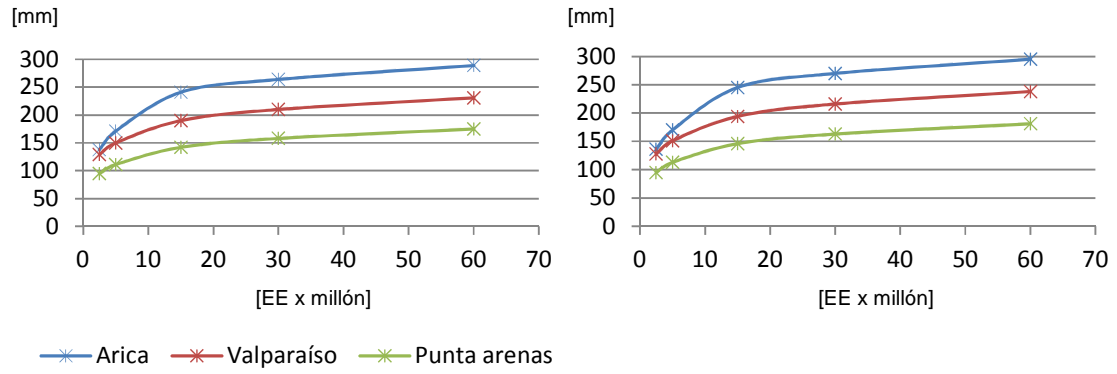


Figura 5.23 - Espesores de asfalto considerando las distintas temperaturas, Estructura 1 (izquierda) y Estructura 2 (derecha).

CAPITULO VI

6. COMPARACION DE DISEÑOS.

En el capítulo anterior se mostró como y de qué manera los parámetros más importantes en el diseño de una estructura de pavimentos flexibles, afectan o influyen en las características finales de una estructura. En este capítulo se dió a entender que existen distintas formas de modelar a una estructura, de acuerdo al ingreso de los parámetros de entrada en las distintas ecuaciones de diseño, consideradas por cada método de diseño, tales como, propiedades de soporte de las capas granulares y capas asfálticas, confiabilidad de diseño, temperatura de servicio, carga de tránsito, como también en los resultados obtenidos por cada método, en términos de sollicitación de tránsito, esfuerzos y deformaciones, los cuales dependen de las consideraciones y restricciones que rigen en cada diseño, por lo cual su comparación resulta bastante complejo. Existe un parámetro en términos de resultados de diseño que converge en los tres métodos de diseño, estos son los espesores de pavimento.

Por un tema de conveniencia, como también una forma de simplificar los análisis y resultados obtenidos a través de cada método de diseño, se mantuvieron los espesores de las capas granulares constantes. En cada caso de estudio se varía solamente los espesores de la capa de asfalto para cumplir con las disposiciones propias de cada método de diseño.

El objetivo de este capítulo es comparar los espesores de la capa asfáltica obtenidos por el método AASHTO, método Shell y método Sudafricano y obtener conclusiones del cómo y porqué una estructura en particular se comporta frente a distintas condiciones al analizarla con distintas metodologías de diseño.

Esta comparación se realizara mediante un gráfico, en el cual se muestra los resultados de los distintos diseños, en términos de espesor de la capa de asfalto, para cada condición de tránsito, temperatura, capacidad de soporte de la subrasante, condiciones definidas en el Capítulo III, de manera de simplificar la comparación entre los distintos métodos de diseño.

Como un análisis de comparación adicional se realiza un estudio de las estructuras diseñadas por medio del método AASHTO, con los programas de diseño utilizados por los métodos de diseño empíricos-mecanicistas. El programa de computador SPDM utilizado por el método Shell y RUBICON utilizado por el método Sudafricano, de modo de entregar un mayor conocimiento de acuerdo a los resultados obtenidos de espesores de cada capa, en función del comportamiento de la estructura frente a la carga de rueda.

6.1 Resultados obtenidos en la Región de Arica.

El gráfico de la figura 1 resume los resultados en términos de espesores de la capa de asfalto (en milímetros), obtenidos a través de las distintas metodologías de diseño en función de la sollicitación de tránsito (en términos de ejes equivalentes). La sollicitación de tránsito se separa en tres niveles, los cuales son tránsito bajo (de $2,5 \times 10^6$ EE a 5×10^6 EE), tránsito medio (de 15×10^6 a 30×10^6 EE) y tránsito alto (solicitaciones mayores a 60×10^6 EE).

Estos resultados fueron extraídos de los diseños realizados en el capítulo IV, a partir de la definición de los distintos parámetros que influyen en el diseño de pavimentos flexibles, tales como, clima, propiedades de las distintas capas granulares, propiedades de la mezcla asfáltica, confiabilidad de diseño, factores que fueron completamente definidos en el Capítulo III.

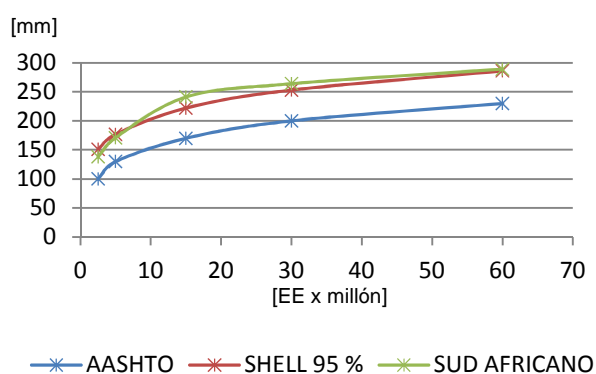


Figura 6.1 - Comparación de espesores de capa de asfalto, Estructura 1 (CBR 20%), Arica.

En el gráfico de la figura 6.1, se puede observar claramente que los métodos de diseño gobernados por la metodología empírico-mecanicista (método Shell y Sudafricano) generan mayores espesores en la capa de asfalto en comparación a los espesores desarrollados por el método empírico (AASHTO) para esta región y esta diferencia se muestra constante para todas las condiciones de tránsito consideradas en el análisis.

De los resultados obtenidos mediante el método Shell y método Sudafricano, se puede observar que son bastante similares, sólo en condiciones de tránsito medio (15×10^6 EE) se puede apreciar mayores diferencias, la cual disminuye en condiciones de tránsito alto.

La diferencia en términos de espesores de la capa de asfalto, que resulta entre los distintos métodos de diseño se puede explicar al recordar el análisis de sensibilidad realizado en el Capítulo V, en relación al parámetro temperatura. En este análisis se concluye que el diseño realizado por el método AASHTO, en relación a los espesores de la capa de asfalto, no se ve influenciado por el factor temperatura, a diferencia de los diseños realizados por los métodos empírico-mecanicistas, en los cuales este parámetro presenta una influencia significativa en el diseño.

En estos métodos de diseño (empírico-mecanicista), al aumentar la temperatura de servicio, el módulo resiliente de la capa asfáltica disminuye, lo que provoca la generación de mayores espesores de la capa de asfalto en comparación con los resultados obtenidos en otras regiones, que presentan menores temperaturas de servicio.

En el gráfico de la figura 6.1 se puede además apreciar que existen diferencias entre los métodos empíricos-mecanicistas, ambos métodos de diseño analizan las distintas deformaciones producidas en la estructura y a través de estas, definen la capacidad resistente de las distintas capas que componen un pavimento. Se puede observar en la figura 6.2 y figura 6.3, que las deformaciones alcanzadas tanto en la subrasante como también en la capa asfáltica obtenidas mediante los programas de diseño, el programa BISAR empleado para el método SHELL y RUBICON utilizado por el método Sudafricano, son aproximadamente iguales, esto demuestra que los resultados (espesor de la capa de asfalto) obtenidos por la aplicación de una carga de rueda, en términos de esfuerzos y deformaciones no se ven influenciados por la aplicación de un programa en particular.

Ahora analizando las deformaciones admisibles impuestas por cada método de diseño se puede observar que en estas si existen diferencias. Al observar la figura 6.2, se puede distinguir claramente que el método Shell es más restrictivo en las deformaciones producidas en la subrasante. Al examinar la figura 6.3, se puede observar que para las deformaciones producidas en la capa de asfalto, el método Sudafricano es el más restrictivo, esto explica las diferencias entre los resultados de espesores de asfalto obtenidos entre los métodos empíricos-mecanicistas.

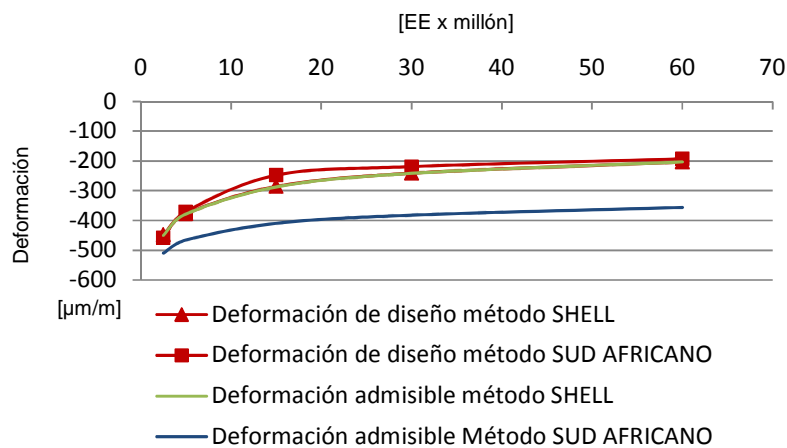


Figura 6.2 - Comparación de deformaciones de compresión de diseño y admisible de la subrasante, Método Shell v/s Sudafricano.

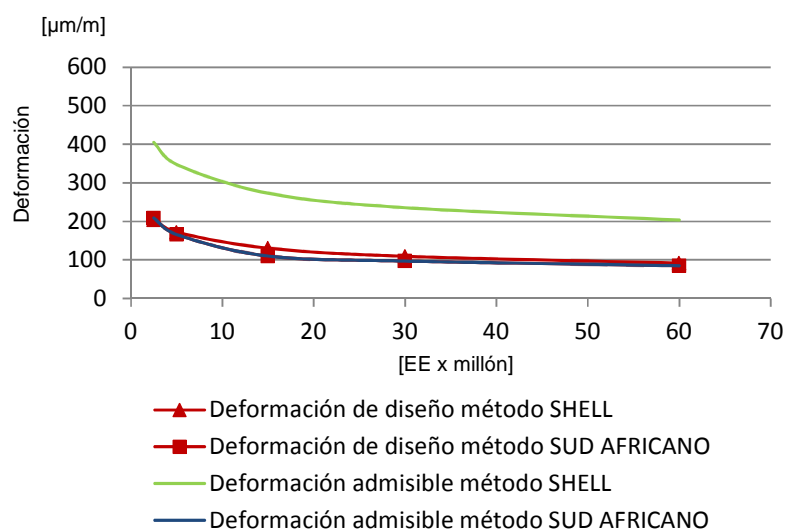


Figura 6.3 - Comparación de deformaciones de tracción de diseño y admisible de la capa asfáltica, Método Shell v/s Sudafricano.

En adición al análisis comparativo que se realizó en función de los distintos resultados de espesores de asfalto, se evalúa el diseño de una estructura cuyo espesor de la capa asfáltica se obtuvo mediante el método AASHTO y se verifica con las disposiciones utilizadas por el método Shell y método Sudafricano. Para las cuales se obtiene el nivel de tránsito y vida de servicio que esta estructura soporta durante la aplicación de dicha carga de tránsito, además el modo de falla y el origen de esta.

Tabla 6.1 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito bajo, Región de Arica, Estructura 1.

Método de diseño	Tránsito de diseño original $2,5 \times 10^6$ EE				Tránsito de diseño original 5×10^6 EE			
	Espesores capa de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida útil	Modo de falla	Espesores capa de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida útil	Modo de falla
AASHTO	100	SUD - 0,53	4	Piel de cocodrilo	130	SUD - 0,96	4	Piel de cocodrilo
		SHELL - 0,62	5	Ahuellamiento		SHELL - 1,44	6	Ahuellamiento
SHELL	151	2,5	20	NF	177	5	20	NF
SUD AFRICANO	138	SHELL - 1,8	14	Ahuellamiento	171	SHELL - 4,37	17	Ahuellamiento
Espesor capa granular (mm)	180							

En la tabla 6.1 se muestran los espesores de la capa de asfalto obtenidos mediante los métodos AASHTO, método Shell y método Sudafricano. En esta tabla se muestra los espesores de la capa

de asfalto resultantes del diseño para la condición de tránsito bajo (que corresponde de $2,5 \times 10^6$ EE a 5×10^6 EE). Para esta condición de tránsito se considera una vida de diseño de 20 años.

Si se analizan el resultado obtenido mediante el método AASHTO, en el caso de un nivel de tránsito de $2,5 \times 10^6$ EE, la estructura presenta una capa de asfalto de 100 mm de espesor. Si esta misma estructura se analiza con las disposiciones de diseño empleadas por el método Sudafricano, esta presenta fallas por tracción en la porción inferior de la capa de asfalto lo que provoca la aparición de grietas, las cuales se propagan hasta la superficie de la capa, provocando las fallas denominadas "piel de cocodrilo". Esta estructura sólo es capaz de soportar una carga de tránsito de $0,53 \times 10^6$ EE, de un total de $2,5 \times 10^6$ EE. Según el Método Sudafricano la estructura puede soportar la carga de tránsito durante 4 años, la cual debe ser reparada para continuar prestando sus servicios de manera cómoda y segura para el usuario.

Ahora, si en esta estructura se adopta las disposiciones de diseño utilizadas por el método Shell. Se puede concluir que esta no posee los espesores adecuados para soportar el tránsito de diseño y falla como resultado de esfuerzos verticales excesivos generados en la subrasante, esto provoca una deformación permanente en la capa, lo que se traduce en un ahuellamiento en la superficie pavimento. Si se considera que las condiciones de tránsito aplicadas en el análisis fueron proyectadas para una vida útil de 20 años, se puede concluir que para las sollicitaciones de $2,5 \times 10^6$ EE, esta estructura presenta fallas antes del término de vida de diseño considerada, soportando solamente un nivel de tránsito de $0,62 \times 10^6$ EE durante 5 años de servicio.

Ahora si se examina y compara exclusivamente los espesores de asfalto obtenidos por medio de los métodos empíricos-mecanicistas, se puede apreciar en la tabla 6.1 que existe una diferencia de 13 mm entre los resultados de espesores de la capa asfáltica.

Si se analiza los resultados obtenidos por el método Sudafricano, para una carga de tránsito de $2,5 \times 10^6$ EE, esta estructura alcanza 138 mm de espesor. Si este espesor se compara con los resultados y disposiciones del método Shell, no sería el adecuado para el tránsito considerado durante la vida de diseño del pavimento. Esta estructura presenta fallas por ahuellamiento superficial, la cual genera un aumento en la vida útil en comparación al pavimento obtenido con el método AASHTO y solo tiene que recurrir a tareas de reparación después de 14 años de servicio. Esta estructura es capaz de soportar una carga de tránsito de $1,8 \times 10^6$ EE de un total de $2,5 \times 10^6$ EE.

Se puede concluir que el diseño óptimo de las estructuras de pavimento para el nivel de tránsito de $2,5 \times 10^6$ EE es el desarrollado mediante el método Shell. Este método es más restrictivo en la evaluación de deformaciones producidas en la subrasante, por lo tanto, se puede asegurar que esta estructura no presenta fallas por ahuellamiento superficial. Además esta estructura tiene un espesor mayor que el obtenido por medio del método Sudafricano, el cual es un método más restrictivo en la definición de la deformación admisible en la capa de asfalto, por este motivo se puede descartar la producción de alguna falla en esta estructura de pavimento.

En el caso de un nivel de tránsito de 5×10^6 EE, la estructura diseñada por el método AASHTO obtuvo un espesor de 130 mm, el cual también no es suficiente para satisfacer las disposiciones de los métodos empíricos-mecanicistas. Esta estructura si se analiza con las ecuaciones de diseño del método Sudafricano, solo es capaz de soportar un nivel de tránsito de $0,96 \times 10^6$ EE (de un total de 5×10^6 EE), durante 4 años de servicio antes de presentar grietas provocadas por tracción

en la capa de asfalto. Ahora al analizar esta misma estructura con la metodología empleada por el método Shell, esta presenta un aumento en el nivel de tránsito en comparación con el método Sudafricano, pero aún no es suficiente, esta estructura soporta un nivel de tránsito de $1,44 \times 10^6$ EE de un total de 5×10^6 EE durante un total de 6 años de servicio, la cual posteriormente presenta fallas de ahuellamiento en la superficie.

Ahora analizando los resultados de espesores correspondientes a la capa de asfalto, obtenidos mediante los métodos empíricos-mecanicistas, para un nivel de tránsito de 5×10^6 EE, la estructura óptima para este nivel de tránsito es la estructura resultante del método Shell, la cual no presenta fallas durante la vida de diseño considerada originalmente en el diseño.

Si se analiza la estructura obtenida mediante el método Sudafricano, esta no posee los espesores adecuados para el tránsito considerado en el diseño. Si la capa de asfalto de 171 mm de espesor resultante del diseño Sudafricano se compara con las disposiciones de diseño del método Shell, esta falla a los 17 años de servicio, soportando la cantidad de $4,37 \times 10^6$ EE de un total de 5×10^6 EE, considerados inicialmente en el diseño.

Tabla 6.2 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Arica, Estructura 1.

Tránsito de diseño original 15×10^6 EE					Tránsito de diseño original 30×10^6 EE			
Método de diseño	Espesores capa de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida útil	Modo de falla	Espesores capa de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida útil	Modo de falla
AASHTO	170	SUD - 2,23	3	Piel de cocodrilo	200	SUD-6,62	4	Piel de cocodrilo
		SHELL - 4,27	6	Ahuellamiento		SHELL-9,09	6	Ahuellamiento
SHELL	222	SUD - 8,7	12	Piel de cocodrilo	253	SUD-21,74	14	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	241	15	20	NF	264	30	20	NF
Espesor capa granular (mm)	180							

La tabla 6.2 muestra los resultados en términos de espesor de la capa de asfalto para la condición de tránsito medio, considerados en una vida de diseño de 20 años

En el nivel de tránsito de 15×10^6 EE, el diseño AASHTO obtiene un espesor en la capa de asfalto de 170 mm, el cual si se compara con los espesores resultantes de los métodos de diseño empíricos-mecanicistas resulta demasiado bajo. Si a la estructura de 170 mm de espesor se aplican los criterios utilizados por el método Sudafricano, esta presenta fallas a los 3 años de servicio. La falla se origina por esfuerzos horizontales excesivos en la capa de asfalto, causando la aparición de grietas en un nivel de tránsito de $2,23 \times 10^6$ EE.

Si esta estructura se analiza con los principios utilizados por el método Shell, presenta fallas de ahuellamiento en la superficie de la capa de asfalto a escasos años de puesta en servicio, como

consecuencia de una deformación de compresión superior a la deformación admisible de la subrasante definida por el método Shell. Esta estructura resiste un nivel de tránsito de 4×10^6 EE de un total de 15×10^6 EE considerados en el diseño.

Al analizar las estructuras diseñadas para un nivel de tránsito de 15×10^6 EE, sólo enfocándose en los espesores de la capa de asfalto obtenidos mediante los métodos empíricos-mecanicistas, se puede notar un cambio en relación al análisis realizado en las estructuras diseñadas para condiciones de tránsito bajo, ahora el espesor mayor de la capa de asfalto se obtiene por medio del método Sudafricano. Estas estructuras alcanzan un espesor de 241 mm.

La estructura diseñada mediante el método Shell alcanza un espesor de 222 mm, la cual si se analiza con los criterios propuestos por el método Sudafricano presenta las fallas denominadas "piel de cocodrilo" a los 12 años de servicio.

Examinando las estructuras diseñadas para un nivel de tránsito de 30×10^6 EE (mostrados en la tabla 6.2) se puede concluir que nuevamente existe una diferencia entre los espesores de la capa asfáltica obtenidos por medio del método empírico con los espesores resultantes de los métodos empíricos-mecanicistas.

En el caso del diseño realizado a través del método AASHTO, se obtiene una capa de asfalto de 200 mm de espesor, el cual no es suficiente para satisfacer las deformaciones admisibles de las distintas capas de la estructura, obtenidas por los métodos de diseño empírico-mecanicistas.

Si esta estructura se analiza con las disposiciones del método Sudafricano, presenta fallas a los 4 años de servicio, las cuales se originan por esfuerzos excesivos de tracción producidos en la capa de asfalto (piel de cocodrilo). Si esta misma estructura se analiza con las ecuaciones de diseño pertenecientes al método Shell presenta fallas por ahuellamiento a los 6 años de servicio, la cual soporta solamente un nivel de tránsito de 9×10^6 EE de un total de 30×10^6 EE.

Al comparar solamente los resultados de espesores de la capa asfáltica desarrollados por el método Shell y Sudafricano, se puede deducir que el espesor de la capa de asfalto obtenido por medio del método Shell, es el óptimo para asegurar un adecuado comportamiento estructural de la subrasante para el nivel tránsito de 30×10^6 EE (debido a que la deformación producida en esta capa, es más limitada por las ecuaciones de diseño desarrolladas por el método Shell), pero no es suficiente para satisfacer las condiciones de diseño propuestas por el método Sudafricano. Este método de diseño incluye un parámetro de confiabilidad en la capa asfáltica, por esto requiere mayores espesores de la capa de asfalto en comparación con el espesor obtenido por medio del método Shell.

Las estructuras diseñadas por el método Shell presentan fallas a los 14 años de servicio, las cuales presentarían grietas en la capa de asfalto en un nivel de tránsito de 21×10^6 EE.

Tabla 6.3 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito alto, Región de Arica, Estructura 1.

Tránsito de diseño original 60 x 10 ⁶ EE				
Método de diseño	Espesores capa de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida útil	Modo de falla
AASHTO	230	SUD - 10,87	4	Piel de cocodrilo
		SHELL - 18,15	6	Ahuellamiento
SHELL	286	SUD - 54,85	18	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	289	60	20	NF
Espesor capa granular (mm)	180			

La tabla 6.3 muestra los resultados en términos de espesores de la capa asfáltica desarrollados por el método de diseño AASTHO, método Shell y método Sud africano, para un nivel de tránsito de 60 x10⁶ EE en la Región de Arica.

Como se puede observar en la tabla 6.3 el diseño realizado por medio del método AASHTO, nuevamente no está dentro de los márgenes adecuados si se comparan con los diseños realizados mediante los métodos empíricos-mecanicistas, considerando la temperatura de servicio a que está expuesta dicha estructura. Esta estructura tiene un espesor de pavimento de 230 mm, la cual si se compara con el espesor resultante del método Sudafricano tiene una diferencia de 59 mm. Por lo cual alcanza una deformación superior a la deformación admisible obtenida por la ecuación de diseño perteneciente al método Sudafricano para la capa de asfalto.

Además si la misma estructura diseñada por el método de diseño AASHTO, se evalúa con las deformaciones límites impuestas por el método Shell, presenta fallas de ahuellamiento a los 6 años de servicio y solo puede soportar un nivel de tránsito de 18 x 10⁶ EE de un total de 60 x10⁶ EE considerados originalmente en el diseño.

Analizando las estructuras diseñadas por los métodos Shell y método Sudafricano, se puede observar en la tabla 6.4, que presentan aproximadamente los mismos espesores. El espesor alcanzado por el método Shell es solamente 3 mm inferior al método Sudafricano, lo que provoca una disminución de 2 años en la vida de servicio, si es que esta estructura se evalúa con las disposiciones utilizadas por el método Sudafricano.

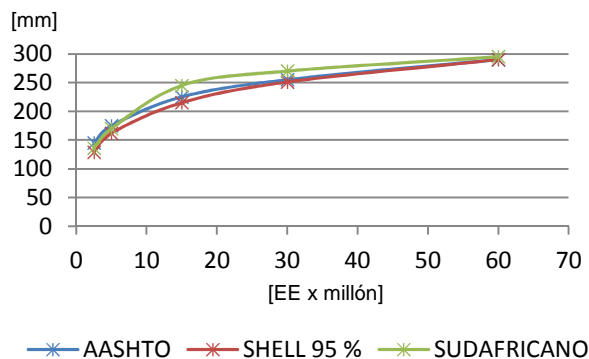


Figura 6.4 - Comparación de espesores de capa de asfalto, Estructura 2 (CBR 4 %), Arica.

La Estructura 2 se diferencia de la Estructura 1, porque posee una menor capacidad de soporte en la subrasante (CBR 4%) y en consecuencia se agrega una capa granular intermedia adicional (subbase) de 250 mm de espesor.

La figura 6.4 representa el resumen de los resultados de diseño, a través de espesor de la capa de asfalto, obtenidos a partir de la aplicación de los tres métodos de diseño estudiados en esta memoria, aplicados en la Región de Arica. La descripción y resultados completos de los diseños se encuentran en el Capítulo IV.

Como se puede apreciar en el gráfico de la figura 6.4, los espesores de la capa de asfalto de la estructura presentan espesores similares tanto en las metodologías de diseño empírico, como también en las metodologías empírico-mecanicista, para todos los niveles de tránsito (tránsito bajo, tránsito medio y tránsito alto), incluso para condiciones de tránsito bajo (que corresponde a un nivel de $2,5 \times 10^6$ EE a 5×10^6 EE), los diseños realizados mediante el método AASHTO presentan espesores de la capa de asfalto mayores a los pavimentos diseñados con el método Shell y método Sudafricano.

La mayor diferencia entre los resultados de diseño se originan en el nivel de tránsito medio, donde se puede apreciar que el método Sudafricano genera mayores espesores de la capa de asfalto, pero esta diferencia disminuye a medida que aumenta el nivel de tránsito. Finalmente en la condición de tránsito alto, los tres métodos de diseño resultan en espesores de asfalto bastante similares.

Tabla 6.4 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito bajo, Región de Arica, Estructura 2.

Tránsito de diseño original 2,5 x 10 ⁶ EE					Tránsito de diseño original 5 x 10 ⁶ EE			
Método de diseño	Espesores capa de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida útil	Modo de falla	Espesores capa de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida útil	Modo de falla
AASHTO	145	SUD - 3,71	30	NF	175	SUD - 5,95	24	NF
		SHELL - 3,53	28			SHELL - 6,64	27	
SHELL	129	AASHTO - 0,7	6	F	162	AASHTO - 2,5	10	F
		SUD - 1,98	16	Piel de cocodrilo		SUD - 3,71	15	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	136	AASHTO - 1,0	8	F	170	AASHTO - 3,3	13	F
Base granular (mm)	200							
Subbase granular (mm)	250							

La tabla 6.4 muestra los resultados obtenidos de espesor de la capa de asfalto desarrollado por los métodos AASHTO, método Shell y método Sudafricano, para la condición de tránsito bajo y el cual se considera en una vida de diseño de 20 años.

El método AASHTO para un nivel de tránsito de 2,5 x 10⁶ EE, genera una capa de asfalto de 145 mm de espesor, el cual es superior al método Shell (129 mm) y método Sudafricano (136 mm).

Esta estructura, al poseer un espesor mayor en la capa de asfalto que el pavimento obtenido por medio del método Shell, se descarta fallas de ahuellamiento en la capa de asfalto durante los 20 años de servicio considerado originalmente en el diseño, debido a que el método Shell es más restrictivo en las deformaciones producidas en la subrasante (figura 6.6). Incluso esta estructura alcanza a soportar una carga de tránsito de aproximadamente de 4 x 10⁶ EE antes de presentar fallas por compresión en la subrasante (al analizar esta estructura con las ecuaciones de la deformación admisible de la subrasante, usadas por el método de diseño del Manual Shell).

Además la estructura alcanza mayores espesores de la capa asfáltica que los espesores obtenidos por medio del método Sudafricano, por lo cual se descartan las fallas denominadas "piel de cocodrilo", por la razón que este método, es el tipo de diseño que más restringe las deformaciones producidas en la capa de asfalto (figura 6.5). La capa de asfalto de 145 mm es capaz de soportar durante aproximadamente 28 años la carga de tránsito, si es que esta estructura se analiza con las disposiciones del método Sudafricano.

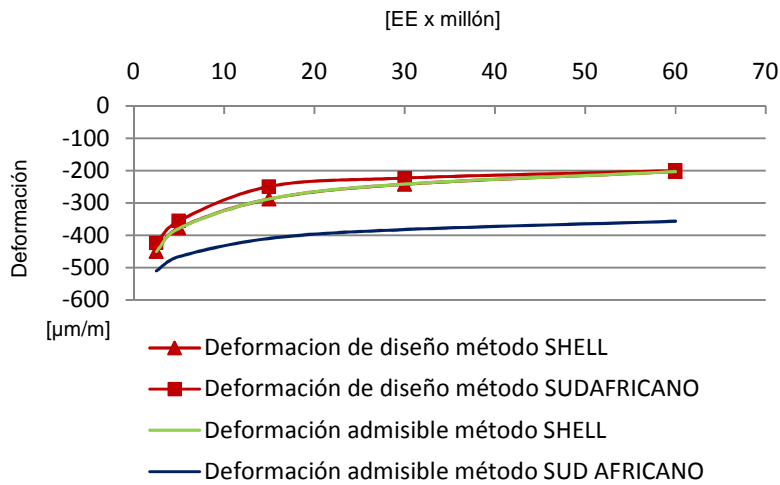


Figura 6.5 - Comparación de deformaciones de compresión de diseño y admisible de la subrasante, Método Shell v/s Sudafricano.

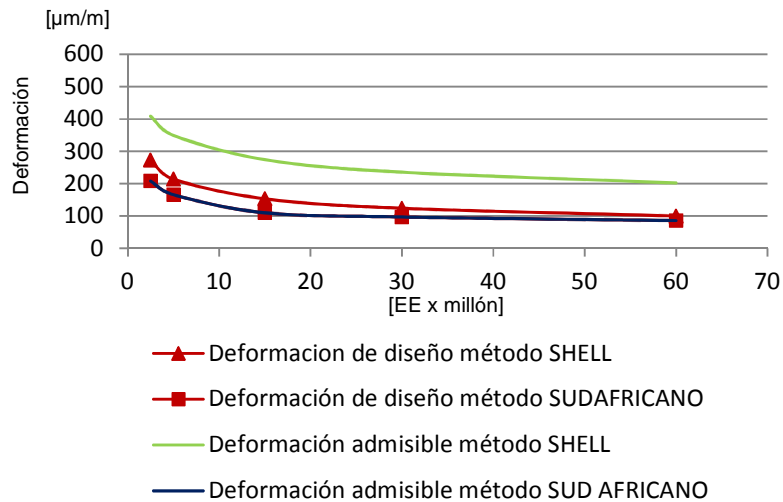


Figura 6.6 - Comparación de deformaciones de diseño y admisibles de la capa, Método Shell v/s Sudafricano.

Si se realiza un análisis comparativo entre los métodos de diseño empíricos-mecanicistas para un nivel de tránsito de $2,5 \times 10^6$ EE, se puede suponer que los espesores de la capa de asfalto obtenidos por medio del método Shell, son los óptimos para asegurar el adecuado comportamiento estructural de la subrasante (debido a que la deformación producida en esta capa, es más limitada por las ecuaciones de diseño desarrolladas por el método Shell), pero no es suficiente para satisfacer las condiciones de diseño propuestas por el método Sudafricano, la cuales al aplicarlas al pavimento obtenido por medio del método Shell, esta estructura presenta grietas en la capa de

asfalto a los 16 años de servicio, en un nivel de tránsito de aproximadamente 2×10^6 EE, de un total de $2,5 \times 10^6$ EE considerado originalmente en el diseño.

La diferencia entre los espesores de asfalto desarrollado por los métodos de diseño empíricos-mecanicistas, se explica porque el método Sudafricano aplica criterios de confiabilidad para el diseño de la capa asfáltica, generando en la mayor parte de los casos de estudio, espesores mayores de la capa de asfalto, si esta estructura se compara con el diseño obtenido mediante el método Shell.

Para un nivel de tránsito de 5×10^6 EE, la estructura resultante de la aplicación del método de diseño AASHTO genera una capa de asfalto de mayor espesor. La diferencia en el espesor de la capa asfáltica que resulta entre el método de diseño empírico y los métodos empíricos-mecanicistas disminuye para este nivel de tránsito, alcanzando los 13 mm de diferencia con el método de diseño Shell y solo 5 mm con el método de diseño Sudafricano.

Al analizar la estructura diseñada con el método AASHTO con las disposiciones de los métodos de diseño Shell y Sudafricano, se puede suponer que estas no presentaría fallas en ningún nivel de la estructura, debido a que posee espesores superiores a los obtenidos por el método Shell (diseño en el cual controla el comportamiento de la subrasante). Además tiene un espesor superior al obtenido mediante el método Sudafricano, diseño en el cual controla el comportamiento de la capa de asfalto.

Comparando la capa asfáltica resultante de los métodos de diseño empíricos-mecanicistas, el método Sudafricano genera el mayor espesor de asfalto.

Al analizar la estructura diseñada por medio del método Shell, con las disposiciones empleadas por el método Sudafricano, esta alcanza un nivel de tránsito de aproximadamente 4×10^6 EE de un total de 5×10^6 EE, la cual presenta fallas denominadas "piel de cocodrilo" en los 15 años de servicio.

Tabla 6.5 - Modo de falla de la estructura de pavimento, transito alto, Región de Arica, Estructura 2.

Tránsito de diseño original 15 x 10 ⁶ EE					Tránsito de diseño original 30 x 10 ⁶ EE			
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida útil	Modo de falla	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida útil	Modo de falla
AASHTO	225	SUD - 8,85	12	Piel de cocodrilo	255	SUD-20,45	14	Piel de cocodrilo
SHELL	215	AASHTO - 13,5	18	F	251	AASHTO-29,8	20	F
		SUD - 8,7	12	Piel de cocodrilo		SUD-18,47	12	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	245	15	20	NF	270	30	20	NF
Base granular (mm)	200							
Subbase granular (mm)	250							

La tabla 6.5 muestra los resultados de espesores de la capa asfáltica obtenidos para condiciones de tránsito medio. Para un nivel de tránsito de 15 x 10⁶ EE, el método de diseño AASHTO genera un espesor de la capa de asfalto de 225 mm, el método Shell de 215 mm y el método Sudafricano un espesor de 245 mm.

El diseño realizado por el método AASHTO, para un nivel de tránsito de 15 x 10⁶ EE, genera un espesor superior al alcanzado por el método de diseño Shell, por lo cual se puede descartar la aparición de fallas de ahuellamiento en la superficie de asfalto, ya que como se ha dicho anteriormente, este método de diseño es más restrictivo en la obtención de las deformaciones admisibles de la subrasante, este análisis se puede observar en la figura 6.5.

Pero al analizar la Estructura 2, la cual tiene un espesor de 225 mm de pavimento (diseño realizado con el método AASHTO) con la metodología empleada por el método Sudafricano, esta estructura presenta fallas por esfuerzos excesivos de tracción producidos en la capa de asfalto (piel de cocodrilo) y es capaz de soportar un nivel de tránsito total de aproximadamente 9 x 10⁶ EE de un total de 15 x 10⁶ EE considerados originalmente en el diseño y solo alcanza una vida útil de 12 años.

Si se realiza una comparación solo entre los espesores obtenidos por las metodologías empírico-mecanicistas, en la tabla 6.4 se puede apreciar que el método Shell alcanza un espesor de pavimento de 215 mm, el cual se puede suponer como el espesor óptimo para asegurar que la subrasante no presente fallas por los esfuerzos producidos por la aplicación de la carga de rueda, en el nivel de tránsito de 15 x 10⁶ EE. Pero estos espesores no serían suficientes para descartar fallas por agrietamiento en la capa de asfalto, si esta estructura es analizada con las restricciones utilizadas por el método Sudafricano, el cual es un método que considera en el diseño la variabilidad presente en las propiedades de la capa asfáltica, el espesor de 215 mm no sería suficiente para controlar la aparición de grietas, esta estructura presenta fallas denominadas "piel de cocodrilo" en un nivel de tránsito de aproximadamente 9 x 10³ EE de un total de 15 x 10⁶ EE. En esta estructura se originan fallas antes de los 20 años de servicio considerados inicialmente en el diseño.

Para un nivel de tránsito de 30×10^6 EE el método AASHTO obtiene una estructura de pavimento con un espesor de la capa asfáltica de 255 mm, el cual sería suficiente para asegurar el adecuado comportamiento estructural del pavimento según las disposiciones de diseño del método Shell, pero nuevamente no cumple con las condiciones de diseño impuestas por el método Sudafricano, el cual genera un pavimento de 270 mm para este nivel de tránsito, como consecuencia la estructura no consigue alcanzar los años de servicio considerado originalmente en el análisis.

Las grietas en la capa de asfalto aparecen en un nivel de tránsito de 20×10^6 EE, debido a que el espesor de esta estructura no es el adecuado para soportar los esfuerzos de tracción producidos por la carga de tránsito.

Si se realiza una comparación entre los resultados obtenidos entre los métodos Shell y Sud africano, en la tabla 6.5 se puede apreciar que el espesor resultante del método Shell alcanza los 251 mm, el cual podría no ser suficiente, ya que este método de diseño no entrega pautas sobre la aplicación de algún factor de confiabilidad en el diseño de la capa de asfalto.

El método Sudafricano, sí aplica criterios de confiabilidad para en la capa de asfalto y origina un espesor superior en comparación con el espesor de la capa de asfalto obtenido por medio del método Shell. Para un nivel de tránsito de 30×10^6 EE, el método Sudafricano origina un espesor de la capa de asfalto de 270 mm, espesor que satisface las disposiciones de todos los métodos de diseño.

Tabla 6.6 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Arica, Estructura 2.

Tránsito de diseño original 60×10^6 EE				
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	290	SUD-53,35	18	Piel de cocodrilo
SHELL	290	SUD-53,36	18	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	295	60	20	NF
Base granular (mm)	200			
Subbase granular (mm)	250			

La tabla 6.6 contiene el resultado de los espesores de asfalto obtenidos por las tres metodologías de diseño estudiadas en esta memoria, las cuales alcanzan espesores similares para la condición de tránsito alto, la que corresponde a 60×10^6 EE.

La estructura diseñada por el método AASHTO alcanza un espesor de la capa de asfalto de 290 mm, al igual que el diseño realizado por el método Shell, por lo cual se puede asegurar que esta estructura no tendrá fallas en la subrasante, porque el método Shell es más restrictivo en el

análisis de las deformaciones producidas en esta capa. Pero este espesor no es suficiente si se compara con el resultado de espesor de la capa asfáltica obtenido por el método Sudafricano, el cual al considerar un factor de confiabilidad en el diseño en la capa de asfalto origina un pavimento de 295 mm.

Las estructuras de pavimento diseñadas por los métodos AASHTO y método Shell, al analizarlas con las disposiciones del método Sudafricano, estas son capaces de soportar una carga de tránsito de 53×10^6 EE, las cuales presentan fallas a los 18 años de servicio de un total de 20 años considerados inicialmente en el diseño.

6.2 Resultados obtenidos en la Región de Valparaíso.

La figura 6.7 muestra un gráfico el cual muestra los espesores de la capa de asfalto obtenidos por medio de las tres metodologías de diseño para distintas condiciones de tránsito (condiciones de tránsito definidos en el capítulo III). Estos espesores se extraen de los diseños realizados del Capítulo IV.

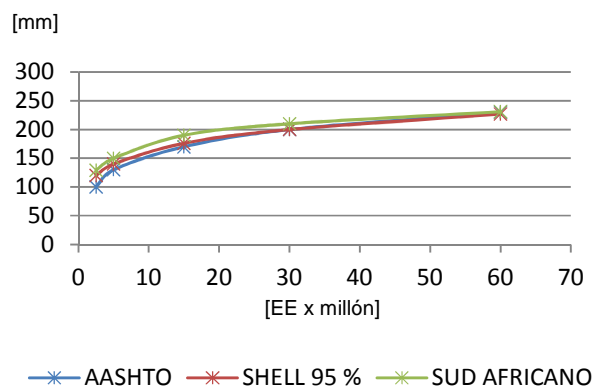


Figura 6.7 - Comparación de metodologías de diseño Estructura 1 (CBR 20%), Valparaíso.

En el gráfico de la figura 6.7 se puede observar que no existen diferencias significativas en los espesores de pavimento obtenidos por medio de los métodos AASHTO, método Shell y método Sudafricano. Pero esta diferencia es mayor a la que puede apreciar en el gráfico.

En las estructuras diseñadas para una condición de tránsito bajo, la diferencia de espesores de la capa de asfalto alcanza hasta 20 mm entre los métodos de diseño empíricos y empíricos-mecanicistas, esta desigualdad disminuye a medida que aumenta la condición de tránsito, logrando espesores similares para todos los métodos de diseño en condición de tránsito alto.

En el análisis de sensibilidad desarrollado en el capítulo V, se demostró que el factor temperatura solo afecta los diseños realizados por medio de los métodos empíricos-mecanicistas, por lo cual

solos estos espesores de asfalto se modificaron en la Región de Valparaíso, en comparación a los obtenidos en la Región de Arica.

En los métodos Shell y Sud africano, al considerar una menor temperatura de servicio, provoca el aumento del módulo resiliente de la capa de asfalto, en consecuencia esta estructura requiere un menor espesor de pavimento para una misma condición de tránsito.

En el método AASHTO, según las conclusiones obtenidas en el análisis de sensibilidad, el parámetro de temperatura influye en la obtención de la capacidad requerida en la capa de asfalto, en términos de números estructurales sobre la base. La diferencia entre la temperatura de la Región de Arica y la Región de Valparaíso (aproximadamente 5°C) no es suficiente para generar distintos espesores en la capa de asfalto entre los diseños realizados en las dos regiones de estudio.

Tabla 6.7 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito bajo, Región de Valparaíso, Estructura 1.

Tránsito de diseño original $2,5 \times 10^6$ EE					Tránsito de diseño original 5×10^6			
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	100	SUD - 0,67	5	Piel de cocodrilo	125	SUD - 1,74	7	Piel de cocodrilo
		SHELL - 1,27	10	Ahuellamiento		SHELL - 3,06	12	Ahuellamiento
SHELL	120	SUD - 1,71	14	Piel de cocodrilo	140	SUD-3,41	14	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	129	2,5	20	NF	150	5	20	-
Capa granular (mm)	180							

La tabla 6.6 muestra los espesores de pavimento obtenidos por medio de los métodos AASHTO, método Shell y método Sud africano, para la condición de tránsito bajo (de $2,5 \times 10^6$ EE a 5×10^6 EE) y para esta se considera una vida de servicio de 20 años.

El método de diseño AASHTO para un nivel de tránsito de $2,5 \times 10^6$ EE, genera un espesor de la capa de asfalto de 100 mm de espesor. Si esta estructura se evalúa con las disposiciones de diseño del método Shell no alcanza el nivel de tránsito considerado en el diseño durante los 20 años de servicio. La capa de asfalto sufre un ahuellamiento en la superficie, consecuencia de una falla por compresión generada en la subrasante, originada por un nivel de tránsito de $1,27 \times 10^6$ EE a los 10 años de servicio.

Si la misma estructura diseñada por el método AASHTO, es ahora analizada con las disposiciones utilizadas por el método Sudafricano, diseño en el cual controla el comportamiento estructural de la capa de asfalto, el espesor de la capa de asfalto no es suficiente para satisfacer las deformaciones

admisibles, esto produce la aparición de grietas en la fibra inferior del pavimento, las cuales se propagan a la superficie, provocando las fallas denominadas “piel de cocodrilo”, en los 5 años de servicio, de un total de 20 años considerados inicialmente en el diseño.

Ahora analizando los resultados de espesores de la capa asfáltica obtenidos mediante los métodos empíricos-mecanicistas, para un nivel de tránsito de $2,5 \times 10^6$ EE, el espesor de la capa de asfalto resultante del método Shell es el óptimo para asegurar un adecuado comportamiento de la subrasante, debido a que este método presenta límites superiores en la deformación producida en esta capa, esto queda demostrado al analizar la figura 6.8.

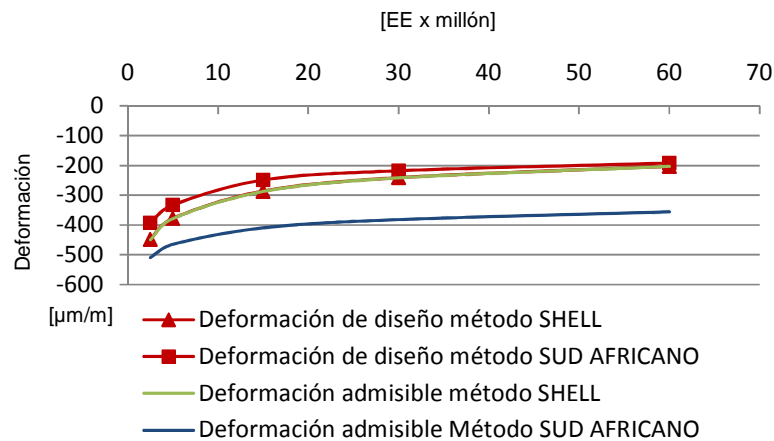


Figura 6.8 - Comparación de deformaciones de diseño y admisibles de la subrasante, Método Shell v/s Sudafricano.

El espesor de 120 mm de pavimento obtenido por medio del método Shell, no es el suficiente para satisfacer las condiciones de deformación de la capa asfáltica, si estas se comparan con las deformaciones admisibles definidas por el método Sudafricano, por la razón que este método de diseño es más restrictivo en las deformaciones desarrolladas en la capa de asfalto, como se puede observar en la figura 6.9.

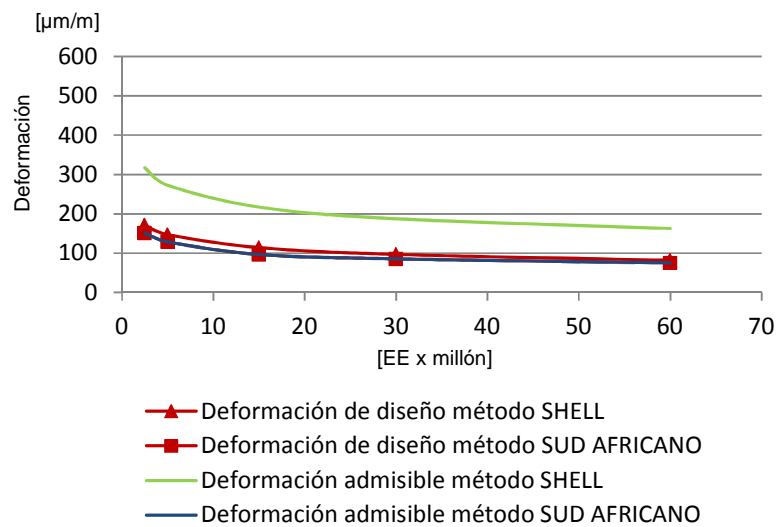


Figura 6.9 - Comparación de deformaciones de diseño y admisibles de la capa de asfalto, Método Shell v/s Sudafricano.

La estructura diseñada por el método Shell, presenta fallas por esfuerzos excesivos de tracción producidos en la fibra inferior de la capa de asfalto, en consecuencia se forman las grietas denominadas “piel de cocodrilo”. El pavimento soporta un nivel de tránsito de $0,67 \times 10^6$ EE de un total de $2,5 \times 10^6$ EE considerados inicialmente en el diseño.

Examinando las estructuras diseñadas para un nivel de tránsito de 5×10^6 EE, se puede observar en la tabla 6.6, que nuevamente el pavimento obtenido a través del método de diseño AASHTO presenta espesores de la capa de asfalto demasiado bajos, si estos se comparan con los espesores que se consiguen a través de los métodos Shell y método Sudafricano.

En el nivel de tránsito de 5×10^6 EE, el método AASHTO obtiene un espesor de la capa asfáltica de 225 mm. Si a este espesor se aplican las disposiciones de diseño utilizadas por el método Shell, esta estructura alcanza la falla a los 12 años de servicio, en un nivel de tránsito de 3×10^6 EE.

Si a esta misma estructura (diseñada por medio del método AASHTO) se aplican los criterios de diseño propuestos por el método Sudafricano, el pavimento presenta fallas “piel de cocodrilo” a los 7 años de servicio, soportando un total de $1,74 \times 10^6$ EE de un total de 5×10^6 EE considerados inicialmente en el diseño.

Al comparar solamente los resultados de espesores de la capa asfáltica desarrollados por el método Shell y método Sudafricano, se puede deducir que los espesores de pavimento obtenidos por medio del método Sudafricano, son los óptimos para asegurar el adecuado comportamiento estructural de todas las capas que componen el pavimento, debido a que este método de diseño es más conservador en los límites de deformación producidas por la carga de rueda en la capa de asfalto (figura 6.9). El método de diseño Shell es más conservador en la evaluación de las deformaciones producidas en la subrasante, entonces al generar un espesor superior de la capa asfáltica en comparación al obtenido por el método Shell, se garantiza que no se producirá una

falla por ahuellamiento en la superficie de pavimento, durante la vida de servicio considerado en el diseño.

Tabla 6.8 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Valparaíso, Estructura 1.

Tránsito de diseño original 15 x 10 ⁶ EE					Tránsito de diseño original 30 x 10 ⁶ EE			
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	165	SUD - 5,96	8	Piel de cocodrilo	200	SUD -22,06	15	Piel de cocodrilo
		SHELL - 10,92	15	Ahuellamiento				
SHELL	176	SUD - 9,28	12	Piel de cocodrilo	200	SUD - 22,06	15	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	190	NF	20	NF	210	NF	20	-
Capa granular (mm)	180							

La tabla 6.8 muestra los resultados, en términos de espesores de a capa de asfalto, para la condición de tránsito medio, los cuales fueron considerados en una vida de diseño de 20 años, obtenidos por medio del método AASHTO, método Shell y método Sud africano.

Para un nivel de tránsito de 15 x 10⁶ EE, el método AASHTO genera un espesor de la capa asfáltica de 165 mm, 11 mm menos que el pavimento logrado por el método Shell y 25 mm menos que el espesor obtenido a través del método Sudafricano. Si este espesor de la capa de asfalto se evalúa con el programa de diseño SPDM, el cual se basa en la metodología utilizada por el método de diseño Shell, se originan deformaciones superiores a las deformaciones admisibles en la subrasante, lo que produce una falla de compresión, a causa de esfuerzos verticales excesivos en la subrasante. Esta estructura es capaz de soportar la carga de tránsito durante aproximadamente 15 años, de un total de 20 años de servicio considerado inicialmente en el diseño.

Si esta estructura se evalúa con las restricciones de deformación utilizadas por el método de Sudafricano, se reduce aún más la vida de servicio, este pavimento soporta la carga de tránsito durante solamente 8 años, en el cual se forman grietas en la fibra inferior de la capa asfáltica (piel de cocodrilo) con una carga de tránsito de aproximadamente 6 x 10⁶ EE.

Ahora analizando exclusivamente los métodos de diseño empíricos-mecanicistas, el método Sudafricano obtiene el mayor espesor de la capa de asfalto, que corresponde a 190 mm.

La estructura diseñada para el nivel de tránsito de 15 x 10⁶ mediante el método Shell alcanza un espesor en la capa de asfalto de 176 mm, la cual si se analiza con los criterios propuesto por el método Sudafricano presenta fallas “piel de cocodrilo” a los 12 años de servicio.

Para un nivel de tránsito de 30×10^6 EE, la estructura diseñada por medio del método AASHTO posee un espesor en la capa de asfalto de 200 mm al igual que el método Shell, por lo cual se descartan fallas de ahuellamiento en la superficie del pavimento.

Pero este espesor de pavimento no es suficiente para las deformaciones producidas en la capa de asfalto, si estas son comparadas con las deformaciones admisibles del método Sudafricano. En este nivel de tránsito, la estructura diseñada por medio del método AASHTO y método Shell alcanzan un nivel de tránsito de 22×10^6 EE de un total de 30×10^6 EE considerados inicialmente en el diseño.

Tabla 6.9 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito alto, Región de Valparaíso, Estructura 1.

Tránsito (x millón)			60	
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	235	60	20	NF
SHELL	227	AASHTO - 54	18	F
		SUD - 53,29	18	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	231	AASHTO - 54	18	F
Capa granular (mm)	180			

La tabla 6.9 contiene los resultados de espesores de la capa asfáltica obtenida por los métodos de diseño empírico y métodos empíricos-mecanicistas para una condición de tránsito alto, en la Región de Valparaíso (14°C).

El diseño de pavimento realizado por medio del método AASHTO genera un espesor de asfalto de 235 mm, el cual es superior al espesor de la capa de asfalto obtenido por medio del método Shell y método Sudafricano. Entonces se puede suponer que esta estructura tienen las características apropiadas en todas las capas del pavimento para soportar el nivel de tránsito de 60×10^6 EE, correspondientes a la condición de tránsito alto, durante los 20 años de servicio considerados originalmente en el diseño de la estructura.

La diferencia que resulta entre el espesor de la capa de asfalto obtenido por medio del método de Shell y método Sudafricano alcanza los 4 mm. Esta diferencia ocasiona la pérdida de algunos años de servicio en el pavimento diseñado mediante el método Shell. Esta estructura al analizarla con las disposiciones del método Sudafricano, soporta una carga de tránsito de 54×10^6 EE y presenta fallas a los 18 años de servicio.

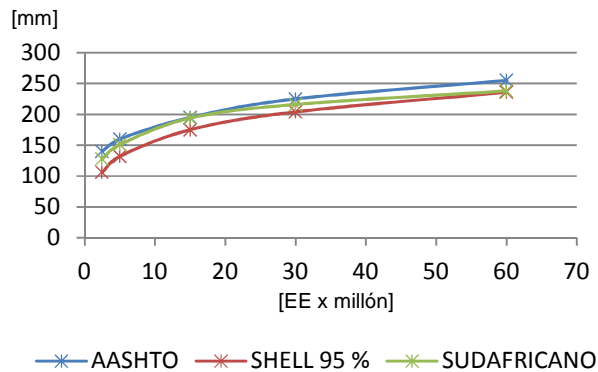


Figura 6.10 - Comparación de metodologías de diseño Estructura 2 (CBR 20%), Valparaíso.

La Estructura 2 posee dos capas granulares intermedias, una capa base de 200 mm de espesor y una capa subbase de 250 mm de espesor, además posee baja capacidad de soporte en la subrasante, la que corresponde a un CBR 4%.

La figura 6.10 resume el resultado en términos de espesor de la capa de asfalto, que se obtienen por medio de las distintas metodologías de diseño vistas en este Trabajo de Título. Los espesores de la capa asfáltica resultantes de cada diseño se extraen del Capítulo IV.

Analizando el gráfico de la figura 6.10, se puede apreciar que los espesores resultantes del método AASHTO son superiores a los espesores obtenidos por medio de los métodos de diseño empíricos-mecanicistas, para todas las condiciones de tránsito consideradas en este análisis, situación que se incrementa en la condición de tránsito alto.

De acuerdo a las conclusiones obtenidas en el análisis de sensibilidad, para el parámetro temperatura, se pudo demostrar que este factor influye en el diseño de pavimento de las metodologías empíricas-mecanicistas, aumentando la capacidad de la mezcla de asfalto en localidades que presentan menores temperaturas de servicio, lo que se traduce en la reducción del espesor de la capa de asfalto, para una misma condición de tránsito.

Tabla 6.10 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Valparaíso, Estructura 2

Tránsito de diseño original $2,5 \times 10^6$ EE					Tránsito de diseño original 5×10^6 EE			
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	140	SHELL – 6,24	50	NF	160	SHELL – 10,31	32	NF
		SUD – 4,19	34	NF		SUD – 7,43	30	NF
SHELL	106	AASHTO-0,5	4	F	132	AASHTO-1,5	6	F
		SUD-0,95	8	Piel de cocodrilo		SUD-2,36	9	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	128	AASHTO-1,5	12	F	151	AASHTO-3,3	13	F
Base granular (mm)	200							
Subbase granular (mm)	250							

La tabla 6.11 muestra los resultados, en términos de espesor de pavimento, obtenidos por medio de las distintas metodologías de diseño vistas en esta memoria. Para un nivel de tránsito de $2,5 \times 10^6$ EE a 5×10^6 EE, los que fueron considerados en una vida de servicio de 20 años.

Analizando los resultados de la capa de asfalto resultantes del método AASHTO, se puede observar que son bastante superiores a los obtenidos mediante las metodologías empíricos-mecanicistas. Por lo cual se puede suponer que esta estructura tiene las características adecuadas para soportar la carga de tránsito durante la vida de servicio considerada en el diseño. Incluso si esta estructura se analiza con las disposiciones utilizadas por el método Shell alcanza un nivel de tránsito total de 6×10^6 EE, de un total de $2,5 \times 10^6$ considerados inicialmente en el diseño.

Al analizar esta misma estructura con las deformaciones admisibles establecidas por el método Sudafricano, esta es capaz de resistir un nivel de tránsito de 4×10^6 EE, de un total de $2,5 \times 10^6$ EE considerados originalmente en el diseño, en la cual, si se mantiene el tránsito diario considerado inicialmente, alcanza una vida de servicio de 34 años.

Realizando una comparación solamente entre los métodos empíricos-mecanicistas, el pavimento de 106 mm de espesor, generado por medio del método Shell es el óptimo para asegurar que en la estructura no se produzcan fallas de ahuellamiento, debido a que este método de diseño es más restrictivo en las deformaciones producidas en la subrasante (este comportamiento se puede apreciar en la figura 6.11).

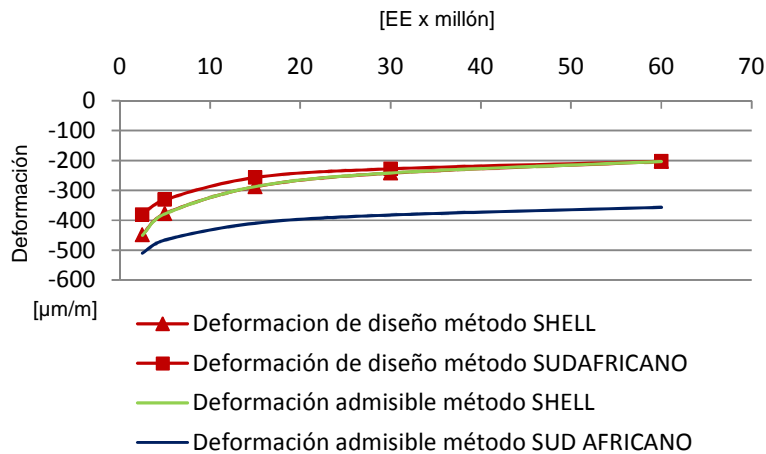


Figura 6.11 - Comparación de deformaciones de compresión de diseño y admisible de la subrasante, Método Shell v/s Sudafricano.

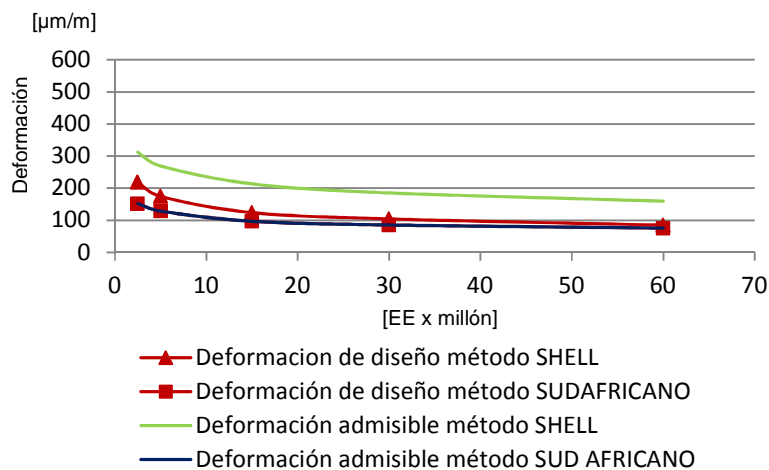


Figura 6.12 - Comparación de deformaciones de compresión de diseño y admisible de la capa de asfalto, Método Shell v/s Sudafricano

Pero este espesor puede no ser el suficiente para asegurar el buen comportamiento estructural de la capa de asfalto, debido a que este método de diseño (método de diseño Shell) no adopta factores de confiabilidad en el diseño de la capa de pavimento. El método Sudafricano si aplica factores de confiabilidad en la capa de asfalto, razón por la cual genera espesores superiores de asfalto.

La capa de asfalto de 128 mm de espesor, desarrollado por medio del método Sudafricano asegura el adecuado comportamiento estructural de todas las capas que componen el pavimento.

El diseño realizado por medio del método AASHTO en un nivel de tránsito de 5×10^6 EE, nuevamente obtiene espesores de asfalto superiores a los resultantes del método Shell y método Sudafricano.

La capa de asfalto tiene una diferencia de 28 mm (superior) en comparación al método Shell, la cual si se analiza con la metodología adoptada por este último método, alcanza un nivel de tránsito total de aproximadamente 10×10^6 EE, el doble de ejes equivalentes para el cual el pavimento que fue diseñado.

Si esta estructura se analiza con las disposiciones pertenecientes al método Sudafricano, se concluye que el espesor de la capa asfáltica está sobredimensionado para el nivel de tránsito considerado en el diseño, alcanzando un total de 7×10^6 EE, aproximadamente 2×10^6 EE más que el nivel de tránsito para el cual fue diseñada dicha estructura.

Realizando una comparación entre los métodos de diseño empíricos-mecanicistas, nuevamente los espesores de la capa de asfalto obtenidos por medio del método Sudafricano son superiores, a causa de la incorporación de factores de confiabilidad en el diseño de la capa asfáltica.

Tabla 6.11 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Valparaíso, Estructura 2

Tránsito (x millón)			15		Tránsito (x millón)		30	
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	195	SHELL - 23,96	32	NF	225	SHELL - 47,50	32	NF
		SUD - 15	20	NF		SHELL - 41,54	28	NF
SHELL	175	AASHTO - 8,0	11	F	204	AASHTO-19	13	F
		SUD-8,14	11	Piel de cocodrilo		SUD-21,53	14	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	194	15	15	NF	216	AASHTO-28	19	F
Base granular (mm)	200							
Subbase granular (mm)	250							

La tabla 6.11 muestra los resultados en términos de espesor de la capa de asfalto obtenido mediante los métodos de diseño AASHTO, método Shell y método Sudafricano para la condición de tránsito medio en la Región de Valparaíso. El tránsito considerado en el análisis se proyectó para una vida de servicio de 20 años.

El diseño de pavimento desarrollado por el método de diseño AASHTO obtiene un espesor la capa de asfalto de 195 mm, el cual es superior a la capa asfáltica obtenida por medio método Shell, por lo cual se puede suponer que en esta estructura no se producen fallas de ahuellamiento en la

superficie de asfalto como consecuencia de esfuerzos verticales excesivos en la subrasante. Por la razón que el método Shell es más restrictivo en la evaluación de las deformaciones producidas en la subrasante.

En la tabla 6.11 se puede observar una disminución en la diferencia de espesores de la capa de asfalto obtenida entre los métodos de diseño AASHTO y Sudafricano, los cuales alcanzan aproximadamente los mismos espesores de asfalto en la condición de tránsito medio. La causa de la disminución de la diferencia en términos de espesores, se debe a que en el método Sudafricano cambia el nivel de confiabilidad en comparación al nivel de confiabilidad utilizado en la condición de tránsito bajo, para un nivel de tránsito de 15×10^6 EE se considera un factor de confiabilidad del 95%.

La estructura diseñada por medio del método AASHTO, para un nivel de tránsito de 15×10^6 EE alcanza un espesor de la capa asfáltica de 195 mm, el cual si es analizado con el programa de diseño RUBICON, utilizado por el método Sudafricano, se puede concluir que esta estructura tiene el espesor adecuado para el nivel de tránsito considerado en el diseño, por lo cual no se originan fallas en ninguna capa de la estructura durante la vida de servicio considerada en el diseño.

Analizando los diseños realizados por los métodos empíricos-mecanicistas, nuevamente el método de diseño Sudafricano alcanza espesores de la capa de asfalto superiores los obtenidos por medio del método Shell. Si este último es analizado con las disposiciones del método Sudafricano, solo es capaz de soportar un nivel de tránsito total de 8×10^6 EE de un total de 15×10^6 EE, como consecuencia el pavimento presenta fallas “piel de cocodrilo” antes del término de vida de servicio considerada inicialmente en el diseño.

Para un nivel de tránsito de 30×10^6 EE la capa de asfalto de mayor espesor, es el obtenido mediante el método AASHTO, el cual alcanza un espesor de 225 mm, en comparación a los 216 mm generados por medio del método Sudafricano y los 204 mm de espesor obtenidos a través del método Shell.

Con el espesor de la capa de asfalto alcanzado por el método AASHTO se puede suponer que tiene las características adecuadas para soportar la totalidad de tránsito considerado en el diseño, sin presentar fallas durante la vida de servicio.

Esta conclusión se obtiene debido a que esta estructura, al poseer un mayor espesor en la capa de asfalto que el espesor obtenido a través del método Shell, se asegura que la subrasante resiste los esfuerzos verticales producidos por la carga de tránsito, por la razón que este método de diseño es más restrictivo en el análisis de las deformaciones producidas en la subrasante. Además posee un espesor de la capa de asfalto mayor al espesor obtenido por medio del método Sudafricano, por lo cual, se puede suponer que esta estructura no presenta fallas por tracción en la capa asfáltica, debido a que este método de diseño es más restrictivo en el análisis de las deformaciones producidas en la capa de asfalto.

Al analizar los espesores de la capa de asfalto obtenidos por medio de los métodos Shell y Sudafricano, nuevamente el espesor de la capa asfáltica obtenido por medio del método Shell presenta espesores inferiores a los obtenidos a través del método Sudafricano.

Si este pavimento (diseñado por el método Shell) es evaluado por medio de las disposiciones de diseño del método Sudafricano, solo puede soportar el tránsito de diseño durante 14 años de un total de 20 años de servicio considerados inicialmente en el diseño, el cual presenta fallas del tipo “piel de cocodrilo” en un nivel de tránsito de aproximadamente 22×10^6 EE.

Tabla 6.12 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito alto, Región de Valparaíso, Estructura 2.

Tránsito de diseño original 60×10^6 EE				
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	255	SHELL – 88,99	30	NF
		SUD - 100	33	NF
SHELL	236	AASHTO-43	14	F
		SUD-57,01	19	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	238	AASHTO-47	16	NF
Base granular (mm)	200			
Subbase granular (mm)	250			

La tabla 6.12 muestra los resultados de espesores de la capa de asfalto obtenidos por medio de los métodos d AASHTO, método Shell y método Sudafricano. Espesores resultantes del diseño en una condición de tránsito alto, considerados para una vida de servicio de 20 años.

La estructura diseñada por medio del método AASHTO logra espesores de la capa asfáltica superiores a los obtenidos mediante los diseño empíricos-mecanicistas.

El método de diseño AASHTO para un nivel de tránsito de 60×10^6 EE, genera un espesor 255 mm el cual es suficiente para asegurar el adecuado comportamiento estructural de todas las capas que componen el pavimento, se puede observar en la tabla 6.12 que esta estructura no alcanza ningún modo de falla al analizarla con la metodología de diseño empleada por el método Shell y método Sudafricano.

Comparando los diseños resultantes de los métodos de diseño empíricos-mecanicistas, se puede observar en la tabla 6.12, que los espesores de la capa de asfalto obtenidos por medio del método Shell y Sudafricano son aproximadamente iguales. Analizando el pavimento diseñado por el método Shell, el cual es levemente inferior, alcanza una vida de servicio de 19 años de un total de 20 años considerada inicialmente en el diseño, si esta estructura es analizada con las disposiciones utilizadas por el método de diseño Sudafricano.

6.3 Resultados obtenidos en la Región de Punta Arenas.

El gráfico de la figura 6.13 resume los resultados de los diseños realizados por medio de las distintas metodologías de diseño vistas en este Trabajo de Título, realizados en la Región de Punta Arenas (6°C) mostrados a través de espesores de la capa de asfalto. Los distintos espesores de la capa asfáltica se obtienen a partir de la aplicación de distintos niveles de tránsito, los cuales se expresan a través de eje equivalentes (EE).

Estos resultados se extraen de los diseños realizados en el Capítulo IV, a partir de la definición de los distintos parámetros que influyen en el diseño de pavimentos flexibles, tales como, el clima, propiedades de las distintas capas granulares, propiedades de la mezcla asfáltica, confiabilidad de diseño, factores que fueron completamente definidos en el Capítulo III.

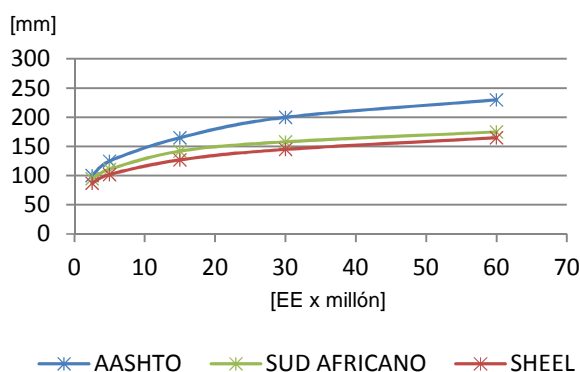


Figura 6.13 - Comparación de metodologías de diseño Estructura1 (CBR 20%), Punta Arenas.

Como se puede apreciar en la figura 6.13 los resultados de espesores de la capa de asfalto producidos mediante el método AASHTO son bastantes superiores a los obtenidos por medio del método Shell y método Sudafricano.

Una de las razones de esta gran diferencia se define a partir del análisis de sensibilidad realizado en el Capítulo V, en este se puede observar que los espesores de asfalto resultantes de este método, no son los óptimos para la condición de tránsito considerado en cada diseño.

Del análisis de sensibilidad del factor temperatura se puede concluir que la capacidad requerida en la capa asfáltica (número estructural sobre la base) presenta una disminución considerable en la Región de Punta Arenas, pero la capacidad requerida total de la estructura (número estructural total) no presenta variación respecto a los resultados obtenidos en otras Regiones de estudio (las cuales poseen mayor temperatura). En los diseños de pavimentos realizados en este Trabajo de Título se mantuvieron los espesores de las capas granulares intermedias constantes, por lo cual para obtener la capacidad total requerida por la estructura, se debió aumentar la capacidad de la capa asfáltica, generando mayores espesores de pavimento que los requeridos por el diseño. Situación que se ve aumentada a medida que aumenta el nivel de tránsito.

A esta situación se suma que en los métodos de diseño empírico-mecanicista, los pavimentos expuestos a baja temperatura presentan un aumento considerable en los módulos resilientes de la capa de asfalto, generando espesores significativamente menores que en los diseños realizados en las otras Regiones, las cuales presentan mayores temperaturas de servicio.

Este comportamiento puede ser observado al comparar los gráficos de espesores de la capa de asfalto de la figura 6.13 (Región de Punta Arenas) con la figura 6.1 (Región de Arica) y figura 6.7 (Región de Valparaíso).

Tabla 6.13 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito bajo, Región de Punta Arenas, Estructura 1.

Tránsito de diseño original $2,5 \times 10^6$ EE					Tránsito de diseño original 5×10^6 EE			
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	100	SHELL - 4,59	37	NF	125	SHELL - 13,62	55	NF
		SUD - 3,45	28	NF		SUD - 10,75	43	NF
SHELL	87	AASHTO - 1,6	13	F	102	AASHTO - 2,0	8	F
		SUD - 1,59	13	Piel de cocodrilo		SUD - 3,15	13	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	95	AASHTO - 2,3	18	F	111	AASHTO - 3,0	12	F
Capa granular (mm)	180							

En la tabla 6.13 se muestran los espesores de la capa de asfalto obtenidos por medio de los métodos AASHTO, método Shell y método Sudafricano, desarrollados a partir de la aplicación de una condición de tránsito bajo. Para ambos niveles de tránsito se considera una vida útil de 20 años.

Analizando los espesores obtenidos mediante el método diseño AASHTO, para el nivel de tránsito de $2,5 \times 10^6$ EE, se puede observar en la tabla 6.13 que son los adecuados para satisfacer los requerimientos establecidos por los métodos de diseño empíricos-mecanicistas, tanto para el método Shell, el cual es más conservador en la evaluación de las deformaciones producidas en la subrasante y el método Sudafricano que es más restrictivo en las deformaciones admisibles en la capa de asfalto, por lo que se puede suponer que esta estructura no presentará fallas estructurales durante el periodo de servicio considerado en el diseño.

Al comparar solo los pavimentos diseñados por los métodos Shell y método Sudafricano se puede apreciar en la tabla 6.13, que en el nivel de tránsito de $2,5 \times 10^6$ EE el método de diseño Sudafricano genera los mayores espesores de asfalto. Esto se explica porque este método de diseño incluye un factor de confiabilidad en el diseño de la capa de asfalto, a diferencia del método Shell.

Si se analiza la capa de asfalto de 87 mm diseñado por medio del método Shell con los criterios y disposiciones de diseño empleados por el método Sudafricano, esta estructura soporta solamente un nivel de tránsito de $1,59 \times 10^6$ EE y presentaría fallas "piel de cocodrilo" a los 13 años de servicio de un total de 20 años considerados originalmente en el diseño.

El diseño de pavimento realizado por medio del método AASHTO para un nivel de tránsito de 5×10^6 EE en la Región de Punta Arenas, genera una capa de asfalto de 125 mm de espesor el cual es bastante superior a los espesores de la capa asfáltica obtenidas a través de los métodos de empíricos-mecanicistas. Como se explicó anteriormente los espesores de la capa de asfalto generado por el método AASHTO no son los óptimos, por lo cual se genera una estructura bastante sobredimensionada para el nivel de tránsito considerado en cada análisis.

Si en esta estructura se mantiene el tránsito diario considerado originalmente en el diseño (685 EE) y es analizada con las disposiciones utilizadas por el método Sudafricano alcanza a soportar el tránsito de diseño durante aproximadamente 43 años de servicio, más del doble de la vida de servicio considerada inicialmente, condición que aumenta si es que esta estructura se analiza con las disposiciones del método Shell. Este pavimento resiste un nivel total de tránsito de aproximadamente 14×10^6 EE, de un total de 5×10^6 EE considerados inicialmente en el diseño y presenta fallas por ahuellamiento en la capa asfáltica a los 55 años de servicio, lo que comprueba que el espesor de pavimento es excesivo para el nivel de tránsito considerado en el análisis.

Al comparar solo los espesores de la capa asfáltica diseñadas por medio de los métodos Shell y Sudafricano (para el nivel de tránsito de 5×10^6 EE), este último es el método de diseño que genera un mayor espesor en la capa asfáltica, la cual corresponde a 111 mm de espesor, en comparación al pavimento de 102 mm desarrollado por el método Shell.

El método Sudafricano contiene un factor de confiabilidad para el diseño de la capa de asfalto, por lo cual se supone que es un método de diseño más confiable, ya que considera la variabilidad presente en las propiedades y construcción de la capa de pavimento.

Tabla 6.14 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Punta Arenas, Estructura 1.

Método de diseño	Tránsito de diseño original 15×10^6 EE				Tránsito de diseño original 30×10^6 EE			
	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	165	SHELL - 61,16	82	NF	200	SHELL - 187	125	NF
		SUD - 41,20	55	NF		SUD > 100	> 100	NF
SHELL	127	AASHTO - 5,5	7	F	145	AASHTO - 9,5	6	F
		SUD - 7,32	10	Piel de cocodrilo		SUD - 17,48	12	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	142	AASHTO - 8,5	11	F	158	AASHTO - 14	9	F
Capa granular (mm)	180							

La tabla 6.14 muestra los espesores de la capa de asfalto obtenidas por medio de la aplicación de los métodos de diseño AASHTO, método Shell y método Sud africano para una condición de tránsito medio, desde 15×10^6 EE a 30×10^6 EE.

Nuevamente se puede apreciar en la tabla 6.14, que el espesor de la capa de asfalto generado a partir del método AASHTO es muy superior al obtenido por medio de los métodos empíricos-mecanicistas, este presenta 23 mm más espesor que la capa de asfalto resultante del método Sudafricano y 38 mm más que la capa asfáltica lograda a través del método Shell.

Si la estructura diseñada para el nivel de tránsito de 15×10^6 EE por medio del método AASHTO, se analiza a través del programa de diseño RUBICON (utilizado por el método Sud africano), esta estructura alcanza un nivel de tránsito total mayor que 41×10^6 EE, un nivel excesivo si se toma en consideración que esta estructura se diseñó para un nivel de tránsito de 15×10^6 EE.

Al analizar la estructura de 165 mm de espesor en la capa de asfalto utilizando el programa de diseño SPDM (programa empleado por el método de diseño Shell), esta logra soportar un nivel de tránsito total de aproximadamente 61×10^6 EE, en la cual si se mantiene el tránsito diario utilizado inicialmente en el diseño (2055 EE), esta estructura no presenta fallas durante 82 años, los cuales son excesivos si se compara con los 20 años de servicio considerados originalmente en el diseño.

Al comparar los espesores de asfalto generados por el método Shell y método Sudafricano, es este último el que obtiene los pavimentos de mayor espesor.

Los diseños resultantes de este método (Sudafricano) son controlados por la deformación generada por esfuerzos de tracción, producidos en la capa de asfalto, además las deformaciones admisibles en la capa asfáltica ocupadas por el método Sudafricano son inferiores a las deformaciones admisibles empleadas por el método de diseño Shell, por lo cual estos espesores son los adecuados para asegurar el adecuado desempeño estructural de la capa de pavimento durante el periodo de servicio. Además las capas asfálticas presentan espesores superiores que los espesores resultantes del método Shell, el cual es más restrictivo en las deformaciones admisibles utilizadas en la subrasante, lo que permite asegurar que esta estructura no presenta fallas por ahuellamiento durante el periodo de servicio considerado en el diseño.

Al analizar las estructuras diseñadas para un nivel de tránsito de 30×10^6 EE, en la tabla 6.14 se puede apreciar que nuevamente la estructura diseñada por medio del método AASHTO muestra espesores de la capa de asfalto excesivamente superiores a los pavimentos diseñados a través de los métodos Shell y método Sudafricano.

Las estructuras de pavimentos resultantes de la aplicación de un nivel de tránsito de 30×10^6 EE en los métodos empíricos-mecanicistas, es el método Sudafricano el que genera un mayor espesor de la capa de asfalto, aproximadamente 10 mm más que el método Shell, por la razón que el método Sudafricano aplica un factor de confiabilidad en el diseño de la capa de asfalto.

Tabla 6.15 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito alto, Región de Punta Arenas, Estructura 1.

Tránsito de diseño original 60 x 10 ⁶ EE				
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	230	SHELL - 441	147	NF
		SUD > 100	> 100	NF
SHELL	165	AASHTO - 14	5	F
		SUD - 41,24	14	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	175	AASHTO - 15	5	F
Capa granular (mm)	180			

La tabla 6.3 muestra los resultados en términos de espesores de la capa de asfalto para condiciones de tránsito alto (60 x 10⁶ EE), diseños realizados por medio del método AASHTO, método Shell y método Sudafricano.

En la tabla 6.3 se puede apreciar que el espesor de asfalto generado por el método AASHTO es excesivamente superior a los desarrollados por medio de los diseño empíricos-mecanicistas.

El diseño AASHTO realizado en la Región de Punta Arenas, no es el óptimo de acuerdo a los espesores generados en la capa de asfalto. En el diseño de las estructuras de pavimento, como una manera de simplificar el diseño y análisis, los espesores de las capas granulares se mantuvieron constantes.

En el diseño de pavimento (en la Región de Punta Arenas) la capacidad de la capa de asfalto requerida en el diseño es bastante menor en comparación a las requeridas en otras regiones de estudio, a causa de la menor temperatura de servicio, pero la capacidad total de la estructura (número estructural total) no presenta variación, entonces al no variar el espesor de la capa granular, se debe aumentar el espesor de la capa de asfalto para alcanzar los números estructurales totales exigidos por el diseño, generando mayores espesores en la capa de asfalto que los requeridos.

Al analizar los pavimentos diseñados mediante los métodos empíricos-mecanicistas, la capa de asfalto de 165 mm obtenido por medio del método Shell, no es suficiente según las disposiciones de diseño utilizado por el método Sudafricano, al aplicar estas disposiciones, al pavimento diseñado por medio del método Shell, el pavimento es capaz de resistir un nivel de tránsito total de 41 x 10⁶ EE, el cual posteriormente presentaría "fallas piel de cocodrilo" en la superficie del pavimento.

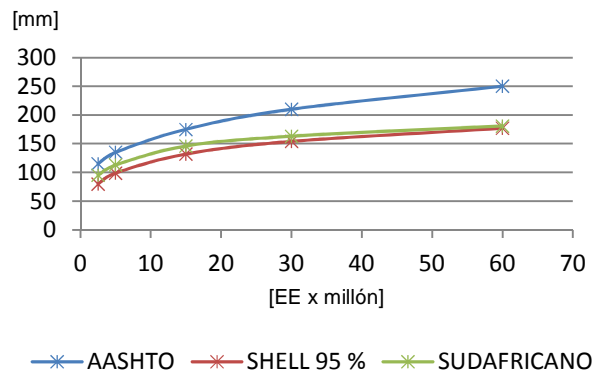


Figura 6.14 - Comparación de metodologías de diseño Estructura 2 (CBR 4%), Punta Arenas

La Estructura 2 se diferencia de la primera porque esta posee una menor capacidad de soporte en la subrasante, la cual corresponde a un CBR 4 %, además posee una capa granular intermedia adicional (capa subbase) de 250 mm de espesor.

La figura 6.14 muestra los espesores de la capa de asfalto obtenidos por medio de los métodos AASHTO, método Shell y método Sudafricano, diseños realizados para distintos niveles de tránsito, los cuales corresponden a $2,5 \times 10^6$ EE, 5×10^6 EE, 15×10^6 EE, 30×10^6 EE, 60×10^6 EE.

Como se puede ver en el gráfico de la figura 6.14, los espesores de la capa de asfalto generado por el método AASHTO superan ampliamente los espesores obtenidos por medio de los métodos empíricos-mecanicistas. Esta situación se repite en todas las condiciones de tránsito, las cuales corresponden a tránsito bajo, tránsito medio y tránsito alto.

Las estructuras diseñadas por medio del método AASTHO en este Trabajo de Título no tienen los espesores óptimos para las condiciones de tránsito que está expuesta la estructura (en la Región de Punta Arenas), como queda en evidencia en el análisis de sensibilidad realizado en el Capítulo V. Los espesores de la capa de asfalto fueron modificados para alcanzar los números estructurales totales de la estructura, para los cuales los espesores de las capas granulares intermedias no son suficientes ya que estos se mantuvieron constantes en todas las condiciones de diseño.

Además la diferencia entre los métodos de diseño empíricos y empíricos-mecanicistas se ve acrecentada debido a que en esta región, la temperatura de servicio es baja, esto produce un aumento considerable en los módulos resiliente de la capa de asfalto, provocando espesores menores a los obtenidos en las otras regiones de estudio para una misma condición de tránsito, situación que no se repite en el método de diseño AASHTO.

Si bien es cierto, los espesores de asfalto son los adecuados para asegurar que la estructura no presente fallas estructurales durante la vida de diseño, se debe destacar que estos son excesivamente superiores en comparación a los pavimentos obtenidos por medio de diseños empíricos-mecanicistas. Al analizar los esfuerzos y deformaciones producidos en la estructura, análisis realizado a través de los programas de computador empleados por los métodos

empíricos-mecanicistas, se puede concluir que las capas de asfalto están excesivamente sobredimensionadas para los niveles de tránsito considerados en cada diseño.

Tabla 6.16 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito bajo, Región de Punta Arenas, Estructura 2.

Tránsito de diseño original $2,5 \times 10^6$ EE					Tránsito de diseño original 5×10^6 EE			
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	115	SHELL - 8,68	70	NF	135	SHELL - 16,79	67	NF
		SUD - 7,08	57	NF		SUD - 15	60	NF
SHELL	80	AASHTO - 0,3	2	F	99	AASHTO - 0,82	3	F
		SUD - 1,04	8	Piel de cocodrilo		SUD - 2,52	10	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	95	AASHTO - 0,7	6	F	113	AASHTO - 2,0	8	F
Base granular (mm)	200							
Subbase granular (mm)	250							

La tabla 6.16 muestra los resultados de diseño en términos de espesor de la capa de asfalto realizados por los tres métodos de diseño estudiados en esta memoria, diseños realizados para una condición de tránsito bajo que corresponde de $2,5 \times 10^6$ EE a 5×10^6 EE considerados en una vida de servicio de 20 años.

La capa de asfalto diseñada por medio del método AASHTO, para el nivel de tránsito de $2,5 \times 10^6$ poseen un espesor de 115 mm, el cual es bastante superior a la capa de asfalto resultante de los métodos Shell y método Sudafricano que corresponden a 80 mm y 95 mm respectivamente.

Tal como se explicó en el comienzo de este análisis, el método AASHTO (debido a las consideraciones adoptadas en el diseño) genera espesores muy superiores a los requeridos por la estructura para este nivel de tránsito. Esta situación se puede corroborar al analizar la estructura con las disposiciones de diseño adoptadas por el método Sudafricano. Utilizando el programa de diseño RUBICON, esta estructura alcanza a soportar un nivel de tránsito total de aproximadamente 7×10^6 EE, bastante superior al el nivel de $2,5 \times 10^6$ EE para el cual fue diseñada la estructura. Este nivel de tránsito aumenta a 8×10^6 EE si se analiza con las deformaciones admisibles pertenecientes al método Shell.

Al comparar el espesor de la capa de asfalto logrado a partir de la aplicación de los métodos empíricos-mecanicistas, el método Shell alcanza un espesor de la capa asfáltica de 80 mm, el cual se supone como el óptimo para una adecuada protección de la subrasante, por la razón que este método de diseño es más restrictivo en la definición de las deformaciones admisibles utilizadas en la subrasante.

Pero este espesor no sería suficiente para asegurar el adecuado desempeño estructural de la capa asfáltica, si esta estructura se evalúa con las disposiciones del método Sudafricano solamente alcanza un nivel de tránsito de 1×10^6 EE y alcanza fallas “piel de cocodrilo” a los 8 años de servicio.

El resultado del análisis realizado en las estructuras diseñadas para un nivel de tránsito de $2,5 \times 10^6$ EE, no presenta variación en las estructuras diseñadas para un nivel de 5×10^6 EE.

Al observar la tabla 6.16 la estructura diseñada por medio del método AASHTO presenta un espesor de la capa de asfalto de 135 mm, 22 mm más que el obtenido por el método Sudafricano y 36 mm más que el logrado por el método Shell.

Al analizar esta estructura con los requerimientos empleados por el método Shell, si se mantiene el tránsito diario considerado originalmente en el diseño (685 EE), esta estructura presenta fallas de ahuellamiento después de 67 años de servicio. Al utilizar las disposiciones empleadas por el método Sud africano resiste el tránsito de diseño por aproximadamente 60 años, vida de servicio algo inferior a la obtenida mediante el método de diseño Shell, pero aun así excesivamente superior en comparación a la vida de servicio considerada inicialmente en el diseño.

En la condición de tránsito de 5×10^6 EE, el método Sudafricano genera espesores de la capa de asfalto de 113 mm, superior al espesor de 99 mm obtenido por medio del método Shell, debido a que el método Sudafricano aplica criterios de confiabilidad en el diseño de la capa asfáltica.

Tabla 6.17 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito medio, Región de Punta Arenas, Estructura 2.

Tránsito de diseño original 15×10^6 EE					Tránsito de original 30×10^6 EE			
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	175	SHELL – 56,56	75	NF	210	SHELL – 146	97	NF
		SUD – 48	64	NF		SUD > 100	> 67	NF
SHELL	132	AASHTO - 5	7	F	154	AASHTO - 11	7	F
		SUD - 8,05	11	Piel de cocodrilo		SUD - 21,21	14	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	146	AASHTO - 8,5	11	F	163	AASHTO - 14	9	F
Base granular (mm)	200							
Subbase granular (mm)	250							

La tabla 6.17 muestra los resultados en términos de espesor de la capa asfáltica resultantes para un nivel de tránsito de 15×10^6 EE a 30×10^6 EE.

Al analizar el espesor generado por medio del método de diseño AASHTO se puede observar que es bastante superior a los obtenidos mediante métodos empíricos-mecanicistas.

Al analizar el espesor de la capa de asfalto de 175 mm generado por el método AASHTO, con las disposiciones de diseño utilizadas por el método Sudafricano, esta estructura soporta un nivel de tránsito de 48×10^6 EE de un total de 15×10^6 EE considerados inicialmente en el diseño. Esta situación aumenta al analizar la misma estructura con las disposiciones del método Shell, el cual al no emplear factores de confiabilidad en la capa de asfalto, genera una capa de asfalto de menor espesor. Analizando esta estructura con el programa de diseño SPDM, alcanza un nivel de tránsito de 56×10^6 EE, en la cual si se mantiene el tránsito diario considerado inicialmente (2055 EE), soporta el nivel de tránsito durante 97 años, tiempo demasiado excesivo.

Los pavimentos diseñados por el método Shell y Sudafricano obtienen un espesor de 132 mm y 146 mm respectivamente.

El método Shell, en la definición de las deformaciones admisibles para la subrasante es más restrictivo que el método Sudafricano. Pero al no poseer un factor de confiabilidad en la capa de asfalto, este método genera espesores más delgados que los pavimentos diseñados por el método Sudafricano, este último para el nivel de tránsito de 15×10^6 EE aplica un factor de confiabilidad de 95 %, con esto genera un pavimento de 146 mm, 14 mm más que el espesor de la capa asfáltica obtenido por medio del método Shell.

Al analizar las estructuras de pavimento diseñadas para un nivel de tránsito de 30×10^6 EE, se puede observar en la tabla 6.17, que nuevamente el método de diseño AASHTO genera una capa de asfalto de espesor superior al obtenido por medio del método Shell y método Sudafricano.

Al analizar el espesor de la capa de asfalto de 210 mm, obtenido por medio del método AASHTO con las disposiciones empleadas por el método Sudafricano, esta estructura resiste un nivel de más de 100×10^6 EE y aproximadamente 146×10^6 EE si esta se analiza con la metodología de diseño Shell, lo que comprueba que esta estructura está bastante sobredimensionada para el nivel de tránsito de 30×10^6 EE considerado en el diseño.

Comparando los resultados de espesores de la capa de asfalto obtenidos por medio de los métodos de diseño empíricos-mecanicistas, el método Sudafricano utiliza deformaciones admisibles más restrictivas en la capa de asfalto en comparación a las utilizadas por el método Shell, por lo cual se descarta la producción de fallas por tracción en la capa de asfalto.

Además esta estructura posee espesores superiores a los obtenidos mediante el método de diseño Shell (este último es más restrictivo en la obtención de la deformación admisible de la subrasante), por lo cual no presenta fallas por compresión en la subrasante, entonces se puede suponer que el pavimento diseñado por el método de Sudafricano no presenta fallas en ninguna capa de la estructura durante la vida de servicio considerada en el diseño.

Tabla 6.18 - Modo de falla de la estructura de pavimento, tránsito alto, Región de Punta Arenas, Estructura 2.

Tránsito de diseño original 60×10^6 EE				
Método de diseño	Espesores de asfalto (mm)	Tránsito de diseño (x millón)	Vida de diseño	Modo de falla
AASHTO	250	SHELL - 396	132	NF
		SUD > 100	> 100	NF
SHELL	177	AASHTO - 17	6	F
		SUD - 51,78	17	Piel de cocodrilo
SUD AFRICANO	181	AASHTO - 18	7	F
Base granular (mm)	200			
Subbase granular (mm)	250			

La tabla 6.18 muestra el resultado de diseño, en términos de espesor de la capa asfáltica, para una condición de tránsito alto, la cual corresponde a 60×10^6 EE.

La estructura diseñada por medio del método AASHTO genera los mayores espesores de la capa de asfalto en comparación con las capas de asfalto obtenidas por medio de los métodos de diseño Shell y método Sudafricano. Esta diferencia, la cual se podría catalogar de exagerada, se explica debido a que los espesores de la capa de asfalto, no son los óptimos. La razón de esto, es que en la definición de los diseños de pavimentos flexibles, se optó por mantener las capas granulares con espesores constantes, entonces en esta región de estudio, en la cual se necesita una menor capacidad de soporte en la capa de asfalto (número estructural sobre la base), estos de igual manera se deben aumentar para alcanzar la capacidad total de la estructura (número estructural total), por esta razón se generan espesores de asfalto mayores que los exigidos por el diseño.

Al comparar los pavimentos obtenidos por medio del método de diseño Shell y método de diseño Sudafricano para un nivel de tránsito de 60×10^6 EE, nuevamente este último genera una capa de asfalto de mayor espesor, pero como se puede observar en la tabla 6.18 esta diferencia para la condición de tránsito alto es muy baja. Al analizar el pavimento obtenido por medio del método de diseño Shell (pavimento con una capa de asfalto de menor espesor) con las disposiciones del método Sudafricano, esta estructura alcanza un nivel de tránsito total de aproximadamente 52×10^6 EE de un total de 60×10^6 EE para el cual la estructura fue diseñada, lo que muestra la cercanía entre los resultados obtenidos mediante los métodos de diseños empíricos-mecanicistas en este nivel de tránsito.

CAPITULO VII

7. ANALISIS DE COSTOS.

7.1 Costos de materiales utilizados en los métodos de diseños.

Los costos utilizados en los distintos materiales se obtuvieron de una cotización realizada por la empresa Bitumix, este presupuesto fue realizado en el año 2014, los valores correspondientes a cada capa de la estructura se muestra a continuación.

Tabla 7.1 - Costos de materiales asfálticos.

Material	Costos (\$/m ³)
Concreto asfáltico	76500
Carpeta intermedia	67000
Base asfáltica	58700

Tabla 7.2 - Costos de materiales Granulares.

Material	Costos (\$/m ³)
Base granular (CBR 80%)	3500
Subbase granular (CBR 40%)	3000

Una vez definido los precios asociados a cada capa de la estructura, estos se aplican a los espesores de las capas de la estructura de pavimento. Estos espesores se obtienen a partir de la definición de distintas condiciones de diseño, esto es, aplicación de distintos niveles de tránsito, temperatura de servicio, capacidad de soporte de la subrasante, los cuales son abordados por las distintas metodologías de diseño estudiadas en este Trabajo de Título. Los precios finales se evalúan por m² de modo de comparar los precios resultantes de las distintas estructuras diseñadas por medio del método AASHTO, método Shell y método Sudafricano.

7.2 Resultados de costos de las estructuras.

Tabla 7.3 - Costos desarrollados por el método de diseño AASHTO, Estructura 1, Región de Arica.

Método de diseño AASHTO					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,05	0,055	0,075	0,09	0,11
Espesor base asfáltica (m)	0,05	0,07	0,09	0,11	0,125
Espesor base granular (m)	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Costo capa asfáltica (\$/m²)	6760	8317	11021	13342	15753
Costo capa granular (\$/m²)	630	630	630	630	630
Costo total (\$/m²)	7390	8947	11651	13972	16383

Tabla 7.4 - Costos desarrollados por el método de diseño Shell, Estructura 1, Región de Arica.

Método de diseño Shell					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,151	0,177	0,222	0,253	0,286
Espesor base granular (m)	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Costo capa asfáltica (\$/m²)	8864	10390	13031	14851	16788
Costo capa granular (\$/m²)	630	630	630	630	630
Costo total (\$/m²)	9494	11020	13661	15481	17418

Tabla 7.5 - Costos desarrollados por el método de diseño Sudafricano, Estructura 1, Región de Arica.

Método de diseño Sudafricano					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,138	0,171	0,241	0,264	0,289
Espesor base granular (m)	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Costo capa asfáltica (\$/m²)	8101	10038	14147	15497	16964
Costo capa granular (\$/m²)	630	630	630	630	630
Costo total (\$/m²)	8731	10668	14777	16127	17594

Tabla 7.6 - Costos desarrollados por el método de diseño AASHTO, Estructura 1, Región de Valparaíso.

Método de diseño AASHTO					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,05	0,055	0,075	0,09	0,11
Espesor base asfáltica (m)	0,05	0,07	0,09	0,11	0,125
Espesor base granular (m)	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Costo capa asfáltica (\$/m²)	6760	8317	11021	13342	15753
Costo capa granular (\$/m²)	630	630	630	630	630
Costo total (\$/m²)	7390	8947	11651	13972	16383

Tabla 7.7 - Costos desarrollados por el método de diseño Shell, Estructura 1, Región de Valparaíso.

Método de diseño Shell					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,12	0,14	0,176	0,2	0,227
Espesor base granular (m)	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Costo capa asfáltica (\$/m²)	7044	8218	10331	11740	13325
Costo capa granular (\$/m²)	630	630	630	630	630
Costo total (\$/m²)	7674	8848	10961	12370	13955

Tabla 7.8 - Costos desarrollados por el método de diseño Sudafricano, Estructura 1, Región de Valparaíso

Método de diseño Sudafricano					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,129	0,15	0,19	0,21	0,231
Espesor base granular (m)	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Costo capa asfáltica (\$/m²)	7572	8805	11153	12327	13560
Costo capa granular (\$/m²)	630	630	630	630	630
Costo total (\$/m²)	8202	9435	11783	12957	14190

Tabla 7.9 - Costos desarrollados por el método de diseño AASHTO, Estructura 1, Región de Punta Arenas

Método de diseño AASHTO					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,05	0,055	0,075	0,09	0,11
Espesor base asfáltica (m)	0,05	0,07	0,09	0,11	0,12
Espesor base granular (m)	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Costo capa asfáltica (\$/m²)	6760	8317	11021	13342	15459
Costo capa granular (\$/m²)	630	630	630	630	630
Costo total (\$/m²)	7390	8947	11651	13972	16089

Tabla 7.10 - Costos desarrollados por el método de diseño Shell, Estructura 1, Región de Punta Arenas.

Método de diseño Shell					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,087	0,102	0,127	0,145	0,165
Espesor base granular (m)	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Costo capa asfáltica (\$/m²)	5107	5987	7455	8512	9686
Costo capa granular (\$/m²)	630	630	630	630	630
Costo total (\$/m²)	5737	6617	8085	9142	10316

Tabla 7.11 - Costos desarrollados por el método de diseño Sudafricano, Estructura 1, Región de Punta Arenas.

Método de diseño Sudafricano					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,095	0,111	0,142	0,158	0,175
Espesor base granular (m)	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Costo capa asfáltica (\$/m²)	5577	6516	8335	9275	10273
Costo capa granular (\$/m²)	630	630	630	630	630
Costo total (\$/m²)	6207	7146	8965	9905	10903

Tabla 7.12 - Costos desarrollados por el método de diseño AASHTO, Estructura 2, Región de Arica.

Método de diseño AASHTO					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,045	0,055	0,055	0,065	0,08
Espesor binder asfáltico (m)	0,05	0,06	0,08	0,09	0,1
Espesor base asfáltica (m)	0,05	0,06	0,09	0,1	0,11
Espesor base granular (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Espesor subbase granular (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Costo capa asfáltica (\$/m²)	9728	11750	14851	16873	19277
Costo capa granular (\$/m²)	1450	1450	1450	1450	1450
Costo total (\$/m²)	11178	13200	16301	18323	20727

Tabla 7.13 - Costos desarrollados por el método de diseño Shell, Estructura 2, Región de Arica.

Método de diseño Shell					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,129	0,162	0,215	0,251	0,29
Espesor base granular (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Espesor subbase granular (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Costo capa asfáltica (\$/m²)	7572	9509	12621	14734	17023
Costo capa granular (\$/m²)	1450	1450	1450	1450	1450
Costo total (\$/m²)	9022	10959	14071	16184	18473

Tabla 7.14 - Costos desarrollados por el método de diseño Sudafricano, Estructura 2, Región de Arica.

Método de diseño Sudafricano					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,136	0,17	0,245	0,27	0,295
Espesor base granular (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Espesor subbase granular (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Costo capa asfáltica (\$/m²)	7983	9979	14382	15849	17317
Costo capa granular (\$/m²)	1450	1450	1450	1450	1450
Costo total (\$/m²)	9433	11429	15832	17299	18767

Tabla 7.15 - Costos desarrollados por el método de diseño AASHTO, Estructura 2, Región de Valparaíso.

Método de diseño AASHTO					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,045	0,05	0,05	0,055	0,065
Espesor binder asfáltico (m)	0,045	0,05	0,065	0,08	0,09
Espesor base asfáltica (m)	0,05	0,06	0,08	0,09	0,1
Espesor base granular (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Espesor subbase granular (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Costo capa asfáltica (\$/m²)	9393	10697	12876	14851	16873
Costo capa granular (\$/m²)	1450	1450	1450	1450	1450
Costo total (\$/m²)	10843	12147	14326	16301	18323

Tabla 7.16 - Costos desarrollados por el método de diseño Shell, Estructura 2, Región de Valparaíso.

Método de diseño Shell					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,106	0,132	0,175	0,204	0,236
Espesor base granular (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Espesor subbase granular (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Costo capa asfáltica (\$/m²)	6222	7748	10273	11975	13853
Costo capa granular (\$/m²)	1450	1450	1450	1450	1450
Costo total (\$/m²)	7672	9198	11723	13425	15303

Tabla 7.17 - Costos desarrollados por el método de diseño Sudafricano, Estructura 2, Región de Valparaíso.

Método de diseño Sudafricano					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,128	0,151	0,194	0,216	0,238
Espesor base granular (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Espesor subbase granular (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Costo capa asfáltica (\$/m²)	7514	8864	11388	12679	13971
Costo capa granular (\$/m²)	1450	1450	1450	1450	1450
Costo total (\$/m²)	8964	10314	12838	14129	15421

Tabla 7.18 - Costos desarrollados por el método de diseño AASHTO, Estructura 2, Región de Punta Arenas.

Método de diseño AASHTO					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,03	0,04	0,045	0,06	0,07
Espesor binder asfáltico (m)	0,04	0,045	0,06	0,07	0,08
Espesor base asfáltica (m)	0,045	0,05	0,07	0,08	0,1
Espesor base granular (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Espesor subbase granular (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Costo capa asfáltica (\$/m²)	7617	9010	11572	13976	16585
Costo capa granular (\$/m²)	1450	1450	1450	1450	1450
Costo total (\$/m²)	9067	10460	13022	15426	18035

Tabla 7.19 - Costos desarrollados por el método de diseño Shell, Estructura 2, Región de Punta Arenas.

Método de diseño Shell					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,08	0,099	0,132	0,154	0,177
Espesor base granular (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Espesor subbase granular (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Costo capa asfáltica (\$/m²)	4696	5811	7748	9040	10390
Costo capa granular (\$/m²)	1450	1450	1450	1450	1450
Costo total (\$/m²)	6146	7261	9198	10490	11840

Tabla 7.20 - Costos desarrollados por el método de diseño Sudafricano, Estructura 2, Región de Punta Arenas

Método de diseño Sudafricano					
Tránsito (EE)	2,5	5	15	30	60
Espesor concreto asfáltico (m)	0,095	0,113	0,146	0,163	0,181
Espesor base granular (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Espesor subbase granular (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Costo capa asfáltica (\$/m²)	5577	6633	8570	9568	10625
Costo capa granular (\$/m²)	1450	1450	1450	1450	1450
Costo total (\$/m²)	7027	8083	10020	11018	12075

7.3 Comparación de costos.

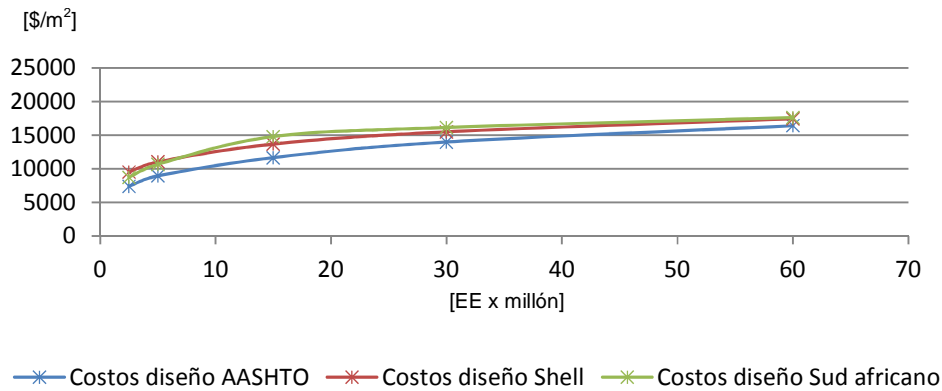


Figura 7.1 - Comparación de costos, Estructura 1, Región de Arica.

La figura 7.1 muestra los costos resultantes de las estructuras diseñadas por medio del método AASHTO, método Shell y método Sudafricano (tabla 7.3, 7.4 y 7.5). Estos diseños se extraen del Capítulo IV a partir de la aplicación de distintas condiciones de diseño, las cuales son completamente descritas en el Capítulo III.

Al analizar la figura 7.1 se puede observar que para temperaturas ambientales más elevadas, como la que posee la Región de Arica (19°C) y en la estructura que poseen buena capacidad soportante en la subrasante (Estructura 1) el método Shell y Sudafricano generan estructuras de un mayor costo que las estructuras diseñadas por medio del método AASHTO, en las condiciones de tránsito bajo y tránsito medio.

En condiciones de tránsito alto, todos los métodos de diseño estudiados en esta memoria generan costos similares.

En condiciones de tránsito bajo la estructura diseñada a través del método AASHTO, es alrededor de 19% y 26% en promedio más económica que las estructuras diseñadas por medio del método Sudafricano y método Shell respectivamente.

Para condiciones de tránsito medio, la estructura diseñada mediante el método AASHTO es en promedio un 21% más económica que la estructura diseñada por medio del método Sudafricano y un 14% más económica que la estructura diseñadas a través del método Shell.

En condiciones de tránsito alto, el método AASHTO genera una estructura de un costo bastante similar que los costos obtenidos por medio de los métodos empíricos-mecanicistas, solo presenta una diferencia alrededor de 7% inferior.

La mayor diferencia de costos entre los diseños realizados por medio de los métodos empíricos-mecanicista se produce en condiciones de tránsito bajo, en donde el diseño resultante del método Shell genera una estructura un 6% más costosa que la estructura diseñada por medio del método

Sudafricano y además en condiciones de medio bajo (15×10^6 EE), donde el diseño resultante del método Shell genera una estructura un 8 % más económica.

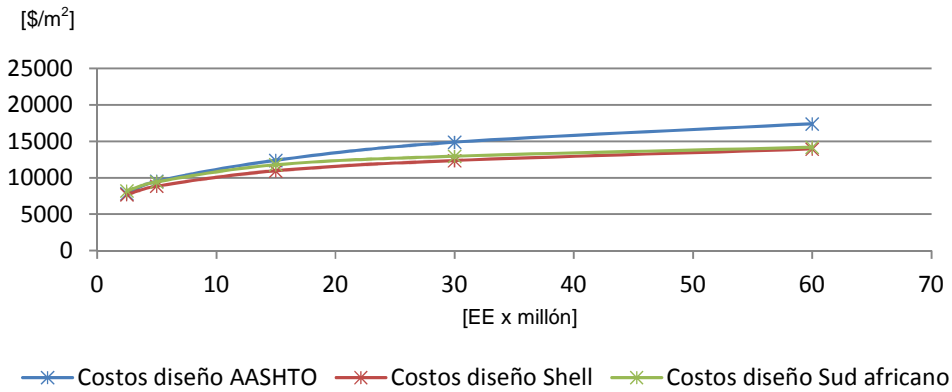


Figura 7.2 - Comparación de costos, Estructura 1, Región de Valparaíso.

El gráfico de la figura 7.2 representa los costos desarrollados por distintas estructuras, las cuales fueron diseñadas por medio del método AASHTO, método Shell y método Sudafricano.

Estos corresponden a los costos totales en función de los resultados de espesores del pavimento, estos últimos se obtienen a partir de los diseños realizados en la Estructura 1, diseñada para una temperatura ambiental de 14°C (tabla 7.6, 7.7 y 7.8).

Observando la figura 7.2 se puede concluir las estructuras diseñadas por medio del método AASHTO desarrollan pavimentos de mayor costo en comparación con los costos desarrollados por medio de los métodos empíricos mecanicistas y esta diferencia aumenta a medida que aumenta la condición de tránsito.

En condiciones de tránsito bajo la estructura diseñada a través del método AASHTO, es alrededor de 8 % y 1 % en promedio más económica que las estructuras diseñadas por medio del método Sudafricano y el método Shell respectivamente.

Para condiciones de tránsito medio, el diseño AASHTO genera una estructura en promedio 3 % más costosa que la estructura diseñada a través del método Sudafricano y un 9 % más costosa que la estructura diseñada por medio del método Shell.

En condiciones de tránsito alto, el método de diseño AASHTO genera una estructura de mayor costo en comparación al costo obtenidos por medio de los métodos empíricos-mecanicistas, alrededor de un 13% más costosa que la estructura diseñada por medio de los métodos empíricos-mecanicistas.

La mayor diferencia de costos entre los diseños realizados por medio de los métodos empíricos-mecanicistas se produce en condiciones de tránsito medio (15×10^6 EE), en donde el diseño

resultante del método Shell genera una estructura un 6 % más económica que la desarrollada por medio del método Sudafricano.

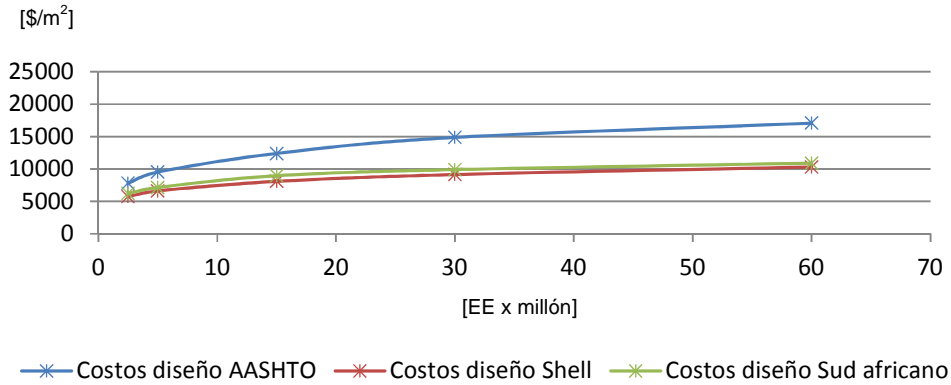


Figura 7.3 - Comparación de costos, Estructura 1, Región de Punta Arenas.

La figura 7.3 muestra el costo en función de los espesores de la estructura de pavimento, desarrollado por los distintos métodos de diseño en esta memoria, para distintas condiciones de tránsito (tabla 7.10, 7.11 y 7.12).

Las características originales de la estructura corresponden a un CBR de 20 % en la subrasante y una temperatura ambiente de 6°C (Punta Arenas).

Al analizar el gráfico de la figura 7.3 se puede concluir que el diseño desarrollado por medio del método AASHTO para la Estructura 1, son de bastante mayor costo que los costos desarrollados por los métodos empíricos-mecanicistas, en todas las condiciones de tránsito definidas en esta memoria.

En condiciones de tránsito bajo, la estructura diseñada a través del método AASHTO, es alrededor de 18% y 24% (en promedio) más costosa que las estructuras diseñadas por medio del método Sudafricano y método Shell respectivamente.

Para condiciones de tránsito medio, el diseño AASHTO genera una estructura en promedio un 26 % más costosa que la estructura diseñada a través del método Sudafricano y un 33 % más costosa que la estructura diseñada por medio del método Shell.

En condiciones de tránsito alto, el método AASHTO genera una estructura de un costo superior en comparación al costo obtenido por medio del método de diseño empírico-mecanicista, un 32% más costosa que la estructuras diseñada por medio del método Sudafricano y 35% más costosa que la estructura diseñada por medio del método Shell.

La mayor diferencia entre los costos obtenidos mediante los métodos empíricos-mecanicista se encuentra en el nivel de tránsito correspondiente a 15×10^6 EE, donde el diseño resultante del

método Shell genera una estructura un 11% más económica que el pavimento resultante de la aplicación del método Sudafricano.

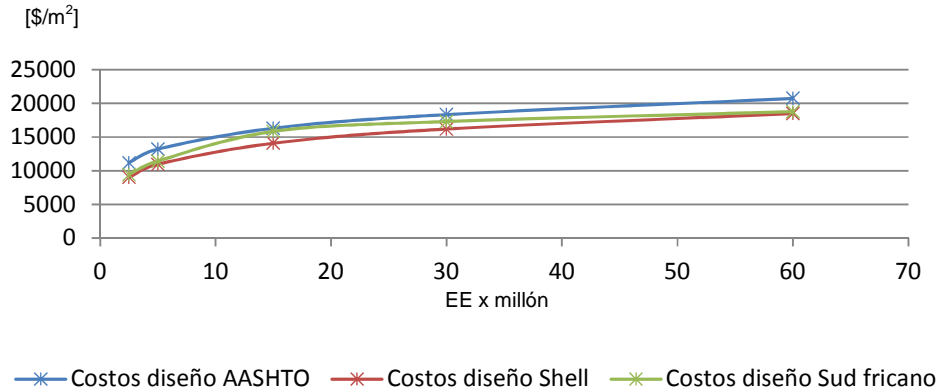


Figura 7.4 - Comparación de costos, Estructura 2, Región de Arica.

El gráfico de la figura 7.4 representa el costo desarrollado por distintas estructuras, las cuales fueron diseñadas por medio del método AASHTO, método Shell y método Sudafricano.

Estos corresponden al costo total en función de los espesores del pavimento, estos últimos se obtienen a partir de los diseños realizados en el escenario base correspondiente a la Estructura 2 (CBR 4%), diseñada en la Región de Arica (19°C) (tabla 7.13, 7.14 y 7.15).

Analizando el gráfico de la figura 7.4 se puede observar que el diseño realizado por medio del método AASHTO, genera costos superiores a los generados por las estructuras diseñadas a través de las metodologías empírico-mecanicistas.

En condiciones de tránsito bajo la estructura diseñada a través del método de diseño AASHTO, es alrededor de un 15% y 22% en promedio más costosa que las estructuras diseñadas por medio del método Sudafricano y método Shell respectivamente.

Para condiciones de tránsito medio, la estructura diseñada mediante el método AASHTO genera una estructura en promedio un 5% más costosa que la estructura diseñadas a través del método Sudafricano y un 15% más costosa que la estructura diseñada por medio del método Shell.

En condiciones de tránsito alto, el método AASHTO genera una estructura de costos superiores a los costos obtenidos por medio de los métodos empíricos-mecanicistas, un 11% más costosa que la estructura diseñada por medio del método Sudafricano y 12% más costosa que la estructura diseñada por medio del método de diseño Shell.

La mayor diferencia entre el costo obtenido mediante los métodos empíricos-mecanicista se encuentra en el nivel de tránsito de 15×10^6 EE, en donde el diseño resultante del método Shell genera una estructura un 13% más económica, que la resultante de la aplicación del método Sudafricano.

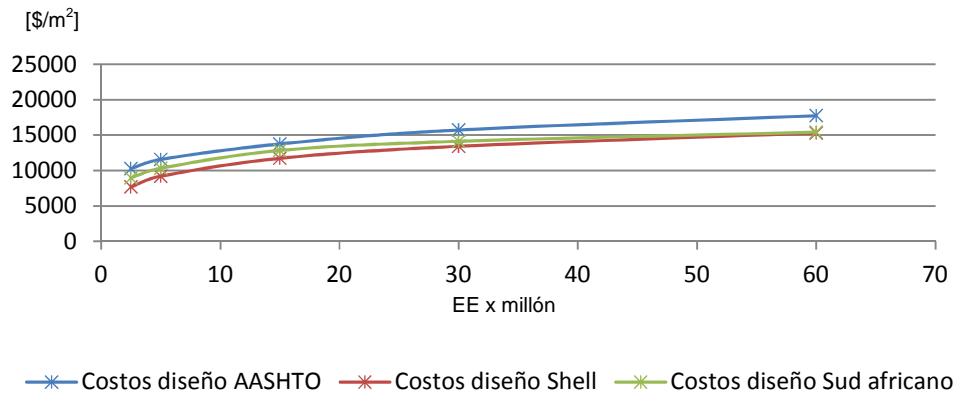


Figura 7.5 - Comparación de costos, Estructura 2, Región de Valparaíso.

La figura 7.3 muestra los costos en función a los espesores de la estructura, desarrollado por los distintos métodos de diseño estudiados en esta memoria para distintas condiciones de tránsito (tabla 7.10, 7.11 y 7.12).

Las características originales de la estructura corresponde a un CBR de 4 % (Estructura 2) y una temperatura de servicio de 14°C (Valparaíso).

Al analizar el gráfico de la figura 7.5 se puede concluir que los diseños desarrollados por el método AASHTO obtienen costos superiores a los desarrollados por los métodos empíricos mecanicistas en la condición de tránsito bajo, tránsito medio y tránsito alto.

En condiciones de tránsito bajo, la estructura diseñada a través del método AASHTO, es alrededor de un 16% más costosa que la estructura diseñada por medio del método Sudafricano y un 27 % en promedio más costosa que la estructura diseñada por medio del método Shell.

Para condiciones de tránsito medio, el diseño AASHTO genera una estructura en promedio un 12 % más costosa que la estructura diseñada a través del método Sudafricano y un 18 % más costosa que la estructura diseñada por medio del método Shell.

En condiciones de tránsito alto, el método AASHTO genera una estructura un 16% más costosa que la estructura diseñada por medio de los métodos empíricos-mecanicistas.

Los diseños realizados por medio de los métodos de diseño empírico-mecanicistas generan estructuras de costos similares, la única diferencia se produce en el nivel de tránsito bajo ($2,5 \times 10^6$ EE), en donde el diseño resultante del método Shell genera una estructura un 13% más económica que el costo desarrollado por medio del método Sudafricano.

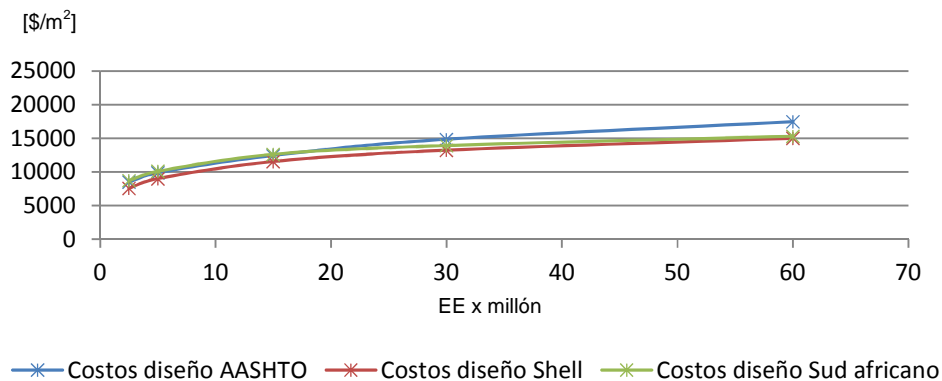


Figura 7.6 - Comparación de costos, Estructura 2, Región de Punta Arenas.

La figura 7.6 muestra los costos resultantes de las estructuras diseñadas por medio del método AASHTO, método Shell y método Sudafricano (tabla 7.3, 7.4 y 7.5). Estos diseños se extraen del Capítulo IV a partir de la aplicación de distintas condiciones de diseño, las cuales son completamente descritas en el Capítulo III.

Al analizar la figura 7.6 se puede observar que para bajas temperaturas ambientales, como la que posee la Región de Punta Arenas (6°C) y en la estructura que posee baja capacidad soportante en la subrasante (CBR 4 %, Estructura 2), los costos obtenidos por medio de los diseños Shell y Sudafricano son bastante menores a los costos desarrollados a través del método AASHTO.

En condiciones de tránsito bajo, la estructura diseñada a través del método AASHTO, es alrededor de un 23% más costosa que la estructura diseñada por medio del método Sudafricano y un 31 % en promedio más costosa que la estructura diseñada por medio del método Shell.

Para condiciones de tránsito medio, la estructura diseñada mediante el método AASHTO genera una estructura en promedio un 26 % más costosa que la estructura diseñada a través del método Sudafricano y un 31 % más costosa que la estructura diseñada por medio del método Shell.

En condiciones de tránsito alto, el método AASHTO genera una estructura de mayor costo en comparación a los costos obtenidos por medio de los métodos empíricos-mecanicistas, un 33% más costosa que la estructura diseñada por medio del método Sudafricano y 34% más costosa que la estructura diseñada por medio del método Shell.

La mayor diferencia de costos que se produce entre los diseños empíricos-mecanicistas, se produce en el nivel de tránsito de $2,5 \times 10^6$ EE, en donde la estructura diseñada por medio del método Shell genera una estructura un 13% más económica, pero esta diferencia disminuye a medida que aumenta la condición de tránsito, en la condición de tránsito alto se generan diferencias de alrededor de un 2%.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

8.1 Conclusiones

De acuerdo a lo analizado en esta memoria de título, teniendo en consideración que se analizó dos estructuras de pavimento, el cual sólo se varió el espesor de la capa de asfalto, se puede concluir lo siguiente.

Antes de comenzar con las conclusiones es necesario recordar las características de las dos estructuras analizadas en este Trabajo de Título. La Estructura 1 posee una subrasante de un CBR 20%, además una capa base granular de 180 mm de espesor. La Estructura 2 presenta una subrasante de un CBR 4%, una capa base de 200 mm y una capa subbase de 250 mm de espesor.

Con respecto a la temperatura se concluye:

- Del análisis de sensibilidad efectuado al parámetro temperatura (Capítulo V), se puede concluir que la temperatura influye significativamente en los resultados de espesores de la capa de asfalto obtenidos por medio de los métodos empíricos-mecanicistas, esto se demuestra comparando los espesores de la capa asfáltica obtenidos en la Región de Arica (19°C), Valparaíso (14°C) y Punta Arenas (6°C). Los métodos Shell y Sudafricano obtienen mayores espesores en la capa de asfalto a medida que aumenta la temperatura ambiental del lugar (figura 5.20 y figura 5.23)
- Al comparar los espesores de la capa asfáltica desarrollados por medio del método AASHTO en todas las regiones de estudio (figura 5.8), se puede concluir que el parámetro temperatura presenta muy poca influencia en los resultados finales en términos de espesores de la capa de asfalto.

De acuerdo a la comparación de los resultados de espesores de la capa asfáltica realizada en la Estructura 1 se concluye lo siguiente:

- Al evaluar el diseño AASHTO realizado en la Región de Arica (19°C) con las disposiciones de diseño utilizadas por el método Shell, éste presenta fallas de compresión en la subrasante, lo que provoca un ahuellamiento en la superficie de pavimento en los diseños realizados para todas las condiciones de tránsito (tránsito bajo, tránsito medio y tránsito alto) y tienen solamente un promedio de 6 años de servicio, de un total de 20 años considerados originalmente en el diseño.

Si se analiza esta misma estructura, diseñada por método AASHTO, con las disposiciones de diseño empleadas por el método Sudafricano (tabla 6.1, 6.2, 6.3), esta falla como consecuencia de esfuerzos excesivos de tracción producidos en la fibra inferior de la capa de asfalto, condición que se repite en todas las condiciones de tránsito (tránsito bajo, tránsito medio y tránsito alto), la cual deberá ser reparada cada 4 años.

- En Valparaíso se generan temperaturas medias de 14 °C, en la cual el método de diseño AASHTO, no genera el espesor adecuado para la condición de tránsito bajo, tránsito medio y tránsito alto, si es que esta estructura se evalúa con las disposiciones de los métodos de diseño empíricos-mecanicistas (disposiciones completamente definidas en el Capítulo II).

Al analizar la estructura, diseñada por el método AASHTO, con las disposiciones de diseño empleadas por el método Shell, no genera el espesor de la capa de asfalto adecuado para las condiciones de tránsito bajo (tabla 6.4) ni en el nivel de tránsito de 15×10^6 EE correspondiente a la condición de tránsito medio (tabla 6.5), esta estructura presenta fallas de ahuellamiento, como consecuencia de esfuerzos verticales excesivos en la subrasante, las cuales deberán ser reparadas cada 5 años en el nivel de tránsito de $2,5 \times 10^6$ EE, cada 7 años en el nivel de tránsito de 5×10^6 EE y presenta una disminución de 5 años de servicio en el nivel de 15×10^6 EE (de un total de 20 años). En el nivel de tránsito de 30×10^6 EE correspondiente a la condición de tránsito medio (tabla 6.5), este método (AASHTO) genera el mismo espesor de la capa asfáltica, por lo cual esta estructura no presenta fallas al evaluarla con las disposiciones del método Shell, condición que se repite en las condiciones de tránsito alto (tabla 6.6).

Si esta misma estructura, diseñada por el método AASHTO, se analiza con las funciones de transferencia que representan la capacidad estructural de pavimento, utilizadas por el método Sudafricano, el cual es un método que utiliza el parámetro de confiabilidad en el diseño de la capa de asfalto, ésta requiere de un mayor espesor para satisfacer las deformaciones admisibles definidas por el método mencionado (tabla 6.4, 6.5 y 6.6), este pavimento presenta fallas de agrietamiento en la superficie de asfalto en la condición de tránsito bajo (tabla 6.4) y tránsito medio (tabla 6.5), como consecuencia de esfuerzos excesivos de tracción producidos en la capa asfáltica, la cual tiene una vida de servicio de un promedio de 6 años en el diseño realizado para una condición de tránsito bajo y 12 años de servicio en el diseño realizado en condiciones de tránsito medio. Esta situación no se repite para el espesor de la capa de asfalto obtenido en el nivel de tránsito sobre 60×10^6 EE (condición de tránsito alto), en la cual el diseño realizado mediante el método AASHTO alcanza un espesor similar al obtenido por medio del método Sudafricano (tabla 6.6).

- En el caso de la Región de Punta Arenas los métodos de diseño empíricos-mecanicistas generan módulos resilientes bastante elevados en la capa de asfalto (Capítulo IV), debido a la temperatura media presente en esta región (6°C), por lo cual los espesores de la capa de asfalto presentan una disminución considerable en comparación a los diseños desarrollados en las otras regiones de estudio (figura 5.21 y 5.24), situación que no se repite en los diseños realizados mediante el método de diseño AASHTO (figura 5.8), por esto es la diferencia significativa entre los espesores de asfalto obtenidos por medio de los métodos de diseño empíricos-mecanicistas y el método AASHTO en esta región. Siendo este último, el método que genera mayores espesores en la capa asfáltica.

De acuerdo a la comparación de los resultados de espesores de la capa asfáltica realizada en la Estructura 2 se puede concluir:

- En la Región de Arica (19°C), el método de diseño AASHTO, desarrolla espesores superiores a los obtenidos por medio del método Shell (figura 6.4), entonces no se originan ningún tipo de falla, al analizar esta estructura con las disposiciones del método de diseño Shell (tablas 6.4, 6.5, 6.6).

Comparando ahora, el resultado de espesor de la capa de asfalto obtenido a través del método AASHTO, con las disposiciones de diseño empleadas por el método Sudafricano, en condiciones de tránsito bajo (tabla 6.4) no presenta fallas frente a la carga de tránsito, situación que no se repite en el pavimento diseñado para condiciones de tránsito medio ni en las condiciones de tránsito alto. Esta estructura presenta grietas, las que se originan por deformaciones excesivas de tracción producidas en la fibra inferior de la capa de asfalto, la cual soportaría la carga de tránsito durante un promedio de 13 años de servicio en condiciones de tránsito medio (tabla 6.5) y 18 años para la condición de tránsito alto (tabla 6.6), de un total de 20 años de servicio considerados originalmente en el diseño.

- En la Región de Valparaíso (14°C), el diseño AASHTO, produce espesores en la capa de asfalto similares e incluso superiores a los obtenidos por medio de los métodos de diseño empíricos-mecanicista, entonces al evaluar esta estructura, diseñada por medio del método AASHTO, con las disposiciones de diseño utilizadas por los métodos Shell y Sudafricano no se producen fallas en ningún nivel de la estructura (tabla 6.10, 6.11, 6.12).
- En el caso de la Región de Punta Arenas, los métodos de diseño empíricos-mecanicistas generan espesores de la capa de asfalto muy inferior a los obtenidos mediante el método de diseño AASHTO, debido a la influencia de la temperatura.

De acuerdo a la comparación de costos se concluye:

- Los costos desarrollados por los métodos de diseño empíricos-mecanicistas, son inferiores en la mayor parte de los diseños realizados en esta memoria, debido a que en estos métodos de diseño no se justifica la aplicación de capas de asfalto superiores de mayor resistencia, porque la mayor demanda de esfuerzos se produce en la fibra inferior de la capa de asfalto, entonces en estos métodos de diseño se utilizó la fracción inferior de la capa de asfalto, esto se explica la diferencia de costos entre los métodos de diseño vistos en este Trabajo de Título.

8.2 Comentarios

Se debe destacar la comparación entre estos métodos no es directa, ya que los parámetros de diseño que toma cada metodología, lo toma de distinta manera tanto en la definición de la capacidad estructural (número estructural, módulo resiliente, número de pasadas) como también los resultados de diseño (ejes equivalentes, deformaciones). Además no todos los métodos de diseño toman los mismos parámetros, un ejemplo de esto es el parámetro drenaje, el cual el método AASHTO lo incluye modificando la resistencia de los materiales granulares a través de la inclusión de un factor, mientras que los métodos empíricos no lo utiliza.

La confiabilidad de diseño es un parámetro empleado para incluir la variabilidad presente en la obtención de las propiedades físicas, constructivas, de la modelación de la carga de tránsito y de la capacidad resistente o número de pasadas de rueda de cada capa del pavimento. Cada método de diseño posee distintos valores de confiabilidad asociados a estos parámetros, por esto es sumamente necesario adaptar las ecuaciones de diseño para las condiciones presentes en donde se realiza el diseño de la estructura.

El método de diseño Shell no especifica una confiabilidad en el diseño, aunque Shell dispone de tres niveles de confianza (50%, 85% y 95%), pero la aplicación de un nivel de confiabilidad del 95 % en la subrasante genera diseños similares en comparación a los obtenidos por los demás métodos de diseño.

Además se debe destacar que la metodología de diseño Shell no posee ecuaciones de diseño que representen algún factor de confiabilidad en el diseño de la capa asfáltica, es por esta razón que el método Sudafricano genera mayores espesores de la capa asfáltica en la mayor parte de los diseños realizados en esta memoria.

En la definición de las características de las estructuras, se mantuvieron los espesores de las capas granulares constantes en todos los distintos diseños realizados en esta memoria, entonces en algunos casos en los diseños realizados mediante el método AASTHO, la capacidad estructural total del pavimento (número estructural total), no es alcanzada mediante la suma de la capacidad estructural mínima de la capa de asfalto (número estructural mínimo sobre la base) en conjunto con la capacidad estructural de las capas granulares, por lo cual se debe aumentar el espesor de la capa de asfalto para alcanzar la capacidad total de la estructura requerida por el diseño, esta es la razón de la diferencia tan elevada entre los resultados de espesores de asfalto obtenidos mediante los tres métodos de diseño en la Región de Punta Arenas.

Las estructuras diseñadas por medio de los métodos empíricos-mecanicistas generan costos menores a las estructuras diseñadas por medio del método AASHTO, esto es, porque tanto para el método Shell como el Sudafricano no se justifica la aplicación de capas superiores de mayor resistencia, debido a que la mayor demanda de esfuerzo se produce en la fibra inferior de la capa de asfalto, por lo cual se usó una sola capa de asfalto en el diseño de las estructuras de pavimento.

Bibliografía

- [1] Silene Minaya y Abel Huaman , *Diseño Moderno de Pavimentos Asfálticos.*, 2006.
- [2] Claudio Fuentes, *Diseño de Pavimentos Asfálticos.*, 2002.
- [3] G. García, *Conceptualización del Procedimiento Empírico-Mecanicista.*
- [4] Yang H. Huang, *Pavimentos Flexibles.*
- [5] Luis Vázquez, *Cursos de Actualización de Pavimentos.*
- [6] Oscar V. Cordo y Marcelo Bustos, *Metodología Empírico-Mecanicista para el Diseño Estructural de Pavimento.*
- [7] Manual de Carreteras Ministerio de Obras Públicas,, 1997.
- [8] Gustavo Corredor M. y Maylin Corro B., *Maestrías en Vías en Vías Terrestres.*
- [9] Guía de diseño AASHTO,, 1993.
- [10] Ziewei Yang, *Medición de la Servicialidad del Pavimento.*
- [11] Carlos Ward, *Diseño de Pavimentos AASHTO; Diseño de Pavimentos de Shell.*
- [12] Emil Namur, *Metodología Simplificada para la Detección de Necesidades de Mantenimiento en Caminos no Pavimentados.*
- [13] Moreno Rubio, *Modulo Resiliente.*
- [14] Fernando Sánchez Sabogal, *Diseño de Pavimentos Asfálticos.*
- [15] *Manual de Diseño de Shell.*, 1978.
- [16] Bitumen Business Group, *User Manual.*, 1998.
- [17] Otte E. and Paterson W. D. O. Van Vuuren D.J., *The Structural Design of Flexible Pavements in South Africa.*, 1974.
- [18] Paterson W. D. O., Freeme C.R. and Marais C. P. Walker R. N., *The South African Mechanistic Pavements Design Procedure.*, 1977.
- [19] Freeme C.R. and Marais C.P., *Traffic Load Associated Cracking of Asphalt Pavements.*, 1974.
- [20] Paterson W. D. O. and Maree J. H., *An Interim Mechanistic Procedure for Structural Design of Asphalt Pavements.*, 1978.

- [21] Maree J. H., *Design Parameters for Crushed Stone in Pavements.*, 1978.
- [22] Paterson W. D. O., *Towards Applying Mechanistic Design in Practice.*, 1978.
- [23] Maree J. H. and Freeme C. R., *The mechanistic Design Method Used to Evaluate the Pavement Structures in the Catalogue of the Draft TH4 1980.*, 1981.
- [24] Freeme C. R., *Evaluation of Pavements Behavior for Major Rehabilitation of Roads.*, 1981.
- [25] Louw Kennemeyer and Wynand Steyn Hechter Theyse, *Evaluation of Pavements Behavior for Major Rehabilitation of Roads.*
- [26] Alexander D. R., White T. D and Barker W. R. Van Cauweleart F.J., *Multilayer Elastic Program for Backcalculating Layer Moduli in Pavement Evaluation.*, 1989.
- [27] The South African National Roads Agency, *South African Pavement Engineering Manual, chapter 10.*, 2013.
- [28] Van Zyl N.J.W. and Freeme C.R., *Determination of Relative Damage Done to Roads by Heavy Vehicles.*, 1984.
- [29] Seccion TRH4, *Diseño Estructural de Pavimentos para Carreteras Urbanas e Interurbanas.*, 1996.
- [30] Haupt F.J., *Moisture conditions associated with pavements in Southern Africa.*, 1980.
- [31] Emery S.J., *The Prediction of Moisture Content in Untreated Pavement Layers and an Application to Design in Southern Africa.*, 1992.
- [32] Theyse H.L and Muthen M., *Pavement Analysis and Design Software (Pads) Based on the South Mechanistic-Empirical Design Method.*, 2000.
- [33] TRH4 Technical Recommendations for Highways, *Structural Design of Flexible Pavements for Inter urban and Rural Roads.*, 1996.
- [34] Oswaldo Chavéz, Luis Lopez Pedro Morales, *Efecto de la Alta Compactación de la Capa de Base en Pavimentos Flexibles.*, 2009.
- [35] Theyse H. L., *Overview of the South African Mechanistic Pavement Design Method.*, 1996.
- [36] The south African National Roads Agency, *South African Pavement Engineering Manual Chapter 2.*, 2014.
- [37] The South African National Roads Agency, *South African Pavement Engineering Manual, Chapter3.*, 2014.
- [38] Freeme C.R. and Strauss J.A., *Towards the Structural Design of More Economical Pavement in South Africa.*, 1979.

- [39] Jordaan G.J., *Users Manual For the South African Mechanistic Pavement Rehabilitatio Design Method.*, 1993.
- [40] www.modsys1.com, *Modelling and analysis system.*
- [41] Modelling and Analysis Systems, *RUBICON PROGRAM.*, 2004.
- [42] Otte E. A., *Structural Design for Cement-trated Layers in Pavements.*, 1977.
- [43] Otte E. A., *The Stres-Strain Curve for Cement and lim-treated Materials.*, 1974.
- [44] Otte E. A., *The Strain Properties of Cement-trated Layers in Pavements.*, 1972.

Anexo.

1. Calculo de la temperatura media anual

Tabla 1.1 - Valores de TMMA y TMAPA propuestos para el país [7].

ESTACION	TMMA (°C)												TMAPA
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Arica - Checañuta	22,0	22,3	21,4	19,5	17,6	16,4	15,6	15,7	16,3	17,5	19,1	20,6	19,0
Iquique - Diego Arceena	21,1	21,1	20,1	18,3	16,9	15,9	15,2	15,3	15,9	16,9	18,4	20,0	18,2
Calama - El Loa	15,1	14,9	13,9	12,1	10,3	8,70	8,60	9,40	11,2	12,7	14,1	14,8	12,5
Antofagasta - Cerro Moreno	20,0	19,9	18,7	16,8	15,2	14,0	13,4	13,7	14,3	15,5	16,9	18,7	16,8
Isla de Pascua - Mataverí	23,3	23,6	23,1	21,8	20,2	18,8	18,2	18,0	18,3	19,1	20,4	21,8	20,6
Copiapó - Chamonate	19,6	19,4	17,9	15,4	13,2	11,4	11,3	12,0	13,2	14,8	16,4	18,3	15,8
Vallenar - Aeródromo	18,6	18,6	17,1	14,9	13,1	11,7	11,4	12,2	13,0	14,5	15,6	17,5	15,3
La Serena - La Florida	17,1	16,9	15,6	13,7	12,3	10,9	10,7	10,9	11,6	12,9	14,3	16,1	13,9
Quintero	16,0	15,6	14,3	12,7	11,6	10,3	10,0	10,4	11,0	12,3	13,8	15,1	13,5
Valparaíso - Punta Angeles	17,0	16,8	15,6	14,2	13,3	12,0	11,4	11,7	12,1	13,2	14,7	16,2	14,3
Santiago - Pudshui	20,2	19,1	16,7	13,1	10,0	7,70	7,30	8,60	10,6	13,6	16,6	19,2	14,9
Santiago - Quinta Normal	20,9	19,9	17,6	14,2	11,1	8,50	8,10	9,50	11,5	14,5	17,3	19,9	15,7
Santiago - Los Cerillos	20,5	19,6	17,4	14,2	11,1	8,50	8,20	9,40	11,3	14,1	17,0	19,4	16,4
Isla Juan Fernández	18,5	18,7	17,9	16,6	15,3	13,7	12,7	12,3	12,4	13,4	14,9	17,0	15,6
Sewell	15,8	15,6	14,3	11,9	8,30	5,70	4,80	5,50	7,10	9,40	12,1	14,5	11,4
Parrón	18,9	18,1	15,9	12,4	10,0	7,50	7,30	7,80	9,30	12,2	15,1	17,6	13,8
Curico - General Freire	19,9	18,9	15,9	12,1	9,50	7,40	7,20	8,20	10,1	13,0	15,9	18,7	14,4
Chilán - General B. O'Higgins	19,1	18,3	15,6	12,3	9,60	7,70	7,30	8,20	9,70	11,9	14,9	17,7	13,8
Concepción - Carril Sur	16,3	15,7	13,9	1,00	10,8	9,20	8,80	9,10	9,70	11,5	13,5	15,5	12,6
Temuco - Maquehue	15,6	15,4	13,5	11,0	9,40	7,50	7,20	7,70	8,60	10,6	12,7	14,7	11,6
Valdivia - Pichoy	15,8	15,2	13,2	10,5	9,30	7,40	7,00	7,40	8,60	10,4	12,7	14,9	11,7
Ocoamo - Cafel Bajo	15,2	14,5	12,6	10,2	8,70	6,70	6,50	7,10	8,20	10,1	12,3	14,3	11,1
Puerto Montt - El Tepual	14,3	13,6	12,1	10,1	8,80	6,70	6,80	6,80	7,80	9,60	11,6	13,4	10,6
Puerto Aysén - Aeródromo	13,6	13,2	11,5	9,20	6,70	4,30	3,90	5,10	6,90	9,10	11,4	12,9	9,70
Coyhaique - Teniente Vidal	13,6	13,2	11,2	8,20	5,20	2,60	2,00	3,60	5,90	8,40	11,0	12,6	9,10
Balmaceda - Aeropuerto	11,9	11,4	9,30	6,50	3,40	0,80	0,20	1,90	4,10	6,70	9,20	10,9	7,40
Chile Chico - Aeródromo	15,4	15,0	12,3	8,80	5,50	3,00	2,30	3,70	6,40	9,30	12,5	14,4	10,4
Cochrane - Aeródromo	13,6	13,2	10,5	7,40	4,00	1,10	0,90	3,00	5,80	8,50	11,1	12,7	8,90
Punta Arenas - Carlos Ibáñez	10,5	10,1	8,20	6,00	3,40	1,50	1,10	2,00	4,00	6,40	8,20	9,70	6,80
Isla Diego Ramírez	7,20	7,50	6,60	5,60	4,50	3,70	3,20	3,20	3,60	4,70	5,50	6,50	5,30

2. Gráficos para el cálculo del número estructural mínimo de capas asfálticas

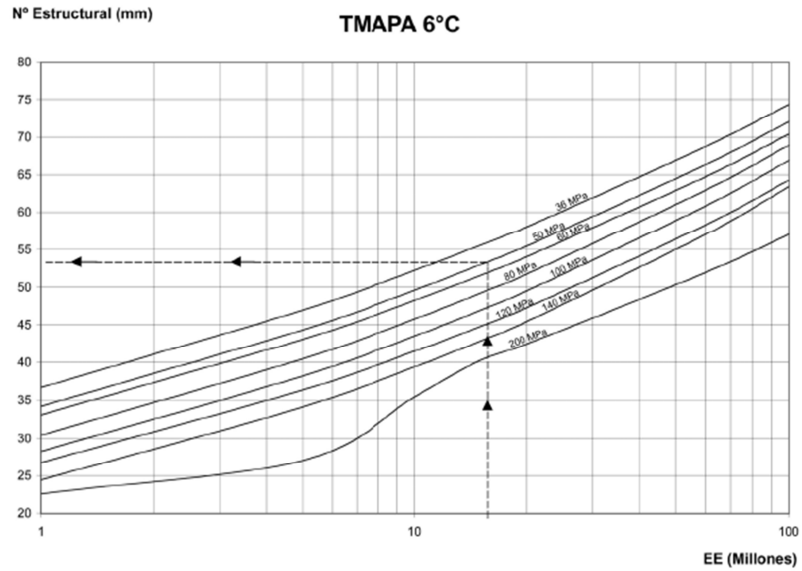


Figura 2.1 - Número estructural capas asfálticas [7].

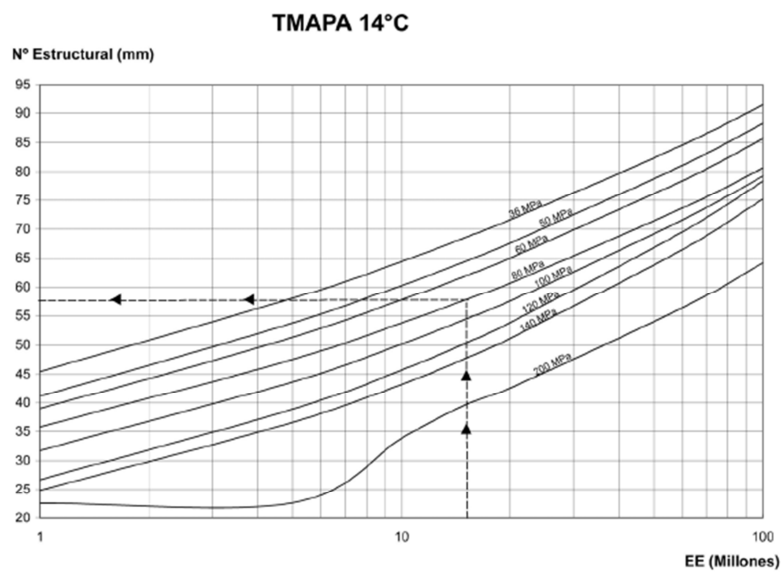


Figura 2.2 - Número estructural capas asfálticas [7]

3. Resultados de diseño

En el punto 3 del anexo se mostrara un ejemplo de aplicación de los métodos de diseño AASHTO, método Shell y método Sudafricano, para una condición de tránsito de 60×10^6 EE.

3.1 Método de diseño AASHTO.

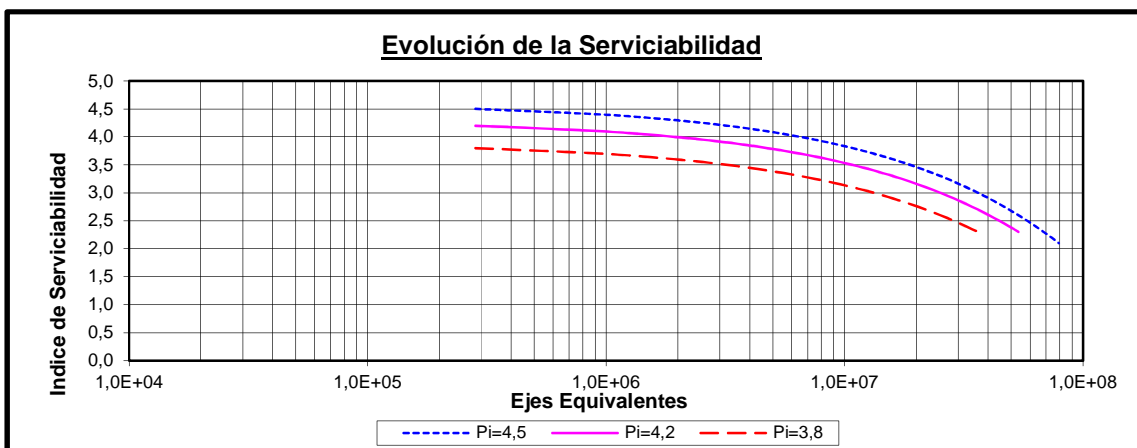
3.1.1 Estructura 1, localidad Región de Arica

EE EN PISTA DISEÑO (miles):	60.000
FACTOR PISTA DISEÑO :	1,00
NIVEL DE CONFIANZA (%) :	85
ERROR STD COMBINADO (So):	0,420
DISTRIBUCIÓN NORMAL ESTANDAR (Z) =	1,036
FACTOR DE CONFIABILIDAD :	2,725
IND.SERV. INICIAL :	4,2
IND.SERV. FINAL :	2,0
MODULO RESIL SUBRASANTE (MPa) :	115,0

TMAPA [°C] :	19,0
--------------	------

NUMERO ESTRUCTURAL:	
SOBRE LA BASE (mm) :	86
TOTAL (mm) :	112

ESPEORES DE LAS CAPAS				
CAPAS LIGADAS	ESPESOR (mm)	COEFICIENTE		N.ESTRUCTURAL PARCIAL
		ESTRUC	DRENAJE	
Concreto Asfáltico	110	0,43	=	47,30
Base Asfáltica	120	0,33	=	39,60
CAPAS NO LIGADAS	0	0,00	A NIVEL DE BASE :	
Base Granular	180	0,13	1,11	= 25,97
TOTAL :				113



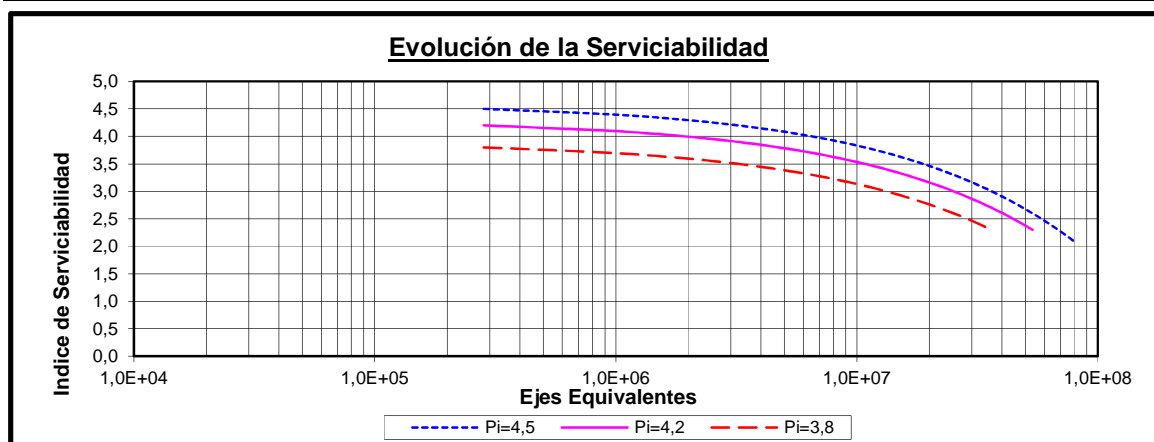
3.1.2 Estructura 1, localidad Región de Valparaíso

EE EN PISTA DISEÑO (miles):	60.000
FACTOR PISTA DISEÑO :	1,00
NIVEL DE CONFIANZA (%) :	85
ERROR STD COMBINADO (So):	0,420
DISTRIBUCIÓN NORMAL ESTANDAR (Z) =	1,036
FACTOR DE CONFIABILIDAD :	2,725
IND.SERV. INICIAL :	4,2
IND.SERV. FINAL :	2,0
MODULO RESIL SUBRASANTE (MPa) :	115,0

TMAPA [°C] :	14,3
--------------	------

NUMERO ESTRUCTURAL:	
SOBRE LA BASE (mm) :	88
TOTAL (mm) :	112

ESPEORES DE LAS CAPAS				
CAPAS LIGADAS	ESPESOR (mm)	COEFICIENTE		N. ESTRUCTURAL PARCIAL
		ESTRUC	DRENAJE	
Concreto Asfáltico	110	0,43	=	47,30
Base Asfáltica	125	0,33	=	41,25
CAPAS NO LIGADAS	0	0,00	A NIVEL DE BASE :	89
Base Granular	180	0,13	1,11	= 25,97
TOTAL :				115



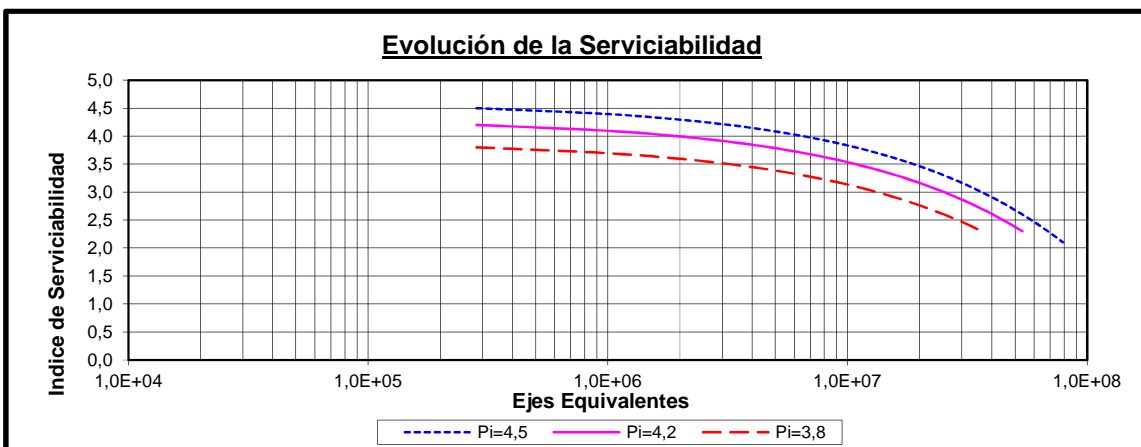
3.1.3 Estructura 1, localidad Región de Punta Arenas

EE EN PISTA DISEÑO (miles):	60.000
FACTOR PISTA DISEÑO :	1,00
NIVEL DE CONFIANZA (%) :	85
ERROR STD COMBINADO (So):	0,420
DISTRIBUCIÓN NORMAL ESTANDAR (Z) =	1,036
FACTOR DE CONFIABILIDAD :	2,725
IND.SERV. INICIAL :	4,2
IND.SERV. FINAL :	2,0
MODULO RESIL SUBRASANTE (MPa) :	115,0

TMAPA [°C] :	6,6
--------------	-----

NUMERO ESTRUCTURAL:	
SOBRE LA BASE (mm) :	72
TOTAL (mm) :	112

ESPEORES DE LAS CAPAS				
CAPAS LIGADAS	ESPESOR (mm)	COEFICIENTE		N. ESTRUCTURAL PARCIAL
		ESTRUC	DRENAJE	
Concreto Asfáltico	110	0,43	=	47,30
Base Asfáltica	120	0,33	=	39,60
CAPAS NO LIGADAS	0	0,00	A NIVEL DE BASE : 87	
Base Granular	180	0,13	1,11	= 25,97
TOTAL :				113



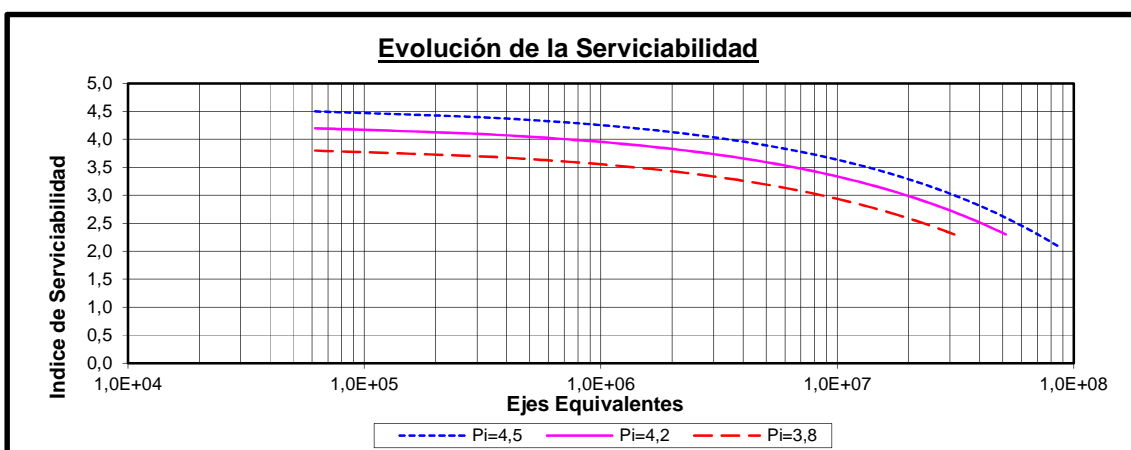
3.1.4 Estructura 2, localidad Región de Arica

EE EN PISTA DISEÑO (miles):	60.000
FACTOR PISTA DISEÑO :	1,00
NIVEL DE CONFIANZA (%) :	85
ERROR STD COMBINADO (So):	0,420
DISTRIBUCIÓN NORMAL ESTANDAR (Z) =	1,036
FACTOR DE CONFIABILIDAD :	2,725
IND.SERV. INICIAL :	4,2
IND.SERV. FINAL :	2,0
MODULO RESIL SUBRASANTE (MPa) :	43,0

TMAPA [°C] :	19,0
--------------	------

NUMERO ESTRUCTURAL:	
SOBRE LA BASE (mm) :	111
TOTAL (mm) :	152

ESPEORES DE LAS CAPAS				
CAPAS LIGADAS	ESPESOR (mm)	COEFICIENTE		N.ESTRUCTURAL PARCIAL
		ESTRUC	DRENAJE	
Concreto Asfáltico	80	0,43	=	34,40
Binder Asfáltico	100	0,41	=	41,00
Base Asfáltica	110	0,33	=	36,30
CAPAS NO LIGADAS	0	0,00	A NIVEL DE BASE : 112	
Base Granular	200	0,13	1,00	= 26,00
Sub-base Granular	250	0,12	1,00	= 30,00
				TOTAL : 168



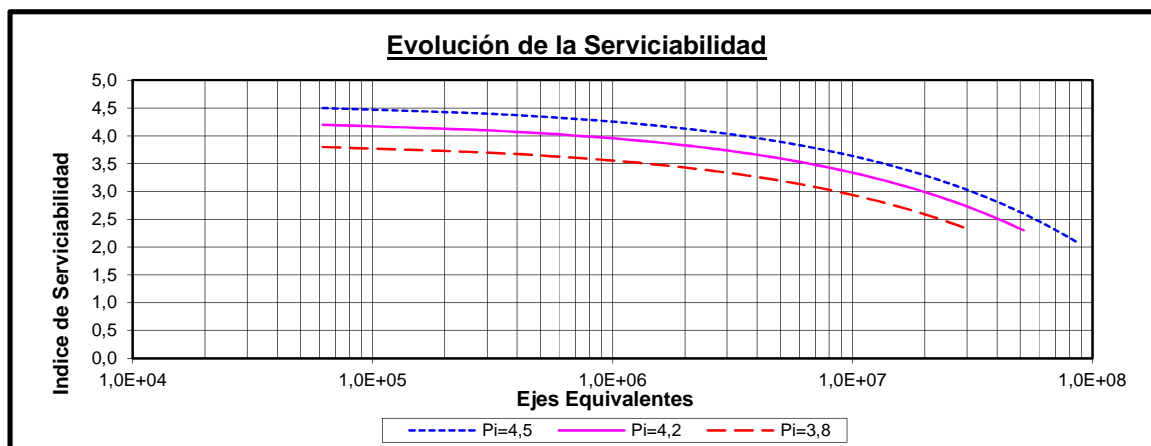
3.1.5 Estructura 2, localidad Región de Valparaíso

EE EN PISTA DISEÑO (miles):	60.000
FACTOR PISTA DISEÑO :	1,00
NIVEL DE CONFIANZA (%) :	85
ERROR STD COMBINADO (So):	0,420
DISTRIBUCIÓN NORMAL ESTANDAR (Z) =	1,036
FACTOR DE CONFIABILIDAD :	2,725
IND.SERV. INICIAL :	4,2
IND.SERV. FINAL :	2,0
MODULO RESIL SUBRASANTE (MPa) :	43,0

TMAPA [°C] :	14,3
--------------	------

NUMERO ESTRUCTURAL:	
SOBRE LA BASE (mm) :	98
TOTAL (mm) :	152

ESPEORES DE LAS CAPAS					
CAPAS LIGADAS	ESPESOR (mm)	COEFICIENTE		N.ESTRUCTURAL PARCIAL	
		ESTRUC	DRENAJE		
Concreto Asfáltico	65	0,43		= 27,95	
Binder Asfáltico	90	0,41		= 36,90	
Base Asfáltica	100	0,33		= 33,00	
CAPAS NO LIGADAS	0	0,00	A NIVEL DE BASE : 98		
Base Granular	200	0,13	1,00	= 26,00	
Sub-base Granular	250	0,12	1,00	= 30,00	
				TOTAL :	154



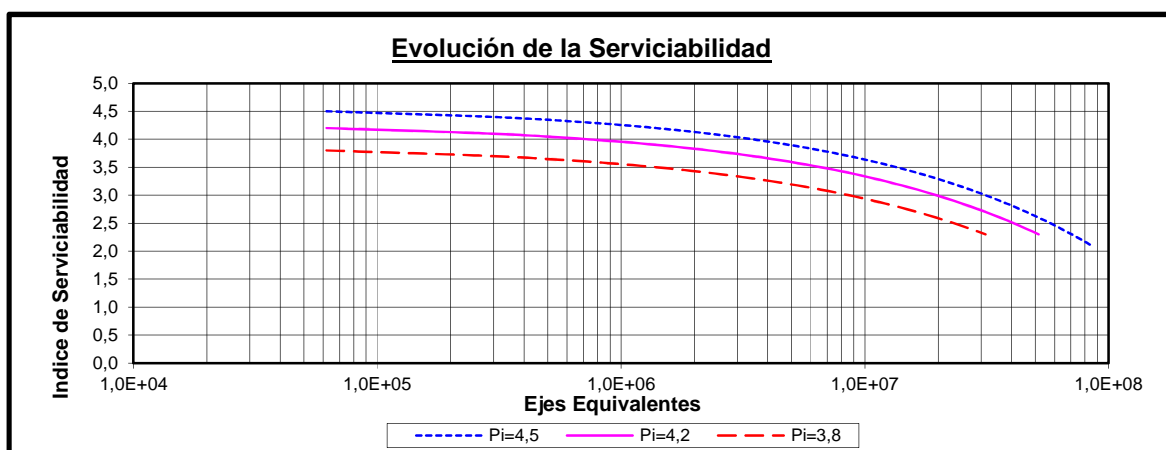
3.1.6 Estructura 2, localidad Región de Punta Arenas

EE EN PISTA DISEÑO (miles):	60.000
FACTOR PISTA DISEÑO :	1,00
NIVEL DE CONFIANZA (%) :	85
ERROR STD COMBINADO (So):	0,420
DISTRIBUCIÓN NORMAL ESTANDAR (Z) =	1,036
FACTOR DE CONFIABILIDAD :	2,725
IND.SERV. INICIAL :	4,2
IND.SERV. FINAL :	2,0
MODULO RESIL SUBRASANTE (MPa) :	43,0

TMAPA [°C] :	6,6
--------------	-----

NUMERO ESTRUCTURAL:	
SOBRE LA BASE (mm) :	80
TOTAL (mm) :	152

ESPEORES DE LAS CAPAS				
CAPAS LIGADAS	ESPESOR (mm)	COEFICIENTE		N. ESTRUCTURAL PARCIAL
		ESTRUC	DRENAJE	
Concreto Asfáltico	70	0,43		= 30,10
Binder Asfáltico	80	0,41		= 32,80
Base Asfáltica	100	0,33		= 33,00
CAPAS NO LIGADAS	0	0,00	A NIVEL DE BASE : 96	
Base Granular	200	0,13	1,00	= 26,00
Sub-base Granular	250	0,12	1,00	= 30,00
				TOTAL : 152



3.2 Método de Diseño SHELL

3.2.1 Estructura 1, localidad Región de Arica



SPDM 3.0 - Thickness Design Iteration Report

60ME3ACS95

Asphalt Thickness designed at 0,286 m
(Determined by the Subgrade Strain Criterion)

Case	Thickness (m)	Strain ($\mu\text{m}/\text{m}$)				Life (x 1 million), 80 kN s.a.			
		Asphalt Under a wheel	Asphalt Between wheels	Subgrade Under a wheel	Subgrade Between wheels	Asphalt Under a wheel	Asphalt Between wheels	Subgrade Under a wheel	Subgrade Between wheels
1,00	0,230	119,30	125,10	-254,00	-274,10	942,05	743,00	24,61	18,15
2,00	0,295	81,83	87,16	-181,30	-194,30	5545,57	4045,04	94,82	71,88
3,00	0,286	86,18	91,70	-189,90	-203,70	4380,53	3211,53	78,77	59,50
	Design:	203,27	203,27	-203,27	-203,27	60,00	60,00	60,00	60,00



BISAR 3.0 - Block Report

60ME3ACS95

System 1: (untitled)

Structure

Loads

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horizontal (Shear) Load (kN)	Horizontal (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Shear Angle (Degrees)
1	0,286	2,630E+03	0,35	1	2,000E+01	5,774E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,050E-01	0,000E+00	-1,575E-01	0,000E+00
2	0,180	2,460E+02	0,35	2	2,000E+01	5,774E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,050E-01	0,000E+00	1,575E-01	0,000E+00
3		1,150E+02	0,35									

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	XX (MPa)	Stresses YY (MPa)	ZZ (MPa)	XX μ strain	Strains YY μ strain	ZZ μ strain	UX (μ m)	Displacements UY (μ m)	UZ (μ m)
1	1	0,000E+00	0,000E+00	2,860E-01	3,107E-01	2,399E-01	-4,165E-02	9,176E+01	5,542E+01	-8,912E+01	0,000E+00	0,000E+00	2,165E+02
2	1	0,000E+00	-1,575E-01	2,860E-01	2,981E-01	2,445E-01	-4,074E-02	8,624E+01	5,872E+01	-8,770E+01	0,000E+00	-3,154E+00	2,103E+02
3	2	0,000E+00	0,000E+00	4,660E-01	1,678E-02	1,434E-02	-2,295E-02	8,048E+01	6,707E+01	-1,376E+02	0,000E+00	0,000E+00	1,890E+02
4	2	0,000E+00	-1,575E-01	4,660E-01	1,562E-02	1,258E-02	-2,156E-02	7,626E+01	5,960E+01	-1,278E+02	0,000E+00	-1,018E+01	1,843E+02
5	3	0,000E+00	0,000E+00	4,660E-01	1,263E-03	1,219E-04	-2,295E-02	8,048E+01	6,707E+01	-2,038E+02	0,000E+00	0,000E+00	1,890E+02
6	3	0,000E+00	-1,575E-01	4,660E-01	1,117E-03	-3,019E-04	-2,156E-02	7,626E+01	5,960E+01	-1,900E+02	0,000E+00	-1,018E+01	1,843E+02

3.2.2 Estructura 1, localidad Región de Valparaíso



SPDM 3.0 - Thickness Design Iteration Report

60ME3VCS95

Asphalt Thickness designed at 0,226 m
(Determined by the Subgrade Strain Criterion)

Case	Thickness (m)	Strain ($\mu\text{m}/\text{m}$)				Life (x 1 million), 80 kN s.a.			
		Asphalt		Subgrade		Asphalt		Subgrade	
		Under a wheel	Between wheels	Under a wheel	Between wheels	Under a wheel	Between wheels	Under a wheel	Between wheels
1,00	0,230	76,77	80,44	-186,40	-199,10	2355,98	1865,39	84,86	65,19
2,00	0,280	56,96	60,27	-140,50	-149,30	10053,64	7579,97	262,89	206,18
3,00	0,226	78,66	82,32	-190,80	-203,90	2086,22	1661,89	77,30	59,27
	Design:	159,95	159,95	-203,27	-203,27	60,00	60,00	60,00	60,00



BISAR 3.0 - Block Report

60ME3VCS95

System 1: (untitled)

Structure

Loads

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horizontal (Shear) Load (kN)	Horizontal (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Shear Angle (Degrees)
1	0,227	5,120E+03	0,35	1	2,000E+01	5,774E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,050E-01	0,000E+00	-1,575E-01	0,000E+00
2	0,150	2,460E+02	0,35	2	2,000E+01	5,774E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,050E-01	0,000E+00	1,575E-01	0,000E+00
3		1,150E+02	0,35									

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	XX (MPa)	Stresses YY (MPa)	ZZ (MPa)	XX μ strain	Strains YY μ strain	ZZ μ strain	UX (μ m)	Displacements UY (μ m)	UZ (μ m)
1	1	0,000E+00	0,000E+00	2,270E-01	5,471E-01	4,059E-01	-4,057E-02	8,198E+01	4,465E+01	-7,307E+01	0,000E+00	0,000E+00	2,194E+02
2	1	0,000E+00	-1,575E-01	2,270E-01	5,947E-01	4,533E-01	-4,118E-02	7,822E+01	5,412E+01	-7,627E+01	0,000E+00	-7,903E+00	2,136E+02
3	2	0,000E+00	0,000E+00	4,070E-01	1,539E-02	1,297E-02	-2,337E-02	7,736E+01	6,407E+01	-1,353E+02	0,000E+00	0,000E+00	1,930E+02
4	2	0,000E+00	-1,575E-01	4,070E-01	1,435E-02	1,144E-02	-2,202E-02	7,337E+01	5,743E+01	-1,262E+02	0,000E+00	-9,762E+00	1,883E+02
5	3	0,000E+00	0,000E+00	4,070E-01	4,938E-04	-6,382E-04	-2,337E-02	7,736E+01	6,407E+01	-2,028E+02	0,000E+00	0,000E+00	1,930E+02
6	3	0,000E+00	-1,575E-01	4,070E-01	3,927E-04	-9,648E-04	-2,202E-02	7,337E+01	5,743E+01	-1,897E+02	0,000E+00	-9,762E+00	1,883E+02

3.2.3 Estructura 1, localidad Región de Punta Arenas



SPDM 3.0 - Thickness Design Iteration Report

60ME3PCS95

Asphalt Thickness designed at 0,164 m
(Determined by the Subgrade Strain Criterion)

Case	Thickness (m)	Strain ($\mu\text{m}/\text{m}$)				Life (x 1 million), 80 kN s.a.			
		Asphalt Under a wheel	Asphalt Between wheels	Subgrade Under a wheel	Subgrade Between wheels	Asphalt Under a wheel	Asphalt Between wheels	Subgrade Under a wheel	Subgrade Between wheels
1,00	0,230	39,96	41,72	-117,00	-123,40	11781,97	9497,82	546,69	441,79
2,00	0,280	29,34	30,84	-85,90	-90,10	54204,46	42243,87	1881,52	1554,47
3,00	0,151	72,04	73,41	-214,20	-229,00	624,45	568,32	48,66	37,25
4,00	0,167	63,15	64,74	-186,70	-198,80	1206,43	1065,38	84,31	65,59
5,00	0,164	64,69	66,25	-191,40	-204,00	1069,51	949,38	76,33	59,15
	Design:	115,09	115,09	-203,27	-203,27	60,00	60,00	60,00	60,00



BISAR 3.0 - Block Report

60ME3PCS95

System 1: (untitled)

Structure

Loads

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Load (kN)	Vertical Stress (MPa)	Horizontal (Shear) Load (kN)	Horizontal (Shear) Stress (MPa)	Radius (m)	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Shear Angle (Degrees)
1	0,165	1,280E+04	0,35	1	2,000E+01	5,774E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,050E-01	0,000E+00	-1,575E-01	0,000E+00
2	0,180	2,460E+02	0,35	2	2,000E+01	5,774E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,050E-01	0,000E+00	1,575E-01	0,000E+00
3		1,150E+02	0,35									

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	XX (MPa)	Stresses YY (MPa)	ZZ (MPa)	XX μ strain	Strains YY μ strain	ZZ μ strain	UX (μ m)	Displacements UY (μ m)	UZ (μ m)
1	1	0,000E+00	0,000E+00	1,650E-01	1,102E+00	7,866E-01	-3,925E-02	6,569E+01	3,238E+01	-5,472E+01	0,000E+00	0,000E+00	2,233E+02
2	1	0,000E+00	-1,575E-01	1,650E-01	1,145E+00	9,673E-01	-6,088E-02	6,411E+01	4,538E+01	-6,095E+01	0,000E+00	-6,238E+00	2,171E+02
3	2	0,000E+00	0,000E+00	3,450E-01	1,351E-02	1,121E-02	-2,403E-02	7,314E+01	6,053E+01	-1,328E+02	0,000E+00	0,000E+00	1,984E+02
4	2	0,000E+00	-1,575E-01	3,450E-01	1,261E-02	9,905E-03	-2,269E-02	6,946E+01	5,459E+01	-1,243E+02	0,000E+00	-9,246E+00	1,935E+02
5	3	0,000E+00	0,000E+00	3,450E-01	-5,757E-04	-1,650E-03	-2,403E-02	7,314E+01	6,053E+01	-2,021E+02	0,000E+00	0,000E+00	1,984E+02
6	3	0,000E+00	-1,575E-01	3,450E-01	-6,081E-04	-1,875E-03	-2,269E-02	6,946E+01	5,459E+01	-1,897E+02	0,000E+00	-9,246E+00	1,935E+02

3.2.4 Estructura 2, localidad Región de Arica



SPDM 3.0 - Thickness Design Iteration Report

60ME5ACS95

Asphalt Thickness designed at 0,290 m
(Determined by the Subgrade Strain Criterion)

Case	Thickness (m)	Strain ($\mu\text{m}/\text{m}$)				Life (x 1 million), 80 kN s.a.			
		Asphalt Under a wheel	Between wheels	Subgrade Under a wheel	Between wheels	Asphalt Under a wheel	Between wheels	Subgrade Under a wheel	Between wheels
1,00	0,290	94,27	100,10	-195,50	-203,20	2733,01	2024,60	70,13	60,09
	Design:	202,34	202,34	-203,27	-203,27	60,00	60,00	60,00	60,00



BISAR 3.0 - Block Report

60ME5ACS95

System 1: (untitled)

Structure

Loads

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Vertical		Horizontal (Shear)		Radius (m)	X Coord (m)	Y Coord (m)	Shear Angle (Degrees)
					Load (kN)	Stress (MPa)	Load (kN)	Stress (MPa)				
1	0,290	2,670E+03	0,35	1	2,000E+01	5,774E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,050E-01	0,000E+00	-1,575E-01	0,000E+00
2	0,200	2,460E+02	0,35	2	2,000E+01	5,774E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,050E-01	0,000E+00	1,575E-01	0,000E+00
3	0,250	1,680E+02	0,35									
4		4,300E+01	0,35									

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	Stresses (MPa)			Strains (µstrain)			Displacements (µm)		
					XX	YY	ZZ	XX	YY	ZZ	UX	UY	UZ
1	1	0,000E+00	0,000E+00	2,900E-01	3,205E-01	2,521E-01	-3,986E-02	9,219E+01	5,765E+01	-8,999E+01	0,000E+00	0,000E+00	3,537E+02
2	1	0,000E+00	-1,575E+01	2,900E-01	3,076E-01	2,533E-01	-3,869E-02	8,681E+01	6,036E+01	-8,923E+01	0,000E+00	-9,436E+00	3,472E+02
3	2	0,000E+00	0,000E+00	4,900E-01	1,741E-02	1,567E-02	-1,806E-02	7,416E+01	6,465E+01	-1,205E+02	0,000E+00	0,000E+00	3,250E+02
4	2	0,000E+00	-1,575E-01	4,900E-01	1,660E-02	1,436E-02	-1,685E-02	7,102E+01	5,871E+01	-1,125E+02	0,000E+00	-9,875E+00	3,202E+02
5	3	0,000E+00	0,000E+00	7,400E-01	1,628E-02	1,566E-02	-8,370E-03	8,170E+01	7,673E+01	-1,164E+02	0,000E+00	0,000E+00	2,951E+02
6	3	0,000E+00	-1,575E+01	7,400E-01	1,568E-02	1,467E-02	-8,079E-03	7,962E+01	7,149E+01	-1,113E+02	0,000E+00	-1,181E+01	2,919E+02
7	4	0,000E+00	0,000E+00	7,400E-01	8,127E-04	6,543E-04	-8,370E-03	8,170E+01	7,673E+01	-2,066E+02	0,000E+00	0,000E+00	2,951E+02
8	4	0,000E+00	-1,575E-01	7,400E-01	7,776E-04	5,184E-04	-8,079E-03	7,962E+01	7,149E+01	-1,984E+02	0,000E+00	-1,181E+01	2,919E+02

3.2.5 Estructura 2, localidad Región de Valparaíso



SPDM 3.0 - Thickness Design Iteration Report

60ME5VCS95

Asphalt Thickness designed at 0,236 m
(Determined by the Subgrade Strain Criterion)

Case	Thickness (m)	Strain ($\mu\text{m}/\text{m}$)				Life (x 1 million), 80 kN s.a.			
		Asphalt		Subgrade		Asphalt		Subgrade	
		Under a wheel	Between wheels	Under a wheel	Between wheels	Under a wheel	Between wheels	Under a wheel	Between wheels
1,00	0,250	75,19	78,99	-182,20	-188,80	2560,20	2000,84	92,96	80,63
2,00	0,300	56,81	60,01	-143,30	-147,70	9980,90	7588,84	242,94	215,26
3,00	0,235	82,64	86,54	-197,10	-204,60	1629,96	1294,33	67,88	58,46
4,00	0,236	82,16	86,05	-196,10	-203,60	1678,14	1331,60	69,27	59,62
	Design:	159,95	159,95	-203,27	-203,27	60,00	60,00	60,00	60,00



BISAR 3.0 - Block Report

60ME5VCS95

System 1: (untitled)

Structure

Loads

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Vertical		Horizontal (Shear)		Radius (m)	X Coord (m)	Y Coord (m)	Shear Angle (Degrees)
					Load (kN)	Stress (MPa)	Load (kN)	Stress (MPa)				
1	0,236	5,120E+03	0,35	1	2,000E+01	5,774E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,050E-01	0,000E+00	-1,575E-01	0,000E+00
2	0,200	2,460E+02	0,35	2	2,000E+01	5,774E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,050E-01	0,000E+00	1,575E-01	0,000E+00
3	0,250	1,680E+02	0,35									
4		4,300E+01	0,35									

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	Stresses (MPa)			Strains (µstrain)			Displacements (µm)		
					XX	YY	ZZ	XX	YY	ZZ	UX	UY	UZ
1	1	0,000E+00	0,000E+00	2,360E-01	5,487E-01	4,203E-01	-3,762E-02	8,102E+01	4,715E+01	-7,359E+01	0,000E+00	0,000E+00	3,555E+02
2	1	0,000E+00	-1,575E-01	2,360E-01	5,429E-01	4,573E-01	-3,772E-02	7,736E+01	5,473E+01	-7,575E+01	0,000E+00	-8,148E+00	3,493E+02
3	2	0,000E+00	0,000E+00	4,360E-01	1,614E-02	1,449E-02	-1,784E-02	7,036E+01	6,134E+01	-1,161E+02	0,000E+00	0,000E+00	3,286E+02
4	2	0,000E+00	-1,575E-01	4,360E-01	1,542E-02	1,334E-02	-1,671E-02	6,748E+01	5,608E+01	-1,089E+02	0,000E+00	-9,393E+00	3,239E+02
5	3	0,000E+00	0,000E+00	6,860E-01	1,602E-02	1,542E-02	-8,497E-03	8,095E+01	7,612E+01	-1,161E+02	0,000E+00	0,000E+00	2,991E+02
6	3	0,000E+00	-1,575E-01	6,860E-01	1,545E-02	1,447E-02	-8,208E-03	7,893E+01	7,102E+01	-1,112E+02	0,000E+00	-1,172E+01	2,959E+02
7	4	0,000E+00	0,000E+00	6,860E-01	6,966E-04	5,427E-04	-8,497E-03	8,095E+01	7,612E+01	-2,077E+02	0,000E+00	0,000E+00	2,991E+02
8	4	0,000E+00	-1,575E-01	6,860E-01	6,661E-04	4,144E-04	-8,208E-03	7,893E+01	7,102E+01	-1,997E+02	0,000E+00	-1,172E+01	2,959E+02

3.2.6 Estructura 2, localidad Región de Punta Arenas



SPDM 3.0 - Thickness Design Iteration Report

60ME5PCS95

Asphalt Thickness designed at 0,177 m
(Determined by the Subgrade Strain Criterion)

Case	Thickness (m)	Strain ($\mu\text{m/m}$)				Life (x 1 million), 80 kN s.a.			
		Asphalt		Subgrade		Asphalt		Subgrade	
		Under a wheel	Between wheels	Under a wheel	Between wheels	Under a wheel	Between wheels	Under a wheel	Between wheels
1,00	0,250	38,87	40,60	-123,30	-126,70	13405,24	10782,44	443,23	397,53
2,00	0,300	29,12	30,54	-93,80	-96,01	55764,10	43950,76	1323,33	1205,63
3,00	0,165	70,39	72,12	-213,40	-221,80	701,16	621,00	49,40	42,33
4,00	0,179	63,17	64,99	-193,40	-200,50	1204,52	1045,05	73,22	63,39
5,00	0,177	64,13	65,94	-196,10	-203,40	1117,02	971,91	69,27	59,85
	Design:	115,09	115,09	-203,27	-203,27	60,00	60,00	60,00	60,00



BISAR 3.0 - Block Report

60ME5PCS95

System 1: (untitled)

Structure





Loads

Layer Number	Thickness (m)	Modulus of Elasticity (MPa)	Poisson's Ratio	Load Number	Vertical		Horizontal (Shear)		Radius (m)	X Coord (m)	Y Coord (m)	Shear Angle (Degrees)
					Load (kN)	Stress (MPa)	Load (kN)	Stress (MPa)				
1	0,177	1,280E+04	0,35	1	2,000E+01	5,774E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,050E-01	0,000E+00	-1,575E-01	0,000E+00
2	0,200	2,460E+02	0,35	2	2,000E+01	5,774E-01	0,000E+00	0,000E+00	1,050E-01	0,000E+00	1,575E-01	0,000E+00
3	0,250	1,680E+02	0,35									
4		4,300E+01	0,35									

Position Number	Layer Number	X-Coord (m)	Y-Coord (m)	Depth (m)	Stresses (MPa)			Strains (µstrain)			Displacements (µm)		
					XX	YY	ZZ	XX	YY	ZZ	UX	UY	UZ
1	1	0,000E+00	0,000E+00	1,770E-01	1,078E+00	8,062E-01	-3,440E-02	6,313E+01	3,444E+01	-5,421E+01	0,000E+00	0,000E+00	3,567E+02
2	1	0,000E+00	-1,575E-01	1,770E-01	1,105E+00	9,466E-01	-3,542E-02	6,144E+01	4,470E+01	-5,888E+01	0,000E+00	-6,332E+00	3,512E+02
3	2	0,000E+00	0,000E+00	3,770E-01	1,421E-02	1,275E-02	-1,746E-02	6,447E+01	5,646E+01	-1,093E+02	0,000E+00	0,000E+00	3,325E+02
4	2	0,000E+00	-1,575E-01	3,770E-01	1,363E-02	1,180E-02	-1,642E-02	6,196E+01	5,195E+01	-1,029E+02	0,000E+00	-8,666E+00	3,278E+02
5	3	0,000E+00	0,000E+00	6,270E-01	1,556E-02	1,499E-02	-8,631E-03	7,938E+01	7,477E+01	-1,150E+02	0,000E+00	0,000E+00	3,038E+02
6	3	0,000E+00	-1,575E-01	6,270E-01	1,502E-02	1,408E-02	-8,344E-03	7,744E+01	6,988E+01	-1,103E+02	0,000E+00	-1,152E+01	3,005E+02
7	4	0,000E+00	0,000E+00	6,270E-01	5,244E-04	3,777E-04	-8,631E-03	7,938E+01	7,477E+01	-2,081E+02	0,000E+00	0,000E+00	3,038E+02
8	4	0,000E+00	-1,575E-01	6,270E-01	5,005E-04	2,598E-04	-8,344E-03	7,744E+01	6,988E+01	-2,002E+02	0,000E+00	-1,152E+01	3,005E+02



3.3 Método Sudafricano

3.3.1 Estructura 1, localidad Región de Arica

Pavement Situation At Start of Phase 1 of 1	
Method: Distinct Phase Calculation Without Adjustment For Incremental Damage	
Design Name: [Not Provided] [No Description Provided]	
Detailed view for axle type: 80 kN Axle, Dual 520 kPa, 350 mm Spacing Total Capacity for All Phases is 61,34 million Applied Cumulative axles of this type at phase end is 61,64 million Critical layer for this phase and axle: Layer 1 Phase starts in year 0 and ends in year 20,25 Note: Damages & critical parameters shown are for this axle type only.	
	<p>Thickness = 289 Millimetres; Carpeta asfáltica Stiffness = 2667 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Thick Asphalt Cat A None</p> <p>Max. Horizontal Tensile Strain: 85,1 Microstrain Position: Between Loads/Bottom of Layer Axle Capacity: 61,34 million (Effective: 61,34 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to > 1.0</p>
	<p>Thickness = 180 Millimetres; G4 material in moderate condition Stiffness = 246 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 34,4 kPa; Angle of Friction = 43,4</p> <p>Shear Safety Factor: 4,15 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06</p>
	<p>Thickness = Semi-Infinite; G7 material in moderate condition Stiffness = 115 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Subgrade Rut, Cat A None</p> <p>Vertical Compressive Strain: 193 Microstrain Position: Between Loads/Top of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06</p>
Standard Axle Load Details:	
Setup: 80 kN Axle, Dual 520 kPa, 350 mm Spacing; Daily Count = 7390; Growth Rate = 1 (%)	
Description: 80 kN Axle Dual Tyres. Contact pressure of 520 kPa, 350 mm Spacing	
Pavement Notes:	
	60ME3ACAC95

Rubicon Toolbox: LET: Standard Axle Analysis / Ver: 2.4.1 / (Unlicensed)

3.3.2 Estructura 1, localidad Región de Valparaíso

Pavement Situation At Start of Phase 1 of 1	
Method: Distinct Phase Calculation Without Adjustment For Incremental Damage	
Design Name: [Not Provided] [No Description Provided]	
Detailed view for axle type: 80 kN Axle, Dual 520 kPa, 350 mm Spacing Total Capacity for All Phases is 60,14 million Applied Cumulative axles of this type at phase end is 60,81 million Critical layer for this phase and axle: Layer 1 Phase starts in year 0 and ends in year 20 Note: Damages & critical parameters shown are for this axle type only.	
	<p>Thickness = 231 Millimetres; Carpeta asfáltica Stiffness = 5124 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Thick Asphalt Cat A None</p> <p>Max. Horizontal Tensile Strain: 75,4 Microstrain Position: Between Loads/Bottom of Layer Axle Capacity: 60,14 million (Effective: 60,14 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to > 1.0</p> <hr/> <p>Thickness = 180 Millimetres; G4 material in moderate condition Stiffness = 246 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 34,4 kPa; Angle of Friction = 43,4</p> <p>Shear Safety Factor: 4,38 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06</p> <hr/> <p>Thickness = Semi-Infinite; G7 material in moderate condition Stiffness = 115 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Subgrade Rut, Cat A None</p> <p>Vertical Compressive Strain: 192 Microstrain Position: Between Loads/Top of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06</p>
Standard Axle Load Details:	
Setup: 80 kN Axle, Dual 520 kPa, 350 mm Spacing; Daily Count = 7390; Growth Rate = 1 (%)	
Description: 80 kN Axle Dual Tyres. Contact pressure of 520 kPa, 350 mm Spacing	
Pavement Notes:	
	60ME3VCAC95






Rubicon Toolbox: LET: Standard Axle Analysis / Ver: 2.4.1 / (Unlicensed)

3.3.3 Estructura 1, localidad Región de Punta Arenas

Pavement Situation At Start of Phase 1 of 1 Method: Distinct Phase Calculation Without Adjustment For Incremental Damage							
Design Name: [Not Provided] [No Description Provided]							
Detailed view for axle type: 80 kN Axle, Dual 520 kPa, 350 mm Spacing Total Capacity for All Phases is 61,56 million Critical layer for this phase and axle: Layer 1 Phase starts in year 0 and ends in year 20,25 Note: Damages & critical parameters shown are for this axle type only.							
	<table border="0"> <tr> <td style="vertical-align: top;"> Thickness = 175 Millimetres; Carpeta asfáltica Stiffness = 12784 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Thick Asphalt Cat A No special material properties needed </td> <td style="vertical-align: top;"> Max. Horizontal Tensile Strain: 57,3 Microstrain Position: Between Loads/Bottom of Layer Axle Capacity: 61,56 million (Effective: 61,56 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0,01 to > 1,0 </td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: top;"> Thickness = 180 Millimetres; G4 material in moderate condition Stiffness = 246 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 34,4 kPa; Angle of Friction = 43,4 </td> <td style="vertical-align: top;"> Shear Safety Factor: 4,98 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0,01 to 0,06 </td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: top;"> Thickness = Semi-Infinite; G7 material in moderate condition Stiffness = 115 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Subgrade Rut, Cat A No special material properties needed </td> <td style="vertical-align: top;"> Vertical Compressive Strain: 180 Microstrain Position: Between Loads/Top of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0,01 to 0,06 </td> </tr> </table>	Thickness = 175 Millimetres; Carpeta asfáltica Stiffness = 12784 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Thick Asphalt Cat A No special material properties needed	Max. Horizontal Tensile Strain: 57,3 Microstrain Position: Between Loads/Bottom of Layer Axle Capacity: 61,56 million (Effective: 61,56 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0,01 to > 1,0	Thickness = 180 Millimetres; G4 material in moderate condition Stiffness = 246 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 34,4 kPa; Angle of Friction = 43,4	Shear Safety Factor: 4,98 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0,01 to 0,06	Thickness = Semi-Infinite; G7 material in moderate condition Stiffness = 115 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Subgrade Rut, Cat A No special material properties needed	Vertical Compressive Strain: 180 Microstrain Position: Between Loads/Top of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0,01 to 0,06
Thickness = 175 Millimetres; Carpeta asfáltica Stiffness = 12784 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Thick Asphalt Cat A No special material properties needed	Max. Horizontal Tensile Strain: 57,3 Microstrain Position: Between Loads/Bottom of Layer Axle Capacity: 61,56 million (Effective: 61,56 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0,01 to > 1,0						
Thickness = 180 Millimetres; G4 material in moderate condition Stiffness = 246 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 34,4 kPa; Angle of Friction = 43,4	Shear Safety Factor: 4,98 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0,01 to 0,06						
Thickness = Semi-Infinite; G7 material in moderate condition Stiffness = 115 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Subgrade Rut, Cat A No special material properties needed	Vertical Compressive Strain: 180 Microstrain Position: Between Loads/Top of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0,01 to 0,06						
Standard Axle Load Details: Setup: 80 kN Axle, Dual 520 kPa, 350 mm Spacing; Daily Count = 7390; Growth Rate = 1 (%) Description: 80 kN Axle Dual Tyres. Contact pressure of 750 kPa, 350 mm Spacing							
Pavement Notes:							
	60E2PCAC95						



Rubicon Toolbox:LET: Standard Axle Analysis / Ver: 2.9.8 / (Unlicensed)

3.3.4 Estructura 2, localidad Región de Arica

Pavement Situation At Start of Phase 1 of 1	
Method: Distinct Phase Calculation Without Adjustment For Incremental Damage	
Design Name: [Not Provided] [No Description Provided]	
Detailed view for axle type: 80 kN Axle, Dual 520 kPa, 350 mm Spacing Total Capacity for All Phases is 60,1 million Applied Cumulative axles of this type at phase end is 60,81 million Critical layer for this phase and axle: Layer 1 Phase starts in year 0 and ends in year 20 Note: Damages & critical parameters shown are for this axle type only.	
	<p>Thickness = 295 Millimetres; Carpeta asfáltica Stiffness = 2667 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Thick Asphalt Cat A None</p> <p>Max. Horizontal Tensile Strain: 85,9 Microstrain Position: Between Loads/Bottom of Layer Axle Capacity: 60,1 million (Effective: 60,1 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to > 1.0</p>
	<p>Thickness = 200 Millimetres; G4 material in moderate condition Stiffness = 246 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 34,4 kPa; Angle of Friction = 43,4</p> <p>Shear Safety Factor: 4,36 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06</p>
	<p>Thickness = 250 Millimetres; G5 material in moderate moisture condition Stiffness = 168 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 27,7 kPa; Angle of Friction = 38,5</p> <p>Shear Safety Factor: 5,17 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06</p>
	<p>Thickness = Semi-Infinite; G10 material in moderate condition Stiffness = 43 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Subgrade Rut, Cat A None</p> <p>Vertical Compressive Strain: 200 Microstrain Position: Between Loads/Top of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06</p>
Standard Axle Load Details:	
Setup: 80 kN Axle, Dual 520 kPa, 350 mm Spacing; Daily Count = 7390; Growth Rate = 1 (%)	
Description: 80 kN Axle Dual Tyres. Contact pressure of 520 kPa, 350 mm Spacing	
Pavement Notes:	
	60ME2ACAC95



Rubicon Toolbox: LET: Standard Axle Analysis / Ver: 2.4.1 / (Unlicensed)

3.3.5 Estructura 2, localidad Región de Valparaíso

Pavement Situation At Start of Phase 1 of 1									
Method: Distinct Phase Calculation Without Adjustment For Incremental Damage									
Design Name: [Not Provided] [No Description Provided]									
Detailed view for axle type: 80 kN Axle, Dual 520 kPa, 350 mm Spacing Total Capacity for All Phases is 60,33 million Applied Cumulative axles of this type at phase end is 60,81 million Critical layer for this phase and axle: Layer 1 Phase starts in year 0 and ends in year 20 Note: Damages & critical parameters shown are for this axle type only.									
	<table border="0"> <tr> <td style="vertical-align: top;"> Thickness = 238 Millimetres; Carpeta asfáltica Stiffness = 5124 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Thick Asphalt Cat A None </td> <td style="vertical-align: top;"> Max. Horizontal Tensile Strain: 75,9 Microstrain Position: Between Loads/Bottom of Layer Axle Capacity: 60,33 million (Effective: 60,33 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to > 1.0 </td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: top;"> Thickness = 200 Millimetres; G4 material in moderate condition Stiffness = 246 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 34,4 kPa; Angle of Friction = 43,4 </td> <td style="vertical-align: top;"> Shear Safety Factor: 4,64 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06 </td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: top;"> Thickness = 250 Millimetres; G5 material in moderate moisture condition Stiffness = 168 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 27,7 kPa; Angle of Friction = 38,5 </td> <td style="vertical-align: top;"> Shear Safety Factor: 5,22 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06 </td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: top;"> Thickness = Semi-Infinite; G10 material in moderate condition Stiffness = 43 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Subgrade Rut, Cat A None </td> <td style="vertical-align: top;"> Vertical Compressive Strain: 203 Microstrain Position: Between Loads/Top of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06 </td> </tr> </table>	Thickness = 238 Millimetres; Carpeta asfáltica Stiffness = 5124 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Thick Asphalt Cat A None	Max. Horizontal Tensile Strain: 75,9 Microstrain Position: Between Loads/Bottom of Layer Axle Capacity: 60,33 million (Effective: 60,33 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to > 1.0	Thickness = 200 Millimetres; G4 material in moderate condition Stiffness = 246 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 34,4 kPa; Angle of Friction = 43,4	Shear Safety Factor: 4,64 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06	Thickness = 250 Millimetres; G5 material in moderate moisture condition Stiffness = 168 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 27,7 kPa; Angle of Friction = 38,5	Shear Safety Factor: 5,22 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06	Thickness = Semi-Infinite; G10 material in moderate condition Stiffness = 43 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Subgrade Rut, Cat A None	Vertical Compressive Strain: 203 Microstrain Position: Between Loads/Top of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06
Thickness = 238 Millimetres; Carpeta asfáltica Stiffness = 5124 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Thick Asphalt Cat A None	Max. Horizontal Tensile Strain: 75,9 Microstrain Position: Between Loads/Bottom of Layer Axle Capacity: 60,33 million (Effective: 60,33 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to > 1.0								
Thickness = 200 Millimetres; G4 material in moderate condition Stiffness = 246 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 34,4 kPa; Angle of Friction = 43,4	Shear Safety Factor: 4,64 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06								
Thickness = 250 Millimetres; G5 material in moderate moisture condition Stiffness = 168 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 27,7 kPa; Angle of Friction = 38,5	Shear Safety Factor: 5,22 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06								
Thickness = Semi-Infinite; G10 material in moderate condition Stiffness = 43 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Subgrade Rut, Cat A None	Vertical Compressive Strain: 203 Microstrain Position: Between Loads/Top of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06								
Standard Axle Load Details:									
Setup: 80 kN Axle, Dual 520 kPa, 350 mm Spacing; Daily Count = 7390; Growth Rate = 1 (%)									
Description: 80 kN Axle Dual Tyres. Contact pressure of 520 kPa, 350 mm Spacing									
Pavement Notes:									
	60ME2VCAC95								

Rubicon Toolbox: LET: Standard Axle Analysis / Ver: 2.4.1 / (Unlicensed)

3.3.6 Estructura 2, localidad Región de Punta Arenas

Pavement Situation At Start of Phase 1 of 1									
Method: Distinct Phase Calculation Without Adjustment For Incremental Damage									
Design Name: [Not Provided] [No Description Provided]									
Detailed view for axle type: 80 kN Axle, Dual 520 kPa, 350 mm Spacing Total Capacity for All Phases is 60,06 million Applied Cumulative axles of this type at phase end is 60,81 million Critical layer for this phase and axle: Layer 1 Phase starts in year 0 and ends in year 20 Note: Damages & critical parameters shown are for this axle type only.									
	<table border="0"> <tr> <td style="vertical-align: top;"> Thickness = 181 Millimetres; Carpeta asfáltica Stiffness = 12784 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Thick Asphalt Cat A None </td> <td style="vertical-align: top;"> Max. Horizontal Tensile Strain: 58 Microstrain Position: Between Loads/Bottom of Layer Axle Capacity: 60,06 million (Effective: 60,06 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to > 1.0 </td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: top;"> Thickness = 200 Millimetres; G4 material in moderate condition Stiffness = 246 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 34,4 kPa; Angle of Friction = 43,4 </td> <td style="vertical-align: top;"> Shear Safety Factor: 5,29 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06 </td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: top;"> Thickness = 250 Millimetres; G5 material in moderate moisture condition Stiffness = 168 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 27,7 kPa; Angle of Friction = 38,5 </td> <td style="vertical-align: top;"> Shear Safety Factor: 5,48 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06 </td> </tr> <tr> <td style="vertical-align: top;"> Thickness = Semi-Infinite; G10 material in moderate condition Stiffness = 43 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Subgrade Rut, Cat A None </td> <td style="vertical-align: top;"> Vertical Compressive Strain: 200 Microstrain Position: Between Loads/Top of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06 </td> </tr> </table>	Thickness = 181 Millimetres; Carpeta asfáltica Stiffness = 12784 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Thick Asphalt Cat A None	Max. Horizontal Tensile Strain: 58 Microstrain Position: Between Loads/Bottom of Layer Axle Capacity: 60,06 million (Effective: 60,06 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to > 1.0	Thickness = 200 Millimetres; G4 material in moderate condition Stiffness = 246 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 34,4 kPa; Angle of Friction = 43,4	Shear Safety Factor: 5,29 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06	Thickness = 250 Millimetres; G5 material in moderate moisture condition Stiffness = 168 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 27,7 kPa; Angle of Friction = 38,5	Shear Safety Factor: 5,48 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06	Thickness = Semi-Infinite; G10 material in moderate condition Stiffness = 43 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Subgrade Rut, Cat A None	Vertical Compressive Strain: 200 Microstrain Position: Between Loads/Top of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06
Thickness = 181 Millimetres; Carpeta asfáltica Stiffness = 12784 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Thick Asphalt Cat A None	Max. Horizontal Tensile Strain: 58 Microstrain Position: Between Loads/Bottom of Layer Axle Capacity: 60,06 million (Effective: 60,06 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to > 1.0								
Thickness = 200 Millimetres; G4 material in moderate condition Stiffness = 246 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 34,4 kPa; Angle of Friction = 43,4	Shear Safety Factor: 5,29 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06								
Thickness = 250 Millimetres; G5 material in moderate moisture condition Stiffness = 168 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: Granular Materials Cat A Cohesion = 27,7 kPa; Angle of Friction = 38,5	Shear Safety Factor: 5,48 Position: Between Loads/Middle of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06								
Thickness = Semi-Infinite; G10 material in moderate condition Stiffness = 43 MPa; Poisson = 0,35; Criterion: RSA Subgrade Rut, Cat A None	Vertical Compressive Strain: 200 Microstrain Position: Between Loads/Top of Layer Axle Capacity: >100 million (Effective: > 100 million) Cum. Damage, Phase Start to End: < 0.01 to 0,06								
Standard Axle Load Details:									
Setup: 80 kN Axle, Dual 520 kPa, 350 mm Spacing; Daily Count = 7390; Growth Rate = 1 (%)									
Description: 80 kN Axle Dual Tyres. Contact pressure of 520 kPa, 350 mm Spacing									
Pavement Notes:									
	60ME2PCAC95								

Rubicon Toolbox: LET: Standard Axle Analysis / Ver: 2.4.1 / (Unlicensed)

